

**F 2947**

Frank Fingerloos, Wolfgang Finckh, Heinrich Hochreither,  
Anett Ignatiadis, Franz-Michael Jenisch,  
Markus Landgraf, Frank Prietz, Walter Schmitt,  
Konrad Schuster, Enrico Schwabach

# **Verbesserung der Praxistauglichkeit der Baunormen durch pränormative Arbeit**

## **Teilantrag 2: Betonbau**

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

© by Fraunhofer IRB Verlag

2015

ISBN 978-3-8167-9540-7

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/bauforschung](http://www.irb.fraunhofer.de/bauforschung)

## **Verbesserung der Praxistauglichkeit der Baunormen durch pränormative Arbeit – Teilantrag 2: Betonbau**

BBSR-Forschungsvorhaben

Az.: II 3-F20-10-1-085\_PG2 / SWD-10.08.18.7-12.28

Zuwendungsbescheid vom 20.09.2012

## **ENDBERICHT**

### **Berichtszeitraum:**

September 2012 bis Januar 2015

### **Forschende Stelle:**

Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V.  
10785 Berlin, Kurfürstenstraße 129

### **Aufgestellt: 20.03.2015**

Projektleiter: Dr.-Ing. Frank Fingerloos  
Sachbearbeiter: Dr.-Ing. Wolfgang Finckh  
Dr.-Ing. Heinrich Hochreither  
Dipl.-Ing. Anett Ignatiadis  
Dr.-Ing. Franz-Michael Jenisch  
Dipl.-Ing. Markus Landgraf  
Prof. Dipl.-Ing. Frank Prietz  
Dr.-Ing. Walter Schmitt  
Dr.-Ing. Konrad Schuster  
Dr.-Ing. Enrico Schwabach

*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.*

Dieser Endbericht umfasst 193 Seiten zzgl. Deckblatt.  
Anhang A umfasst 6 Seiten.

## Inhaltsverzeichnis

*Anmerkung: Die Gliederung dieses Forschungsberichts nimmt die Gliederung des Eurocode 2 nach Haupt- und Unterkapiteln auf (direkte Zuordenbarkeit der Themen). Sofern bestimmte EC2-Abschnitte hier fehlen, sind diese grundsätzlich praxistauglich, jedoch bei Bedarf redaktionell zu verbessern (nicht Inhalt dieses Forschungsberichts).*

|                                                                                 |           |
|---------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>Abkürzungen</b>                                                              | <b>4</b>  |
| <b>0 Einführung</b>                                                             | <b>6</b>  |
| 0.1 Ziel und Vorgehensweise                                                     | 6         |
| 0.2 Struktur des Berichts                                                       | 6         |
| 0.3 Bearbeiter                                                                  | 6         |
| <b>1 ALLGEMEINES</b>                                                            | <b>8</b>  |
| 1.5 Begriffe                                                                    | 8         |
| 1.6 Formelzeichen                                                               | 8         |
| <b>2 GRUNDLAGEN DER TRAGWERKSPLANUNG</b>                                        | <b>11</b> |
| 2.6 Zusätzliche Anforderungen an Gründungen                                     | 11        |
| <b>3 BAUSTOFFE</b>                                                              | <b>15</b> |
| 3.1 Beton                                                                       | 15        |
| 3.1.7 Spannungs-Dehnungs-Linien für die Querschnittsbemessung                   | 15        |
| 3.2 Betonstahl                                                                  | 21        |
| 3.2.1 Nichtrostender Betonstahl                                                 | 21        |
| 3.2.2 Spannungs-Dehnungs-Linien Betonstahl                                      | 23        |
| 3.2.3 Schweißen                                                                 | 26        |
| 3.2.4 Eigenschaften                                                             | 27        |
| 3.3 Spannstahl                                                                  | 29        |
| 3.3.2 Relaxation                                                                | 29        |
| 3.3.3 Spannungs-Dehnungs-Linien Spannstahl                                      | 31        |
| <b>4 DAUERHAFTIGKEIT</b>                                                        | <b>31</b> |
| 4.2 Umgebungsbedingungen                                                        | 31        |
| 4.4 Betondeckung                                                                | 32        |
| <b>5 ERMITTLUNG DER SCHNITTGRÖSSEN</b>                                          | <b>34</b> |
| 5.7 Nichtlineare Verfahren                                                      | 34        |
| 5.8 Berechnung von Bauteilen unter Normalkraft nach Theorie II. Ordnung         | 38        |
| 5.8.3 Vereinfachte Nachweise für Bauteile unter Normalkraft nach Theorie II. O. | 38        |
| 5.8.6 Allgemeines Verfahren                                                     | 47        |
| <b>6 GRENZZUSTÄNDE DER TRAGFÄHIGKEIT</b>                                        | <b>50</b> |
| 6.2 Querkraft                                                                   | 50        |
| 6.2.1 Nachweisverfahren                                                         | 50        |
| 6.2.2 Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung                | 50        |
| 6.2.3 Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung                | 58        |
| 6.2.4 Schubkräfte zwischen Balkensteg und Gurten                                | 67        |
| 6.2.5 Schubkraftübertragung in Fugen                                            | 73        |

|            |                                                                            |            |
|------------|----------------------------------------------------------------------------|------------|
| <b>6.3</b> | <b>Torsion.....</b>                                                        | <b>76</b>  |
| <b>6.4</b> | <b>Durchstanzen .....</b>                                                  | <b>77</b>  |
| 6.4.1      | Durchstanznachweis nach EC2-1-1 (Anamnese).....                            | 77         |
| 6.4.1.1    | Einwirkung und Rundschnitte .....                                          | 77         |
| 6.4.1.2    | Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung .....                        | 79         |
| 6.4.1.3    | Durchstanzwiderstand mit Durchstanzbewehrung .....                         | 80         |
| 6.4.1.4    | Maximaltragfähigkeit.....                                                  | 80         |
| 6.4.1.5    | Tragfähigkeit außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs .....             | 81         |
| 6.4.1.6    | Mindestbewehrung und bauliche Durchbildung.....                            | 81         |
| 6.4.2      | Durchstanznachweis nach EC2 mit NA (Anamnese) .....                        | 82         |
| 6.4.2.1    | Allgemeines .....                                                          | 82         |
| 6.4.2.2    | Einwirkung und Rundschnitte .....                                          | 82         |
| 6.4.2.3    | Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung .....                        | 83         |
| 6.4.2.4    | Durchstanzwiderstand mit Durchstanzbewehrung .....                         | 83         |
| 6.4.2.5    | Maximaltragfähigkeit.....                                                  | 84         |
| 6.4.2.6    | Tragfähigkeit außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs .....             | 84         |
| 6.4.2.7    | Mindestbewehrung und bauliche Durchbildung.....                            | 85         |
| 6.4.3      | Kritische Bewertung der Durchstanznachweise nach EC2 und NA (Diagnose) ... | 86         |
| 6.4.4      | Überprüfung des Sicherheitsniveaus nach EC2 und NA (Diagnose) .....        | 89         |
| 6.4.4.1    | Allgemeines .....                                                          | 89         |
| 6.4.4.2    | Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung .....                                 | 89         |
| 6.4.4.3    | Flachdecken mit Durchstanzbewehrung .....                                  | 92         |
| 6.4.4.4    | Einfluss der Bewehrungsmenge von Bügeln bei Flachdecken.....               | 96         |
| 6.4.4.5    | Einzelfundamente ohne Durchstanzbewehrung .....                            | 98         |
| 6.4.4.6    | Einzelfundamente mit Durchstanzbewehrung .....                             | 101        |
| 6.4.4.7    | Einfluss der Bewehrungsmenge von Bügeln bei Einzelfundamenten .....        | 102        |
| 6.4.4.8    | Zusammenfassung.....                                                       | 103        |
| 6.4.5      | Neuvorschlag für Bemessung von Flachdecken und Fundamenten (Therapie). ..  | 104        |
| 6.4.5.1    | Allgemeines .....                                                          | 104        |
| 6.4.5.2    | Lasteinleitung und Kontrollrundschnitt.....                                | 104        |
| 6.4.5.3    | Lasterhöhungsfaktor $\beta$ .....                                          | 107        |
| 6.4.5.4    | Flachdecken und Fundamente ohne Durchstanzbewehrung .....                  | 108        |
| 6.4.5.5    | Maximale Durchstanztragfähigkeit bei Flachdecken und Fundamente .....      | 113        |
| 6.4.5.6    | Flachdecken und Fundamente mit Durchstanzbewehrung .....                   | 115        |
| 6.4.5.7    | Mindestlängsbewehrung.....                                                 | 122        |
| <b>6.5</b> | <b>Stabwerkmodelle .....</b>                                               | <b>126</b> |
| 6.5.2      | Druckstreben .....                                                         | 126        |
| 6.5.3      | Zugstreben.....                                                            | 127        |
| 6.5.4      | Knoten .....                                                               | 128        |
| <b>6.7</b> | <b>Teilflächenbelastung .....</b>                                          | <b>129</b> |
| <b>6.8</b> | <b>Ermüdung .....</b>                                                      | <b>130</b> |
| <b>7</b>   | <b>GRENZZUSTÄNDE DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT .....</b>                       | <b>133</b> |
| <b>7.3</b> | <b>Rissbreitenbegrenzung .....</b>                                         | <b>133</b> |
| 7.3.2      | Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite.....                        | 133        |
| <b>7.4</b> | <b>Verformungsbegrenzung .....</b>                                         | <b>137</b> |
| 7.4.1      | Grenzwerte .....                                                           | 137        |
| 7.4.2      | Vereinfachte Begrenzung der Biegeschlankheiten.....                        | 139        |

|           |                                                |            |
|-----------|------------------------------------------------|------------|
| <b>8</b>  | <b>BEWEHRUNGSREGELN</b>                        | <b>148</b> |
| 8.4       | Verankerung der Längsbewehrung                 | 148        |
| 8.7       | Übergreifungsstöße                             | 150        |
| 8.10      | Spannglieder                                   | 154        |
| <b>9</b>  | <b>KONSTRUKTIONSREGELN</b>                     | <b>155</b> |
| 9.2       | Balken                                         | 155        |
| 9.2.1     | Längsbewehrung                                 | 155        |
| 9.4       | Flachdecken                                    | 158        |
| 9.4.3     | Durchstanzbewehrung                            | 158        |
| 9.5       | Stützen                                        | 159        |
| 9.5.1     | Mindestabmessungen                             | 159        |
| 9.5.2     | Mindestlängsbewehrung                          | 160        |
| 9.6       | Wände                                          | 163        |
| 9.6.1     | Mindestabmessungen                             | 163        |
| 9.8       | Gründungen                                     | 163        |
| 9.8.5     | Bohrpfähle                                     | 163        |
| <b>11</b> | <b>BAUTEILE AUS LEICHTBETON</b>                | <b>164</b> |
| 11.6      | Nachweise im GZT                               | 164        |
| 11.6.4    | Durchstanzen                                   | 164        |
| <b>13</b> | <b>AUSWERTUNG DER NDP</b>                      | <b>165</b> |
| 13.1      | Einleitung                                     | 165        |
| 13.2      | Analyse/Diagnose der Nationalen Anhänge zu EC2 | 165        |
| 13.3      | Therapie                                       | 170        |
| 13.3.1    | Allgemein                                      | 170        |
| 13.3.2    | Konkrete Vorgehensweise bei verschiedenen NDPs | 171        |
| 13.3.2.1  | Grundlagen der Tragwerksplanung                | 171        |
| 13.3.2.2  | Baustoffe                                      | 172        |
| 13.3.2.3  | Dauerhaftigkeit                                | 175        |
| 13.3.2.4  | Ermittlung der Schnittgrößen                   | 176        |
| 13.3.2.5  | Grenzzustände der Tragfähigkeit                | 178        |
| 13.3.2.6  | Konstruktionsregeln                            | 184        |
| <b>14</b> | <b>ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK</b>            | <b>186</b> |
|           | <b>Schrifttum</b>                              | <b>187</b> |
|           | Normen und Regelwerke                          | 187        |
|           | Literatur                                      | 190        |

**ANHANG A:**  
Vergleichsrechnungen zu SDL Beton (Tabellen und Abbildungen), S. A-1 bis A-6.

## Abkürzungen

In diesem Bericht werden folgende Abkürzungen verwendet:

|         |                                                                                                                                                                     |
|---------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| abZ     | <u>a</u> llgemeine <u>b</u> auaufsichtliche <u>Z</u> ulassung                                                                                                       |
| AKR     | <u>A</u> lkali- <u>K</u> iesel <u>sä</u> ure- <u>R</u> eaktion                                                                                                      |
| CEN     | Europäisches Komitee für Normung ( <u>C</u> omité <u>E</u> uropéen de <u>N</u> ormalisation, Euro<br>pean Committee for Standardization)                            |
| DAfStb  | Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V.                                                                                                                             |
| DB      | <u>D</u> urchstanz <u>b</u> ewehrung                                                                                                                                |
| DBV     | Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V.                                                                                                                         |
| DIBt    | Deutsches Institut für Bautechnik                                                                                                                                   |
| DIN     | Deutsches Institut für Normung e.V.                                                                                                                                 |
| EC0     | DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung                                                                                                              |
| EC2-1-1 | DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton-<br>und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den<br>Hochbau      |
| EC2-1-2 | DIN EN 1992-1-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton-<br>und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Tragwerksbemessung für den Brandfall                |
| EC2-2   | DIN EN 1992-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und<br>Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstrukti-<br>onsregeln |
| EC2-3   | DIN EN 1992-3: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und<br>Spannbetontragwerken – Teil 3: Silos und Behälterbauwerke                              |
| ETA     | europäische technische Zulassung ( <u>E</u> uropean <u>T</u> echnical <u>A</u> pproval bzw. <u>E</u> uropean<br><u>T</u> echnical <u>A</u> ssessment)               |
| GZG     | <u>G</u> renzz <u>u</u> stände der <u>G</u> ebrauchstauglichkeit                                                                                                    |
| GZT     | <u>G</u> renzz <u>u</u> stände der <u>T</u> ragfähigkeit                                                                                                            |
| hEN     | <u>h</u> armonisierte <u>E</u> uropäische Bauprodukt- <u>N</u> orm                                                                                                  |
| KQ      | <u>K</u> reis- <u>Q</u> uerschnitt                                                                                                                                  |
| MC1990  | CEB/FIP- <u>M</u> odel <u>C</u> ode <u>1990</u>                                                                                                                     |
| MC2010  | CEB/FIP- <u>M</u> odel <u>C</u> ode <u>2010</u>                                                                                                                     |
| 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<br>EC2-1-1 ( <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                                                                    |
| NR      | <u>n</u> icht <u>r</u> ostend                                                                                                                                       |
| PG2     | <u>P</u> rojekt <u>g</u> ruppe 2: Betonbau                                                                                                                          |
| PRB     | Initiative <u>P</u> raxisgerechte <u>R</u> egelwerke im <u>B</u> auwesen e.V.                                                                                       |
| PRD     | <u>P</u> arabel- <u>R</u> echteck- <u>D</u> iagramm (Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons im GZT)                                                                    |
| RQ      | <u>R</u> echteck- <u>Q</u> uerschnitt                                                                                                                               |
| SDL     | <u>S</u> pannungs- <u>D</u> ehnungs- <u>L</u> inie                                                                                                                  |

**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 – Vereinigtes Königreich Großbritannien



## **0 Einführung**

### **0.1 Ziel und Vorgehensweise**

Ziel des Forschungsvorhabens ist die pränormative Forschung im Vorfeld der praxisgerechten Überarbeitung und Weiterentwicklung des Eurocode 2 für den Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau.

Die Arbeiten folgen dem Grundsatz, dass zunächst themenweise in einer Anamnese/Diagnose Schwachstellen und Überregulierungen des Eurocode 2 zusammengetragen werden, wobei geprüft wird, inwieweit diese Defizite in der Praxis Bedeutung haben.

Anschließend werden Verbesserungen und Vereinfachungen im Sinne einer Therapie erarbeitet und bei Bedarf durch Vergleichsrechnungen validiert.

Bedarfsweise werden die Auswirkungen der Verbesserungsvorschläge zum Eurocode 2 auch an konkreten Bauteilen untersucht und mit den Bemessungsergebnissen des bisherigen Eurocode 2 verglichen. Die Ergebnisse dieser Forschungsarbeiten sollen regelmäßig in die deutschen und europäischen Normungsgremien eingebracht werden.

Die Therapievorschläge münden in laufend überarbeitete und praxistaugliche Entwürfe von Normtexten für den Eurocode 2 selbst und für den zugehörigen Nationalen Anhang.

### **0.2 Struktur des Berichts**

Die Gliederung des Berichts nimmt die existierende Gliederung des Eurocode 2 nach Hauptkapiteln auf. Innerhalb der jeweiligen Hauptkapitel werden themenbezogen die Ergebnisse der PRB-Arbeiten erläutert. Sofern bestimmte Teilthemen nicht in diesem Endbericht behandelt werden, sind diese aus Sicht der beteiligten Ingenieure grundsätzlich praxistauglich, jedoch bei Bedarf redaktionell verbessert worden.

Die pränormativ erarbeiteten Normentexte und die NDP-Zusammenstellung aus den europäischen Nationalen Anhängen zu EC2-1-1 [1] werden in separaten Dokumenten zusammengefasst und sind nicht Inhalt dieses Endberichts.

### **0.3 Bearbeiter**

Die Forschungsarbeiten wurden von verschiedenen Bearbeitern durchgeführt (siehe Tabelle 0.1). Die Experten sind in der Praxis tätige Tragwerksplaner, die in Ingenieurbüros, Baufirmen oder Bauindustrieverbänden langjährige Erfahrungen mit der Anwendung von Normen im Betonbau haben.

Darüber hinaus wurde zur umfangreichen Überarbeitung des Kapitels 6.4 „Durchstanzen“ ein Teilforschungsvorhaben an die RWTH Aachen vergeben (siehe Tabelle 0.2).

**Tab. 0.1. Mitarbeiter der PRB-PG2**

| Name                                                                                                       | Adresse                                                                                                   |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Dr.-Ing. Frank Fingerloos<br>Dr.-Ing. Enrico Schwabach                                                     | Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V.<br>Kurfürstenstraße 129, 10785 Berlin                         |
| Dipl.-Ing. Anett Ignatiadis<br>Dr.-Ing. Udo Wiens                                                          | Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V.<br>Budapester Straße 31, 10787 Berlin                            |
| Dr.-Ing. Heinrich Hochreither<br>Dipl.-Ing. Daniel Rausch                                                  | Hochreither + Vorndran Ingenieurgesellschaft mbH<br>Magnolienweg 15, 63741 Aschaffenburg                  |
| Dr.-Ing. Franz-Michael Jenisch<br>Dipl.-Ing. Anja Schlotter                                                | Jenisch + Jung Ingenieurgesellschaft mbH<br>Otto-Hahn-Straße 48, 63303 Dreieich                           |
| Dr.-Ing. Wolfgang Finckh<br>Dipl.-Ing. Thomas Böhme<br>Dipl.-Ing. Franz Kunz                               | Wayss & Freytag Ingenieurbau AG, Technisches Büro<br>Eschborner Landstraße 130-132, 60489 Frankfurt a. M. |
| Dipl.-Ing. Markus Landgraf<br>Dipl.-Ing. Peter Weber                                                       | Ed. Züblin AG, Zentrale Technik, Technisches Büro<br>Albstadtweg 3, 70567 Stuttgart                       |
| Prof. Dipl.-Ing. Frank Prietz<br>Dipl.-Ing. Uwe Richtsteig                                                 | GSE Ingenieur-Gesellschaft mbH<br>Von-der-Gablentz-Straße 19, 13403 Berlin                                |
| Dr.-Ing. Walter Schmitt<br>Dr.-Ing. Markus Staller<br>Dipl.-Ing. Christian Juli<br>M.Sc. Alexander Schmitt | Suess – Staller – Schmitt Ingenieure GmbH<br>Lochhamer Schlag 12, 82166 Gräfelfing                        |
| Dr.-Ing. Konrad Schuster<br>Dr.-Ing. Alexander Steffens                                                    | WTM ENGINEERS GMBH<br>Johannisbollwerk 6-8, 20459 Hamburg                                                 |

**Tab. 0.2. Externe Forscher**

| Name                                                                             | Adresse                                                                                       |
|----------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------|
| Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger<br>Dipl.-Ing. Carsten Siburg<br>M.Sc. Dominik Kueres | RWTH Aachen<br>Lehrstuhl und Institut für Massivbau<br>Mies-van-der-Rohe-Str. 1, 52074 Aachen |

## 1 ALLGEMEINES

### 1.5 Begriffe

#### a) Anamnese/Diagnose: Sachstand

Im derzeitigen Abschnitt 1.5 sind nur vier betonspezifische Begriffe enthalten. Ansonsten wird auf die Begriffe in EN 1990 [R12] verwiesen.

Viele weitere wichtige Begriffsdefinitionen fehlen bzw. sind im Normentext an unterschiedlichen Stellen enthalten.

#### b) Therapie:

Alle mehrfach in Bezug genommenen Begriffe im Abschnitt 1.5 einmal definieren und, soweit vorhanden, aus dem Normentext entfernen.

Als spezifisch deutsche Definition verbleibt als NCI im NA nur der Begriff des „üblichen Hochbaus“ mit Einschränkungen bzgl. der Lasten.

**NA 1.5.20 üblicher Hochbau.** Hochbau, der für vorwiegend ruhende, gleichmäßig verteilte Nutzlasten bis 5,0 kN/m<sup>2</sup>, gegebenenfalls auch für Einzellasten bis 7,0 kN und für PKW bemessen ist.

Die Begriffe „vorwiegend ruhende“ und „nicht vorwiegend ruhende“ Einwirkungen sollen bauartübergreifend in EN 1990 bzw. DIN EN 1990/NA definiert werden (verantwortlich → PRB-PG1).

**NA...vorwiegend ruhende Einwirkung.** Statische Einwirkung oder nicht ruhende Einwirkung, die jedoch für die Tragwerksplanung als ruhende Einwirkung betrachtet werden darf.

**NA ... nicht vorwiegend ruhende Einwirkung.** Stoßende Einwirkung oder sich häufig wiederholende Einwirkung, die eine vielfache Beanspruchungsänderung während der Nutzungsdauer des Tragwerks oder des Bauteils hervorruft und die für die Tragwerksplanung nicht als ruhende Einwirkung angesehen werden darf (z. B. Kran-, Kranbahn-, Gabelstaplerlasten, Verkehrslasten auf Brücken).

### 1.6 Formelzeichen

#### a) Anamnese/Diagnose: Sachstand

Die derzeit in EC2-1-1 [R1] und EC2-1-1/NA [R3] vorkommenden Formelzeichen wurden vollständig analysiert. Aus der Analyse lässt sich erkennen, dass die Liste der Formelzeichen in Abschnitt 1.6 zum einen unvollständig ist und zum anderen einige Formelzeichen vorhanden sind, die im Dokument nicht vorkommen. Des Weiteren gibt es eine ganze Reihe von Formelzeichen, die mit mehreren unterschiedlichen Bedeutungen verwendet werden. In vielen Fällen erschließt sich die Bedeutung aus dem Zusammenhang, jedoch ist dies nicht immer eindeutig der Fall. Weiterhin gibt es einige wenige Fälle, in denen für die gleiche Bedeutung unterschiedliche Formelzeichen verwendet werden.

Weiterhin ist die Logik, an welcher Stelle die jeweiligen Formelzeichen erläutert werden, nicht einheitlich; einige Formelzeichen tauchen ohne irgendeine Erläuterung auf, z. B. in Bildern, einige Formelzeichen werden nur in Abschnitt 1.6 erläutert, andere nur im Haupttext und andere sowohl im Abschnitt 1.6, als auch im Haupttext. Außerdem führt die mehrfache Wiederholung von Definitionen im Haupttext zu einer Menge Text ohne neue Inhalte und in einigen Fällen auch zu Ungenauigkeiten bzw. Uneindeutigkeiten.

#### b) Therapie: Verbesserungsvorschläge zur Strukturierung

Alle Symbole, die mehr als einmal im Haupttext auftauchen, sollen konzentriert in Abschnitt 1.6 erläutert werden, siehe Auszug in Tabelle 1.1.

Dadurch wird Abschnitt 1.6 zu einer nützlichen Referenz. Sich wiederholende Definitionen können dann im Haupttext entfernt werden und nur noch dort verbleiben, wo es Abweichungen zur allgemeinen Definition in Abschnitt 1.6 gibt oder wo weitere Informationen gegeben werden.

Dies ist in Übereinstimmung mit DIN 820-2 [R15], wonach die Wiederholung von Definitionen möglichst vermieden werden soll. Dadurch kann der Haupttext gekürzt werden, ohne dass sich inhaltlich etwas ändert. Außerdem wird dabei die Verweistiefe reduziert. Gleichzeitig werden so Ungenauigkeiten und Inkonsistenzen aus sich wiederholenden Definitionen vermieden. Dieser Ansatz wurde in den folgenden bereits bearbeiteten Kapiteln zum Teil schon umgesetzt und ist auch im Sinne der Leitplanken von PRB (Reduzierung des Umfangs der Normen, Verbesserung der handwerklichen Qualität und der Sprache der Normen, Eindeutigkeit).

Bei der Überarbeitung soll außerdem die Verwendung des gleichen Formelzeichens für unterschiedliche Bedeutungen weitestgehend vermieden werden, um die Konsistenz und Eindeutigkeit des Dokuments zu verbessern. Dies kann z. B. durch Indizes an mehrfach belegten Symbolen geschehen (siehe Beispiel in Tabelle 1.2). An einigen Stellen wird dies nicht ohne weiteres möglich sein, insbesondere da, wo die Bezeichnungen historisch gewachsen sind oder in den Fällen, wo Bezüge zu anderen Normen der Grund für die Doppelbelegung sind.

Es wird bei den jeweiligen Abschnitten des Haupttextes vorgeschlagen, wo die Definition entfernt oder gekürzt werden kann und wo Formelzeichen geändert werden sollten (siehe Beispiele in Tabellen 1.2 bis 1.4).

Mit Hilfe der PRB-Zusammenstellung soll jedoch auf jeden Fall vermieden werden, durch Änderungsvorschläge bei der Bearbeitung des Haupttextes weitere Doppelbelegungen oder Inkonsistenzen zu erzeugen. Aus diesem Grund wurde die PRB-Zusammenstellung der Formelzeichen der mit der Erarbeitung der nächsten EC2-Generation befassten Working Group WG1 des zuständigen europäischen Normenkomitees CEN TC250/SC2 als Arbeitsdokument zur Verfügung gestellt.

**Tab. 1.1. Auszug aus 1.6 Formelzeichen (aktuell: nicht unterlegt, vorgeschlagene Ergänzungen: grau unterlegt)**

|               | Beschreibung (en)                                                               | Beschreibung (de)                                                                          |
|---------------|---------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------|
| $f_{bd}$      | design value of the ultimate bond stress                                        | Bemessungswert der Verbundfestigkeit                                                       |
| $f_{bed}$     | design strength of bedding material                                             | Bemessungswert der Festigkeit des Fugenfüllmaterials                                       |
| $f_{bpd}$     | design bond strength for anchorage in the ultimate limit state                  | Bemessungswert der Verbundfestigkeit für die Verankerung im Grenzzustand der Tragfähigkeit |
| $f_{bpt}$     | bond stress                                                                     | Verbundspannung                                                                            |
| $f_c$         | compressive strength of concrete                                                | Betondruckfestigkeit                                                                       |
| $f_{cd}$      | design value of concrete compressive strength                                   | Bemessungswert der Betondruckfestigkeit                                                    |
| $f_{cd,c}$    | design value of increased concrete compressive strength of confined concrete    | Bemessungswert der erhöhten Betonfestigkeit unter mehraxialer Druckbeanspruchung           |
| $f_{cd,fat}$  | design fatigue strength of concrete                                             | Bemessungswert der Festigkeit des Betons beim Nachweis gegen Ermüdung                      |
| $f_{cd,pl}$   | compressive strength of plain concrete                                          | Bemessungsdruckfestigkeit des unbewehrten Betons                                           |
| $f_{ck}$      | characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days             | charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen                         |
| $f_{ck}(t)$   | characteristic compressive cylinder strength of concrete at time $t$            | charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons für ein Alter von $t$ Tagen           |
| $f_{ck}(t_0)$ | characteristic compressive cylinder strength of concrete at the time of loading | charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons zum Zeitpunkt des Belastungsbeginns   |
| $f_{ck,c}$    | increased characteristic strength of confined concrete                          | erhöhte charakteristische Betonfestigkeit unter mehraxialer Druckbeanspruchung             |
| $f_{ck,cube}$ | characteristic compressive cube strength of concrete at 28 days                 | charakteristische Würfeldruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen                           |
| $f_{cm}$      | mean value of concrete cylinder compressive strength                            | Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons                                          |

**Tab. 1.2. Beispiel für Vermeidung vom Doppelbelegung durch Einführung von Indizes**

| Formelzeichen | Abschnitt    | derzeitige Definition/Bedeutung in den einzelnen Abschnitten                                                                                     | Kommentar/Vorschlag         |
|---------------|--------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------|
| $k_4$         | 5.5 (4)      | Beiwert zur Begrenzung der Momentenumlagerung ohne besonderen Nachweis der Rotationsfähigkeit                                                    | ändern in $k_{rot,4}$       |
| $k_4$         | 5.10.2.2 (4) | Mindestbetondruckfestigkeit bei Teilvorspannung                                                                                                  | ändern (ggf. ganzen Absatz) |
| $k_4$         | 6.5.4 (6)    | Beiwert zur Begrenzung der maximal anzusetzenden Bemessungsdruckfestigkeit beim Nachweis von dreiaxial gedrückten Knoten                         | ändern in $k_{node,4}$      |
| $k_4$         | 7.2 (5)      | Beiwert zur Begrenzung der Betonstahlzugspannungen unter der charakteristischen (seltenen) Einwirkungskombination infolge Zwang                  | ändern in $k_{s,4}$         |
| $k_4$         | 7.3.4 (2)    | Beiwert zur Ermittlung des maximalen Rissabstandes (zur Berücksichtigung des Verhältnisses der Verbundspannung zur mittleren Betonzugfestigkeit) | ändern in $k_{cr,4}$        |

**Tab. 1.3. Beispiel für ungenaue, sich wiederholende Definitionen im Text**

| Formelzeichen | Abschnitt             | derzeitiger englischer Text                                        | derzeitiger deutscher Text                                                     | Kommentar/Vorschlag                                                                            |
|---------------|-----------------------|--------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------|
| $f_{cm}$      | 1.6                   | Mean value of concrete cylinder compressive strength               | Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons                              | Definition präzisieren: Mean value of concrete cylinder compressive strength at 28 days in MPa |
|               | 3.1.2 (3)<br>Tab. 3.1 | -                                                                  | -                                                                              | ok                                                                                             |
|               | 3.1.2 (6)             | mean compressive strength at 28 days according to Tab. 3.1         | mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen gemäß Tabelle 3.1                       | Definition streichen                                                                           |
|               | 3.1.3 (2)             | in the text                                                        | im Text                                                                        | ok                                                                                             |
|               | 3.1.3 (3)             | in the text                                                        | im Text                                                                        | ok                                                                                             |
|               | 3.1.5 (1)             | according to Table 3.1                                             | nach Tabelle 3.1                                                               | Definition streichen                                                                           |
|               | 5.8.6 (3)             | in the text                                                        | im Text                                                                        | ok                                                                                             |
|               | 10.3.1.1 (3)          | -                                                                  | -                                                                              | ok                                                                                             |
|               | B.1 (1)               | mean compressive strength of concrete in MPa at the age of 28 days | mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons in N/mm <sup>2</sup> nach 28 Tagen | Definition streichen                                                                           |
|               | B.2 (1)               | mean compressive strength (MPa)                                    | mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm <sup>2</sup> ]               | Definition streichen                                                                           |

**Tab. 1.4. Beispiel für ergänzte Definition in 1.6 und daraus folgende Kürzung des Haupttexts**

| Formelzeichen  | Abschnitt   | derzeitiger englischer Text                                  | derzeitiger deutscher Text                                                   | Kommentar/Vorschlag                                             |
|----------------|-------------|--------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|
| $\varphi_{ef}$ | 1.6         |                                                              |                                                                              | <i>Definition ergänzen: effective creep ratio</i>               |
|                | 5.8.3.1 (1) | effective creep ratio; see 5.8.4                             | effektive Kriechzahl; siehe 5.8.4                                            | <i>Definition streichen</i>                                     |
|                | 5.8.4 (2)   | effective creep ratio ( <i>in the text</i> )                 | effektive Kriechzahl ( <i>im Text</i> )                                      | <i>ok</i>                                                       |
|                | 5.8.4 (4)   | -                                                            | -                                                                            | <i>ok</i>                                                       |
|                | 5.8.6 (4)   | effective creep ratio according to 5.8.4                     | effektive Kriechzahl gemäß 5.8.4                                             | <i>Definition streichen</i>                                     |
|                | 5.8.7.2 (2) | effective creep ratio, see 5.8.4                             | effektive Kriechzahl; siehe 5.8.4                                            | <i>Definition streichen</i>                                     |
|                | 5.8.7.2 (3) | -                                                            | -                                                                            | <i>ok</i>                                                       |
|                | 5.8.7.2 (4) | effective creep ratio; same value as for columns may be used | effektive Kriechzahl; es darf derselbe Wert wie für Stützen verwendet werden | <i>Definition kürzen: same value as for columns may be used</i> |
|                | 5.8.8.3 (4) | effective creep ratio, see 5.8.4                             | effektive Kriechzahl; siehe 5.8.4                                            | <i>Definition streichen</i>                                     |

## 2 GRUNDLAGEN DER TRAGWERKSPLANUNG

### 2.6 Zusätzliche Anforderungen an Gründungen

#### a) Anamnese/Diagnose: Sachstand

Im EC2-1-1 wird an einigen Stellen auf Gründungen bzw. Bohrpfähle als Bauteile des Spezialtiefbaus eingegangen:

- 2.3.4.2 Zusätzliche Anforderungen an Bohrpfähle
- 2.4.2.5 Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe bei Gründungen
- 2.6 Zusätzliche Anforderungen an Gründungen
- 5.1.2 Besondere Anforderungen an Gründungen
- 9.8 Gründungen
- 9.8.1 Pfahlkopfplatten
- 9.8.2 Einzel- und Streifenfundamente
- 9.8.3 Zerrbalken
- 9.8.4 Einzelfundament auf Fels
- 9.8.5 Bohrpfähle

Die besonderen Regeln zur Bemessung und Konstruktion von Betonbauteilen als Gründungselemente sind wegen ihrer Verteilung im Normentext nicht leicht aufzufinden. Sie sind teilweise überflüssig oder nicht nachvollziehbar.

Die EC2-Regeln für Bohrpfähle widersprechen ähnlichen Regeln in EN 1536 [R28] bzw. fehlen ganz (vgl. Tabelle 2.1). Umgekehrt widersprechen Regelungen in EN 1536 auch Regeln des EC2.



Außerdem ist die überwiegende Zahl von Bauteilen der Geotechnik und des Spezialtiefbaus **nicht** im EC2 behandelt (entsprechend dem Anwendungsbereich des EC2 für Hoch- und Ingenieurbauten), wie z. B. die auch in geotechnischen Normen geregelten:

- Verpressanker (EN 1537 [R29])
- Schlitzwände (EN 1538 [R30], DIN 4126 [R23])
- Verdrängungspfähle (EN 12699 [R37])
- Betonfertigteile – Gründungspfähle (EN 12794 [R38])
- Mikropfähle (EN 14199 [R41])
- Gründungen und Unterfangungen im Bereich bestehender Gebäude (DIN 4123 [R22])

Des Weiteren werden Regelungen mehrfach, dafür oft mit unterschiedlichen Bezeichnungen, formuliert (z. B. Bemessungswerte der Stahlzugglieder aus Spannstahl bzw. Betonstahl als Anker in DIN 1054 [R21] bzw. als Zugbewehrung im EC2).

Diese unterschiedlichen und Mehrfachregelungen erschweren die praktische Bemessung sehr und führen zu entsprechendem Auslegungs- bzw. Vertragsbedarf.

**Tab. 2.1. Vergleich der Regelungen zu Bohrpfählen in EC2 und EN 1536**

| EC2 [R1] bzw. EC2/NA [R3]                                                                                                                                                                                                                                                                                                       | Bohrpfähle EN 1536 [R28]                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 2.3.4.2 Durchmesser von Ortbeton-Bohrpfählen mit wieder gewonnener Verrohrung:<br>– $d_{nom} < 0,4 \text{ m}$ : $d = d_{nom} - 20 \text{ mm}$<br>– $0,40 \text{ m} \leq d_{nom} \leq 1,0 \text{ m}$ : $d = 0,95d_{nom}$<br>– $d_{nom} > 1,0 \text{ m}$ : $d = d_{nom} - 50 \text{ mm}$<br>mit $d_{nom}$ – Pfählenenddurchmesser | Keine Anforderungen an reduzierten Durchmesser $D$ für Bemessung.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 |
| 2.4.2.5 Teilsicherheitsbeiwerte:<br>Bei Ortbeton-Bohrpfählen mit wiedergewonnener Verrohrung ist in der Regel für Beton $\gamma_c$ nach 2.4.2.4 (1) mit dem Beiwert $k_f = 1,1$ zu multiplizieren.<br>(NDP: $k_f = 1,0$ bei Pfählen nach DIN EN 1536)                                                                           | Keine Anforderungen an erhöhten Teilsicherheitsbeiwert.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           |
| Entspricht 4 4.1 Betondeckung.                                                                                                                                                                                                                                                                                                  | 7.7.1 Die Mindestbetondeckung muss hinsichtlich der Expositionsklassen und des Verbundes EN 1992 (alle Teile) entsprechen.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |
| 4.4.1.1 (2) Nennmaß der Betondeckung:<br>$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$<br>4.4.1.3 (1)P Vorhaltemaß $\Delta c_{dev}$ zur Berücksichtigung von unplanmäßigen Abweichungen (zulässige negative Abweichung in der Bauausführung).                                                                                            | Keine Angaben zum Vorhaltemaß.<br>Siehe auch widersprüchliche Anmerkung zu 7.7.2 mit Nennbetondeckung = Mindestbetondeckung (auch für Exposition und Verbund ohne Vorhaltemaß).                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   |
| Keine Angaben in 4 4.1 Betondeckung.                                                                                                                                                                                                                                                                                            | 7.7.2 Die Mindestbetondeckung hinsichtlich der Ausführung darf nicht kleiner sein als<br>– 75 mm bei Schlitzwandelementen,<br>– 60 mm bei Pfählen mit $D > 0,6 \text{ m}$ oder<br>– 50 mm bei Pfählen mit $D \leq 0,6 \text{ m}$ .<br>ANMERKUNG Die Mindestbetondeckung ist für die Ausführung mit Bezug auf Zielwerte festgelegt, nicht mit Bezug auf die Ausführungstoleranzen (um sicherzustellen, dass Beton unbehindert fließt). Daher entspricht die Nennbetondeckung entweder der Mindestbetondeckung hinsichtlich der Expositionsklasse und des Verbundes oder der Mindestbetondeckung hinsichtlich der Ausführung, wobei der größere Wert maßgebend ist. |

**Tab. 2.1. Fortsetzung**

|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Keine Angaben in 4 4.1 Betondeckung.<br>(außer 4.4.1.3 (4) Für ein bewehrtes Bauteil, bei dem der Beton gegen unebene Flächen geschüttet wird, ist in der Regel das Nennmaß der Betondeckung grundsätzlich um eine zulässige Abweichung zu vergrößern. Die Erhöhung sollte das Differenzmaß der Unebenheit, jedoch ... mindestens <b>50 mm</b> bei Herstellung unmittelbar auf den Baugrund betragen.)                                                                                                                                               | 7.7.3 Mindestbetondeckung hinsichtlich der Ausführung auf 75 mm vergrößern:<br>- bei unverrohrten Pfählen in weichem Baugrund;<br>- bei Unterwasserbeton mit 32 mm Größtkorn der Gesteinskörnung;<br>- bei Verwendung von Silikastaub als Zementersatz;<br>- wenn die Bewehrung nachträglich in den frischen Beton eingebracht wird;<br>- bei unebener Oberfläche der Bohrlochwände.                                                                                                                                                                                                 |
| Keine Angaben in 4 4.1 Betondeckung.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | 7.7.4 Die Mindestbetondeckung hinsichtlich der Ausführung darf bei bleibender Verrohrung oder Hülse auf 40 mm in Bezug auf deren äußere Oberfläche verringert werden.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |
| Keine Angaben in 4 4.1 Betondeckung.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | 7.7.8 Bei unverrohrten Bohrungen muss die Größe der einzelnen Abstandhalter den Baugrundbedingungen angepasst sein, so dass beim Einführen der Bewehrung in die Bohrung kein Nachbruch aus der Bohrlochwand verursacht wird.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |
| 5.1.2 Besondere Anforderungen:<br>(3) Für die Bemessung einzelner Pfähle sind in der Regel die Einwirkungen unter Berücksichtigung der Wechselwirkung zwischen Pfählen, Pfahlkopfplatten und stützendem Boden zu ermitteln.<br>(4) Bei Pfahlgruppen ist in der Regel die Einwirkung auf jeden einzelnen Pfahl unter Berücksichtigung der Wechselwirkung zwischen den Pfählen zu bestimmen.<br>(5) Diese Wechselwirkung darf vernachlässigt werden, wenn der lichte Abstand zwischen den Pfählen mehr als das Doppelte des Pfahldurchmessers beträgt. | Keine Bemessungsangaben zu Pfahlgruppen bzw. zur Vernachlässigung der Wechselwirkung.<br>Aber in EC7-1 [R11]:<br>7.6.2 Widerstand bei Druck: (3)P Bei Pfahlgruppen müssen zwei Arten des Versagens nachgewiesen werden:<br>- Druckwiderstand der Einzelpfähle;<br>- Druckwiderstand der Pfähle und des dazwischen vorhandenen Bodens als Block.<br>(maßgebend ist der kleinere Wert).<br>7.6.3 Widerstand bei Zug: (5) Bei einzeln stehenden Zugpfählen oder einer Zugpfahlgruppe kann das Versagen durch den Herauszieh-Widerstand eines mittragenden Erdkörpers bestimmt sein, ... |
| 9.6 Bohrpfahlwände: Keine Einschränkung.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             | 7.2.1 Bei der Bemessung von Bohrpfahlwänden sollten nur die bewehrten Pfähle berücksichtigt werden.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  |



**Tab. 2.1. Fortsetzung**

| <p>9.8.5 (3) Mindestlängsbewehrung <math>A_{s,bpmin}</math> in Abhängigkeit vom Pfahlquerschnitt <math>A_c</math> nach Tabelle 9.6N.</p> <p><b>Tabelle 9.6N – Mindestfläche der Längsbewehrung bei Ortbeton-Bohrpfählen</b></p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Pfahlquerschnitt <math>A_c</math></th><th>Mindestquerschnittsfläche der Längsbewehrung <math>A_{s,bpmin}</math></th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>A_c \leq 0,5 \text{ m}^2</math></td><td><math>A_s \geq 0,005 \cdot A_c</math></td></tr> <tr> <td><math>0,5 \text{ m}^2 &lt; A_c \leq 1,0 \text{ m}^2</math></td><td><math>A_s \geq 25 \text{ cm}^2</math></td></tr> <tr> <td><math>A_c &gt; 1,0 \text{ m}^2</math></td><td><math>A_s \geq 0,0025 \cdot A_c</math></td></tr> </tbody> </table> <p>Bohrpfähle mit <math>d_{nom} \leq 300 \text{ mm}</math> sind immer zu bewehren. Bezüglich Herstellung und Bemessung wird auf DIN EN 14199 verwiesen.</p> | Pfahlquerschnitt $A_c$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              | Mindestquerschnittsfläche der Längsbewehrung $A_{s,bpmin}$ | $A_c \leq 0,5 \text{ m}^2$ | $A_s \geq 0,005 \cdot A_c$ | $0,5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$ | $A_s \geq 25 \text{ cm}^2$ | $A_c > 1,0 \text{ m}^2$ | $A_s \geq 0,0025 \cdot A_c$ | <p>7.5.2.2 Bei bewehrten Pfählen muss die Längsbewehrung den Mindestwerten der Tabelle 5 entsprechen.</p> <p><b>Tabelle 5 — Mindestlängsbewehrung</b></p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Nennquerschnitt des Bohrpfahles <math>A_c</math></th><th>Querschnittsfläche der Längsbewehrung <math>A_s</math></th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>A_c \leq 0,5 \text{ m}^2</math></td><td><math>A_s \geq 0,5 \% A_c</math></td></tr> <tr> <td><math>0,5 \text{ m}^2 &lt; A_c \leq 1,0 \text{ m}^2</math></td><td><math>A_s \geq 0,0025 \text{ m}^2</math></td></tr> <tr> <td><math>A_c &gt; 1,0 \text{ m}^2</math></td><td><math>A_s \geq 0,25 \% A_c</math></td></tr> </tbody> </table> | Nennquerschnitt des Bohrpfahles $A_c$ | Querschnittsfläche der Längsbewehrung $A_s$ | $A_c \leq 0,5 \text{ m}^2$ | $A_s \geq 0,5 \% A_c$ | $0,5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$ | $A_s \geq 0,0025 \text{ m}^2$ | $A_c > 1,0 \text{ m}^2$ | $A_s \geq 0,25 \% A_c$ |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------------------------|----------------------------|-------------------------|-----------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------------|----------------------------|-----------------------|----------------------------------------------|-------------------------------|-------------------------|------------------------|
| Pfahlquerschnitt $A_c$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  | Mindestquerschnittsfläche der Längsbewehrung $A_{s,bpmin}$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          |                                                            |                            |                            |                                              |                            |                         |                             |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |                                       |                                             |                            |                       |                                              |                               |                         |                        |
| $A_c \leq 0,5 \text{ m}^2$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              | $A_s \geq 0,005 \cdot A_c$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          |                                                            |                            |                            |                                              |                            |                         |                             |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |                                       |                                             |                            |                       |                                              |                               |                         |                        |
| $0,5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            | $A_s \geq 25 \text{ cm}^2$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          |                                                            |                            |                            |                                              |                            |                         |                             |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |                                       |                                             |                            |                       |                                              |                               |                         |                        |
| $A_c > 1,0 \text{ m}^2$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | $A_s \geq 0,0025 \cdot A_c$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |                                                            |                            |                            |                                              |                            |                         |                             |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |                                       |                                             |                            |                       |                                              |                               |                         |                        |
| Nennquerschnitt des Bohrpfahles $A_c$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | Querschnittsfläche der Längsbewehrung $A_s$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |                                                            |                            |                            |                                              |                            |                         |                             |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |                                       |                                             |                            |                       |                                              |                               |                         |                        |
| $A_c \leq 0,5 \text{ m}^2$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              | $A_s \geq 0,5 \% A_c$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               |                                                            |                            |                            |                                              |                            |                         |                             |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |                                       |                                             |                            |                       |                                              |                               |                         |                        |
| $0,5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            | $A_s \geq 0,0025 \text{ m}^2$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       |                                                            |                            |                            |                                              |                            |                         |                             |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |                                       |                                             |                            |                       |                                              |                               |                         |                        |
| $A_c > 1,0 \text{ m}^2$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | $A_s \geq 0,25 \% A_c$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              |                                                            |                            |                            |                                              |                            |                         |                             |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |                                       |                                             |                            |                       |                                              |                               |                         |                        |
| <p>9.8.5 (3) ANMERKUNG mindestens 6 Längsstäbe mit min 16 mm Durchmesser</p>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            | <p>7.5.2.3 Längsbewehrung für bewehrte Bohrpfähle: mindestens 4 Stäbe mit min 12 mm Durchmesser.</p>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |                                                            |                            |                            |                                              |                            |                         |                             |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |                                       |                                             |                            |                       |                                              |                               |                         |                        |
| <p>9.8.5 (3) ANMERKUNG lichter Abstand zwischen den Stäben maximal 200 mm (am Pfahlrand entlang gemessen).</p> <p>Mindeststababstand 8.2 (2):<br/>20 mm oder Stabdurchmesser oder <math>d_g + 5 \text{ mm}</math> (bei <math>d_g &gt; 16 \text{ mm}</math>).</p>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        | <p>7.5.2.5 Abstand zwischen den Längsstäben möglichst groß wählen (für einwandfreies Betonieren), jedoch max. 400 mm.</p> <p>7.5.2.6 Der lichte horizontale Abstand zwischen den Längsstäben oder Stabbündeln einer Lage darf 100 mm nicht unterschreiten.</p> <p>7.5.2.7 Bei Größtkorn der Gesteinskörnungen <math>\leq 20 \text{ mm}</math> darf der lichte horizontale Abstand zwischen den Längsstäben oder Bündeln einer Lage im Bereich der Stöße auf 80 mm verringert werden.</p>                                                                                                                            |                                                            |                            |                            |                                              |                            |                         |                             |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |                                       |                                             |                            |                       |                                              |                               |                         |                        |
| <p>9.8.5 (4) Für die bauliche Durchbildung der Längs- und Querbewehrung bei Bohrpfählen wird auf EN 1536 verwiesen.</p>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | <p>7.5.2.9 Bei mehrlagiger Längsbewehrung müssen die Stäbe der Lagen radial hintereinander liegen und der kleinste lichte Abstand zwischen den Stäben verschiedener Lagen größer als der 2fache Stabdurchmesser oder das 1,5fache des Größtkorns der Gesteinskörnung sein (größerer Wert maßgebend).</p> <p>7.5.3.1 Durchmesser der Querbewehrung:<br/>- 6 mm bzw. <math>\frac{1}{4}</math> des Größtdurchmessers der Längsbewehrung für Bügel oder Wendeln<br/>- 5 mm für Bügelmatten</p> <p>7.5.3.2 lichter Abstand der Querbewehrung darf nicht kleiner sein, als in 7.5.2 für die Längsbewehrung gefordert.</p> |                                                            |                            |                            |                                              |                            |                         |                             |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |                                       |                                             |                            |                       |                                              |                               |                         |                        |
| <p>12 Unbewehrter Stabquerschnitt:<br/>Keine Anforderung an Anschlussbewehrung und volle Überdrückung.</p>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              | <p>7.1.5 Ein Bohrpfahl darf als unbewehrtes Betonelement entworfen und bemessen werden, wenn der Bohrpfahl in Übereinstimmung mit 7.1.6 und 7.1.8 eine Pfahlkopfbewehrung erhält, und die Bemessungswerte der Einwirkungen und/oder die Einwirkungen aus Baubetrieb und/oder die Einwirkungen aus dem Untergrund nur Druckspannungen im Bohrpfahl erzeugen.</p>                                                                                                                                                                                                                                                     |                                                            |                            |                            |                                              |                            |                         |                             |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |                                       |                                             |                            |                       |                                              |                               |                         |                        |

### **b) Therapie:**

Grundsätzlich muss die Bemessung geotechnischer Bauteile aus Beton widerspruchsfrei erfolgen.

Eine formal korrekte Lösung besteht darin, alle zum EC2 zusätzlichen oder abweichenden Bemessungs- und Konstruktionsregeln, welche sich aus den speziellen Herstellverfahren der geotechnischen Bauteile ergeben, im EC2 zu integrieren (z. B. als separaten EC2-Teil oder Anhang). Dies würde in der Konsequenz wegen der Vielzahl der geotechnischen Sonderregeln und Bauteile zu einem relativ umfangreichen Normentext führen, die aber eben hauptsächlich nur Spezialfälle umfassen und in der Bemessungspraxis selten vorkommen.

Daher wird vorgeschlagen, die wenigen zusätzlichen oder abweichenden Bemessungs- und Konstruktionsregeln (betrifft hauptsächlich EN 1536 [R28]) in die jeweiligen geotechnischen Normen zu verschieben bzw. dort zu belassen. Im EC2 sollte allgemein gefordert werden, dass grundsätzlich auch alle geotechnischen Betonbauteile nach den Regeln des EC2 zu bemessen sind. Ausführungsbedingte abweichende Regeln in den geotechnischen Spezialnormen sind zu beachten (analog 9.8.5 (4)).

## **3 BAUSTOFFE**

### **3.1 Beton**

#### **3.1.7 Spannungs-Dehnungs-Linien für die Querschnittsbemessung**

##### **a) Anamnese/Diagnose: Spannungs-Dehnungs-Linien seit 1972**

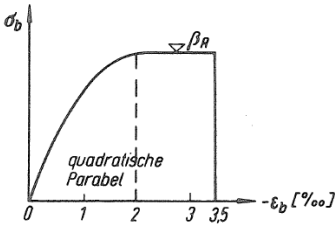
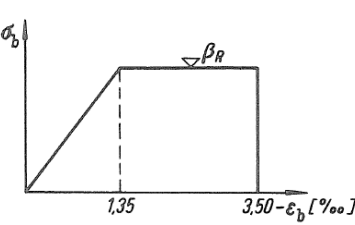
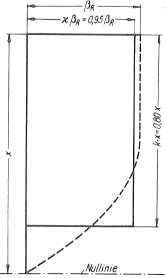
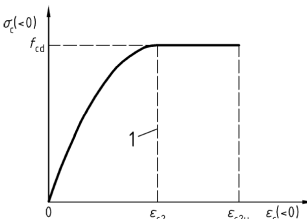
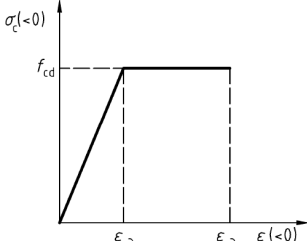
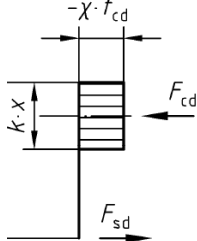
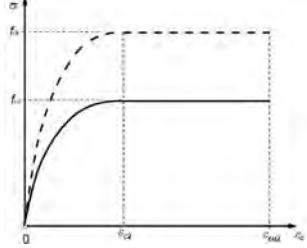
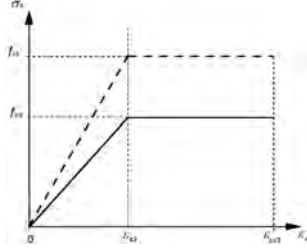
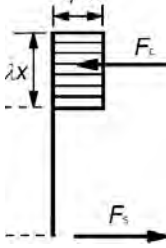
Seit 1972 wurden in den Bemessungsnormen drei Spannungs-Dehnungs-Linien für Beton angegeben: Parabel-Rechteck-Diagramm, Dreieck-Rechteck-Diagramm, Rechteck-Diagramm (siehe Tabelle 3.1).

Das Parabel-Rechteck-Diagramm (PRD) beschreibt das nichtlineare Tragverhalten des Betons im Parabelteil weitgehend realistisch und am aufwändigsten. Die sich daraus ergebenden Ansätze für Flächeninhalt (Völligkeit) und Schwerpunkt entziehen sich weitgehend einer Handrechnung. Für viele Querschnittsformen existieren aber Bemessungstabellen und Diagramme. Diese Arbeitslinie wird üblicherweise in Bemessungssoftware eingesetzt.

Das vereinfachte Dreieck-Rechteck-Diagramm (bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie) beschreibt näherungsweise den Flächeninhalt des PR-Diagramms, wobei der Schwerpunkt für Dreieck und Rechteck einfacher zu ermitteln ist. Es war gedacht für die Berechnung der Formänderungen oberhalb der Gebrauchslasten (z. B. nach Theorie II. Ordnung) und für die Handrechnung. Es durfte auch alternativ zum PRD für die Bemessung bei Biegung mit und ohne Längskraft und Längskraft allein verwendet werden. Die bilineare Arbeitslinie nach EC2 ist gegenüber den Fassungen in DIN 1045 ([R16] bis [R19]) und ENV 1992 [R10] noch etwas konservativer festgelegt, weil der Anteil des Dreiecks durch Vergrößerung von  $\varepsilon_{c3} = 1,35 ‰$  auf  $1,75 ‰$  erhöht wurde. Die Verwendung der bilinearen Arbeitslinie hat sich aber in der Praxis nicht durchgesetzt, weil die erforderliche Wichtung des Hebelarms abhängig von der Dehnungsverteilung für eine Handrechnung immer noch zu aufwändig ist und bei Softwareeinsatz dann das „genauere“ PRD bevorzugt wird.

Das Rechteck-Diagramm (Spannungsblock) ist dagegen tatsächlich eine deutliche Vereinfachung, die eine Handrechnung (zumindest für einfache Querschnittsformen der Betondruckzone) ermöglicht. Im DAfStb-Heft [220] wurde die Anwendung beschrieben. Danach schätzt man zunächst die Lage der Nulllinie. Dann berechnet man mit der reduzierten Druckzonenhöhe  $0,8x$  (für normalfesten Beton) Fläche und Schwerpunkt der Druckspannungen und erhält Lage und Größe der Betondruckkraft, die bei reiner Biegung mit der Betonstahlzugkraft gleichgesetzt wird. Wenn das aufnehmbare Moment (Betondruckkraft · Hebelarm) nicht befriedigend mit dem einwirkenden Moment übereinstimmt, ist die Berechnung mit einer verbesserten Nulllinienlage zu wiederholen.

Tab. 3.1. Übersicht Arbeitslinien für Beton

| Norm                                       | Parabel-Rechteck-Diagramm (PRD)                                                                                                      | Dreieck-Rechteck-Diagramm (bilineare Arbeitslinie)                                                                                    | Rechteck-Diagramm (Spannungsblock)                                                                                                                  |
|--------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>DIN 1045</b><br>[R16]<br>[R17]<br>[R18] | <br>1972: Bild 13<br>1978: Bild 11<br>1988: Bild 11 | <br>1972: Bild 10<br>1978: Bild 10<br>1988: Bild 10 | <br>1972: DIN 4224 [R24]<br>1978: Heft [220]<br>1988: Heft [220] |
| <b>DIN 1045-1</b><br>[R14]                 | <br>2001/2008: Bild 23                              | <br>2001/2008: Bild 24                              | <br>2001/2008: Bild 25                                           |
| <b>EC2-1-1</b><br>[R4]                     | <br>2005/2011: Bild 3.3                           | <br>2005/2011: Bild 3.4                           | <br>2005/2011: Bild 3.5                                        |

### b1) Therapie: Änderungsvorschläge und Hilfsmittel für den Spannungsblock

Es wird vorgeschlagen, auf die vereinfachte bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie zukünftig zu verzichten. Es gilt weiterhin unverändert das allgemeine PRD für alle Betonfestigkeitsklassen und alle Querschnittsformen, wobei die Bemessung weiterhin computergestützt bzw. mit den bekannten Hilfsmitteln erfolgen kann.

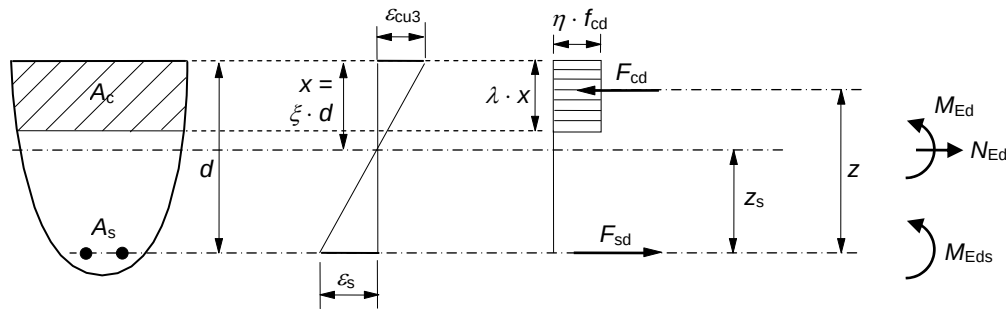
Es wird nur der vereinfachte Spannungsblock beibehalten. Eine weitere Vereinfachung wäre mit der Begrenzung auf normalfeste Betone  $\leq C50/60$  möglich und wird vorgeschlagen (vgl. Abb. 3.1b).

In der Praxis erscheint die Feststellung der Dehnungsverteilung zunächst zu aufwändig. Nach Ermittlung der Druckzonenhöhe  $x$  aus der Spannungsblockhöhe kann bei Ausnutzung der zulässigen Betonstauchung  $\epsilon_{cu3}$  die zugehörige Stahldehnung  $\epsilon_s$  jedoch einfach ermittelt werden (mit der bezogenen Druckzonenhöhe  $\xi = x / d$ ):

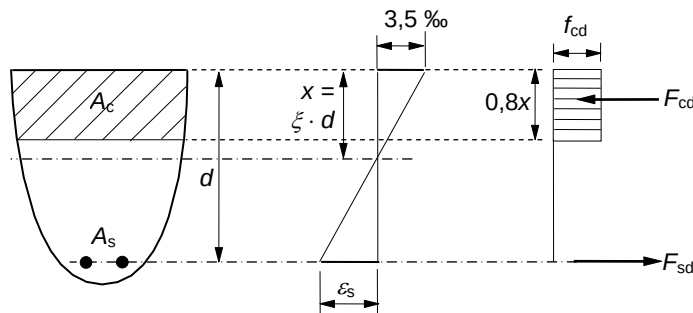
$$\begin{aligned}\epsilon_s &= (\epsilon_{cu3} / \xi - \epsilon_{cu3}) \\ &= (3,5 / \xi - 3,5) \text{ bei } \leq C50/60\end{aligned}\quad (3.1)$$

Wenn  $\epsilon_s \geq \epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$  ist (oder die Betondruckzonenhöhe  $\xi \leq \xi_{yd}$  nach Tabelle 3.2), dann darf unter Verwendung des horizontalen Astes der Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls nach EC2 [R1] Bild 3.8 die Bewehrung vereinfacht mit  $f_{yd}$  ermittelt werden. Bei  $\epsilon_s < \epsilon_{yd}$  (oder

$\xi > \xi_{yd}$ ) muss zur Ermittlung der Bewehrungsmenge  $\sigma_{sd} = \varepsilon_s \cdot E_s < f_{yd}$  unter Berücksichtigung der elastischen Dehnung angesetzt werden.



a) allgemein



b) vereinfacht für Beton ≤ C50/60

Abb. 3.1. Spannungsblock allgemein

Die Druckzonenhöhe  $\xi_{yd}$ , bei der gerade die Stahldehnung am Bemessungswert der Fließgrenze  $\varepsilon_{yd}$  erreicht wird, hängt von der Betonstahlsorte ab und ist bei ≤ C50/60 mit  $\varepsilon_{cu3} = 3,5$  ‰:

Tab. 3.2. Bezogene Druckzonenhöhe  $\xi_{yd}$  bei Erreichen der Stahlfließdehnung  $\varepsilon_{yd}$

| Parameter                                                                                                | Betonstahl |       |       |       |       |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|-------|-------|-------|-------|
|                                                                                                          | B400       | B450  | B500  | B550  | B600  |
| $\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = f_{yk} / (1,15 \cdot 200) [\text{‰}]$                                 | 1,739      | 1,957 | 2,174 | 2,391 | 2,609 |
| $\xi_{yd} = \varepsilon_{cu3} / (\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}) = 3,5 / (3,5 + \varepsilon_{yd})$ | 0,668      | 0,641 | 0,617 | 0,594 | 0,573 |

Für den am meisten verwendeten üblichen Rechteckquerschnitt der Druckzone lässt sich folgende geschlossene Lösung als Handrechenbeispiel in der Sekundärliteratur angeben:

#### Allgemeine Herleitung Rechteckquerschnitt:

– auf den Bewehrungsschwerpunkt bezogenes Moment:  $M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_s$  (3.2)

– innerer Hebelarm:  $z = d - 0,5\lambda x$  (3.3)

– Bemessungswert Betondruckkraft:  $F_{cd} = b \cdot \lambda x \cdot f_{cd}$  (3.4)

– Aufnehmbares Moment (allgemein):

$$M_{Eds} \leq M_{Rds} = F_{cd} \cdot z = b \cdot \lambda x \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,5\lambda x) = b \cdot f_{cd} \cdot [d \cdot \lambda x - 0,5(\lambda x)^2] \quad (3.5)$$

→ quadratische Gleichung für die Bestimmung der Druckzonenhöhe:

$$\begin{aligned} 0,5(\lambda x)^2 - d \cdot \lambda x + M_{Eds} / (b \cdot f_{cd}) &= 0 & | \cdot 2 \\ (\lambda x)^2 - 2 \cdot d \cdot \lambda x + 2 \cdot M_{Eds} / (b \cdot f_{cd}) &= 0 & | / d^2 \rightarrow \xi = x/d \\ (\lambda \xi)^2 - 2 \cdot \lambda \xi + 2 \cdot \mu_{Eds} &= 0 & \end{aligned} \quad (3.6)$$

$$\rightarrow \text{Lösung: } \lambda \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{Eds}}} \quad \text{mit } \mu_{\text{Eds}} = M_{\text{Eds}} / (b \cdot d^2 \cdot f_{\text{cd}}) \quad (3.7)$$

**Bemessungsschritte der Handrechnung für RQ mit  $\leq \text{C50/60} \rightarrow \lambda = 0,8$ :**

$$1.) \mu_{\text{Eds}} = M_{\text{Eds}} / (b \cdot d^2 \cdot f_{\text{cd}}) \quad (3.8)$$

$$2.) 0,8\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{Eds}}} \rightarrow \xi = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{Eds}}}}{0,8} \quad (3.9)$$

$$3.) x = \xi \cdot d \quad (3.10)$$

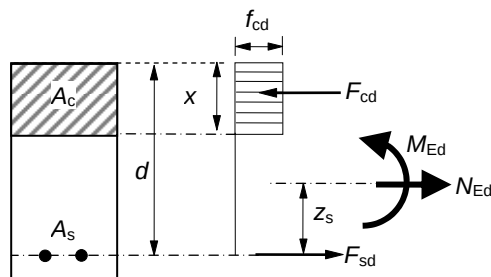
$$4.) F_{\text{cd}} = b \cdot 0,8x \cdot f_{\text{cd}} \rightarrow F_{\text{sd}} = F_{\text{cd}} + N_{\text{Ed}} \quad (3.11)$$

$$5.) A_{\text{s,erf}} = F_{\text{sd}} / \sigma_{\text{sd}} \text{ (d. h. z. B. bei B500 und } \xi \leq \xi_{\text{yd}} = 0,617: A_{\text{s,erf}} = F_{\text{sd}} / 435 \text{ MPa)}. \quad (3.12)$$

### **b2) Therapie: Vereinfachungsvorschlag Spannungsblock nach Prietz**

Im Folgenden wird ein alternativer Vereinfachungsvorschlag von *Prietz* vorgestellt, der die Kontrolle der Dehnungsgrenzen vollständig vermeiden soll. So könnte eine Handrechnung noch weiter vereinfacht werden.

Die allgemeine Herleitung erfolgt für den Rechteckquerschnitt analog b1), allerdings ohne Berücksichtigung einer gegenüber der Nulllinienlage mit  $\lambda = 0,8$  reduzierten Höhe des Spannungsblocks.



**Abb. 3.2. Vereinfachter Spannungsblock Rechteckquerschnitt**

Im Weiteren werden für den Vereinfachungsvorschlag die Bezeichnungen für die rechnerischen Werte mit dem Index SP für „Spannungsblock-Prietz“ versehen.

Als bezogene Druckzonenhöhe ergibt sich analog b1) mit  $\lambda = 1$

$$\xi_{\text{SP}} = \frac{x}{d} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{\text{Eds}}} \quad \text{mit } 0 \leq \mu_{\text{Eds}} \leq 0,5 \quad (3.13)$$

und  $F_{\text{cd}}$ ,  $F_{\text{sd}}$  und  $A_{\text{s,erf}}$ . Darauf aufbauend wurde ein Ansatz entwickelt, der ohne Kenntnis bzw. Überprüfung der Dehnungsverteilung zu einer Druckzonenhöhe  $x$  gelangt. Dabei geht als einzige Variable das bezogene Moment  $\mu_{\text{Eds}} = M_{\text{Eds}} / (b \cdot d^2 \cdot f_{\text{cd}})$  in die Ermittlung von  $x$  ein.

Für den rechteckigen Spannungsblock ist die Lage der resultierenden inneren Druckkraft bei  $0,5x$  vom Rand und damit wird der rechnerische bezogene Hebelarm der inneren Normalkräfte:

$$\zeta_{\text{SP}} = \frac{z}{d} = \frac{d - 0,5x}{d} = \frac{d - 0,5\xi_{\text{SP}} \cdot d}{d} = 1 - 0,5\xi_{\text{SP}} \quad (3.14)$$

Wird der Term für  $\xi_{\text{SP}}$  eingesetzt, erhält man den nur vom bezogenen Bemessungswert  $\mu_{\text{Eds}}$  abhängigen Relativwert Wert für  $\zeta_{\text{SP}}$ :

$$\zeta_{\text{SP}} = 1 - \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{\text{Eds}}}}{2} = 1 - \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{\text{Eds}}} = \frac{1}{2} \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{\text{Eds}}}) \quad (3.15)$$

Um die Ergebnisse dieses Vereinfachungsvorschlags mit den exakten Ergebnissen nach dem PR-Diagramm vergleichen zu können, ist die Fehlergröße über den hier relevanten Wertebereich von  $\mu_{\text{Eds}}$  aufzuzeigen. Hierzu bietet sich die Differenz der ermittelten Zugkraft in der Betonstahlage an:

$$\frac{M_{Eds}}{Z_{PR}} + N_{Ed} = \frac{M_{Eds}}{Z_{SP}} + N_{Ed} + \Delta Z_S \rightarrow \frac{M_{Eds}}{Z_{PR}} = \frac{M_{Eds}}{Z_{SP}} + \Delta Z_S \quad (3.16)$$

$$\rightarrow \frac{M_{Eds}}{Z_{PR}} \cdot \frac{Z_{SP}}{M_{Eds}} = 1 + \Delta Z_S \cdot \frac{Z_{SP}}{M_{Eds}} \rightarrow \frac{Z_{SP}}{Z_{PR}} - 1 = \Delta Z_S \cdot \frac{Z_{SP}}{M_{Eds}} \quad (3.17)$$

Und mit bezogenen Werten wird

$$\frac{\zeta_{SP}}{\zeta_{PR}} - 1 = \frac{\Delta Z_S}{(d^2 \cdot b \cdot f_{cd})} \cdot \frac{Z_{SP}}{\mu_{Eds}} \quad (3.18)$$

womit die Fehlergröße  $(\zeta_{SP} / \zeta_{PR}) - 1$  als Bewertungsmaßstab zur Verfügung steht.

Ein positiver Fehler  $(\zeta_{SP} / \zeta_{PR}) - 1$  weist darauf hin, dass der Hebelarm nach dem Vorschlag *Prietz* größer ermittelt wird, als beim Parabel-Rechteck-Diagramm und damit der Bewehrungsanteil aus dem inneren Moment eher zu klein berechnet wird. Ein negativer Fehlerwert beschreibt eine konservative Abweichung, die zu einer erhöhtem Bewehrungsgrad führt. Als Beispiel wird an dieser Stelle die Anwendung auf Normalbeton C12/15 bis C50/60 dargestellt.

**Tab. 3.3. Beispiel für Vergleich PR- und Blockdiagramm mit Fehlerwert**

|    | A           | B               | C                  | D          | Parabel-Rechteck-Diagramm |                    |                    | Blockdiagramm-Vorschlag Prietz |                    |                                  |
|----|-------------|-----------------|--------------------|------------|---------------------------|--------------------|--------------------|--------------------------------|--------------------|----------------------------------|
| 1  |             |                 |                    |            |                           |                    |                    |                                |                    |                                  |
| 2  | $\mu_{Eds}$ | $\varepsilon_c$ | $\varepsilon_{s1}$ | $\alpha_V$ | $k_a$                     | $\zeta_{PR} = x/d$ | $\zeta_{PR} = z/d$ | $\zeta_{SP} = x/d$             | $\zeta_{SP} = z/d$ | Fehler $\zeta_{SP}/\zeta_{PR}-1$ |
| 3  | 0,01        | -0,77           | 25,00              | 0,3356     | 0,3456                    | 0,030              | 0,990              | 0,010                          | 0,995              | 0,540%                           |
| 4  | 0,02        | -1,15           | 25,00              | 0,4648     | 0,3531                    | 0,044              | 0,984              | 0,020                          | 0,990              | 0,545%                           |
| 5  | 0,03        | -1,46           | 25,00              | 0,5524     | 0,3601                    | 0,055              | 0,980              | 0,030                          | 0,985              | 0,480%                           |
| 6  | 0,0396      | -1,75           | 25,00              | 0,6198     | 0,3676                    | 0,065              | 0,976              | 0,040                          | 0,980              | 0,395%                           |
| 7  | 0,04        | -1,76           | 25,00              | 0,6219     | 0,3679                    | 0,066              | 0,976              | 0,041                          | 0,980              | 0,392%                           |
| 8  | 0,0480      | -2,00           | 25,00              | 0,6667     | 0,3750                    | 0,074              | 0,972              | 0,049                          | 0,975              | 0,326%                           |
| 9  | 0,05        | -2,06           | 25,00              | 0,6764     | 0,3769                    | 0,076              | 0,971              | 0,051                          | 0,974              | 0,312%                           |
| 10 | 0,06        | -2,37           | 25,00              | 0,7187     | 0,3869                    | 0,087              | 0,966              | 0,062                          | 0,969              | 0,255%                           |
| 11 | 0,07        | -2,68           | 25,00              | 0,7512     | 0,3962                    | 0,097              | 0,962              | 0,073                          | 0,964              | 0,215%                           |
| 12 | 0,08        | -3,01           | 25,00              | 0,7785     | 0,4050                    | 0,107              | 0,956              | 0,084                          | 0,958              | 0,185%                           |
| 13 | 0,09        | -3,35           | 25,00              | 0,8010     | 0,4129                    | 0,118              | 0,951              | 0,094                          | 0,953              | 0,162%                           |
| 14 | 0,0943      | -3,50           | 25,00              | 0,8095     | 0,4160                    | 0,123              | 0,949              | 0,099                          | 0,950              | 0,153%                           |
| 15 | 0,10        | -3,60           | 25,00              | 0,8195     | 0,4199                    | 0,128              | 0,946              | 0,105                          | 0,947              | 0,143%                           |

### Ergebnisdiskussion (Normalbeton und hochfester Beton)

Während die Abbildungen B.1 bis B.3 im Anhang B erkennen lassen, dass die Fehler bei den ermittelten  $\zeta$ -Werten nach den drei Näherungsverfahren im wirtschaftlichen Bereich der Dehnungen vertretbare Fehlergrößen zeigen, gilt diese Allgemeingültigkeit für die hochfesten Betone ab C55/67 nicht mehr.

Als wirtschaftlicher Bereich der Dehnung wird für untersuchte Biegebemessungen mit Normalkraftbelastung der Dehnungsbereich bezeichnet, für den gilt:

Stahldehnung der Biegezugseite  $\varepsilon_{s1} \geq \varepsilon_{yd} = 2,174 \text{ ‰}$  (für B500)

Abbildung B.4 im Anhang B verdeutlicht den Anstieg des Fehlers bei „starrer“  $\zeta$ -Line mit größer werdendem Eingangsparameter  $\mu_{Eds}$  und Betonfestigkeit. Daher ist für die Gleichung (3.15) ein Korrekturfaktor  $\psi$  einzuführen, der zum einen die Betongüte und den Wertebereich des bezogenen Momentes  $\mu_{Eds}$  erfasst.

$$\zeta_{SP,korr} = \frac{1}{\psi} \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{Eds}}\right) \quad (3.19)$$

Eine rudimentäre Kurvendiskussion zeigt, dass angenommen werden kann, dass die relativen Fehler  $R$  nach  $(\zeta_{SP} / \zeta_{PR}) - 1$  durch die einfache Form einer quadratischen Funktion angepasst werden können:

$$R = \frac{\zeta_{SP}}{\zeta} - 1 = a \cdot \mu_{Eds}^2 \quad (3.20)$$



Die Lage des Scheitels der Graphen nach Gleichung (3.20) ist für die verschiedenen Betonfestigkeitsklassen unterschiedlich und kann durch einen konstanten Wert in die Korrekturfunktion eingeführt werden:

$$\psi = a \cdot \mu_{\text{Eds}}^2 + b \quad (3.21)$$

Die Faktoren  $a$  und  $b$  hängen von der Betonfestigkeitsklassen ab und ergeben sich nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate nach Tabelle 3.4:

**Tab. 3.4. Faktoren  $a$  und  $b$  nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate**

| Beton           | $f_{\text{ck}}$ | $a$    | $b$    |
|-----------------|-----------------|--------|--------|
| <b>C50/60</b>   | 50              | 0,0836 | 1,0016 |
| <b>C55/67</b>   | 55              | 0,1907 | 1,0018 |
| <b>C60/75</b>   | 60              | 0,3096 | 1,0019 |
| <b>C70/85</b>   | 70              | 0,5503 | 1,0011 |
| <b>C80/95</b>   | 80              | 0,7402 | 1,0017 |
| <b>C90/105</b>  | 90              | 0,8449 | 1,0022 |
| <b>C100/115</b> | 100             | 0,8449 | 1,0022 |

Um den Korrekturfaktor einfach zu halten, wird in einer ersten Abschätzung der Faktor  $b$  konstant auf 1,0 für alle Betonfestigkeitsklassen gesetzt. Der Faktor  $a$  ergibt sich als Funktion der charakteristischen Betonfestigkeit annähernd zu:

$$a = 0,0198 \cdot f_{\text{ck}} - 0,88 \approx 0,02 \cdot f_{\text{ck}} - 0,9 \quad (3.22)$$

$$\psi = (0,02 \cdot f_{\text{ck}} - 0,9) \cdot \mu_{\text{Eds}}^2 + 1 = 1 + (0,02 \cdot f_{\text{ck}} - 0,9) \cdot \mu_{\text{Eds}}^2 \quad (3.23)$$

und in Gleichung (3.19) eingesetzt:

$$\zeta_{\text{SP,korr}} = \frac{0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{\text{Eds}}})}{1 + (0,02 \cdot f_{\text{ck}} - 0,9) \cdot \mu_{\text{Eds}}^2} \quad (3.24)$$

Die Spannweite der Fehler liegt bei Ansatz von  $\psi$  nach Gleichung (3.23) zwischen

**Tab. 3.5. Fehlerspannweite bei Ansatz von  $\psi$  nach Gl. (3.23)**

| Beton           | $\mu_{\text{Eds}} = 0,01$ | $\mu_{\text{Eds}}$ für $\varepsilon_{\text{sl}} = 25 \text{ ‰}$<br>am Übergang | $\mu_{\text{Eds}}$<br>für $\varepsilon_{\text{yd}} = 2,174 \text{ ‰}$ |
|-----------------|---------------------------|--------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------|
| <b>C50/60</b>   | 0,539 %                   | 0,064%                                                                         | 0,012 %                                                               |
| <b>C55/67</b>   | 0,636 %                   | 0,129%                                                                         | −0,039 %                                                              |
| <b>C100/115</b> | 0,822 %                   | 0,303%                                                                         | −2,016 %                                                              |

Neben dem Korrekturfaktor nach Gleichung (3.23) liefert eine vereinfachte Form auch noch vertretbare Abweichungen für die Betone C55/67 bis C100/115 (für C50/60 kann dabei auf den Korrekturfaktor verzichtet werden):

$$\psi = 1 + 0,45 \cdot \mu_{\text{Eds}}^2 \quad (3.25)$$

Die Spannweite der Fehler liegt bei Ansatz von  $\psi$  nach Gleichung (3.25) zwischen

**Tab. 3.6. Fehlerspannweite bei Ansatz von  $\psi$  nach Gl. (3.25)**

| Beton           | $\mu_{\text{Eds}} = 0,01$ | $\mu_{\text{Eds}}$ für $\varepsilon_{\text{sl}} = 25 \text{ ‰}$<br>am Übergang | $\mu_{\text{Eds}}$<br>für $\varepsilon_{\text{yd}} = 2,174 \text{ ‰}$ |
|-----------------|---------------------------|--------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------|
| <b>C50/60</b>   | 0,536 %                   | −0,246 %                                                                       | −4,53 %                                                               |
| <b>C55/67</b>   | 0,633 %                   | −0,024 %                                                                       | −2,719 %                                                              |
| <b>C100/115</b> | 0,829 %                   | 0,487 %                                                                        | −2,058 %                                                              |

→ siehe Anhang A: ausführlichere Ergebnisse der Vergleichsrechnungen

## 3.2 Betonstahl

### 3.2.1 Nichtrostender Betonstahl

#### a) Anamnese: Sachstand in den Zulassungen

Nichtrostende Betonstähle sind bisher im EC2 nicht geregelt. In Deutschland werden sie bisher auf der Basis von abZ verwendet. Es ist geplant, auf Basis einer noch abzustimmenden hEN die nichtrostenden Bewehrungsstähle als Bauprodukt zu normen. So ist für die nächste EC2-Generation die Aufnahme entsprechender Bemessungs- und Konstruktionsregeln vorgesehen. Zur Vorbereitung eines deutschen Vorschlags werden im Folgenden die hierfür maßgebenden Festlegungen zusammengestellt.

Stellvertretend wurden folgende abZ des DIBt für nichtrostenden Betonstahl herangezogen:

- Z-1.4-50: Nichtrostender, kaltverformter, gerippter Betonstahl in Ringen B500B NR, Werkstoff Nr. 1.4571, Nenndurchmesser: 6 bis 14 mm
- Z-1.4-153: Kaltgerippter, nichtrostender Betonstahl in Ringen B500B NR, Werkstoff-Nr. 1.4571 und B500A NR, Werkstoff-Nr. 1.4462 Nenndurchmesser: 6 bis 14 mm vom 07.01.2013.
- Z-1.4-228: Nichtrostender, kaltverformter, gerippter Betonstahl in Ringen B500A NR, Werkstoff 1.4362, Nenndurchmesser: 6 bis 12 mm
- Z-1.4-255: Nichtrostender Betonstahl in Ringen B500B NR Werkstoff-Nr. 1.4362, Nenndurchmesser: 6 bis 14 mm vom 16.10.2012.
- Z-30.3-6: Erzeugnisse, Verbindungsmittel und Bauteile aus nichtrostenden Stählen vom 20.04.2009, geändert durch Bescheid vom 02.05.2011

Die Nummerierungen der Abschnitte in Tabelle 3.7 entsprechen denen der o. g. Zulassungen.

**Tab. 3.7. Regelungen zur Bemessung für nichtrostenden Betonstahl aus abZ**

| <b>1.1</b>        | <b>Zulassungsgegenstand:</b> kaltverformter nichtrostender Betonstahl in Ringen, Werkstoff-Nr. 1.4571, 1.4362 und 1.4462 (Bezeichnungen nach EN 10088-1 [R33]) mit Nenndurchmessern 6 bis 14 mm; B500A NR und B500B NR.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       |                                |               |                    |         |        |                                            |                                |        |                                            |                                |        |                                            |                                |
|-------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------|---------------|--------------------|---------|--------|--------------------------------------------|--------------------------------|--------|--------------------------------------------|--------------------------------|--------|--------------------------------------------|--------------------------------|
| <b>1.2</b>        | <b>Anwendungsbereich</b><br>Verwendung in Normalbeton mit <ul style="list-style-type: none"> <li>– Werkstoffen Nr. 1.4571 und 1.4362 bei Karbonatisierung und <u>mäßiger Chloridbelastung</u> (Korrosionswiderstandsklasse III nach Z-30.3-6)</li> <li>– Werkstoff Nr. 1.4462 bei Karbonatisierung und <u>hoher Chloridbelastung</u> (Korrosionswiderstandsklasse IV nach Z-30.3-6)</li> </ul> Geschweißter nichtrostender Betonstahl nach Z-1.4-228 und Z-1.4-50 darf nur bei vorwiegend ruhender Belastung eingesetzt werden (Regelung 1).<br>Nichtrostender Betonstahl nach Z-1.4-153 darf unter den gleichen Bedingungen verwendet werden wie gerippter Betonstahl B500A bzw. B500B (Regelung 2).                                                                                                                                                                                                                                         |                                |               |                    |         |        |                                            |                                |        |                                            |                                |        |                                            |                                |
| <b>2.1.2/ 3.2</b> | <b>Festigkeits- und Verformungseigenschaften / Entwurf und Bemessung</b><br>Es gelten die Eigenschaften für den Zustand nach dem Richten. <table border="1" data-bbox="293 1727 1444 1906"> <thead> <tr> <th>Werkstoff-Nr.</th><th>Temperaturdehnzahl</th><th>E-Modul</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1.4362</td><td><math>\alpha = 13 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}</math></td><td><math>E_s = 150.000 \text{ N/mm}^2</math></td></tr> <tr> <td>1.4462</td><td><math>\alpha = 13 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}</math></td><td><math>E_s = 160.000 \text{ N/mm}^2</math></td></tr> <tr> <td>1.4571</td><td><math>\alpha = 16 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}</math></td><td><math>E_s = 160.000 \text{ N/mm}^2</math></td></tr> </tbody> </table> Die Berechnung der Schnittgrößen darf bei Verwendung von B500A NR nur durch linear-elastische Verfahren erfolgen. Verfahren mit Umlagerung von Schnittgrößen dürfen nicht angewendet werden. |                                | Werkstoff-Nr. | Temperaturdehnzahl | E-Modul | 1.4362 | $\alpha = 13 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ | $E_s = 150.000 \text{ N/mm}^2$ | 1.4462 | $\alpha = 13 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ | $E_s = 160.000 \text{ N/mm}^2$ | 1.4571 | $\alpha = 16 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ | $E_s = 160.000 \text{ N/mm}^2$ |
| Werkstoff-Nr.     | Temperaturdehnzahl                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            | E-Modul                        |               |                    |         |        |                                            |                                |        |                                            |                                |        |                                            |                                |
| 1.4362            | $\alpha = 13 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    | $E_s = 150.000 \text{ N/mm}^2$ |               |                    |         |        |                                            |                                |        |                                            |                                |        |                                            |                                |
| 1.4462            | $\alpha = 13 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    | $E_s = 160.000 \text{ N/mm}^2$ |               |                    |         |        |                                            |                                |        |                                            |                                |        |                                            |                                |
| 1.4571            | $\alpha = 16 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    | $E_s = 160.000 \text{ N/mm}^2$ |               |                    |         |        |                                            |                                |        |                                            |                                |        |                                            |                                |



|            |                                                                                                                                                                                                                                                                                                               |
|------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>3.3</b> | <b>Betondeckung – Korrosionsschutz</b><br><br>Für die Mindestbetondeckung $c_{\min}$ des nichtrostenden Betonstahls aus den Werkstoffen Nr. 1.4362, 1.4571 und 1.4462 gilt für alle Expositionsklassen nur die Anforderung zur Sicherstellung des Verbundes $c_{\min} = \max \{c_{\min,b}; 10 \text{ mm}\}$ . |
|------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|

Die Eigenschaften der nichtrostenden Bewehrung nach dem Richten müssen Tabelle 3.8 entsprechen. Die Anforderungen sollten in der zukünftigen hEN enthalten sein. Die für die Bemessung und die Klassifizierung erforderlichen Eigenschaften sind anderenfalls im EC2 festzulegen.

**Tab. 3.8. Eigenschaften der nichtrostenden Betonstähle nach dem Richten (Tab. 2 aus Z-1.4-153 bzw. Z-1.4-255)**

| 1             |                                                                                             |     | 2                                                  | 3                                         | 4                                            | 2                     | 3          |
|---------------|---------------------------------------------------------------------------------------------|-----|----------------------------------------------------|-------------------------------------------|----------------------------------------------|-----------------------|------------|
| Eigenschaften |                                                                                             |     | B500A NR <sup>1)</sup><br>1.4462                   | B500B NR <sup>1)</sup><br>1.4571          | Quantile der Grundgesamtheit % <sup>2)</sup> | B500B NR<br>1.4362    |            |
| 1             | Nenn Durchmesser $d_s$                                                                      | mm  | 6, 8, 10, 12, 14                                   | 6 bis 12 mm in 0,5 mm Schritten und 14 mm | -                                            | 6, 8                  | 10, 12, 14 |
| 2             | Streckgrenze $R_e$<br>0,2-%-Dehngrenze $R_{p0,2}$                                           | MPa | 700                                                | 500                                       | 5                                            | 550                   | 500        |
| 3             | Zugfestigkeit $R_m$                                                                         | MPa | 800                                                | 550                                       | 5                                            | 600                   | 550        |
| 4             | Verhältnis $R_m/R_e$ bzw. $R_m/R_{p0,2}$                                                    | --  | $\geq 1,05$                                        | $\geq 1,08$                               | min. 10                                      | 1,08                  |            |
| 5             | Verhältnis $R_{e,ist}/R_{e,Nenn}$ bzw. $R_{p0,2,ist}/R_{p0,2,Nenn}$                         | --  | -                                                  | $\leq 1,30$                               | max. 10                                      | 1,30                  |            |
| 6             | Dehnung bei Höchstkraft $A_{gt}$                                                            | %   | 2,5                                                | 5,0                                       | 10                                           | 5,0                   |            |
| 7             | Kennwert der Ermüdungsfestigkeit von geraden, freien Stäben bei $1 \cdot 10^6$ Lastwechseln | MPa | 175                                                |                                           | 5 <sup>3)</sup>                              | 175                   |            |
| 8             | Rückbiegeversuch mit Biegerollendurchmesser für Nenn Durchmesser $d_s$                      | mm  | 6 bis 12 mm: $5 \cdot d_s$<br>14 mm: $6 \cdot d_s$ |                                           | min. 1                                       | $5 \cdot d$           |            |
| 9             | Unterschreitung der Nennquerschnittsfläche $A_s$                                            | %   | 4,0                                                |                                           | max. 5                                       | - 4<br>+ 6            |            |
| 10            | bezogene Rippenfläche $f_R$                                                                 | --  | Tabelle 1                                          |                                           | min. 5                                       | Anlage 1,<br>Spalte 9 |            |
| 11            | Geeignete Schweißverfahren <sup>4)</sup>                                                    |     | 21, 24, 111, 135                                   |                                           |                                              | 21, 24, 135           |            |

<sup>1)</sup> Vorhaltewerte für ungerichtetes Material (Coil, Spule) siehe 2.1.3 dieser Zulassung

<sup>2)</sup> Quantile für eine statistische Wahrscheinlichkeit  $W = 1 - \alpha = 0,90$

<sup>3)</sup> Quantile für eine statistische Wahrscheinlichkeit  $W = 1 - \alpha = 0,75$

<sup>4)</sup> 21 Widerstandspunktschweißen

24 Abbrennstumpfschweißen

111 Lichtbogenhandschweißen

135 Metallaktivgasschweißen

### b) Therapie: Integration der Zusatzregeln in den EC2-Text

Die Regeln zur Bemessung werden in den EC2 integriert:

- Kapitel 3.2: Referenz auf Werkstoff-Nr. 1.4571, 1.4362 und 1.4462 nach EN 10088-1 [R33] oder zukünftige Bauproduktnorm EN XXX [R36] für nichtrostenden Betonstahl.
- Kapitel 3.2: Geschweißte Bewehrung nur für statische Beanspruchung
- Kapitel 3.2: E-Moduln
- Kapitel 3.2: Wärmeausdehnungskoeffizienten
- Kapitel 4: Mindestbetondeckung

### 3.2.2 Spannungs-Dehnungs-Linien Betonstahl

#### a) Anamnese: Sachstand in DIN 1045-1 (seit 2001), EC2 und EC2/NA

Die Parameter in Abb. 3.3 können derzeit national festgelegt werden. Dabei gibt es im elastischen Bereich keine nationalen Unterschiede. Nach Erreichen der Streckgrenze sind generell zwei Ansätze möglich, zum einen ein horizontaler Ast ohne Dehnungsbegrenzung, zum anderen ein ansteigender Ast mit Dehnungsbegrenzung. Die im EC2 [R1] enthaltene SDL für den Betonstahl unterscheidet sich für jede Betonstahlklasse A, B und C in Bezug auf den Bemessungswert der Betonstahldehnung  $\varepsilon_{ud}$  ( $= 0,9\varepsilon_{uk} \approx \varepsilon_{uk} / 1,15$ ) und der Neigung des ansteigenden Astes der SDL (vgl. Abb. 3.3).

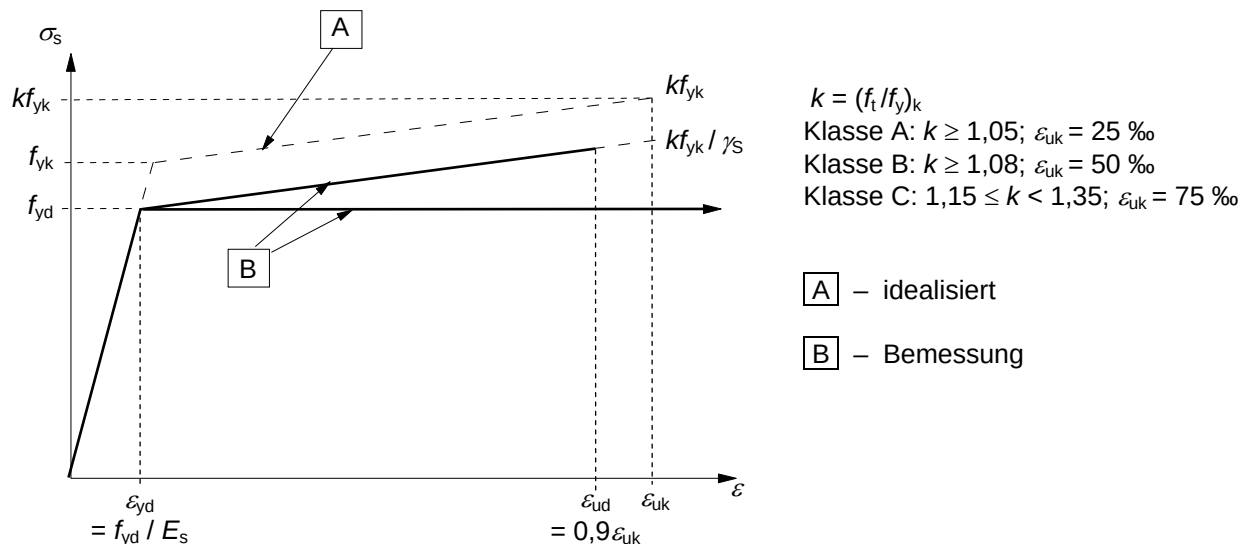


Abb. 3.3. Rechnerische SDL für die Bemessung (EC2 [R1] Bild 3.8)

Im Gegensatz dazu wurde im EC2-NA [R3] schon eine deutliche Vereinfachung vorgenommen, indem eine einheitliche SDL für die in Deutschland geregelten Betonstahlsorten B500A und B500B festgelegt wurde (Abb. 3.4, analog DIN 1045-1 [R20]). Die entscheidenden Vorteile gegenüber EC2: die darauf basierenden Bemessungshilfsmittel (Diagramme, Tabellen) gelten gleichermaßen für beide Betonstahlsorten und der Wechsel zwischen den Betonstahlsorten auf der Baustelle (z. B. von Stabstahl B500B auf Lagermatten B500A) kann in der Regel problemlos ohne eine Überprüfung der Bemessung vorgenommen werden.

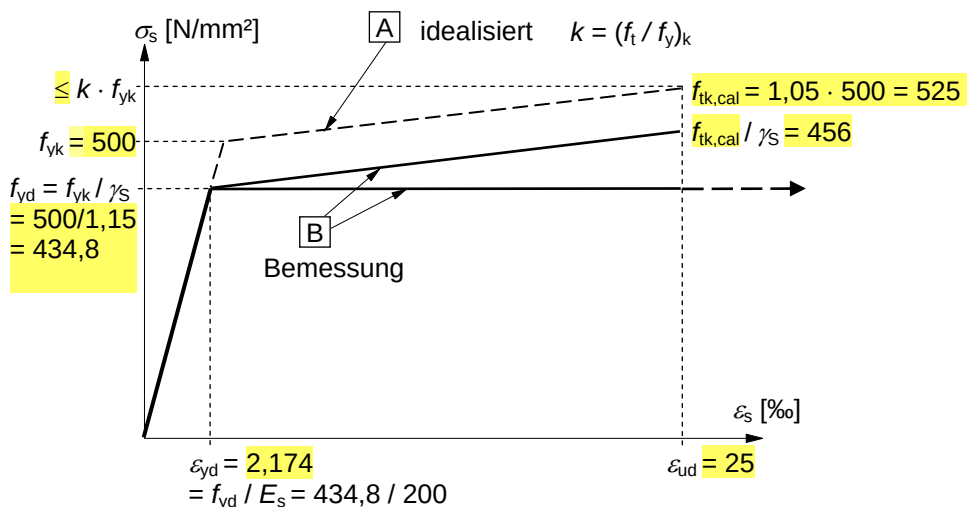
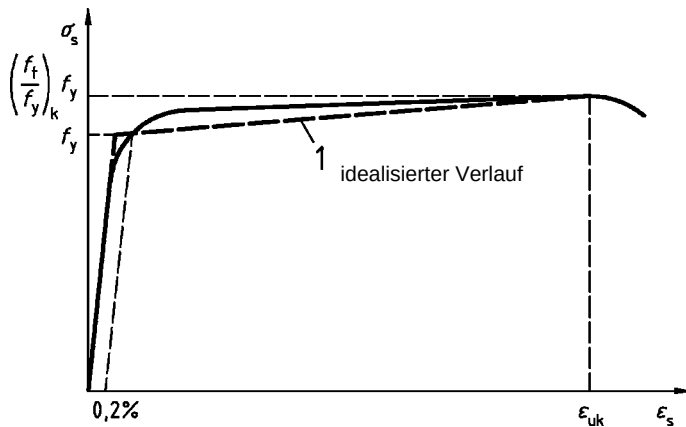


Abb. 3.4. Rechnerische SDL für Bemessung mit NDP-Festlegungen für B500A/B EC2/NA [R3]

Darüber hinaus wurde im EC2-NA [R3] noch eine weitere SDL für die Schnittgrößenermittlung, insbesondere für nichtlineare Verfahren aufgenommen (analog DIN 1045-1 [R20]), die sich für die Betonstahlsorten A und B unterscheidet (siehe Abb. 3.5).

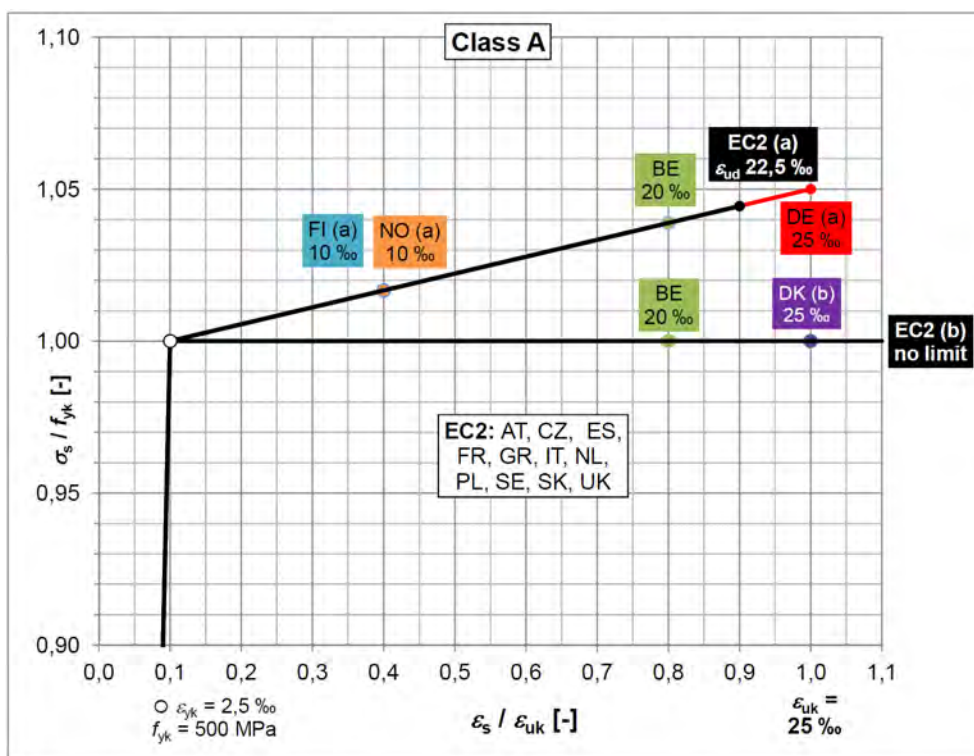


**Abb. 3.5. SDL für die Schnittgrößenermittlung nach EC2/NA [R3], Bild NA.3.8.1. (bzw. DIN 1045-1 [R20], Bild 26)**

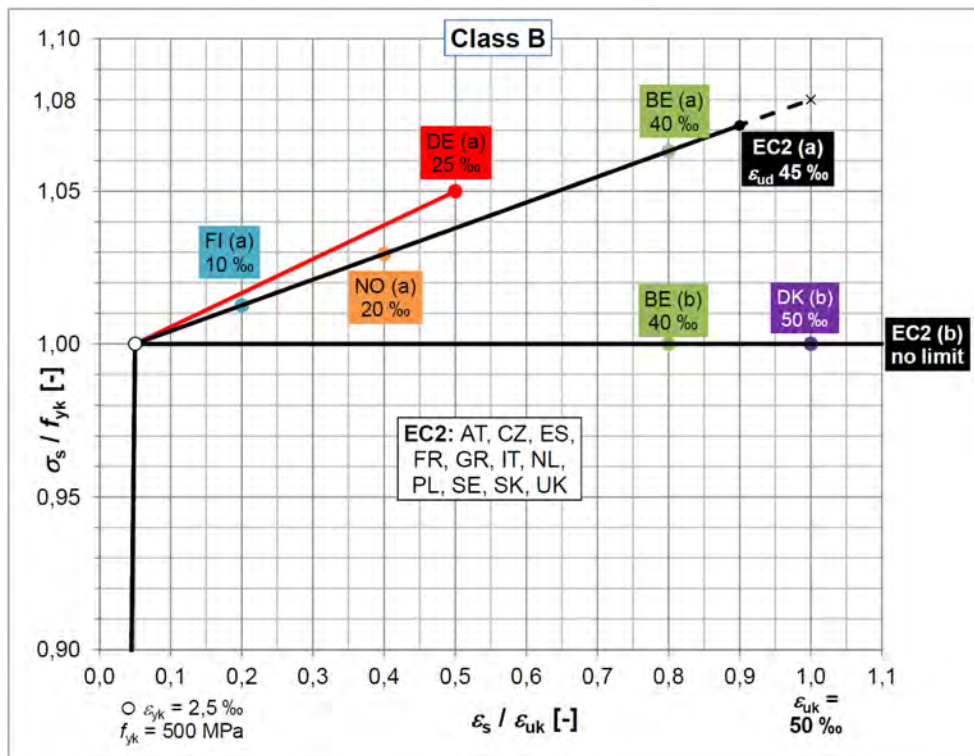
Die NDP zur Festlegung der SDL sind:

- 2.4.2.4: Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_s$ : ständig/vorübergehend  $\gamma_s = 1,15$  in allen Ländern, außer  $\gamma_s = 1,20$  in DK
- 3.2.7 (2): Bemessungswert der Dehnungsgrenze  $\epsilon_{ud}$  (vorgeschlagen  $\epsilon_{ud} = 0,9\epsilon_{uk}$ )

Normierte Darstellungen der SDL mit den gewählten NDP für den ansteigenden a) und den horizontalen Ast b) der Betonstahlsorten A und B sind in Abb. 3.6 enthalten (ausführlicher für B500 in Kapitel 13).



**a) Betonstahlklasse A**



## b) Betonstahlklasse B

Abb. 3.6. SDL Betonstahl mit NDP-Festlegungen (normiert)

### b) Therapie: Änderungsvorschläge

Grundsätzlich sind Vereinfachungen, wie z. B. die Bemessung der Betonstahlsorten A und B mit einer identischen Spannungs-Dehnungs-Linie im GZT, immer möglich und müssten nicht in der Norm geregelt sein. Die andere mögliche Vereinfachung, ganz auf den ansteigenden Ast zu verzichten (Fall b), horizontaler Ast), bewirkt hauptsächlich bei gering bewehrten Bauteilen Unterschiede in der Bewehrungsmenge, die etwa in der Größenordnung von 5 - 10 % liegen. Allerdings würde dann im europäischen Kontext u. U. die Klasse C benachteiligt. Außerdem wären die Auswirkungen bei den nichtlinearen Verfahren größer. Als Kompromiss wird seitens der PG2 der Fall a) (ansteigender Ast) beibehalten, jedoch der Fall b) (horizontaler Ast) als Vereinfachung für alle Duktilitätsklassen empfohlen.

Die Übernahme der im EC2 empfohlenen Werte wird weiterhin für Deutschland abgelehnt, da die Unterscheidung zwischen Klassen A und B keine Vereinfachung darstellt. Es soll für Deutschland die derzeitige Regelung nach EC2/NA (Betonstahlsorten A und B dürfen mit identischen SDL im GZT bemessen werden) beibehalten werden. Der zugehörige NDP-Wert bleibt damit erhalten. Diese Vereinfachung wird dann auch für die Nichtlinearen Verfahren eingeführt. Das Zusatzbild NA.3.8.1 für die Schnittgrößenermittlung wird mit Verweis auf Bild 3.8 mit zusätzlichen NDP-Festlegungen für die mittleren Rechenwerte der Baustoffeigenschaften zu 5.7 Nichtlineare Verfahren gestrichen (siehe auch Therapie b) zu 5.7 Nichtlineare Verfahren).

### 3.2.3 Schweißen

#### a) Anamnese: Sachstand

Bezüglich der zulässigen Schweißverfahren für tragende Verbindungen (bisherige EC2-Tabelle 3.4) ist es im Regelfall so, dass der Ausführende das Verfahren festlegt. Dazu muss allerdings auf den Plänen erkennbar sein, ob die Schweißverbindung vorwiegend ruhender oder nicht vorwiegend ruhender Belastung ausgesetzt ist. Anderenfalls ist eine Rücksprache mit dem Tragwerksplaner erforderlich.

Gemäß EN ISO 17660-1 [R42] dürfen mit den maschinellen Schweißprozessen 21 und 23 tragende Kreuzungsstöße nur bis  $\phi \leq 20$  mm ausgeführt werden. In DIN 1045:1988-07 [R18], Tab. 24 wurde aus der Analogie zu geschweißten Betonstahlmatten diesbezüglich eine Beschränkung auf  $\phi \leq 16$  mm vorgenommen (siehe auch DAfStb-Heft [400]). Nach DIN 488-1:2009-08, Tab. 5 [R14] kommen für Betonstahlmatten nur Durchmesser bis 14 mm in Betracht.

Wenn Betonstahlmatten aus geripptem Betonstahl hergestellt werden, wird das Schweißverfahren „Buckelschweißen“ (Verfahren 23) angewendet, welches als Regelfall zusätzlich in Tabelle 3.8 gehört – siehe auch DIN 488-4:2009-08 [R14] sowie DAfStb-Heft [600]. Die Anwendung der Verfahren 21 und 23 für tragende Überlappstöße ist gemäß EN ISO 17660-1 [R42] nicht zulässig und wurde deshalb gestrichen (siehe auch DAfStb-Heft [400]).

Die Ausführung von Stumpfstößen mit den Lichtbogenschweißverfahren 111 – 136 gilt als schweißtechnisch schwierig. Gemäß DIN 1045:1988-07 [R18], Tab. 24 durfte diese Stoßart deshalb generell nur für Druckstäbe mit  $\phi \geq 20$  mm verwendet werden. Letzteres gilt für die Verfahren 135 und 136 auch in DIN 1045-3:2012-03 [R40], Tab. 4.NA für nicht vorwiegend ruhende Belastung (für Druckstäbe mit  $\phi \geq 16$  mm nach Verfahren 111). Somit muss der Mindestdurchmesser auch unabhängig von der Beanspruchungsart gleich groß sein.

#### b) Therapie:

Im EC2 [R1] werden für die Tragwerksplanung Angaben für die Auswahl geeigneter Verbindungen und Schweißverfahren in Abhängigkeit von der Belastungsart benötigt, da diese nicht in EN ISO 17660-1 [R42] oder EN 13670 [R39] enthalten sind. Entsprechende Angaben dazu enthält die Tabelle 3.9. Die Regelungen wurden in Analogie zu DIN 1045:1988-07, Tab. 24 [R18] vereinfacht (Grenzdurchmesser 16 mm). Eine Angabe des bzw. der entsprechenden zulässigen Schweißverfahren muss auf den Ausführungsplänen vorgenommen werden.

**Tab. 3.9. Zulässige Schweißverfahren und Anwendungsfälle für tragende Verbindungen**

| Belastungsart           | Schweißverfahren <sup>3)</sup> | Zugstäbe                                                                                                                                                         | Druckstäbe                                     |
|-------------------------|--------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------|
| Vorwiegend ruhend       | 24                             | Stumpfstoß <sup>1)</sup>                                                                                                                                         |                                                |
|                         | 111, 114                       | Stumpfstoß <sup>1)</sup> mit $\phi \geq 16$ mm, Kreuzungsstoß <sup>2)</sup> mit $\phi \leq 16$ mm, Überlappstoß, Laschenstoß; Verbindung mit anderen Stahlteilen |                                                |
|                         | 135, 136                       | Kreuzungsstoß <sup>2)</sup> mit $\phi \leq 16$ mm, Überlappstoß, Laschenstoß, Verbindung mit anderen Stahlteilen                                                 |                                                |
|                         |                                | –                                                                                                                                                                | Stumpfstoß <sup>1)</sup> mit $\phi \geq 16$ mm |
|                         | 42                             | Stumpfstoß <sup>1)</sup> , Verbindung mit anderen Stahlteilen                                                                                                    |                                                |
|                         | 21, 23                         | Kreuzungsstoß <sup>2)</sup> mit $\phi \leq 16$ mm                                                                                                                |                                                |
| Nicht vorwiegend ruhend | 24                             | Stumpfstoß <sup>1)</sup>                                                                                                                                         |                                                |
|                         | 111, 135, 136                  | –                                                                                                                                                                | Stumpfstoß <sup>1)</sup> mit $\phi \geq 16$ mm |



- <sup>1)</sup> Es dürfen nur Stäbe mit gleichem Nenndurchmesser oder benachbartem Stabdurchmesser zusammengeschweißt werden.
- <sup>2)</sup> Zulässiges Verhältnis der Stabnenndurchmesser  $\geq 0,6$ .
- <sup>3)</sup> nach EN ISO 4063

Die geänderte Begrenzung auf  $\phi \geq 16$  mm soll einheitlich für alle Stumpfstöße gelten. Das entspricht dem Mindestdurchmesser ohne (Schweiß)-Badsicherung gemäß EN ISO 17660-1 [R42]. Auch spricht eine evtl. Entfestigung im Stoßbereich infolge des Wärmeeintrags bei kleineren Stabdurchmessern für eine einheitliche Wahl eines größeren Durchmessers. Ggf. könnte auch auf eine Angabe der Mindestdurchmesser verzichtet werden, d. h. es bleibt der Eignung des Ausführenden im Rahmen von EN ISO 17660 überlassen. Das Schweißen von Durchmessern  $\phi \geq 14$  mm ist gemäß EN ISO 17660-1 [R42] nur mit (Schweiß)-Badsicherung möglich und darum auch rein ausführungstechnisch schwierig.

Die Nummern der zulässigen Schweißverfahren nach EN 4063 [R31] werden mit aufgenommen.

Die für die Ausführung wichtigen Regelungen sollen in die überarbeitete zukünftige EN 13670 „Ausführung von Tragwerken aus Beton“ entsprechend übernommen werden. Die Eignung von bestimmten Schweißverfahren für Stoßverbindungen kann in die Erläuterungen bzw. Handbücher aufgenommen werden. Denn z. B. Abbrennstumpfschweißen, Reibschweißen, Widerstandspunktschweißen können i. d. R. nicht (nachträglich) auf der Baustelle ausgeführt werden.

#### **EN 13670 (neu):**

##### **... Schweißen ... der Bewehrung**

(5) Betonstähle müssen eine Schweißeignung aufweisen, die für die vorgesehene Verbindung ausreicht.

(6) Sofern nicht anders festgelegt, muss das Schweißen von Betonstahl und das Verschweißen von Baustahl mit Betonstahl in tragenden Verbindungen entsprechend den bautechnischen Unterlagen und in Übereinstimmung mit EN ISO 17660-1 erfolgen.

ANMERKUNG Angaben zu zulässigen Schweißverfahren und Anwendungsfälle für tragende Verbindungen sind in EN 1992-1-1, Tab. 3.6 enthalten.

### **3.2.4 Eigenschaften**

#### **Therapie:**

Es muss deutlich gemacht werden, dass Eigenschaften, die in den Produktnormen enthalten sind, nicht unbedingt Eigenschaften sind, die für die Bemessung gebraucht werden (Eigenschaften im fertigen Bauteil sind entscheidend). Es wird seitens der Bauaufsicht darauf hingewiesen, dass z. B. für den Regelfall von Gitterträgern mit glatten Stäben (welche somit nicht im EC2 erfasst sind) ein Verweis auf die einschlägigen Zulassungen (abZ bzw. ETAs) aufgenommen wird bzw. dieser erhalten bleibt. Dieses kann durch eine allgemeiner formulierte Anmerkung umgesetzt werden, welche auch noch andere Bewehrungsarten (z. B. auch spezielle Durchstanzbewehrungen mit aufgestauchten Köpfen etc.) erfasst.

Zukünftig soll nur noch auf die in den neuen Tabellen 3.10 und 3.11 definierten Klassen hingewiesen. Diese gelten auch für nichtrostenden Betonstahl. Die 5 Festigkeitsklassen im Bereich 400 MPa bis 600 MPa entsprechen etwa den in Europa gehandelten üblichen Betonstählen. Die Abweichungen von der Nennmasse, die Anforderung an die Scherfestigkeit bei Betonstahlmatten sowie die Quantilwerte und Aussagewahrscheinlichkeiten der Eigenschaften des Betonstahls sind in prEN 10080 [R34] geregelt und werden deshalb nicht aufgenommen.

Die Tabelle 3.10 kann weiterhin national festgelegt werden, sodass in Deutschland auch weiterhin die Einschränkung auf die Betonstahlsorten B500A und B500B möglich ist.

**Tab. 3.10. Vorschlag EC2-Tabelle: Festigkeits- und Verbundeigenschaften von Betonstahl**

| Eigenschaft                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             | Festigkeitsklasse                                                                                                                                   |            |            |            |            |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|------------|------------|------------|
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         | B400                                                                                                                                                | B450       | B500       | B550       | B600       |
| Charakteristische Streckgrenze $f_{yk}$ oder $f_{0,2k}$ [MPa]                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           | $\geq 400$                                                                                                                                          | $\geq 450$ | $\geq 500$ | $\geq 550$ | $\geq 600$ |
| Ermüdungsschwingbreite für $N \geq 1 \cdot 10^6$<br>Lastzyklen mit einer Obergrenze von $0,6 \cdot f_{yk}$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              | Stäbe und Betonstabstahl vom Ring:<br>$\geq 175$ MPa für $\phi \leq 28$ mm<br>$\geq 145$ MPa für $\phi > 28$ mm<br>Betonstahlmatten: $\geq 100$ MPa |            |            |            |            |
| Verbund: Mindestwerte der bezogenen Rippenfläche, $f_{R,min}$<br>Nenn- $\phi$ :                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |                                                                                                                                                     |            |            |            |            |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         | 5 mm bis 6 mm                                                                                                                                       | 0,035      |            |            |            |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         | 6,5 mm bis 10,5 mm                                                                                                                                  | 0,040      |            |            |            |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         | $\geq 11$ mm                                                                                                                                        | 0,056      |            |            |            |
| ANMERKUNG 1 EN 10080 verweist auf eine Streckgrenze $R_e$ , die sich auf die charakteristischen, minimalen und maximalen Werte bezieht, die auf Grundlage der ständigen Produktionsqualität ermittelt werden. Dagegen stellt $f_{yk}$ die charakteristische Streckgrenze der Bewehrung eines bestimmten Tragwerks dar. Es besteht keine direkte Beziehung zwischen $f_{yk}$ und der charakteristischen Streckgrenze $R_e$ . Die in EN 10080 behandelten Bewertungs- und Nachweisverfahren der Streckgrenze bieten dennoch ausreichende Prüfungsmöglichkeiten, um $f_{yk}$ zu ermitteln. |                                                                                                                                                     |            |            |            |            |
| ANMERKUNG 2 Wo eine Ermüdungsfestigkeit gefordert wird, ist diese gemäß EN 10080 oder EN XXX (TC 104 WI 104031:2012 (E)) nachzuweisen.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  |                                                                                                                                                     |            |            |            |            |
| ANMERKUNG 3 Für die Anforderungen an die Oberflächengeometrie von geripptem und profiliertem Betonstahl gilt EN 10080 oder EN XXX (TC 104 WI 104031:2012 (E)) für nichtrostenden Betonstahl.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            |                                                                                                                                                     |            |            |            |            |

**Tab. 3.11. Vorschlag EC2-Tabelle: Duktilitätseigenschaften von Betonstahl**

| Eigenschaft                                                  | Duktilitätsklasse                                                                                       |                                                          |                          |
|--------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------|--------------------------|
|                                                              | A                                                                                                       | B                                                        | C                        |
| Mindestwert von $k = (f_t / f_y)_k$                          | $\geq 1,05$                                                                                             | $\geq 1,08$                                              | $\geq 1,15$ und $< 1,35$ |
| Maximale tatsächliche Streckgrenze $f_{y,max}$               | –                                                                                                       | $\leq 1,30 \cdot f_{yk}$ oder $\leq 1,30 \cdot f_{0,2k}$ |                          |
| Charakteristische Dehnung bei Höchstlast, $\varepsilon_{uk}$ | $\geq 2,5 \%$                                                                                           | $\geq 5,0 \%$                                            | $\geq 7,5 \%$            |
| Biegebarkeit <sup>1)</sup>                                   | Biege-/Rückbiegetest nach EN 10080 und EN XXX (TC 104 WI 104031:2012 (E)) für nichtrostenden Betonstahl |                                                          |                          |

<sup>1)</sup> Die Bewehrung muss über ausreichende Biegebarkeit verfügen, um die Verwendung der in Tabelle 8.1 angegebenen kleinsten Biegerollendurchmesser und das Zurückbiegen zu ermöglichen.



### 3.3 Spannstahl

#### 3.3.2 Relaxation

##### a) Anamnese/Diagnose:

Als Relaxation wird der nichtlineare Spannungsabfall in Spannstählen unter großen konstanten Dehnungen im Laufe langer Standzeit bezeichnet. In EC2-1-1 [R1] werden bisher hierfür für Spannstähle drei sogenannte Relaxationsklassen definiert:

- Relaxationsklasse 1: Drähte oder Litzen – normale Relaxation
- Relaxationsklasse 2: Drähte oder Litzen – niedrige Relaxation
- Relaxationsklasse 3: warmgewalzte und vergütete Stäbe

Die für die Bemessung notwendige Ermittlung der relaxationsbedingten Spannstahlverluste soll dabei auf der Grundlage des Wertes  $\rho_{1000}$ , des Relaxationsverlustes (in %) 1000 Stunden nach dem Anspannen für eine Durchschnittstemperatur von 20 °C, erfolgen. Der Wert für  $\rho_{1000}$  wird hier als 70%-Anteil der Vorspannung bezogen auf die tatsächliche Zugfestigkeit  $f_p$  von Spannstahlproben angegeben. Für die Bemessung selbst wird die charakteristische Zugfestigkeit  $f_{pk}$  verwendet. Die Werte für  $\rho_{1000}$  werden für Relaxationsklasse 1 mit 8 %, für Relaxationsklasse 2 mit 2,5 % und für Relaxationsklasse 3 mit 4 % abgeschätzt.

Der Relaxationsverlust darf nach EC2-1-1 [R1] mit den Gleichungen (3.28) und (3.29) für Drähte oder Litzen mit normaler bzw. mit niedriger Relaxation und Gleichung (3.30) für warmgewalzte und vergütete Stäbe ermittelt werden. Vergleicht man diese Werte mit denen aus den deutschen abZ für Spannstähle (Drähte und Litzen) mit sehr niedriger Relaxation, zeigen sich signifikante Unterschiede.

Spannstähle mit normaler Relaxation sind praktisch nicht mehr im Markt und werden in prEN 10138 [R35] auch nicht mehr behandelt. Die Rechenwerte für die Spannungsverluste sind in den abZ enthalten. Die in den Zulassungen festgelegten Relaxationsverluste für kaltgezogene Spannstahldrähte und aus diesen Drähten gefertigte Litzen mit sehr niedriger Relaxation sind rechnerisch größer als die Werte, die sich nach EC2-1-1 [R1], Gleichung (3.29) für Spannstähle mit niedriger Relaxation ergeben (R-Klasse 2). Das ist darauf zurückzuführen, dass die abZ-Rechenwerte sich für Bemessungsaufgaben auf das Verhältnis der Anfangsspannung zur charakteristischen Zugfestigkeit  $f_{pk}$  beziehen, wohingegen die Gleichungen in EC2-1-1 [R1] unmittelbar aus Versuchsergebnissen abgeleitet wurden, die sich aus dem Verhältnis der Anfangsspannung zur tatsächlich vorhandenen, größeren Zugfestigkeit  $f_{p,ist} > f_{pk}$  ergaben [2].

Daher wurde in EC2-1-1/NA [R3] zu 3.3.2 (4) auf die abZ verwiesen (vgl. Tab. 3.12). Die Absätze (4)P bis (7) mit Gl. (3.29) des EC2-1-1 [R1] dürfen daher in Deutschland nicht angewendet werden. Die Spannungsverluste aus den abZ gelten für übliche klimabedingte Bauteiltemperaturen. Zum Relaxationsverlust in wärmebehandelten Fertigteilen siehe Erläuterungen in [2] zu 10.3.2.1. Für alle anderen Temperaturen sind die Relaxationsverluste besonders zu bestimmen.

**Tab. 3.12. Rechenwerte nach abZ für Spannkraftverluste infolge Relaxation  $\Delta R_{z,t}$  bezogen auf die Anfangsspannung  $R_i$  für kaltgezogene Drähte und Litzen mit sehr niedriger Relaxation (aus [2])**

|   |                                           | 1                            | 2     | 3       | 4     | 5     | 6              | 7      |
|---|-------------------------------------------|------------------------------|-------|---------|-------|-------|----------------|--------|
|   | $R_i / R_m \approx \sigma_{pm0} / f_{pk}$ | Zeit nach dem Vorspannen [h] |       |         |       |       |                |        |
|   |                                           | 1                            | 10    | 200     | 1000  | 5000  | $5 \cdot 10^5$ | $10^6$ |
| 1 | 0,50                                      |                              |       |         |       |       |                |        |
| 2 | 0,55                                      |                              |       |         |       |       | 1,0 %          | 1,2 %  |
| 3 | 0,60                                      |                              |       | < 1,0 % |       | 1,2 % | 2,5 %          | 2,8 %  |
| 4 | 0,65                                      |                              |       |         | 1,3 % | 2,0 % | 4,5 %          | 5,0 %  |
| 5 | 0,70                                      |                              |       | 1,0 %   | 2,0 % | 3,0 % | 6,5 %          | 7,0 %  |
| 6 | 0,75                                      |                              | 1,2 % | 2,5 %   | 3,0 % | 4,5 % | 9,0 %          | 10,0 % |
| 7 | 0,80                                      | 1,0 %                        | 2,0 % | 4,0 %   | 5,0 % | 6,5 % | 13,0 %         | 14,0 % |

$R_i$  – Anfangsspannung nach dem Vorspannen;  $R_m$  – charakteristische Zugfestigkeit

## b) Therapie:

Die prEN 10138 [R35] gibt lediglich den 1000-Stunden Wert  $\rho_{1000}$  des Relaxationsverlustes (in %) an. Eine Abschätzung der Endwerte der Verluste bleibt damit dem EC2 vorbehalten. Sofern keine genaueren Werte aus Zulassungen etc. vorliegen, kann diese für die neuen Relaxationsklassen Class R1 und Class R2 mit den Gleichungen (3.26) und (3.27) (Neuvorschlag) auf der sicheren Seite abgeschätzt werden:

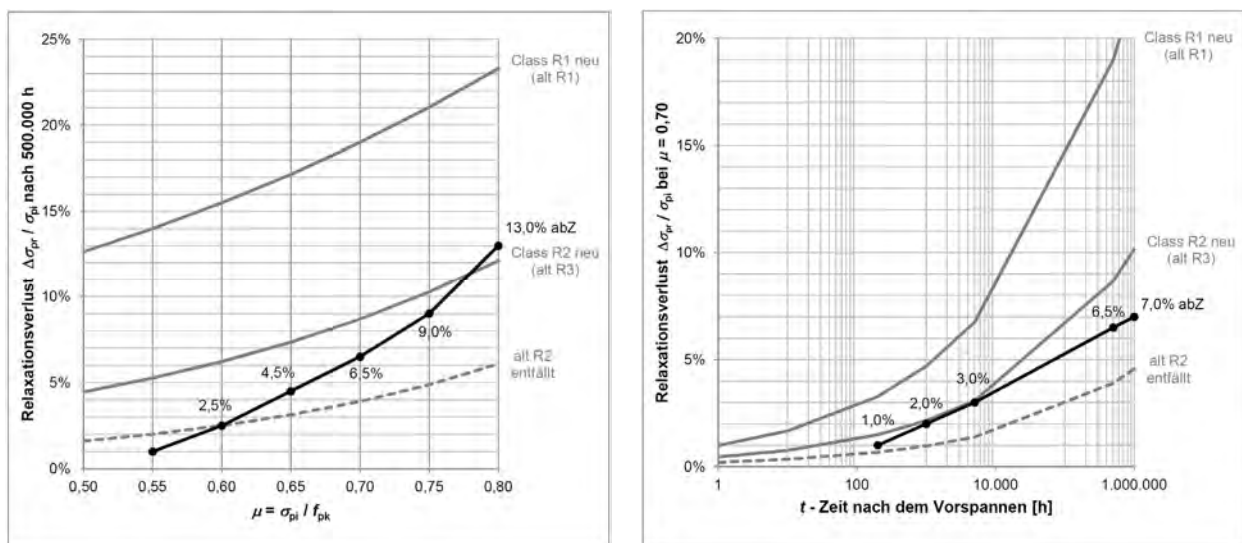
$$\text{Class R1 (neu): } \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,4 \rho_{1000} e^{6,7\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (3.26)$$

$$\text{Class R2 (neu): } \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 3,2 \rho_{1000} e^{8,0\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (3.27)$$

Dabei ist

- $\Delta\sigma_{pr}$  der Absolutwert der Spannungsänderung im Spannstahl infolge Relaxation;
- $\sigma_{pi}$  der Absolutwert der Anfangsspannung  $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$  unmittelbar nach dem Vorspannen und Verankern (bei nachträglichem Verbund) oder nach dem Übertragen der Vorspannung (bei sofortigem Verbund);
- $t$  die Zeit nach dem Vorspannen (in Stunden);
- $\mu = \sigma_{pi} / f_{pk}$ , wobei  $f_{pk}$  der charakteristische Wert der Zugfestigkeit des Spannstahls ist;
- $\rho_{1000}$  der Wert des Relaxationsverlustes (in %) 1000 Stunden nach dem Vorspannen bei einer Anfangsspannung von  $0,7 f_{pk}$  und einer Durchschnittstemperatur von  $20^\circ\text{C}$ .

Eine Relaxationsklasse R3 (wie für warmgewalzte Stäbe) ist in prEN 10138:2012 (E), Teile 2 bis 4 [R35] nicht mehr enthalten und wird deshalb gestrichen. Nach Teil 4 werden Stäbe der Klasse R1 (alt „normale Relaxation“) zugeordnet. Dazu muss für Nenndurchmesser  $> 15 \text{ mm}$   $\rho_{1000} \leq 4 \%$  erfüllt sein. Zudem wird auf der sicheren Seite die Gleichung (3.30alt) für die neue Class R2 in Ansatz gebracht, da Gleichung (3.29alt) für Drähte und Litzen im Vergleich zu den deutschen abZ auf der unsicheren Seite liegende Ergebnisse liefert. Der Vorfaktor ändert sich aufgrund der jeweils unterschiedlichen zu Grunde liegenden  $\rho_{1000}$ -Werte für Klasse R3 (alt) und Class R2 (neu) auf  $1,98 \cdot 4,0/2,5 = 3,2$ . Die Relaxationsverluste nach den angepassten Gleichungen für die neuen Relaxationsklassen Class R1 und Class R2 im Vergleich mit den Werten der deutschen abZ sind in Abb. 3.7 enthalten.



a) nach  $5 \cdot 10^5 \text{ h}$  (57 Jahre)

b) bei  $\mu = \sigma_{pi} / f_{pk} = 0,7$

Abb. 3.7. Vergleich der Relaxationsverluste nach EC2 Neuvorschlag und abZ

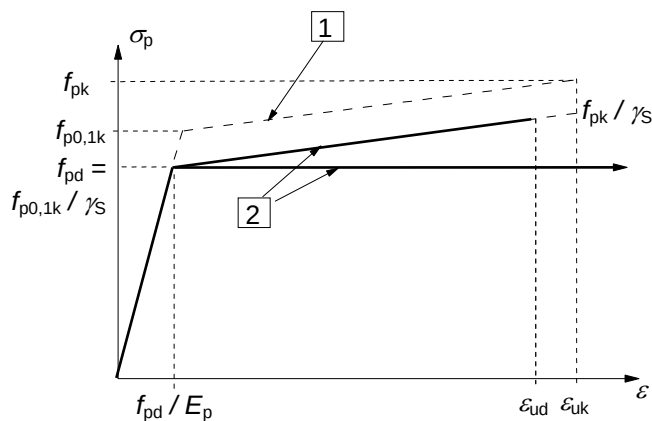
### 3.3.3 Spannungs-Dehnungs-Linien Spannstahl

#### a) Anamnese: Sachstand in DIN 1045-1 (seit 2001), EC2 und EC2/NA

Die Parameter der Spannungs-Dehnungs-Linie in Abb. 3.8 können national festgelegt werden. Dabei gibt es im elastischen Bereich keine nationalen Unterschiede. Nach Erreichen der (theoretischen) Streckgrenze sind generell zwei Ansätze möglich, zum einen ein horizontaler Ast ohne Dehnungsbegrenzung, zum anderen ein ansteigender Ast mit Dehnungsbegrenzung.

#### b) Therapie:

Der Hinweis mit der Möglichkeit zu abweichenden Annahmen wird gestrichen, da diese grundsätzlich immer möglich sind. Der zugehörige NDP-Wert bleibt damit erhalten. Der empfohlenen Wert für die Dehnungsgrenze wird auf  $\varepsilon_{uk} = 0,025$  korrigiert. Das Zusatzbild NA.3.8.1 für die Schnittgrößenermittlung wird mit Verweis auf Abb. 3.8 mit zusätzlichen NDP-Festlegungen zu 5.7 Nichtlineare Verfahren gestrichen. Abb. 3.8 soll auch für nichtlineare Berechnungen gelten.



1 – idealisiert      2 – Bemessung

Abb. 3.8. Spannungs-Dehnungs-Linie des Spannstahls für die Bemessung

## 4 DAUERHAFTIGKEIT

### 4.2 Umgebungsbedingungen

#### a) Anamnese/Diagnose: Sachstand EC2, EC2/NA, EN 206-1, DIN 1045-2

Die informativen Beispiele in EC2-Tabelle 4.1 werden derzeit durch NCI mit den Beispielen nach DIN 1045-2 [R27] gleichgestellt bzw. ergänzt. Das führt zu Abweichungen zur EN 206-1 [R26].

Das derzeitige Nachweiskonzept auf der Widerstandsseite besteht darin, die Betonzusammensetzung (maximaler w/z-Wert, Mindestzementgehalt usw.) abhängig von der deskriptiven Beschreibung der Umwelteinwirkungen durch Expositionsklassen national festzulegen. Die daraus zu erwartenden Mindestfestigkeitsklassen werden als „indikative“ Festigkeitsklassen im normativen Anhang E geregelt und dort wieder im EC2/NA [R3] auf die Werte der DIN 1045-2 [R27] festgelegt.

Außerdem werden in Bezug auf die Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) im NA über NCI die Feuchtigkeitsklassen zur Auswahl geeigneter Gesteinskörnung eingeführt.

Für den Planer sind die notwendigen Informationen schwer aufzufinden und in den Normen EC2 [R1]- [R5] und EN 206-1/DIN 1045-2 [R26], [R27] teilweise widersprüchlich geregelt.

### b) Therapie:

Grundsätzlich sollten Festlegungen nur einmal und an der richtigen Stelle getroffen werden.

Bleibt es bei der derzeitigen Lösung, die Expositionsklassen und den dazugehörigen Betonwiderstand in EN 206-1 [R26] und DIN 1045-2 [R27] zu regeln, wäre ein Verweis aus dem EC2 auf die dortigen Definitionen der Expositionsklassen, die informativen Beispiele und die Mindestfestigkeitsklassen hinreichend (und widerspruchsfrei).

Trotzdem wird zunächst mit Blick auf die Anwenderfreundlichkeit vorgeschlagen, die Expositionsklassentabelle 4.1 auch im EC2 [R1] zu belassen, da der Tragwerksplaner sie unmittelbar in der Entwurfsphase benötigt. Die informativen Beispiele müssen jedoch widerspruchsfrei mit denen aus EN 206-1 [R26] (idealerweise keine Abweichungen mehr in DIN 1045-2 [R27]) übereinstimmen. Zur vereinfachten Anwendung sollen die Mindestfestigkeitsklassen aus Anhang E in einer zusätzlichen Spalte in EC2-Tabelle 4.1 integriert werden. Anhang E kann dann entfallen.

Die AKR-Feuchtigkeitsklassen sollen aber im NA entfallen. Hier sollte der Verweis im EC2 auf die AKR-Feuchtigkeitsklassen in DIN 1045-2 ausreichen.

## 4.4 Betondeckung

### a) Anamnese/Diagnose: Stand EC2

Die Festlegungen für die Ermittlung der Mindestbetondeckungen sind derzeit in mehreren Tabellen 4.3 bis 4.5 verteilt. Die Formulierungen erscheinen für die Anwendung relativ umständlich. Zum Beispiel:

(2)PDer Bemessung ist der größere Wert der Betondeckung  $c_{min}$ , der sich aus den Verbund- bzw. Dauerhaftigkeitsanforderungen ergibt, zugrunde zu legen.

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad \text{EC2 (4.2)}$$

Dabei ist

- $c_{min,b}$  die Mindestbetondeckung aus der Verbundanforderung, siehe 4.4.1.2 (3);
- $c_{min,dur}$  die Mindestbetondeckung aus der Dauerhaftigkeitsanforderung, siehe 4.4.1.2 (5);
- $\Delta c_{dur,\gamma}$  ein additives Sicherheitselement, siehe 4.4.1.2 (6);
- $\Delta c_{dur,st}$  die Verringerung der Mindestbetondeckung bei Verwendung nichtrostenden Stahls, siehe 4.4.1.2 (7);
- $\Delta c_{dur,add}$  die Verringerung der Mindestbetondeckung auf Grund zusätzlicher Schutzmaßnahmen, siehe 4.4.1.2 (8).

### b) Therapie:

Verbesserungen sind hauptsächlich durch redaktionelle Änderungen zu erreichen. Zunächst wird davon ausgegangen, dass es in der Betonnorm EN 206 bei nationalen Festlegungen zur Betonzusammensetzung (und damit der Dichtheit) der Betondeckung bleibt. Daher muss auch die zugeordnete Mindestbetondeckung für die Dauerhaftigkeit ein NDP bleiben.

Die Modifikationen der Mindestbetondeckung infolge „additivem Sicherheitselement“, „nichtrostendem Stahl“ sowie „zusätzlicher Schutzmaßnahmen“ wird aus der Gleichung (4.2) entfernt und lediglich verbal beschrieben, da das Sicherheitselement im Regelfall zu Null gesetzt werden darf und die beiden anderen Situationen Sonderfälle darstellen. Eine Mindestbetondeckung für „nichtrostenden Stahl“ wird stattdessen in die PRB-Tabelle 4.2DE integriert.

(2)PDie Mindestbetondeckung  $c_{min}$  ergibt sich aus den Verbund- bzw. Dauerhaftigkeitsanforderungen gemäß

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}\} \quad \text{PRB (4.2)}$$

Dabei ist

- $c_{min,b}$  die Mindestbetondeckung aus der Verbundanforderung, siehe ...;
- $c_{min,dur}$  die Mindestbetondeckung aus der Dauerhaftigkeitsanforderung, siehe ...;

Die Betondeckung  $c_{\min, \text{dur}}$  darf in bestimmten Fällen (z. B. zusätzliche Schutzmaßnahmen der Betonoberflächen, nichtrostender Stahl) reduziert werden.

Die Mindestbetondeckung  $c_{\min}$  von Spanngliedern ohne Verbund regelt die entsprechende Europäische Technische Zulassung.

Die Werte für Mindestbetondeckung von Hüllrohren werden im EC2-Haupttext bereits integriert, da diese Werte durch die meisten europäischen Länder übernommen wurden. Angaben für Spannglieder im sofortigen Verbund (Litzen und profilierte Drähte) werden beibehalten.

Die Tabellen 4.3DE – 4.5DE: werden zu der neuen PRB-Tabelle 4.2DE (NDP) zusammengeführt, in der lediglich die in Deutschland maßgebende Anforderungsklasse S3 abgebildet wird und die inhaltlich mit DIN 1045-1 [R20], Tab. 4, übereinstimmt.

Für nichtrostenden Stahl, der in Abschnitt 3.2 neu eingeführt wurde, wird hier die Fußnote <sup>b)</sup> ergänzt, die sich aus den abZ ergibt.

**(PRB)-Tabelle 4.2DE — Mindestbetondeckung  $c_{\min, \text{dur}}$**

| Bewehrung                  | Mindestbetondeckung $c_{\min, \text{dur}}$ (mm) <sup>a) e)</sup> |         |     |                                          |
|----------------------------|------------------------------------------------------------------|---------|-----|------------------------------------------|
|                            | Expositionsklasse                                                |         |     |                                          |
|                            | XC1                                                              | XC2/XC3 | XC4 | XD1/XD2/XD3 <sup>d)</sup><br>XS1/XS2/XS3 |
| Betonstahl <sup>b)</sup>   | 10                                                               | 20      | 25  | 40                                       |
| Spannglieder <sup>c)</sup> | 20                                                               | 30      | 35  | 50                                       |

<sup>a)</sup> Die Werte dürfen für Bauteile aus Normalbeton, deren Betonfestigkeit um zwei Festigkeitsklassen höher liegt, als nach Tabelle 4.1DE für die Expositionsklassen XC, XD bzw. XS mindestens erforderlich ist, um 5 mm vermindert werden. Für die Dauerhaftigkeit von Leichtbetonbauteilen ist die Erhöhung der Dichtheit für die Reduktion der Mindestbetondeckung unabhängig von der Festigkeitsklasse über die Anpassung der Betonzusammensetzung in Analogie zum Normalbeton entsprechend DIN 1045-2 sicherzustellen.

<sup>b)</sup> Für nichtrostenden Betonstahl bei allen Expositionsklassen 10 mm (ohne Fußnote <sup>a)</sup>).

<sup>c)</sup> Die Mindestbetondeckung gilt für Spannglieder im sofortigen Verbund. Bei Spanngliedern im nachträglichen Verbund beziehen sich die Werte auf die Oberfläche des Hüllrohrs. Für Spannglieder ohne Verbund gelten Zulassungen.

<sup>d)</sup> Im Einzelfall können bei XD3 zusätzliche Maßnahmen zum Korrosionsschutz der Bewehrung nötig sein.

<sup>e)</sup> Aus den Expositionsklassen XF und XA ergeben sich keine zusätzlichen Anforderungen an die Mindestbetondeckung

Die normativ mögliche Reduktion der Mindestbetondeckung  $\Delta c_{\text{dur, add}}$  bei „zusätzlichen Schutzmaßnahmen“ wird wegen der weiterhin kontroversen Diskussion in der Fachöffentlichkeit als nicht normungsreif gestrichen. Ausführliche Erläuterungen sowie Beispiele und Varianten sind der Sekundärliteratur vorbehalten.

Das Vorhaltemaß  $\Delta c_{\text{dev}}$  für Verbund wird national auf der sicheren Seite von 10 mm auf einheitlich 15 mm erhöht. Eine Abminderung auf 10 mm ist jedoch mit einer entsprechenden Qualitätssicherung weiterhin möglich (NDP Zu 4.2.3 (1)P neu). Das Vorhaltemaß für Dauerhaftigkeit wird allgemein, d. h. auch für XC1, auf 15 mm geändert. Dafür ist nun eine Abminderung der Mindestbetondeckung  $c_{\min, \text{dur}}$  um 5 mm auch bei XC1 möglich. Somit kann der gesamte Abschnitt zu  $\Delta c_{\text{dev}} = 15$  mm zusammengefasst werden.



## 5 ERMITTLUNG DER SCHNITTGRÖSSEN

### 5.7 Nichtlineare Verfahren

#### a) Anamnese/Diagnose: Regelungen in DIN 1045-1, EC2 bzw. EC2/NA

Der Abschnitt für die nichtlineare Berechnung umfasst nur fünf Absätze mit wenigen grundlegenden und allgemeinen Festlegungen. Im Abschnitt 5.8.6 wird für Druckglieder nach Theorie II. Ordnung nochmals ein „Allgemeines Verfahren“ auf der Basis der allgemeinen Regeln nach 5.7 beschrieben, welches die zu verwendenden Arbeitslinien spezifiziert.

Nach 5.8.6 dürfen die Spannungs-Dehnungs-Linien für Beton nach 3.1.5, Bild 3.2 und Gleichung (3.14) und für Betonstahl nach 3.2.7, Bild (3.8) verwendet werden. Dabei sind für den Beton statt der Mittelwerte  $f_{cm}$  und  $E_{cm}$  die Bemessungswerte  $f_{cd}$  und  $E_{cd}$  einzusetzen.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad \text{EC2 (3.14)}$$

Dabei ist

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1};$$

$\varepsilon_{c1}$  die Stauchung beim Höchstwert der Betondruckspannung gemäß EC2-Tabelle 3.1;

$$k = 1,05E_{cd} \cdot \varepsilon_{c1} / f_{cd}.$$

Der Bemessungswert des E-Moduls ist:

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE} \quad \text{EC2 (5.20)}$$

Der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{CE}$  ist ein NDP mit dem vorgeschlagenen Wert  $\gamma_{CE} = 1,2$ . Diesen Wert haben die meisten Länder im NA übernommen (vgl. [1]): AT, BE, CZ, EE, ES, FI, FR, GR, HR, HU, IE, IS, IT, LT, LU, NL, NO, PL, PT, RO, SE, SI, SK, UK. Dagegen haben DK und DE im NA den Standard-Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{CE} = \gamma_C$  aus dem GZT (DE:  $\gamma_C = 1,5$ ) und BG  $\gamma_{CE} = 1,3$  festgelegt.

Die direkte Verwendung der Bemessungswerte für die Verformungs- und Schnittgrößenermittlung führt wegen der reduzierten Steifigkeiten zu deutlich auf der sicheren Seite liegenden größeren Verformungen und damit auch Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung. Diese Schnittgrößen erfüllen bei Einhaltung des GZT und des Systemgleichgewichts dadurch aber auch gleichzeitig die Bemessungsanforderungen.

Eine pragmatische und wirtschaftlichere Lösung hatte Quast [5] mit seiner „doppelten Buchführung“ vorgeschlagen. Danach sind zunächst die Formänderungen auf der Grundlage von Mittelwerten der Baustoffkennwerte (z. B.  $f_{cm} / \gamma_C$ ,  $E_{cm} / \gamma_C$  mit  $\gamma_C = 1,5$ ) mit der speziellen Beton-Arbeitslinie für Verformungsberechnungen zu ermitteln. Für den Nachweis der Querschnittstragfähigkeit sind dann jedoch die Bemessungswerte der Baustofffestigkeiten mit dem Parabel-Rechteck-Diagramm anzusetzen. Diese erstmalig in DIN 1045-1:2001-07 [R19] eingeführte Regelung wurde auch wieder als NCI im NA [R3] zu 5.8.6 (3) übernommen. Um die „doppelte Buchführung“ zu vermeiden, reicht es nach [5] aber auch aus, Verformungen und Tragfähigkeit einheitlich mit dem PRD zu berechnen und die üblichen Teilsicherheitsbeiwerte für die Bemessung anzusetzen.

Darüber hinaus wurde das nichtlineare Verfahren auf Systemebene nach DIN 1045-1 [R20], 8.5, ebenfalls wieder im NA [R3] aufgenommen. Mit den angenommenen Baustoffeigenschaften und Schnittgrößen-Verformungsbeziehungen wird der Gesamtwiderstand  $R_d$  des Tragsystems ermittelt. Eine separate Bemessung „kritischer Querschnitte“ im GZT ist nicht mehr erforderlich. Da wegen der Nichtlinearität das Superpositionsprinzip nicht gilt, muss für jede maßgebende Einwirkungskombination ein gesonderter Nachweis geführt werden. Da für jede Laststufe die tatsächlich vorhandenen Querschnittssteifigkeiten zugrunde gelegt werden, ist in einem Berechnungsgang eine durchgängige Nachweisführung für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit möglich [2].

Für die Baustoffkennwerte sind rechnerische Mittelwerte anzusetzen, um eine realistische Einschätzung der auftretenden Formänderungen sicherzustellen. Die dafür zu verwendenden Spannungs-Dehnungs-Linien für Beton, Betonstahl und Spannstahl sind in den EC2-Bildern



3.2, NA.3.8.1 und NA.3.10.1 dargestellt, wobei zur Vereinfachung für die Bewehrung auch jeweils der idealisierte Verlauf verwendet werden darf.

Hierbei soll ein einheitlicher Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma_R = 1,3$  für alle ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen bei der Ermittlung des Bemessungswertes des Tragwiderstandes  $R_d$  berücksichtigt werden. Dabei werden für Schnittgrößenermittlung und Querschnittsbemessung die gleichen Spannungs-Dehnungs-Linien mit rechnerischen Mittelwerten der Zylinderdruckfestigkeit des Betons  $f_{cR}$ , der Streckgrenze des Betonstahls  $f_{yR}$  sowie der Spannstahlfestigkeiten  $f_{pR}$  verwendet. Diese Rechenwerte wurden deshalb so definiert, dass sie ungefähr dem 1,3-fachen Bemessungswert entsprechen.

$$f_{cR} = 0,85 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck} \approx 1,3 \cdot f_{cd} \quad \text{EC2/NA (NA.5.12.7)}$$

$$f_{yR} = 1,1 \cdot f_{yk} \approx 1,3 \cdot f_{yd} \quad \text{EC2/NA (NA.5.12.2)}$$

$$f_{p0,1R} = 1,1 \cdot f_{p0,1k} \approx 1,3 \cdot f_{pd} \quad \text{EC2/NA (NA.5.12.5)}$$

Somit sind derzeit 3 Ansätze für die nichtlineare Berechnung im EC2 und NA enthalten (vgl. Tabelle 5.1, ständige und vorübergehende Bemessungssituation):

**Tab. 5.1. Anzusetzende Baustoffkennwerte bei nichtlinearer Berechnung in [R1], [R3]**

| Verfahren |                                                                              | Beton                                                                                                                                      | Betonstahl                                                                                  | Spannstahl                                                                                                    |
|-----------|------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1         | EC2-1-1 [R1],<br>5.7 und 5.8.6<br>mit NDP-<br>Vorschlägen                    | Bild 3.2, Gl. (3.14) mit $f_{cd} = 1,0 \cdot f_{ck} / 1,5$<br>und $E_{cd} = E_{cm} / 1,2$                                                  | Bild 3.8<br>mit $f_{yd} = f_{yk} / 1,15$<br>und $k \cdot f_{yk} / 1,15$<br>und $E_s$        | Bild 3.10<br>mit $f_{pd} = f_{p0,1k} / 1,15$<br>und $f_{pk} / 1,15$<br>und $E_p$                              |
| 2         | EC2-1-1/NA [R3],<br>5.7 mit NCI (NA.6)<br>bis (NA.15)                        | Bild 3.2, Gl. (3.14) mit $f_{cR} \approx 1,3 \cdot f_{cd}$ und $E_{cm}$ bzw. $0,85E_{cm}$ bei vollständig überdrückten Querschnitten [600] | Bild NA.3.8.1<br>mit $f_{yR} \approx 1,3 \cdot f_{yd}$<br>und $k \cdot f_{yR}$<br>und $E_s$ | Bild NA.3.10.1<br>mit $f_{p0,1R} \approx 1,3 \cdot f_{pd}$<br>und $f_{pR} \approx 1,3f_{pk} / 1,15$ und $E_p$ |
| 3         | EC2-1-1/NA [R3],<br>5.8.6 (3) mit NCI<br>(„doppelte Buchführung“ nach Quast) | Bild 3.2, Gl. (3.14)<br>mit $f_{cm} / 1,5$ und $E_{cm} / 1,5$                                                                              | Bild NA.3.8.1<br>mit $f_{yd} = f_{yk} / 1,15$<br>und $k \cdot f_{yk} / 1,15$<br>und $E_s$   | Bild NA.3.10.1<br>mit $f_{pd} = f_{p0,1k} / 1,15$<br>und $f_{pk} / 1,15$<br>und $E_p$                         |

Die Arbeitslinien für Betonstahl und Spannstahl unterscheiden sich nur unwesentlich in Bezug auf die Schnittgrößenermittlung, da der E-Modul identisch verwendet wird.

Vergleiche der Betonarbeitslinien bezogen auf die PRD des EC2 [R1] bzw. EC2/NA [R3] zeigen die quantitativen Unterschiede auf (Abb. 5.1 bis Abb. 5.3 für Verfahren 1 bis 3).

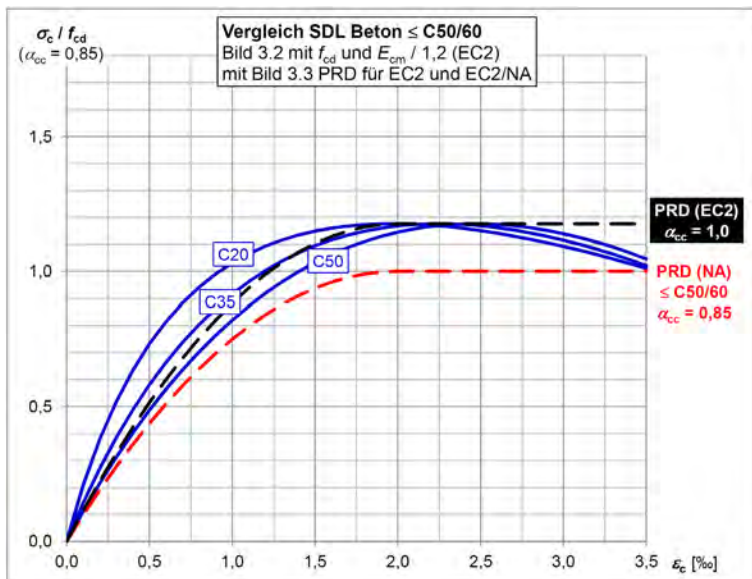


Abb. 5.1. Vergleich SDL-Beton nach EC2 [R1] 5.7 und 5.8.6 (Verfahren 1 – EC2-Original [R1])

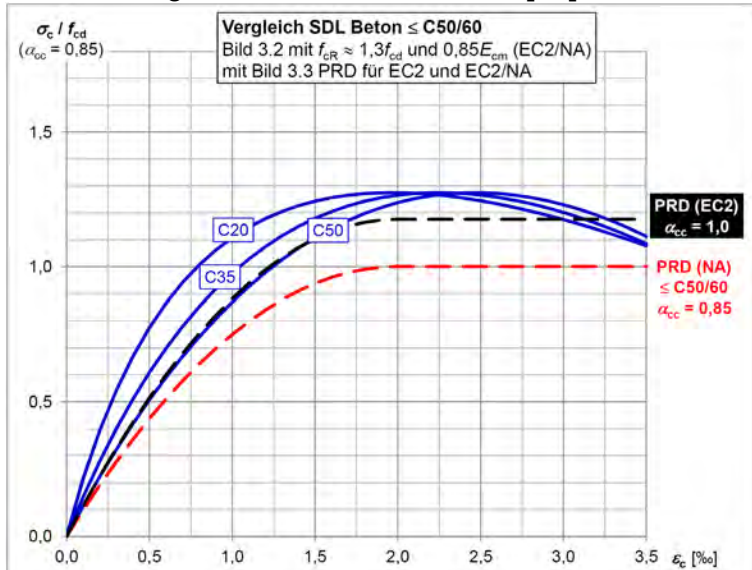


Abb. 5.2. Vergleich SDL-Beton nach EC2/NA [R3] NCI zu 5.7 (NA.6) (Verfahren 2 – nach DIN 1045-1 [R20])

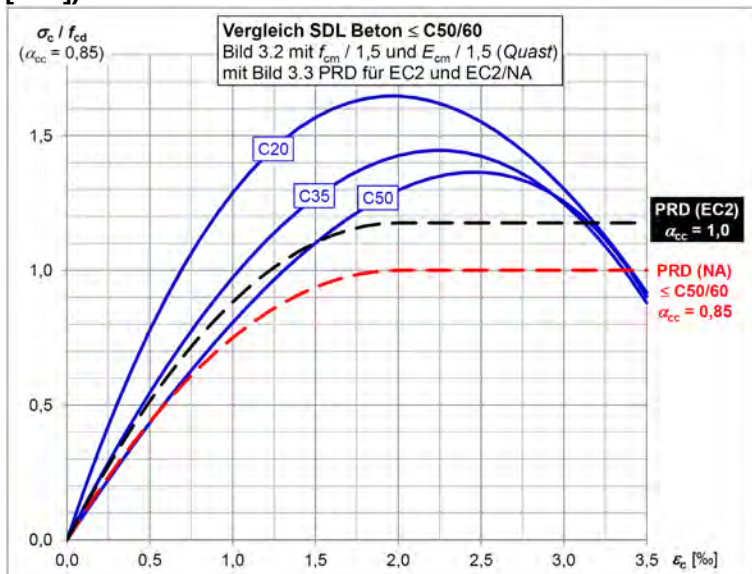


Abb. 5.3. Vergleich SDL-Beton nach EC2/NA [R3] NCI zu 5.8.6 (3) (Verfahren 3 – nach Quast [5])

### b) Therapie: Änderungsvorschläge

Die Verwendung der gleichen (bilinearen) SDL für Betonstahl und Spannstahl für die Querschnittsbemessung und die nichtlinearen Verfahren wie im EC2 ist sinnvoll und stellt prinzipiell eine Vereinfachung dar. Die Ausnutzung der höheren Duktilität durch größere zulässige Betonstahldehnungen  $\varepsilon_{ud}$  wird insbesondere bei der Plastizitätstheorie (plastische Gelenke) und der Erdbebenbemessung benötigt. Hierfür kann auch der horizontale Ast der SDL ohne Dehnungsbegrenzung verwendet werden.

Daher wird vorgeschlagen, das Bild NA.3.8.1 zu streichen und Bild 3.8 des EC2 auch für die Schnittgrößenermittlung mit nichtlinearen Verfahren anzuwenden. Die damit verbundene Begrenzung auf  $\varepsilon_{ud}$  (statt  $\varepsilon_{uk}$ ) ist zweckmäßig, da die kritische Stahldehnung auch für die Einhaltung des GZT bei nichtlinearen Verfahren erforderlich ist.

Gleichzeitig ist es für die praktische Bemessung und insbesondere für die Bauausführung am besten, die SDL zumindest für die gebräuchlichsten Betonstahlklassen A und B ebenfalls einheitlich festzulegen. Dies erfolgt im NA für die GZT-Bemessung mit  $\varepsilon_{ud} = 25 ‰$  und  $f_{tk} = 1,05 \cdot 500 = 525 \text{ MPa}$  für beide Betonstahlklassen A und B. Die einheitliche Anwendung von Bild 3.8 sowohl für die Querschnittsbemessung als auch für die nichtlinearen Verfahren wird vorgeschlagen, wobei bei den Nichtlinearen Verfahren zunächst die rechnerischen Mittelwerte für die Ermittlung von  $R_k$  verwendet werden. Nach Division durch den Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_R$  wird dann exakt die Bemessungslinie für den GZT erreicht. Das liegt für Betonstahl B etwas auf der sicheren Seite, beeinflusst die Schnittgrößenermittlung aber nur unwesentlich.

Bei den SDL für den Beton wird deutlich, dass der Ansatz von *Quast* mit dem durch 1,5 dividierten Mittelwerten i. d. R. zur Berechnung der geringsten Verformungen führt (Abb. 5.3). Dafür entsteht ein Mehraufwand wegen der notwendigen Bemessung mit dem PRD in weiteren Bemessungsgängen. Dieses Verfahren sollte in der Fachliteratur verbleiben und aus dem NA entfernt werden, um eine Beschränkung auf allgemeine nichtlineare Berechnungsverfahren vorzunehmen, die die Schnittgrößenermittlung und Bemessung in einer Berechnung vereinen. Die Verwendung der SDL nach Bild 3.2 direkt mit den Bemessungswerten führt i. d. R. zu den geringsten Steifigkeiten, insbesondere, wenn auch noch die mit dem Dauerstandsbeiwert 0,85 ermittelte Druckfestigkeit  $f_{cd}$  verwendet wird (vgl. Abb. 5.1).

Daher wird das bisher im NA als Anwendungsregel zu den allgemeinen EC2-Festlegungen zu 5.7 eingeführte nichtlineare Verfahren mit den rechnerischen Mittelwerten  $f_{cR} \approx \gamma_R \cdot f_{cd}$  für die Schnittgrößenermittlung und den charakteristischen Tragwiderstand  $R_k$  beibehalten (Abb. 5.2). Nach Division von  $R_k$  durch  $\gamma_R$  wird relativ genau das PRD (gemäß NA [R3]) für die Bestimmung von  $R_d$  erreicht. Hierzu passt auch gut die Festlegung von  $E_{cR} = E_{cd} = E_{cm} / 1,2$  als rechnerischer Mittelwert, da die Absenkung der gesamten SDL mit  $\gamma_R = 1,3$  etwa zu  $E_{cd} = E_{cm} / (1,2 \cdot 1,3) = E_{cm} / 1,56$  führt.

Dieses NA-Verfahren mit den integrierten Festlegungen aus 5.8.6 soll allgemein für alle nichtlinearen Berechnungen gelten (auch für Druckglieder nach Theorie II. Ordnung).

#### Vorgeschlagene Festlegungen in 5.7 (NA):

- Bemessungswert des Tragwiderstands  $R_d = R(f_{cR}; f_{yR}; f_{tR}; f_{p0,1R}; f_{pR}) / \gamma_R$
- Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_R = 1,3$  (ständige/vorübergehende Bemessungssituationen und Nachweis gegen Ermüdung) oder  $\gamma_R = 1,1$  (außergewöhnliche Bemessungssituationen)
- Beton-SDL nach Bild 3.2 mit  $f_{cR} = \gamma_R \cdot f_{cd}$  (statt  $f_{cm}$ ) → siehe hier Abb. 5.2
- Betonstahl-SDL nach Bild 3.8 einheitlich für Betonstahl A und B, aber mit  $f_{yR} = \gamma_R \cdot f_{yd}$  und  $f_{tR} = 1,05 \cdot f_{yR}$  (statt  $f_{yd}$  und  $f_{td}$ ) bei  $\varepsilon_{ud} = 25 ‰$
- Spannstahl-SDL nach Bild 3.10, aber mit  $f_{p0,1R} = \gamma_R \cdot f_{pd}$  und  $f_{pR} = \gamma_R \cdot f_{pk} / \gamma_S$  (statt  $f_{yd}$  und  $f_{td}$ ) bei  $\varepsilon_{ud} = \varepsilon_p^{(0)} + 25 ‰$

## 5.8 Berechnung von Bauteilen unter Normalkraft nach Theorie II. Ordnung

### 5.8.3 Vereinfachte Nachweise für Bauteile unter Normalkraft nach Theorie II. O.

#### Zu 5.8.3.1 Grenzwert der Schlankheit für Einzeldruckglieder

##### a1) Anamnese/Diagnose: Regelung in EC2 seit 1992

In der Vornorm des EC2 von 1992 ENV 1992-1-1 [R10], Abschnitt 4.3.5.5.3, wurde die Grenzschlankheit zur Abgrenzung von Einflüssen nach Theorie II. Ordnung für Einzeldruckglieder wie folgt abgeleitet:

$$\lambda_{\text{crit}} = 25 \cdot (2 - e_{01} / e_{02}) \quad (\text{ENV [R10] 4.62}) \quad (5.1)$$

Für gleichgroße und gleichseitige Ausmitten (Momente erzeugen auf der gleichen Seite Zug) ergibt sich damit z. B.

$$\lambda_{\text{crit}} = 25 \cdot (2 - 1,0) = 25 \quad (5.2)$$

Die Belastung und Ausnutzung des Druckglieds (mechanischer Bewehrungsgrad) und der Kriecheinfluss gingen hierbei nicht ein. Die Berücksichtigung des mechanischen Bewehrungsgrades wurde als unpraktisch empfunden und die Einflüsse aus Kriechen bei dieser geringen Schlankheit als unwesentlich eingeschätzt.

In einem Entwurf zu EC2-1-1 Oktober 2001 wurde erstmals ein Faktor für den mechanischen Bewehrungsgrad  $\omega$  angegeben:

$$\lambda_{\text{crit}} = 25 \cdot (\omega + 0,9) \cdot (2 - e_{01} / e_{02}) \quad (5.3)$$

Für einen geringen Bewehrungsgrad  $\omega = 0,1$  änderte sich im Vergleich zur ENV [R10] nichts, für höhere Bewehrungsgrade ergaben sich höhere Grenzschlankheiten (z. B. für  $\omega = 0,5 \rightarrow \lambda_{\text{crit}} = 35$ ). In diesem Zusammenhang wurde ein Interpolationsfaktor für  $25 < \lambda_{\text{crit}} < 35$  entwickelt.

Im Zusammenhang mit dem EN-Entwurf von 2001 zeigte *Hellesland* [6] anhand von Vergleichsrechnungen mit allgemeinen nichtlinearen Nachweisverfahren, dass die o.g. Grenzschlankheit nach Gleichung (5.3) unsichere Ergebnisse liefern kann.

Dabei wurden **zwei Kriterien** für die Vernachlässigung der Theorie II. Ordnung untersucht:

Kriterium 1)  $\leq 10\%$ -Zuwachs der Biegemomente,

Kriterium 2)  $\leq 10\%$ -Abnahme der aufnehmbaren Normalkraft bei gleichbleibender Exzentrizität.

Extreme Überschreitungen dieser Grenzwerte wurden festgestellt bei Druckgliedern mit gleichsinnig drehenden Endmomenten (Zug auf unterschiedlicher Seite und S-förmige Knickfigur) zusammen mit höheren Kriechzahlen und mittleren bis hohen Normalkraftbelastungen.

Daraufhin wurden weitere Vergleichsrechnungen unter Variation des Bewehrungsgrades, der Normalkraftauslastung, der Kriechbeiwerte und des Endmomentenverhältnisses durchgeführt und an den beiden o.g. Kriterien kalibriert [7]. Abb. 5.4 und 5.5 zeigen beispielhaft die Auswirkungen der Normalkraftauslastung, der Kriechbeiwerte, des Endmomentenverhältnisses und des Bewehrungsgrades bei einer „genaueren“ nichtlinearen Berechnung.

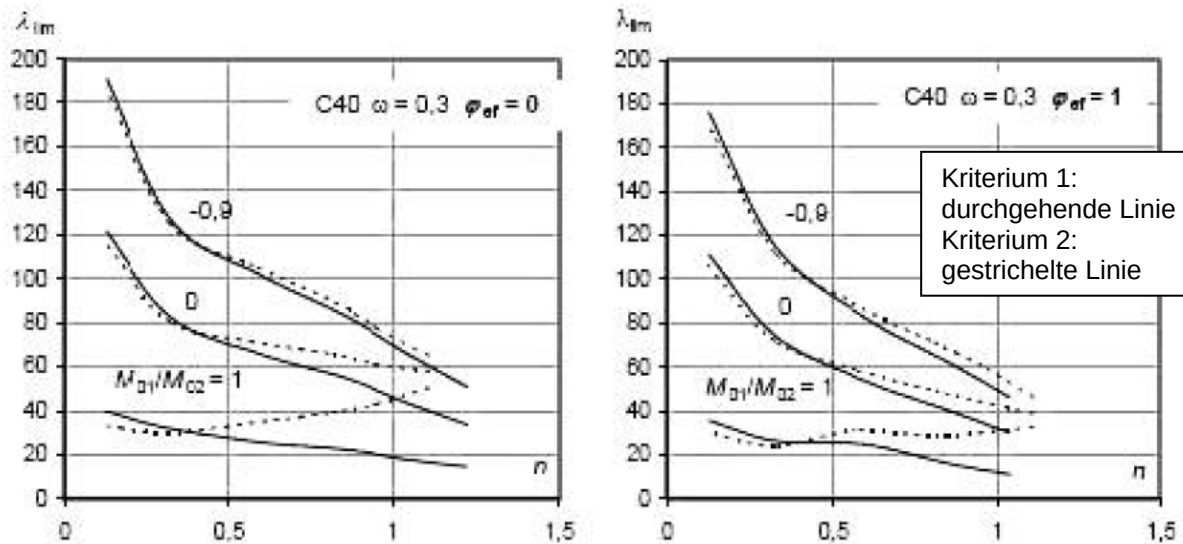


Abb. 5.4. Einfluss von  $\varphi_{ef}$ ,  $n$  und  $M_{01} / M_{02}$  – Vergleichsrechnungen nach [7]

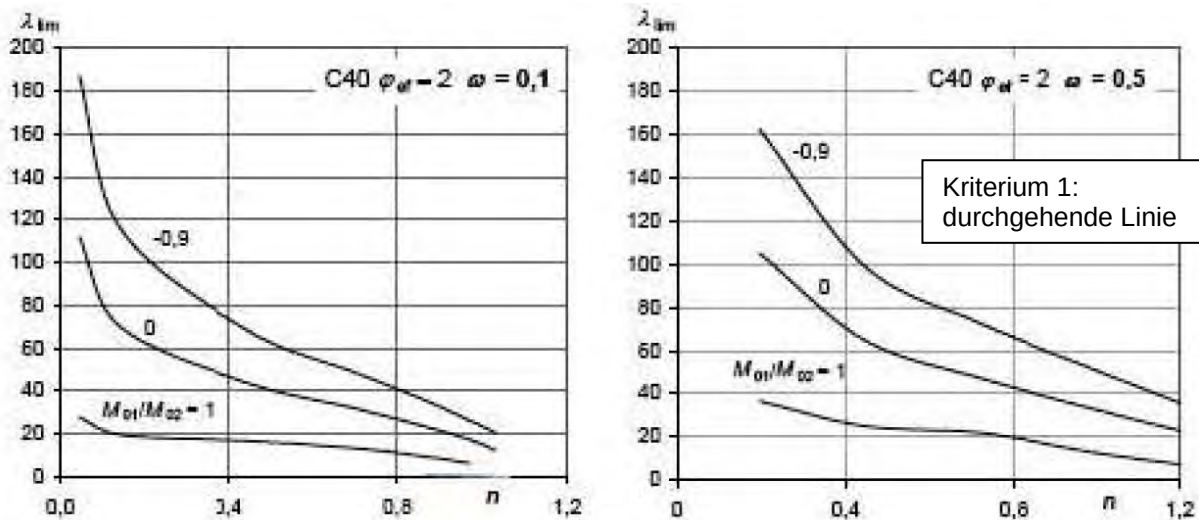


Abb. 5.5. Einfluss von  $\omega$  und  $n$  - Vergleichsrechnungen nach [7]

Als Ergebnis wurde für den NDP in der aktuellen Fassung des EC2 [R1] eine Grenزشlankheit vorgeschlagen, die die o. g. Einflussparameter berücksichtigt:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n} \quad \text{EC2 (5.13N)}$$

Dabei ist

$$A = 1 / (1 + 0,2\varphi_{ef}) \quad (\text{falls } \varphi_{ef} \text{ nicht bekannt ist, darf } A = 0,7 \text{ verwendet werden});$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} \quad (\text{falls } \omega \text{ nicht bekannt ist, darf } B = 1,1 \text{ verwendet werden});$$

$$C = 1,7 - r_m \quad (\text{falls } r_m \text{ nicht bekannt ist, darf } C = 0,7 \text{ verwendet werden});$$

$\varphi_{ef}$  effektive Kriechzahl; siehe [R1], 5.8.4;

$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$ ; mechanischer Bewehrungsgrad;

$A_s$  die Gesamtfläche der Längsbewehrung;

$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$ ; bezogene Normalkraft (Druck positiv);

$r_m = M_{01} / M_{02}$ ; Momentverhältnis.

$M_{01}, M_{02}$  sind die Endmomente nach Theorie I. Ordnung,  $|M_{02}| \geq |M_{01}|$



Erzeugen die Endmomente  $M_{01}$  und  $M_{02}$  Zug auf derselben Seite, ist  $r_m$  positiv anzunehmen (d. h.  $C \leq 1,7$ ), andernfalls als negativ (d. h.  $C > 1,7$ ).

In folgenden Fällen wird in der Regel  $r_m$  mit 1,0 angenommen (d. h.  $C = 0,7$ ):

- bei ausgesteiften Bauteilen bei denen Momente nach Theorie I. Ordnung ausschließlich oder überwiegend infolge von Imperfektionen oder Querlasten entstehen,
- allgemein bei nicht ausgesteiften Bauteilen.

**a2) Anamnese/Diagnose: Regelung in DIN 1045:1972, DIN 1045-1:2001 und im EC2/NA**

In DIN 1045 (1972 [R16] bis zur Fassung 1988 [R18]) war als Abgrenzungskriterium enthalten (vgl. auch [5]):

$$\lambda_{\text{crit}} = 45 - 25 \cdot M_{01} / M_{02} = 25 (1,8 - M_{01} / M_{02}) \quad (5.4)$$

Diese Gleichung wurde von der Struktur in ENV 1992-1-1 [R10] aufgenommen (hier Gleichung (5.1)).

Das führte mit  $M_{01} / M_{02} = 1,0$  zu dem Grenzwert  $\lambda_{\text{crit}} = 20$  zwischen geringer und mäßiger Schlankheit in DIN 1045 [R16], 17.4.1.

Für mittig gedrückte Innenstützen ergab sich mit  $M_{01} / M_{02} = 0 \rightarrow \lambda_{\text{crit}} = 45$ .

In DIN 1045-1 [R20] wurde die Regelung aus der ENV 1992-1-1 [R10] in angepasster Form übernommen, indem der Einfluss der Normalkraft nur im Zugbruchbereich ( $|v_{\text{Ed}}| = n < n_{\text{bal}} \approx 0,4$ ) ohne Kriechen berücksichtigt und im Druckbruchbereich der konstante Wert 25 mit  $M_{01} / M_{02} = 1,0$  beibehalten wurde (vgl. Abb. 5.3):

$$\begin{aligned} \lambda_{\text{max}} &= 25 & \text{für } |v_{\text{Ed}}| \geq 0,41 \\ \lambda_{\text{max}} &= 16 / \sqrt{|v_{\text{Ed}}|} & \text{für } |v_{\text{Ed}}| < 0,41 \end{aligned} \quad \text{DIN 1045-1 [R20] (28)}$$

mit

$$v_{\text{Ed}} = \frac{N_{\text{Ed}}}{A_c \cdot f_{\text{cd}}} \quad \text{DIN 1045-1 [R20] (29)}$$

und zusätzlich die „alte“ ENV-Regel

$$\lambda_{\text{crit}} = 25 (2 - e_{01} / e_{02}) \quad \text{DIN 1045-1 [R20] (30)}$$

Für den Sonderfall der beidseitig gelenkig gelagerten Stütze galt  $\lambda_{\text{crit}} = 25$ .

Im DIN EC2-1-1/NA [R3] wurde aus Vereinfachungsgründen nur noch das erste Kriterium aus DIN 1045-1 [R20] übernommen (Druckkraft positiv):

$$\begin{aligned} \lambda_{\text{lim}} &= 25 & \text{für } n \geq 0,41 & \quad \text{EC2/NA (5.13aDE)} \\ \lambda_{\text{lim}} &= 16 / \sqrt{n} & \text{für } n < 0,41 & \quad \text{EC2/NA (5.13bDE)} \end{aligned}$$

Quast [5] hat in Vergleichsrechnungen die Schlankheiten angegeben, bei denen die Stützen-traglast 90 % der Querschnittstraglast beträgt bzw. bei denen 10 % Traglastminderung eintritt (vgl. Abb. 5.6). Für baupraktische Fälle sind diese Schlankheiten demnach regelmäßig  $> 25$  (im Beispiel nach Abb. 5.6  $\lambda_{\text{lim}} \geq 39$ ).



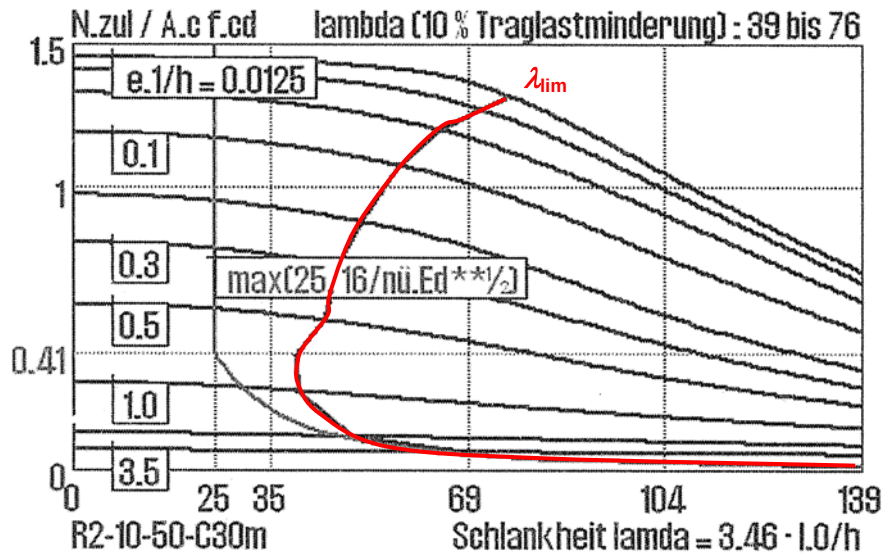


Abb. 5.6. Bezogene aufnehmbare Normalkräfte für RQ, C30/37, B500,  $\omega = 0,50$  [5]

**a3) Diagnose: Vergleich EC2-1-1 und DIN EC2-1-1/NA**

Die Regel nach DIN EC2-1-1/NA [R3] für die Grenzschlankheiten ist offenbar eine einfachere Lösung. Zur Beurteilung wird diese im Folgenden mit der parametrisierten Lösung der EC2-1-1 [R1] nach Gleichung (5.13N) verglichen:

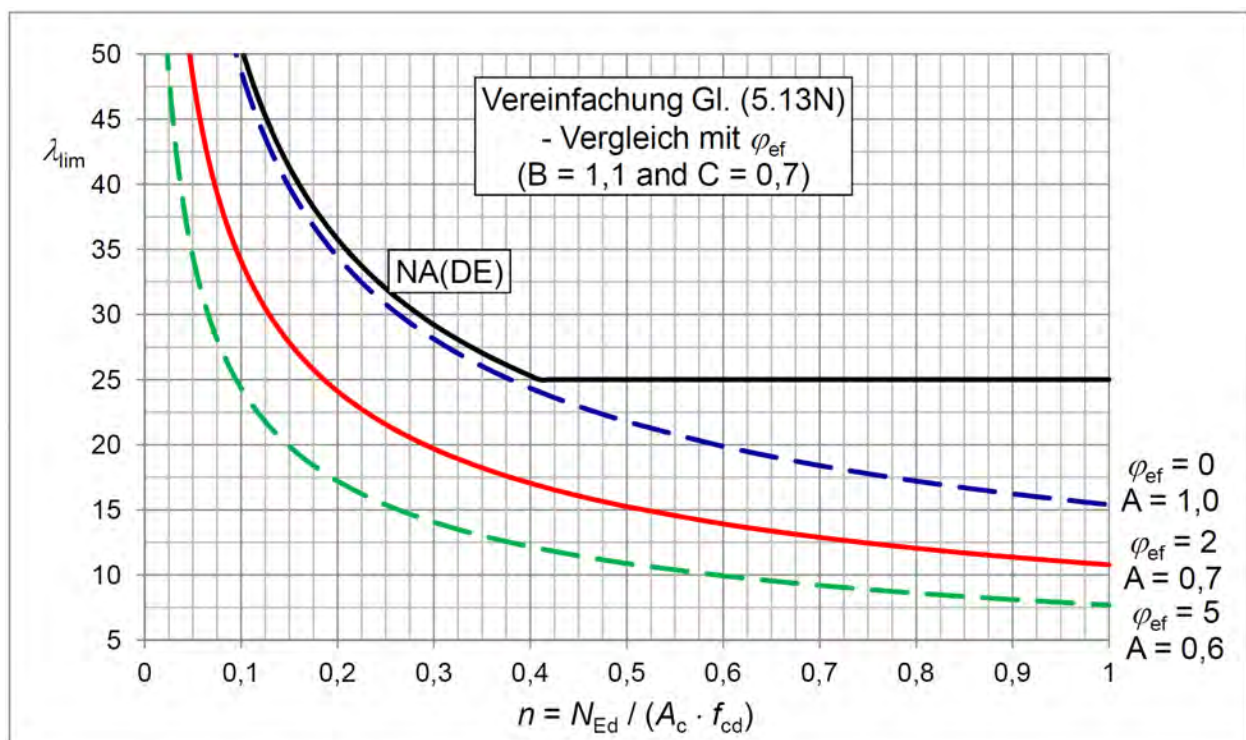


Abb. 5.7. Einfluss von  $\varphi_{ef}$  in Gleichung (5.13N)

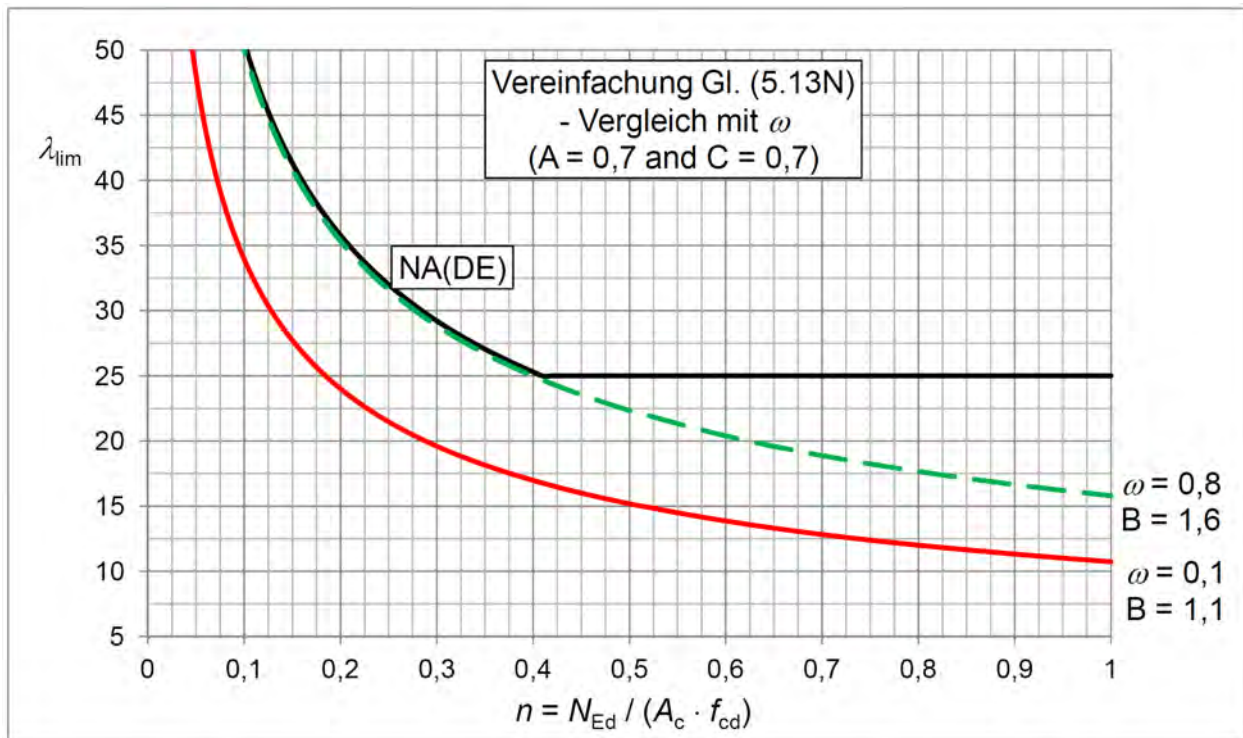


Abb. 5.8. Einfluss von  $\omega$  in Gleichung (5.13N)

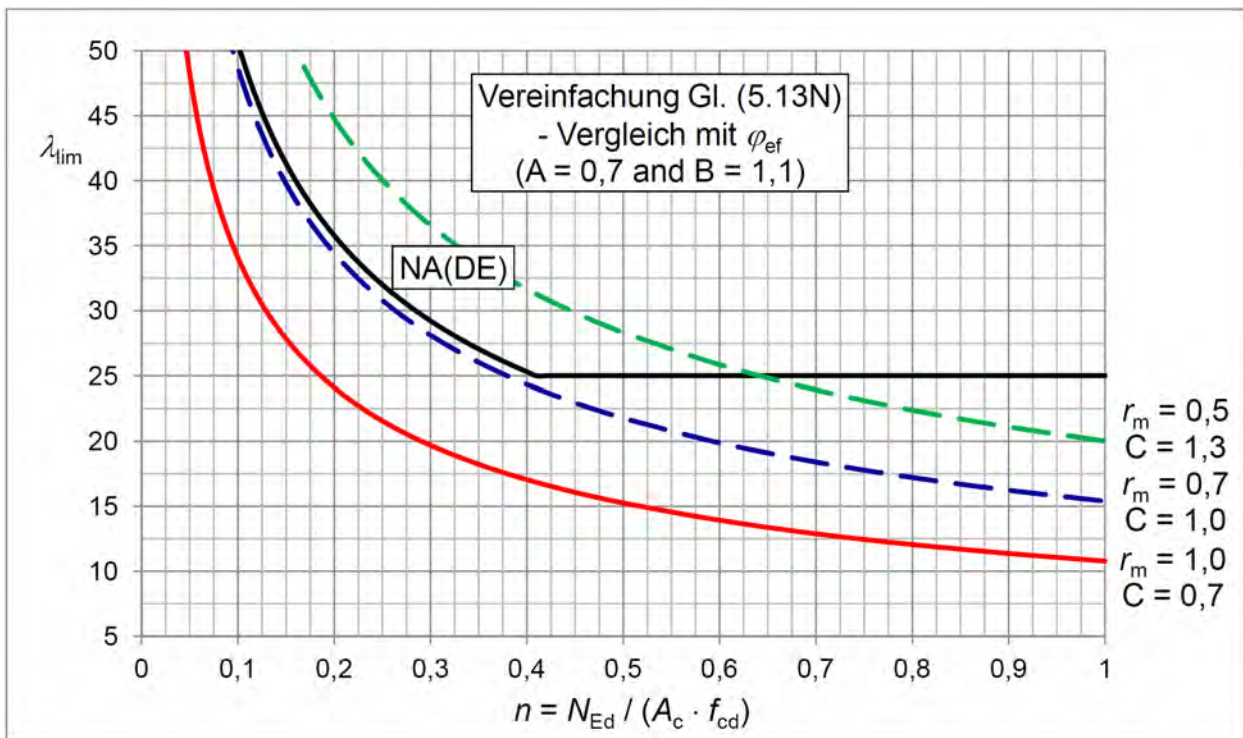


Abb. 5.9 Einfluss von  $M_{01} / M_{02}$  in Gleichung (5.13N)

#### a4) Diagnose: Vergleich der NDPs

Auf der Basis von [1] werden die NDPs der beteiligten CEN-Mitglieder verglichen (siehe Abb. 5.10). Die meisten Länder haben die als NDP vorgeschlagene Gleichung (5.13N) übernommen: AT, BE, BG, CZ, DK, EE, FI, FR, GR, HR, HU, IE, IS, IT, LT, LU, NL, PL, PT, RO, SE, SI, SK, UK wobei CZ und SK die Grenzsclankheit auf maximal 75 begrenzen.

Abweichungen wurden nur in DE, NO und ES national festgelegt (vgl. Tabelle 5.2).

Tab. 5.2. Abweichungen NDP zu 5.8.3.1 (1)

|                   |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |
|-------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| recommended value | $20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n} \quad (5.13N)$ <p> <math>A = 1 / (1 + 0,2\varphi_{ef})</math> (if <math>\varphi_{ef}</math> is not known <math>\rightarrow A = 0,7</math>)<br/> <math>B = \sqrt{1 + 2\omega}</math> (if <math>\omega</math> is not known <math>\rightarrow B = 1,1</math>)<br/> <math>C = 1,7 - r_m</math> (if <math>r_m</math> is not known <math>\rightarrow C = 0,7</math>);<br/> <math>\varphi_{ef}</math> effective creep ratio; see 5.8.4;<br/> <math>\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})</math> with <math>A_s</math> the total area of longitudinal reinforcement;<br/> <math>n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})</math>; relative normal force<br/> <math>r_m = M_{01} / M_{02}</math>; moment ratio.<br/> <math>M_{01}, M_{02}</math> are the first order end moments, <math> M_{02}  \geq  M_{01} </math><br/>                     If the end moments <math>M_{01}</math> and <math>M_{02}</math> give tension on the same side, <math>r_m</math> should be taken positive (i. e. <math>C \leq 1,7</math>), otherwise negativ (i. e. <math>C &gt; 1,7</math>).<br/>                     In the following cases, <math>r_m</math> should be taken as 1,0 (i. e. <math>C = 0,7</math>):<br/>                     - For braced members in which the first order moments arise only from or predominately due to imperfections or transverse loading<br/>                     - For unbraced members in general                 </p> |
| Germany           | $25$ for $ n  \geq 0,41$ <span style="float: right;"><math>n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})</math></span><br>$16/\sqrt{n}$ for $ n  < 0,41$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              |
| Norway            | $\lambda_n \leq \lambda_{n,lim}$<br>$\lambda_{n,lim} = 13 \cdot (2 - r_m) \cdot A_\varphi$ for compression members with constant cross-section and without transverse load<br>$\lambda_{n,lim} = 13 \cdot A_\varphi$ for compression members with different end cross-sections and for compression members with transverse load<br>$r_m = M_{01} / M_{02}$ ; moment ratio.<br>$M_{01}, M_{02}$ are the first order end moments. For $M_{02} < N_d \cdot h / 20$ is $r_m = 1$ . If the end moments $M_{01}$ and $M_{02}$ give tension on the same side, $r_m$ should be taken positive.<br>$A_\varphi = 1,25 / (1 + 0,2\varphi_{ef}) \leq 1$<br>$\lambda_n = \lambda \cdot (n / (1 + 2k_a \omega))^{1/2}$ (normalised slenderness)<br>$\lambda = l_0 / i$ see 5.8.3.2<br>$k_a = (i_s / i)^2$ with $i_s$ the radius of inertia of the reinforcement and $i$ the radius of inertia of the uncracked concrete cross-section, simplified $k_a = 1$<br>$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$ (relative normal force)<br>$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$ (mechanical reinforcement ratio)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           |
| Spain             | $\lambda_{lim} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{\nu} \left[ 1 + \frac{0,24}{e_2/h} + 3,4 \cdot \left( \frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \leq 100$ <p> <math>\nu = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})</math><br/> <math>e_2</math> first order excentricity at the end of the member with the bigger moment (positive)<br/> <math>e_1</math> first order excentricity at the end of the member with the smaller moment (positive, if the same sign as <math>e_2</math>)<br/>                     For members with axial load: <math>e_1/e_2 = 1</math><br/> <math>h</math> dimension in the considered direction<br/> <math>C</math> Coefficient to consider the arrangement of the reinforcement<br/>                         0,24 for symmetrical reinforcement in the considered direction<br/>                         0,20 for same reinforcement at all four faces<br/>                         0,16 for symmetrical reinforcement lateral to the considered direction                 </p>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 |
| Slovakia          | Recommended value (additionally $\lambda_{lim} \leq 75$ )                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               |
| Czech Republic    | Recommended value (additionally $\lambda_{lim} \leq 75$ )                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               |



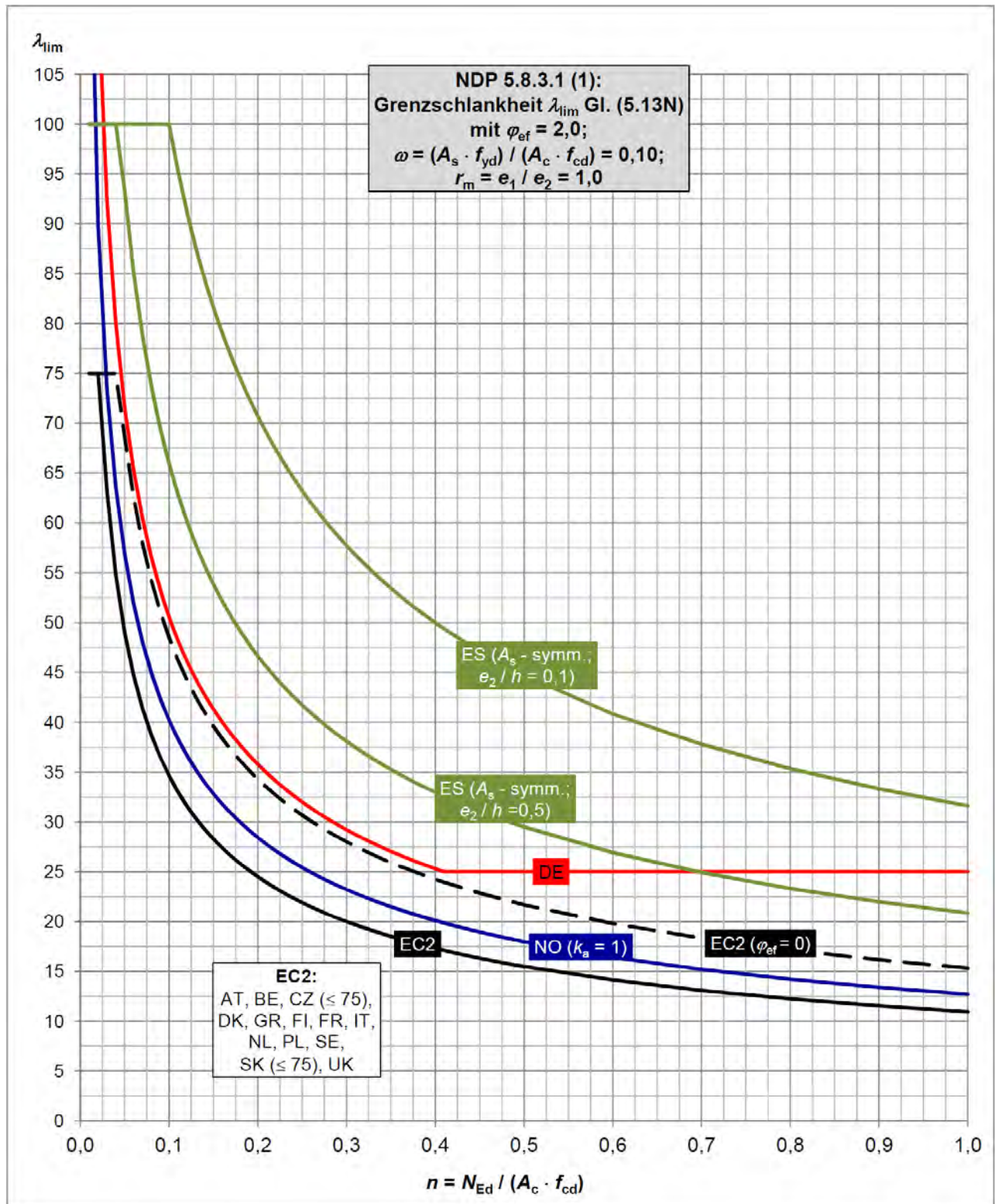


Abb. 5.10. Vergleich der NDP-Festlegungen zu 5.8.3.1 (1)

### b1) Therapie: PG2-Änderungsvorschlag

Die Regel nach DIN EC2-1-1/NA [R3] für die Grenزشlankheiten ist die einfachere Lösung, führt aber in extremen Parameterbereichen nicht zu einer sicheren Abgrenzung zwischen Theorie I. und II. Ordnung in Bezug auf die beiden 10%-Kriterien (Einfluss unwesentlich oder wesentlich). Für typische Fälle ( $|n| \leq 0,9$  und  $\varphi_{ef} \leq 2$ , Quadrat- und Kreisquerschnitte) ist der einfache Grenzwert ausreichend (siehe Vergleichsrechnungen Quast [5]).

Die vorgeschlagene EC2-Gleichung (5.13N) ist nicht wirklich aufwändig. Insbesondere mit den überwiegend auf der sicheren Seite liegenden Empfehlungen für die Faktoren

- übliche effektive Kriechzahlen mit  $\varphi_{ef} \leq 2$  ( $A = 0,7$ )
- gering bewehrtes Druckglied mit  $\omega = 0,1$  ( $B = 1,1$ )
- gleiche Endmomente  $r_m = e_{01} / e_{02} = 1,0$  ( $C = 0,7$ )

vereinfacht sich diese zu:

$$\lambda_{lim} = 11 / \sqrt{|n|} \geq 25 \quad (5.5)$$

Diese Funktion ist in Abb. 5.11 (schwarze Linie) mit dem unteren Grenzwert 25 dargestellt.

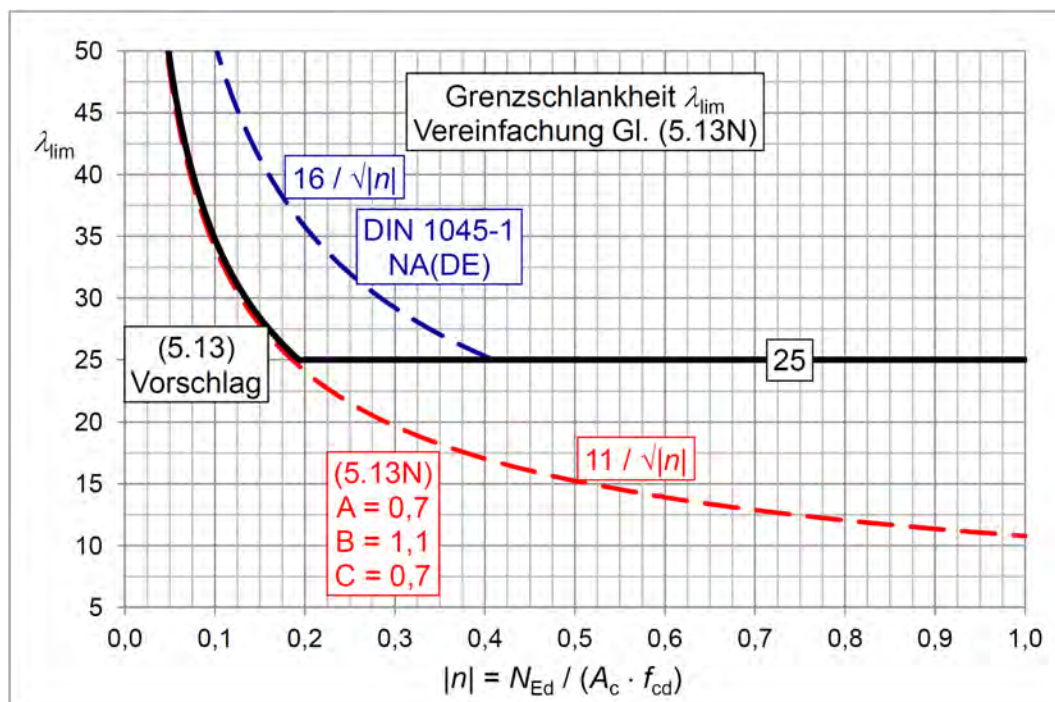


Abb. 5.11. PRB-Vereinfachungsvorschlag zu 5.8.3.1 (1), Gl. (5.13N)

Es wird vorgeschlagen, diese vereinfachte Gleichung (5.5) zu übernehmen und auf den NDP zu verzichten. Wenn der untere Grenzwert 25 nicht durchsetzbar wäre, führen die gegenüber DIN 1045-1 [R20] und EC2/NA [R3] konservativeren Grenzwerte dazu, dass mehr höher belastete Druckglieder von vornherein nach Theorie II. Ordnung nachgewiesen werden müssen. Der Berechnungsaufwand spielt allerdings heute wegen der computergestützten Berechnung keine wesentliche Rolle mehr. Auch das wäre eine akzeptable Vereinfachung, die mit dem Streichen des NDPs verbunden wäre.

Der Ansatz aus DIN 1045-1 [R20] und EC2/NA [R3] mit  $\lambda_{lim} = 16 / \sqrt{|n|}$  könnte durchgängig für Stützen verwendet werden, bei denen Kriechen nicht berücksichtigt werden muss (z. B. gemäß EC2/NA [R3], 5.8.4 (4)). Es wird vorgeschlagen, diesen Hinweis und das ausführliche Gleichungssystem (5.13N) in die Sekundärliteratur / Kommentar aufzunehmen.

Der untere Grenzwert von 25 korrespondiert jedenfalls mit Stützenlängen, die erfahrungsgemäß nicht stabilitätsgefährdet sind (siehe Abb. 5.12 für Rechteckquerschnitte).

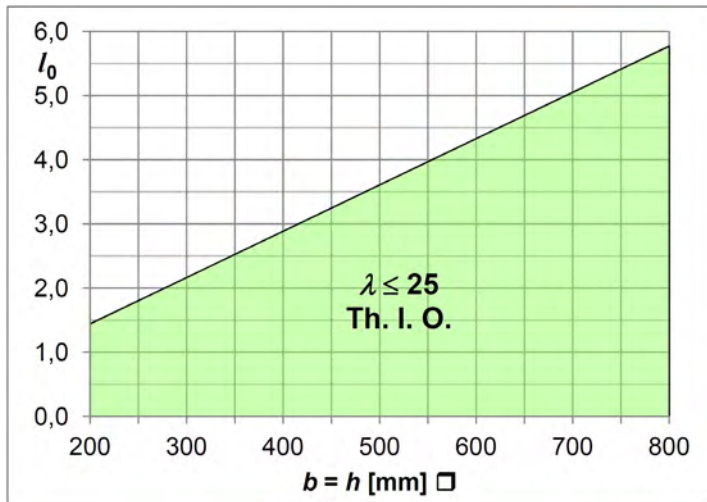


Abb. 5.12. Knicklängen für Stützen mit Rechteckquerschnitt bei Grenزشlankheit 25

## b2) Therapie:

Eine noch weitergehende Vereinfachung könnte auch mit der Festlegung einer

|                                                |       |
|------------------------------------------------|-------|
| konstanten Grenزشlankheit $\lambda_{lim} = 25$ | (5.6) |
|------------------------------------------------|-------|

erreicht werden. Das wäre zwar für Druckglieder mit geringer Normalkraft sehr konservativ und würde dazu führen, dass mehr Stützen gleich nach Theorie II. Ordnung berechnet werden würden. Mit Blick auf den Stand der weitverbreiteten Software ist das aber kein praktisches Problem mehr, Stützen werden in der Praxis ohnehin kaum noch nach Theorie I. Ordnung berechnet.

Um die Eignung des konstanten Grenzwertes 25 zu überprüfen, wurden Vergleichsrechnungen mit in Deutschland weitverbreiteten Softwareprodukten von vier namhaften Herstellern durchgeführt [8] bis [11]). Folgende Parameter für planmäßig zentrisch belastete Kragstützen (Biegung nur aus Imperfektion) mit einer Schlankheit von 25 wurden sowohl nach Theorie I. und II. Ordnung berechnet und danach die Unterschiede in den Bemessungsergebnissen verglichen. Bei Abweichungen der Ergebnisse (Bemessungsmomente) unter +10 % kann konstatiert werden, dass Druckglieder mit  $\lambda \leq 25$  nicht nach Theorie II. Ordnung nachgewiesen werden müssen.

- Quadratische Querschnitte (RQ) → Variante 1: C20/25, Variante 2: C50/60
- Kreis-Querschnitte (KQ) → Variante 3: C20/25, Variante 4: C50/60
- Varianten 1 und 2 (RQ):  $h = 0,20 \text{ m} / 0,50 \text{ m} / 0,80 \text{ m}$  (quadratisch)
- Varianten 3 und 4 (KQ):  $D = 0,20 \text{ m} / 0,50 \text{ m} / 0,80 \text{ m}$  (Durchmesser  $D$ )
- Varianten 1 und 2 (RQ):  $l_0 = 1,44 \text{ m} / 3,61 \text{ m} / 5,77 \text{ m}$  ( $l = 0,5l_0$ ) →  $\lambda = 25$
- Varianten 3 und 4 (KQ):  $l_0 = 1,25 \text{ m} / 3,13 \text{ m} / 5,00 \text{ m}$  ( $l = 0,5l_0$ ) →  $\lambda = 25$
- Varianten 1 und 2 (RQ): bezogene Normalkräfte  $|n| = 0,40 / 0,65 / 0,90$  ( $|n| = N_{Ed} / (A_{c,RQ} \cdot f_{cd})$ )
- Varianten 3 und 4 (KQ): bezogene Normalkräfte  $|n| = 0,51 / 0,83 / 1,15$  ( $|n| = N_{Ed} / (A_{c,KQ} \cdot f_{cd})$ )
- Untervarianten X.1-X.3: Materialkennwerte und NL-Nachweisverfahren nach EC2-1-1/NA, Abschnitt 5.8.6 mit  $\alpha_{cc} = \alpha_{ct} = 0,85$ )
- Untervarianten X.4-X.6: Materialkennwerte und NL-Nachweisverfahren nach EC2-1-1, Abschnitt 5.8.6 mit  $\alpha_{cc} = \alpha_{ct} = 1,0$ ) (entscheidend für die anzuwendenden Arbeitslinien)
- Berücksichtigung der Zugversteifung zwischen den Rissen
- Randabstand der Bewehrung: 40 mm
- Bewehrungsverteilung: im RQ zweiseitig, im KQ umlaufend min 6 Stäbe, Betonstahl B500B
- $M_{Ed,I}$  mit Imperfektion  $e_i = h/30 \geq 20 \text{ mm}$  nach 6.1 (4): d. h. 20 mm / 20 mm / 27 mm
- $M_{Ed,II}$  mit Imperfektion  $e_i$  nach 5.2 (5) und (7), aber ohne Begrenzung  $\alpha_h \leq 1,0$ :  
 $e_i$  (RQ) = 8,5 mm / 13,4 mm / 17,0 mm und  $e_i$  (KQ) = 7,9 mm / 12,5 mm / 15,8 mm



Im Vergleich mit der Mindestausmitte nach Theorie II. Ordnung (20 mm bzw. 27 mm) würden die Imperfektionen als Schiefstellung mit  $l / 200$  nach EC2 (wie hier für Stützen mit  $l < 4,0$  m maßgebend) extrem gering ausfallen. Daher wurden für die Vergleichsrechnungen für die Ermittlung der Momente nach Theorie II. Ordnung gegenüber EC2 vergrößerte Imperfektionen angesetzt (mit  $\alpha_h > 1,0$ ).

Die Berechnungsergebnisse sind in den Abb. 5.13 bis Abb. 5.16 dargestellt (Kurvendarstellung nur zur Verbesserung der Zuordnung der Vergleichswerte).

Die Berechnungen zeigen für die Anwendung des EC2 mit NA [R3] durchgehend Vergleichswerte für  $M_{Ed,II}/M_{Ed,I} \leq 1,10$ . In den meisten Fällen sind die Bemessungsmomente nach Theorie II. Ordnung sogar geringer als nach Theorie I. Ordnung. Das ist auf die z. T. deutlich größere Mindestausmitte für Theorie I. Ordnung nach EC2 [R1], 6.1 (4) zurückzuführen.

Das heißt, es konnte gezeigt werden, dass mit der Mindestausmitte nach 6.1 (4) für Stützen mit  $\lambda < 25$  keine Berechnung nach Theorie II. Ordnung erforderlich wird.

Nur bei höherbelasteten Stützen mit Kreisquerschnitt C50/60 zeigen sich nach EC2 bei einer Software (SW 2) Ausreißer nach oben ( $M_{Ed,II}/M_{Ed,I} > 1,10$ , vgl. Abb. 5.16 unten). Die Unterschiede in den Softwareergebnissen nach Theorie II. Ordnung sind hauptsächlich auf unterschiedliche Kriechansätze und nicht berücksichtigte Zugversteifung („tension stiffening“) zurückzuführen. Darüber hinaus wird die Bewehrungsverteilung und der Hebelarm bei Kreisquerschnitten unterschiedlich simuliert (gleichmäßig „verschmiert“ oder Einzelstabverteilung).

### 5.8.6 Allgemeines Verfahren

Das hier geregelte „Allgemeine Verfahren“ ist ein Teil der „Nichtlinearen Verfahren“ nach 5.7 und sollte dort integriert werden. Siehe Therapie b) zu 5.7 Nichtlineare Verfahren.

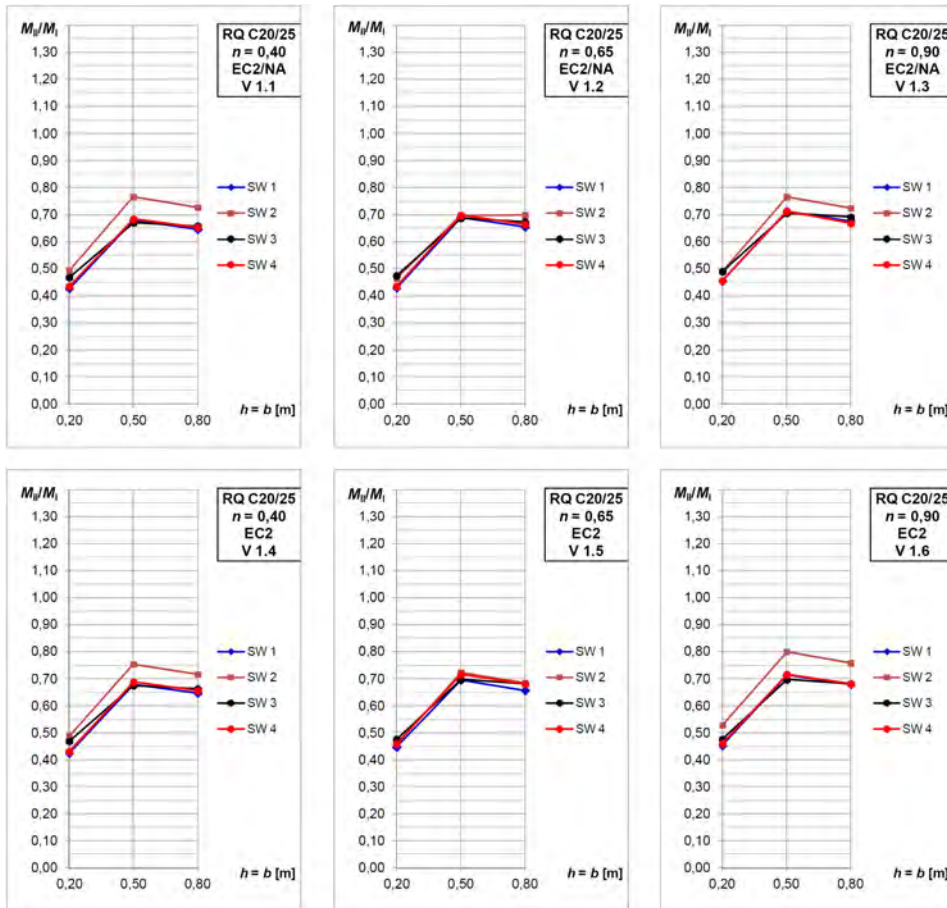


Abb. 5.13. Vergleich der Bemessungsmomente  $M_{Ed,II}/M_{Ed,I}$  für RQ-Stützen C20/25

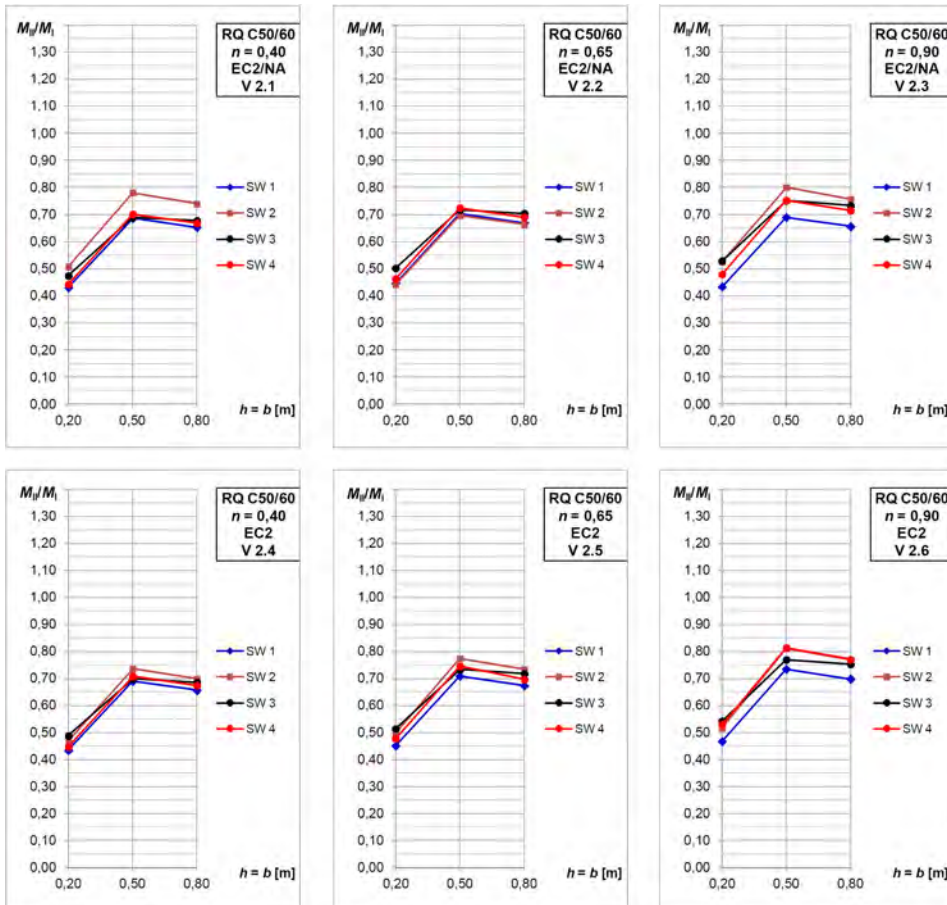


Abb. 5.14. Vergleich der Bemessungsmomente  $M_{Ed,II}/M_{Ed,I}$  für RQ-Stützen C50/60

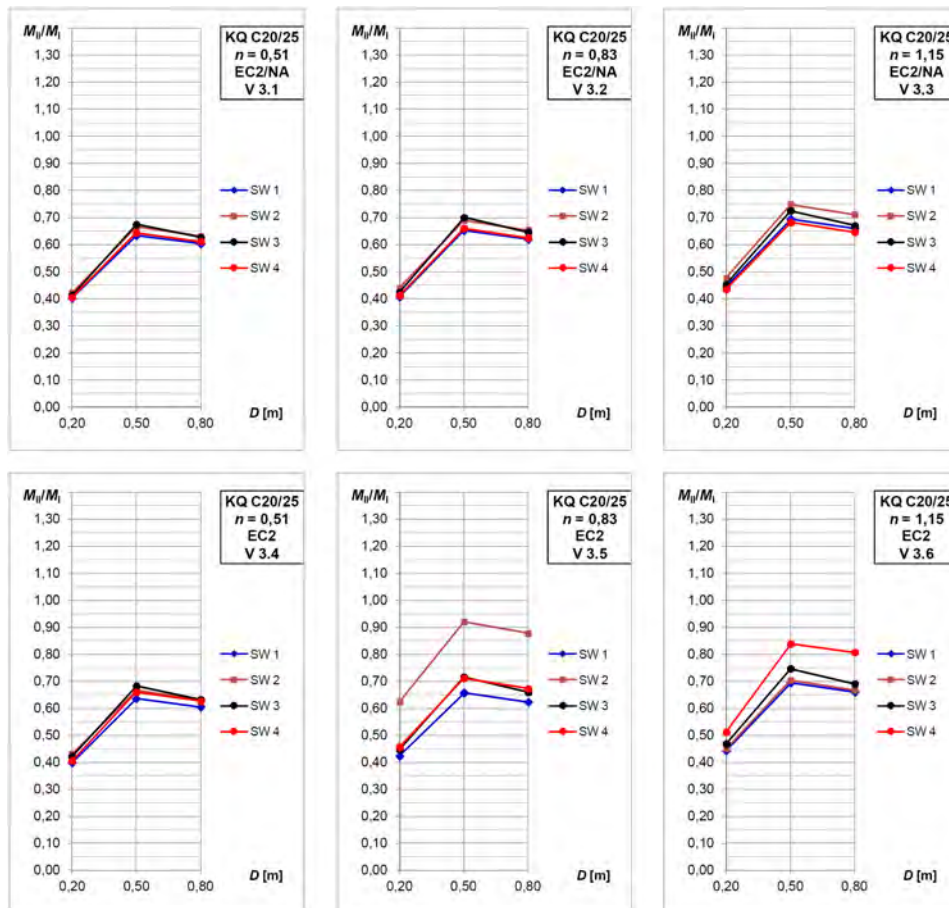


Abb. 5.15. Vergleich der Bemessungsmomente  $M_{Ed,II}/M_{Ed,I}$  für KQ-Stützen C20/25

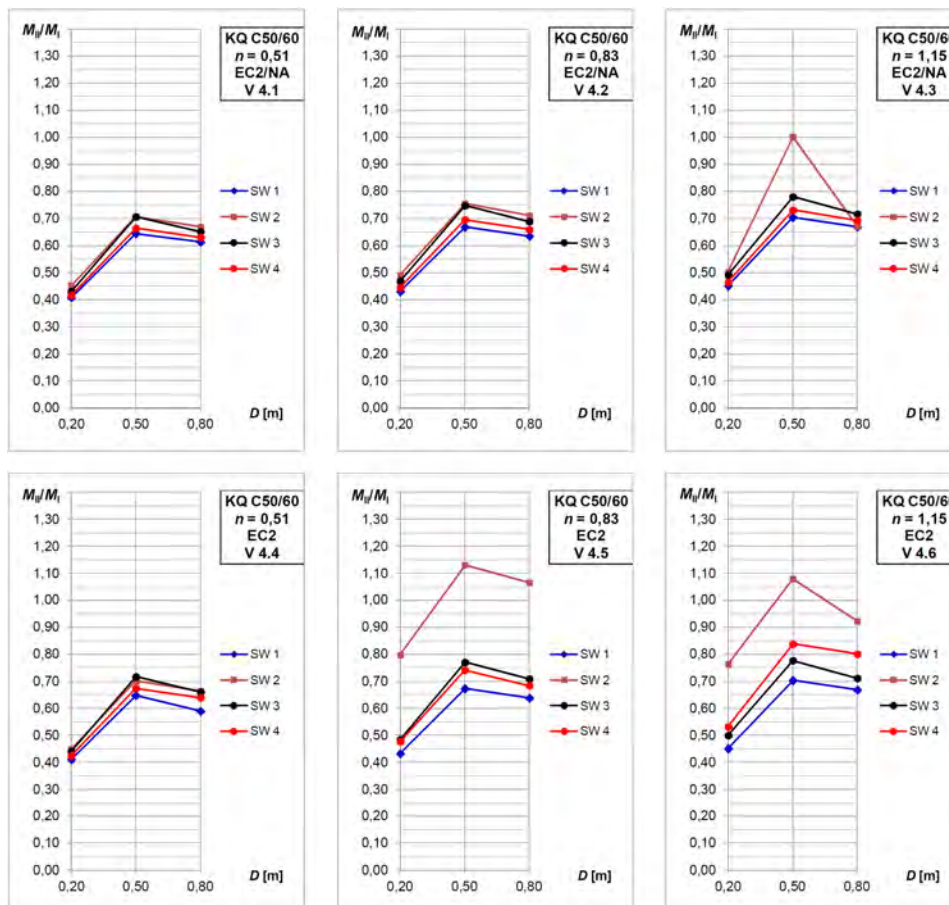


Abb. 5.16. Vergleich der Bemessungsmomente  $M_{Ed,II}/M_{Ed,I}$  für KQ-Stützen C50/60

## 6 GRENZZUSTÄNDE DER TRAGFÄHIGKEIT

### 6.2 Querkraft

#### 6.2.1 Nachweisverfahren

##### a) Anamnese/Diagnose: Sachstand Bemessungswerte

Mit DIN 1045-1:2001-07 [R19] wurden in Deutschland bei der Querkraftbemessung die Formeln und Bemessungswerte von Schubspannungen auf Kraftgrößen umgestellt. Gleiches gilt auch für die Bemessung nach EC2 [R1], wobei inkonsequenterweise beim Anschluss der Gurte an Stege, bei Verbundfugen und beim Durchstanzen die Bemessungswerte weiterhin als Spannungswerte definiert sind.

##### b) Therapie: Änderungsvorschlag bezogene Werte

Der Begriff „bezogene Querkraft“ wird eingeführt. Dabei wird die Querkraft auf die Schubfläche des Bauteils für sämtliche Nachweise einheitlich mit dem inneren Hebelarm  $z$  und der wirksamen Breite  $b_w$  bezogen, sodass sich bei allen bezogenen Größen die Einheit (MN/m<sup>2</sup> = MPa) ergibt. Dies hat aus Sicht der Praxis mehrere Vorteile: diese bezogenen Werte können bei ausreichender Erfahrung anschaulicher unabhängig von der Querschnittsgröße mit der Ausnutzung des Querschnitts in Bezug auf die Betondruckfestigkeit  $f_{cd}$  (etwa 10 MPa bis 30 MPa) oder die Betonzugfestigkeit  $f_{ctd}$  (etwa 0,8 MPa bis 1,6 MPa) gebracht werden. Die in DIN 1045-1:2001-07 [R19] bzw. EC2 [R1] verwendeten unterschiedlichen Bezüge auf statische Nutzhöhe  $d$  und Hebelarm  $z$  werden aufgehoben. Darüber hinaus werden diese bezogenen Größen auch für weitere Nachweisformate (Gurte an Stege, Verbundfugen, Torsion, Durchstanzen, Stabwerkmodellen) einheitlich in MPa verwendet. Dadurch ergeben sich Anwendungsvorteile bei der Überlagerung (z. B. von Querkraft und Torsion).

##### Umstellung von Schnittkräften auf bezogene Werte [MPa]:

|                                   |                                                                                                  |
|-----------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------|
| – $V_{Ed} = V_{Ed} / (b \cdot z)$ | Bemessungswert der bezogenen einwirkenden Querkraft                                              |
| – $V_{Rd,c}$                      | bezogener Bemessungs-Querkraftwiderstand eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung                  |
| – $V_{Rd,s}$                      | bezogener durch die Fließgrenze der Querkraftbewehrung begrenzter Bemessungs-Querkraftwiderstand |
| – $V_{Rd,max}$                    | bezogener durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzter maximaler Bemessungs-Querkraftwiderstand   |

#### 6.2.2 Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung

##### a1) Anamnese/Diagnose: Sachstand Bemessung gerissene Querschnitte nach Absatz (1)

Mit DIN 1045-1:2001-07 [R19] wurde eine u.a. vom Längsbewehrungsgrad abhängige empirische Beziehung für die Querkrafttragfähigkeit eingeführt, die auch im EC2 [R1] enthalten ist:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad \text{EC2 (6.2a)}$$

Dabei ist

$f_{ck}$  die charakteristische Betondruckfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>];

$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$  mit  $d$  [mm];

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0,02$ ;

$A_{sl}$  Längszugbewehrung;

$b_w$  kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts [mm];

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2f_{cd}$  [MPa].

$N_{Ed}$  Normalkraft infolge Lastbeanspruchung oder Vorspannung ( $N_{Ed} > 0$  für Druck).



Die NDPs wurden wie folgt gewählt (siehe [1]):

**Tab. 6.1. Gewählte NDP zu 6.2.2 (1)**

| Parameter  | Wert              | Länder                                                                                                                                           |
|------------|-------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| $C_{Rd,c}$ | 0,18 / $\gamma_c$ | <b>EC2</b> , AT, BE <sup>2)</sup> , BG, CZ, DK, EE, ES, FI, FR, GR, HR, HU, IE, IS, IT, LT, LU, NL, PL, PT, RO, SE, SI, SK, UK                   |
|            | 0,15 / $\gamma_c$ | DE, NO <sup>1)</sup> ,                                                                                                                           |
| $k_1$      | 0,15              | <b>EC2</b> , AT, BE <sup>2)</sup> , BG, CZ, DK, EE, ES, FI, FR, GR, HR, HU, IE, IS, IT, LT, LU, NL, NO (compression), PL, PT, RO, SE, SI, SK, UK |
|            | 0,12              | DE                                                                                                                                               |
|            | 0,30              | NO (tension)                                                                                                                                     |

<sup>1)</sup> In general, but 0,18 /  $\gamma_c$  (for concrete with maximum aggregate  $D$ , according to NS-EN 12620,  $\geq 16$  mm and at least 50% of the total volume of aggregate and if the coarse aggregate does not consist of lime-stone or stone with analogous low strength)

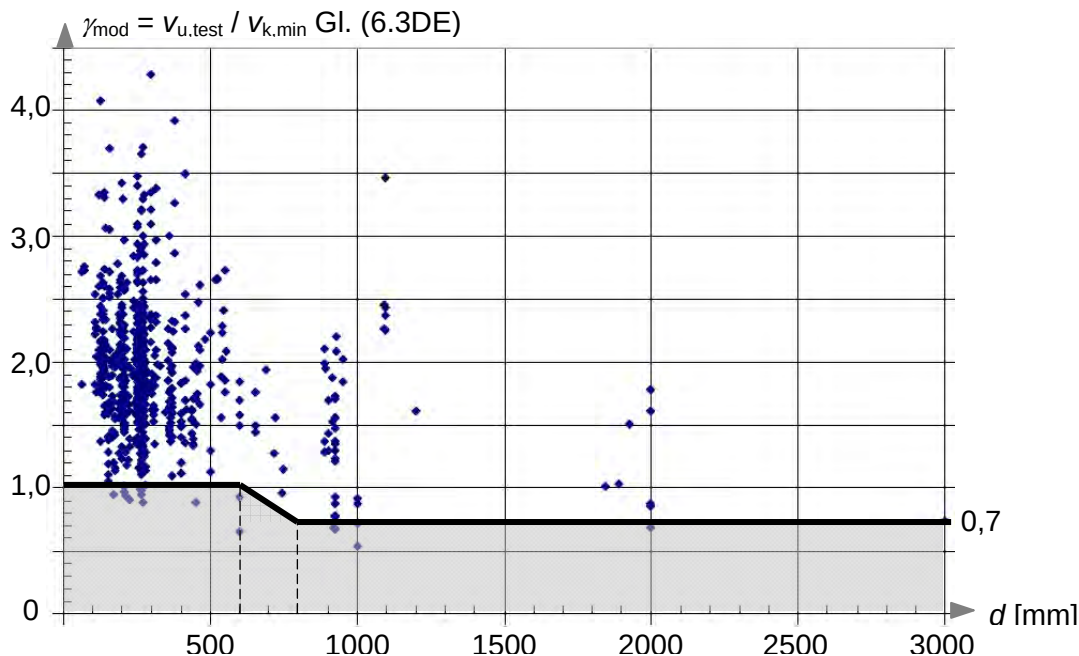
<sup>2)</sup> multiplication with 1,25 for slabs with continuous support

Bei geringen Längsbewehrungsgraden fällt die Querkrafttragfähigkeit rechnerisch deutlich ab. Daher wurde in DIN 1045-1:2008 [R20] eine Mindestquerkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung auf Basis des EC2 eingeführt.

$$V_{Rd,c} \geq (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad \text{EC2 (6.2b)}$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad \text{EC2 (6.3N)}$$

Diese Mindestquerkrafttragfähigkeit wurde durch *Reineck* in [12] untersucht. Die Überprüfung des Mindestwertes der Querkrafttragfähigkeit mit Versuchen aus [13] ergab, dass diese sowohl für größere Nutzhöhen als auch für niedrigere Bewehrungsgrade abnimmt (Abb. 6.1). Daher wurde wie bereits in DIN 1045-1 [R20] im NA [R3] der Ansatz für die Mindestquerkrafttragfähigkeit für Bauteile mit statischen Nutzhöhen über 800 mm um ca. 30 % gegenüber dem Wert für dünnere Bauteile mit  $d \leq 600$  mm reduziert (vgl. [R3] Gleichungen (6.3aDE) und (6.3bDE)).



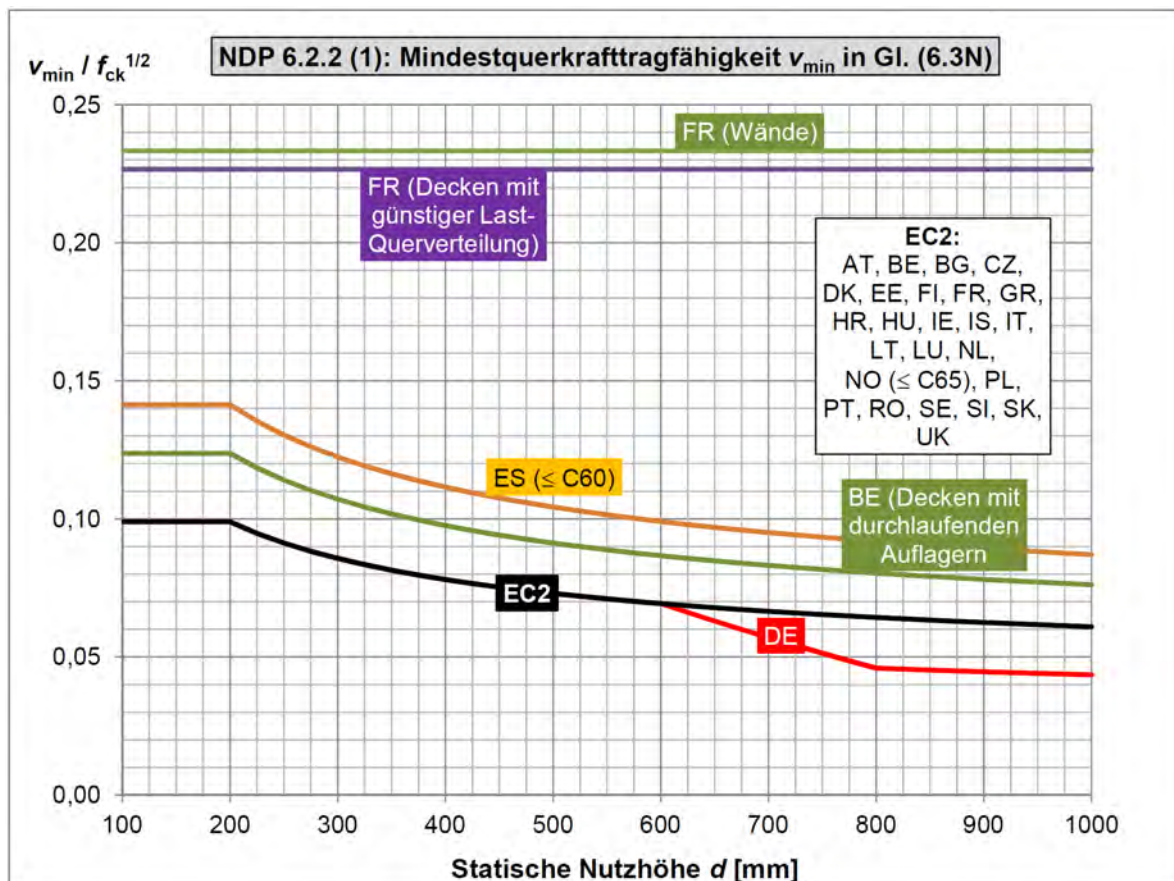
**Abb. 6.1. Abhängigkeit des Modellsicherheitsbeiwertes  $\gamma_{\text{mod}}$  für den charakteristischen Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit von der Nutzhöhe  $d$  (nach *Reineck* [12])**



In Bezug auf die Mindestquerkrafttragfähigkeit sind die Abweichungen in den NA erheblicher. Diese sind in Tabelle 6.2 und Abb. 6.2 (unter Berücksichtigung des NDP zu 2.4.2.4 für  $\gamma_c$  für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation) dargestellt.

**Tab. 6.2. Abweichungen NDP zu 6.2.2 (1)**

|                           |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            |
|---------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>recommended values</b> | $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$<br>$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$<br>$k_1 = 0,15$                                                                                                                                                                                                                                           |
| Germany                   | $C_{Rd,c} = 0,15/\gamma_c$<br>$k_1 = 0,12$<br>$v_{min} = (0,0525/\gamma_c) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ for $d \leq 600$ mm<br>$v_{min} = (0,0375/\gamma_c) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ for $d > 800$ mm<br>For 600 mm < $d \leq 800$ mm values may be interpolated.                                                            |
| Belgium                   | Recommended values<br>multiplication with 1,25 for slabs with continuous support                                                                                                                                                                                                                                                           |
| France                    | $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$<br>$k_1 = 0,15$<br>$v_{min} = 0,34/\gamma_c \cdot f_{ck}^{1/2}$ for slabs, for which the transverse distribution effects favourable for the observed load case<br>$v_{min} = 0,053/\gamma_c \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ for beams and for slabs<br>$v_{min} = 0,35/\gamma_c \cdot f_{ck}^{1/2}$ for walls |
| Spain                     | $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$<br>$k_1 = 0,15$<br>$v_{min} = 0,075/\gamma_c \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$<br>$f_{ck} \leq 60$ N/mm <sup>2</sup>                                                                                                                                                                                            |



**Abb. 6.2. Vergleich der Mindestquerkrafttragfähigkeit mit NDPs**

Der außergewöhnlich hohe französische Wert für die Mindestquerkrafttragfähigkeit von Platten mit ausgeprägter günstiger Querverteilung der Lasten (z. B. infolge zweiachsiger Tragwirkung, 3-4-seiter linienförmiger Auflagerung usw.) basiert auf wenigen Versuchen und ist an mehrere Randbedingungen gebunden (Sonderfälle).

### **b1) Therapie: Änderungsvorschläge Absatz (1)**

Die Vorzeichenregelungen der Technischen Mechanik sollten durchgängig durch sämtliche Regelwerke gelten. Es wird vorgeschlagen, die Vorzeichenregelung einheitlich für Zugspannungen (+) und Druckspannungen (–) auch in den Bemessungsgleichungen zu verwenden (gilt allgemein für gesamten EC2).

In der Regel darf  $z = 0,9d$  angesetzt werden. Der Bemessungswert für den *bezogenen* Querkraftwiderstand  $v_{Rd,c}$  [MPa] darf dann ermittelt werden mit:

$$V_{Rd,c} / (b \cdot z) = v_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - k_1 \cdot \sigma_{cd}] \cdot d / z \quad \text{PRB (6.3a)}$$

mit einem Mindestwert

$$v_{Rd,c} = (v_{\min} - k_1 \cdot \sigma_{cd}) \cdot d / z \quad \text{PRB (6.3b)}$$

Dabei ist  $|\sigma_{cd}| = |N_{Ed} / A_c| < 0,2f_{cd}$  [MPa] und i. d. R. ohne Querkraftbewehrung  $d / z = 1 / 0,9$ .

$C_{Rd,c}$ ,  $v_{\min}$  und  $k_1$  im NA. Empfohlene Werte:  $C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$ ;  $k_1 = 0,15$ ;  $v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ .

Für Deutschland sollen die bewährten konservativen Werte beibehalten werden.

$$C_{Rd,c} = (0,15 / \gamma_c); k_1 = 0,12;$$

$$v_{\min} = (0,0525 / \gamma_c) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \text{ für } d \leq 600 \text{ mm} \quad \text{PRB (6.4aDE),}$$

$$v_{\min} = (0,0375 / \gamma_c) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \text{ für } d > 800 \text{ mm} \quad \text{PRB (6.4bDE).}$$

### **a2) Anamnese/Diagnose: Sachstand Bemessung ungerissene Querschnitte Absatz (2)**

Durch eine Vorspannung oder äußere Drucknormalkräfte kann ein Querschnitt bereichsweise biegeissfrei bleiben. In diesen Bereichen ohne Biegeisse darf die Querkrafttragfähigkeit alternativ nach [R1] Gleichung (6.4) auf der Basis der Hauptzugspannungsgleichung ermittelt werden. Ein Bereich gilt als ungerissen, wenn die Biegezugspannungen im GZT  $\sigma_{cp} \leq f_{ctd}$  sind.

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} \quad \text{EC2 (6.4)}$$

Für vorgespannte Elementdecken in Deutschland darf EC2-Gleichung (6.4) nicht verwendet werden, da für vorgespannte Elementdecken und vorgespannte Hohlplatten abZ gelten.

Die EC2-Gleichung (6.4) ist für den Neubau i. d. R. in der Praxis nicht bemessungsrelevant. In Balkenquerschnitten ergibt sich über die Anforderungen an die Mindestquerkraftbewehrung nach [R1], [R3] 9.2.2 (5) bis (8) und an die Oberflächenbewehrung bei vorgespannten Bauteilen nach [R3] NA.J.4 ohnehin eine Mindestquerkrafttragfähigkeit.

### **b2) Therapie: Änderungsvorschläge Absatz (2)**

EC2-Gleichung (6.4) soll als Sonderfall aus der Norm gestrichen werden. Für die wenigen Sonderfälle vorgespannter Platten im Hochbau oder Bestandsbrücken ohne Querkraftbewehrung kann die Gleichung in der Sekundärliteratur verbleiben. Für die Nachrechnung von Bauwerken, die nach älteren Regelwerken bemessen wurden, sind gesonderte Regelungen anzuwenden.

Im Folgenden wird beispielhaft an zwei Balkenquerschnitten die Querkrafttragfähigkeit ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung  $V_{Rd,c}$  für vorgespannte Bauteile nach [R1] Gleichung (6.4) – die als Sonderfall gestrichen werden soll – mit der Mindestquerkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c}$  nach [R1], Gleichung (6.2) mit Werten aus [R3] und der Querkrafttragfähigkeit mit Mindestquerkraftbewehrung  $V_{Rd,asw}$  verglichen. Dabei wird sowohl die Mindestquerkraftbewehrung  $a_{sw,min}$  nach Gleichung (9.5DE) für den üblichen Hochbau als auch die „Oberflächenbewehrung“ nach EC2/NA-Tabelle NA.J.4.1 angesetzt.

Die vertikal anzuordnende Oberflächenbewehrung wird im Brückenbau üblicherweise mit der Querkraftbewehrung (Bügel) gebildet. Diese ist dann mit  $1,0\rho$  je Stegseite doppelt so groß wie

im Hochbau (XC1 bis XC4). Die [R1]-Gleichung (6.4) wird dann im Brückenneubau nicht maßgebend, da die Tragfähigkeit unter Ansatz der Mindestquerkraftbewehrung (= Oberflächenbewehrung bei vorgespannten Bauteilen) höher liegt.

Im Hochbau liefert die EC2-Gleichung (6.4) etwa ab einer Vorspannung von  $|\sigma_{cp}| \geq 1,0 \text{ MN/m}^2$  höhere Tragfähigkeiten als die Querkrafttragfähigkeit mit Mindestquerkraftbewehrung.

Für vorgespannte Platten ohne Mindestquerkraftbewehrung liefert [R1] EC2-Gleichung (6.4) deutlich günstigere Ergebnisse als die Ermittlung der Mindestquerkrafttragfähigkeit nach EC2-Gleichung (6.2). Beides sind jedoch Sonderfälle mit geringer praktischer Bedeutung. Für vorgespannte Elementdecken und vorgespannte Fertigteilhohlplatten gelten ohnehin Zulassungen.

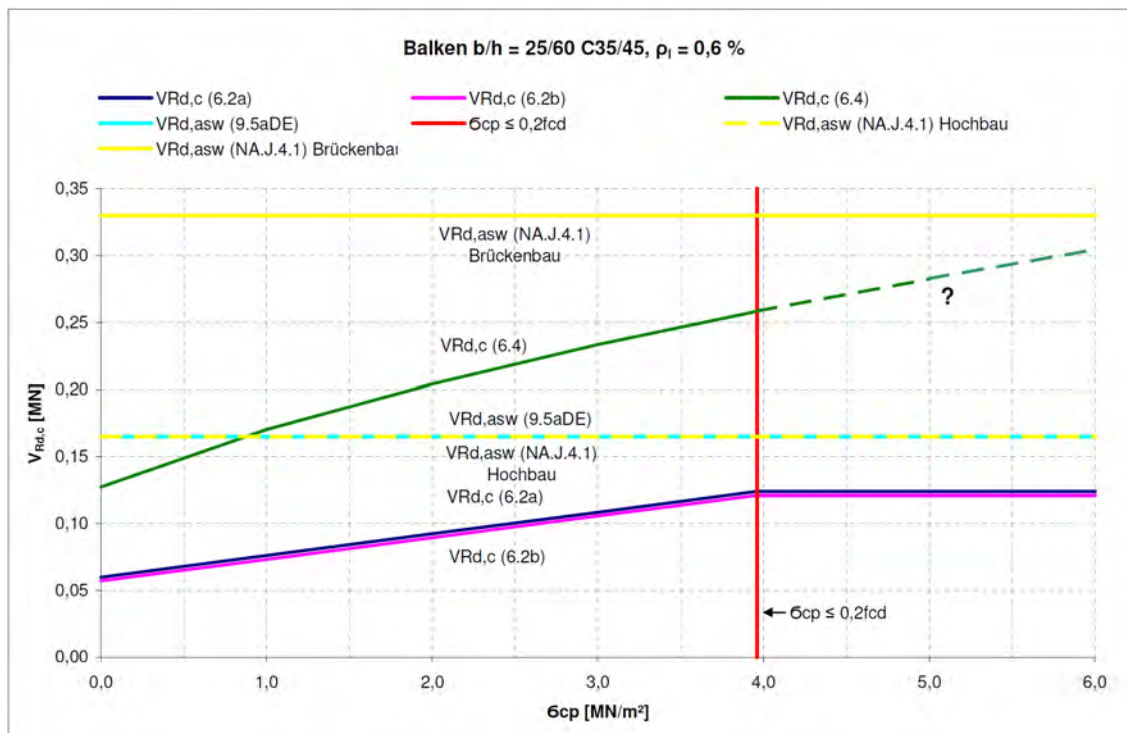


Abb. 6.3. Vergleichsrechnung Querkrafttragfähigkeit niedriger Balken  $b/h = 25/60 \text{ cm}$

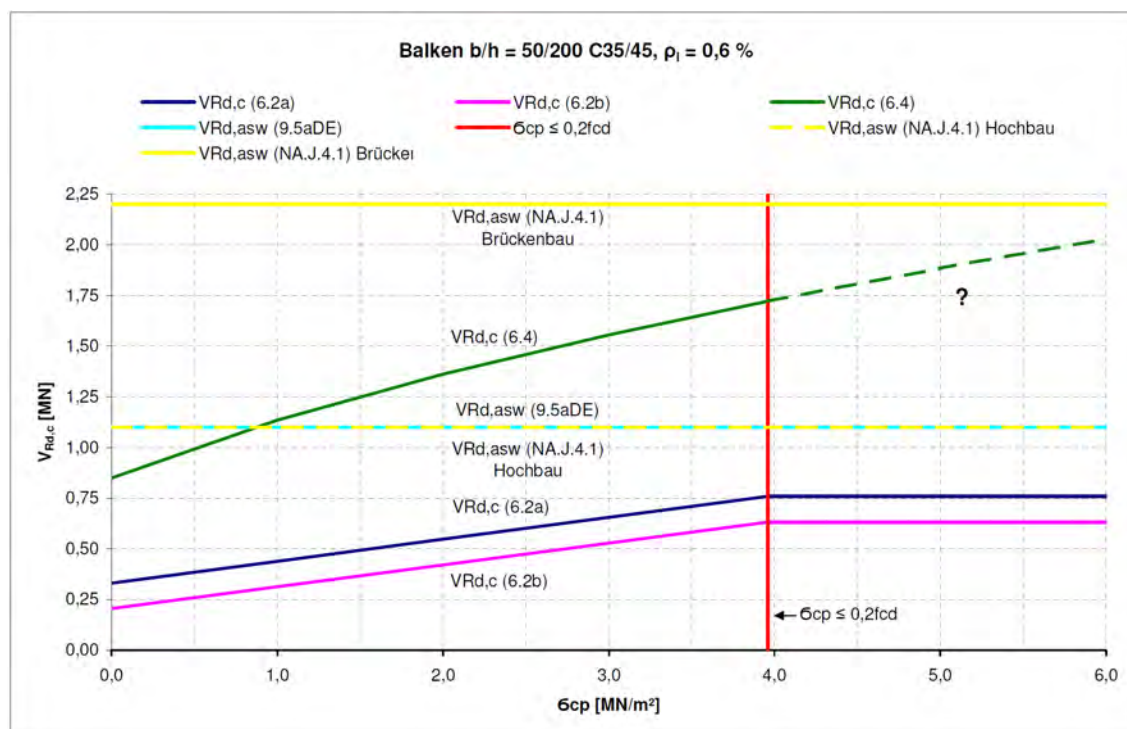


Abb. 6.4. Vergleichsrechnung Querkrafttragfähigkeit hoher Balken  $b/h = 50/200 \text{ cm}$

### **b3) Therapie: Hilfsmittel für Handrechnung**

Für vereinfachte Handrechnungen wird z. B. das Diagramm Abb. 6.5 für die Mindestquerkrafttragfähigkeit  $v_{Rd,c,min}$  nach Gleichung PRB (6.3b) angegeben (für  $\sigma_{cd} = 0$ ). Durch Gleichsetzen von [R1] Gleichung PRB (6.3a) mit Gleichung PRB (6.3b) lässt sich auch der Mindestlängsbewehrungsgrad  $\rho_{l,min}$  ermitteln, bei dessen Überschreitung sich höhere Tragfähigkeiten ohne Querkraftbewehrung nach Gleichung PRB (6.3a) ergeben (vgl. auch Abb. 6.6):

$$100\rho_{l,min} = \left( \frac{v_{min}}{C_{Rd,c} \cdot k} \right)^3 \cdot \frac{1}{f_{ck}} \quad (6.1)$$

Die Bemessungshilfsmittel lassen sich in beliebigen Varianten aus den Gleichungen ableiten. Sie sollen jedoch in der Sekundärliteratur verbleiben, um den Normentext selbst nicht durch Doppelregelungen zu verlängern.

**Beispiel:** Deckenplatte C30/37,  $h / d = 0,35 \text{ m} / 0,30 \text{ m}$ ,  $z = 0,9 \cdot 0,30 = 0,27 \text{ m}$

Querkraft:  $V_{Ed} = 0,15 \text{ MN/m} \rightarrow v_{Ed} = 0,15 / (1,0 \cdot 0,27) = 0,555 \text{ MPa}$

→ Stahlbeton:  $v_{min} = 0,52 \text{ MPa}$  (**Abb. 6.5 abgelesen**)  $< v_{Ed}$

→ Querkraftbewehrung erforderlich!

**Alternative 1:** mit Vorspannung: z. B. mit  $\sigma_{cp} = -0,1f_{cd} = -1,7 \text{ MPa}$

→  $v_{min} = 0,52 + 0,12 \cdot 1,7 = 0,724 \text{ MPa} > v_{Ed} \rightarrow$  keine Querkraftbewehrung erforderlich!

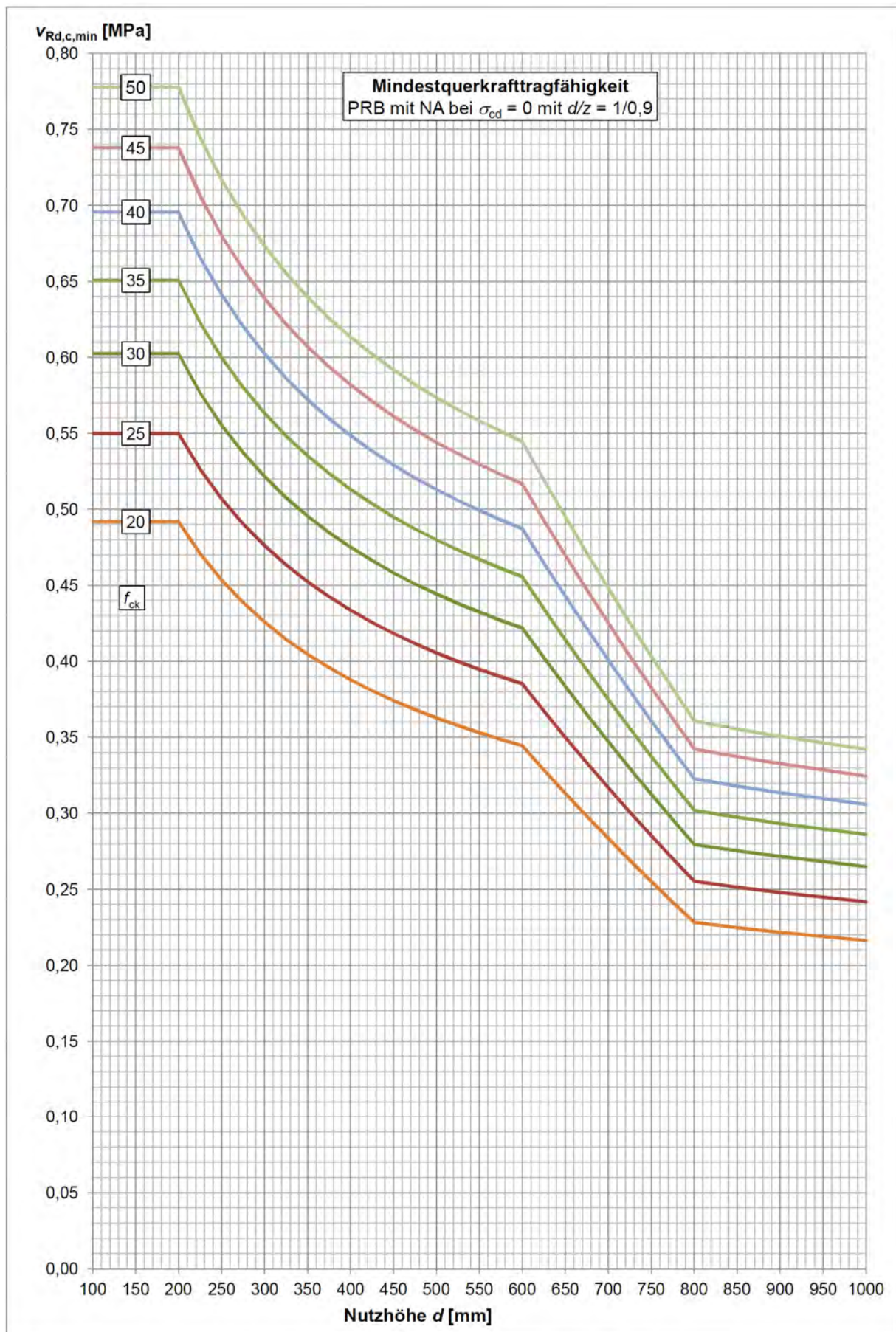
**Alternative 2:** Wenn der Längsbewehrungsgrad über  $\rho_{l,min}$  vergrößert wird, ist die größere Querkrafttragfähigkeit  $v_{Rd,c} > v_{min}$  ausnutzbar.

→  $\rho_{l,min} = 0,575 \%$  (**Abb. 6.6 abgelesen**)

→  $v_{Rd,c} = 0,10 \cdot 1,82 \cdot (0,575 \cdot 30)^{1/3} / 0,9 = 0,52 \text{ MPa} = v_{min}$

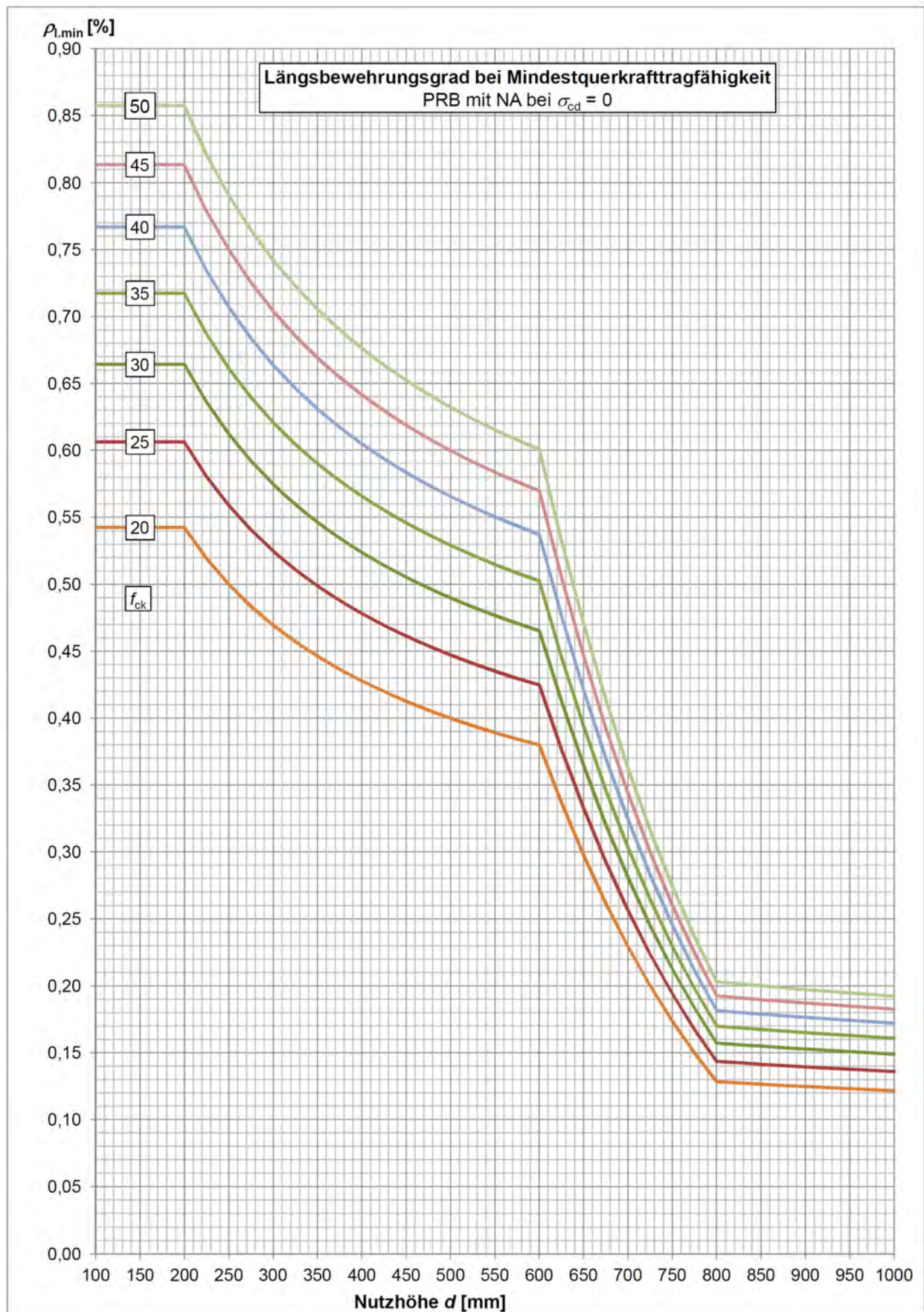
Im üblichen Hochbau liegen typische Längsbewehrungsgrade i. d. R. unter 0,4 %, sodass überwiegend die Mindestquerkrafttragfähigkeit greift.





**Abb. 6.5. Mindestquerkrafttragfähigkeit  $v_{Rd,c,min}$  ohne Querkraftbewehrung für  $d \leq 1,0$  m und Beton  $\leq$  C50/60**





**Abb. 6.6.** Mindestlängsbewehrungsgrad  $\rho_{l,min}$  zu  $v_{min}$  ohne Querkraftbewehrung für  $d \leq 1,0$  m und Beton  $\leq C50/60$

### 6.2.3 Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung

#### a) Anamnese/Diagnose: Sachstand DIN 1045 und EC2

Die Ermittlung der Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung und der Druckstreben erfolgt weiterhin unter Heranziehung des auch in Deutschland jahrzehntelang bewährten Fachwerkmodells. Maßgebender Parameter in der Bemessung ist die Druckstrebenneigung mit dem Winkel  $\theta$ .

Die Berechnung von  $\cot\theta$  nach DIN 1045-1 [R20] bzw. nach EC2/NA [R3] erfolgt in Abhängigkeit der Querkraftauslastung, wohingegen der Druckstrebenwinkel nach EC2 [R1] in den Grenzen  $1,0 \leq \cot\theta \leq 2,5$  frei gewählt werden darf. Hierdurch ergibt sich im Bereich geringer Querkraftauslastung ( $v_{Ed} \leq 1,0 \text{ N/mm}^2$ ) in vielen Fällen nach DIN 1045-1 ein Druckstrebenwinkel von  $\cot\theta = 3,0$  ( $\approx 18^\circ$ ), während nach EC2 der Winkel auf  $\cot\theta = 2,5$  ( $\approx 22^\circ$ ) begrenzt ist. Die Folge ist eine Erhöhung der Querkraftbewehrung nach EC2 um etwa 20 % bei geringer Querkraftauslastung. Diese Tendenz kehrt sich mit zunehmender Querkraftauslastung um. So kann bei mittlerer Querkraftauslastung die erforderliche Bewehrungsmenge nach EC2 um 10 % bis 40 % geringer als nach DIN 1045-1 sein [2].

Daher wurde der EC2-Vorschlag in Deutschland nicht übernommen und die variable Begrenzung der Druckstrebenneigung im EC2/NA [R3] aus DIN 1045-1 eingeführt:

$$1,0 \leq \cot\theta = \frac{1,2 + 1,4 \sigma_{cp} / f_{cd}}{1 - V_{Rd,cc} / V_{Ed}} \leq 3,0 \quad \text{EC2/NA (6.7aDE)}$$

$$V_{Rd,cc} = c \cdot 0,48 \cdot f_{ck}^{1/3} \left( 1 - 1,2 \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right) \cdot b_w \cdot z \quad \text{EC2/NA (6.7bDE)}$$

In Abb. 6.7 ist die Funktion  $\cot\theta$  nach Gleichung (6.7aDE) grafisch ausgewertet.

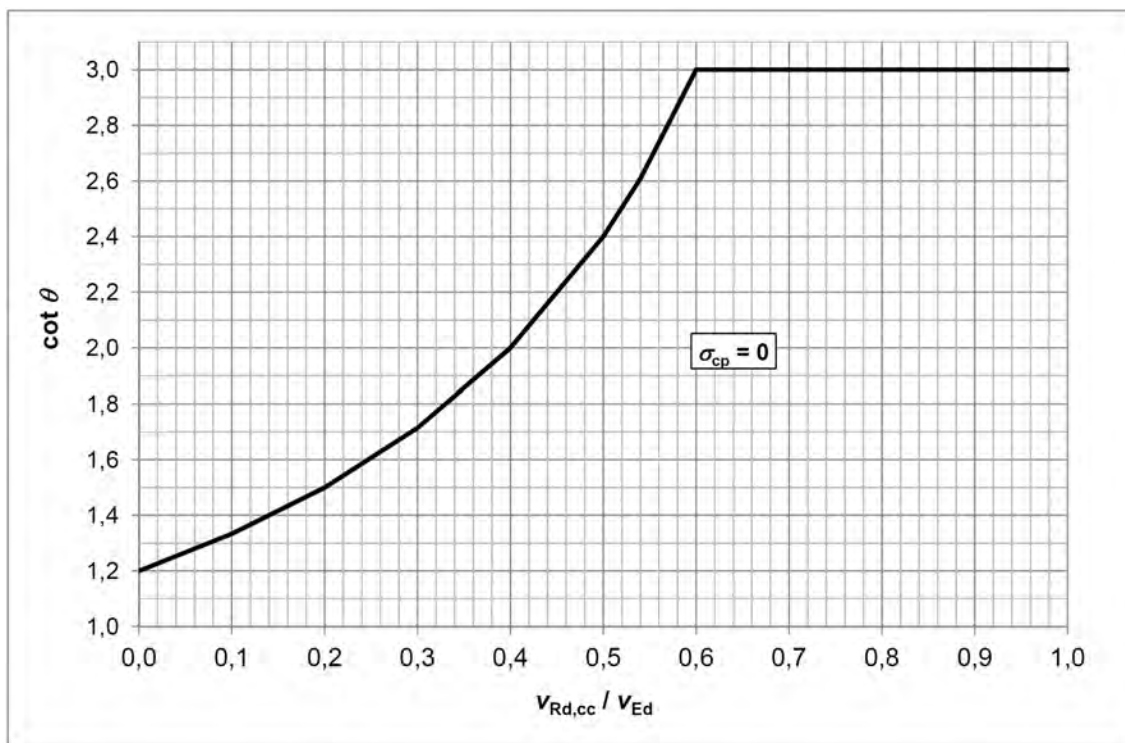


Abb. 6.7 Grafische Darstellung von  $\cot\theta$  nach Gleichung (6.7aDE) ( $\sigma_{cp} = 0$ )

Bei geneigter Querkraftbewehrung darf  $\cot \theta$  bis 0,58 ausgenutzt werden.

Dabei ist

$c = 0,5$ ;

$\sigma_{cp}$  der Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunkts des Querschnitts mit  $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  in N/mm<sup>2</sup>, Betonzugspannungen  $\sigma_{cp}$  in den Gleichungen (6.7DE) sind negativ einzusetzen;

$N_{Ed}$  der Bemessungswert der Längskraft im Querschnitt infolge äußerer Einwirkungen ( $N_{Ed} > 0$  als Längsdruckkraft).

Eine Zusammenstellung der NDPs zur Wahl des Druckstrebenwinkels  $\theta$  ist in Tabelle 6.3 enthalten (aus [1]). Die EC2-Grenzen haben CZ, EE, FI, IS, IT, LT, LU, NL, PT, RO, SI, SK unverändert übernommen.

**Tab. 6.3. Abweichungen NDP zu 6.2.3 (2)**

|                           |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          |
|---------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>recommended values</b> | $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            |
| Austria                   | $0,6 \leq \tan \theta \leq 1,0$ for $\sigma_{sd} = f_{yd}$<br>$0,4 \leq \tan \theta \leq 1,0$ for $\sigma_{sd} \leq 0$<br>interpolation of values for $0 < \sigma_{sd} < f_{yd}$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |
| Belgium                   | $1 \leq \cot \theta \leq \cot \theta_{\max}$ with<br>$\cot \theta_{\max} = \left( 2 + \frac{k_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d \cdot s}{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd}} \right) \leq 3$ and $\sigma_{cp} \leq 0,2 f_{cd}$                                                                                                                                                                                                                                                                                             |
| Bulgaria                  | $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ (general limits)<br>The following values for $\cot \theta$ are recommended:<br>flexure: $1,2 / (1 - 0,11 \cdot b_w \cdot z \cdot \sqrt{f_{ck}} / V_{Ed})$<br>eccentric compression: $\cot \theta$ should be determined with<br>$V_{Ed} = V_{Rd, \max}$ in expr. (6.9)<br>Tension or torsion: $1 \leq \cot \theta \leq 1,5$ and observing expr. (6.9) resp. (6.29)                                                                                                                          |
| Croatia                   | Recommended value<br>except for elements under flexure and tensile axial force: 1.0                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      |
| Denmark                   | For Class B and Class C steels:<br>$\tan \alpha / 2 \leq \cot \theta \leq 2,5$ general<br>$\tan \alpha / 2 \leq \cot \theta \leq 2,0$ where curtailed reinforcement is used<br>For Class A steels: choose $\cot \theta$ so that the overall design reinforcement for the structure is a minimum. (i. e., for statically determinate beams subjected solely to shear, torsion and bending and with vertical stirrups: $1 \leq \cot \theta \leq 2,0$ if $T \leq 0,1V$ )                                                    |
| France                    | $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ for compression and pure flexure<br>$\sqrt{1 + \sigma_{cp} / f_{ctm}} \leq \cot \theta \leq 2,5 \cdot \sqrt{1 + \sigma_{cp} / f_{ctm}}$ for tension<br>with $\sigma_{cp}$ – tensile stress at the centroidal axis ( $< 0$ , $ \sigma_{cp}  < f_{ctm}$ )                                                                                                                                                                                                                                    |
| Germany<br>Greece         | $1 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 + 1,4 \cdot \sigma_{cp} / f_{cd}}{1 - V_{Rd, cc} / V_{Ed}} \leq 3,0$<br>$V_{Rd, cc} = c \cdot 0,48 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \left( 1 - 1,2 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right) \cdot b_w \cdot z$<br>$c = 0,5$ ; $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$<br>Lower limit for $\cot \theta$ in case of inclined shear reinforcement:<br>0,58<br>Simplified for $\cot \theta$ :<br>- Pure flexure: 1,2<br>- Flexure and compressive axial force: 1,2<br>- Flexure and tensile axial force: 1,0 |



|                           |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |
|---------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Hungary                   | $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ (general limits)<br>The angle of inclination should be chosen depending on the intended shear behaviour of the beam or section of it under consideration. Moreover, it is also recommended to take into account the influence of axial (tension or compression) force and bending moment simultaneous with shear force on the inclination of compression struts. The choice of the $\cot \theta$ value should allow for also the $V_{Ed}/V_{Rd,c}$ ratio. For cross-sections subjected to tension and/or significant torsion, $\cot \theta = 1,0$ is recommended.<br>For the lack of tension and/or significant torsion on the cross-section, the use of the following formula for $\cot \theta$ is recommended:<br>$\cot \theta \leq \frac{1,2 - 1,4 \cdot \sigma_{cd} / f_{cd}}{1 - V_{Rd,c} / V_{Ed}}$ |
| Norway                    | $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$<br>$1 \leq \cot \theta \leq 1,25$ for $\sigma_t = N_{Ed}/A_c \geq f_{ctk,0,05}$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           |
| Poland                    | $1 \leq \cot \theta \leq 2,0$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           |
| Spain                     | $0,5 \leq \cot \theta \leq 2,0$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |
| Sweden                    | $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ for non-prestressed structures<br>$1 \leq \cot \theta \leq 3,0$ for prestressed structures                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |
| United Kingdom<br>Ireland | $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$<br>exception: in elements in which shear co-exists with externally applied tension: $\cot \theta = 1,25$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  |

Bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung gilt (EC2 [R1]):

- Querkraftbewehrung rechtwinklig zur Bauteilachse ( $\alpha = 90^\circ$ ):

$$V_{Rd,s} = (A_{sw} / s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad \text{EC2 (6.8)}$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad \text{EC2 (6.9)}$$

- Querkraftbewehrung geneigt zur Bauteilachse ( $\alpha \geq 45^\circ$ ):

$$V_{Rd,s} = (A_{sw} / s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad \text{EC2 (6.13)}$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta) \quad \text{EC2 (6.14)}$$

Dabei ist

$A_{sw}$  die Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung;

$s$  der Bügelabstand;

$f_{ywd}$  der Bemessungswert der Streckgrenze der Querkraftbewehrung;

$\alpha_{cw}$  ein Beiwert zur Berücksichtigung des Spannungszustandes im Druckgurt;

EC2  $\alpha_{cw} = 1$  für nicht vorgespannte Tragwerke,

$$\alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{für } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd} \quad \text{EC2 (6.11.aN)}$$

$$\alpha_{cw} = 1,25 \quad \text{für } 0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd} \quad \text{EC2 (6.11.bN)}$$

$$\alpha_{cw} = 2,5 \cdot (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{für } 0,5f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0f_{cd} \quad \text{EC2 (6.11.cN)}$$

(NDP)  $\alpha_{cw} = 1$  [R3].

$v_1$  ein Abminderungsbeiwert für die Betonfestigkeit bei Schubrisen

$$\text{EC2 } v_1 = v = 0,6 \cdot (1 - f_{ck} / 250) \quad \text{EC2 (6.6N)}$$

wenn  $\sigma_{sw} < 0,80f_{yk}$ :

$$v_1 = 0,6 \quad \text{für } f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \quad \text{EC2 (6.10.aN)}$$

$$v_1 = 0,9 - f_{ck} / 200 > 0,5 \quad \text{für } f_{ck} \geq 60 \text{ N/mm}^2 \quad \text{EC2 (6.10.bN)}$$

(NDP)  $v_1 = 0,75 \cdot v_2$ , mit  $v_2 = 1,0$  für  $\leq C50/60$ ,  $v_2 = (1,1 - f_{ck} / 500)$  für  $\geq C55/67$  [R3].

Eine Zusammenstellung der NDPs zur Bestimmung der Druckstrebenfestigkeit ist in Tabelle 6.4 enthalten (aus [1]). Die EC2-Werte und Gleichungen (6.10N), (6.11N) haben BE, BG, CZ, EE, ES, FI, GR, HU, IS, LT, NL, NO, PL, PT, RO, SE, SI, SK unverändert übernommen.

In Abb. 6.8 und Abb. 6.9 sind grafische Auswertungen der NDP zur maximalen Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,max}$  enthalten, die neben den Werten  $\alpha_{cw} = 1,0$  (für Stahlbeton) und  $v_1$  auch die NDPs zum Bemessungswert der Betondruckfestigkeit nach 3.1.6 (1)P zu  $\alpha_{cc}$  und  $\gamma_c$  berücksichtigen. Zu erkennen sind sehr ausgeprägte Unterschiede. Die geringere Abminderung von  $f_{cd}$  bei der Ermittlung der Druckstrebenfestigkeit im deutschen NA ist zum einen dem gegenüber dem EC2-Vorschlag reduzierten Dauerstandsbeiwert  $\alpha_{cc} = 0,85$  (statt 1,0) geschuldet. Dass sich trotzdem noch größere  $V_{Rd,max}$ -Werte ergeben, ist wegen der zusätzlichen Kontrolle der variablen Druckstrebenneigung gerechtfertigt. Die Berücksichtigung der Auswirkung der Vorspannung wird im NA [R3] beim Betontraganteil  $V_{Rd,cc}$ , der die Druckstrebenneigung beeinflusst, vorgenommen. Daher wird auf einen zusätzlichen Ansatz von  $\alpha_{cw} > 1,0$  für vorgespannte Druckgurte verzichtet.

Tab. 6.4. Abweichungen NDP zu 6.2.3 (3)

|                           |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |
|---------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>recommended values</b> | $v_1 = 0,6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$<br>If the design stress of the shear reinforcement is below 80% of the characteristic yield stress:<br>$v_1 = 0,6$ for $f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2$<br>$v_1 = 0,9 - f_{ck}/200 > 0,5$ for $f_{ck} \geq 60 \text{ N/mm}^2$<br>$\alpha_{cw} = 1,0$ for non-prestressed structures<br>$\alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ for $0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd}$<br>$\alpha_{cw} = 1,25$ for $0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd}$<br>$\alpha_{cw} = 2,5 \cdot (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ for $0,5f_{cd} \leq \sigma_{cp} < 1,0f_{cd}$ |
| Austria                   | $v_1 = 0,6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$<br>$\alpha_{cw}$ – recommended values ?<br>expr. (6.10) are not applied                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
| Denmark                   | see NCI to 5.6.1 (3)P:<br>pure shear: $0,7 - f_{ck}/200 \geq 0,45$<br>pure torsion: $0,7 \cdot (0,7 - f_{ck}/200)$<br>shear caused by shear force and torsional moment: weighted mean value                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |
| France                    | Recommended values<br>in case of flexure with tension, if part of the section is under compression use in (6.9) instead of $\alpha_{cw}$ : $\alpha_{cw,t} = 1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$<br>If the whole section is under tension: $ \sigma_{cp}  < f_{ctm}$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |
| Germany                   | $v_1 = 0,75 \cdot v_2$<br>$v_2 = (1,1 - f_{ck}/500) \leq 1,0$<br>$\alpha_{cw} = 1,0$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           |
| Luxembourg                | $0,6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   |
| Italy                     | $v_1 = 0,5$ up to C70/85<br>$v_1 = 0,6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$ for C80/95 and C90/105<br>Recommended values for $\alpha_{cw}$ .                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |



United Kingdom  
Ireland

$$v_1 = v \cdot (1 - 0,5 \cos \alpha)$$

If the design stress of the shear reinforcement is below 80% of the characteristic yield stress:

$$v_1 = 0,54 \cdot (1 - 0,5 \cos \alpha) \text{ für } f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2$$

$$v_1 = (0,84 - f_{ck}/200) \cdot (1 - 0,5 \cos \alpha) > 0,5 \text{ für } f_{ck} \geq 60 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_{cw} = 1,0 \text{ for non-prestressed structures}$$

$$\alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp}/f_{cd} \text{ for } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd}$$

$$\alpha_{cw} = 1,25 \text{ for } 0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd}$$

$\alpha_{cw} = 2,5 \cdot (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$  for  $0,5f_{cd} \leq \sigma_{cp} < 1,0f_{cd}$  ( $\alpha_{cw} = 1,0$ , in case of straight tendons and thin webs, if the tension and the compression chords are able to carry the whole prestressing force and blocks are provided at the extremity of beams to disperse the prestressing force)

(3.1.2 (2)P has to be considered for concrete class > C50/60)

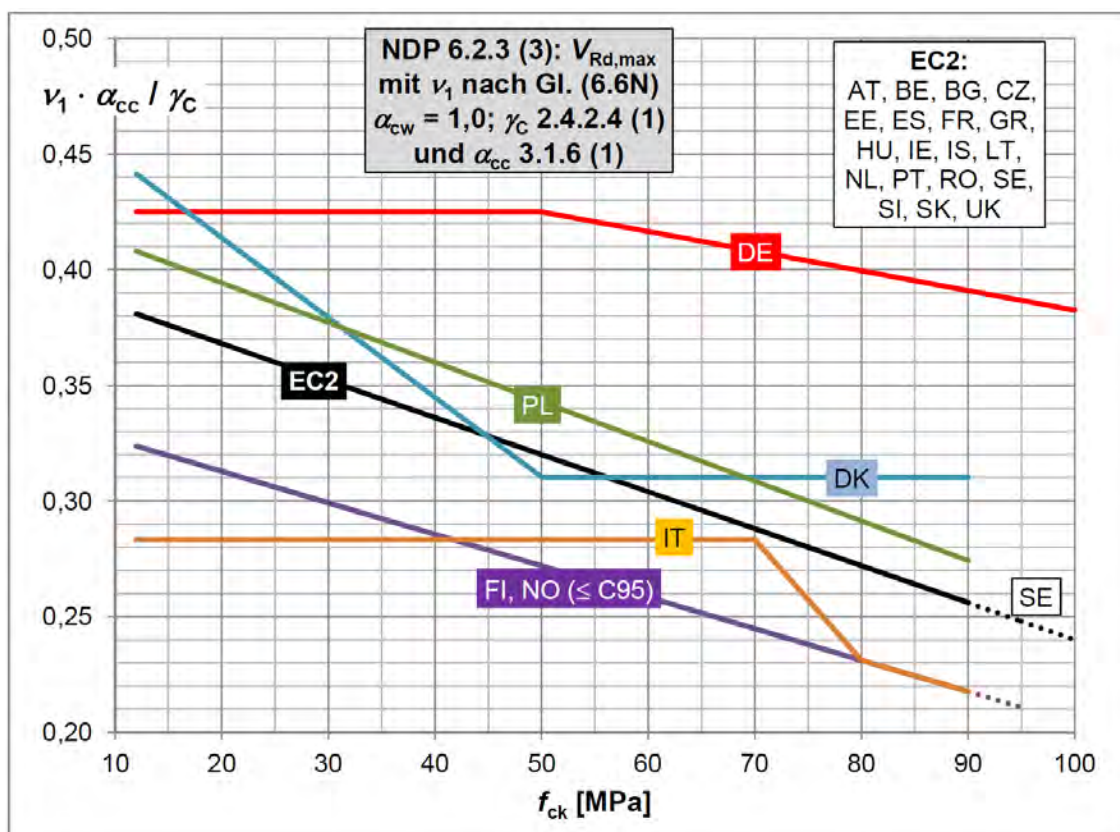


Abb. 6.8. Auswertung NDP zu 6.2.3 (3) mit  $v_1$  nach Gleichung (6.6N) allgemein

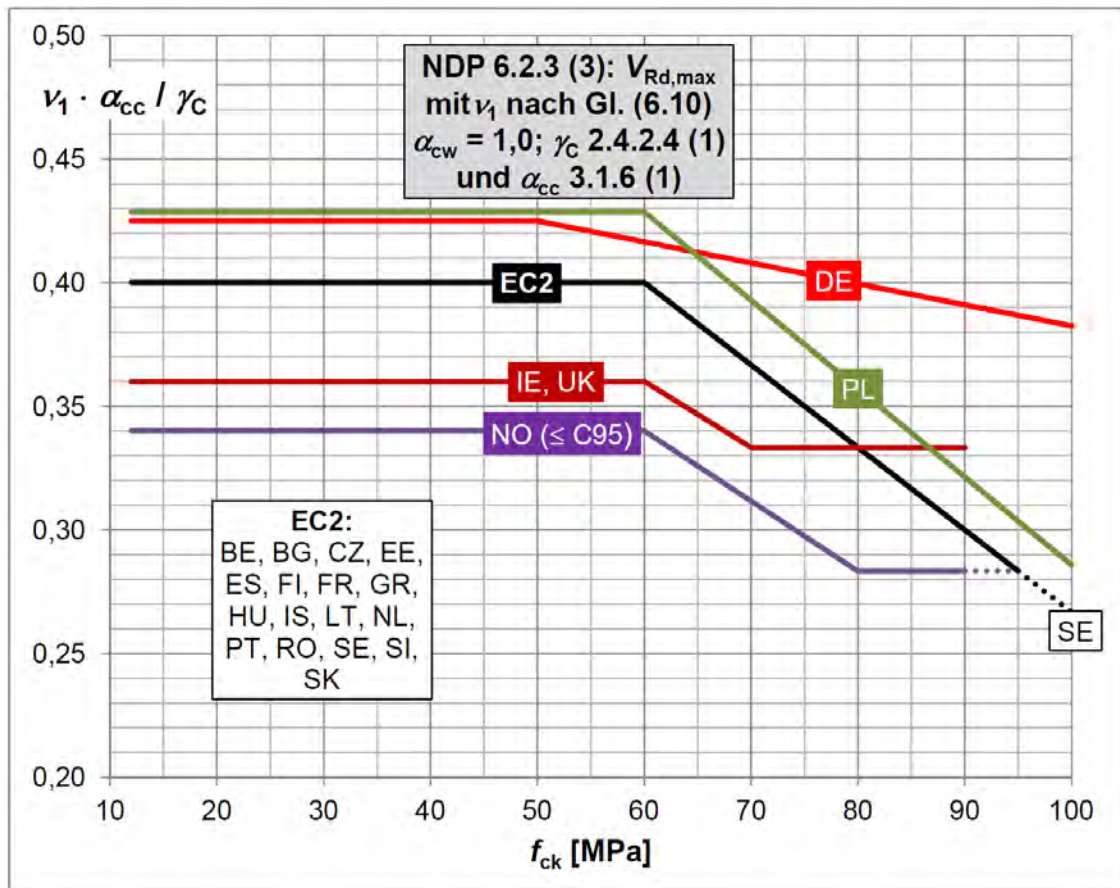


Abb. 6.9. Auswertung NDP zu 6.2.3 (3) mit  $\nu_1$  nach Gleichung (6.10N) bei  $\sigma_{sw} < 0,8f_{yk}$

### b1) Therapie: Vorschläge zum Druckstrebenwinkel $\theta$

Die beanspruchungsabhängige Bestimmung des variablen Druckstrebenwinkels  $\theta$  auf der Grundlage von DIN 1045-1 soll beibehalten werden. Es existieren hierfür auch schon dimensionslose Bemessungsdiagramme von Reineck in [600].

Bei der Ermittlung der Druckstrebenneigung wird jedoch vorgeschlagen, von  $\cot\theta$  auf  $\tan\theta$  umzustellen. Für eine Ermittlung der Druckstrebenneigung ist es im Regelfall von Bauteilen ohne Normalkraft einfacher, bei der Abschätzung eines Quotienten den Zähler zu variieren und den Nenner konstant zu halten als umgekehrt. Gleichermaßen erscheint es für die Ermittlung der Querkraftbewehrung logischer, bei kleiner Neigung mit einem kleinen Faktor zu multiplizieren, als durch einen großen Nenner zu dividieren.

$$0,33 \leq \tan\theta = \frac{1 - v_{Rd,cc} / v_{Ed}}{12 - 14 \cdot \sigma_{cd} / f_{cd}} \leq 1,0 \quad \text{PRB (6.5aDE)}$$

$$v_{Rd,cc} = 0,24 \cdot f_{ck}^{1/3} \left( 1 + 1,2 \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right) \quad \text{PRB (6.5bDE)}$$

Dabei Druckspannungen  $\sigma_{cd} < 0$ .

Die beanspruchungsabhängige lineare Funktion wird im Regelfall bei Bauteilen ohne Längsspannung deutlich einfacher (siehe Abb. 6.10):

$$0,33 \leq \tan\theta = \frac{1 - v_{Rd,cc} / v_{Ed}}{12} \leq 1,0 \quad (\sigma_{cp} = 0) \quad \text{PRB (6.5aDE)}$$

$$v_{Rd,cc} = 0,24 \cdot f_{ck}^{1/3} \quad (\sigma_{cp} = 0) \quad \text{PRB (6.5bDE)}$$

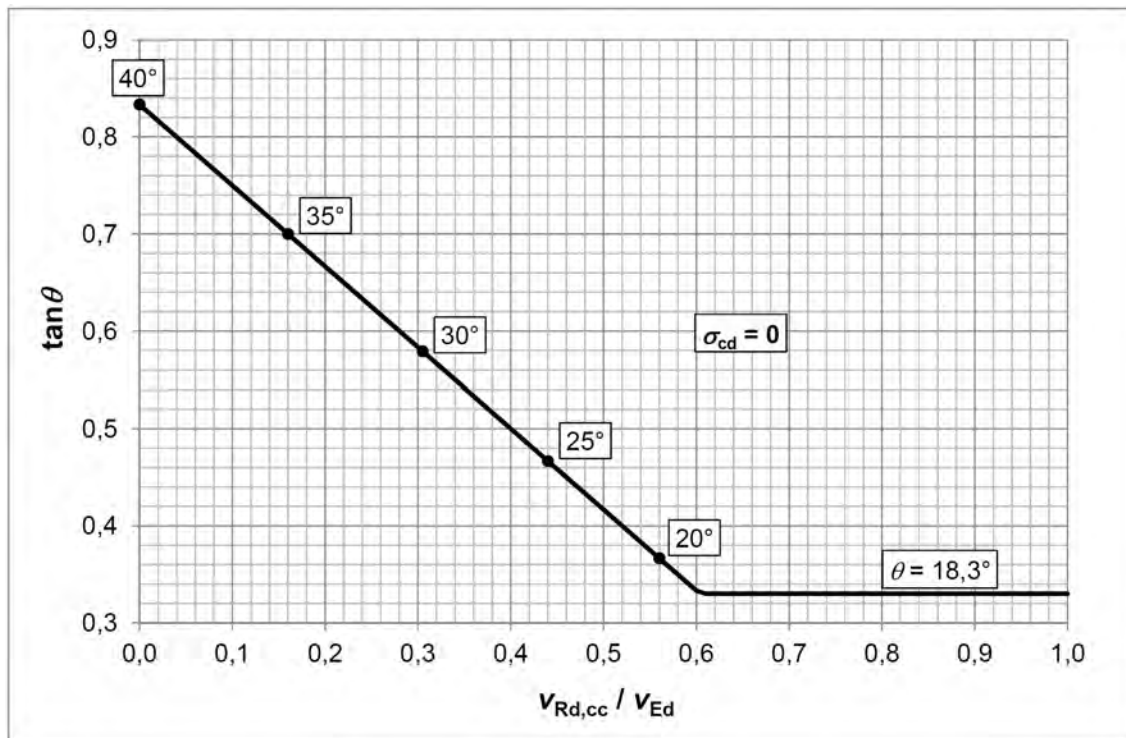


Abb. 6.10. Grafische Darstellung von  $\tan \theta$  nach Gleichung PRB (6.5aDE) ( $\sigma_{cp} = 0$ )

Bei  $\tan \theta = 1,0$  ergibt sich die maximale Querkraftbewehrung bei Zug:

$$\rightarrow a_{s,erf} = 1,0 \cdot v_{Ed} \cdot b / f_{yd} \quad (6.2)$$

Bei  $v_{Rd,cc} / v_{Ed} = 0$  ergibt sich die maximale Querkraftbewehrung:

$$\rightarrow a_{s,erf} = 0,83 \cdot v_{Ed} \cdot b / f_{yd} \quad (6.3)$$

Bei  $v_{Rd,cc} / v_{Ed} \geq 0,6$  ergibt sich minimale Querkraftbewehrung:

$$\rightarrow a_{s,erf} = 0,33 \cdot v_{Ed} \cdot b / f_{yd} \quad (6.4)$$

Zwischen  $0 < v_{Rd,cc} / v_{Ed} < 0,6$  ist eine lineare Interpolation möglich. Die Tangens-Funktion ist in Bezug auf die Bewehrung im Fachwerk besonders anschaulich (siehe Abb. 6.11).

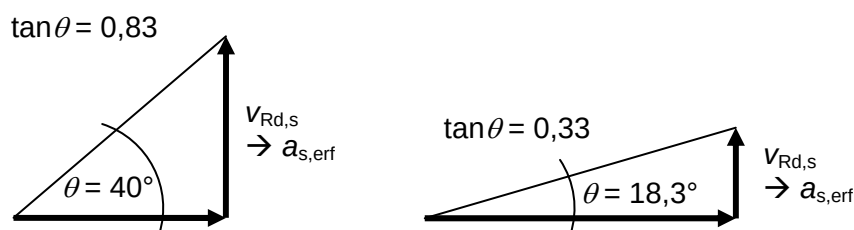
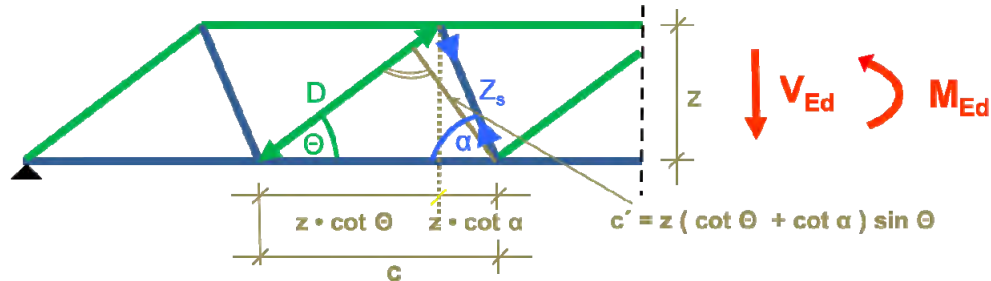


Abb. 6.11. Abhängigkeit von  $v_{Rd,s}$  für 90°-Querkraftbewehrung von  $\tan \theta$

## b2) Vorschläge zu $v_{Rd,s}$ und $v_{Rd,max}$ (Therapie)

Es wird vorgeschlagen, anstelle der im EC2 [R1] angegebenen Gleichungen (6.9) und (6.14) nur noch eine allgemein gültige Gleichung für  $v_{Rd,max}$  anzugeben, die bei der Herleitung aus der Fachwerkanalogie besser verständlich ist (vgl. Abb. 6.12).

Fachwerkmodell:



Zugstrebe:  $Z_s = V_{Ed} / \sin \alpha$

$$Z_s' = Z_s / c = \frac{V_{Ed}}{\sin \alpha} \cdot \frac{1}{z (\cot \theta + \cot \alpha)} \quad \Rightarrow \quad A_s' = Z_s' / f_{ywd}$$

Druckstrebe:  $D = V_{Ed} / \sin \theta$

$$\sigma_2^{\parallel} = \frac{V_{Ed}}{\sin \theta} \cdot \frac{1}{b} \cdot \frac{1}{z (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \theta} < v_1 \cdot f_{cd}$$

$$\text{alt.: } v_{Ed} = V_{Ed} / (b \cdot z) < v_{Rd,max} = v_1 \cdot f_{cd} \cdot \sin^2 \theta (\cot \theta + \cot \alpha)$$

Abb. 6.12. Herleitung der Kräfte aus der Fachwerkanalogie

Daraus ergibt sich für die Druckstrebe  $D$  die auf  $(b_w \cdot z)$  bezogene Tragfähigkeit

$$v_{Rd,max} = v_1 \cdot f_{cd} \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \quad \text{PRB (6.14)}$$

Wesentlich konsequenter wäre ausschließlich eine Begrenzung der einwirkenden rechnerischen Druckstrebenspannung  $\sigma_2^{\parallel}$  auf die rechnerische Druckstrebenfestigkeit  $v_1 \cdot f_{cd}$  ( $\sigma_2^{\parallel} \leq v_1 \cdot f_{cd}$ ).

Dabei sollen für  $v_1$  die Werte des NA [R3] beibehalten werden.

Entsprechend ergibt sich für die Zugstrebe  $Z$  die auf  $(b_w \cdot z)$  bezogene Tragfähigkeit

$$v_{Rd,s} = (A_{sw} / s_w) \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / b_w \quad \text{PRB (6.13)}$$

$$\text{bzw. } a_s = \frac{A_{sw}}{s_w} = \frac{v_{Ed} \cdot b_w}{f_{ywd} \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)} \quad \text{allgemein,}$$

$$\text{bzw. } a_s = \frac{A_{sw}}{s_w} = \frac{v_{Ed} \cdot b_w}{f_{ywd}} \cdot \tan \theta \quad \text{für 90°-Querkraftbewehrung.}$$

Diese Gleichungen könnten auch in der Sekundärliteratur angegeben werden.



### b3) Therapie: Hilfsmittel für Handrechnung

Für vereinfachte Handrechnungen kann z. B. der Betontraganteil  $v_{Rd,cc}$  in Tabellenform oder grafisch aus Gleichung PRB (6.5bDE) für Stahlbeton als Hilfsmittel angegeben werden:

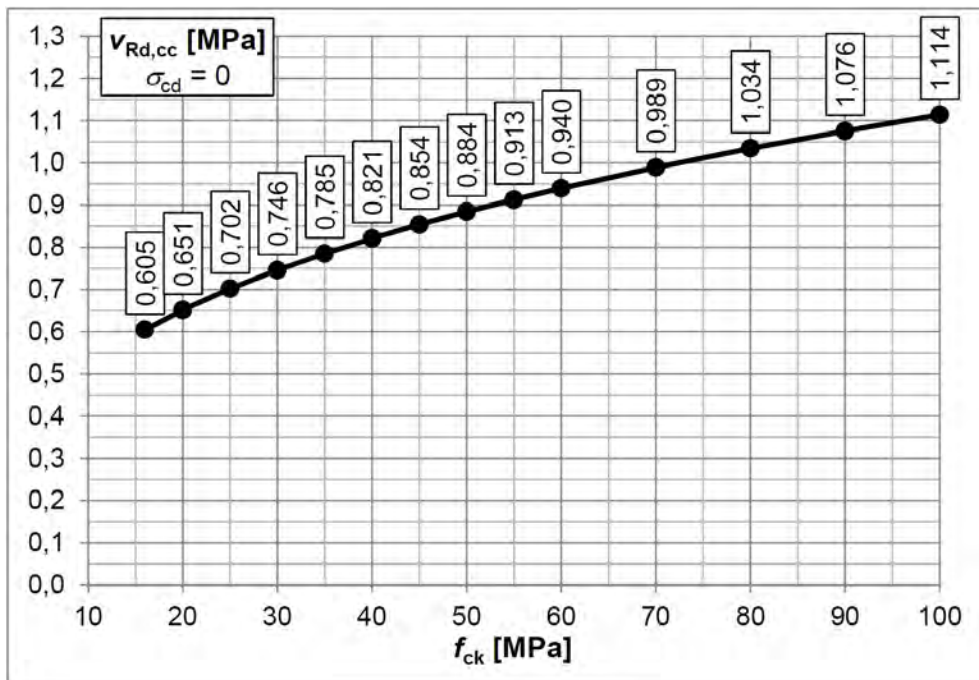


Abb. 6.13. Betontraganteil  $v_{Rd,cc}$  nach Gleichung PRB (6.5bDE) ( $\sigma_{cd} = 0$ )

**Beispiel:** Deckenplatte C30/37,  $h / d = 0,35 \text{ m} / 0,30 \text{ m}$ ,  $z = 0,9 \cdot 0,30 = 0,27 \text{ m}$

(1) Querkraft:  $V_{Ed} = 0,40 \text{ MN/m} \rightarrow v_{Ed} = 0,40 / (1,0 \cdot 0,27) = 1,48 \text{ MPa}$

(2)  $v_{Rd,cc} = 0,24 \cdot 30^{1/3} = 0,745 \text{ MPa}$  (oder aus Diagramm Abb. 6.13 abgelesen)

(3)  $v_{Rd,cc} / v_{Ed} = 0,745 / 1,48 = 0,50$

(4)  $\tan \theta = (1 - 0,50) / 1,2 = 0,415$  (oder aus Diagramm Abb. 6.10 abgelesen)

(5)  $a_{s,erf} = v_{Ed} \cdot b \cdot \tan \theta / f_{ywd} = 1,48 \cdot 1,0 \cdot 0,415 / 435 \cdot 10^4 = 14,2 \text{ cm}^2/\text{m}$



## 6.2.4 Schubkräfte zwischen Balkensteg und Gurten

### a1) Anamnese/Diagnose: Sachstand DIN 1045 und EC2

Bei Bauteilen mit gegliederten Querschnitten breiten sich die vom Steg auf die Gurte übertragenen Schubkräfte in den Gurtscheiben rechnerisch bis auf die mitwirkende Breite  $b_{\text{eff}}$  aus. Dies bewirkt Zugkräfte rechtwinklig zur Bauteilachse, die mit einem Fachwerkmodell mit der Druckstrebenneigung  $\theta$  berechnet werden können [2]. Die Berechnungsgrundlagen sind in DIN 1045-1:2001 [R19] und EC2 mit NA [R3] identisch.

Im Abschnitt 6.2.4 sind nur zwei NDP enthalten: zu (4) Wahl des Druckstrebenwinkels  $\theta$  und zu (6)  $k \cdot f_{\text{ctd}} = 0,4 \cdot f_{\text{ctd}}$ . Die vorgeschlagenen Werte wurden weitestgehend übernommen. Die wenigen Abweichungen zur Festlegung des Druckstrebenwinkels  $\theta$  sind in Tabelle 6.5 zusammengefasst (vgl. [1]).

**Tab. 6.5. Abweichungen NDP zu 6.2.4 (4)**

|                    |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |
|--------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| recommended values | $1 \leq \cot \theta_f \leq 2,0$ for compression flanges ( $45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5^\circ$ )<br>$1 \leq \cot \theta_f \leq 1,25$ for tension flanges ( $45^\circ \geq \theta_f \geq 38,6^\circ$ )                                                                                                                                                                                                                                                                                                   |
| Denmark            | Recommended values for Class B and Class C steels. For Class A steels: choose $\cot \theta$ so, that the overall design reinforcement for the structure is a minimum, to ensure adequate deformation capacity.                                                                                                                                                                                                                                                                                              |
| Germany            | $1 \leq \cot \theta_f \leq \frac{1,2 + 1,4 \cdot \sigma_{\text{cp}} / f_{\text{cd}}}{1 - V_{\text{Rd,cc}} / V_{\text{Ed}}} \leq 3,0$ $V_{\text{Rd,cc}} = c \cdot 0,48 \cdot f_{\text{ck}}^{1/3} \cdot \left(1 - 1,2 \cdot \frac{\sigma_{\text{cp}}}{f_{\text{cd}}}\right) \cdot h_f \cdot \Delta x$ $c = 0,5$ ; $\sigma_{\text{cp}}$ mean longitudinal concrete stress on the length $\Delta x$<br>Simplified for tension flanges: 1,0<br>for compression flanges: 1,2                                      |
| Greece             | Use the expressions in 6.2.3 (2) of the Greek National Annex, but with the following limits:<br>$1 \leq \cot \theta_f \leq \cot \theta_a \leq 2,0$ resp. ( $45,0^\circ \geq \theta \geq \theta_a \geq 26,5^\circ$ ) for compression flanges<br>$1 \leq \cot \theta_f \leq \cot \theta_a \leq 1,25$ bzw. ( $45,0^\circ \geq \theta \geq \theta_a \geq 38,6^\circ$ ) for tension flanges<br>For calculation of $\theta_a$ use the values of $N_{\text{Ed}}$ and $A_c$ corresponding to the considered flange. |
| Norway             | $1 \leq \cot \theta_f \leq 2,5$ for compression flanges<br>$1 \leq \cot \theta_f \leq 1,25$ for tension flanges                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |

### a2) Anamnese/Diagnose: Hintergründe zur Interaktion Plattenbiegung/Scheibenschub

Im Nachweisverfahren, das im EC2/NA [R3] NCI zu 6.2.4 (5), vorgesehen ist, wird davon ausgegangen, dass ein Nachweis der Interaktion zwischen Scheibenschub und Schub in der Gurtplatte erforderlich ist. Eine solche Interaktion ist nicht notwendig. Vielmehr ist eine Interaktion zwischen der Beanspruchung aus Scheibenschub und Querbiegung für die Druckstreben bemessungsrelevant, wie die Ausführungen im Folgenden zeigen sollen.

Betrachtet man die Beanspruchung aus reinem Scheibenschub, dann ist davon auszugehen, dass die in Gurtmitte wirkende Längsschubkraft  $\Delta T_i$ , die Querkraft  $T_q$  und die zum Gleichgewicht erforderliche Druckkraft  $C$  in einer Ebene liegen (vgl. Abb. 6.14). Die Beanspruchung im Anschnitt Gurtplatte – Steg, die aus dem reinen Scheibenschub entsteht, ist in Abb. 6.15 dargestellt. Die Druckspannungen  $\sigma_{b,y}$  infolge der Druckkräfte  $C$  wirken über die gesamte Querschnittshöhe. Die Zugkräfte in der Bewehrung  $Z_{q,s}$  wirken ebenfalls bei einer gleichmäßig über die Höhe verteilten Bewehrung auf der Ober- und Unterseite der Gurtplatte.

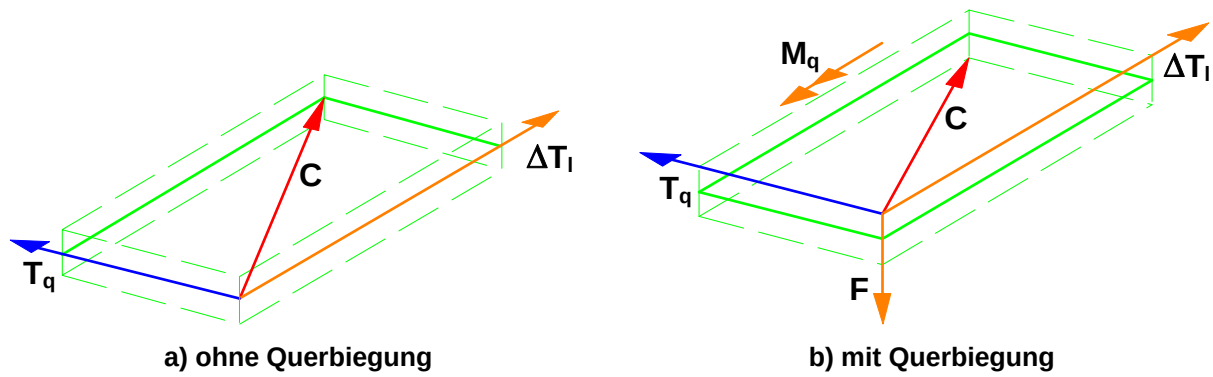


Abb. 6.14. Beanspruchung des Flansches bei Scheibenschub und Querbiegung

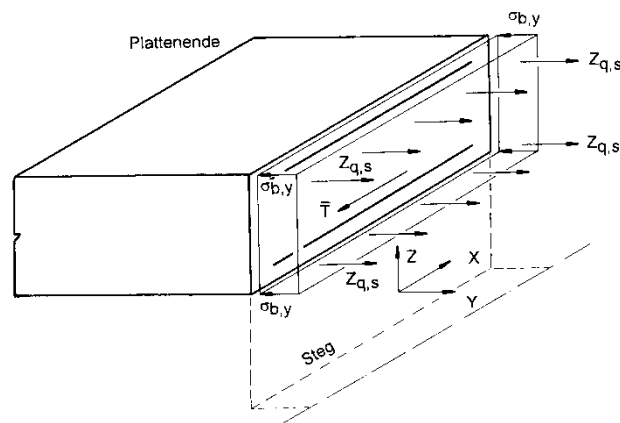


Abb. 6.15. Kräfte in der Gurtplatte von gegliederten Querschnitten bei reinem Schub [14]

Wirkt im Anschnitt gleichzeitig ein Querbiegemoment, so verändern sich die Lagen der wirkenden Kräfte. Die Querzugkraft wird aufgrund der gleichzeitig wirkenden Querbiegemomente auf die Biegezugseite wandern (vgl. Abb. 6.16). Dies gilt aus Gleichgewichtsgründen auch für die Längsschubkraft in Plattenmitte. Die Druckkräfte werden allerdings auf der Biegedruckseite über die zur Verfügung stehende Druckzonenhöhe eingeleitet.

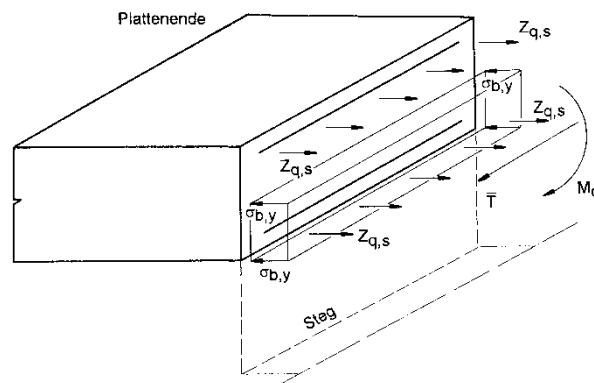
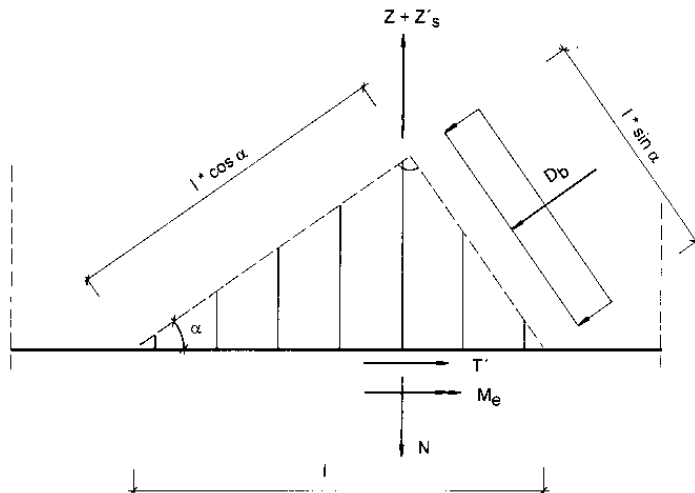


Abb. 6.16. Kräfte in der Gurtplatte gegliederter Querschnitte bei Schub und Querbiegung [14]

Bei einem gleichzeitig einwirkenden Querbiegemoment wird die Wirkungshöhe der Druckspannungen durch die Biegezugkräfte aus dem Querbiegemoment  $M_q$  auf eine reduzierte Druckzonenhöhe eingeschnürt. Die Druckspannungen aus Scheibenschub können nun nur noch über die reduzierte Druckzone übertragen werden. Gleichzeitig wirken in diesem Bereich auch die Biegedruckspannungen aus dem Querbiegemoment  $M_q$ . Die Beanspruchung in der Druckzone entsteht durch zwei unabhängige Druckspannungen, einerseits aus der Druckspannung infolge Querbiegung und andererseits aus der Druckspannung infolge des Scheibenschubs.

Diese kombinierte Beanspruchung aus Scheibenschub und Querbiegung wurde in verschiedenen Forschungsvorhaben untersucht und verschiedene Interaktionskurven erstellt. Exemplarisch sind hier die folgenden Arbeiten kurz vorgestellt.

*Ewald* [15] untersuchte analytisch durch Biegung und Schub beanspruchte scheibenartige Bauteile. In seinem Bemessungsvorschlag geht er von einem Dreieckselement im Steg eines Kastenträgers aus (Abb. 6.17).



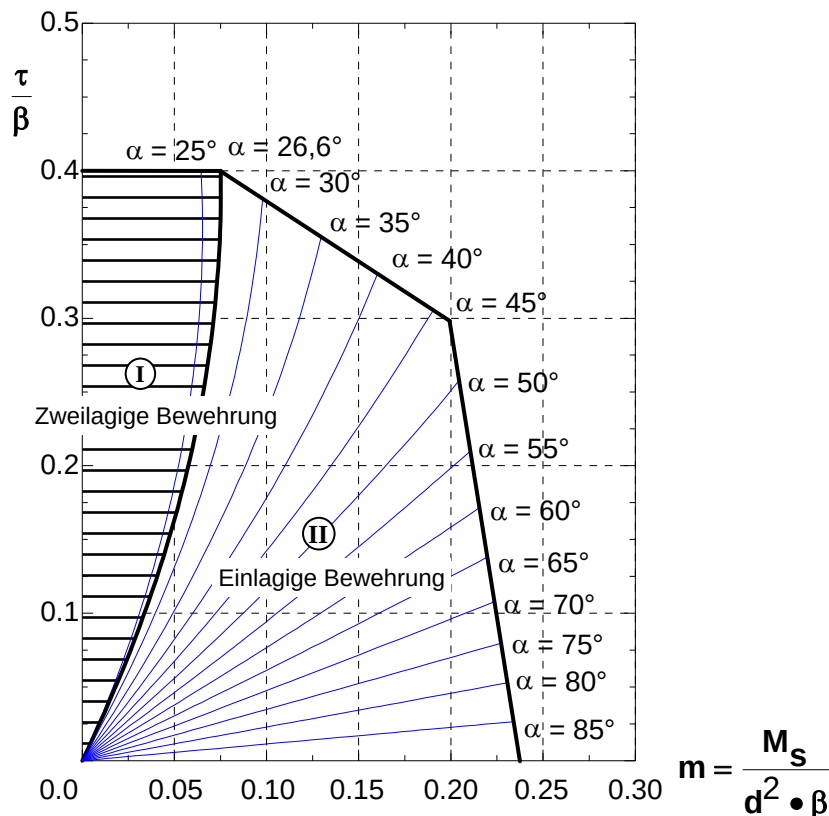
**Abb. 6.17. Gleichgewicht der Kräfte nach Ewald [15]**

Die Ansätze lassen sich ohne Weiteres auf die Gurtplatte von Stahlbetonträgern übertragen. Anhand der Gleichgewichtsbedingungen in der Scheibenebene und rechtwinklig dazu ergeben sich drei Gleichungen mit fünf Unbekannten. *Ewald* löste dieses unbestimmte Gleichungssystem durch die Annahme, einer im Traglastzustand über die Höhe der Betondruckstrebe voll ausgenutzten Druckspannung in der Betondruckstrebe mit einem Bemessungswert von  $0,5 f_{c,cube}^{DIN 1045}$ . Als zweite zusätzliche Bedingung wurde der Druckstrebenwinkel im Bruchzustand gesucht, mit dem sich ein Maximum für das aufnehmbare Moment ergibt. Durch Vorgabe verschiedener Belastungskombinationen lassen sich Interaktionsdiagramme erstellen und in diese die Bruchbedingung einarbeiten. *Ewald* variiert für die Interaktionskurven den Winkel der Druckstrebenneigung zwischen 25° und 45°.

*Schieferstein* [16] geht in ihrem auf Versuchen und Berechnungen basierenden Bemessungsmodell ebenso wie *Ewald* [15] von einem vereinfachten Fachwerkmodell aus und unterscheidet zwischen zwei Beanspruchungsfällen (vgl. Abb. 6.18). Für geringe Biegemomente oder reine Scheibenschubkräfte wird eine oben- und unten liegende Bewehrung vorgesehen. Bei der Bemessung für große Biegemomente dagegen wird von einer einseitigen Bewehrung ausgegangen. Die Erstellung von Bemessungsdiagrammen erfolgt in beiden Fällen unter Annahme des Spannungsblocks und vollplastischer Ausnutzung des Betons.

Eine weitere Möglichkeit zur Bestimmung von Interaktionskurven bietet das Verfahren von *Pratsch* [17]. Auch er geht von dem bereits besprochenen vereinfachten Fachwerkmodell aus und bestimmt die fünf Unbekannten aus den erwähnten drei Gleichgewichtsbedingungen und folgenden Annahmen:

- Für Querbiegemomente wird vorausgesetzt, dass die Spannungen in der Betondruckstrebe die Betonfestigkeit erreichen und über die Druckzonenhöhe konstant sind.
- Ausgehend von einem vorgegebenen Bewehrungsverhältnis  $\mu = a_{s2} / (a_{s1} + a_{s2})$  wird die Stahlspannung auf der Biegedruckseite je nach gleichzeitig einwirkender Normalkraft zwischen  $-f_{yd} \leq \sigma_{s\mu} \leq +f_{yd}$  so variiert, dass sich bei voller Ausnutzung der Bewehrung auf der Zugseite das maximal aufnehmbare Querbiegemoment ergibt.



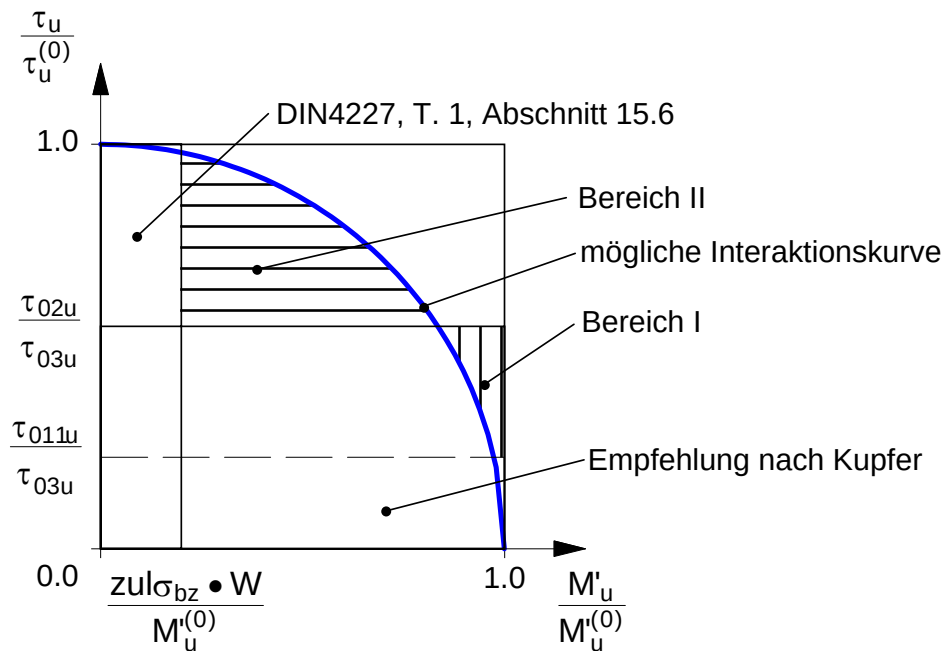
**Abb. 6.18. Bemessungsdiagramm für überwiegende Querbiegung  $h/d = 0,775$  und  $\beta_{WN}$  nach Schieferstein [16]**

In den Untersuchungen von *Pratsch* werden zusätzlich die Druckspannungsverteilungen in der Biegedruckzone variiert. In dieser Arbeit wird ebenfalls von Modellvorstellungen des Traglastverfahrens ausgegangen. Hierbei wird allerdings, wie auch bei den Untersuchungen zuvor, nur der statische Satz der Plastizitätstheorie erfüllt.

*Kupfer* [18] und *Pratsch* [17] stellten auf der Basis der DIN 1045 [R18] eine einfache Möglichkeit der Interaktion vor. Gemäß DIN 1045 [R18] ist der Nachweis über den Anschluss der außerhalb des Steges liegenden Querschnittsteile über die vorhandenen Schubspannungen zu führen. Die vorhandenen Schubspannungen  $\tau_{0a}$  im Anschnitt Steg – Flansch dürfen die zulässigen Schubspannungen  $\tau_{02}$  nicht überschreiten. Für große Querbiegemomente kann dieser Nachweis auf der unsicheren Seite liegen (Abb. 6.19, Bereich I). Bei kleinen Querbiegemomenten und großen Schubkräften liegt der Nachweis stark auf der sicheren Seite (Abb. 6.19, Bereich II).

Es reicht aus, bei gleichzeitiger Wirkung von Querbiegemomenten 50 % der für den Scheibenschub ermittelten Anschlussbewehrung auf der Biegezugseite der Gurtplatte zuzulegen. Bei reiner Schubbeanspruchung ist die Anschlussbewehrung je zur Hälfte oben und unten in die Platte einzubauen (vgl. DIN 1045:1988 [R18], 18.8.5 (4)).

Nach DIN 4227-1 [R25] wird im Gebrauchszustand die Zugspannung aus Scheibenschub und Querbiegung so begrenzt, dass der Zustand I nicht verlassen wird. Infolgedessen sind nur verhältnismäßig kleine Querbiegemomente zulässig. Beim Tragfähigkeitsnachweis darf die vorhandene Bewehrung für den Scheibenschub nach *Rüsch* und *Kupfer* [18] voll auf die Aufnahme der Querbiegemomente angerechnet werden.



**Abb. 6.19.** Zulässige Bereiche der Interaktion von Scheibenschub und Querbiegung nach DIN 1045 [R20] und DIN 4227-1 [R25] aus [18]

### b) Therapie: Änderungsvorschläge

Die Kräfte, die in den Gurtplatten wirken, werden über die Druckstreben in den Stegen in die Gurtplatte eingeleitet. Von dort breiten sie sich in die seitlichen Bereiche der Gurtplatten aus. Sowohl für die Weiterleitung der Kräfte im Steg als auch für die Ausbreitung in der Gurtplatte ist ein entsprechendes Versatzmaß zu berücksichtigen.

Die Längsschubkräfte stehen im direkten Zusammenhang mit den Querkraften im Querschnitt. Aus diesem Grund steht für die Einleitung der Lasten nur der Bereich konstanter Querkraft zwischen den Einzellasten oder dem Momentenmaximum zur Verfügung. Dies ist eine allgemeine technische Regel der Mechanik und muss nicht zusätzlich erwähnt werden.

Die Definition der Dicke der Gurtplatte wird um die Präzisierung der wirksamen Gurtplattendicke erweitert. Die Definition der wirksamen Gurtdicke ist notwendig, da hier, wie auch bei der Schubbeanspruchung im Steg, die minimale Dicke der Gurtplatte im Anschnitt für die Übertragung der Druckkräfte maßgebend ist. Bei senkrecht zur Trägerachse gevouteten Gurtplatten ist ebenfalls die minimale Dicke, die von den Druckstreben durchdrungen wird, maßgebend.

Die Regelungen für den Scheibenschub werden an die Regelungen der Nachweise zur Querkraft angeglichen. Um einheitliche Regeln in den Nachweisen zu verwenden, wird auf die Gleichung 6.6, Abschnitt 6.2.3 verwiesen. Es sind variable Druckstrebenneigungswinkel in den angegebenen Grenzen möglich. Die variablen Druckstrebenneigungswinkel ermöglichen auch einen vereinfachten Nachweis mit  $\theta = 45^\circ$  (als Regelfall).

Eine Ermittlung des Druckstrebenneigungswinkels  $\theta$  nach dem genaueren Verfahren muss nicht noch einmal aufgeführt werden. Die Grundlagen der variablen Druckstrebenneigung im Querkraftfachwerk im NA [R3] können nicht ohne eine Anpassung auf das Scheibenfachwerk angewendet werden. Eine freie Wahl des Druckstrebenneigungswinkels mit einer Begrenzung ist aber ausreichend und einfacher.

Um das Versagen der Druckstreben im Gurt zu vermeiden, ist in der Regel  $v_{Rd,max}$  gemäß Abschnitt 6.2.3 zu begrenzen.

Die vorgeschlagenen Werte für den Neigungswinkel der Druckstrebe aus dem EC2 [R1] werden gerundet übernommen.



- für Druckgurte:  $25^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$
- für Zuggurte:  $40^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$

Der NDP könnte ggf. gestrichen werden. Im Hochbau reicht in der Regel die vorhandene Biegebewehrung der Platte auch bei der konservativen Wahl von  $\theta = 45^\circ$  ohnehin aus.

Die Verwendung von Biegebewehrung setzt voraus, dass eine Biegebeanspruchung in der Gurtplatte vorhanden ist. Daher gilt die Regelung für Bauteile mit Querbiegebeanspruchung und Scheibenschub. Bauteile mit einer reinen Scheibenschubbeanspruchung sind hiervon nicht betroffen. Es gilt, dass in den Bereichen mit  $v_{Ed} \leq 0,4 \cdot f_{ctd}$  (Bereich mit geringen Zugspannungen oder Druckspannungen - Biegedruckseite) keine zusätzliche Bewehrung erforderlich ist. Eine Anwendung der Regel auf eine reine Schubbeanspruchung setzt voraus, dass die Zugfestigkeit des Betons für den Bauteilnachweis angesetzt werden kann.

Eine Mindestbewehrung nach Abschnitt 9 ist in den meisten Fällen vorhanden, da eine reine Scheibenschubbeanspruchung nur bei Trägern mit breiten seitlichen Gurten auftritt, die nicht Bestandteil eines Deckensystems sind. Es besteht keine Notwendigkeit, die Regelung auf monolithische Querschnitte zu beschränken. Auch bei Elementdecken ist eine Druckbeanspruchung auf der Unterseite vorhanden und es werden Biegemomente im Anschnitt übertragen.

Die ursprüngliche Formulierung zur Interaktion Platte-Gurtscheibe wird präzisiert und in zwei Abschnitte aufgeteilt. Zunächst wird festgelegt, dass die Bewehrung aus Scheibenschub auf der Gurtober- und -unterseite zu verteilen ist. Danach werden Regelungen aufgenommen, wie die Bewehrung bei einer kombinierten Beanspruchung zu verteilen ist und in welcher Art und Weise eine Interaktion aus Querbiegung und Scheibenschub beim Nachweis der kombinierten Beanspruchung zu berücksichtigen ist.

Dabei wird die ursprüngliche, nur auf die Druckstreben bezogene Interaktionsgleichung aus DIN 1045-1 [R20] und EC2/NA [R3]

$$\left( \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \right)_{\text{Platte}} + \left( \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \right)_{\text{Scheibe}} \leq 1,0 \quad \text{EC2/NA (NA.6.22.1)}$$

durch die einfachere Begrenzung aus DIN 1045 [R18] auf  $\tau_{02}$  wie folgt ersetzt:

Wenn die Querkraftbeanspruchung in der Platte und der Scheibenschub jeweils den Wert  $0,5v_{Rd,max}$  nicht überschreiten, braucht die Interaktion in der Druckzone durch Platten- und Scheibenbeanspruchung nicht gesondert nachgewiesen zu werden.

Diese Begrenzung schließt näherungsweise den kritischen Bereich der Interaktion Scheibenschub – Querbiegung aus (vgl. Abb. 6.19, Bereich II). Die näherungsweise Umrechnung von  $\tau_{02}$  auf  $0,5v_{Rd,max}$  kann Abb. 6.20 und Tabelle 6.6. entnommen werden.

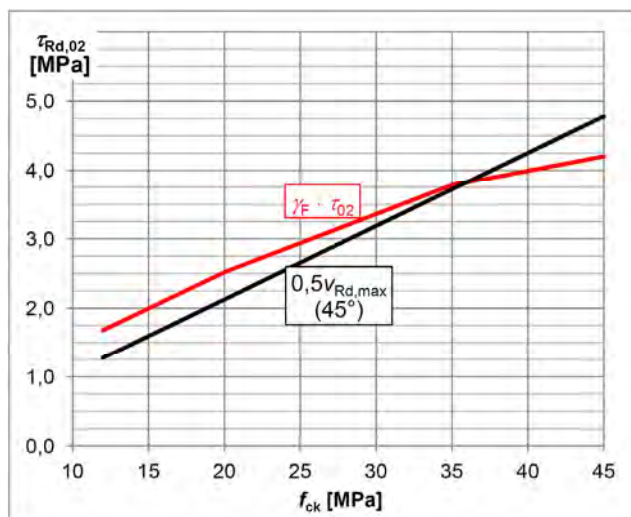


Abb. 6.20. Zuordnung  $\tau_{02}$  und  $0,5v_{Rd,max}$

Tab. 6.6. Zuordnung  $\tau_{02}$  und  $0,5v_{Rd,max}$

| (1988) B                                               | 15   | 25   | 35   | 45   | 55   |
|--------------------------------------------------------|------|------|------|------|------|
| $\tau_{02}$ [MPa]                                      | 1,20 | 1,80 | 2,40 | 2,70 | 3,00 |
| $\gamma_F \cdot \tau_{02} \approx 1,4 \tau_{02}$ [MPa] | 1,68 | 2,52 | 3,36 | 3,78 | 4,20 |
| (2001) C                                               | 12   | 20   | 30   | 35   | 45   |
| $v_{Rd,max}$ (45°) [MPa]                               | 2,55 | 4,25 | 6,38 | 7,44 | 9,56 |
| $0,5v_{Rd,max}$ (45°) [MPa]                            | 1,28 | 2,13 | 3,19 | 3,72 | 4,78 |

## 6.2.5 Schubkraftübertragung in Fugen

### a) Anamnese/Diagnose: Sachstand DIN 1045 und EC2

Die zusätzliche Nachweise der Schubkraftübertragung längs zu Verbundfugen wurden im EC2 [R1] auf rechnerische Schubspannungen zurückgeführt. Die EC2-Gleichung (6.25) zur Berechnung der aufnehmbaren Schubspannung  $v_{Rdi}$  basiert auf der „Schubreibungstheorie“. Die Fugentragfähigkeit setzt sich aus den drei additiven Anteilen – Adhäsion ( $v_{Rdi,ad}$ ), Reibung ( $v_{Rdi,r}$ ) und Bewehrung ( $v_{Rdi,sy}$ ) – zusammen:  $v_{Rdi} = v_{Rdi,ad} + v_{Rdi,r} + v_{Rdi,sy} \leq v_{Rdi,max}$ .

Die maximale Schubtragfähigkeit  $v_{Rdi,max}$  wird dabei durch die abgeminderte Druckfestigkeit des Neu- oder Altbetons begrenzt [2].

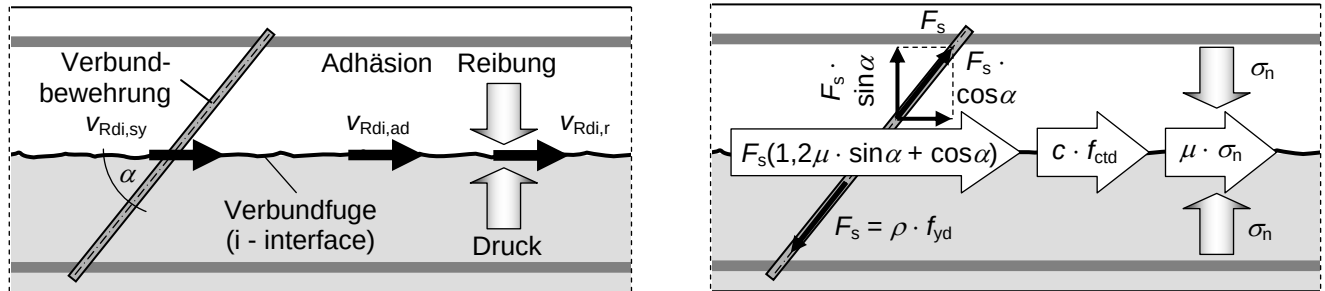


Abb. 6.21. Bemessungsmodell für Verbundfugentragfähigkeit (aus [2])

Hierbei darf die vorhandene Querkraftbewehrung als Verbundbewehrung angerechnet werden. Im Gegensatz zum EC2 [R1] wurde im EC2/NA [R3] für den Schubtraganteil der zur Fuge orthogonalen Bewehrungskomponente der Faktor 1,2 eingefügt, der der Gleichung (86) für  $\cot \theta$  aus DIN 1045-1 [R20] entnommen wurde. Dies führt ungefähr zu den durch Versuche abgesicherten, wirtschaftlicheren Verbundbewehrungsmengen.

### b) Therapie: Änderungsvorschläge

Es wurde untersucht, ob die klarere mechanische Darstellung des Tragmechanismus in zwei klar erkennbare Traganteile in der Bemessungsgleichung zweckmäßig ist. Einerseits einen Traganteil, der die Adhäsion  $v_{Rdc,i}$  beschreibt und andererseits einen Traganteil  $v_{Rds,i}$ , der die Traganteile der „Gleitreibung“ und der Bewehrung miteinander verknüpft.

– ohne Verbundbewehrung:  $v_{Rdc,i} = c \cdot f_{ctd}$  (6.5)

– mit Verbundbewehrung:  $v_{Rds,i} = \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} (k_\mu \cdot \mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha)$   
 $\leq 0,5 \cdot v \cdot f_{ctd}$  (6.6)

Diese Umstellung der Nachweisformeln würde eine Angleichung der Formeln erfordern, da im bisherigen Nachweisformat der DIN 1045-1 [R20] und des EC2 [R1] der Adhäsionsanteil additiv berücksichtigt wird. Durch die Aufteilung in zwei Nachweisformeln wäre allerdings dieser Anteil in der Gleichung 6.25 (b) nicht mehr enthalten. Aus diesem Grund müsste dieser Anteil durch einen zusätzlichen Faktor oder eine Anpassung der in Gleichung (6.6) vorhandenen Faktoren ( $k_\mu = 1,2$  und/oder  $\mu$ ) ersetzt werden.

Zur Ermittlung dieser Anpassung wurden verschiedene Vergleichsrechnungen durchgeführt. Hierbei wurden die Grenzwerte der einzelnen Anteile auf der Grundlage der folgenden Annahme bestimmt. Für den Traganteil  $c \cdot f_{ctd}$  ergeben sich die Grenzwerte aus der Auswertung der Gleichung. Zusätzliche Annahmen waren nicht erforderlich.

Bei der Ermittlung des Traganteils, der sich aus der Bewehrung in der Verbundfuge ergibt, wurden Stabdurchmesser von 6 mm bis 12 mm berücksichtigt. Es wurde von einer minimalen Anzahl von 6 Stäben pro  $m^2$  ausgegangen. Das Spektrum der untersuchten Bewehrungsquerschnitte lag zwischen  $1,70 \text{ cm}^2/m^2$  bis  $22,62 \text{ cm}^2/m^2$ . Für die Berechnung wurde ein Winkel von  $90^\circ$  angenommen.

**Tab. 6.7. Ergebnisse der Vergleichsrechnungen zum Verhältnis der Traganteile Adhäsion und Bewehrung in der Verbundfuge**

| Fuge     |     | Adhäsion:<br>$v_{Rdi,ad} = c \cdot f_{ctd}$ | Bewehrung:<br>$v_{Rdi,sy} = \rho \cdot f_{yd} \cdot (1,2\mu \cdot \sin\alpha + \cos\alpha)$ | Gesamt:<br>$v_{Rdi}$ | $v_{Rdi}/v_{Rdi,sy}$ |
|----------|-----|---------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------|----------------------|
| glatt    | min | 0,147                                       | 0,053                                                                                       | 0,200                | 3,764                |
|          | max | 0,393                                       | 0,708                                                                                       | 1,101                | 1,555                |
| rau      | min | 0,294                                       | 0,062                                                                                       | 0,355                | 5,737                |
|          | max | 0,787                                       | 0,826                                                                                       | 1,613                | 1,952                |
| verzahnt | min | 0,367                                       | 0,108                                                                                       | 0,475                | 4,383                |
|          | max | 0,983                                       | 1,446                                                                                       | 2,430                | 1,680                |
| i. M.    |     |                                             |                                                                                             |                      | <b>3,179</b>         |

Die Vergleichsberechnungen zeigen, dass der Adhäsionstraganteil  $v_{Rd,ci}$  an der Gesamttragfähigkeit  $v_{Rd,i}$  bei für Elementdecken üblichen geringen Verbundbewehrungsgraden  $\rho$  bis etwa 0,001 (0,1 %) relativ hoch und größer als der Traganteil aus der Mindestverbundbewehrung (min –  $\phi$  6 mm auf der Grundlage der Konstruktionsregeln) ist (vgl. Tabelle 6.7 und Abb. 6.22b) bis Abb. 6.24b)). Ein Verbundbewehrungsgrad von 0,001 entspricht z. B. 20  $\phi$  8 mm / m<sup>2</sup> = 20 · 0,50 cm<sup>2</sup> / 10<sup>4</sup> cm<sup>2</sup>.

Ohne Einführung von Anpassungsfaktoren wäre die Bemessung mit Verbundbewehrung ohne rechnerischen Adhäsionstraganteil sehr unwirtschaftlich. Andererseits wäre der Ersatz des additiven Anteils durch einen variablen Faktor nur sehr aufwändig möglich. Daher soll der additive Ansatz aller drei Traganteile (Adhäsion, Bewehrung, Reibung) in einer Bemessungsgleichung trotz der Modellabweichung von realen Tragverhalten beibehalten werden.

$$- v_{Rd,i} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} (k_\mu \cdot \mu \cdot \sin\alpha + \cos\alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad \text{PRB (6.25)}$$

Alle Regelungen zu den Beiwerten  $c$  und  $\mu$  sollen in einer Tabelle zusammengefasst werden:

**Für EC2: Tabelle 6.3N – Beiwerte  $c$ ,  $\mu$  und  $v$  für die definierten Rauigkeitskategorien nach 6.2.5 (2)**

|   | 1                   | 2          | 3     | 4               |
|---|---------------------|------------|-------|-----------------|
|   | Rauigkeitskategorie | $c^{1)}$   | $\mu$ | $v$             |
| 1 | sehr glatt          | 0,025-0,10 | 0,5   | nach Gl. (6.6N) |
| 2 | glatt               | 0,20       | 0,6   |                 |
| 3 | rau                 | 0,40       | 0,7   |                 |
| 4 | verzahnt            | 0,50       | 0,9   |                 |

<sup>1)</sup> Bei dynamischer oder Ermüdungsbeanspruchung sind die Werte für  $c$  in der Regel zu halbieren.

**Für EC2/NA: Tabelle 6.3DE – Beiwerte  $c$ ,  $\mu$  und  $v$  für die definierten Rauigkeitskategorien nach 6.2.5 (2)**

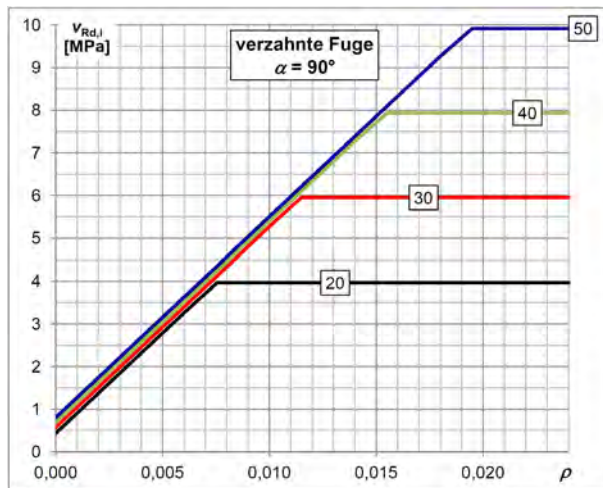
|   | 1                   | 2                  | 3     | 4               |
|---|---------------------|--------------------|-------|-----------------|
|   | Rauigkeitskategorie | $c^{3)}$           | $\mu$ | $v$             |
| 1 | sehr glatt          | 0                  | 0,5   | 0 <sup>1)</sup> |
| 2 | glatt               | 0,20 <sup>2)</sup> | 0,6   | 0,20            |
| 3 | rau                 | 0,40 <sup>2)</sup> | 0,7   | 0,50            |
| 4 | verzahnt            | 0,50               | 0,9   | 0,70            |

<sup>1)</sup> Für die Nachweise sehr glatter Fugen sind gesonderte Überlegungen erforderlich.

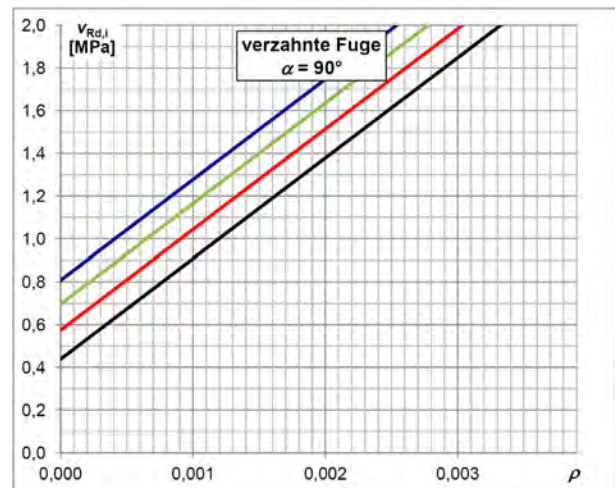
<sup>2)</sup> Bei Zug rechtwinklig zur Fuge gilt:  $c = 0$ .

<sup>3)</sup> Bei dynamischer oder Ermüdungsbeanspruchung sind die Werte für  $c = 0$ .

Bei dynamischer oder Ermüdungsbeanspruchung darf der Adhäsionstraganteil des Betonverbundes nicht berücksichtigt werden ( $c = 0$ ).

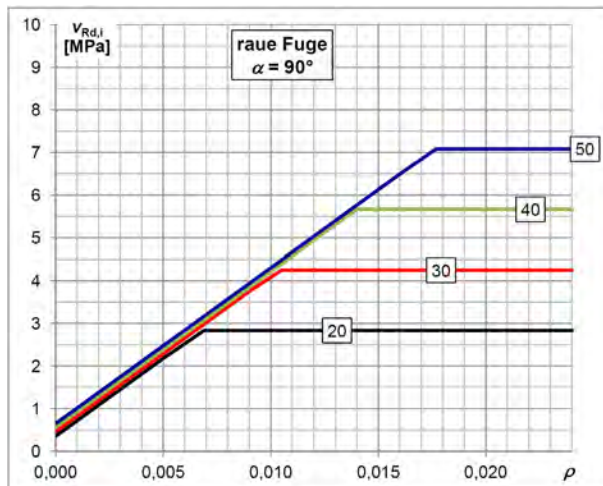


a)  $v_{Rdi}$  bis  $v_{Rdi,max}$

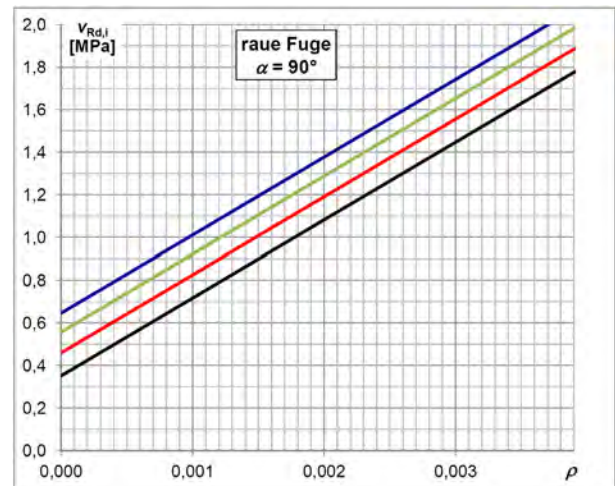


b) Detail  $v_{Rdi,ad}$  (bei  $\rho = 0$ )

Abb. 6.22. Fugentragfähigkeit nach Gl. (6.25) verzahnte Fuge (nach EC2/NA) C20-C50

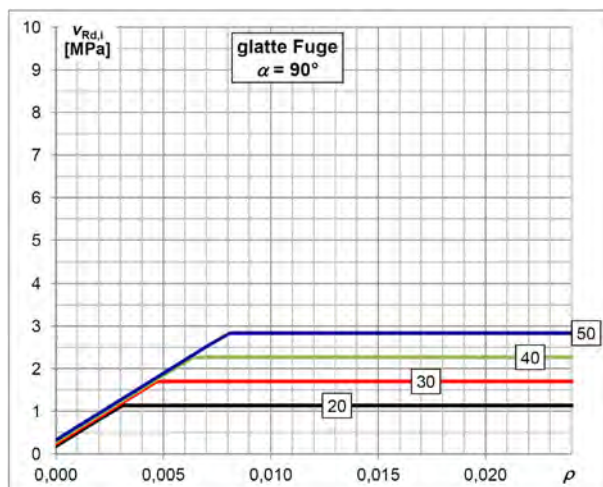


a)  $v_{Rdi}$  bis  $v_{Rdi,max}$

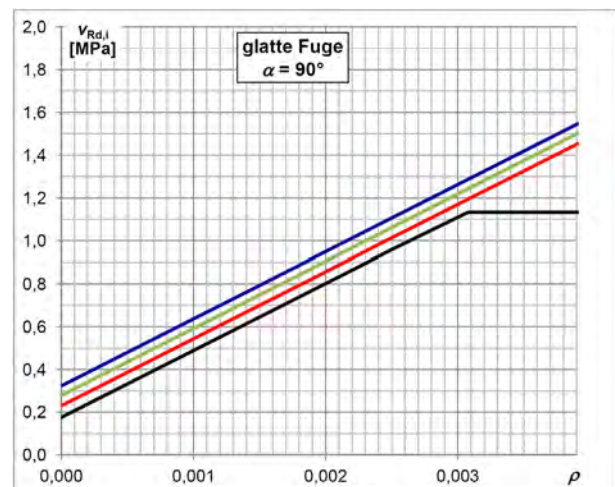


b) Detail  $v_{Rdi,ad}$  (bei  $\rho = 0$ )

Abb. 6.23. Fugentragfähigkeit nach Gl. (6.25) raue Fuge (nach EC2/NA) C20-C50



a)  $v_{Rdi}$  bis  $v_{Rdi,max}$



b) Detail  $v_{Rdi,ad}$  (bei  $\rho = 0$ )

Abb. 6.24. Fugentragfähigkeit nach Gl. (6.25) glatte Fuge (nach EC2/NA) C20-C50



## 6.3 Torsion

### a) Anamnese/Diagnose: Sachstand

Die Ermittlung des Torsionswiderstands erfolgt anhand eines räumlichen Fachwerkmodells bestehend aus umlaufenden Zug- und Druckstreben. Hierbei ist die Neigung der Druckstreben  $\theta$  analog zur Querkraftbemessung zu begrenzen. Die Regeln zur Torsionsbemessung sind relativ kurz und weitgehend praxistauglich.

Im Abschnitt 6.3 sind keine direkten NDPs enthalten. Es wird für die Druckstrebenfestigkeit im räumlichen Fachwerk auf die NDPs zu  $\nu$  nach 6.2.2 (6) und zu  $\alpha_{cw}$  nach Gleichung (6.9) Bezug genommen.

### b) Therapie: Änderungsvorschläge

Alle Änderungsvorschläge ändern an den Bemessungsergebnissen gegenüber dem bisherigen Stand von EC2 mit NA [R3] nichts. Insoweit sind keine Vergleichsrechnungen erforderlich.

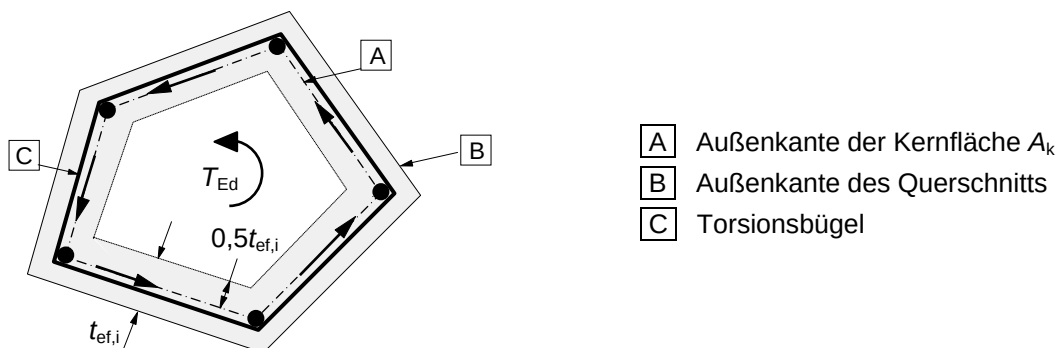
Der Begriff „bezogener Schubfluss“ wird eingeführt. Die Einheit des Schubflusses ist N/m, also entspricht der bezogene Schubfluss einer Schubspannung ( $\text{N/mm}^2 = \text{MPa}$ ). Zur Verdeutlichung, worauf sich bezogen wird, werden bei allen bezogenen Größen die Einheiten ergänzt. Zur Begründung siehe Erläuterungen zu 6.2.2.

$$v_{Ed,T,i} = T_{Ed} / (2 \cdot A_k \cdot t_{ef,i})$$

PRB (6.26)

Eine Mindestbewehrung wird bei torsionsbeanspruchten Bauteilen immer gefordert, nicht nur bei Verträglichkeitstorsion.

Die Definition von  $t_{ef,i}$  muss als NCI verbleiben. Sie wurde gegenüber der EC2-Definition abgeändert (siehe Abb. 6.25), da diese mit der in Deutschland zulässigen Druckstrebenneigung für unsicher erachtet wurde (siehe [2]).  $z_i$  kam lediglich in Gleichung (6.27) vor und kann daher aus Bild 6.11 entfernt sowie die Definition gestrichen werden. Ebenso entfällt die Definition der Querschnittsfläche und des Umfangs.



- A** Außenkante der Kernfläche  $A_k$
- B** Außenkante des Querschnitts
- C** Torsionsbügel

**Abb. 6.25. Torsion: Formelzeichen und Definitionen am Querschnitt**

Die EC2-Gleichungen (6.29) und (6.30) wurden an das Format des Querkraftvorschlages angepasst und auf bezogene Werte umgestellt. Es werden die Bügelneigung  $\alpha$  und der Abminderungsfaktor für die Betonfestigkeit bei Schubrisen  $\nu$  (NDP) eingeführt.

$$v_{Ed,T,i} / v_{Rd,T,max} + v_{Ed} / v_{Rd,max} \leq 1,0$$

PRB (6.27)

$$v_{Rd,T,max} = \nu \cdot f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

PRB (6.28)

Die EC2-Interaktionsgleichung (6.31) wird auf bezogene Werte umgestellt. Wenn die nachfolgende Bedingung erfüllt ist, ist bei näherungsweise rechteckigen Vollquerschnitten nur die Mindestquerkraftbewehrung erforderlich:

$$v_{Ed,T,i} / f_{ctd} + v_{Ed} / v_{Rd,c} \leq 1,0$$

PRB (6.29)



## 6.4 Durchstanzen

### 6.4.1 Durchstanznachweis nach EC2-1-1 (Anamnese)

#### 6.4.1.1 Einwirkung und Rundschnitte

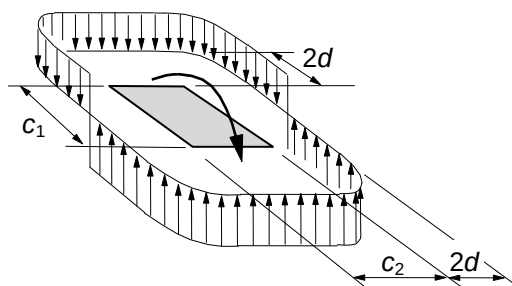
Der Nachweis der aufnehmbaren Querkraft erfolgt nach EC2-1-1 [R1] längs festgelegter Rundschnitte über Schubspannungen. Grundsätzlich ist für die Schubfläche  $u_i \cdot d$  in jedem Rundschnitt  $i$  nachzuweisen, dass die einwirkende Schubspannung  $v_{Ed}$  den Widerstand  $v_{Rd}$  nicht überschreitet. Der kritische Rundschnitt  $u_1$  für runde oder rechteckige Lasteinleitungsflächen, die sich nicht in der unmittelbaren Nähe von freien Rändern befinden, umfährt die Lasteinleitungsfläche in einem Abstand von  $2,0d$  (mit  $d$  statischen Nutzhöhe).

Die maßgebende Einwirkung  $V_{Ed}$  wird entlang des betrachteten Rundschnitts in eine (fiktive) Schubspannung umgerechnet:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \quad (6.7)$$

Eine ungleichmäßige Beanspruchung des kritischen Rundschnittes  $u_1$  wird vereinfacht über einen Lasterhöhungsfaktor  $\beta$  berücksichtigt und mit der  $M$ - $V$ -Interaktion erfasst. Zur vereinfachten Bestimmung der maximalen Schubbeanspruchung dürfen konstante Faktoren für  $\beta$  bei unverschieblichen Systemen mit Stützweitenverhältnissen zwischen  $0,8 \leq l_1 / l_2 \leq 1,25$  angenommen werden (für Innenstützen  $\beta = 1,15$ , für Randstützen  $\beta = 1,40$  und für Eckstützen  $\beta = 1,50$ ). Der  $\beta$ -Wert darf alternativ über die  $M$ - $V$ -Interaktion mit einer vollplastischen Schubspannungsverteilung oder über ein Verfahren mit verkürzten Rundschnitten bestimmt werden.

Das Verfahren mit der vollplastischen Schubspannungsverteilung wurde MC1990 [19] entnommen (Abb. 6.26). Die Wahl der Schubspannungsverteilung ist auf Mast [20] zurückzuführen, der mit der Elastizitätstheorie nachweisen konnte, dass sich die Schubspannungsverteilung nahe der Stütze einer vollplastischen Verteilung annähert.



Tab. 6.8. Werte für  $k$  bei rechteckigen Lasteinleitungsflächen

| $c_1 / c_2$ | $\leq 0,5$ | 1,0  | 2,0  | $\geq 3,0$ |
|-------------|------------|------|------|------------|
| $k$         | 0,45       | 0,60 | 0,70 | 0,80       |

Abb. 6.26. Vollplastische Schubspannungsverteilung nach EC2 und Werte für  $k$  in Abhängigkeit der Stützenabmessungen

Für eine einachsige Lastausmitte ergibt sich der Lasterhöhungsbeiwert  $\beta$  dabei zu:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed} u_1}{V_{Ed} W_1} \quad (6.8)$$

Der Beiwert  $k$  gibt in Abhängigkeit der Stützenabmessungen den Anteil des Momentes an, der zusätzliche Schubspannungen erzeugt. Der restliche Anteil  $(1 - k)$  wird über Biegung und Torsion in die Stütze eingeleitet und darf bei der Bestimmung der maximalen Schubbeanspruchung vernachlässigt werden.

Das von der Decke in die Stütze unter Berücksichtigung der Steifigkeiten eingeleitete Moment  $M_{Ed}$  ist auf die Schwerelinie des kritischen Rundschnitts zu beziehen und  $V_{Ed}$  ist die resultierende Deckenquerkraft. Das Widerstandsmoment  $W_1$  wird entlang des kritischen Rundschnitts  $u_1$  wie folgt bestimmt:

$$W_1 = \int_0^{u_1} |e| dl \quad (6.9)$$

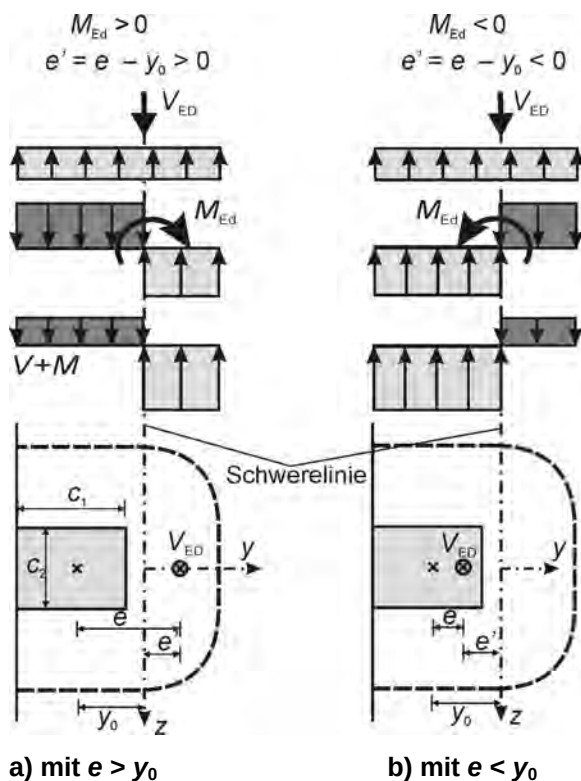
Bei der Berechnung von  $W_1$  ist für  $e$  die Entfernung von der Schwerlinie des kritischen Rundschnitts zum betrachteten Abschnitt  $dl$  des kritischen Rundschnitts einzusetzen. Bei einer rechteckigen Innenstütze mit  $c_1$  der Stützenabmessung parallel und  $c_2$  senkrecht zur Lastausmitte und geschlossenem Rundschnitt  $u_1$  im Abstand  $2,0d$  vom Stützenanschnitt ergibt sich  $W_1$  zu:

$$W_1 = c_1^2 / 2 + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1 \quad (6.10)$$

Für Innenstützen mit Kreisquerschnitt ( $D$  ist der Durchmesser) folgt  $\beta$  aus der Gleichung:

$$\beta = 1 + 0,6\pi \frac{e}{D + 4d} \quad (6.11)$$

Bei der Bestimmung des Widerstandsmoments von Rand- und Eckstützen ist zu beachten, dass sich die Schwerlinie des kritischen Rundschnitts in der Regel nicht über dem Schwerpunkt des Stützenquerschnitts (Schnittpunkt der Stützenachsen) befindet [21], [22]. Das von der Decke auf die Stütze übertragene Moment  $M_{Ed,Stütze}$  ist auf die Schwerlinie des kritischen Rundschnitts zu beziehen und ergibt sich zu  $M_{Ed} = M_{Ed,Stütze} - V_{Ed} \cdot y_0$  (bzw.  $z_0$ ). Der Abstand  $y_0$  (bzw.  $z_0$ ) ist die kürzeste Entfernung zwischen der Schwerlinie des kritischen Rundschnitts und dem Stützenschwerpunkt.

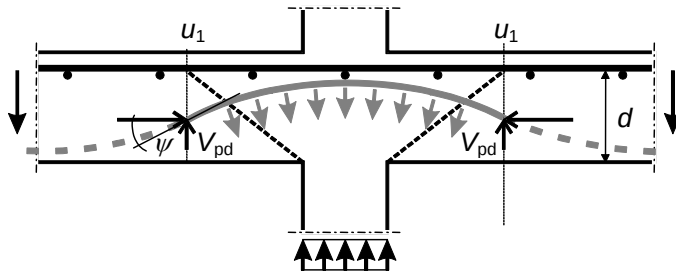


**Abb. 6.27. Plastische Spannungsverteilung in Abhängigkeit des Momentes [21], [22]**

Für betragsmäßig kleine Abstände  $y_0$  (bzw.  $z_0$ ) ergibt sich die größte Schubspannung an der Innenseite der Stütze (Abb. 6.27). Wenn  $y_0$  (bzw.  $z_0$ ) so groß wird, dass  $M_{Ed}$  das Vorzeichen wechselt, tritt bei Randstützen die größte Schubspannung am freien Rand der Platte auf, d. h. die Ausmitte  $e'$  bezogen auf die Schwerlinie des kritischen Rundschnitts wird negativ. In diesem Fall ist bei der Berechnung von  $\beta$  das Widerstandsmoment  $W_1$  mit negativem Vorzeichen einzusetzen, damit sich für  $\beta$  ein Wert größer als 1,0 ergibt.

Bei Deckenplatten mit Vorspannung darf ein günstiger Einfluss der vertikalen Komponente  $V_{Pd}$  von geneigten Spanngliedern, die die Querschnittsfläche des betrachteten Rundschnitts schneiden, berücksichtigt werden (Abb. 6.28). Für Flachdecken mit Durchstanzbewehrung dür-

fen jedoch nur die Spannglieder angerechnet werden, die innerhalb des Stützstreifens der Breite von  $0,5d$  zum Stützenrand angeordnet sind.



**Abb. 6.28. Berücksichtigung des Vertikalanteils  $V_{pd}$  aus Vorspannung**

Bei Fundamentplatten ist der Abstand  $a_{crit}$  zwischen dem Stützenanschnitt und dem Nachweisschnitt  $u_{crit}$  nicht von vorneherein bekannt. Der entlastende Sohldruck  $\sigma_{gd}$  darf innerhalb der Nachweisschnitte von der Stützenkraft abgezogen werden ( $\Delta V_{Ed} = \sigma_{gd} A_{crit}$ ). Die auf den Rundschnitt einwirkende Schubspannung darf wie folgt bestimmt werden:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed,red}}{u \cdot d} = \beta \frac{V_{Ed} - \Delta V_{Ed}}{u \cdot d} = \beta \frac{V_{Ed} - \sigma_{gd} A_{crit}}{u \cdot d} \quad (6.12)$$

Für Stützenfundamente ist eine ausmittige Belastung mit  $W$  und  $u$  im Abstand  $a_{crit}$  zu bestimmen:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u \cdot d} \left[ 1 + \frac{M_{Ed} \cdot u}{V_{Ed,red} \cdot W} \right] \quad (6.13)$$

#### 6.4.1.2 Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung

Die Durchstanztragfähigkeit von Platten oder Fundamenten (in der Regel Bodenplatten) ohne Durchstanzbewehrung ist in zwei Nachweisschnitten zu überprüfen. Entlang des Stützenumfangs  $u_0$  ist die Durchstanztragfähigkeit von Platten ohne Durchstanzbewehrung auf die maximale Durchstanztragfähigkeit zu begrenzen:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot (1 - f_{ck} / 250) \cdot f_{cd} \quad (6.14)$$

Hierbei ist  $v$  ein Faktor zur Abminderung der Druckfestigkeit von Betondruckstreben in gerissenen Bereichen.

Für den zweiten Nachweisschnitt ist der Rundschnitt  $u_1$  im Abstand  $2,0d$  maßgebend:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1 \sigma_{cp} \quad (6.15)$$

Der empirische Vorfaktor wird mit  $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$  empfohlen. Für den Maßstabsfaktor gilt wie bei der Querkraft  $k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2,0$  mit  $d$  in [mm] und der Längsbewehrungsgrad  $\rho = \sqrt{(\rho_y \rho_z)} \leq 0,02$  ist im Stützstreifen mit einer Breite entsprechend der Stützenabmessung zuzüglich  $3d$  je Seite zu ermitteln. Mit dem empirischen Beiwert  $k_1 = 0,10$  wird eine im kritischen Rundschnitt günstig wirkende Betonnormalspannung  $\sigma_{cp}$  erfasst. Im Allgemeinen gilt  $\gamma_c = 1,5$  für den Teilsicherheitsbeiwert des Betons. Zusätzlich wurde ein Mindestwert für den Querkraftwiderstand mit  $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$  angegeben.

Zur Bestimmung der Durchstanztragfähigkeit von Stützenfundamenten ist der Nachweis entlang des Stützenumfangs  $u_0$  und im Rundschnitt  $u$  zu erbringen. Für den Nachweis entlang des kritischen Rundschnitts  $u$  sind Abstände zwischen Rundschnitt und Stütze kleiner  $2,0d$  zu überprüfen. Wegen der kürzeren Umfangslänge darf der bezogene Durchstanzwiderstand mit dem zusätzlichen Faktor  $2d/a$  erhöht werden.

Der Durchstanzwiderstand von Stützenfundamenten ohne Durchstanzbewehrung im Rundschnitt  $u$  wird wie folgt bestimmt:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \frac{2d}{a} \geq v_{min} \cdot \frac{2d}{a} \quad (6.16)$$

Durch den Verhältniswert  $2d/a$  steigt mit kleinerem Abstand  $a$  (Entfernung zwischen kritischem Rundschnitt und Stützenanschnitt) der Tragwiderstand  $v_{Rd,c}$  des Stützenfundamentes an, während die vom Rundschnitt  $u$  eingeschlossene Fläche  $A_{crit}$  und damit die Summe des entlastenden Sohldrucks kleiner wird. Der maßgebende Abstand  $a_{crit}$  für den kritischen Rundschnitt ist gefunden, wenn die aufnehmbare Stützenlast ein Minimum erreicht.

#### 6.4.1.3 Durchstanzwiderstand mit Durchstanzbewehrung

Bei der Bestimmung der Durchstanzbewehrung wird nicht zwischen Flachdecken und Fundamenten unterschieden. Im Rundschnitt  $u_1$  (im Abstand  $2,0d$ ) wird die erforderliche Bewehrungsmenge bestimmt und in jedem Rundschnitt angeordnet, bis im äußeren Rundschnitt  $u_{out}$  (im Abstand von  $1,5d$  zur letzten Bewehrungsreihe) die Querkrafttragfähigkeit ohne Schubbewehrung erreicht ist. Der Tragwiderstand der Durchstanzbewehrung bestimmt sich wie folgt:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha}{u_1 \cdot d} \quad (6.17)$$

Dabei sind  $v_{Rd,c}$  der Betontraganteil,  $A_{sw}$  die Querschnittsfläche der Durchstanzbewehrung je Reihe,  $s_r$  der radiale Abstand der Durchstanzbewehrungsreihen und  $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{yk} / \gamma_s$  die Bemessungsschubspannung mit  $d$  in [mm] zur Berücksichtigung des Einflusses des Bügeldurchmessers in Abhängigkeit der Plattendicke. Die Durchstanzbewehrung ist in mindestens zwei Reihen um die Stütze mit einem Abstand der ersten Reihe von  $0,30d \leq s_0 \leq 0,50d$  zum Stützenrand und der weiteren Reihen von  $s_r \leq 0,75d$  untereinander anzuordnen. Für eine einzelne Reihe aufgebogener Schrägstäbe darf für das Verhältnis  $d/s_r$  in Gleichung (6.17) der Wert 0,67 angesetzt werden.

Die Gleichung (6.17) scheint für Flachdecken hergeleitet zu sein, da mit dem Rundschnitt  $u_1$  im Abstand  $2,0d$  ein deutlich größerer Rundschnitt angesetzt werden darf, als sich nach der iterativen Berechnung bei Stützenfundamenten ergeben würde. Daher ergibt sich für den Tragwerksplaner ein gewisser Interpretationsspielraum bei der Bestimmung des Durchstanzwiderstandes innerhalb der durchstanzbewehrten Zone. Für Stützenfundamente wäre nach der Notation in Gleichung (6.17)  $v_{Rd,c}$  nach Gleichung (6.16) einzusetzen und der kritische Rundschnitt  $u_1$  im Abstand  $2,0d$  zu bestimmen. Damit würde die um den Faktor  $2d/a$  vergrößerte, für einen Rundschnitt im Abstand  $a_{crit}$  ermittelte zulässige Schubspannung auf den längeren Rundschnitt  $u_1$  im Abstand  $2,0d$  angerechnet. Der so ermittelte deutlich größere Betontraganteil überschreitet z. T. die Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung. In Verbindung mit dem zur Bestimmung des Stahltraganteils verwendeten 33°-Fachwerks (Faktor 1,5 in Gleichung (6.17)) ergeben sich sehr geringe Querschnittsflächen der erforderlichen Durchstanzbewehrung. Für die durchgeführten Berechnungen bei Stützenfundamenten wird daher der Betontraganteil nach Gleichung (6.16) entlang des iterativ bestimmten Rundschnitts ermittelt und nur der Sohldruck innerhalb des kritischen Rundschnitts entlastend berücksichtigt.

#### 6.4.1.4 Maximaltragfähigkeit

Die maximale Durchstanztragfähigkeit ist entlang des Stützenumfangs für Bauteile mit und ohne Durchstanzbewehrung durch ein Versagen der Betondruckstrebe am Stützenrand (Rundschnitt  $u_0$ ) gemäß Gleichung (6.14) begrenzt.

Vergleiche zwischen der rechnerischen Maximaltragfähigkeit nach EC2-1-1 [R1] und der Tragfähigkeit in Versuchen mit einem Versagen auf dem Niveau der maximalen Tragfähigkeit belegen teils deutliche Unterschreitungen des nach Eurocode 0 [R12], [R13] geforderten Sicherheitsniveaus. Daher wurde im Rahmen des Technischen Komitees CEN/TC250/SC2/WG1/TG4 ein Amendment erarbeitet und eine Änderung für EC2 veranlasst [R2]. Um die rechnerischen Tragfähigkeiten bei großen bezogenen Stützenumfängen  $u_0/d$  zu begrenzen, wird in Anlehnung

an DIN 1045-1 [R20] die Maximaltragfähigkeit als ein Vielfaches der Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung festgelegt. Demnach ist der Widerstand der Durchstanzbewehrung zusätzlich zu begrenzen:

$$V_{Ed} \leq k_{\max} V_{Rd,c} \quad (6.18)$$

Hierbei ist  $k_{\max}$  ein national festzulegender Faktor, der zu  $k_{\max} = 1,5$  empfohlen wird [R2].

#### 6.4.1.5 Tragfähigkeit außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs

Der Rundschnitt  $u_{out}$  (bzw.  $u_{out,eff}$ ), für den Durchstanzbewehrung nicht mehr erforderlich ist, darf wie folgt bestimmt werden:

$$u_{out,eff} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{V_{Rd,c} \cdot d} \quad (6.19)$$

Dabei darf  $u_{out}$  (bzw.  $u_{out,eff}$ ) nicht weiter als  $kd = 1,5d$  von der äußersten Bewehrungsreihe entfernt sein (Abb. 6.29). Für Stützenfundamente wird die Länge des durchstanzbewehrten Bereichs analog bestimmt. Die anrechenbare Fläche zur Bestimmung des Abzugswertes für den Sohldruck ist jedoch nicht eindeutig geregelt. Aufgrund der Nachweise mit Spannungen in einem Rundschnitt wäre es mechanisch konsistent, den Abzugswert innerhalb des Rundschnittes  $u_{out}$  (bzw.  $u_{out,eff}$ ) im Abstand  $1,5d$  zur letzten Bewehrungsreihe zu bestimmen. Dies setzt jedoch eine flache Neigung der Druckstreben voraus und führt zu sehr großen Abzugswerten (und damit zu sehr kurzen, durchstanzbewehrten Bereichen), die bisher nicht experimentell überprüft werden konnten.

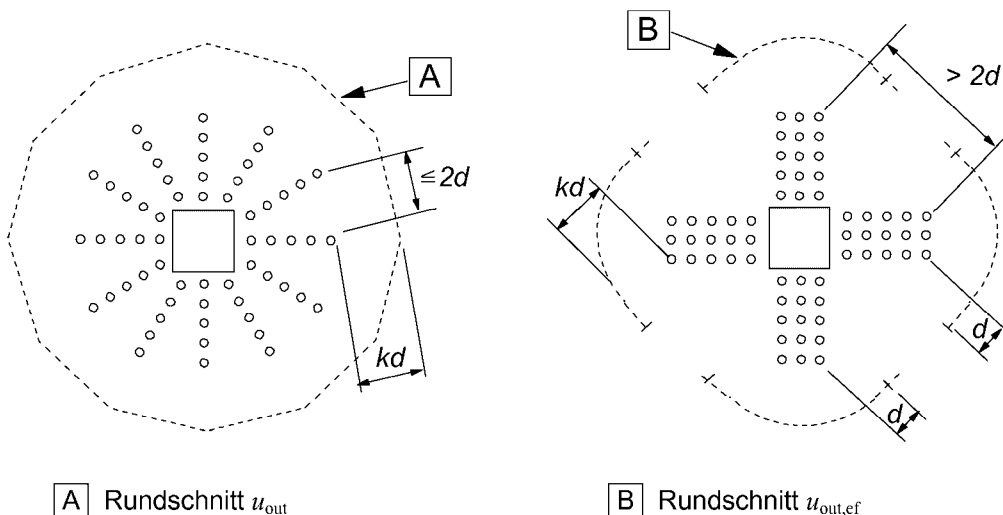


Abb. 6.29. Bereich der Durchstanzbewehrung (aus [R1], Bild 6.22)

#### 6.4.1.6 Mindestbewehrung und bauliche Durchbildung

Wenn Durchstanzbewehrung erforderlich wird, ist ein Mindestquerschnitt im Durchstanzbereich anzuordnen. Die Minstdurchstanzbewehrung wird auf den Wirkungsbereich ( $s_r s_t$ ) eines einzelnen Schenkels bezogen. Es gilt:

$$A_{sw,min} = \frac{1,5 \sin \alpha + \cos \alpha}{s_r s_t} \geq 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (6.20)$$

Bei vertikalen Bügelschenkeln gilt  $A_{sw,min} = A_s$ , bei Schrägstäben der vertikal wirksame Anteil mit  $A_{sw,min} = A_s \sin \alpha$  und  $s_r = 1,0d$ .

Die maximalen tangentialen Abstände der Bügelschenkel innerhalb des kritischen Rundschnitts betragen  $1,5d$ , außerhalb  $2,0d$ . Die radialen Abstände sind Abb. 6.30 zu entnehmen.



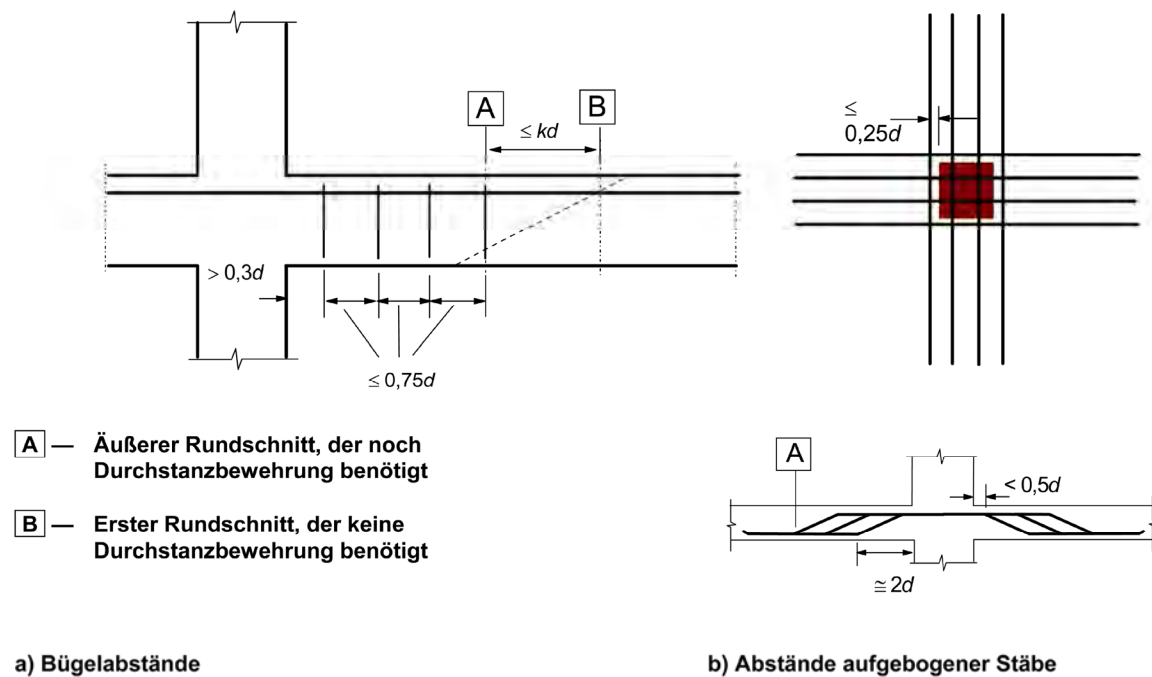


Abb. 6.30. Bügel- und Schrägstäbe als Durchstanzbewehrung (aus [R1], Bild 9.10)

## 6.4.2 Durchstanznachweis nach EC2 mit NA (Anamnese)

### 6.4.2.1 Allgemeines

Bei den Beratungen zum EC2/NA [R3] stellte sich heraus, dass die berechneten Durchstanzwiderstände teilweise erheblich von denen in DIN 1045-1 [R20] abweichen. Um das vorhandene Sicherheitsniveau zu beurteilen, wurden die Bemessungsgleichungen zum Durchstanzan anhand von Versuchsergebnissen und Parameterstudien überprüft, die NDPs neu festgelegt und weitere Bestimmungen (NCIs) ergänzt. Da beide Öffnungsklauseln zur Anpassung an das aus DIN 1045-1 bekannte Sicherheitsniveau nicht ausreichen, waren weitergehende Änderungen im Nachweiskonzept erforderlich [23].

### 6.4.2.2 Einwirkung und Rundschnitte

Bereits in DIN 1045-1 [R20] wurde eine Begrenzung des bezogenen Stützenumfanges vorgenommen, die im EC2/NA [R3] geringfügig auf  $u_0/d > 12$  für Innenstützen vergrößert wurde. Der Durchstanzwiderstand darf nur in dem aufgelösten Rundschnitt nach Abb. 6.31 angesetzt werden.

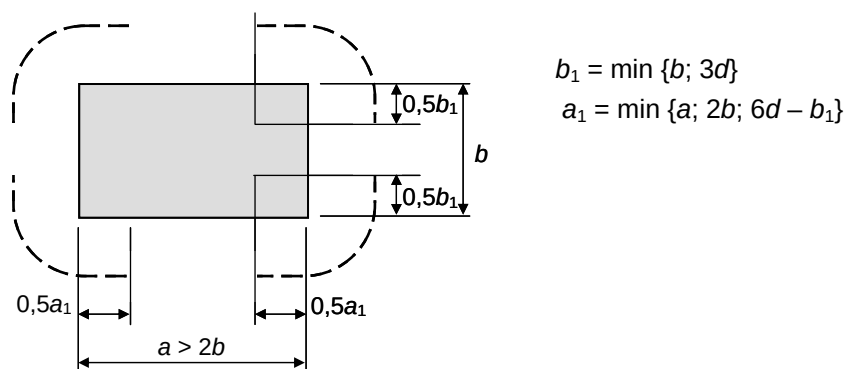


Abb. 6.31. Aufgelöster Rundschnitt bei ausgedehnten Lasteinleitungsflächen (Auszug aus [R3], Bild NA.6.12.1)

Der Rundschnitt  $u_0$  entspricht dem kürzesten Rundschnitt um die Lasteinleitungsfläche, deren Verhältnis von Länge zu Breite nicht größer als 2,0 sein darf. Für rechteckige Lasteinleitungsflächen mit  $a > 2,0b$  gelten die Regelungen nach Abb. 6.31. Außerhalb des kritischen Rund-

schnittes ist der Querkraftwiderstand maßgebend. Der Tragwiderstand bei großen Lasteinleitungsflächen ergibt sich aus der Summe der Traganteile aus Durchstanzen und Querkraft.

Wie in EC2-1-1 [R1] dürfen nach NA [R3] konstante  $\beta$ -Faktoren bei unverschieblichen Systemen mit geringen Stützweitenunterschieden verwendet werden. Für Innenstützen wurde aus wirtschaftlichen Gründen pragmatisch ein Mindestwert von  $\beta = 1,10$  festgelegt sowie für Wandecken  $\beta = 1,20$  und Wandenden  $\beta = 1,35$  ergänzt. Zusätzlich wurde festgelegt, dass für Randstützen mit großen Ausmitten ( $e/c \geq 1,20$ ) der Ansatz des konstanten Faktors nicht zulässig ist. Die Bestimmung von  $\beta$  über die plastische Schubspannungsverteilung wurde auf zweiachsige Ausmitten erweitert:

$$\beta = 1 + \sqrt{\left( k_y \frac{M_{Ed,y}}{V_{Ed}} \frac{u_1}{W_{1,y}} \right)^2 + \left( k_z \frac{M_{Ed,z}}{V_{Ed}} \frac{u_1}{W_{1,z}} \right)^2} \quad (6.21)$$

Das Verfahren zur Ermittlung des Lasterhöhungsfaktors mit verkürzten Rundschnitten aus EC2-1-1 [R1] wurde wegen Sicherheitsbedenken von einer Anwendung in Deutschland ausgeschlossen.

Bodenplatten werden wie Stützenfundamente nachgewiesen. Dabei darf der Sohldruck unterhalb des Durchstanzkegels von der einwirkenden Querkraft abgezogen werden. Da die iterative Bestimmung des Abstandes  $a_{crit}$  zwischen kritischem Rundschnitt und Stützenanschnitt aufwändig ist, darf für schlanke Fundamente mit  $a_{\lambda}/d > 2,0$  und Bodenplatten auch ein konstanter Rundschnittabstand von  $1,0d$  angenommen werden. Aufgrund der Unschärfe infolge des konstanten Abstandes  $a_{crit} = 1,0d$  bei der Ermittlung von Einwirkung und Widerstand im Nachweischnitt dürfen maximal nur 50 % des Sohldrucks innerhalb des Rundschnitts im Abstand  $a_{crit} = 1,0d$  entlastend angesetzt werden [600].

#### 6.4.2.3 Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung

Für die Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung nach Gleichung (6.15) wurde im NA die zusätzliche Begrenzung des Längsbewehrungsgrades auf  $0,5f_{cd}/f_{yd}$  aus DIN 1045-1 [R20] wieder eingeführt, da aufgrund der geringen Druckzonenhöhe eine Druckbewehrung kaum oder gar nicht wirksam ist.

Zusätzlich wurde eine abweichende Mindestdurchstanztragfähigkeit analog zur Mindestquerkrafttragfähigkeit definiert (vgl. Erläuterungen zu 6.2.2).

Durch den im Abstand  $2,0d$  angeordneten kritischen Rundschnitt ergeben sich besonders bei kleinen bezogenen Stützenumfängen sehr große Beanspruchungen am Stützenrand, sodass im NA eine zusätzliche Beschränkung der Tragfähigkeit von Flachdecken bei kleinen  $u_0/d$ -Verhältnissen erforderlich wurde [24]. Demnach ergeben sich je nach  $u_0/d$ -Verhältnis folgende Werte für  $C_{Rd,c}$ :

$$\begin{aligned} u_0/d \geq 4 : C_{Rd,c} &= 0,18/\gamma_c \\ u_0/d < 4 : C_{Rd,c} &= 0,18/\gamma_c (0,1 \cdot u_0/d + 0,6) \geq 0,15/\gamma_c \end{aligned} \quad (6.22)$$

Für den Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung von Stützenfundamenten und Bodenplatten längs des kritischen Rundschnitts gilt Gleichung (6.16) mit einem gegenüber Flachdecken reduzierten empirischen Vorfaktor  $C_{Rd,c} = 0,15/\gamma_c$ . Die Reduzierung deckt bereits die geringeren Tragfähigkeiten der in der Regel kleineren  $u_0/d$  Verhältnisse bei Fundamenten ab. Auf den in EC2 geforderten Nachweis der Druckstrebentragfähigkeit entlang des Stützenumfanges im Rundschnitt  $u_0$  wurde für einen Nachweis nach NA verzichtet.

#### 6.4.2.4 Durchstanzwiderstand mit Durchstanzbewehrung

Die Überprüfung mit Versuchsergebnissen ergab, dass nach EC2 [R1] in den ersten beiden Rundschnitten eine zu geringe Durchstanzbewehrungsmenge bestimmt wird. Für einen Nachweis nach NA [R3] wurde daher beschlossen, die Durchstanzbewehrungsmenge nach Gleichung (6.17) in der ersten Reihe (im Abstand  $0,3d$  bis  $0,5d$  zum Rand der Lasteinleitungsfläche) mit dem Faktor  $\kappa_{sw,1} = 2,5$  und in der zweiten Reihe im maximalen Abstand  $0,75d$

zur ersten Reihe um den Faktor  $\kappa_{sw,2} = 1,4$  zu erhöhen. Ab der dritten Reihe darf  $\kappa_{sw} = 1,0$  gesetzt werden.

Der Betontraganteil für die Durchstanzbewehrung in Flachdecken  $v_{Rd,c}$  wird nach Gleichung (6.15) mit (6.22) bestimmt.

Für Schrägstäbe darf ein Verhältnis von  $d/s_r = 0,53$  und  $\kappa_{sw} = 1,0$  angesetzt und die Stahlspannung der aufgebogenen Stäbe aufgrund der höheren Verankerungsqualität bis  $f_{ywd}$  ausgenutzt werden.

Für Fundamente wurde basierend auf Untersuchungen von *Ricker* [25] ein modifizierter Ansatz angegeben. In Anlehnung an das Aufhängefachwerk aus den abZ für Doppelkopfkanker ist die einwirkende Querkraft  $V_{Ed,red}$  von der im Bereich zwischen  $0,3d$  und  $0,8d$  angeordnete Bewehrung aufzunehmen. Ein Betontraganteil wird nicht berücksichtigt. Bei Annahme einer gleichmäßig verteilten Bodenpressung ergibt sich folgende Tragfähigkeit der durchstanzbewehrten Zone:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,s} = \frac{f_{ywd,ef} A_{sw,0,8d}}{u_{crit} d \left(1 - \frac{A_{crit}}{A}\right)} \quad (6.23)$$

Hierbei ist  $A_{sw,0,8d}$  die Querschnittsfläche der Durchstanzbewehrung innerhalb eines Bereiches zwischen  $0,3d$  und  $0,8d$  vom Stützenanschnitt. Sind mehr als zwei Bewehrungsreihen notwendig, dann darf der erforderliche Bewehrungsquerschnitt in den Reihen außerhalb von  $0,8d$  für 33 % der einwirkenden Querkraft  $V_{Ed}(1 - A_{i,Reihe}/A)$  bestimmt werden. Die Fläche  $A_{i,Reihe}$  ist die von der betrachteten Bewehrungsreihe eingeschlossene Fläche (affin zu  $A_{crit}$ ).

In Anlehnung an [525] darf die effektive Querschnittsfläche von aufgebogener Durchstanzbewehrung mit einem Faktor von 1,3 erhöht werden, da der Schrägstab den Stanzkegel unabhängig von seiner Neigung schneidet und sich so ein günstigeres Tragverhalten einstellt. Wie bei einer Durchstanzbewehrung aus lotrecht angeordneten Bügeln darf bei Anordnung von Schrägstäben die einwirkende Querkraft um die Sohlpressung innerhalb des kritischen Rundschnitts reduziert werden. Die Durchstanztragfähigkeit der Schrägstäbe ergibt sich zu:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,s} = \frac{1,3 f_{ywd} A_{sw,schräg} \sin \alpha}{u_{crit} d \left(1 - \frac{A_{crit}}{A}\right)} \quad (6.24)$$

Hierbei sind  $A_{sw,schräg}$  die Querschnittsfläche und  $f_{ywd}$  die Bemessungstreckgrenze der Schrägstäbe.

#### 6.4.2.5 Maximaltragfähigkeit

Nach Beobachtungen aus Durchstanzversuchen ist weniger das Versagen der stützennahen Betondruckstrebe maßgebend, vielmehr wird das Durchstanzversagen durch ein Versagen der Betondruckzone infolge mehraxialer Beanspruchung und gleichzeitig großer Rotation am Anschnitt Stütze-Platte eingeleitet. Daher wurde der Nachweis entlang des Stützenumfangs im Rundschnitt  $u_0$  durch den Nachweis mit einem Vielfachen der Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung ersetzt.

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max} = 1,4 v_{Rd,c} \quad (6.25)$$

Dabei ist  $v_{Rd,c}$  der Durchstanzwiderstand von Flachdecken nach Gleichung (6.15) oder Stützenfundamenten und Bodenplatten nach Gleichung (6.16). Der Einfluss einer günstig wirkenden Betondruckspannung  $\sigma_{cp}$  infolge Vorspannung ist nicht durch Versuche abgesichert und darf bei der Bestimmung der Maximaltragfähigkeit nicht in Ansatz gebracht werden ( $k_1 = 0$ ) [600].

#### 6.4.2.6 Tragfähigkeit außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs

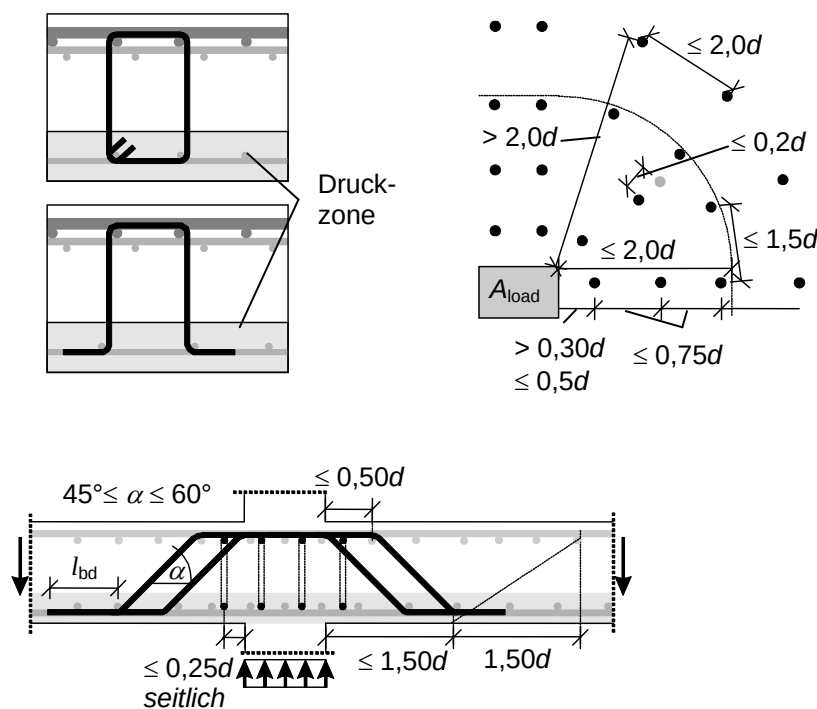
Für eine Anwendung in Deutschland ist die ausschließliche Anordnung der Durchstanzbewehrung in den Stützstreifen ausgeschlossen (Abb. 6.29 rechts). Der Rundschnitt  $u_{out}$  nach Gleichung (6.19) darf maximal  $1,5d$  von der äußersten Durchstanzbewehrungsreihe entfernt

sein. Zur Bestimmung der Tragfähigkeit  $v_{Rd,c}$  ist der Querkraftwiderstand einer liniengelagerten Platte nach NA anzunehmen (vgl. Erläuterungen in diesem Bericht zu 6.2.2).

#### 6.4.2.7 Mindestbewehrung und bauliche Durchbildung

Grundsätzlich ist eine Mindestquerkraftbewehrung im Durchstanzbereich von Flachdecken nach Gleichung (6.20) anzuordnen, wenn Durchstanzbewehrung erforderlich ist. Die Mindestbewehrung dient vor allem einer Begrenzung möglicher Schrägrissbreiten im GZG.

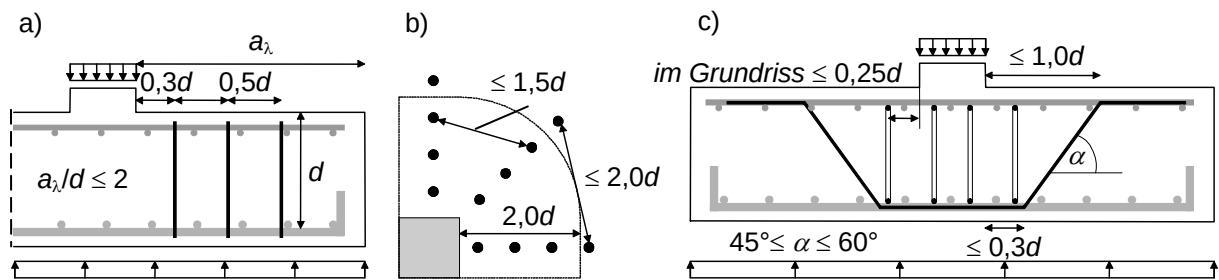
Für Einzelfundamente und Bodenplatten ist eine Mindestdurchstanzbewehrung nicht erforderlich, da das Bemessungskonzept im NA rechnerisch keinen Betontraganteil vorsieht (d. h. dass kein plötzliches Versagen ohne Vorankündigung möglich ist) und die einwirkende Querkraft vollständig über die Durchstanzbewehrung in der Fundamentplatte weitergeleitet wird.



**Abb. 6.32. Zulässige Durchstanzbewehrungsformen und Abstände nach NA für Bügel und Schrägstäbe (aus [23])**

Die zulässigen Abstände und Durchstanzbewehrungsformen sind in Abb. 6.32 angegeben. Zusätzlich wurden die als Durchstanzbewehrung zulässigen Bügelformen definiert und die Stabdurchmesser von Bügeln auf  $\phi \leq 0,05d$  und von Schrägstäben auf  $\phi \leq 0,08d$  begrenzt. Von der Durchstanzbewehrung müssen mindestens 50 % der Längsbewehrung in y- oder z- Richtung umschlossen werden. Querkraftzulagen sind als Durchstanzbewehrung nicht zugelassen.

Aufgrund der bei Fundamenten steileren Neigung des Versagensrisses ist die Durchstanzbewehrung in mindestens zwei Reihen um die Stütze mit kleinen radialen Abständen anzuordnen. Im NA wurde festgelegt, dass die erste Reihe im Abstand von  $0,3d$  und die zweite Reihe nicht weiter als  $0,8d$  vom Stützenanschnitt anzuordnen ist (Abb. 6.33 a)). Bei schlanken Einzelfundamenten mit  $a_x/d > 2,0$  oder Bodenplatten darf der radiale Abstand ab der zweiten Reihe auf  $0,75d$  erhöht werden. Innerhalb eines Abstandes von  $2,0d$  zum Stützenanschnitt sind die tangentialen Abstände der Durchstanzbewehrung auf  $s_t \leq 1,5d$  begrenzt. Ist außerhalb von  $2,0d$  noch eine weitere Durchstanzbewehrungsreihe erforderlich, darf der tangentialer Abstand auf  $2,0d$  erhöht werden (Abb. 6.33 b)). Wie in Flachdecken ist eine schlupfarme Ausführung der Bügelverankerung sicherzustellen. Dies kann erreicht werden, indem mindestens 50 % der erforderlichen Längsbewehrung durch die Bügel umschlossen wird. Dabei ist, wie für eine Bügelbewehrung üblich, ein Längsstab je Bugelecke anzuordnen und der Bügeldurchmesser ist auf die statische Nutzhöhe der Platte mit  $\phi \leq 0,05d$  abzustimmen.



a) radiale Bügelabstände für gedrungene Fundamente

b) tangentielle Bügelabstände im Grundriss

c) zulässige Abstände für Schrägstäbe

**Abb. 6.33. Zulässige Bewehrungsabstände**

Die Verankerung von Schrägstäben mit den horizontalen Abbiegungen innerhalb der Längsbewehrungslagen ist effektiver als bei einer Bügelbewehrung, daher sind Schrägstäbe mit Stabdurchmesser  $\phi \leq 0,08d$  zulässig. Im Grundriss dürfen die aufgebogenen Stäbe bis maximal  $0,25d$  neben die Stütze als Durchstanzbewehrung angerechnet werden. Aufgrund der steileren Neigung des Versagensrisses wird in [26] empfohlen, die stützennahe Abbiegung in einem Bereich bis maximal  $0,3d$  und die äußere Abbiegung in einem Bereich bis maximal  $1,0d$  vom Stützenanschnitt anzuordnen (Abb. 6.33 c)).

#### 6.4.3 Kritische Bewertung der Durchstanznachweise nach EC2 und NA (Diagnose)

Unabhängig von den erreichten Sicherheiten, die mit Datenbankauswertungen von Durchstanzversuchen in Abschnitt 6.4.4 bewertet werden sollen, lassen sich folgende Punkte der vorhandenen Bemessungsregeln kritisch bewerten:

##### zu EC2-1-1 [R1]:

- Durch den Nachweis entlang des Stützenumfangs  $u_0$  mit der Druckstreben-tragfähigkeit scheinen der bezogene Stützenumfang und die Betondruckfestigkeit sehr stark berücksichtigt; zudem ist die Definition des Rundschnitts  $u_0$  bei Rand- und Eckstützen mit Plattenüberständen unvollständig.
- Durch die unterschiedlichen Bemessungsformate von Bodenplatten und Stützenfundamenten ist eine trennscharfe Abgrenzung zwischen den Bauteilen erforderlich.
- Der Aufwand zur Bestimmung des Durchstanzwiderstandes von Stützenfundamenten ist deutlich höher als bei Bodenplatten. Der Lasterhöhungsbeiwert ist bei Stützenfundamenten eine Funktion vom Abstand zum kritischen Rundschnitt. Es ist nicht eindeutig geklärt, ob der Lasterhöhungsbeiwert  $\beta$  mit dem Wert  $a_{crit}$  bestimmt werden kann, oder ob  $\beta$  als Funktion von  $a_{crit}$  mit in die iterative Fundamentbemessung einfließt (gilt auch für den NA).
- Die Regelungen zur Ausdehnung des durchstanzbewehrten Bereiches mit einer Anordnung der Bügel in den Stützstreifen (vgl. Abb. 6.29 rechts) erfordert eine Auslegung: Zum einen ließe sich die Länge des durchstanzbewehrten Bereiches begrenzen, indem die Einwirkung im Rundschnitt  $u_{out,eff}$  bestimmt wird, d. h. die Deckenlasten innerhalb des äußeren Rundschnitts  $u_{out,eff}$  werden von der Durchstanzlast abgezogen. Alternativ könnte zwischen den Bereichen des kritischen Rundschnittes  $u_{out,eff}$  der Querkraftwiderstand die liniengelagerten Platte angesetzt werden. Beide Vorschläge lassen sich jedoch nicht normkonform umsetzen.
- Spannglieder werden mit bauüblichen Toleranzen verlegt und besonders deren Neigung kann deutlich von den rechnerischen Werten abweichen. Für den widerstandserhöhenden Anteil durch die Berücksichtigung der Drucknormalspannung ist das Tragsystem der Platte genauer zu untersuchen. An statisch bestimmt gelagerten Plattenausschnitten lässt sich ein Einfluss gut nachweisen, jedoch ist kritisch zu hinterfragen, ob dieser Traganteil bei statisch



unbestimmt gelagerten Deckenscheiben mit Kernen und Öffnungen auch noch im Traglastbereich in voller Höhe wirksam ist (gilt auch für den NA).

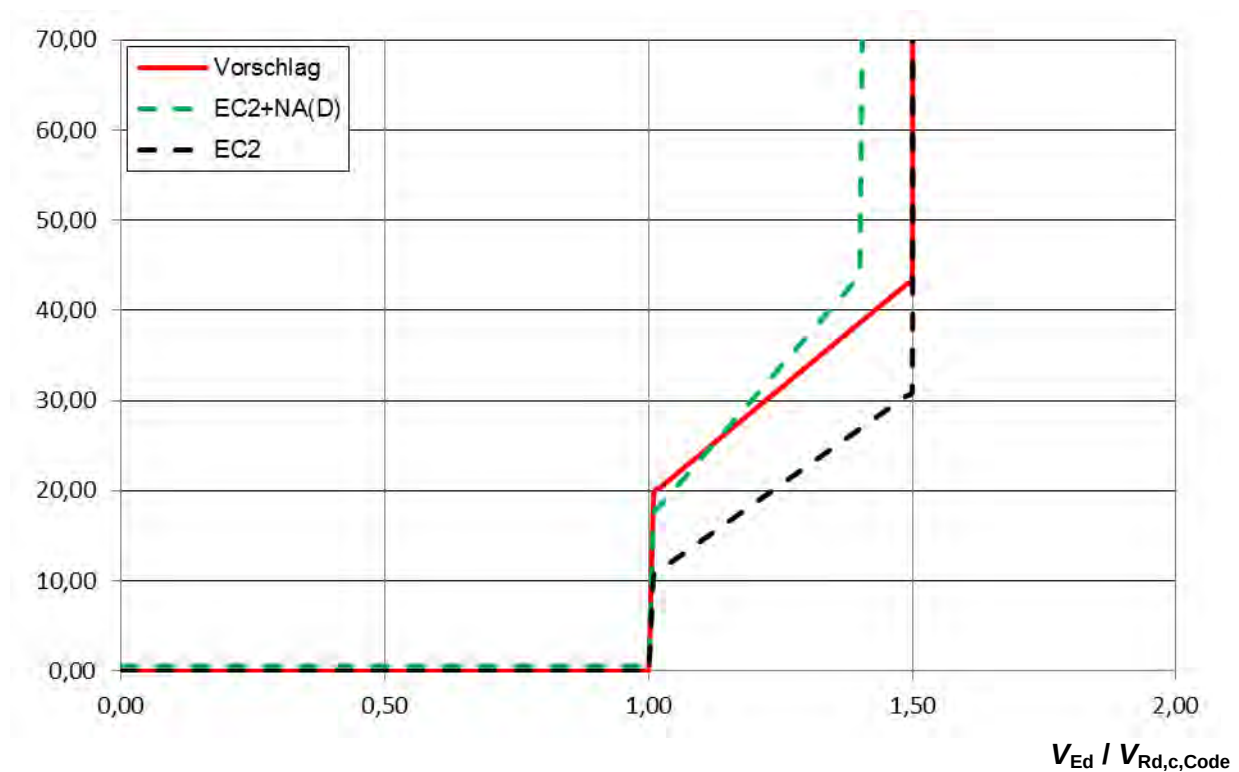
- Der Normalkraftanteil aus Vorspannung in Platten wird für die Tragfähigkeit  $v_{Rd,c}$  im Bereich bis  $2,0d$  neben der Stütze berücksichtigt.
- Bei der Anrechnung der Vertikalkomponente dürfen die Spannglieder jedoch nur in einem Bereich bis  $0,5d$  von der Stütze angerechnet werden (gilt auch für NA).

**zu EC2-1-1/NA [R3]:**

- Durch die Regelergänzungen, zum Beispiel zu kleinen und großen bezogenen Stützenumfängen, sind zusätzliche Auslegungen, insbesondere auch für Rand- und Eckstützen mit Plattenüberständen erforderlich.
- Durch die klare Trennung der Durchstanznachweise von Flachdecken und Fundamenten und die unterschiedlichen Nachweise hat sich die Anzahl der Bemessungsgleichungen im Vergleich zu DIN 1045-1 [R20] nahezu verdoppelt.
- Der Abzugswert für den Sohldruck bei Fundamenten ist in zahlreichen zu untersuchenden (Kontroll-)Rundschnitten jeweils neu zu bestimmen, wodurch der Aufwand ansteigt.
- Zugspannungen innerhalb der Platte reduzieren die Durchstanztragfähigkeit mit und ohne Durchstanzbewehrung, jedoch fehlen Angaben zur Quantifizierung.
- Vorspannung: siehe Kommentar zu EC2-1-1.
- Mit der Einführung von EC2 in Deutschland wurde die Durchstanzbemessung von Flachdecken und Fundamenten neu geregelt. Dabei wurde für die Bemessung von Flachdecken und Fundamenten ein neuer Bemessungsrundschnitt eingeführt, der teilweise iterativ zu bestimmen ist. Zusätzlich war es erforderlich, Sicherheitsdefizite im Vergleich zu DIN 1045-1 [R20] zu beheben, ohne dabei die Struktur der Bemessungsgleichungen von EC2 zu ändern. Für den NA [R3] folgten daraus ein Durchstanznachweis mit zahlreichen Sonderregeln und eine unübersichtliche und aufwändige Bemessung.
- Mechanisch unstimmt am Nachweisformat des NA für Fundamente/Bodenplatten sowie unwirtschaftlich im Vergleich mit Flachdecken erscheint insbesondere der ausgeprägte Bewehrungssprung, wenn  $v_{Ed}$  die Durchstanztragfähigkeit  $v_{Rd,c}$  erreicht bzw. gerade überschreitet (siehe Vergleichsrechnung Abb. 6.34).

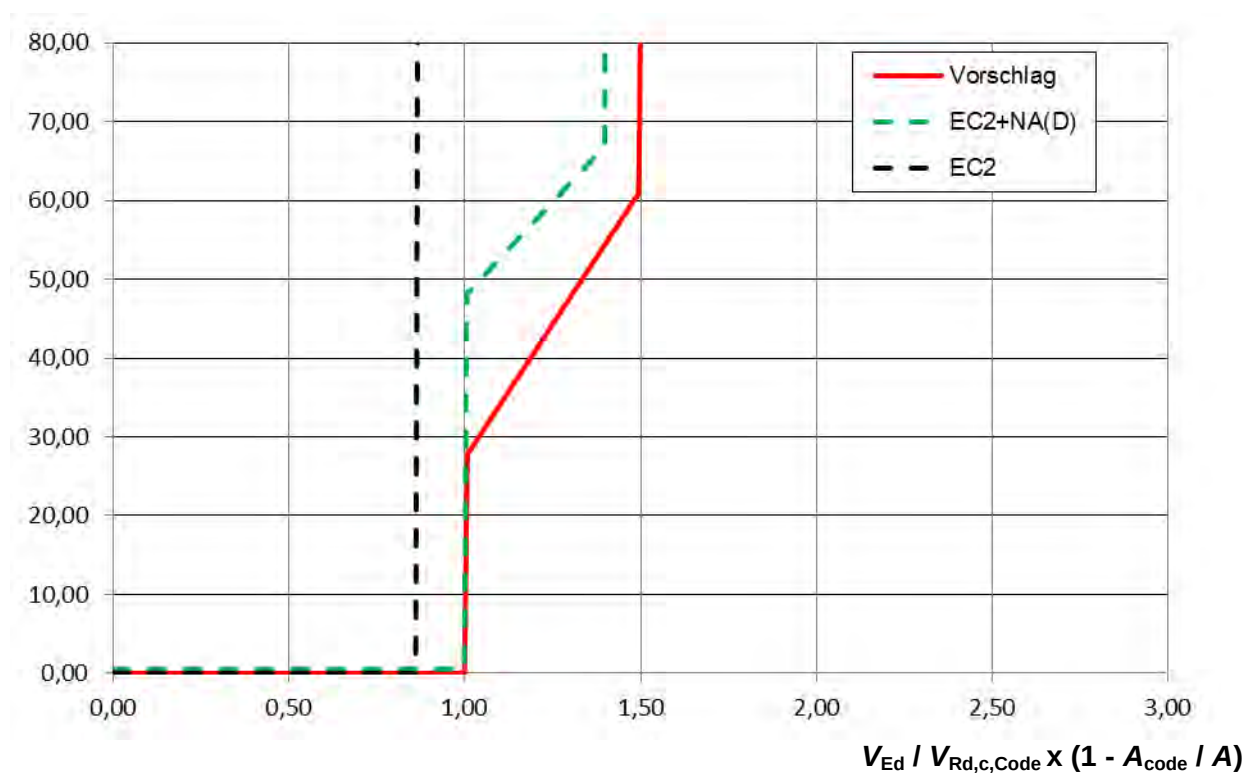
Beim Fundament in Abb. 6.34 wird beim Nachweis nach EC2 [R1] die Durchstanztragfähigkeit  $V_{Rd,max}$  am Stützenanschnitt maßgebend, die kleiner als  $V_{Rd,c}$  ist.

$A_{sw}$  [cm<sup>2</sup>]



a) Beispiel Flachdecke (C30/37;  $b/h = 50 \text{ cm} / 50 \text{ cm}$ ;  $\rho_l = 1,5 \%$ ;  $s_r/d = 0,50$ ;  $d = 0,30 \text{ m}$ )

$A_{sw}$  [cm<sup>2</sup>]



b) Beispiel Fundament (C20/25;  $a/b = 2,40 \text{ m} / 2,40 \text{ m}$ ;  $b/h = 40 \text{ cm} / 40 \text{ cm}$ ;  $\rho_l = 0,5 \%$ ;  $d = 0,50 \text{ m}$ ;  $a_x/d = 2,0$ ;  $s_r/d = 0,50$ )

Abb. 6.34. Vergleichsrechnung Durchstanzbewehrung nach EC2 [R1] und EC2 mit NA [R3] (NCI)

## 6.4.4 Überprüfung des Sicherheitsniveaus nach EC2 und NA (Diagnose)

### 6.4.4.1 Allgemeines

Für die Bewertung der aktuell gültigen normativen Regelungen zur Durchstanzbemessung bilden einheitliche, kritisch überprüfte Datenbanken mit Versuchen zur Durchstanztragfähigkeit eine unverzichtbare Basis. Auf Grundlage von systematisch aufbereiteten Versuchsdaten können die Vorhersagegenauigkeit und das Zuverlässigkeitsniveau von verschiedenen Bemessungsvorschlägen ermittelt werden. Zusätzlich lässt sich untersuchen, ob die in den vorhandenen Bemessungsgleichungen verwendeten Eingangsparameter ausschließlich maßgebend, oder weitere Faktoren zu berücksichtigen sind. Die folgenden Auswertungen wurden von der RWTH Aachen in [27] zusammengefasst.

### 6.4.4.2 Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung

Zur Überprüfung der in Abschnitt 6.4.1 vorgestellten Regelungen werden die Bruchlasten der Durchstanzversuche an Flachdeckenausschnitten mit den Gleichungen von EC2-1-1 [R1] nachgerechnet (Abb. 6.35). Während der Einfluss der Betondruckfestigkeit und des bezogenen Stützenumfangs gut für die Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung erfasst werden, lässt sich eine Trendabhängigkeit für die statische Nutzhöhe und den Biegebewehrungsgrad erkennen. Das abnehmende Verhältnis von  $V_{\text{Test}}/V_{\text{Rk,c,EC2}}$  mit zunehmender statischer Nutzhöhe kann auf die zahlreichen Versuche mit statischen Nutzhöhen  $d < 200$  mm zurückgeführt werden. Durch die Beschränkung des Maßstabeffekt für statische Nutzhöhen  $d < 200$  mm auf  $k = 2,0$  wird die rechnerische Tragfähigkeit kleinerer statischer Nutzhöhen begrenzt und damit größere Verhältniswerte von  $V_{\text{Test}}/V_{\text{Rk,c,EC2}}$  bestimmt. Eine getrennte Auswertung für statische Nutzhöhen  $d < 200$  mm und  $d \geq 200$  mm ergibt für beide Bereiche weniger trendabhängige Ergebnisse.

Wird die Begrenzung auf  $k = 2,0$  nicht berücksichtigt, ergibt die Nachrechnung der Versuchsbruchlasten einen annähernd konstanten Mittelwert über der statischen Nutzhöhe. Für die Versuche mit kleineren statischen Nutzhöhen werden größere Variationskoeffizienten bestimmt, jedoch sind dort auch deutlich mehr Versuche berücksichtigt. Das Sicherheitsniveau ist ohne die Begrenzung des Maßstabsfaktors  $k$  im Vergleich zu der Auswertung in Abb. 6.35 jedoch deutlich reduziert.

Im EC2 [R1] ist auch der maximale Biegebewehrungsgrad auf  $\rho \leq 2,0$  begrenzt. Die Auswertung der Durchstanzversuche belegt, dass weitere Traglaststeigerungen mit größeren Biegebewehrungsgraden möglich erscheinen. Zur Sicherstellung der Einbaufähigkeit, Verankerung und Betonierbarkeit im Bereich des Kreuzungspunktes mit der Stützenbewehrung ist die Begrenzung des Längsbewehrungsgrades jedoch sinnvoll.

Eine Auswertung der Regelungen zur Durchstanzbemessung von Flachdeckenausschnitten ohne Durchstanzbewehrung nach EC2 mit NA [R3] ist in Abb. 6.36 dargestellt. Die vorgenommenen Ergänzungen und Änderungen für eine Anwendung in Deutschland führen zu einem gesteigerten Mittelwert und 5%-Quantilwert. In Abb. 6.36 sind die größten Trendeinflüsse beim Einfluss des Biegebewehrungsgrades und der statischen Nutzhöhe zu beobachten. Die Ursachen sind wie bei einer Auswertung nach EC2 (Abb. 6.35) in der Beschränkung des Maßstabeffekt und des Biegebewehrungsgrad zu finden.

Für den NA wurde zusätzlich die Durchstanztragfähigkeit von kleinen bezogenen Stützenumfängen mit  $u_0/d < 4,0$  herabgesetzt und der Durchstanzwiderstand auf große Stützenumfänge mit  $u_0/d \leq 12$  begrenzt. Für die über diesen Umfang hinausgehenden Längen darf nur der im NA reduzierte Querkraftwiderstand angenommen werden. Der Vergleich der Auswertungen nach EC2 [R1] und EC2 mit NA [R3] in Abb. 6.37 belegt eine Erhöhung des Mittelwertes und eine geringfügig kleineren Variationskoeffizienten. Für fünf Versuche wurde bei der Nachrechnung nach EC2 der Nachweis entlang des Stützenumfangs  $u_0$  maßgebend, womit sich die zum Teil großen Verhältniswerte von  $V_{\text{Test}}/V_{\text{Rk,c,EC2}}$  in Abb. 6.37 (links) erklären lassen.

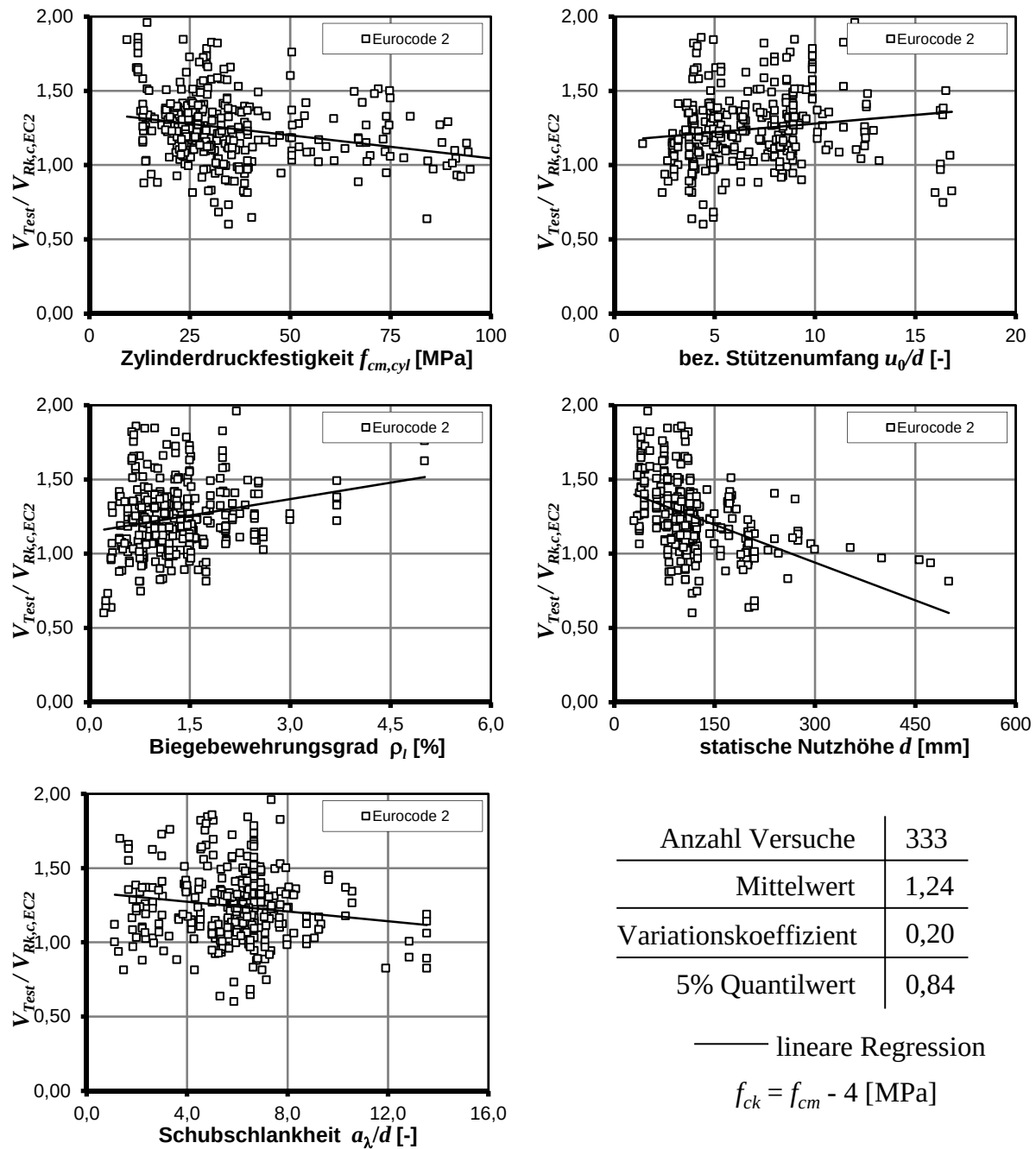


Abb. 6.35. Vergleich von Versuchsbruchlasten mit dem rechnerischen Durchstanzwiderstand für Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung nach EC2 [27]

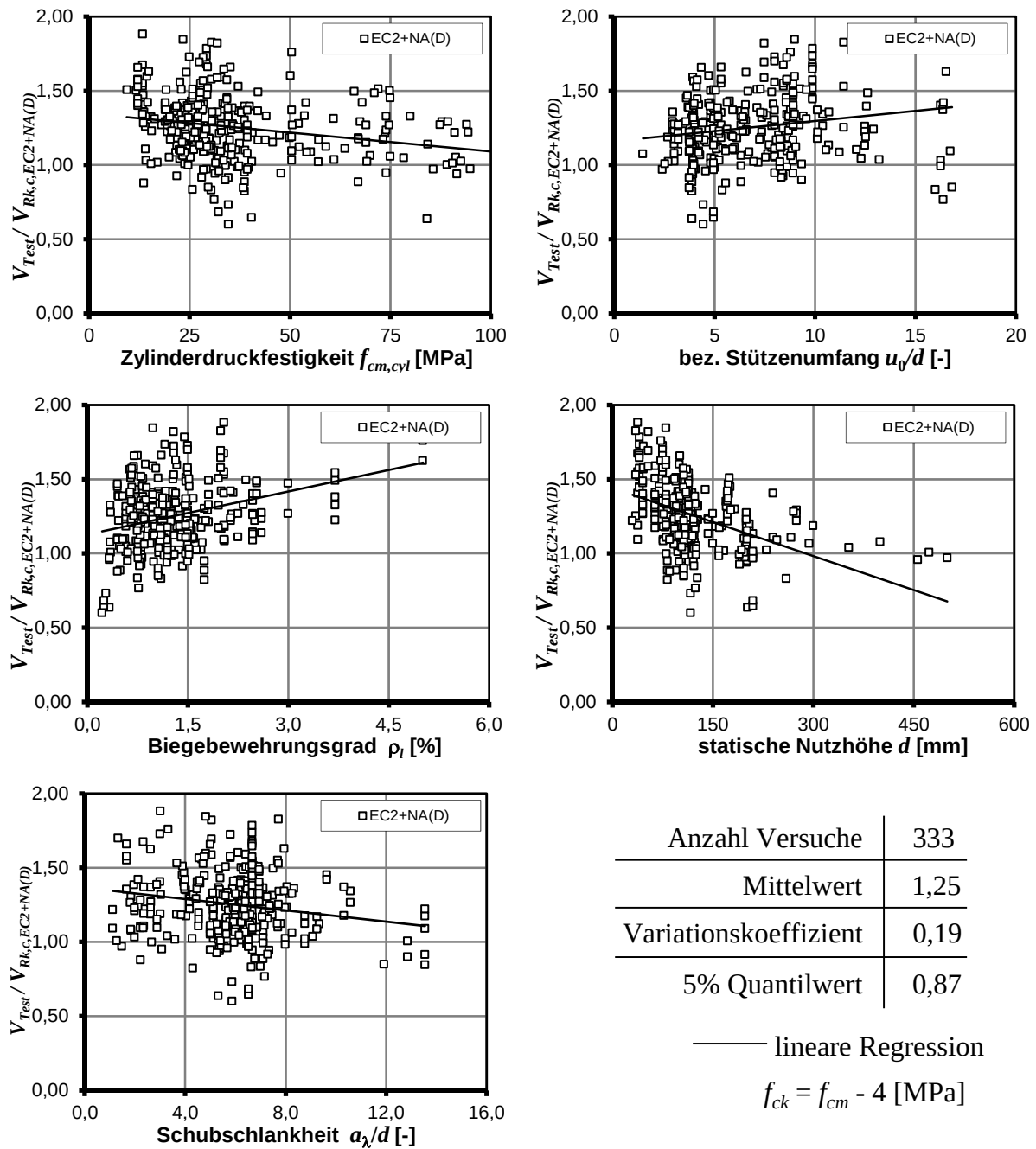
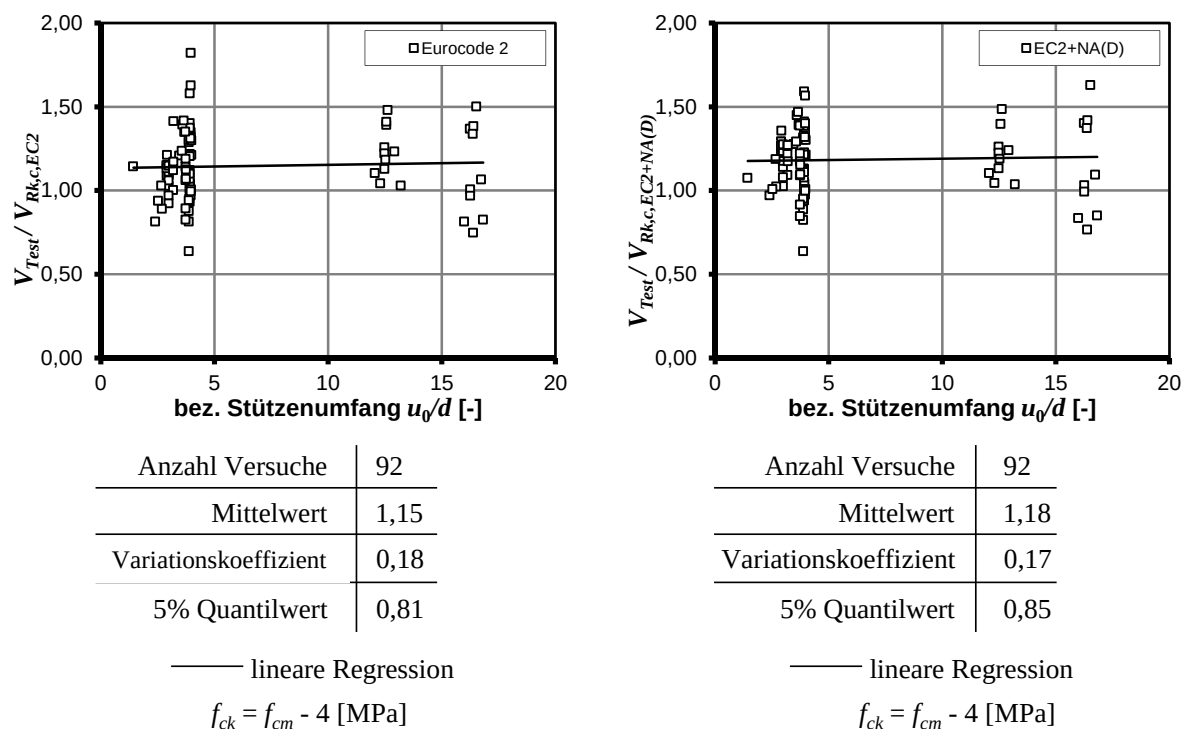


Abb. 6.36. Vergleich von Versuchsbruchlasten mit dem rechnerischen Durchstanzwiderstand für Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung nach EC2 mit NA [27]





**Abb. 6.37. Vergleich von Versuchsbruchlasten mit dem rechnerischen Durchstanzwiderstand für Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung für kleine und große bezogene Stützenumfänge mit den Regelungen nach EC2 (links) und EC2 mit NA (rechts) [27]**

#### 6.4.4.3 Flachdecken mit Durchstanzbewehrung

In Abb. 6.38 werden die Bruchlasten der ausgewählten Durchstanzversuche mit Bügeln als Durchstanzbewehrung mit der rechnerischen Maximaltragfähigkeit nach EC2 verglichen. Die Verhältnisse aus Bruchlast zu rechnerischer Maximaltragfähigkeit  $V_{\text{Test}}/V_{Rk,\text{max},\text{EC2}}$  zeigen für die Versuche eine deutliche Trendabhängigkeit von der Betondruckfestigkeit und dem bezogenem Stützenumfang. Dies wurde auch z. B. in [24], [28] beobachtet und kann auf den Nachweis der Druckstrebentragfähigkeit entlang des Stützenumfangs zurückgeführt werden.

Dieses Sicherheitsdefizit wurde in 2013 ebenfalls vom Technischen Komitee CEN/TC250/SC2/WG1/TG4 erkannt und ein Amendment zu EC2, Abschnitt 6.4.5 verabschiedet [R2]. Zur Minimierung der erforderlichen Änderungen wurde die Tragfähigkeit mit Durchstanzbewehrung zusätzlich auf den 1,5-fachen Wert der Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung begrenzt. In Abb. 6.39 sind die Bruchlasten der Versuche mit der Druckstrebentragfähigkeit und der Begrenzung der Tragfähigkeit der Durchstanzbewehrung miteinander verglichen. Durch das Amendment lassen sich die trendabhängigen Einflüsse insbesondere bei der Betondruckfestigkeit und dem bezogenem Stützenumfang abschwächen und der Variationskoeffizient wird reduziert, während der Mittelwert und der 5%-Quantilwert erhöht werden.

Für den NA wurde die Maximaltragfähigkeit ausschließlich als das 1,4-fache der Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung festgelegt und erreicht damit über die Haupteinflussparameter nahezu trendunabhängige Verhältnisse von Bruchlast zu rechnerischer Durchstanztragfähigkeit und mit  $V_x = 0,12$  auch einen sehr geringen Variationskoeffizienten (Abb. 6.40). Auffällig ist, dass die Versuche mit kleinen und großen Verhältnissen von  $V_{\text{Test}}/V_{R,\text{max},\text{EC2}+\text{NA}}$  beiderseits gleichmäßig über die Haupteinflussparameter verteilt sind und daher keinem einzelnen Trend folgen, sondern die Streuung der Ergebnisse nach oben und unten repräsentieren. Die Regelungen wurden überwiegend an Versuchen mit kleiner statischer Nutzhöhe abgeleitet. In diesen Versuchen wird die Tragfähigkeit durch die tendenziell schlechtere Verankerungsqualität der Bügel beeinflusst. Für größere statische Nutzhöhen sind daher größere Verhältnisse  $V_{\text{Test}}/V_{R,\text{max},\text{EC2}+\text{NA}}$  zu erwarten.

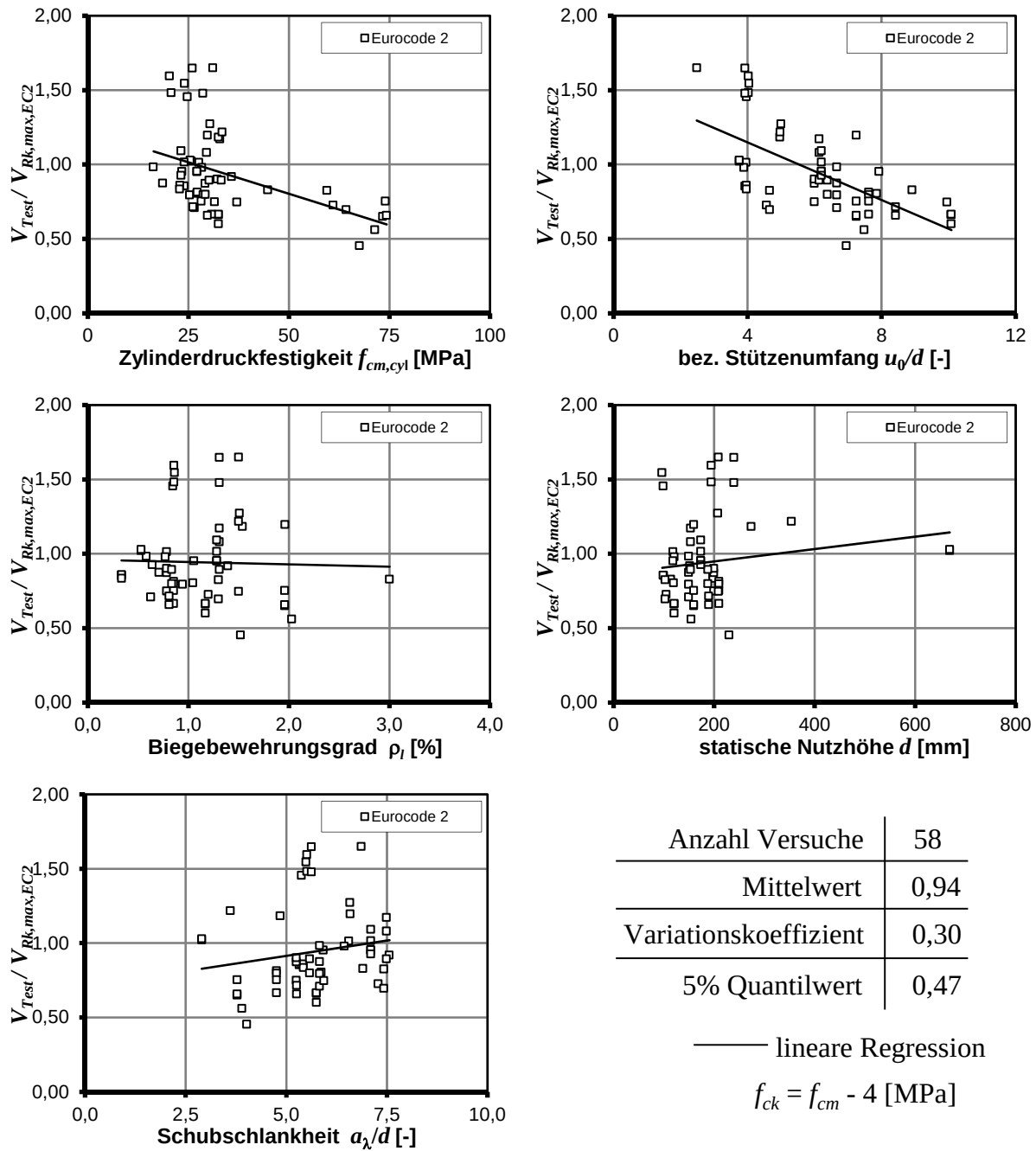


Abb. 6.38. Vergleich von Versuchsbruchlasten mit dem rechnerischen maximalen Durchstanzwiderstand für Flachdecken mit Bügeln nach EC2 [27]

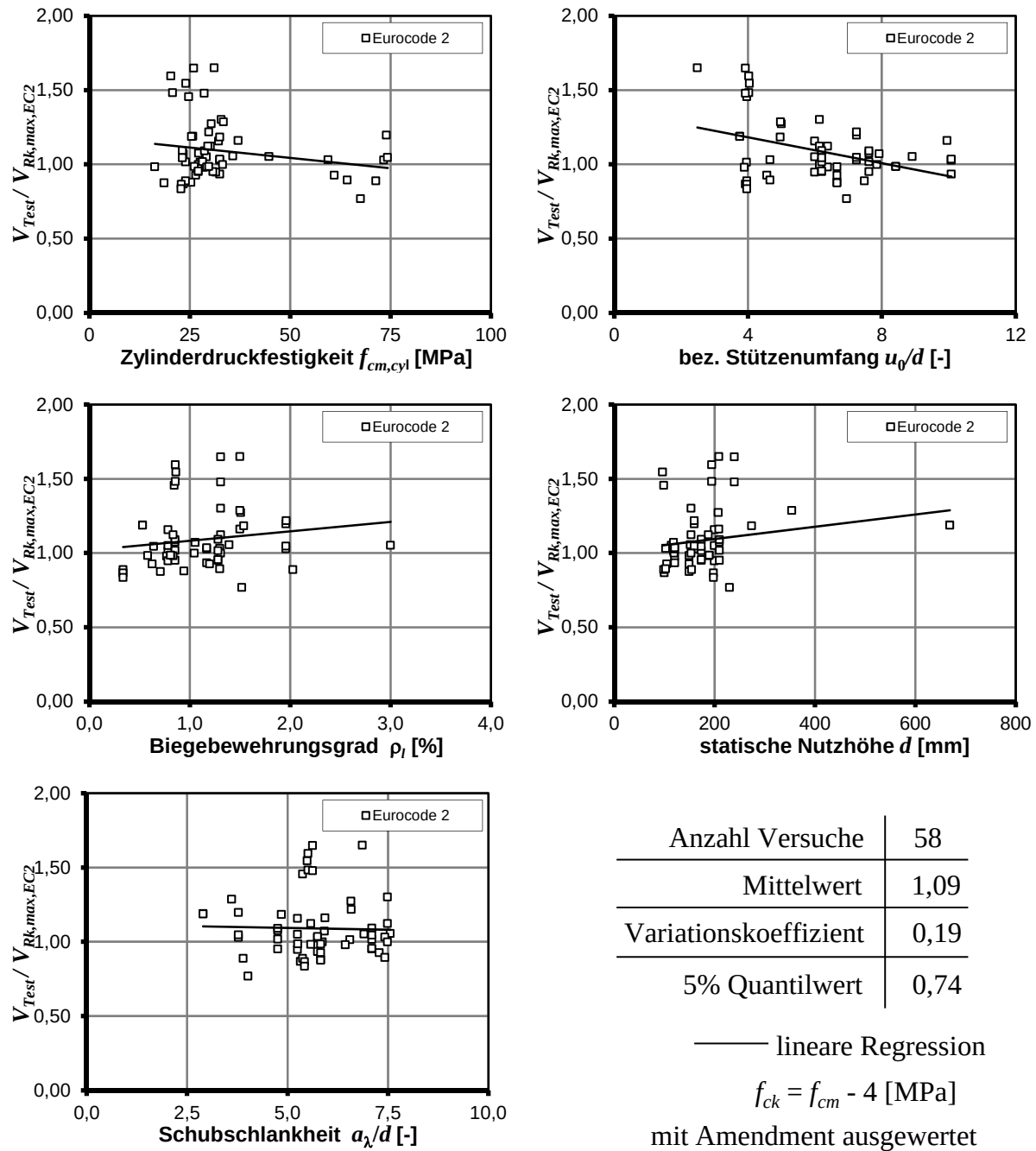


Abb. 6.39. Vergleich von Versuchsbruchlasten mit dem rechnerischen maximalen Durchstanzwiderstand für Flachdecken mit Bügeln als Durchstanzbewehrung nach EC2 und dem Amendment zu EC2 [R2] 6.4.5 [27]

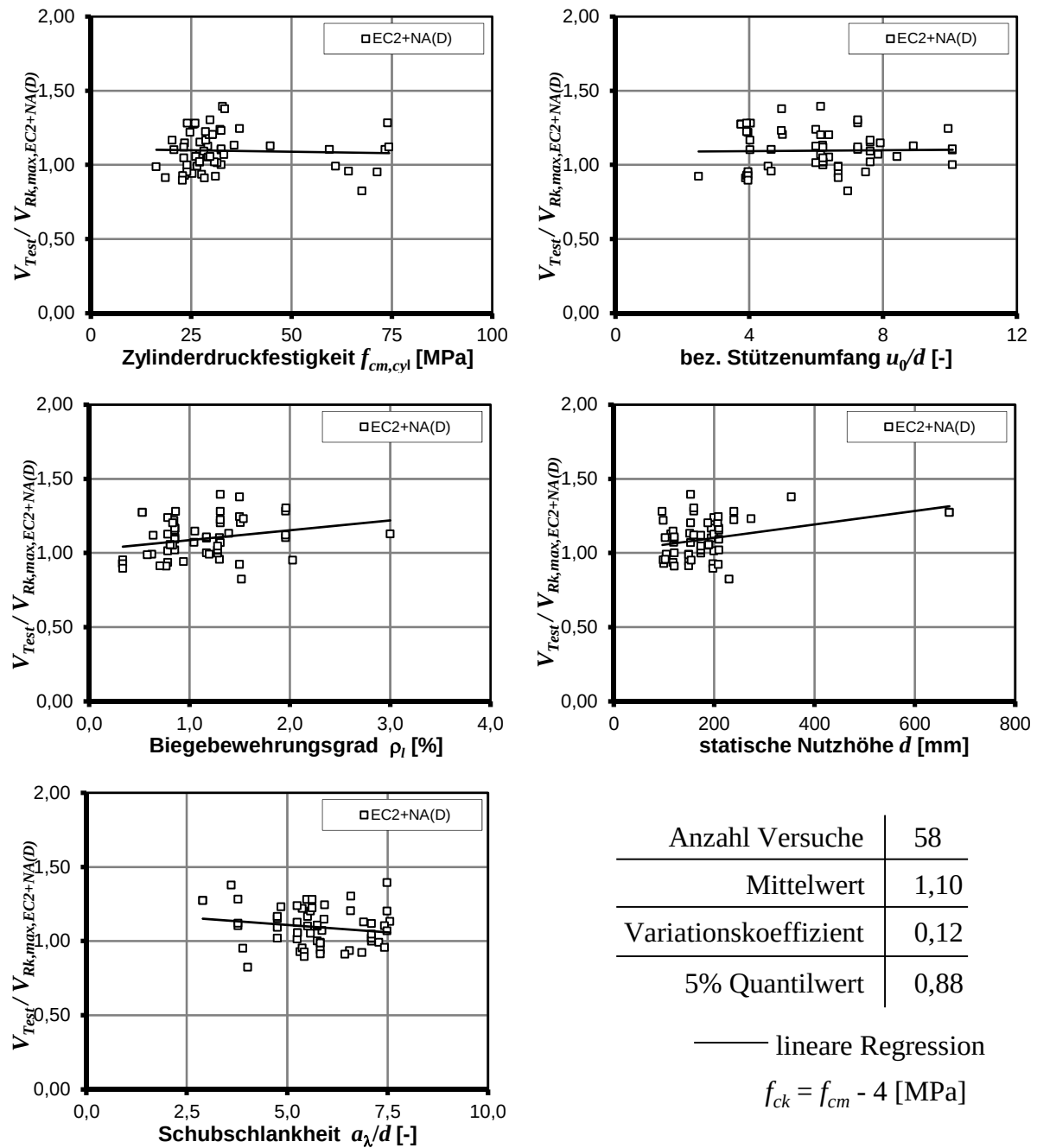


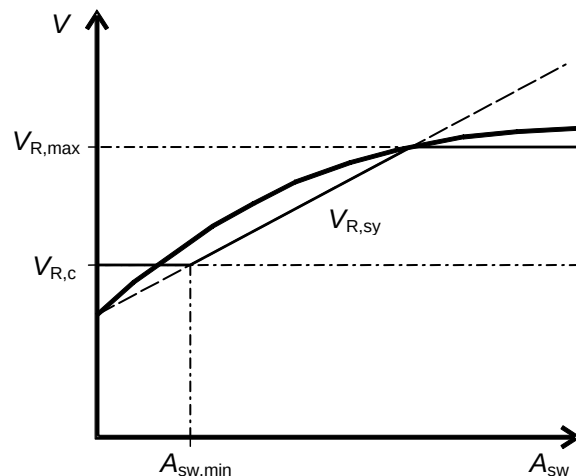
Abb. 6.40. Vergleich von Versuchsbruchlasten mit dem rechnerischen maximalen Durchstanzwiderstand für Flachdecken mit Bügeln nach EC2 mit NA [27]

#### 6.4.4.4 Einfluss der Bewehrungsmenge von Bügeln bei Flachdecken

Die vorhandenen Bemessungsmodelle zur Bestimmung der Durchstanzbewehrung weisen deutliche Unterschiede auf. Im EC2 [R1] wird die Durchstanzbewehrung über ein 33°-Fachwerk-modell und konstantem, im Rundschnitt  $u_1$  (Abstand  $2,0d$ ) ermitteltem Betontragan-teil, bestimmt. Durch die flache Neigung der Druckstreben und den relativ hohen Betontragan-teil ergibt sich eine tendenziell kleine Bewehrungsmenge. Diese ist jeweils in konzentrischen Rundschnitten um die Stütze herum anzuordnen. Für eine Anwendung in Deutschland wurde dieses Modell als nicht ausreichend sicher bewertet und gefordert, dass die nach EC2 bestimm-te Bewehrungsmenge in der ersten Reihe um den Faktor 2,5 und in der zweiten Reihe um den Faktor 1,4 erhöht wird.

In den abZ für Gitterträger, Stahlbleche oder Doppelkopfkanker sind weitere Modelle zur Be-stimmung des Bewehrungsquerschnittes angegeben. Die Durchstanzbemessung erfolgt für die einzelnen Bewehrungstypen individuell mit konstanten oder veränderlichen Betontraganteilen, Fachwerken und Aufhängefachwerken unterschiedlicher Neigung und Effektivität.

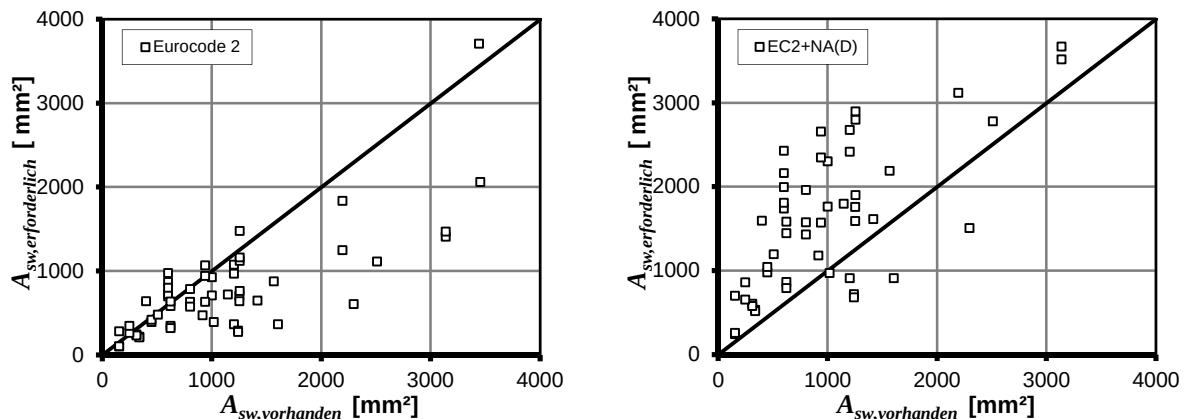
Die eingebaute Menge an Durchstanzbewehrung beeinflusst die erreichte Tragfähigkeit. Mit zunehmender Durchstanzbewehrung steigt die Bruchlast weiter an. Dies wurde ebenfalls von Häusler [29] in einer Modellvorstellung (Abb. 6.41) zusammengefasst. Durch eine Erhöhung der Durchstanzbewehrungsmenge wird ebenfalls die Durchstanztragfähigkeit degressiv erhöht.



**Abb. 6.41. Modellvorstellung zum Einfluss der Durchstanzbewehrungsmenge auf die Durchstanztragfähigkeit (nach [29])**

Für die Auswertung von Bemessungsansätzen zur maximalen Durchstanztragfähigkeit ist dies von großer Bedeutung, da neben den Verankerungsbedingungen der Durchstanzbewehrung auch die im Maximaltragfähigkeitsversuch eingebaute Bewehrungsmenge die erreichte Tragfähigkeit beeinflusst. Eine maximale Durchstanztragfähigkeit ist damit nicht nur an die Form der Durchstanzbewehrung gebunden (zum Beispiel Bügel, Gitterträger, Doppelkopfkanker usw.), sondern auch an das Bemessungskonzept der Durchstanzbewehrung. Das Bemessungskonzept für die Durchstanzbewehrungsmenge sollte in der Lage sein, auf Bruchlastniveau die im Versuch eingebauten und getesteten Bewehrungsmengen zu bestimmen. In Abb. 6.42 (links) ist die nach EC2 [R1] erforderliche Bewehrung über der vorhandenen Bewehrung in der ersten Reihe (im Bereich zwischen dem Stützenanschnitt und  $0,875d$ ) aufgetragen, da diesen Bügeln der größte Einfluss auf die Durchstanztragfähigkeit unterstellt wird. Für die Punkte, die sich unterhalb der Winkelhalbierenden befinden, wird nach dem Bemessungskonzept ein kleinerer Bewehrungsquerschnitt bestimmt, als in den Versuchen eingebaut wurde. Es ist daher fraglich, ob ein Versuchskörper mit der geringeren Bewehrungsmenge in der Lage ist, die gleiche Bruchlast wie der höher bewehrte Versuch zu erreichen.

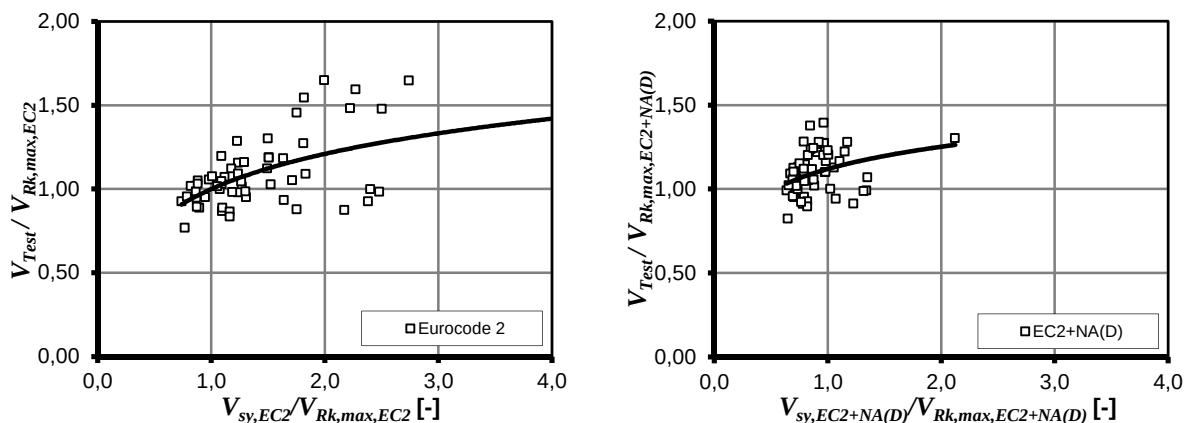




**Abb. 6.42. Verhältnis von erforderlicher zu vorhandener Durchstanzbewehrungsmenge  $A_{sw}$  für den Bemessungsansatz nach EC2 und EC2 mit NA in der ersten Bügelreihe [27]**

Für den Ansatz nach EC2 mit NA [R3] wurde das Bemessungskonzept für die Bügel überarbeitet. In der ersten Bewehrungsreihe ist die 2,5-fache Menge der nach EC2 [R1] bestimmten Bewehrungsmenge erforderlich (Abb. 6.42 (rechts)) und daher liegt ein größerer Anteil der Versuche oberhalb der Winkelhalbierenden. Dieser Ansatz liegt zum Teil deutlich auf der sicheren Seite, da rechnerisch nun größere Durchstanzbewehrungsmengen erforderlich werden als in den Versuchskörpern vorhanden waren.

Mit dem Vergleich von erforderlicher zu vorhandener Bewehrungsmenge wird der Bemessungsansatz für die Durchstanzbewehrung jeweils nur in einem Punkt auf dem Niveau der erreichten Bruchlast überprüft.



**Abb. 6.43. Traglaststeigerung in Abhängigkeit der bezogenen Kapazität der Bügel in Flachdecken nach EC2 und nach EC2 mit NA [27]**

Um den Einfluss der Durchstanzbewehrungsmenge auf die Bruchlasten zu überprüfen, sind die Tragfähigkeiten über der vorhandenen Durchstanzbewehrungsmenge aufzutragen (Abb. 6.41). Dies ist jedoch nur für Versuche mit ausschließlich variiert Durchstanzbewehrungsmenge aussagekräftig. Daher werden in Abb. 6.43 die Bruchlasten und der Anteil der Durchstanzbewehrung am Durchstanzwiderstand mit der maximalen rechnerischen Durchstanztragfähigkeit normiert.

Aus der Darstellung in Abb. 6.43 ist für beide Normen ein degressiver Anstieg der Verhältnisse aus Bruchlast zur rechnerischen maximalen Durchstanztragfähigkeit ( $V_{Test}/V_{Rk,max,Code}$ ) über der bezogenen Tragfähigkeit des durchstanzbewehrten Bereiches ( $V_{sy}/V_{Rk,max,Code}$ ) zu erkennen, was die logarithmische Regression gut verdeutlicht. Durch den Bezug der rechnerischen Tragfähigkeit der Platte mit Durchstanzbewehrung auf die maximale Tragfähigkeit lässt sich der Anstieg der Bruchlasten auf den Einfluss einer zunehmenden Durchstanzbewehrungsmenge zurückführen und die Modellvorstellung nach Abb. 6.41 kann mit den Versuchsauswertungen bestätigt werden. Es wird jedoch deutlich, dass für alle untersuchten Bemessungsgleichungen

Versuche vorliegen, in denen die Tragfähigkeit der Durchstanzbewehrung  $V_{sy}$  die Maximaltragfähigkeit unterschreitet, d. h. rechnerisch wurde ein Versagen innerhalb der Durchstanzbewehrung unterstellt. Diese Versuche werden durch die Bemessungsgleichungen von EC2 [R1] und EC2 mit NA [R3] jedoch nicht eindeutig und gleich identifiziert. Werden für jede Versuchsauswertung separat die Versuche mit einem Verhältnis von  $V_{sy}/V_{Rk,max} < 1,0$  aussortiert, ergibt sich die in Tabelle 6.9 dargestellte statistische Auswertung. Der Vergleich mit den Ergebnissen der Auswertung aller bügelbewehrter Versuche (Tabelle 6.9: Werte in Klammern) lässt einen geringen Anstieg der Mittelwerte und 5%-Quantilwerte bei gleichzeitig leicht reduziertem Variationskoeffizienten erkennen. Die Auswertung von Versuchen mit einem Versagen auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit führt somit tendenziell zu einer verbesserten Vorhersagegenauigkeit. Diese Versuche mit einem der vorliegenden Bemessungsansätze rechnerisch zu identifizieren führt zu unterschiedlichen Ergebnissen.

**Tab. 6.9. Statistische Auswertung zur maximalen Durchstanztragfähigkeit für Versuche mit  $V_{sy}/V_{Rk,max} \geq 1,00$  (in Klammern alle Versuche)**

|                       | EC2 [R1] (mit Amendment [R2]) |        | EC2 mit NA |        |
|-----------------------|-------------------------------|--------|------------|--------|
| Mittelwert            | 1,13                          | (1,09) | 1,11       | (1,10) |
| Variationskoeffizient | 0,19                          | (0,19) | 0,12       | (0,12) |
| 5% Quantilwert        | 0,76                          | (0,74) | 0,88       | (0,88) |
| Anzahl Versuche       | 46                            | 58     | 13         | 58     |

Insgesamt deuten die Auswertungen zum Einfluss der Durchstanzbewehrungsmenge darauf hin, dass nach EC2 [R1] tendenziell zu geringe Bügelquerschnitte, nach EC2 mit NA [R3] jedoch sehr große (tw. unwirtschaftliche) Bewehrungsquerschnitte bestimmt werden. Da die eingebaute Bügelmenge die Durchstanztragfähigkeit beeinflusst und sich mit zunehmender Durchstanzbewehrungsmenge die Durchstanztragfähigkeit weiter steigern lässt, sollte der rechnerische maximale Durchstanzwiderstand  $V_{Rd,max}$  auf das Bemessungskonzept für die Durchstanzbewehrung abgestimmt werden.

#### 6.4.4.5 Einzelfundamente ohne Durchstanzbewehrung

In den Versuchsnachrechnungen in Abb. 6.44 fällt der starke Trend der Verhältnisswerte von  $V_{Test}/V_{Rk,c,EC2}$  über der Zylinderdruckfestigkeit auf. Dies kann zum einen auf den Ansatz der Druckstrebenragfähigkeit nach EC2 zurückgeführt werden, in dem der Stützenumfang und die Betondruckfestigkeit überproportional berücksichtigt werden. Der Bemessungsansatz der Druckstrebenragfähigkeit wird bei 47 Versuchen maßgebend, womit auch der allgemein hohe Mittelwert von 1,32 zu erklären ist. Besonders durch die vielen Versuche mit geringen Betondruckfestigkeiten wird durch die Umrechnung von mittleren Betondruckfestigkeiten auf charakteristische Werte mit einem konstanten Vorhaltungswert von  $-4$  MPa der rechnerische Durchstanzwiderstand übermäßig stark reduziert. Werden die Versuche mit Betondruckfestigkeiten  $f_{cm} \geq 20$  MPa getrennt ausgewertet, ergibt sich sowohl über der Betondruckfestigkeit als auch über der statischen Nutzhöhe ein annähernd trendfreier Verlauf der Verhältnisswerte von  $V_{Test}/V_{Rk,c,EC2}$ . Bis auf die Betondruckfestigkeit werden die übrigen Einflussparameter weitestgehend trendfrei erfasst, jedoch ist die Streuung in den Ergebnissen der abschnittsweisen Auswertung teilweise sehr groß.

Der große Variationskoeffizient und der kleine 5%-Quantilwert deuten darauf hin, dass der Bemessungsansatz für Einzelfundamente nur bedingt für eine wirtschaftliche und sichere Bemessung von Einzelfundamenten geeignet ist.

Für die Nachrechnungen nach EC2 mit NA [R3] in Abb. 6.45 wird der Nachweis entlang des Stützenumfangs nicht gefordert, sodass für die Versuche mit kleinen  $u_0/d$ -Verhältnissen größere Tragfähigkeiten bestimmt werden. Damit ist auch der Trend zu größeren Verhältnissen von  $V_{Test}(1 - A_{crit}/A)/V_{Rk,c,EC2+NA}$  mit zunehmenden bezogenem Stützenumfang zu erklären. Dies war bei den Beratungen zum NA mitunter ein Grund, weshalb der empirische Vorfaktor von  $C_{Rk,c} = 0,18$  auf 0,15 reduziert wurde. Ebenfalls sind die Ergebnisse von der statischen Nutzhöhe und der Schubschlankheit abhängig. Werden die Durchstanzversuche mit statischen Nutzhöhen  $d \geq 400$  mm separat ausgewertet, ergibt sich für zunehmende Bauteildicken ein an-

nähernd trendfreier Verlauf bei sehr geringem Sicherheitsniveau. Für schlanke Fundamente werden dagegen zu geringe rechnerische Durchstanzwiderstände bestimmt.

Bei der Nachrechnung der Durchstanzversuche nach EC2 mit NA [R3] in Abb. 6.45 wurde die Mindestdurchstanztragfähigkeit ebenfalls überprüft, die für insgesamt 57 Versuche der Versuchsauswahl mit Längsbewehrungsgraden  $\rho_l < 0,5 \%$  maßgebend wird. Wird die Mindestdurchstanztragfähigkeit bei der Auswertung nicht berücksichtigt, erhöht sich der Mittelwert auf 1,23 und der 5%-Quantilwert wird bei leicht reduziertem Variationskoeffizienten  $V_x = 0,17$  zu 0,89 bestimmt.

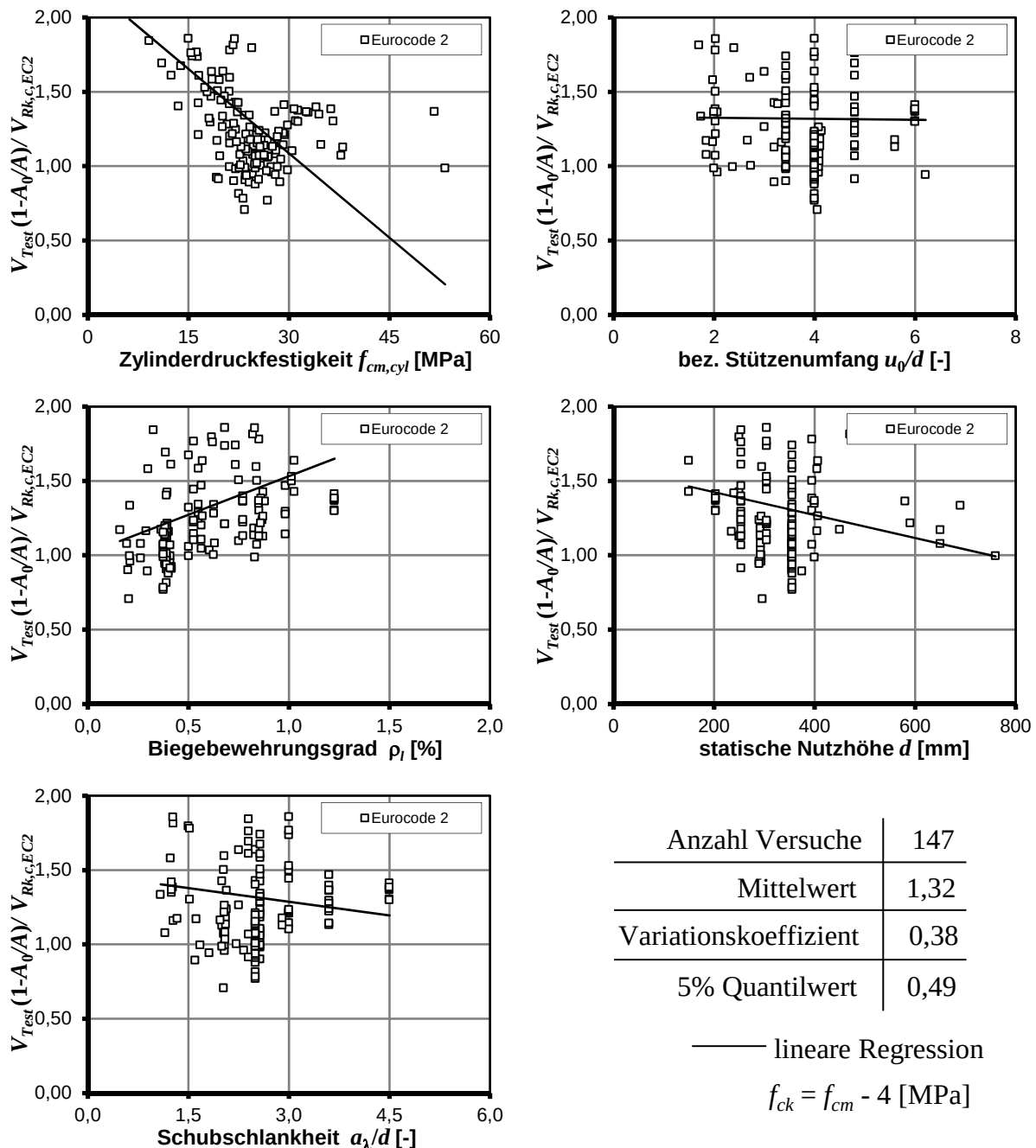


Abb. 6.44. Vergleich von Versuchsbruchlasten mit dem rechnerischen Durchstanzwiderstand für Einzelfundamente ohne Durchstanzbewehrung nach EC2 [27]

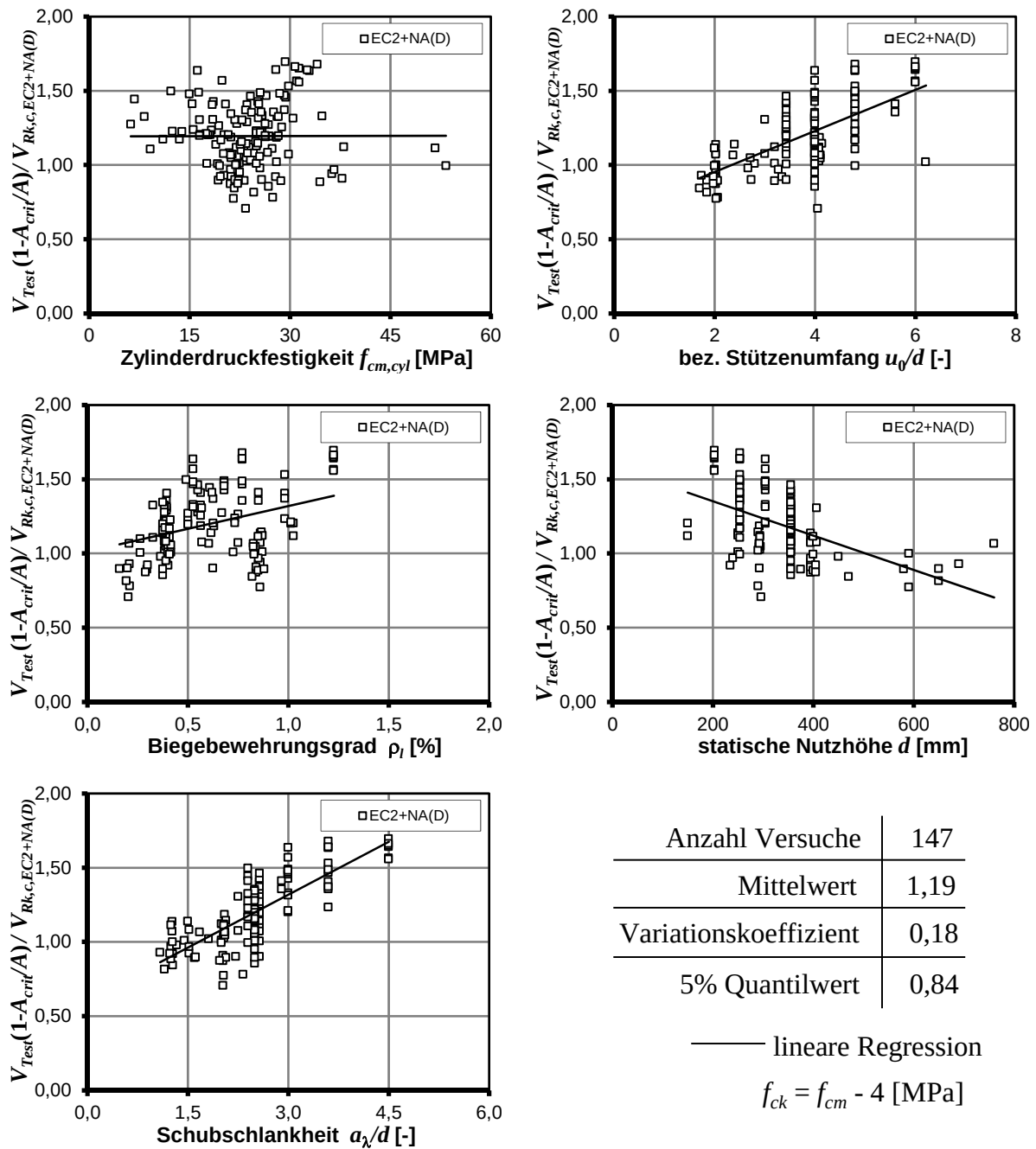
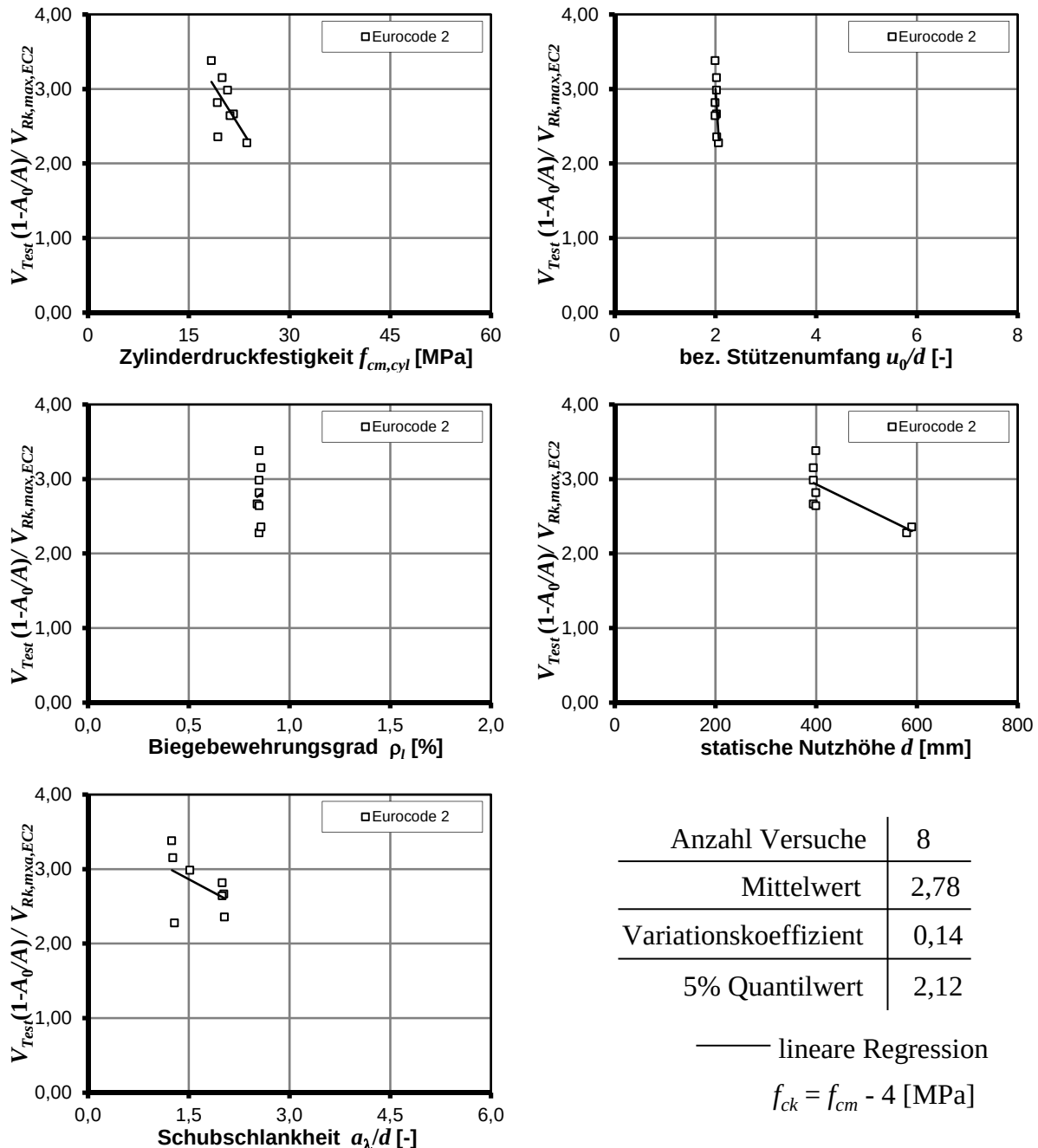


Abb. 6.45. Vergleich von Versuchsbruchlasten mit dem rechnerischen Durchstanzwiderstand für Einzelfundamente ohne Durchstanzbewehrung nach EC2 mit NA [27]

#### 6.4.4.6 Einzelfundamente mit Durchstanzbewehrung

Die Nachrechnungen der Versuche nach EC2 und der Vergleich mit den erreichten Bruchlasten in Abb. 6.46 belegen sehr geringe rechnerische Tragfähigkeiten, die auf den Nachweis der Druckstreben-tragfähigkeit zurückgeführt werden können. Dadurch ergibt sich der hohe Mittelwert von 2,78 der zu einer konservativen, jedoch auch sicheren Bemessung führt. Die Regelung des Amendment zu EC2 [R2] greift bei keinem der ausgewählten Versuche.



**Abb. 6.46. Vergleich von Versuchsbruchlasten mit dem rechnerischen maximalen Durchstanzwiderstand für Einzelfundamente mit Bügeln nach EC2 [27]**

Die Nachrechnung der Versuche mit dem Bemessungsansatz von EC2 mit NA [R3] ist in Abb. 6.47 dargestellt. Die Versuche werden durch den Bemessungsansatz gut erfasst, allerdings ist in diesem Zusammenhang zu bemerken, dass nur eine geringe Variation der Betondruckfestigkeit, des bezogenen Stützenumfangs und des Biegebewehrungsgrades für die Auswertung zur Verfügung stehen.



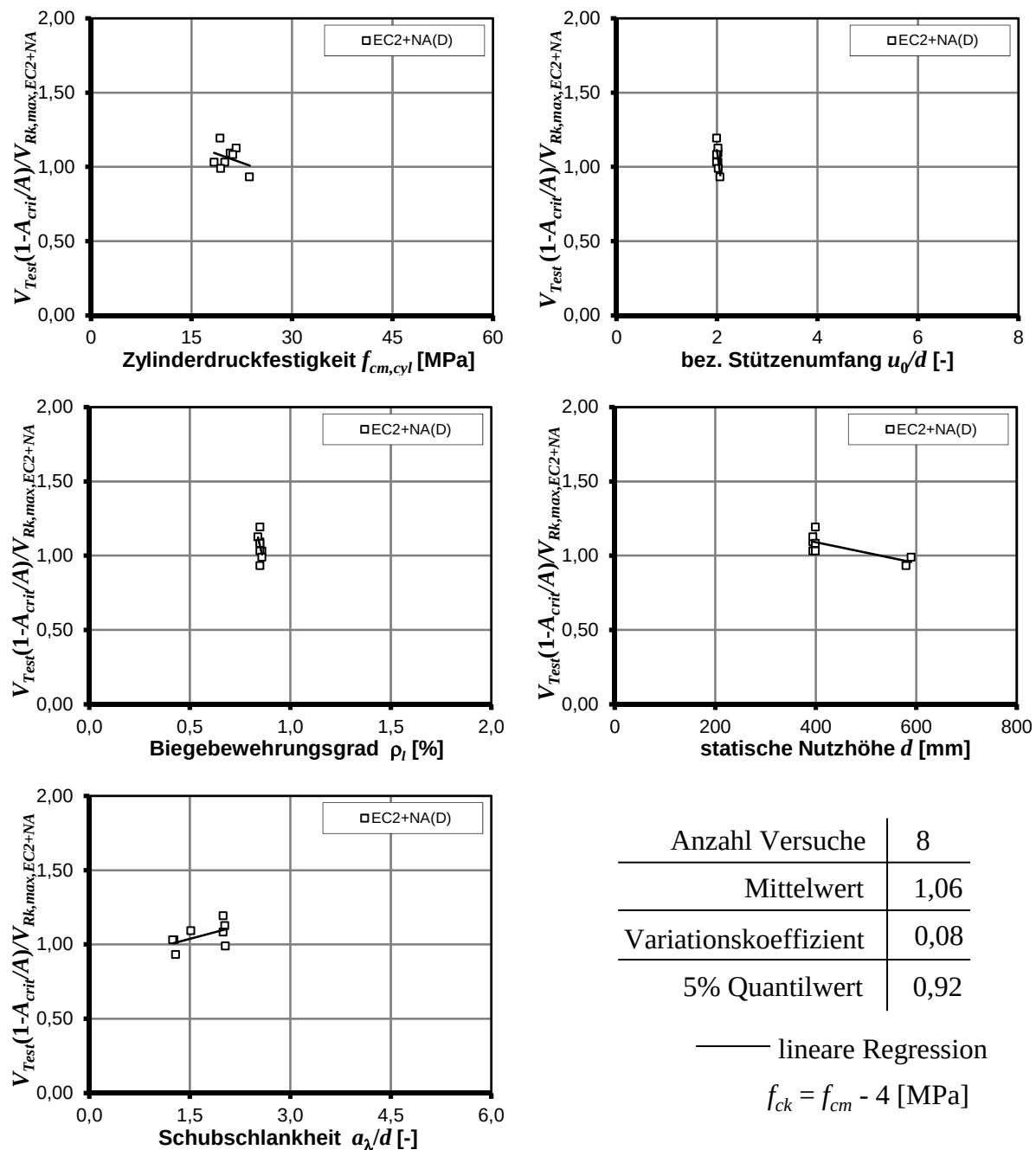


Abb. 6.47. Vergleich von Versuchsbruchlasten mit dem rechnerischen maximalen Durchstanzwiderstand für Einzelfundamente mit Bügeln nach EC2 mit NA [27]

#### 6.4.4.7 Einfluss der Bewehrungsmenge von Bügeln bei Einzelfundamenten

Um den Einfluss der Durchstanzbewehrungsmenge auf die Bruchlasten von Einzelfundamenten zu überprüfen, werden in Abb. 6.48 die Bruchlasten und rechnerisch bestimmten Traganteile der Durchstanzbewehrung am Durchstanzwiderstand mit der maximalen Durchstanztragfähigkeit normiert. Wegen der nach EC2 unterschätzten Bruchlasten und der daraus resultierenden großen Verhältnisse von  $V_{\text{Test}}/V_{\text{Rk,max}}$  und  $V_{\text{sy}}/V_{\text{Rk,max}}$  wurden die Maximalwerte der x- und y- Achsen für die Auswertung nach EC2 angepasst. Grundsätzlich lassen sich die gleichen Trends in den Versuchsauswertungen von Durchstanzversuchen mit Bügeln in Flachdecken (vgl. Abschnitt 6.4.4.4) auch bei den Versuchsauswertungen von Einzelfundamenten erkennen. Nach EC2 [R1] ergibt sich für alle geprüften Versuche ein Versagen auf dem Niveau der maximalen Durchstanztragfähigkeit und größere rechnerische Tragfähigkeiten der Durchstanzbewehrung führen zu deutlich größeren Bruchlasten. Aufgrund der starken Trendabhängigkeiten des Bemessungsansatzes (vgl. Abb. 6.46) lassen sich die Ergebnisse in Abb. 6.48 jedoch nur eingeschränkt für weitere Auswertungen verwenden. Für die Auswertung nach EC2 mit NA

[R3] kann festgestellt werden, dass in den meisten Versuchen die rechnerische Maximaltragfähigkeit mit  $V_{Sy,EC2+NA}/V_{Rk,max,EC2+NA} > 1,0$  maßgebend ist.

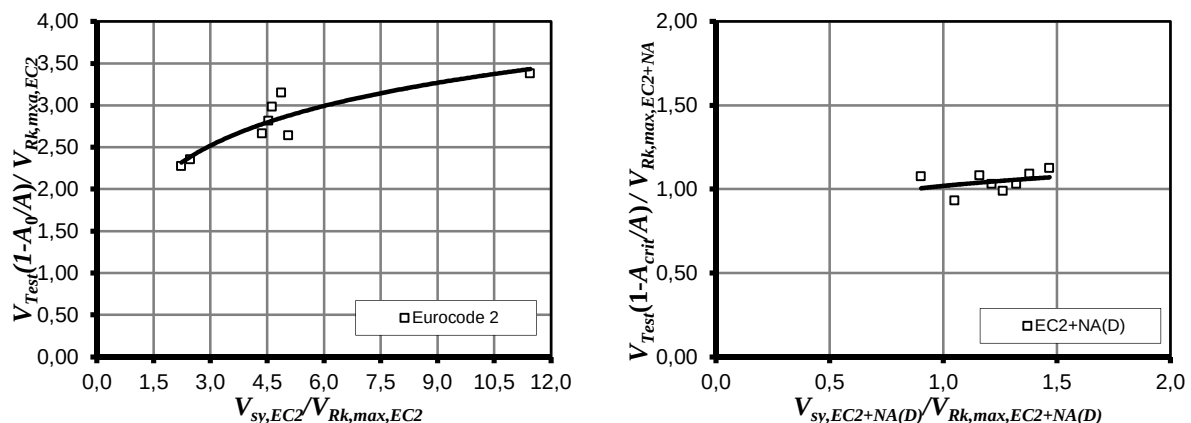


Abb. 6.48. Traglaststeigerung in Abhängigkeit der bezogenen Kapazität der Bügel in Einzelfundamenten nach EC2 und nach EC2 mit NA [27]

#### 6.4.4.8 Zusammenfassung

Im vorangegangenen Abschnitt wurden europäisch abgestimmte Datenbanken mit Durchstanzversuchen an Flachdecken mit und ohne Durchstanzbewehrung sowie Einzelfundamenten mit und ohne Durchstanzbewehrung nach den Regelungen von EC2 [R1] und EC2 mit NA [R3] ausgewertet. Die Ergebnisse der Auswertung für die Quotienten  $V_{Test}/V_{Rk}$  sind in Tabelle 6.10 gegenübergestellt.

Tab. 6.10. Zusammenstellung der Mittelwerte und Variationskoeffizienten aus den Versuchsnachrechnungen der Durchstanzversuche mit unterschiedlichen Bemessungsansätzen

| Bauteile    |         | Anzahl Versuche | 5%-Quantilwert    |                      | Variationskoeffizient $V_x$ |                      |
|-------------|---------|-----------------|-------------------|----------------------|-----------------------------|----------------------|
|             |         |                 | EC2 [R1] mit [R2] | EC2 [R1] mit NA [R3] | EC2 [R1] mit [R2]           | EC2 [R1] mit NA [R3] |
| Flachdecken | ohne DB | 333             | 0,84              | 0,87                 | 0,20                        | 0,19                 |
|             | mit DB  | 58              | 0,74              | 0,88                 | 0,19                        | 0,12                 |
| Fundamente  | ohne DB | 147             | 0,49              | 0,84                 | 0,38                        | 0,18                 |
|             | mit DB  | 8               | 2,12              | 0,92                 | 0,14                        | 0,08                 |

Aus dem Vergleich von Versuchsbruchlasten mit dem rechnerischen Durchstanzwiderstand im Bereich von Innenstützen lassen sich folgende Schlussfolgerungen ableiten:

- Der Bemessungsansatz nach EC2 [R1] erfasst die vorgestellten Bruchlasten sehr ungenau. Es werden deutliche Über- und Unterschreitungen der ermittelten Bruchlast bestimmt, wodurch sich sehr große Streuungen einstellen. Die Modifikation durch das Amendment [R2] führt zu einem teilweise größeren Sicherheitsniveau, besonders für Fundamente werden jedoch sehr konservative Ergebnisse erzielt.
- Nach EC2 mit NA [R3] werden die Bruchlasten überwiegend trendfrei bei geringer Streuung erfasst. Durch die zusätzlichen Regelungen zu kleinen und großen bezogenen Stützenumfängen, der Vermeidung von Druckbewehrung und unterschiedlicher empirischer Vorfaktoren bei Flachdecken und Fundamenten wird, bei zusätzlichem rechnerischen Aufwand, ein geringfügig höheres Sicherheitsniveau im Vergleich zu EC2 [R1] erreicht.
- Der zur Erreichung der maximalen Durchstanztragfähigkeit erforderliche Bügelquerschnitt wird nach EC2 [R1] und EC2 mit NA [R3] sehr unterschiedlich bestimmt. Während nach EC2 mit NA [R3] deutlich größere Bügelquerschnitte erforderlich sind, werden nach EC2 [R1] insbesondere in Fundamenten kleinere Querschnitte bestimmt, was ein Sicherheitsdefizit vermuten lässt.

## 6.4.5 Neuvorschlag für Bemessung von Flachdecken und Fundamenten (Therapie)

### 6.4.5.1 Allgemeines

Für die zweite Generation des EC2 wird ein übersichtliches und einfaches Bemessungskonzept vorgeschlagen. Zur Berücksichtigung nationaler Sicherheitsbelange sind in dem neuen Ansatz ebenfalls NDPs berücksichtigt, die Anpassungen des Sicherheitsniveaus ohne eine Änderung der Grundgleichungen ermöglichen.

Der Durchstanzwiderstand ohne und mit Durchstanzbewehrung wird durch zahlreiche Einflussparameter wie die Bauteilgeometrie, Betonfestigkeit, Längsbewehrungsgrad, Maßstabeffekte, Verankerungsqualität der Biegezug- und Durchstanzbewehrung und die Anordnung der Bewehrung beeinflusst. Zwischen diesen Einflüssen gibt es lineare und nichtlineare Abhängigkeiten, die miteinander kombiniert die Durchstanztragfähigkeit ergeben.

Während der Durchstanzwiderstand hauptsächlich mit den Bauteileigenschaften im unmittelbaren Bereich des Platten-Stützen-Knotens bestimmt werden kann, ist zur Bestimmung der Einwirkungen die Tragstruktur maßgebend. Zur Herleitung eines einheitlichen Bemessungskonzeptes werden daher die lokalen von den globalen Einflüssen gelöst und getrennt betrachtet. Der Durchstanzwiderstand lässt sich für einen Platten-Stützen-Knoten als Schubwiderstand formulieren. Für den Nachweis einer ausreichenden Tragfähigkeit sind die maximalen und ungünstigsten Einwirkungen aus der Tragstruktur zu ermitteln und mit dem Widerstand zu vergleichen. Für die Durchstanztragfähigkeit wird nach der Auswertung von Durchstanzversuchen an Flachdeckenausschnitten und Einzelfundamenten ein halbempirischer Bemessungsansatz vorgeschlagen, während die zutreffende Bestimmung der Einwirkungen im Verantwortungsbereich des Tragwerksplaners verbleibt.

Der neue Ansatz soll unter Berücksichtigung der bisherigen Forschungsergebnisse die Bemessung gegen Durchstanz vereinfachen und wirtschaftlich sein. Dies kann durch eine Reduzierung der Anzahl von Bemessungsgleichungen, dem Entfall von Sonderregelungen und einem eingängigen und klar strukturierten Modell erreicht werden. Vor dem Hintergrund der aufwändigen Durchstanzbemessung nach EC2 [R1] und EC2 mit NA [R3] soll dies durch eine Angleichung der Bemessungsgleichungen für Flachdecken und Fundamente mit und ohne Durchstanzbewehrung erreicht werden. Eine Nachweisführung in gleichen Rundschnitten verringert den Berechnungsaufwand, daher wird die Ermittlung von Einwirkung und Widerstand in Flachdecken und Fundamenten auf den gleichen Abstand zur Lasteinleitungsfläche zurückgeführt. Dadurch können die aufwändige Iteration bei Fundamenten und viele Sonderregeln entfallen.

### 6.4.5.2 Lasteinleitung und Kontrollrundschnitt

Zunächst wird bei konsequenter Verwendung der Indizes für die statische Nutzhöhe beim Durchstanz die Bezeichnung  $d_m$  als Mittelwert der statischen Nutzhöhen in zwei zueinander orthogonalen Richtungen vorgeschlagen:  $d_m = (d_y + d_z)/2$ . Für gevoutete Bauteile ist die größte statische Nutzhöhe zwischen dem Stützenanschnitt und dem Bemessungsrundschnitt maßgebend (vgl. Abb. 6.49). Bei Platten mit Stützenkopfverstärkungen oder Stufenfundamenten sind die Durchstanznachweise sowohl für die Verstärkung als auch für die Platte mit der jeweiligen statischen Nutzhöhe  $d_m$  (bzw.  $d_m = d_{mH}$ ) zu führen.

Die bisherige Unterscheidung in schlanke und gedrungene Stützenkopfverstärkungen wird hinfällig, wenn grundsätzlich die Durchstanznachweise in Platte und Verstärkung geführt werden (wegen dichterem Kontrollrundschnitt ohne Anschauungsprobleme möglich).

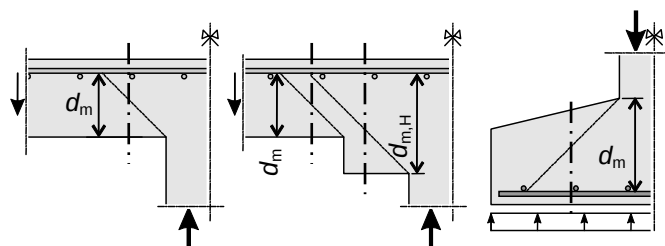


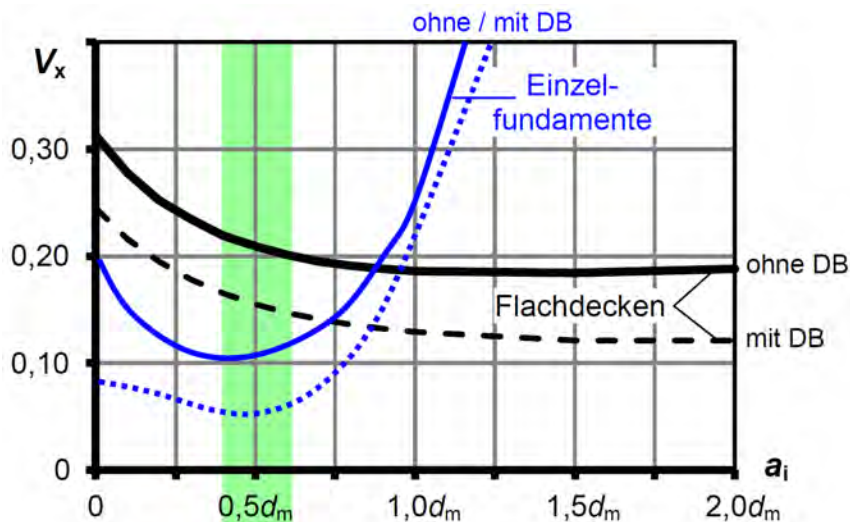
Abb. 6.49. Mittlere Statische Nutzhöhen  $d_m$  (bzw.  $d_m = d_{mH}$ )

Der beobachtete Versagensort infolge Durchstanzen bei Flachdecken ohne und mit Durchstanzbewehrung lokalisiert sich im unmittelbaren Stützenbereich. Durch den im Vergleich zu DIN 1045-1 [R20] größeren Abstand zwischen Stützenanschnitt und Bemessungsrundschnitt von  $2,0d_m$  nach EC2 [R1] wurde der Nachweisschnitt vom Versagensort weiter entfernt. Für kleine Verhältnisswerte von Stützenumfang zu statischer Nutzhöhe ( $u_0/d_m$ ) ergeben sich im Versuch gegenüber dem Rechenwert des EC2 zudem erheblich höhere Beanspruchungen direkt am Stützenrand, die zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit führen können und durch einen weiteren Nachweis zu begrenzen sind [29]. Während bei Einzelfundamenten die inneren Schrägrisse deutlich steiler als bei Flachdecken geneigt sind, liegen für Bodenplatten keine experimentellen Daten vor. Jedoch bewirkt der Sohldruck auch bei Bodenplatten einen direkteren Lastabtrag mit steileren Druckstreben und ein Versagensort in Stützennähe ist wahrscheinlich. Da der Sohldruck bei Einzelfundamenten und Bodenplatten unter dem Durchstanzkegel entlastend wirkt, sollte der Bemessungsrundschnitt in Stützennähe festgelegt sein, um den entlastenden Sohldruck innerhalb der vom Rundschnitt eingeschlossenen Fläche auf der sicheren Seite zu erfassen. Für die Festlegung eines einheitlichen Rundschnittabstandes von Flachdecken und Fundamenten ist daher ein deutlich kleinerer Rundschnittabstand als  $2,0d_m$  von Vorteil.

Zur Festlegung eines einheitlichen und optimierten Rundschnittabstands werden die europäisch abgestimmten Datenbanken mit der Grundgleichung (6.26) zur Ermittlung des Widerstandes ohne Durchstanzbewehrung ausgewertet [27].

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho \cdot f_{ck})^{1/3} \quad (6.26)$$

Dabei werden die Einwirkungen als Schubspannungen in Rundschnitten mit unterschiedlichen Abständen  $a_i$  zur Stütze bestimmt und mit der Grundgleichung verglichen. Dabei ist von Vorteil, dass der empirische Vorfaktor  $C_{Rk,c} = C_{Rd,c} \cdot \gamma_c$  nur das Sicherheitsniveau und nicht den Variationskoeffizienten  $V_x$  beeinflusst. Der Lasterhöhungsfaktor zur Berücksichtigung einer ungleichmäßigen Querkraftverteilung für die Nachrechnung von zentrisch belasteten Versuchen wurde zu  $\beta = 1,0$  gesetzt.



**Abb. 6.50.** Entwicklung des Variationskoeffizienten  $V_x$  für  $V_{Test}/V_{Rd,c}$  auf Basis der Grundgleichung (6.26) für die europäisch abgestimmten Datenbanken abhängig vom Rundschnittabstand  $a_i$  von  $A_{load}$  [27]

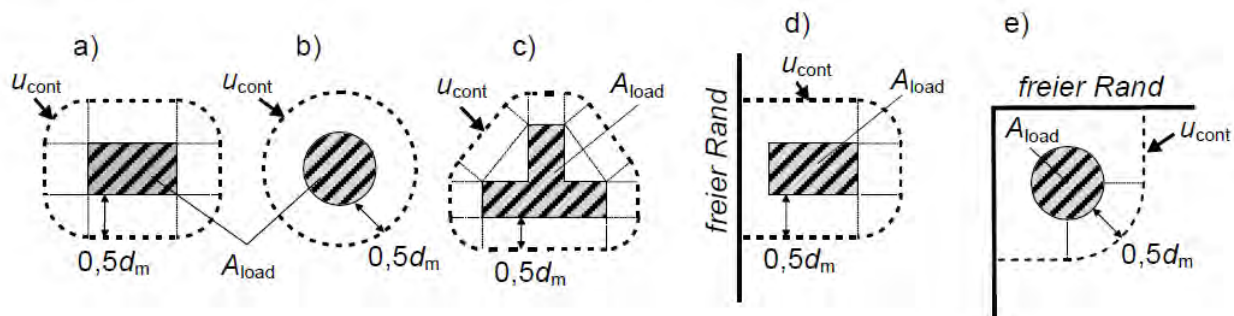
In Abb. 6.50 ist der Variationskoeffizient  $V_x$  über verschiedene Rundschnittabstände ausgewertet. Damit lässt sich ein für Flachdecken und Fundamente einheitlicher Abstand eines geeigneten Kontrollrundschnitts  $a_{cont}$  vom Stützenanschnitt finden, der für alle Versuche an Flachdecken und Fundamenten mit und ohne Durchstanzbewehrung zu dem in Summe kleinsten Variationskoeffizienten führt.

Für die Durchstanzversuche an Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung wird mit zunehmendem Abstand zur Stütze der Variationskoeffizient kleiner und nähert sich für  $a_i > 1,0d_m$  einem konstanten Wert an. Gleiches lässt sich auch für die Versuche an Flachdecken mit Durchstanz-

bewehrung beobachten, jedoch werden kleinere Variationskoeffizienten bestimmt. Das Tragverhalten von Bauteilen mit Durchstanzbewehrung wird duktiler und Umlagerungen innerhalb der durchstanzbewehrten Zone sind möglich, die eine geringere Streuung in den Versuchen bewirken können. Zum anderen wurden mit Bewehrung weniger Versuche durchgeführt, daher ist die Streuung aus den Versuchseinrichtungen und der überprüften Einflussparameter nicht so stark berücksichtigt. Für die Versuche an Flachdecken lässt sich jedoch beobachten, dass für bezogene Abstände zwischen Stützenanschnitt und Bemessungsrundschnitt ab  $a_i > 0,5d$  nur noch eine kleine Änderung der Variationskoeffizienten festgestellt wird.

Eine grundsätzlich andere Entwicklung des Variationskoeffizienten über dem bezogenen Rundschnittabstand in Abb. 6.50 ergibt sich bei Auswertung der Fundamentversuche. Hierbei ist die reduzierte Einwirkung durch den Abzug des Sohldrucks innerhalb des Abstandes  $a_i$  bereits berücksichtigt. Für Rundschnitte entlang des Stützenumfangs werden geringfügig größere Variationskoeffizienten bestimmt, die mit zunehmendem Abstand erst abnehmen und nach Erreichen eines Minimums steil ansteigen. Dieser Verlauf kann auf den Einfluss des Abzugswertes des Sohldrucks zurückgeführt werden, da die Fläche innerhalb des Bemessungsrundschnittes mit zunehmendem Abstand quadratisch ansteigt und die Einwirkungen überproportional reduziert werden. Für die Fundamente mit Bügeln wurden nur die RWTH-Versuche [25], [30] berücksichtigt, wodurch der sehr kleine Variationskoeffizient zu erklären ist. Durch die dargestellten Kurvenverläufe mit Minimum ist für die Fundamentversuche bei  $a_{\text{cont}} \approx 0,50d$  ein optimierter Abstand für den Kontrollrundschnitt gefunden.

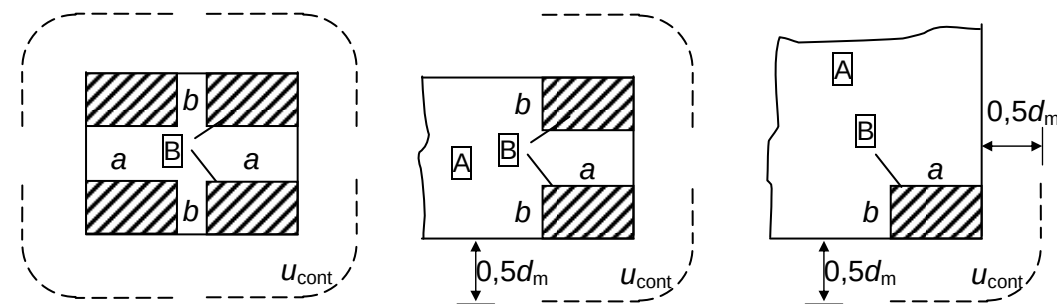
Werden die in Abb. 6.50 vorgestellten Variationskoeffizienten von Flachdecken und Fundamenten mit und ohne Durchstanzbewehrung aufsummiert, ergeben sich für Abstände von  $a_{\text{cont}} = 0,50d$  die kleinsten Werte. D. h. die besten Übereinstimmungen zwischen der Grundgleichung des Durchstanzwiderstandes und der Einwirkung im Versuch. Daher wird dieser Abstand zur Bestimmung des Kontrollrundschnitts vorgeschlagen (siehe Abb. 6.51).



a) – c) Innenstützen, d) Randstütze, e) Eckstütze

**Abb. 6.51. Lasteinleitungsflächen  $A_{\text{load}}$  und typische Kontrollrundschnitte bei  $0,5d_m$**

Ausgedehnte Auflagerflächen dürfen in geeigneter Weise in Lasteinleitungsflächen unterteilt werden, siehe Abb. 6.52. Die Fälle a) und b) lassen sich aus der Teilfläche c) für die Ecke ableiten. Vorschlag: nur Abb. 6.52 c) in EC2 aufnehmen.



- A** ausgedehnte Auflagerfläche  
**B** Lasteinleitungsfläche  $A_{\text{load}}$  mit  $0,5 \leq a/b \leq 2,0$  und  $a + b \leq 3d_m$

a) ausgedehnte Auflagerfläche

b) Wandende

c) Wanddecke

**Abb. 6.52. Lasteinleitungsfläche und Kontrollrundschnitt bei ausgedehnten Auflagerflächen**



### 6.4.5.3 Lasterhöhungsfaktor $\beta$

Die maximal einwirkende bezogene Querkraft im Kontrollrundschnitt ist weiterhin wie folgt zu ermitteln:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u \cdot d_m} \quad (6.27)$$

Für die Ermittlung von  $\beta$  sollen folgende Verfahren im EC2 aufgenommen werden:

- über Sektorenmodelle (vgl. Abb. 6.53);
- über konstante Werte in ausgesteiften Systemen, bei denen sich die Spannweiten der angrenzenden Felder um nicht mehr als 25 % unterscheiden (vgl. Abb. 6.54);
- über einen vereinfachten Nachweis abhängig von der Ausmitte bei großen Momentenbeanspruchungen (vgl. Abb. 6.55 und Gleichung (6.28)).

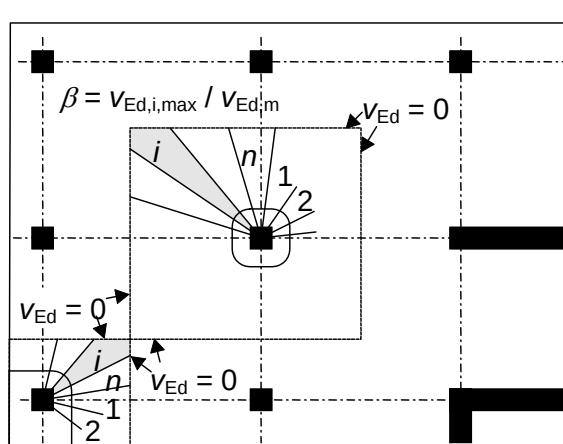
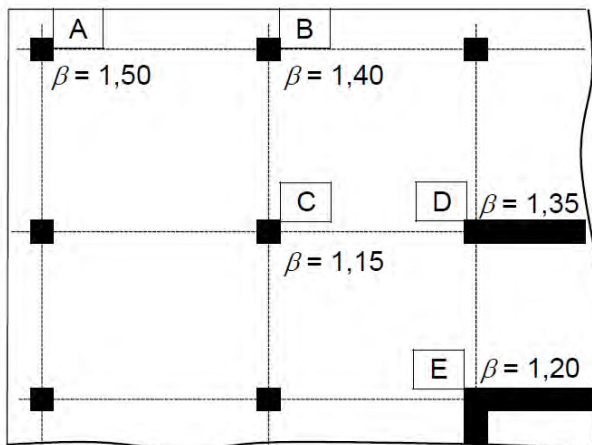


Abb. 6.53. Sektormodell (Sektoren mit 20° bis 30°)



**A** – Eckstütze; **B** – Randstütze; **C** – Innenstütze **D** – Wandende; **E** – Wanddecke

Abb. 6.54. Näherungswerte für  $\beta$

Die in Abb. 6.54 angegebenen Werte gelten grundsätzlich nur für den Fall gleichmäßig verteilter Lasten bzw. Sohldrücke. Dabei sollten die Querkräfte  $V_{Ed}$  über Lastezugsflächen ermittelt werden. Für Randstützen mit Ausmitten  $e/c \geq 1,2$  ist der Lasterhöhungsfaktor genauer zu ermitteln.

Für Stützen mit Ausmitten  $e/h \geq 1,2$  darf  $\beta$  auch wie folgt ermittelt werden:

$$\beta = 1 + e' / D_{\text{load}} \geq 1,15 \quad (6.28)$$

Dabei ist

$e'$  Abstand zwischen  $V_{\text{Ed}}$  und der Schwerachse des Kontrollrundschnitts (mit  $e = M_{\text{Ed}} / V_{\text{Ed}}$ ) (siehe Abb. 6.55);

$D_{\text{load}}$  Durchmesser eines mit  $A_{\text{load}}$  flächengleichen Kreises (z. B.  $D_{\text{load}} = 1,13 \cdot \sqrt{(h \cdot b)}$  für RQ).

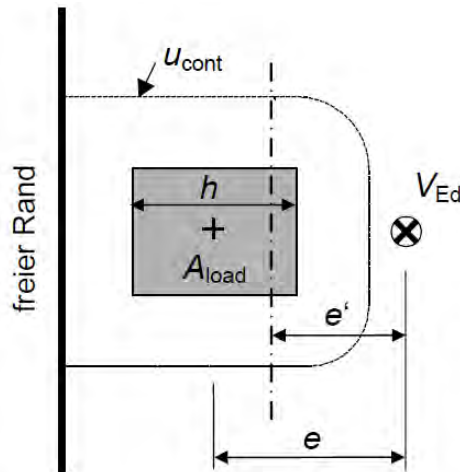


Abb. 6.55. Beispiel: Randstütze unter ausmittiger Belastung

Die Ermittlung von  $\beta$  darf beim Einwirken von Momenten auch weiterhin über eine vollplastische Schubspannungsverteilung erfolgen (Hinweis in EC2 beibehalten), wobei dieses sehr aufwändige Verfahren in ausführlicher Form in die Sekundärliteratur verschoben werden soll.

#### 6.4.5.4 Flachdecken und Fundamente ohne Durchstanzbewehrung

In Durchstanzversuchen an Flachdeckenausschnitten und Einzelfundamenten wurden die Einflüsse auf den Durchstanzwiderstand untersucht. Dabei konnte festgestellt werden, dass der Bewehrungsgrad und die Betondruckfestigkeit die Höhe der Betondruckzone an der Stütze und die Rissbreiten sowohl auf der Biegezugseite als auch im Inneren der Platte mitbestimmen. Aus Versuchen an Balken ohne Querkraftbewehrung ist bekannt, dass für die Übertragung der Schubkraft die Betondruckzone, die Rissreibung im geneigten Schubriss und die Dübelwirkung der Biegezugbewehrung maßgebend sind. Wie Untersuchungen in [31], [32], [33] bestätigen, kann der Einfluss aus Betondruckfestigkeit und Längsbewehrungsgrad gut mit der kubischen Wurzel  $(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$  erfasst und auf die Durchstanzproblematik übertragen werden.

Zusätzlich wurde in Versuchen an Balken und Flachdeckenausschnitten [32], [34], [35] und an Einzelfundamenten [30] ein Maßstabseinfluss der Bauteildicke festgestellt, der sich gut mit dem Maßstabsfaktor  $k = 1 + \sqrt{(200/d)}$  von MC1990 [19] und EC2 [R3] annähern lässt. Für Bauteile mit Durchstanzbewehrung ist dieser Maßstabsfaktor noch nicht eindeutig geklärt, jedoch scheinen ausreichend sichere Ergebnisse erreicht zu werden. Damit sind die wichtigsten Einflussfaktoren beschrieben und die Grundgleichung zur Bestimmung des Durchstanzwiderstandes kann angegeben werden:

$$v_{\text{Ed}} \leq v_{\text{Rd,c}} = C_{\text{Rd,c}} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} - k_1 \cdot \sigma_{\text{cd}} \quad (6.29)$$

Über den empirischen Vorfaktor  $C_{\text{Rd,c}} = C_{\text{Rk,c}} / \gamma_c$  kann das Sicherheitsniveau der Bemessungsgleichung mit Versuchsauswertungen festgelegt werden. Gleichzeitig wird mit dem Teilsicherheitsbeiwert im Grenzzustand der Tragfähigkeit  $\gamma_c = 1,50$  ein Betonversagen als spröde Versagensart für das Durchstanzan bestimmen. Dies ist unter anderem bei Nachweisen von Bestandsbauwerken von Vorteil, wenn weitere Untersuchungen eine Reduzierung des Teilsicher-

heitsbeiwertes zum Beispiel nach dem DBV-Merkblatt „Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetonbauteile“ [36] zulassen.

Abweichend von [27] wird hier ergänzend die Beibehaltung des Durchstanztraganteils aus der Vorspannung auf der Widerstandsseite mit  $-k_1 \cdot \sigma_{cd}$  vorgeschlagen (Druckspannungen negativ). Dabei wird davon ausgegangen, dass der bisher im NA akzeptierte Wert von  $k_1 = 0,10$  im Rundschnitt bei  $2,0d_m$  ausreichend durch Versuche mit vorgespannten Flachdecken abgesichert ist. Zur Umrechnung des Schubspannungsanteils  $v_{Rd}$  auf den neuen Kontrollrundschnitt bei  $0,5d_m$  wird angesetzt:

$$\frac{v_{Rd;0,5d}}{v_{Rd;2,0d}} = \frac{u_{2,0d}}{u_{0,5d}} = \frac{u_{load} + 2\pi \cdot 2,0d_m}{u_{load} + 2\pi \cdot 0,5d_m} = \frac{u_{load} + 4\pi d_m}{u_{load} + \pi d_m} \quad (6.30)$$

Die grafische Auswertung in Abb. 6.56 zeigt, dass die Annahme eines verdoppelten Wertes  $k_1 = 0,20$  für den kürzeren Rundschnitt  $u_{0,5d}$  bis zu baupraktisch üblichen Verhältnissen  $u_{load} \leq 7d_m$  auf der sicheren Seite liegen sollte (mit  $u_{load}$  Umfang der Lasteinleitungsfläche).

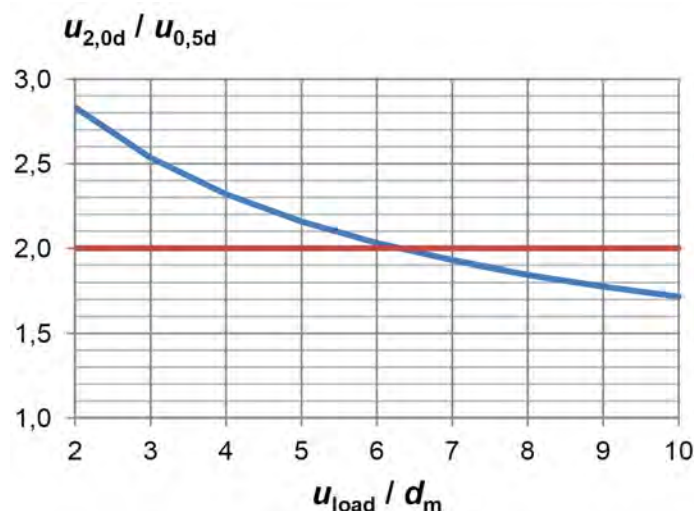


Abb. 6.56. Verhältnis der Rundschnittumfänge im Abstand  $2,0d_m$  und  $0,5d_m$

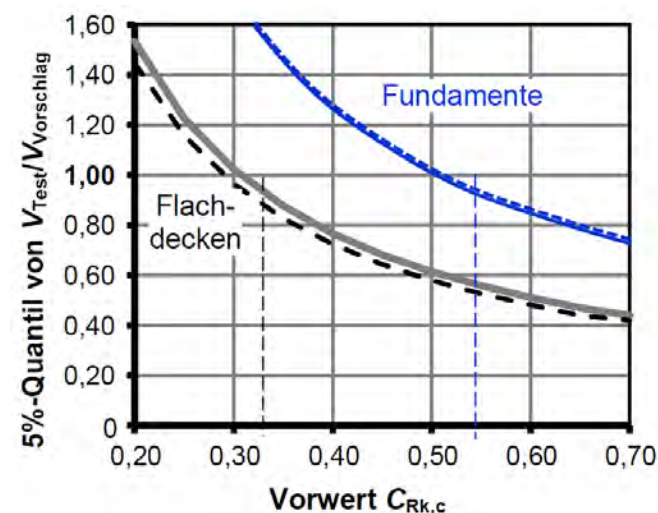


Abb. 6.57 Entwicklung des 5%-Quantilwerts über  $C_{Rk,c}$  für den Vergleich von Versuchsbruchlasten  $V_{Test}$  mit Neuversuch bei  $a_{cont} = 0,50d_m$  (ohne Vorspannung [27])

Anhand von Versuchskörpern mit einer annähernd gleichmäßigen Querkraftverteilung entlang des Bemessungsrundschnitts kann der empirische Vorfaktor  $C_{Rk,c}$  bestimmt werden. In Abb. 6.57 wurden mit der Grundgleichung (6.26) des Durchstanzwiderstandes und der Einwirkung im Bemessungsrundschnitt im Abstand  $0,50d_m$  zur Stütze die Versuche der europäisch abgestimmten Datenbanken (Flachdecken und Einzelfundamente mit und ohne Durchstanzbewehrung) nachgerechnet. Mit größerem Vorwert  $C_{Rk,c}$  nimmt der aus den Verhältnissen von

$V_{\text{Test}}/V_{\text{Vorschlag}}$  berechnete 5%-Quantilwert ab. Dies ist plausibel, da mit größerem  $C_{Rk,c}$ -Wert der rechnerische Tragwiderstand ansteigt und das Verhältnis von  $V_{\text{Test}}/V_{\text{Vorschlag}}$  reduziert wird.

Für die Fundamentversuche werden bei gleichem Vorwert  $C_{Rk,c}$  größere 5%-Quantilwerte als in den Flachdeckenversuchen bestimmt. Die Ergebnisse deuten somit auf einen Unterschied im Lastabtrag hin, der für Fundamente größere Durchstanztragfähigkeiten ermöglicht. Dies war bereits bei der Durchstanzbemessungsgleichung von EC2 [R1] und EC2 mit NA [R3] zu beobachten.

Wird der Bemessungsansatz von Flachdecken mit dem Ansatz für zentrisch belastete Einzelfundamente verglichen, so lassen sich mit den Durchstanzversuchen an Einzelfundamenten ohne Durchstanzbewehrung die Tragfähigkeiten quantitativ bewerten.

Zur Veranschaulichung werden die Bemessungsgleichungen gegenübergestellt:

$$0,18k(100\rho_{l,ck})^{1/3}u_1d_m = 0,15k(100\rho_{l,ck})^{1/3} \frac{2,0d_m}{a} \cdot \frac{u_{crit}d_m}{(1 - A_{crit}/A)} \quad (6.31)$$

Im Vergleich zur Durchstanzbemessung von Flachdecken ergibt sich für die Fundamente in den Grenzen des experimentell abgesicherten Bereiches:

- für den Anteil aus dem empirischen Vorfaktor die  $0,15/0,18 = 0,83$ -fache Tragfähigkeit;
- für den Anteil aus dem Faktor  $2,0d_m/a$  aufgrund der Abhängigkeit vom  $u_0/d_m$  Verhältnis eine bis zu  $1,54$ -fache höhere Tragfähigkeit;
- für den Anteil aus dem Abzugswert des Sohldrucks  $(1 - A_{crit}/A)$  eine bis zu  $1,37$ -fache höhere Tragfähigkeit.

Zusätzlich zu der statistischen Auswertung der Durchstanzversuche an Einzelfundamenten zeigt dieser Vergleich die bereits in EC2 mit NA [R3] berücksichtigten höheren Tragfähigkeiten von Einzelfundamenten im Vergleich zu Flachdecken.

Mit der Auswertung der Ergebnisse in Abb. 6.57 werden die empirischen Vorfaktoren (als NDP)

- für Flachdecken zu  $C_{Rk,c} = 0,33$  und
- für Fundamente zu  $C_{Rk,c} = 0,55$

festgelegt. Dabei wurde der Durchstanzwiderstand als Schubspannung im Kontrollrundschnitt im Abstand  $0,50d$  bestimmt. Für Fundamente wurde der Sohldruck innerhalb des Kontrollrundschnitts entlastend berücksichtigt.

Zur Überprüfung der vorgeschlagenen Durchstanzgleichung werden die Versuchsbruchlasten der Datenbanken ohne Durchstanzbewehrung nachgerechnet und über den wichtigsten Einflussparametern aufgetragen.

Die Begrenzung des anrechenbaren Rundschnitts auf bezogene Stützenumfänge  $u_0/d_m \leq 12$  führt zu keiner grundlegenden Verbesserung des 5%-Quantilwertes, selbst bei Vernachlässigung der einachsigen Querkrafttragfähigkeit in Anlehnung an EC2 mit NA [R3] (mit  $C_{Rk,c} = 0,15$ ) in den Zwischenbereichen des Bemessungsrundschnittes. Daher könnte auf diese Begrenzung auch verzichtet werden. Alternativ wird für bezogene Stützenumfänge mit  $u_0/d_m > 12$  vorgeschlagen, die Verteilung der einwirkenden Plattenquerkraft genauer zu bestimmen. Dies sollte durch Lasteinzugsflächen und einer abschnittsweisen Nachweisführung erfolgen.

Die Auswertung der Versuche in Abb. 6.58 ergibt über der Zylinderdruckfestigkeit, dem Biegebewehrungsgrad und der statischen Nutzhöhe weitgehend trendfreie Ergebnisse. Für Versuchskörper mit größerer Schubslankheit lässt sich ein fallender Trend beobachten. Dieser erscheint jedoch unkritisch, da ein Versuchskörper mit einer Schubslankheit von  $a_{\lambda}/d_m = 12$  einer Deckenschlankheit von etwa  $l_{eff}/d_m \geq 50$  entspricht. Solche schlanken Deckenplatten sind aufgrund der zu erwarteten hohen Durchbiegungen baupraktisch unüblich. Für den bezogenen Stützenumfang lässt sich eine deutliche Abnahme der Sicherheit mit größeren bezogenen Stützenumfängen beobachten.

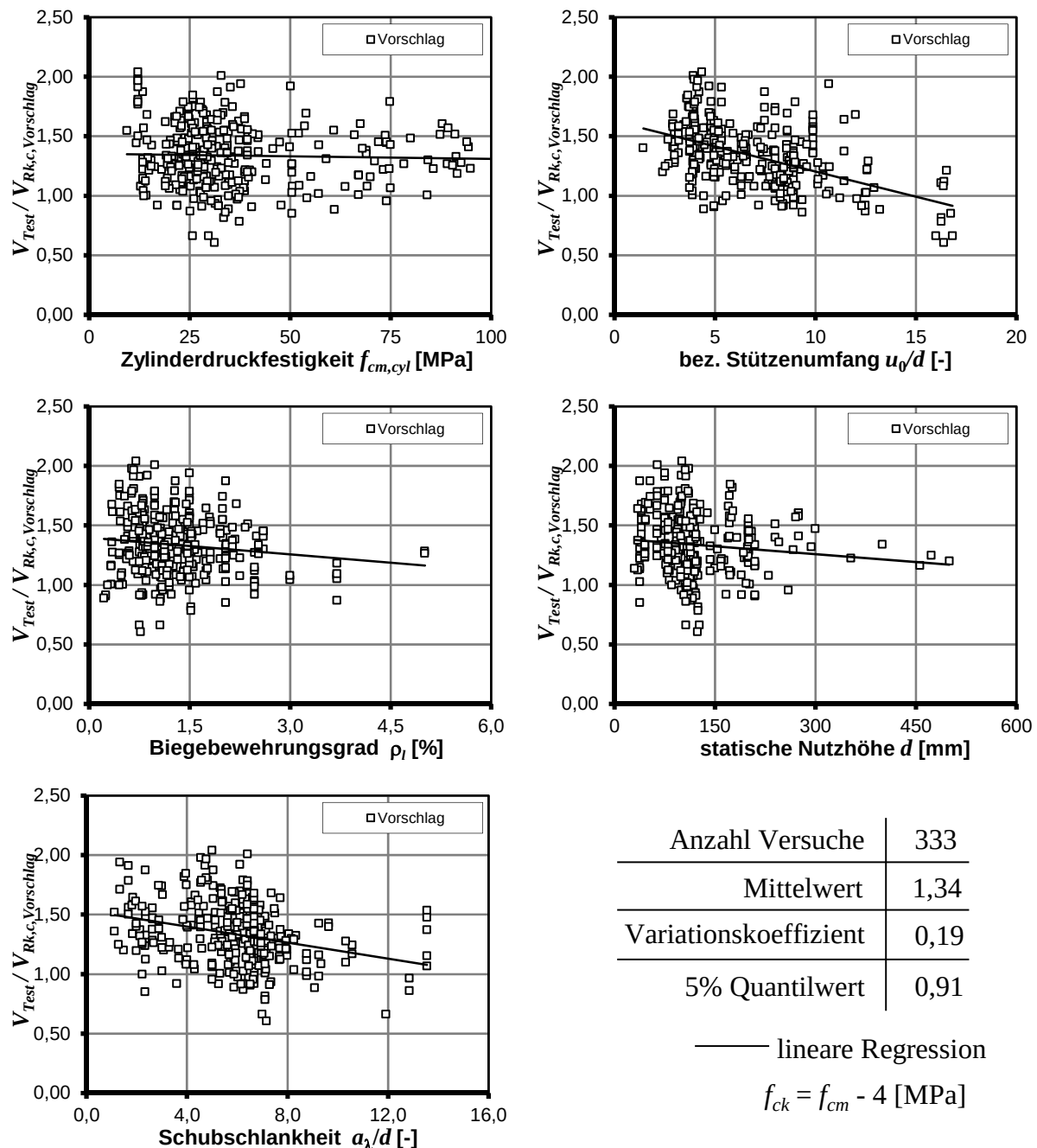


Abb. 6.58. Vergleich von Versuchsbruchlasten mit dem Neuvorschlag für  $C_{Rk,c} = 0,33$  für Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung (bei  $a_{cont} = 0,50d_m$ ) [27]



Die Nachrechnung der Durchstanzversuche an Einzelfundamenten ist in Abb. 6.59 dargestellt. Mit dem vorgeschlagenen Ansatz lässt sich für Einzelfundamente ohne Durchstanzbewehrung mit wenig Aufwand die Bruchlast sehr gut bestimmen. Wie die Auswertung der Versuche belegt, deckt die verwendete Datenbasis die baupraktisch relevanten Bereiche bis auf die statische Nutzhöhe sehr gut ab. Die Berücksichtigung der Haupteinflussparameter Betondruckfestigkeit und Längsbewehrungsgrad unter der Kubikwurzel ergibt nahezu trendfreie Ergebnisse. Dies trifft für die bei Fundamenten in der Regel kleineren  $u_0/d$ -Verhältnisse und die Schubslankheit ebenfalls zu. Durch den kleineren Abstand des Bemessungsrundschnitts kann die Durchstanztragfähigkeit sehr gut vorhergesagt werden.

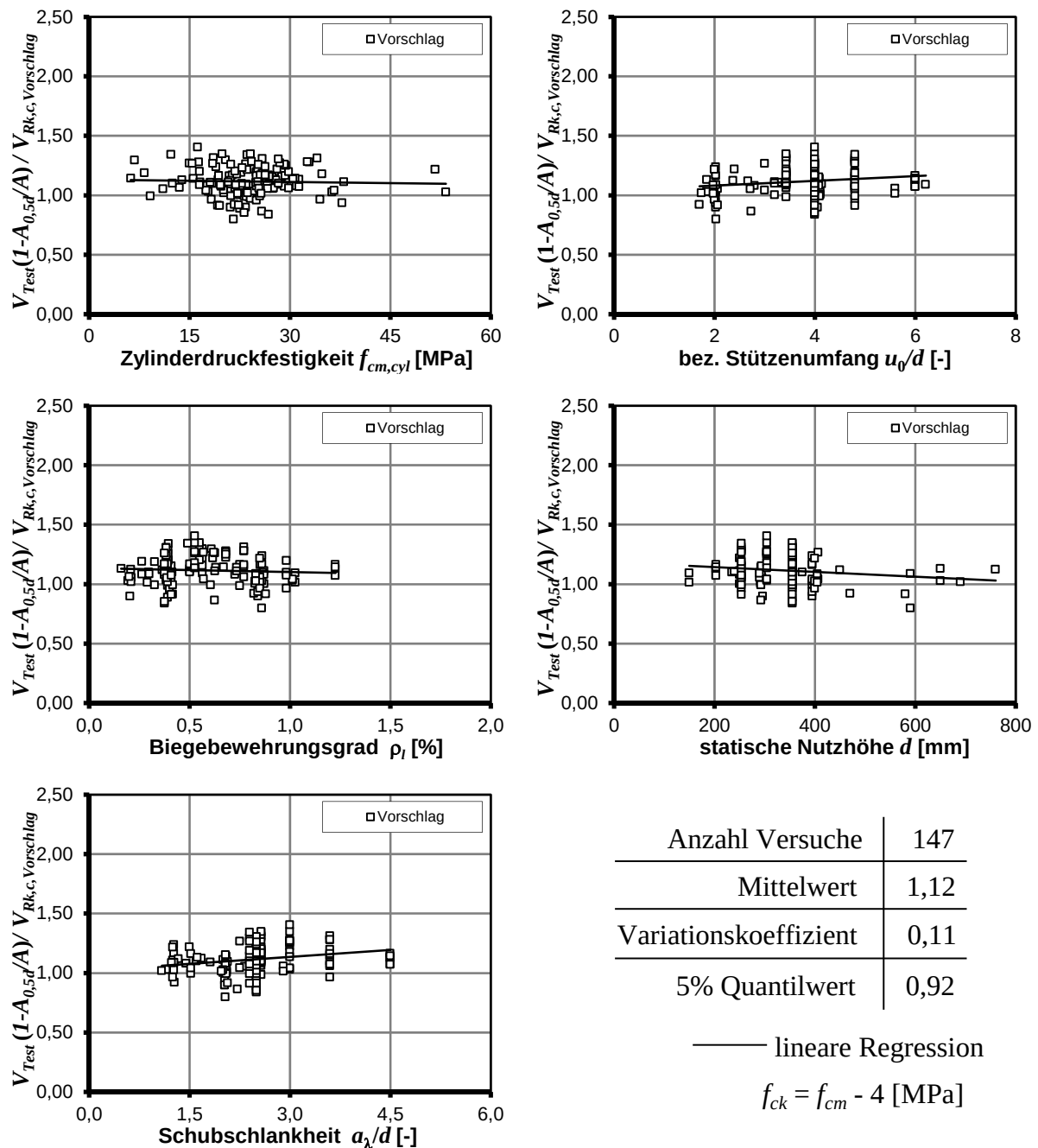


Abb. 6.59. Vergleich von Versuchsbruchlasten mit dem Neuvorschlag für  $C_{Rk,c} = 0,55$  für Einzelfundamente ohne Durchstanzbewehrung (bei  $a_{cont} = 0,50d_m$ ) [27]

#### 6.4.5.5 Maximale Durchstanztragfähigkeit bei Flachdecken und Fundamente

Die für Bauteile ohne Durchstanzbewehrung benannten Einflussparameter sind nach Versuchen auch für Bauteile mit Durchstanzbewehrung wirksam (z. B. [29], [32], [26]). Daher wird die maximale Durchstanztragfähigkeit als Vielfaches der Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung bestimmt.

$$v_{Rd,max} = k_{max} v_{Rd,c} = k_{max} C_{Rd,c} k (100 \rho_{f,ck})^{1/3} \quad (6.32)$$

Die Durchstanztragfähigkeit der Platte mit Durchstanzbewehrung wird hauptsächlich durch die Querkrafttragfähigkeit der Betondruckzone, die Rissverzahnung im geneigten Schubriss und die Dübelwirkung der Biegezugbewehrung bestimmt. Durch eine zusätzliche Durchstanzbewehrung werden die inneren Schubrissbreiten begrenzt und die Risse gleichmäßiger verteilt. Dadurch kann der Anteil der Rissreibung erhöht werden. Durch eine ausgeprägte innere Rissbildung mit vielen fein verteilten Rissen kann sich die Platte gleichmäßiger verformen. Die damit verbundene Entlastung der Betondruckzone ermöglicht eine weitere Laststeigerung.

Eine rechnerisch günstige Betondruckspannung  $\sigma_{cd}$  bei  $v_{Rd,c}$ , z. B. infolge Vorspannung, darf beim Nachweis der Maximaltragfähigkeit nicht in Ansatz gebracht werden. Diese Einschränkung ist notwendig, da bisher keine Versuche zur Kombination von Vorspannung und Bügelbewehrung auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit vorliegen [2].

Durch die Festlegung der maximalen Durchstanztragfähigkeit als Vielfaches der Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung wird die Durchstanzbemessung vereinfacht. Vom Tragwerksplaner kann zudem schnell abgeschätzt werden, welche Steigerung des Durchstanzwiderstandes für den Nachweis erforderlich ist und die Durchstanzbewehrung kann entsprechend ihrer Leistungsfähigkeit ausgewählt werden.

Der Vorfaktor zur Bestimmung der maximalen Durchstanztragfähigkeit ist für alle Durchstanzbewehrungsformen anhand von Versuchen zu bestimmen. Für eine Bügelbewehrung in Flachdecken wird mit den Versuchen der Datenbank ein Vorwert  $k_{max} = 1,50$  festgelegt. Die Versuchsnachrechnung über den Haupteinflussparametern ist in Abb. 6.60 dargestellt.

Die Versuchsnachrechnungen ergeben über der Zylinderdruckfestigkeit, dem Biegebewehrungsgrad und der Schubslankheit weitgehend trendunabhängige Ergebnisse. Über dem bezogenen Stützenumfang ist ein leicht fallender Trend zu beobachten. Die Bestimmung der Querkraftverteilung entlang des Bemessungsrundschnittes mit Lasteinzugsflächen sollte auch bei den Bauteilen mit Durchstanzbewehrung vorgenommen werden. Zwei Versuche wurden von *Kinnunen et al.* [37] mit großer statischer Nutzhöhe ( $d = 670$  mm) durchgeführt und deuten auf eine Unterschätzung der rechnerischen Tragfähigkeit bei dicken Bauteildicken mit Durchstanzbewehrung hin. Da diese Versuche jedoch in einer Forschungseinrichtung und mit kleiner Schubslankheit  $a_x/d = 2,9$  (entspricht einer Deckenslankheit von  $L/d \approx 13$ ) durchgeführt wurden, wird auf eine Modifizierung des Maßstabsfaktors  $k$  verzichtet, bis weitere experimentelle Untersuchungen mit großen Bauteildicken vorliegen. Bei neuen Versuchen an dicken Platten ist auf eine baupraktische Schubslankheit zu achten, da kleine Schubslankheiten einen direkten Lastabtrag und damit größere Bruchlasten begünstigen.

Die Nachrechnung der Durchstanzversuche an Einzelfundamenten mit Durchstanzbewehrung mit einem Vorfaktor von  $k_{max} = 1,50$  ist in Abb. 6.61 dargestellt. In den RWTH-Versuchen wurden der bezogene Stützenumfang und der Biegebewehrungsgrad nicht variiert. Da für die Nachrechnung der Versuche ohne Durchstanzbewehrung in Abb. 6.59 weitgehend trendfreie Einflüsse beobachtet werden konnten, ist der Bemessungsansatz für den geplanten Anwendungsbereich geeignet. Solange der Einfluss des bezogenen Stützenumfang und des Längsbewehrungsgrades nicht experimentell überprüft werden kann, sollte der Vorfaktor für Einzelfundamente und Bodenplatten mit Bügeln als Durchstanzbewehrung jedoch auf  $k_{max} = 1,50$  begrenzt werden.

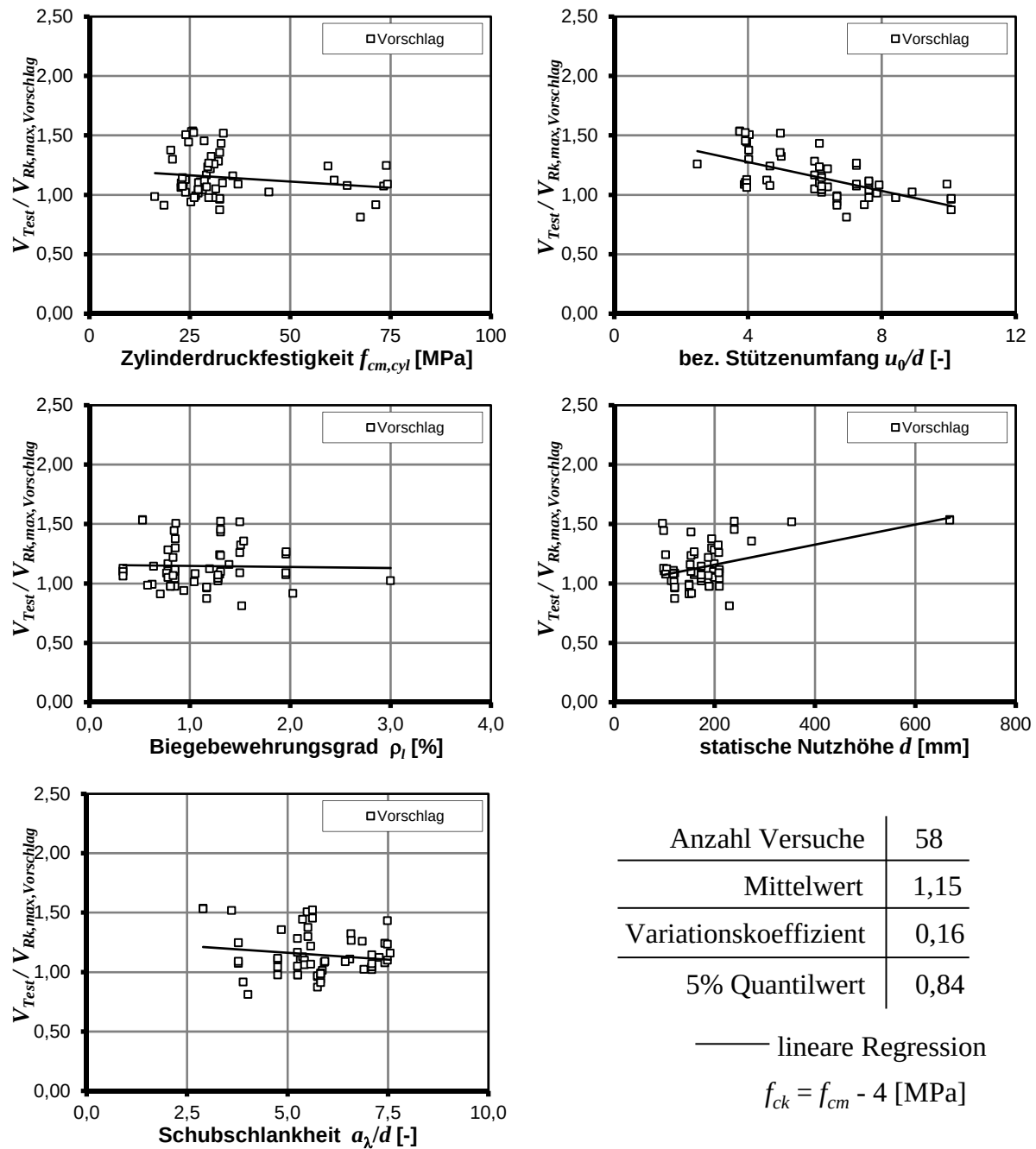


Abb. 6.60. Vergleich von Versuchsbruchlasten mit dem Neuvorschlag für  $k_{max}C_{Rk,c} = 1,50 \cdot 0,33$  für Flachdecken mit Bügeln (bei  $a_{cont} = 0,50d_m$ ) [27]

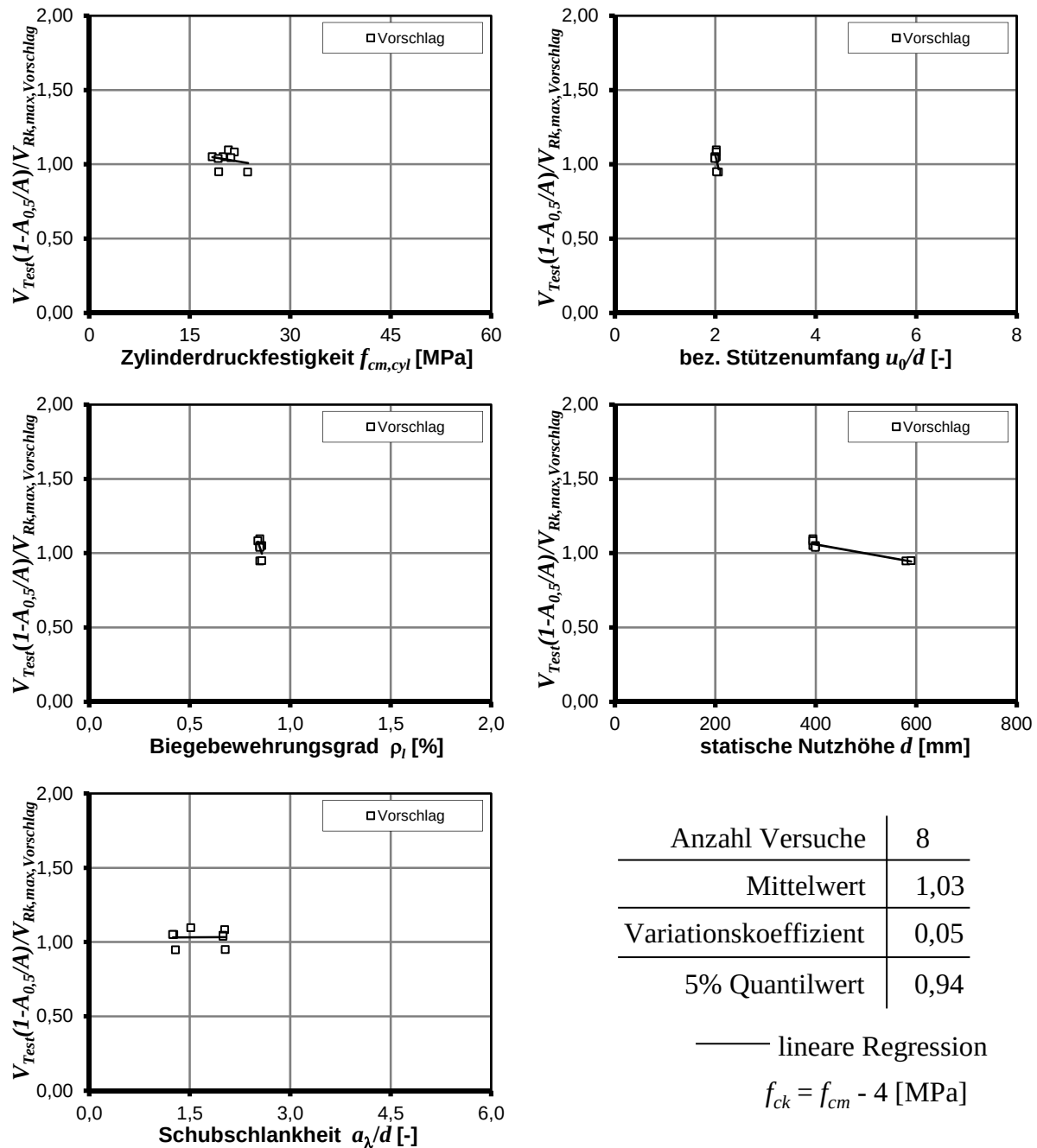
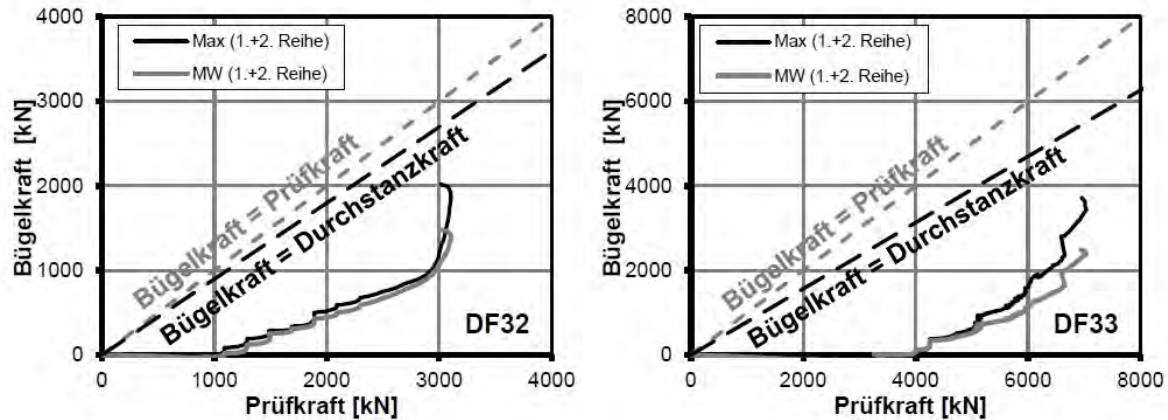


Abb. 6.61. Vergleich von Versuchsbruchlasten mit dem Neuvorschlag für  $k_{\text{max}}C_{\text{Rk,c}} = 1,50 \cdot 0,55$  für Einzelfundamente mit Bügeln (bei  $a_{\text{cont}} = 0,50d_m$ ) [27]

#### 6.4.5.6 Flachdecken und Fundamente mit Durchstanzbewehrung

Für die Bemessung der Durchstanzbewehrungsmenge wird auf einen ingenieurmäßigen Ansatz zurückgegriffen. Die maximale Beanspruchbarkeit bügelbewehrter Fundamente ergibt sich aus drei unterschiedlichen Anteilen. Ein Teil der Beanspruchung (hier: „Prüfkraft“) wird direkt in den Baugrund eingeleitet und ist für die Durchstanzbeanspruchung nicht maßgebend. Wird von der Prüfkraft der Anteil abgezogen, der direkt in den Baugrund eingeleitet wird ( $-A_{0,5d} \cdot \sigma_{\text{gm}}$  mit  $A_{0,5d}$  der vom Kontrollrundschnitt eingeschlossenen Sohlfläche und  $\sigma_{\text{gm}}$  der mittlere Sohldruck unter  $A_{0,5d}$ ) und nicht im Bemessungsrundschnitt als Schubspannung wirksam ist, erhält man die für das Durchstanzversagen maßgebende Durchstanzkraft. Diese entspricht bei Flachdecken der einwirkenden Querkraft, da dort ein Abzugswert in der Regel nicht vorgesehen bzw. vernachlässigbar klein ist. Der Durchstanzwiderstand resultiert aus einem **Betontraganteil** und dem **Traganteil der Durchstanzbewehrung**. Dieser lässt sich mit Dehnungsmessungen der Durchstanzbewehrung belegen.

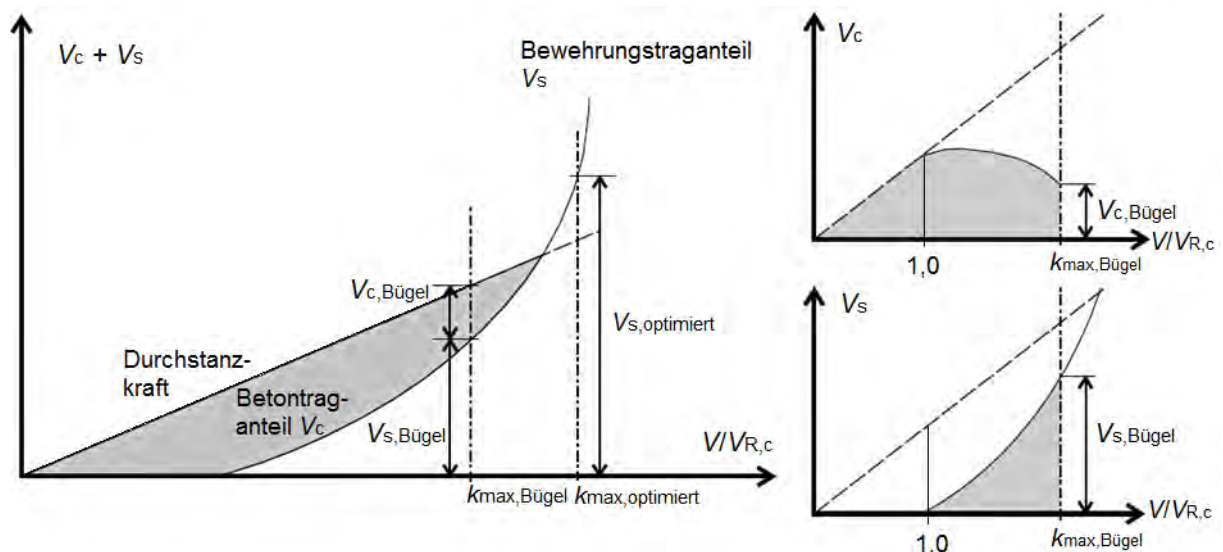
In Abb. 6.62 ist die Kraft in der Durchstanzbewehrung (Bügelkraft =  $\varepsilon_{sw} E_s A_{sw}$ ) über der Prüfkraft für das Fundament DF32 (RWTH [30]) mit einer statischen Nutzhöhe von  $d_m = 400$  mm und DF33 (RWTH [30]) mit einer statischen Nutzhöhe von  $d_m = 580$  mm aufgetragen. In den Fundamentversuchen wurden in den ersten beiden Bewehrungsreihen bis  $0,8d_m$  vom Stützenrand auf bis zu zehn Bügelschenkeln die Stahldehnungen gemessen. Dabei waren die Dehnungsmessstellen so angeordnet, dass sie in unmittelbarer Nähe des inneren Schrägrisses liegen und annähernd die maximale Beanspruchung der Bügelschenkel gemessen werden konnte.



**Abb. 6.62. Bezogene Darstellung der Bügelkräfte in Abhängigkeit der Prüfkraft für die Fundamentversuche DF32 (links) und DF33 (rechts) [27]**

Für die Auswertung der Bügelkraft in Abb. 6.62 wurde jeweils der Mittelwert (MW) und der Maximalwert (Max) der Dehnungsmessungen je Reihe verwendet und addiert, sodass der Traganteil des Aufhängefachwerks der Bügel in der ersten und zweiten Reihe bestimmt werden kann.

Mit zunehmender Prüfkraft wird die Beanspruchung des Versuchskörpers gesteigert. Anfangs sind keine Zugdehnungen in den Bügeln messbar, der Lastabtrag erfolgt ausschließlich durch den Beton. Zwischen etwa 30 % und 55 % der Bruchlast werden geringe Dehnungszunahmen festgestellt und eine Beanspruchung wird auf die Bügel umgelagert. Bei weiterer Steigerung der Prüfkraft erfolgen eine überproportionale Zunahme der Bügeldehnungen und damit eine Zunahme des Traganteils der Bügel. Dies deutet darauf hin, dass der Betontraganteil nicht mehr in dem gleichen Maße gesteigert werden kann. Für Versuche an Flachdecken wurden unter anderem von *Beutel* [31] und *Regan et al.* [38] ein vergleichbares Verhalten beobachtet.



**Abb. 6.63. Modellvorstellung zum Beton- und Bewehrungstraganteil [27]**



Diese Einflüsse sind in der Modellvorstellung zum Beton- und Bewehrungstraganteil in Abb. 6.63 verdeutlicht. Während zu Beginn der Betontraganteil alleine für den Lastabtrag verantwortlich ist, wird mit zunehmender Belastung der Bewehrungstraganteil überproportional aktiviert, während der Betontraganteil weiter abnimmt. Für die Versuche mit einer Bügelbewehrung kann bei Erreichen der maximalen Durchstanztragfähigkeit ( $k_{\max} = V_{\text{Rd,max}}/V_{\text{Rd,c}}$ ) in der Regel noch ein Betontraganteil nachgewiesen werden. Dieser wird durch die Verankerungsqualität der Durchstanzbewehrung und die Verteilung der Bewehrung beeinflusst [38], [39]. Dabei führt eine bessere Verankerung und eine feinere und gleichmäßigere Verteilung der Durchstanzbewehrung zu einem größeren Betontraganteil.

Für die Bemessung in Flachdecken und Fundamenten wird ein additiver Ansatz aus einem im Kontrollrundschnitt zu bestimmenden Betontraganteil und einem Aufhängefachwerk der Durchstanzbewehrung vorgeschlagen:

$$\beta \cdot v_{\text{Ed}} \leq v_{\text{Rd,c+s}} = k_c \cdot v_{\text{Rd,c}} + k_s \cdot v_{\text{Rd,s}} \leq k_{\max} \cdot v_{\text{Rd,c}} \quad (6.33)$$

Hierin sind  $v_{\text{Ed}}$  die einwirkende mittlere Schubspannung entlang des Kontrollrundschnitts im Abstand  $0,50d$ ,  $v_{\text{Rd,c+s}}$  der Durchstanzwiderstand mit Durchstanzbewehrung,  $k_c$  ein kalibrierter Faktor zur Festlegung des wirksamen Betontraganteils,  $k_s$  ein kalibrierter Faktor zur Bestimmung der Effektivität der Durchstanzbewehrung,  $v_{\text{Rd,c}}$  der Betontraganteil nach Gleichung (6.15) und

$$v_{\text{Rd,s}} = f_{\text{ywd,eff}} \cdot A_{\text{sw,cont}} \cdot \sin \alpha / (u_{\text{cont}} \cdot d_m) \quad (6.34)$$

der Traganteil der Durchstanzbewehrung (bezogen auf die fiktive Schubfläche im Kontrollrundschnitt). Die effektive Streckgrenze ist unverändert mit  $f_{\text{ywd,eff}} = 250 + 0,25d_m \leq f_{\text{ywd}}$  (mit  $d_m$  in [mm]) zu bestimmen.

Die im Kontrollrundschnitt ermittelte Bewehrungsmenge  $A_{\text{sw,cont}}$  ist für Flachdecken im Bereich zwischen  $0,30d_m$  und  $1,15d_m$  (gegenüber  $1,125d_m$  in [27] baupraktisch aufgerundet) zum Stützenanschnitt und für Fundamente im Bereich zwischen  $0,30d_m$  und  $0,80d_m$  zu verteilen (Abb. 6.64). Bei Bügeln ist diese gleichmäßig auf mindestens zwei Reihen aufzuteilen. Auch dies ist gegenüber den bisher nach NA unterschiedlichen Bewehrungsmengen in 1. und 2. Reihe eine wesentliche konstruktive Verbesserung, da nunmehr die Durchstanzbewehrung mit zweischnittigen Bügel in radialer Richtung umgesetzt werden kann. Die Festlegungen für die Verteilung der Durchstanzbewehrung sollten im Kapitel 9: Konstruktionsregeln konzentriert werden.

Die Faktoren  $k_c$  und  $k_s$  lassen sich aus den gemessenen Bügeldehnungen der Durchstanzversuche ableiten. Für die Versuche mit einer einwirkenden Querkraft in Höhe von  $V/V_{\text{Rd,c}} = 1,50$  kann aus den maximalen Dehnungswerten der Bügel ein fiktiver, maximal wirkender Stahltraganteil bestimmt werden. Da sich der Tragwiderstand aus Stahl- und Betontraganteil zusammensetzt (Abb. 6.63), lässt sich der minimal erforderliche Betontraganteil  $V_c$  zur Aufnahme der Prüfkraft bestimmen.

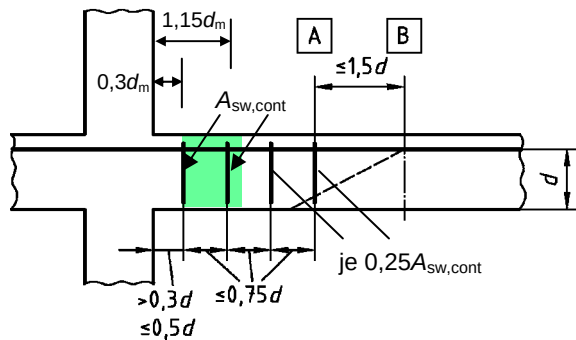
Für die Versuche an Einzelfundamenten und Flachdecken mit Bügeln kann der Betontraganteil auf der sicheren Seite liegend zu  $V_c/V_{\text{Rd,c}} = k_c = 0,60$  abgeschätzt werden. Der Ansatz der maximalen Dehnungswerte in den Bügeln führt dagegen zu einer Überschätzung des Stahltraganteils. Der Faktor  $k_s$  ist daher erforderlich, um die maximalen Dehnungen auf eine mittlere Bügeldehnung umzurechnen. Nach den verfügbaren Dehnungswerten aus Versuchen kann dies gut mit  $k_s = \varepsilon_{\text{sw,mittel}}/\varepsilon_{\text{sw,max}} = 0,80$  approximiert werden. Mit dem Faktor  $k_s$  lässt sich ebenfalls die Effektivität der Bewehrung oder alternativ die Umlagerung eines Aufhängefachwerks zu einer reinen Fachwerktragwirkung hin beschreiben. Es liegen keine systematischen Versuchsserien vor, die eine eindeutige Bestimmung der Beton- und Stahltraganteile bzw. der Faktoren  $k_c$  und  $k_s$  über der Ausnutzung  $V/V_{\text{Rd,max}}$  ermöglichen. Da sich die Traganteile mit zunehmender Beanspruchung nichtlinear ändern (vgl. Abb. 6.63) werden für den Bemessungspunkt  $V = V_{\text{Rd,c+s}}$  die Vorfaktoren  $k_c$  und  $k_s$  auf der sicheren Seite bestimmt.

Für aufgebogene Durchstanzbewehrung darf wegen der besseren Verankerungsqualität der Faktor  $k_s = 1,0$  verwendet werden.

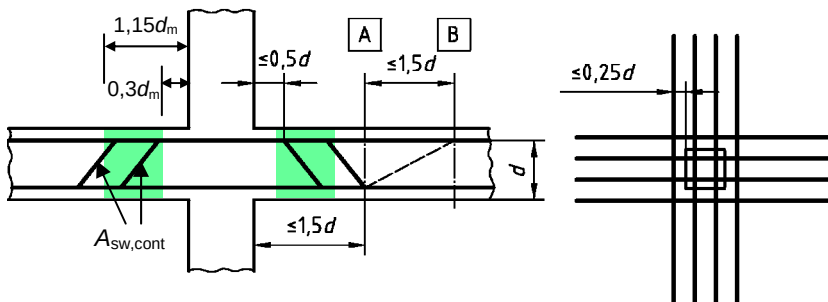
Wenn außerhalb der genannten Bereiche Durchstanzbewehrung erforderlich wird, sind mindestens 25 % von  $A_{sw,cont}$  je Reihe einzubauen.

Zusammenfassend lässt sich Gleichung (6.33) dann allgemein anwenden ( $k$ -Werte als NDP):

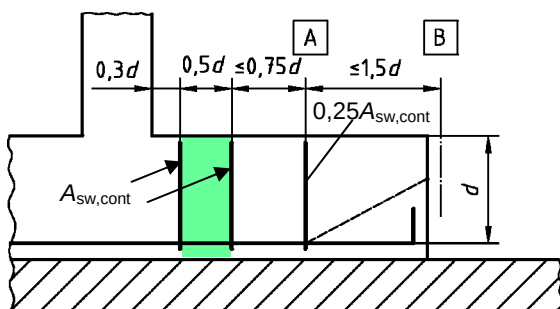
- ohne Durchstanzbewehrung:  $k_c = 1,0$  und  $k_s = 0$ ;
- mit Durchstanzbewehrung:  $k_c = 0,60$  und  
 $k_s = 0,80$  für 90°-Bügel bzw.  $k_s = 1,0$  für Aufbiegungen;  
 $k_{max} = 1,5$



a) Bügelabstände bei Flachdecken



b) Abstände aufgebogener Stäbe



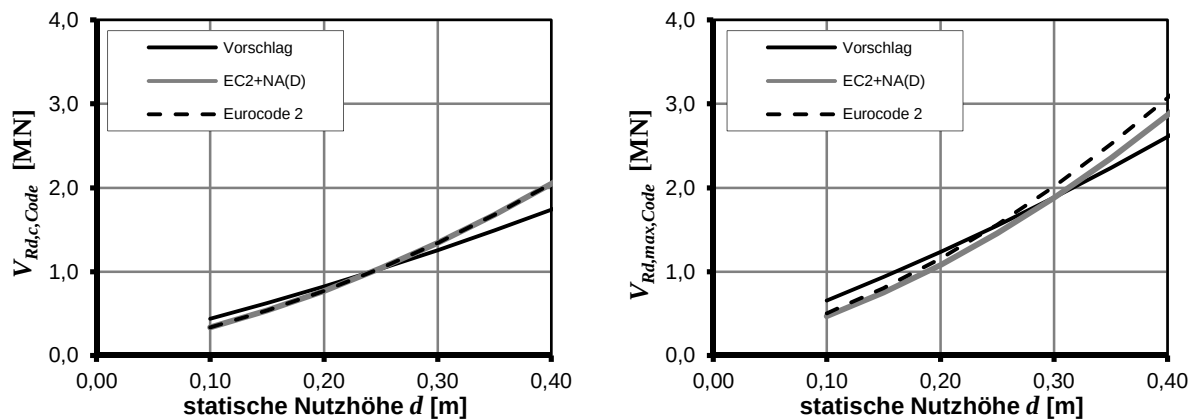
c) Bügelabstände bei Fundamenten

- [A] letzte erforderliche Durchstanzbewehrungsreihe
- [B] Rundschnitt  $u_{out}$  ohne erforderliche Querkraftbewehrung

Abb. 6.64. Verteilung der Durchstanzbewehrung  $A_{sw,cont}$

Zur Überprüfung der Bemessungsgleichung im Anwendungsbereich werden Vergleichsrechnungen mit Regelungen nach EC2 [R1] und EC2 mit NA [R3] durchgeführt. Diese sollen die Entwicklung des Durchstanzwiderstandes über dem geplanten Anwendungsbereich veranschaulichen. Im Folgenden werden die Durchstanzwiderstände über der statischen Nutzhöhe dargestellt.

Die Durchstanzwiderstände von Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung in Abb. 6.65 a) und der maximale Durchstanzwiderstand in Abb. 6.65 b) belegen für den Bemessungsvorschlag vergleichbare rechnerische Tragwiderstände wie nach EC2 [R1] und EC2 mit NA [R3].



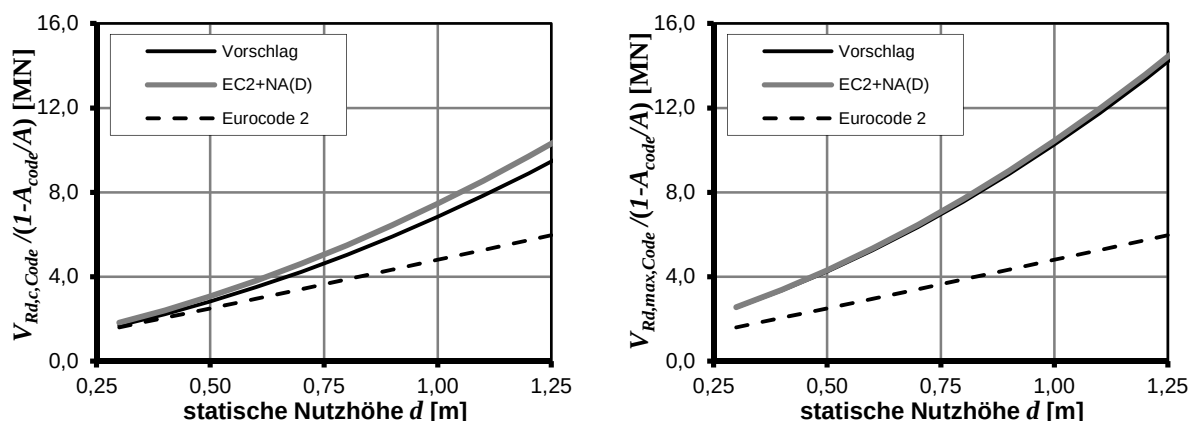
Parameterstudie mit:  $f_{ck} = 30$  MPa,  $h/b = 0,50$  m /  $0,50$  m,  $\rho_l = 1,5$  %,  $l_{eff} = 8,0$  m

a) ohne Durchstanzbewehrung

b) maximaler Durchstanzwiderstand

**Abb. 6.65. Vergleich der Durchstanzwiderstände von Flachdecken nach EC2, EC2 mit NA und Neuvorschlag [27]**

In Abb. 6.66 sind die rechnerischen Durchstanzwiderstände für Fundamente ohne (Abb. 6.66 a)) und mit Durchstanzbewehrung (Abb. 6.66 b)) dargestellt. Die Ergebnisse der Vergleichsrechnungen an Fundamenten ohne Durchstanzbewehrung zeigen deutlich geringere Widerstände nach EC2 [R1], für EC2 mit NA [R3] und dem Neuvorschlag werden annähernd gleiche Durchstanzwiderstände erreicht. Die Entwicklung der Widerstände über der statischen Nutzhöhe ist nach EC2 mit NA [R3] und dem Neuvorschlag vergleichbar.

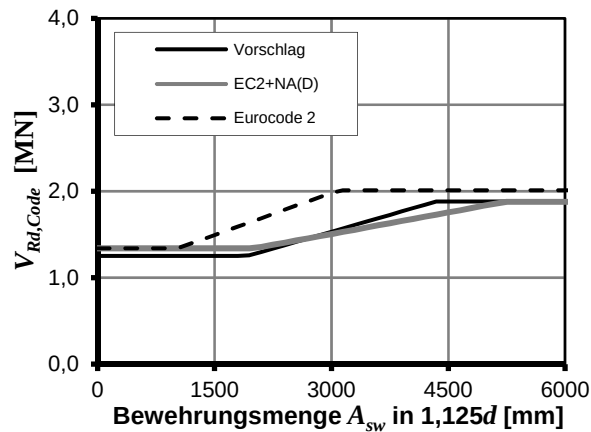


Parameterstudie mit:  $f_{ck} = 20$  MPa,  $h/b = 0,40$  m /  $0,40$  m,  $\rho_l = 1,5$  %, Schusschlankheit  $a_x/a_m = 2,0$  m

a) ohne Durchstanzbewehrung

b) maximaler Durchstanzwiderstand

**Abb. 6.66. Vergleich der Durchstanzwiderstände von Fundamenten nach EC2, EC2 mit NA und Neuvorschlag [27]**



#### Ausgangssystem der Parameterstudie

Zylinderdruckfestigkeit  $f_{ck} = 30$  MPa

quadratische Stütze  $c = 0,50$  m

Längsbewehrungsgrad  $\rho_l = 1,50$  %

statische Nutzhöhe  $d = 0,30$  m

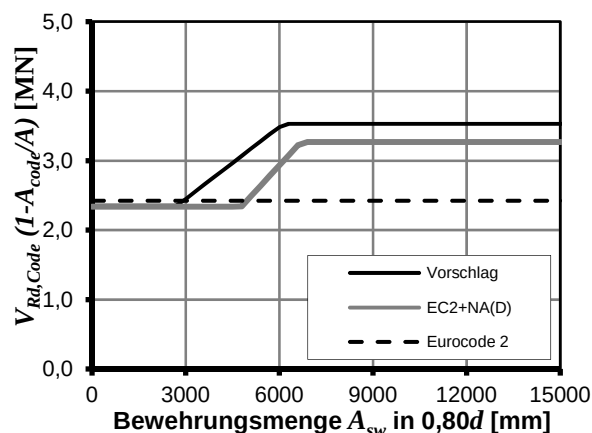
Stützweite  $L = 8,0$  m

Eurocode 2 mit Amendment 2013 ausgewertet

**Abb. 6.67. Vergleich der Durchstanzwiderstände von Flachdecken nach EC2, EC2 mit NA und Neuverschlagn in den ersten beiden Bügelreihen bis  $1,125d_m$  vom Stützenrand [27]**

In Abb. 6.67 werden die Durchstanzwiderstände über der Durchstanzbewehrungsmenge miteinander verglichen. Dabei wurde die Summe der Bügelquerschnitte für die Flachdecken bis  $1,125d_m$  berücksichtigt, d.h. für EC2 [R1] und EC2 mit NA [R3] wurden zwei Bewehrungsreihen mit einem Abstand von  $s_r = 0,75d_m$  und für den Neuverschlagn die Bügel zwischen  $0,30d_m$  und  $1,125d_m$  angesetzt. Bei kleinen Bewehrungsmengen  $A_{sw}$  ist die Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung maßgebend und mit zunehmendem Bügelquerschnitt lässt sich die Tragfähigkeit unterschiedlich bis zum Erreichen des maximalen Durchstanzwiderstandes steigern. Die erforderliche Bewehrungsmenge nach dem Vorschlag innerhalb von  $1,125d_m$  liegt etwa auf dem gleichen Niveau wie die erforderliche Bewehrungsmenge nach EC2 mit NA [R3]. Im direkten Vergleich zum Bemessungsansatz nach EC2 mit NA ist jedoch von Vorteil, dass die Bügelquerschnitte gleichmäßig auf die Bewehrungsreihen aufgeteilt werden können und nicht wie in EC2 mit NA (und vormals auch in DIN 1045-1 [R20]) in der ersten Reihe deutlich mehr Bewehrung erforderlich ist, was baupraktisch schwierig umzusetzen war. Die geringste Bewehrungsmenge wird nach EC2 [R1] erforderlich, allerdings führt die Bemessung nach EC2 [R1] auch zu unsicheren Ergebnissen (vgl. Abschnitt 6.4.4.4).

In Abb. 6.68 sind die Ergebnisse der Parameterstudie für Fundamente dargestellt. Die Ergebnisse belegen für den Vorschlag einen kleineren Bewehrungsquerschnitt als nach dem Ansatz des Aufhängesfachwerks ohne Betontraganteil nach EC2 mit NA. Für die Vergleichsrechnung auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit wird deutlich, dass der Durchstanzwiderstand nach EC2 [R1] nicht gesteigert werden kann (Nachweis am Stützenanschnitt maßgebend).



#### Ausgangssystem der Parameterstudie

Zylinderdruckfestigkeit  $f_{ck} = 20$  MPa

quadratische Stütze  $c = 0,4$  m

Längsbewehrungsgrad  $\rho_l = 0,5$  %

statische Nutzhöhe  $d = 0,5$  m

Schubslankheit  $a_x/d = 2,00$

Eurocode 2 mit Amendment 2013 ausgewertet

**Abb. 6.68. Vergleich der Durchstanzwiderstände von Fundamenten nach EC2, EC2 mit NA und Neuverschlagn in den ersten beiden Bügelreihen bis  $0,80d_m$  vom Stützenrand [27]**

### Diskussion des neuen Bemessungsvorschlags [27]

Für einfachere Tragstrukturen, wie beispielsweise Biegebalken, lassen sich Ingenieurmodelle ohne empirische Anpassungsfaktoren herleiten. Mit zunehmender Komplexität der Tragstruktur durch räumliche Effekte und/oder Einflüssen aus einer Momenten-Querkraft-Interaktion werden Ingenieurmodelle zunehmend anspruchsvoller. Bei den in der Literatur vorhandenen Tragmodellen zum Durchstanzen zeigt sich, dass die vielen unterschiedlichen Anwendungsfälle und zahlreichen, sich gegenseitig beeinflussenden Parameter auch von empirischen Einflussfaktoren abhängig sind. Durch eine empirisch oder physikalisch begründete Berücksichtigung zusätzlicher Einflussparameter lässt sich der Anwendungsbereich der Modelle erweitern. Gleichzeitig werden mit jedem zusätzlichem Parameter neue streuende Größen berücksichtigt, sodass die Vorhersagegenauigkeit des Modells bei gesteigerter Komplexität anfälliger wird.

Für ein Verständnis des Lastabtrages sind Modelle unerlässlich. Neben einem tieferen Verständnis sollten Modelle dazu dienen, ein Bauteil sicher zu bemessen. Dieser Punkt wurde hier aufgegriffen; es war nicht das Ziel, ein neues Ingenieurmodell zum Durchstanzen vorzustellen, sondern ein einfacheres Modell zu entwickeln, das leicht verständlich und mit minimalen Anpassungen auf unterschiedliche Anwendungsbereiche übertragen werden kann. Durch die zahlreichen Forschungsarbeiten zum Thema Durchstanzen lässt sich ein vertieftes Verständnis zu den Vorgängen in Flachdecken und Fundamenten mit punktförmiger Belastung entwickeln. Erst dadurch ist es möglich, ein vereinfachtes, halbempirisches Durchstanzbemessungsmodell herzuleiten.

Durch Auswertung großer Datenmengen werden viele Variationen erfasst, die Gegenstand einzelner Forschungsarbeiten waren. Diese sind im Neuvorschlag implizit berücksichtigt, was an den teilweise geringfügig größeren Streuungen und dem vorgestellten Sicherheitsniveau für Flachdecken und Fundamente erkennbar ist. In Tabelle 6.11 sind die statistischen Kennwerte Mittelwert und Variationskoeffizient gegenübergestellt. Obwohl die Bestimmung der rechnerischen Bruchlasten nach den Bemessungsansätzen teilweise sehr unterschiedlich erfolgt, sind die Unterschiede in den Ergebnissen bereichsweise sehr klein. Der Vergleich der Variationskoeffizienten mit den unterschiedlichen Ansätzen belegt für den Vorschlag eine gute Vorhersagegenauigkeit, insbesondere vor dem Hintergrund der einfachen und klaren Nachweisstruktur sowie dem Verzicht auf Sonderregelungen.

**Tab. 6.11. Zusammenstellung der Mittelwerte und Variationskoeffizienten aus den Versuchsnachrechnungen der Durchstanzversuche mit unterschiedlichen Bemessungsansätzen [27]**

| Bauteile    |         | Anzahl Versuche | 5%-Quantilwert    |                      |           | Variationskoeffizient $V_x$ |                      |           |
|-------------|---------|-----------------|-------------------|----------------------|-----------|-----------------------------|----------------------|-----------|
|             |         |                 | EC2 [R1] mit [R2] | EC2 [R1] mit NA [R3] | Vorschlag | EC2 [R1] mit [R2]           | EC2 [R1] mit NA [R3] | Vorschlag |
| Flachdecken | ohne DB | 333             | 0,84              | 0,87                 | 0,91      | 0,20                        | 0,19                 | 0,19      |
|             | mit DB  | 58              | 0,74              | 0,88                 | 0,84      | 0,19                        | 0,12                 | 0,16      |
| Fundamente  | ohne DB | 147             | 0,49              | 0,84                 | 0,92      | 0,38                        | 0,18                 | 0,11      |
|             | mit DB  | 8               | 2,12              | 0,92                 | 0,94      | 0,14                        | 0,08                 | 0,05      |

Der Vorteil des vorgeschlagenen Bemessungsansatzes gegenüber den meisten Modellen ergibt sich aus der vielfältigen Anwendbarkeit. Während der Bemessungsvorschlag nahezu unverändert auf Flachdecken und Fundamente mit und ohne Durchstanzbewehrung angewendet werden kann, wurden die meisten Modelle in der Regel an Flachdecken hergeleitet und sind nur mit Einschränkungen auf Fundamente übertragbar. Gleichzeitig lassen sich durch die klare Formulierung der Bemessungsgleichung die Haupteinflussparameter identifizieren und deren Wirkung erkennen, was die Anwendbarkeit vereinfacht. Die Begrenzung des Nachweises auf den Platten-Stützen Knoten ermöglicht zudem eine Anwendung auch auf Tragstrukturen wie zum Beispiel Wandscheiben, ohne ein zusätzliches Sicherheitselement durch konservative Annahmen zu schaffen.



Werden jegliche Art von Bemessungsmodellen auf einzelne Tragstrukturen monolithisch verbundener Tragwerke angewendet (zum Beispiel Platten-Stützen-Knoten von Flachdecken) ist zu beachten, dass diese Bemessungsansätze in der Regel an Flachdeckenausschnitten hergeleitet wurden. Ob die Vorhersagegenauigkeit auch für den im Tragsystem eingebetteten Knoten gilt, ist bisher nur unzureichend überprüft. In der Regel sind dort aufgrund von möglichen Umlagerungen und Membranspannungszuständen größere Tragwiderstände zu erwarten. Diese unterliegen jedoch ebenfalls deutlichen Streuungen, sodass jegliche an Flachdeckenausschnitten ermittelte Genauigkeit nur eine „gefühlte“ Genauigkeit ist, da das Tragverhalten im Bauteil ein Anderes ist.

#### 6.4.5.7 Mindestlängsbewehrung

Nur im NA [R3] wird zur Sicherstellung der räumlichen Tragmechanismen beim Durchstanzen ein Mindestwert an Biegetragfähigkeit durch Abdeckung von Mindestmomenten  $m_{Ed}$  abhängig von der Größe der Querkraft  $V_{Ed}$  festgelegt und auf mitwirkende Breiten verteilt (siehe [R3], Tab. NA.6.1.1 mit Bild NA.6.22.1). Diese Regelung wurde in DIN 1045-1 [R20] aus der Vornorm ENV 1992 [R10] übernommen, die dort aber für ganz andere Durchstanzwiderstände eingeführt worden war.

Vergleichsrechnungen hierzu mittels Parameterstudien (siehe Abb. 6.69 und Abb. 6.70) zeigen, dass die Regelung für Mindestbiegemomente nach EC2/NA, 6.4.5 (NA.6) für baupraktische Fälle im Vergleich mit Biegung, Durchstanzen und der Regelung im EC2 [R1], 9.4.1 (2) nicht maßgebend wird – weder für die Menge der Bewehrung noch für deren Verteilung.

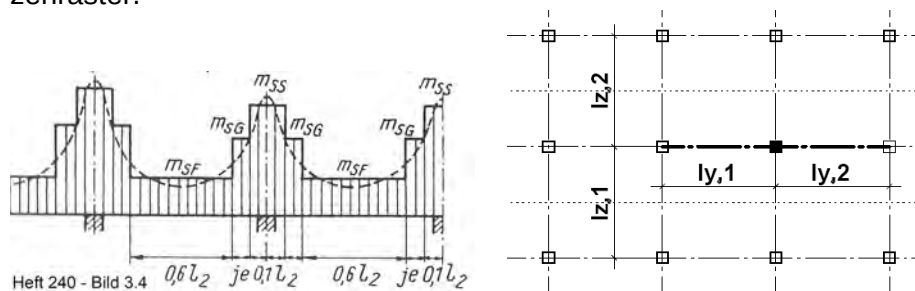
Der Verzicht auf die längsbewehrungsunabhängige Mindestquerkrafttragfähigkeit  $v_{min}$  beim Durchstanzen bei der Ermittlung von  $v_{Rd,c}$  führt zudem zu größeren Biegebewehrungsgraden beim Durchstanznachweis bei schwach bewehrten Flachdecken.

Die NA-Regelungen zu den Mindestbiegemomenten kann daher gestrichen werden.

Erläuterungen zu Abb. 6.69 und Abb. 6.70: Ausgehend von der Bewehrungsmenge  $a_s$  (Abszisse) wird in einem ersten Schritt die maximale Durchstanztragfähigkeit  $V_{Rd,max} = k_{max} \cdot V_{Rd,c}$  der Decke bestimmt. Sie entspricht bei Flachdecken näherungsweise der Stützenlast. Aus den geometrischen Verhältnissen der Flachdecke (Stützenraster, Stützweiten, Deckenüberstand) wird daraus über Lastenzugsflächen näherungsweise die zugehörige Flächenlast auf der Decke ermittelt. Damit sind alle Berechnungsparameter bestimmt. Mit dem Näherungsverfahren im DAfStb-Heft [240], das auf der Plattentheorie basiert werden damit die entsprechenden Plattenmomente sowie die erforderliche Stützbewehrung im Gurtstreifen ermittelt. Die Bewehrungen sind in den Bildern aufgetragen ( $m_{ss}$  und  $m_{sg}$ ).

Der Ansatz in der Forderung des EC2 [R1] im Absatz 9.4.1 (2), die genauere Gebrauchstauglichkeitsberechnungen ersetzen soll, entspricht prinzipiell dem Näherungsverfahren mit Ersatzdurchlaufträgern im DAfStb-Heft [240]. Bei einem unregelmäßigen Stützenraster ist die Forderung deshalb kaum umzusetzen.

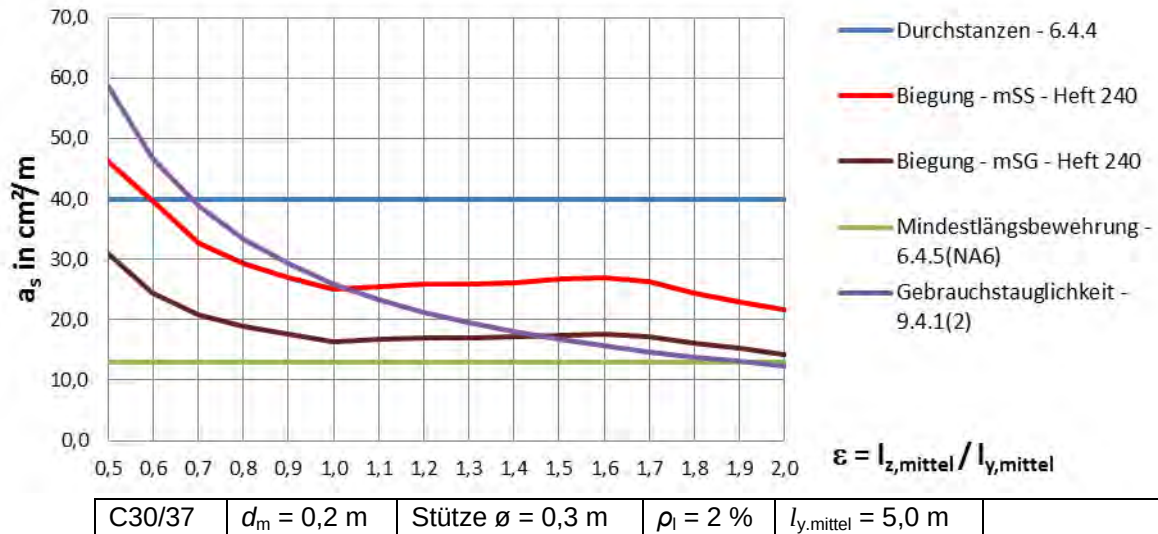
Die Beispiele in den Abb. 6.69 und Abb. 6.70 zeigen exemplarisch, dass die zusätzlichen Forderungen im EC2/NA [R3], Abschnitt 6.4.5 NCI (NA.6) bezüglich einer Mindeststützbewehrung der Flachdecke verglichen mit den Bewehrungsmengen aus den Standsicherheitsnachweisen nicht maßgebend werden. Dies gilt für baupraktisch übliche Stützweitenverhältnisse und Stützenraster.



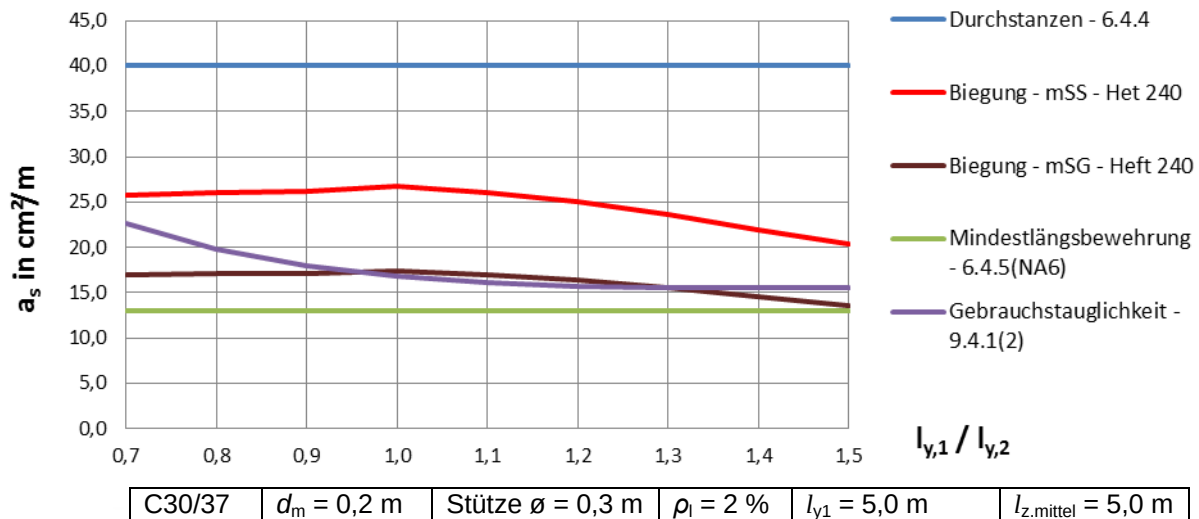
Legende zu Abb. 6.69

$$l_{y,mittel} = 0,5 \cdot (l_{y,1} + l_{y,2}); l_{z,mittel} = 0,5 \cdot (l_{z,1} + l_{z,2})$$

a) Fall 1: Innenstütze (aufgetragen nach Stützweitenverhältnis quer)



b) Fall 2 Innenstütze (aufgetragen nach Stützweitenverhältnis längs)



c) Fall 3: Innenstütze (aufgetragen nach Längsbewehrungsgrad)

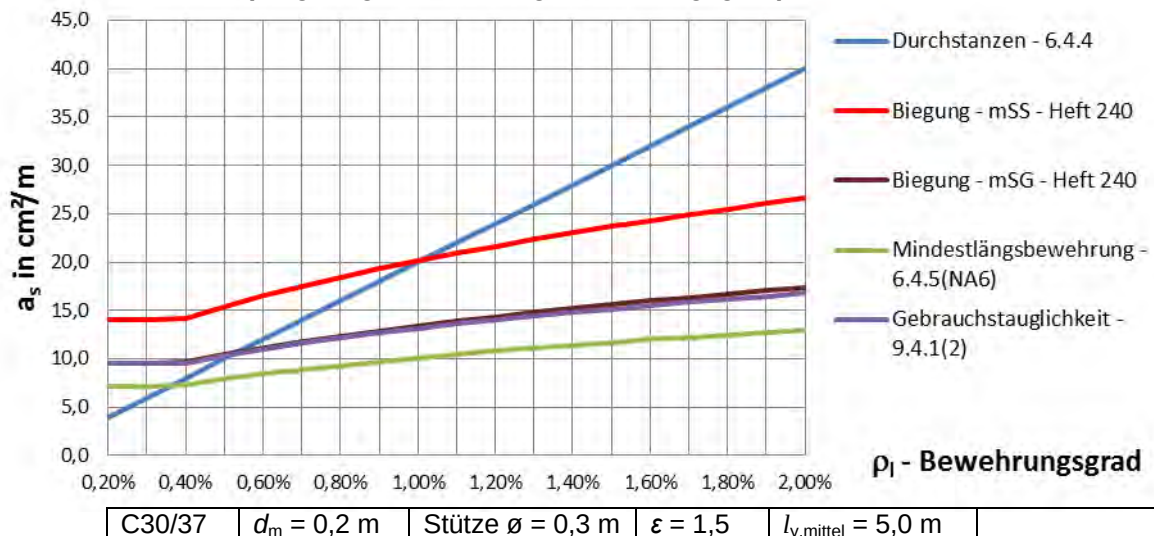
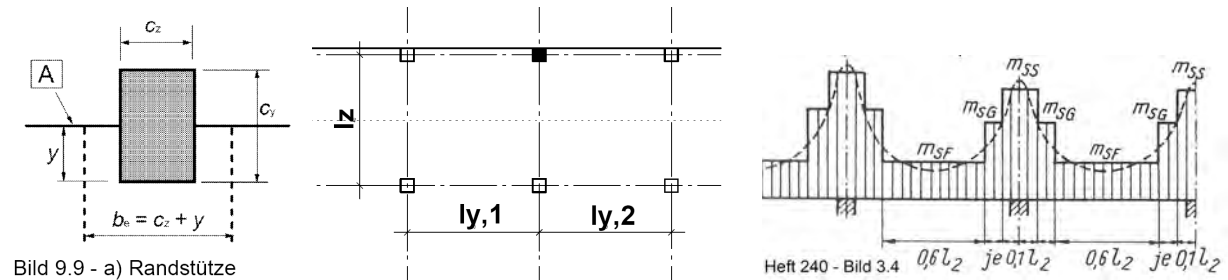
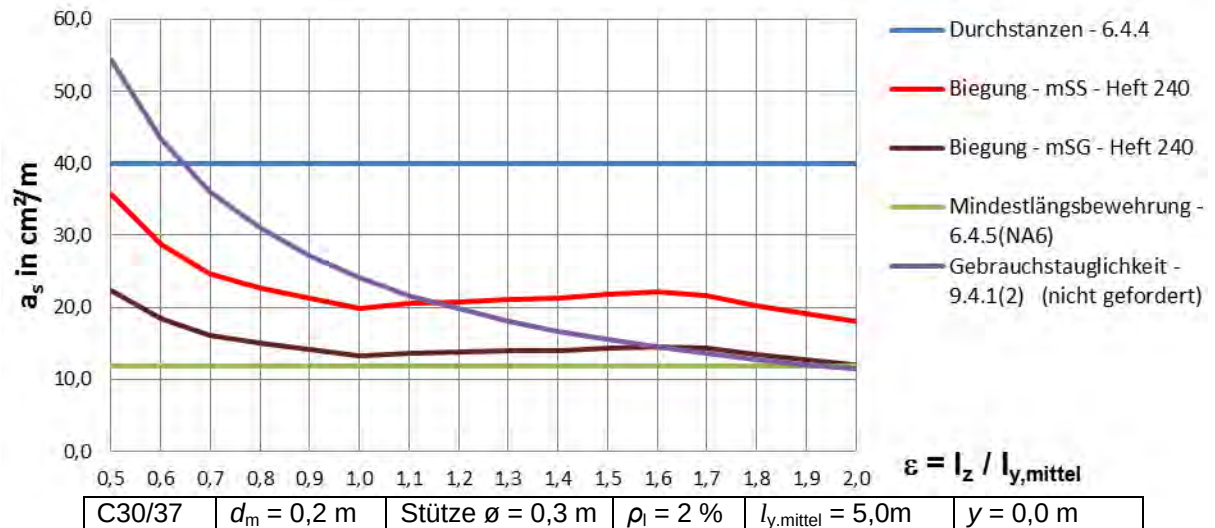


Abb. 6.69. Innenstützen: Vergleichsrechnungen zur Mindestlängsbewehrung nach EC2/NA [R3] und erforderlicher Biegelängsbewehrung für verschiedene Spannweitenverhältnisse

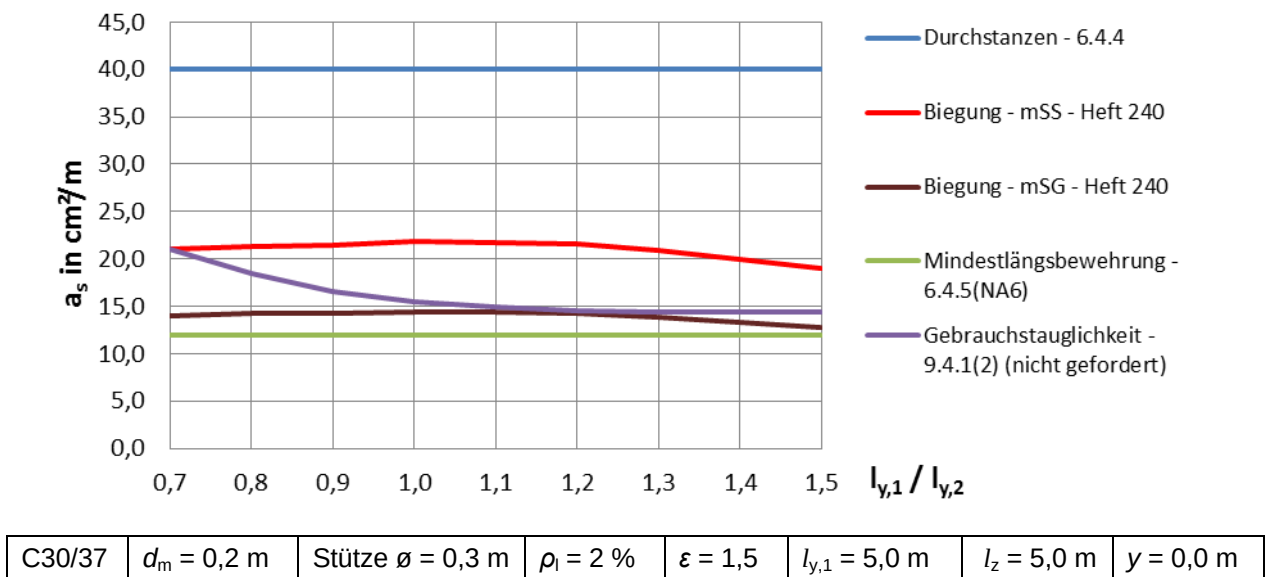


Legende zu Abb. 6.70

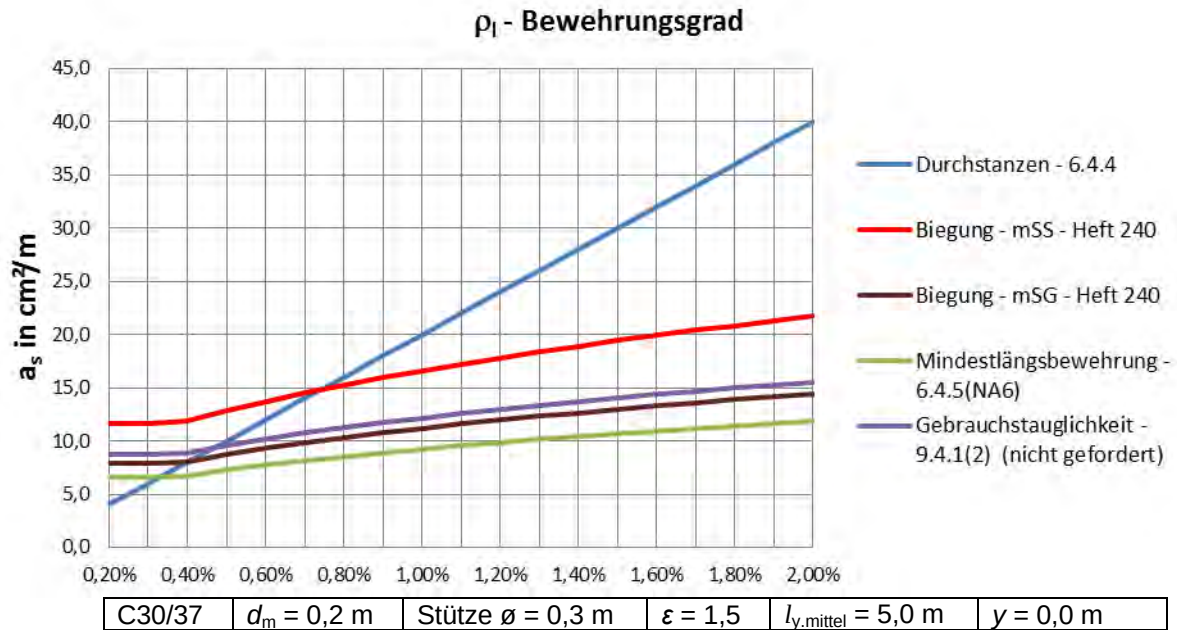
a) Fall 4: Randstütze (aufgetragen nach Stützweitenverhältnis quer)



b) Fall 5: Randstütze (aufgetragen nach Stützweitenverhältnis längs)



c) Fall 6: Randstütze (aufgetragen nach Längsbewehrungsgrad)



d) Fall 7: Randstütze (aufgetragen nach Abstand zum freien Rand)

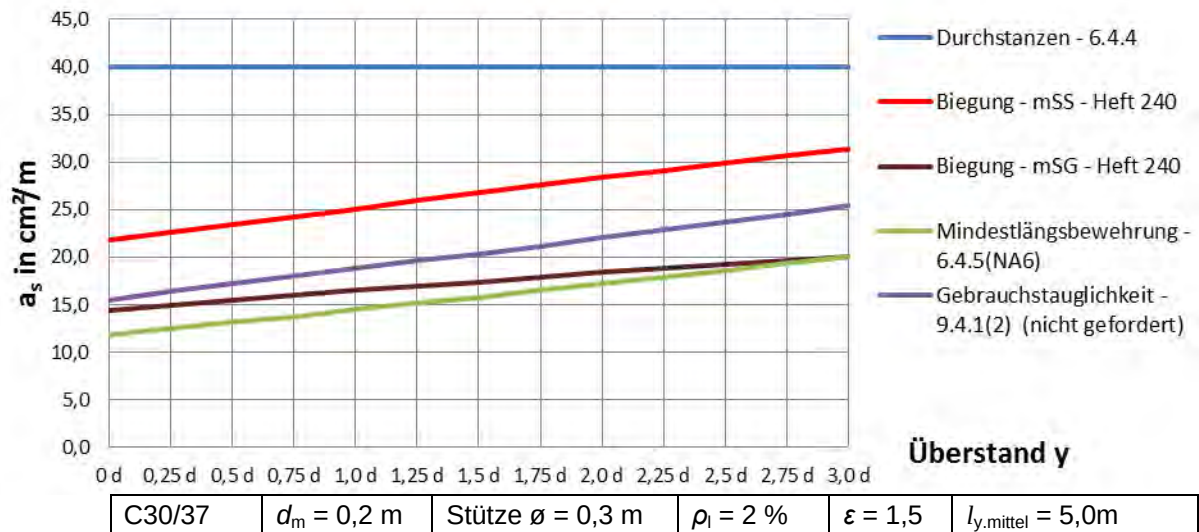


Abb. 6.70. Randstützen: Vergleichsrechnungen zur Mindestlängsbewehrung nach EC2/NA [R3] und erforderlicher Biege­längsbewehrung für verschiedene Spannweitenverhältnisse



## 6.5 Stabwerkmodelle

### 6.5.2 Druckstreben

#### a) Anamnese/Diagnose: Sachstand

Die Druckstrebenauslastung  $\sigma_{Rd,max}$  darf national festgelegt werden (nach EC2 [R1]).

- ohne Querzug:  $\sigma_{Rd,max} = f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$  EC2 (6.55)
- in gerissenen Druckzonen:  $\sigma_{Rd,max} = 0,6 \cdot \nu' \cdot f_{cd} = 0,6 \cdot \nu' \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$  EC2 (6.56)

In Tabelle 6.12 sind die Festlegungen zu  $\nu'$  zusammengefasst und im Abschnitt 13 dieses Berichts, Abb. 13.8 und Abb. 13.9 dargestellt. Dabei wurden für DK die NCI zu 5.6.1 (3) mit  $\nu = 0,7 - f_{ck} / 200 \leq 0,45$  und für ES  $\nu' = 1 - f_{ck} / 200$  berücksichtigt.

**Tab. 6.12. Abweichungen NDP zu 6.5.2 (2)**

|                           |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          |
|---------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>recommended values</b> | $1 - f_{ck}/250$ (6.57N)                                                                                                                                                                                                                                                                                                 |
| Denmark                   | $0,6\nu' = \nu$ ( $\nu$ according to NCI to 5.6.1(3), normally $\nu = 0,8$ for nodes)                                                                                                                                                                                                                                    |
| Germany                   | for concrete struts parallel to the cracks: 1,25<br>for concrete struts crossing the cracks and for the design of nodes according to 6.5.4: 1,0<br>for extensive crack formation with $V$ and $T$ : 0,875<br>For concrete strength classes $\geq C55/67$ $\nu'$ has to be multiplied with $\nu_2 = (1,1 - f_{ck}/500)$ . |
| Italy                     | 0,83 to C70/85<br>$1 - f_{ck}/250$ for C80/95 and C90/105                                                                                                                                                                                                                                                                |
| Spain                     | If there is sufficient transversal reinforcement with effective anchorage and if the crack width is controlled: $1 - f_{ck}/200$<br>If the concrete struts cross bigger cracks or tension zones (e. g. tension flanges): $\frac{2}{3} (1 - f_{ck}/200)$                                                                  |

In Abb. 13.8 und Abb. 13.9 sind außerdem folgende NDP berücksichtigt:

- NDP 3.1.6 (1)P  $\alpha_{cc} = 1,0$ : AT, BE, BG, CY, CZ, DK, ES, FR, GR, HR, HU, IE, IS, LT, LU, NL, PL, PT, RO, SE, SI, SK, UK
- NDP 3.1.6 (1)P  $\alpha_{cc} = 0,85$ : DE, FI, IT, NO
- NDP 2.4.2.4 (1)  $\gamma_C = 1,5$ : AT, BE, BG, CY, CZ, DE, ES, FI, FR, GR, HR, HU, IE, IS, LT, LU, IT, NL, NO, PT, RO, SE, SI, SK, UK
- NDP 2.4.2.4 (1)  $\gamma_C = 1,45$ : DK
- NDP 2.4.2.4 (1)  $\gamma_C = 1,4$ : PL

#### b1) Therapie: Änderungsvorschläge

Es wird ein NCI zu EC2-Gleichung (6.55) (analog zu 6.5.2 (2)) ergänzt, der die Abminderung der zulässigen Betondruckfestigkeit für höherwertige Betone mittels dem Vorfaktor  $\nu_2$  regelt (vgl. [40] Reineck, S. 247, Gleichung 4a).



### 6.5.3 Zugstreben

#### a) Anamnese/Diagnose: Sachstand

Die Abminderung von  $f_{p0,1k} / \gamma_s$  auf  $0,9f_{p0,1k} / \gamma_s$  für Spannstahl erfolgte erstmals in DIN 1045-1:2008-08 [R20], 10.6.2 (3), während diese Regelung in DIN 1045-1:2001-07 [R19], 10.6.2 (3), noch nicht gegeben war. Tatsächlich war damit ursprünglich eine Ausnutzung bis  $0,9f_{pk} / \gamma_s$  gemeint (vgl. auch Schlaich/Schäfer [41], S. 364/366). Es handelt sich hierbei um einen Druckfehler, der bei der Übertragung aus dem DIN-Word-Dokument 2001-07 für die Fassung 2008-08 entstanden ist.

D. h. der ansteigende Ast der Spannungs-Dehnungs-Linie nach Abschn. 3.3.6 (7) „Spannungs-Dehnungs-Linie von Spannstahl für die Querschnittsbemessung“, Bild 3.10, sollte nicht verwendet werden. Der Grund hierfür könnte die nicht immer sichergestellte Duktilität bei der Verwendung von Stabwerkmodellen sein (siehe auch DAfStb-Heft [525], zu 10.6.2 (3), S. 105 f.), so dass die hohen erforderlichen Stahldehnungen bis 25 ‰ nicht ohne Weiteres erreicht werden. Dies gilt ebenso für den schlaffen Betonstahl (vgl. Abschn. 3.2.7 (2) „Spannung-Dehnungs-Linie von Betonstahl für die Querschnittsbemessung“, Bild 3.8).

#### b) Therapie: Änderungsvorschläge

Der NCI zu 6.5.3 (1) wird dahingehend klargestellt. Da sich die Werte  $f_{p0,1k}$  stets von  $0,9f_{pk}$  unterscheiden (vgl. Tabelle 6.13), wird vorgeschlagen, auf den Bemessungswert  $f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s$  zu verweisen (analog DIN 1045-1:2001-07 [R19]), d. h. auch, den ansteigenden Ast der Spannungs-Dehnungs-Linie nicht in Anspruch zu nehmen.

6.5.3 (1) Der Bemessungswert der Festigkeit der Bewehrung in Zugstreben ist in der Regel gemäß 3.2 und 3.3 zu begrenzen.

(NCI) Dabei darf der ansteigende Ast der Spannungs-Dehnungs-Linien nicht berücksichtigt werden.

Tab. 6.13. Festigkeitseigenschaften aus den abZ für Spannstahl

| Stahlsorte   | Dehngrenzen [MPa] |            | Zugfestigkeit [MPa] |             |
|--------------|-------------------|------------|---------------------|-------------|
|              | $R_{p,01}$        | $R_{p,02}$ | $R_m$               |             |
|              | $f_{p0,1k}$       |            | $f_{pk}$            | $0,9f_{pk}$ |
| St 950/1050  | 850               | 950        | 1050                | 945         |
| St 1375/1570 | 1360              | 1375       | 1570                | 1413        |
| St 1470/1670 | 1420              | 1470       | 1670                | 1503        |
| St 1570/1770 | 1500              | 1570       | 1770                | 1593        |
| St 1600/1820 | 1560              | 1600       | 1820                | 1638        |
| St 1660/1860 | 1600              | 1660       | 1860                | 1674        |

#### 6.5.4 Knoten

##### a) Anamnese/Diagnose: Sachstand

Die Knotenauslastung  $\sigma_{Rd,max}$  darf national festgelegt werden (nach EC2 [R1]):

- a) in Druckknoten ohne Verankerung von Zugstreben

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 \cdot \nu' \cdot f_{cd} \quad \text{EC2 (6.60)}$$

- b) in Druck-Zug-Knoten mit Verankerung von Zugstreben in einer Richtung,

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 \cdot \nu' \cdot f_{cd} \quad \text{EC2 (6.61)}$$

- c) in Druck-Zug-Knoten mit Verankerung von Zugstreben in mehrere Richtungen,

$$\sigma_{Rd,max} = k_3 \cdot \nu' \cdot f_{cd} \quad \text{EC2 (6.62)}$$

Siehe 6.5.2 (2) für die Festlegung von  $\nu'$ .

In Tabelle 6.14 sind die Festlegungen zu  $k_1$  bis  $k_3$  zusammengefasst dargestellt. Die empfohlenen Werte wurden ohne Änderungen übernommen von: BE, BG, CZ, EE, FI, GR, HR, HU, IE, IS, IT, LT, LU, NO, PL, PT, RO, SE, SI, SK, UK.

Tab. 6.14. Abweichungen NDP zu 6.5.4 (4)

| recommended values | $k_1 = 1,0$ , $k_2 = 0,85$ , $k_3 = 0,75$                                                                         |
|--------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Austria            | $k_1 = 1,25$ , $k_2 = 0,90$ , $k_3 = 0,90$                                                                        |
| Denmark            | $k_2 = k_3 = 1,0$ and $\nu' = \nu$ ( $\nu$ according to NCI to 5.6.1(3), usually $\nu = 0,8$ for nodes)           |
| Germany            | $k_1 = 1,1$ , $k_2 = 0,75$ , $k_3 = 0,75$                                                                         |
| France             | Recommended values<br>In individual cases up to: $k_1 = 1/\nu'$ , $k_2 = 1,0$ , $k_3 = 0,9$                       |
| Netherlands        | Recommended values ( $k_2 = 0,85$ can be applied, if links are used to embrace the area orthogonal to the frame.) |
| Spain              | $k_1 = 1,0$ , $k_2 = 0,70$ , $k_3 = 0,75$                                                                         |

Die Auswirkungen der Faktoren  $k_1$  bis  $k_3$  auf die Bemessungsdruckfestigkeiten in Knoten sind in Abschnitt 13 dieses Berichts, Abb. 13.10 bis Abb. 13.15 dargestellt.

##### b) Therapie: Änderungsvorschläge

Der  $k_2$ -Wert für die Druckfestigkeit im Druck-Zug-Knoten wird – in Anlehnung an [41] Schlaich/Schäfer, S. 374 – auf den im Originaltext des Eurocodes 2 vorgeschlagenen Wert von 0,85 angepasst. Hinweise auf genauere Verfahren, z. B. nach DAfStb-Heft [478], sind aufgrund der „dürfen“-Regelung nicht erforderlich.

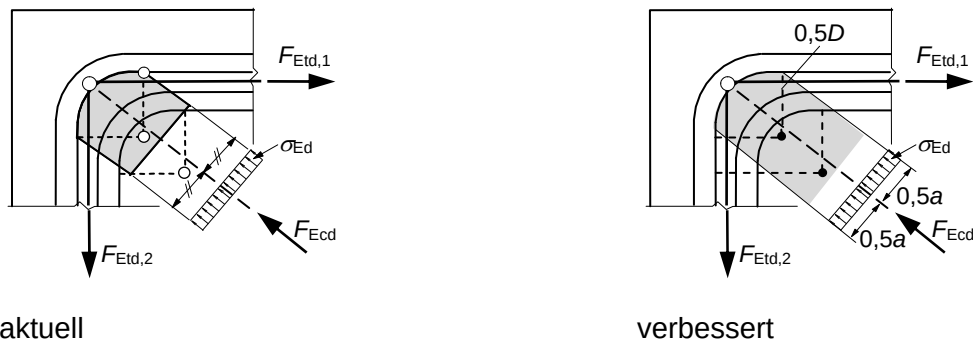


Abb. 6.71. Druck-Zug-Knoten mit Bewehrung in zwei Richtungen ([R1] Bild 6.28)

## 6.7 Teilflächenbelastung

### a) Anamnese/Diagnose: Sachstand

Die Regelungen für die Teilflächenbelastung in EC2 [R1] entsprechen weitestgehend denen nach DIN 1045-1 [R20]. Sie beziehen sich nur auf den mehraxialen Spannungszustand bei einer möglichen Lastausbreitung in alle Richtungen.

### b) Therapie: Änderungsvorschläge

Die Gleichung (6.63) wird gemäß DAfStb-Heft [344], S. 50, auf ebene Lastausbreitungen erweitert (vgl. auch [42] Empelmann, S. 229 ff.), da bisher in diesen Fällen lediglich eine sehr konservative Spannungserhöhung um 10 % durch den Abschnitt zur Knotenbemessung abgedeckt war. Mit der vorgeschlagenen Formel ergeben sich nun für den ebenen Fall Werte von maximal  $1,4f_{cd}$ . Zudem werden damit jetzt auch Zwischenbereiche (teilweise Lastausbreitung in dritte Richtung) erfasst. Aufgrund häufiger Interpretationsprobleme in der Praxis wird der Begriff der geometrischen Ähnlichkeit klargestellt. Die Definition der maximal aufnehmbaren Teilflächenbelastung entfällt, da sie sich bereits aus den geometrischen Randparametern ergibt.

Für eine gleichmäßige Lastverteilung auf einer Fläche  $A_{c0}$  darf danach die aufnehmbare Teilflächenlast wie folgt ermittelt werden (vgl. Abb. 6.72):

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt[n]{A_{c1} / A_{c0}} \quad \text{PRB (6.63)}$$

Dabei ist

$A_{c0}$  die Belastungsfläche;

$A_{c1}$  die maximale rechnerische Verteilungsfläche;

$n = 2$  bei räumlicher Lastausbreitung. Dabei müssen  $A_{c0}$  und  $A_{c1}$  geometrisch ähnlich sein ( $b_1 / d_1 = b_2 / d_2$ );

$n = 3$  bei ebener Lastausbreitung.

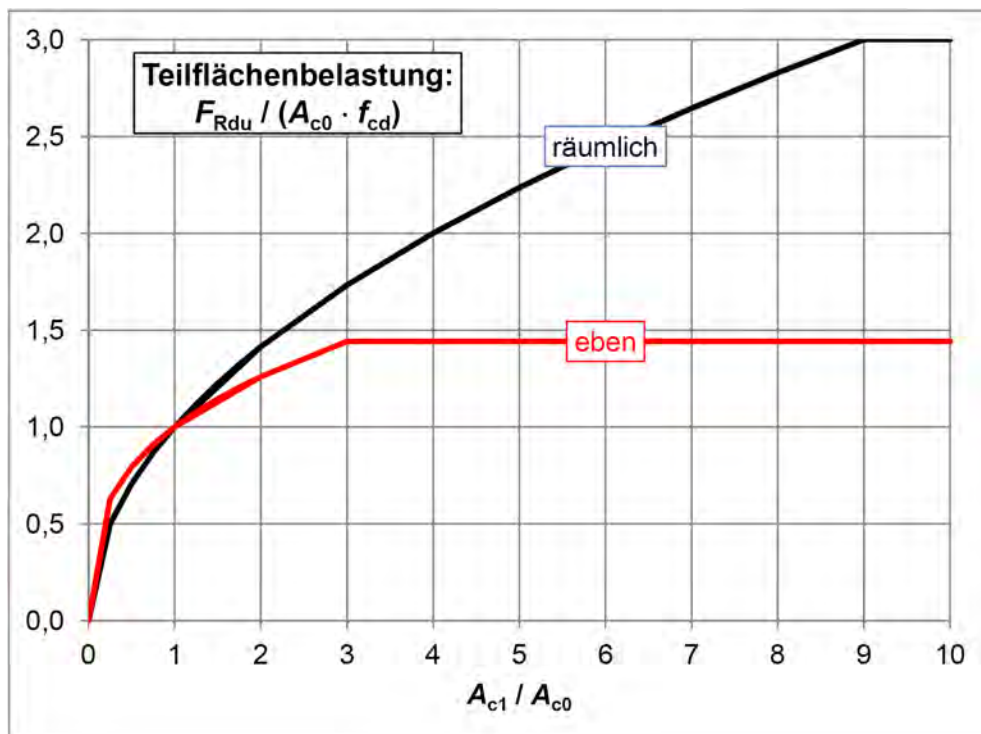


Abb. 6.72. Teilflächenbelastung mit Ergänzung für den ebenen Fall

## 6.8 Ermüdung

### a1) Anamnese/Diagnose: Gliederung und Einwirkungskombinationen

Der vorhandene Abschnitt Ermüdung ist für den Anwender nicht übersichtlich gegliedert und daher in der Praxis schwierig anzuwenden. Die Nachweise beginnen mit dem aufwändigsten Berechnungsverfahren nach *Palmgren-Miner*. Hierfür sind zudem nicht alle Angaben für die Wöhlerlinie des Betons vorhanden. Auf das aufwändigste Verfahren folgt ein einfacheres Verfahren auf der Grundlage der schädigungsäquivalenten Schwingbreiten (Abschnitt 6.8.5). Abschließend werden vereinfachte Verfahren auf der Grundlage der zulässigen Spannungsschwingbreite angegeben.

Weiterhin werden die Spannungen vor den Einwirkungskombinationen behandelt.

Die Einwirkungskombination für die Ermüdungsnachweise sind in vier Gleichungen (6.66) bis (6.69) in verschiedenen Schreibweisen beschrieben. Alle diese Gleichungen drücken den gleichen Inhalt aus. Hiermit soll beschrieben werden, dass für die Mittelspannung aus der häufigen Einwirkungskombination ermittelt werden soll und mit der ermüdungswirksamen Einwirkung kombiniert werden soll. Dies ist verwirrend und nicht anwenderfreundlich.

Grundkombination der nichtzyklischen Einwirkungen (häufige Einwirkungskombination):

$$E_d = E \{G_{k,j}; P; \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}; \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\} \text{ mit } j \geq 1; i > 1 \quad \text{EC2 (6.66)}$$

Die Einwirkungskombination in geschweiften Klammern  $\{ \}$ , (Grundkombination) kann auch wie folgt dargestellt werden:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{EC2 (6.67)}$$

ANMERKUNG  $Q_{k,1}$  und  $Q_{k,i}$  sind nichtzyklische, veränderliche Einwirkungen.

Zyklische Einwirkung mit der ungünstigen Grundkombination kombiniert:

$$E_d = E \{ \{G_{k,j}; P; \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}; \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\}; Q_{fat} \} \text{ mit } j \geq 1; i > 1 \quad \text{EC2 (6.68)}$$

Die Einwirkungskombination in geschweiften Klammern  $\{ \}$ , (Grundkombination zuzüglich zyklischer Einwirkung), kann auch wie folgt dargestellt werden:

$$\left( \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right) "+" Q_{fat} \quad \text{EC2 (6.69)}$$

Dabei ist  $Q_{fat}$  die maßgebende Ermüdungsbelastung (z. B. Verkehrslast nach EN 1991 oder andere zyklische Einwirkungen).

### b1) Therapie: Änderungsvorschläge

Aus diesem Grund wird die Reihenfolge der unterschiedlichen Nachweisformate geändert. Als erstes wird das einfachste Nachweisformat mit den „zulässigen Schwingbreiten“ (Nachweisstufe 1 – Abschnitt 6.8.6 „Vereinfachte Nachweise“) aufgeführt. Zusätzlich erfolgt eine Trennung zwischen den Nachweisen für Betonstahl und Spannstahl.

Für den Nachweis des nicht geschweißten und des geschweißten Betonstahls sind Grenzwerte für Spannungsschwingbreite vorhanden. Für den vereinfachten Nachweis des Betons müssen Nachweise aus dem Abschnitt 6 herangezogen werden.

Nach dem vereinfachten Verfahren folgt das Verfahren mit der mit der „schädigungsäquivalenten Schwingbreite“ (Nachweisstufe 2).

Abschließend folgen noch grundlegenden Regelungen zum aufwändigsten Verfahren, dem Verfahren auf der Grundlage der Regel nach *Palmgren-Miner* (Nachweisstufe 3).

Die drei unterschiedlichen Nachweisformate im Abschnitt „Ermüdung“ werden hierbei inhaltlich nicht verändert. Allerdings werden die Zuordnung zu den Nachweisformaten – Nachweisstufen – deutlicher dargestellt und mit genauen Bezeichnungen in den Überschriften übersichtlicher gegliedert.

Der Abschnitt 6.8.3 „Einwirkungskombinationen“ wird vor den Abschnitt und 6.8.2 „Innere Kräfte und Spannungen beim Nachweis gegen Ermüdung“ verschoben, da bei der Berechnung zunächst die Einwirkungen benötigt werden, bevor die inneren Schnittgrößen ermittelt werden.

Zusätzlich wird die Einwirkungskombination mit einer Gleichung (6.35) eindeutig beschreiben (entspricht EC2-Gleichungen (6.68) mit (6.69)). Die wiederholte Aufzählung der häufigen Einwirkungskombination kann nun durch Verweise auf diese Gleichung auch gestrichen werden.

(2)P Die zyklische Einwirkung muss mit der ungünstigen Grundkombination kombiniert werden:

$$E_d = E \left\{ \left( \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right) + Q_{fat} \right\} \quad (6.35)$$

Dabei ist

$Q_{fat}$  die maßgebende Ermüdungsbelastung (z. B. ermüdungswirksamer Lastanteil der Verkehrslast nach EN 1991 oder andere zyklische Einwirkungen).

### a2) Anamnese/Diagnose: Betonermüdung unter Druck

Die Darstellungen vieler Gleichungen sind umständlich und verwirrend oder nicht konkret. Als Beispiel kann hier die Formulierung des Ermüdungswiderstandes des Betons unter Druck im EC2 genannt werden, die relativ akademisch und unübersichtlich ist.

Ausreichender Widerstand gegen Ermüdung darf für Beton unter Druck angenommen werden, wenn Gleichung (6.72) erfüllt ist:

$$E_{cd,max,eq} + 0,43 \sqrt{1 - R_{eq}} \leq 1,0 \quad \text{EC2 (6.72)}$$

Dabei ist:

$$R_{eq} = E_{cd,min,eq} / E_{cd,max,eq}$$

$$E_{cd,min,eq} = \sigma_{cd,min,eq} / f_{cd,fat}$$

$$E_{cd,max,eq} = \sigma_{cd,max,eq} / f_{cd,fat}$$

Dabei ist:

$R_{eq}$  das Verhältnis der Spannungen

$E_{cd,min,eq}$  minimale Niveau der Druckspannungen

$E_{cd,max,eq}$  maximale Niveau der Druckspannungen

$\sigma_{cd,max,eq}$  die Oberspannung der Dauerschwingfestigkeit mit einer Anzahl von  $N$ -Zyklen

$\sigma_{cd,min,eq}$  die Unterspannung der Dauerschwingfestigkeit mit einer Anzahl von  $N$ -Zyklen

Der landesspezifische Wert  $N \leq (10^6 \text{ Zyklen})$  darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist  $N = 10^6$ . Dieser wurde von allen Ländern übernommen [1].



### **b2) Therapie: Betonermüdung unter Druck**

Gleichungen können durch Vereinfachung besser verständlich dargestellt werden. Der oben genannte Abschnitt zum ausreichenden Widerstand gegen Ermüdung kann deutlich vereinfacht werden.

Ausreichender Widerstand gegen Ermüdung darf für Beton unter Druck angenommen werden, wenn die nachfolgende Bedingung erfüllt ist:

$$\frac{|\sigma_{cd,max,eq}|}{f_{cd,fat}} + 0,43 \sqrt{1 - \frac{\sigma_{cd,min,eq}}{\sigma_{cd,max,eq}}} \leq 1,0 \quad \text{PRB (6.72)}$$

Dabei ist:

$\sigma_{cd,max,eq}$  die Oberspannung der Spannungsschwingbreite mit  $N = 10^6$  Zyklen;

$\sigma_{cd,min,eq}$  die Unterspannung der Spannungsschwingbreite mit  $N = 10^6$  Zyklen (mit  $|\sigma_{cd,min,eq}| \leq |\sigma_{cd,max,eq}|$ ).

Darüber hinaus werden verschiedene Begrifflichkeiten konkretisiert und mit den übrigen Kapiteln abgeglichen. Zudem wurden die Gleichungen, die in Bezug zur Beanspruchung infolge Querkraft stehen, auf bezogene Werte angeglichen (vgl. zu Abschnitt 6.2).

## 7 GRENZZUSTÄNDE DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT

### 7.3 Rissbreitenbegrenzung

#### 7.3.2 Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite

##### a1) Anamnese/Diagnose: zulässige Stahlspannung $\sigma_s$

Die erforderliche Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite darf seit Einführung von DIN 1045-1 [R19] nach Gleichung (7.1) ermittelt werden.

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \quad (7.1)$$

Dabei ist (u. a.)

$\sigma_s$  der Absolutwert der maximal zulässigen Spannung in der Betonstahlbewehrung unmittelbar nach Rissbildung. Dieser darf als die Streckgrenze der Bewehrung  $f_{yk}$  angenommen werden. Zur Einhaltung der Rissbreitengrenzwerte kann allerdings ein geringerer Wert entsprechend dem Grenzdurchmesser der Stäbe (EC2-Tab. 7.2N) oder dem Höchstwert der Stababstände erforderlich werden (EC2-Tab. 7.3N).

In der praktischen Anwendung hat sich die Bestimmung der zulässigen Stahlspannung über die auf  $f_{ct,eff} = 2,9 \text{ N/mm}^2$  abgestimmte EC2-Grenzdurchmessertabelle 7.2 und ggf. erforderliche Modifikation des zu wählenden Stabdurchmessers als aufwändig und fehleranfällig erwiesen.

##### b1) Therapie: zulässige Stahlspannung $\sigma_s$

Um die Anwendung der Gleichung (7.1) zu erleichtern, wird eine Gleichung PRB (7.3) für  $\sigma_s$  vorgeschlagen. Der Zusammenhang zwischen Stabdurchmesser, Stahlspannung und Rissbreite lässt sich aus den EC2-Gleichungen (7.8), (7.9) und (7.11) für die direkte Rissbreitenberechnung auf der sicheren Seite liegend herleiten:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad \text{EC2 (7.8)}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \text{EC2 (7.9)}$$

$$s_{r,max} \leq \frac{\sigma_s \cdot \phi}{3,6 \cdot f_{ct,eff}} \quad \text{EC2/NA (7.11)}$$

Daraus folgen:

$$w_k = \frac{\sigma_s \cdot \phi_s}{3,6 \cdot f_{ct,eff}} \cdot \frac{0,6 \cdot \sigma_s}{E_s} \quad (7.2)$$

bzw.

$$\sigma_s = \sqrt{6 \cdot \frac{w_k \cdot f_{ct,eff} \cdot E_s}{\phi_s}} \leq f_{yk} \quad (7.3)$$

bzw.

$$\phi_s \leq 6 \cdot \frac{w_k \cdot f_{ct,eff} \cdot E_s}{\sigma_s^2} \quad (7.4)$$

Aus diesen Gleichungen (7.3) und (7.4) lassen sich direkt beliebige Diagramme (z. B. Abb. 7.1) oder Grenzdurchmessertabellen (z. B. Tabelle 7.1) als Hilfsmittel für die Sekundärliteratur ableiten.

Zum Vergleich sind die in EC2-1-1 [R1] enthaltenen Grenzdurchmesser in Abb. 7.1 mit dargestellt. Die Kurvenwerte sind mit den derzeit im EC2/NA [R3] festgelegten Werten identisch.

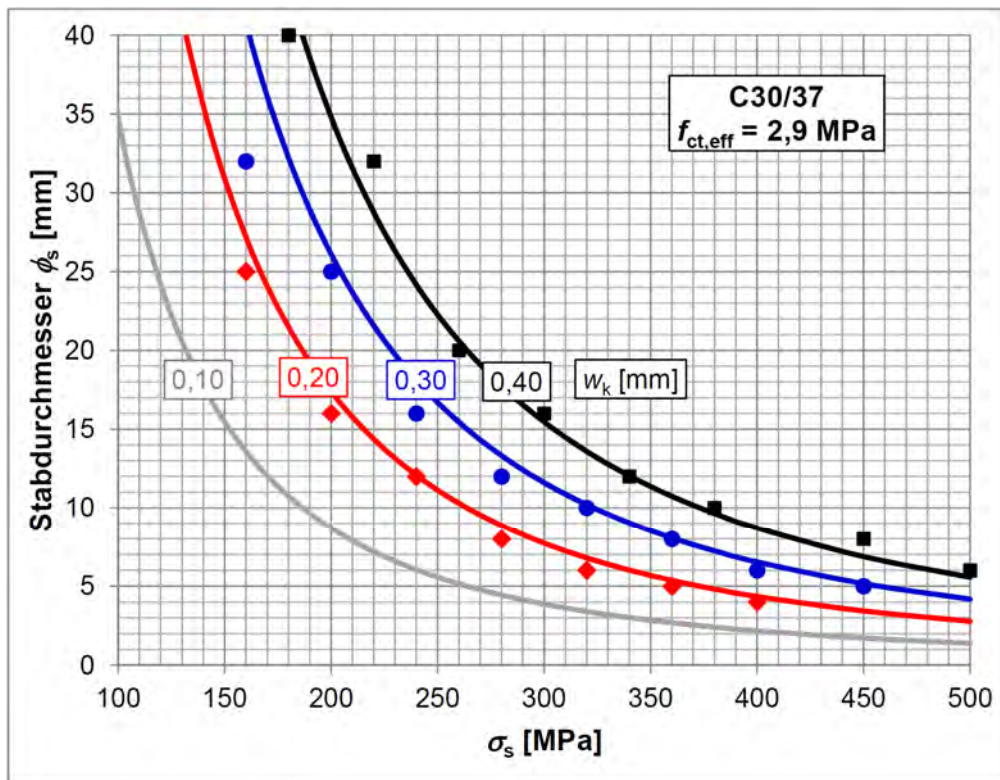


Abb. 7.1. Grenzdurchmesser für C30/37 mit Gleichung PRB (7.4) (Kurven) und nach EC2-1-1 [R1] (Punkte)

Tab. 7.1. Beispiel für eine Grenzdurchmessertabelle für C30/37 mit Gleichung PRB (7.3)

| $\sigma_s$<br>[MPa] | $w_k$ (mm) |      |      |      |
|---------------------|------------|------|------|------|
|                     | 0,40       | 0,30 | 0,20 | 0,10 |
| 80                  | 218        | 163  | 109  | 54   |
| 100                 | 139        | 104  | 70   | 35   |
| 120                 | 97         | 73   | 48   | 24   |
| 140                 | 71         | 53   | 36   | 18   |
| 160                 | 54         | 41   | 27   | 14   |
| 180                 | 43         | 32   | 21   | 11   |
| 200                 | 35         | 26   | 17   | 8,7  |
| 220                 | 29         | 22   | 14   | 7,2  |
| 240                 | 24         | 18   | 12   | 6,0  |
| 260                 | 21         | 15   | 10,3 | 5,1  |
| 280                 | 18         | 13   | 8,9  | 4,4  |
| 300                 | 15         | 11,6 | 7,7  | 3,9  |
| 320                 | 14         | 10,2 | 6,8  | 3,4  |
| 340                 | 12,0       | 9,0  | 6,0  | 3,0  |
| 360                 | 10,7       | 8,1  | 5,4  | 2,7  |
| 380                 | 9,6        | 7,2  | 4,8  | 2,4  |
| 400                 | 8,7        | 6,5  | 4,4  | 2,2  |
| 450                 | 6,9        | 5,2  | 3,4  | 1,7  |
| 500                 | 5,6        | 4,2  | 2,8  | 1,4  |

## a2) Anamnese/Diagnose: wirksame Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$

Die erforderliche Mindestbewehrung wird entscheidend durch den Ansatz der wirksamen Betonzugfestigkeit zum Zeitpunkt der Rissbildung bestimmt. Im EC2/NA [R3] wurde hierzu eine sehr umfangreiche NCI eingeführt:

$f_{ct,eff}$  die wirksame Zugfestigkeit des Betons zum betrachteten Zeitpunkt  $t$ , die beim Auftreten der Risse zu erwarten ist (bei diesem Nachweis als Mittelwert der Zugfestigkeit  $f_{ctm}(t)$ ). In vielen Fällen, z. B. wenn der maßgebende Zwang aus dem Abfließen der Hydratationswärme entsteht, kann die Rissbildung in den ersten 3 bis 5 Tagen nach dem Einbringen des Betons in Abhängigkeit von den Umweltbedingungen, der Form des Bauteils und der Art der Schalung entstehen. In diesem Fall darf, sofern kein genauere Nachweis erforderlich ist, die Betonzugfestigkeit  $f_{ct,eff} = 0,50f_{ctm}(28\text{ d})$  gesetzt werden. Falls diese Annahme getroffen wird, ist dies durch Hinweis in der Baubeschreibung und auf den Ausführungsplänen dem Bauausführenden rechtzeitig mitzuteilen, damit bei der Festlegung des Betons eine entsprechende Anforderung aufgenommen werden kann. Wenn der Zeitpunkt der Rissbildung nicht mit Sicherheit innerhalb der ersten 28 Tage festgelegt werden kann, sollte mindestens eine Zugfestigkeit von 3 N/mm<sup>2</sup> für Normalbeton angenommen werden.

Seit der Einführung der DIN 1045:1988-07 [R18] wird die rechnerische Ermittlung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite direkt auf die Betonzugfestigkeit (d. h. die Riss-schnittgröße) abgestellt. Je größer die vorhandene Betonzugfestigkeit zum Zeitpunkt der Rissbildung ist, umso größer muss die Betonzugspannung aus Zwang sein, um Risse zu erzeugen. Wenn dann tatsächlich Risse entstehen, führt die größere im Riss freiwerdende Betonzugspannung zu einer größeren Mindestbewehrungsmenge. Damals wurde erstmalig die Möglichkeit eingeräumt, bei frühem Zwang aus Abfließen der Hydratationswärme die wirksame Betonzugfestigkeit „ohne genaueren Nachweis im Regelfall“ mit 50 % der mittleren Betonzugfestigkeit im Endzustand anzusetzen. Diese stark vereinfachte 50 %-Normregelung wurde von Schießl im DAfStb-Heft [400] nach Zementsorte (Erhärtungsgeschwindigkeit) und Bauteildicke bei Umgebungstemperaturen von 15 °C bis 25 °C mit Abminderungen auf 40 % bis 70 % der 28-Tage-Zugfestigkeit weitergehend differenziert.

Der zulässige 50 %-Ansatz der wirksamen Betonzugfestigkeit bei frühem Zwang aus Abfließen der Hydratationswärme wurde auch in die erste Ausgabe der DIN 1045-1:2001-07 [R19] aufgenommen, wobei klargestellt wurde, dass dabei die Rissbildung in den ersten 3 bis 5 Tagen nach dem Betonieren in Abhängigkeit von den Umweltbedingungen, der Form des Bauteils und der Art der Schalung entstehen kann.

Dass die frühe Betonzugfestigkeit nur einen bestimmten Anteil (z. B. 50 %) des Normwertes nach 28 Tagen betragen darf, um eine reduzierte rissbreitenbegrenzende Mindestbewehrung zu rechtfertigen, war bzw. ist auf den Baustellen und in den Betonwerken weitgehend unbekannt. Im Falle der 50 %-Annahme für die frühe Betonzugfestigkeit sollte dies daher vom Tragwerksplaner durch Hinweis in der Baubeschreibung und auf den Ausführungsplänen dem Bauausführenden rechtzeitig mitgeteilt werden, damit bei der Festlegung des Betons eine entsprechende Anforderung aufgenommen werden kann. Diese Ergänzung fand dann Eingang in die zweite Ausgabe der DIN 1045-1:2008-08 [R20] mit der ergänzenden Fußnote, dass Hinweise zur Festlegung des Betons z. B. dem DBV-Merkblatt „Rissbildung“ [43] zu entnehmen sind. Inhaltlich identisch ist die Hinweispflicht des Tragwerksplaners zur 50 %-Abminderung in den Ausführungsunterlagen auch im aktuellen Nationalen Anhang zu EC2-1-1 [R3] enthalten. Gemäß NA zum EC2-2 „Betonbrücken“ [R5] wird stattdessen die Festlegung einer entsprechenden Festigkeitsentwicklung des Betons auf den Ausführungsplänen des Tragwerksplaners verlangt.

In den DAfStb-Heften [600] bzw. [525] wurde in Anlehnung an das DBV-Merkblatt [43] mit Blick auf den Tragwerksplaner schon erläutert, dass es bei Festigkeitsklassen  $\geq C30/37$  jedoch nicht zielsicher möglich ist, die Festigkeitsentwicklung des Betons ausreichend zu verzögern, um diese geringe Betonzugfestigkeit ( $0,5f_{ctm}$ ) während des Abfließens der Hydratationswärme einzuhalten. Solche Anforderungen werden von den regional angebotenen Betonsorten insbesondere wegen der heutzutage üblicherweise verwendeten Zemente praktisch nicht mehr erfüllt. Insbesondere wegen der seit 2001 erhöhten Dauerhaftigkeitsanforderungen (maximale Wasserzementwerte und Mindestzementgehalte nach DIN 1045-2 [R27]) infolge der vom Planer gewählten Expositionsklassen weisen die heute erhältlichen Betone gegenüber den vor einigen Jahren verwendeten tendenziell höhere Frühfestigkeiten auf. Langsam oder sehr langsam erhärtende Betone mit 28-Tage Endfestigkeiten sind jedoch de facto in vielen Regionen nicht

mehr am Markt verfügbar. Sie werden praktisch nur noch bei massigen Bauteilen nach der DAfStb-Richtlinie „Massige Bauteile aus Beton“ [44] und in der Regel unter gesonderter Vereinbarung des Nachweises der Betondruckfestigkeit mit einem späteren Prüfalter von 56 oder 91 Tagen verwendet.

Auch im Nationalen Anhang zum EC2-2 Betonbrücken [R5] wurde daher nochmals hervorgehoben, dass bei Beton der Festigkeitsklasse  $\geq C30/37$  der Zeitpunkt zum Nachweis der Festigkeitsklasse auf einen späteren Zeitpunkt (z. B. 56 Tage) vereinbart werden darf.

## b2) Therapie: wirksame Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$

Die aktuelle Entwicklung in der Betontechnologie hat dazu geführt, dass langsam und sehr langsam erhärtende Betone heute nicht mehr flächendeckend am Markt verfügbar sind. Daher führt die pauschale Anwendungsregel der deutschen Bemessungsnormen, nur 50 % der 28-Tage-Betonzugfestigkeit für die Ermittlung der rissbreitenbegrenzenden Mindestbewehrung bei Zwang aus Abfließen der Hydratationswärme zugrunde zu legen, immer wieder zu unverhältnismäßigen Risiken für Tragwerksplaner und Bauunternehmen. Es wird daher vorgeschlagen, auf die Anwendung dieser „50%-Regel“ zu verzichten.

Für den Fall „nur früher Zwang aus Abfließen der Hydratationswärme“ liegen heutzutage die im EC2 [R1] als „niedrigere Werte  $f_{ctm}(t)$ “ bezeichneten Zugfestigkeiten üblicher Betone je nach Bauteildicke etwa zwischen  $0,65f_{ctm}$  (3 Tage) und  $0,85f_{ctm}$  (7 Tage). Ausführlichere Erläuterungen und Empfehlungen für die Annahme von  $f_{ct,eff} = f_{ctm}(t < 28d)$  sollen begleitend in das zu überarbeitende DBV-Merkblatt „Rissbildung“ aufgenommen werden. Vergleichbare Empfehlungen hierzu werden auch im DAfStb-Heft [555] gegeben.

Für die erforderliche Mindestbewehrungsmenge hat die Annahme der frühen Betonzugfestigkeit als verschiedene Prozentwerte vom 28-Tage-Wert folgende Konsequenzen:

Tab. 7.2. Mindestbewehrungsmenge abhängig von  $f_{ct,eff}$

| $f_{ct,eff}$ von $f_{ctm}$     | $A_{s,min}$ |
|--------------------------------|-------------|
| <b><math>1,0f_{ctm}</math></b> | <b>100%</b> |
| $0,85f_{ctm}$                  | 92%         |
| $0,75f_{ctm}$                  | 87%         |
| $0,65f_{ctm}$                  | 81%         |
| $0,50f_{ctm}$                  | 71%         |

Tab. 7.3. Beispiele für Mindestbewehrungsmengen abhängig von  $f_{ct,eff}$

| $h$  | $k$  | $w_k$ | $f_{ct,eff}$ | von $f_{ctm}$ | $\phi$ | $\sigma_s$ | $A_s$              |       |
|------|------|-------|--------------|---------------|--------|------------|--------------------|-------|
| [mm] |      | [mm]  | [MPa]        |               | [mm]   | [MPa]      | [cm <sup>2</sup> ] |       |
| 300  | 0,80 | 0,20  | 3,0          | 100 %         | 10     | 268        | <b>26,8</b>        | 100 % |
|      |      |       | 2,0          | 65 %          |        | 216        | <b>21,6</b>        | 81 %  |
|      |      |       | 1,5          | 50 %          |        | 190        | <b>19,0</b>        | 71 %  |
| 550  | 0,65 | 0,30  | 3,2          | 100 %         | 12     | 310        | <b>36,9</b>        | 100 % |
|      |      |       | 2,4          | 75 %          |        | 268        | <b>32,0</b>        | 87 %  |
|      |      |       | 1,6          | 50 %          |        | 219        | <b>26,1</b>        | 71 %  |
| 800  | 0,50 | 0,40  | 3,2          | 100 %         | 16     | 310        | <b>41,3</b>        | 100 % |
|      |      |       | 2,7          | 85 %          |        | 286        | <b>38,1</b>        | 92 %  |
|      |      |       | 1,6          | 50 %          |        | 219        | <b>29,2</b>        | 71 %  |

Es wird vorgeschlagen, den NA-Text deutlich zu kürzen und auf die EC2-Formulierung zurückzugreifen. Diese lässt dem Ingenieur mehr Freiheiten verbunden mit mehr Verantwortung und erforderlicher Sachkenntnis bei der Festlegung von  $f_{ct,eff}$ .



## 7.4 Verformungsbegrenzung

### 7.4.1 Grenzwerte

#### a) Anamnese/Diagnose: zulässiger Durchhang und Durchbiegung

Die Angabe von Grenzwerten allgemeiner zulässiger Verformungen in einer Norm ist wegen der komplexen Randbedingungen, die sich je nach Gebäude, Bauteil, Einbauort, Funktion, Ausbau, technischer Gebäudeausrüstung, Nutzung, Einwirkungskombination usw. unterscheiden, immer diskussionswürdig. Im EC2-1-1 [R1] werden daher nur Empfehlungen in Form von Anwendungsregeln angegeben, um eine Größenordnung zulässiger vertikaler Verformungen für Standardfälle abzustecken. Diese sollen im Allgemeinen hinreichende Gebrauchseigenschaften von üblichen Bauwerken, wie Wohn- und Bürogebäude, öffentliche Bauten und Fabriken, gewährleisten. Es sollte überprüft werden, ob die Grenzwerte für das jeweilig betrachtete Tragwerk angemessen sind und keine besonderen Anforderungen vorliegen [2].

In diesem Zusammenhang muss der Tragwerksplaner im Zweifelsfall mit dem Bauherrn, dem Objektplaner und anderen am Bau beteiligten Fachplanern weitergehende und fallspezifische Überlegungen anstellen. Eine Überschreitung der empfohlenen Grenzwerte nach EC2-1-1 [R1] für Verformungen ist nicht automatisch als Mangel zu sehen, während andererseits eine Einhaltung nicht in allen Fällen die volle Gebrauchstauglichkeit sicherstellt.

Die subjektive Wahrnehmung eines beeinträchtigten Erscheinungsbildes hängt neben den Verformungen auch von der Gestaltung der Oberflächen sowie der Vergleichsmöglichkeit mit vorhandenen Referenzlinien ab. Die Anforderung an das Erscheinungsbild kann in vielen Fällen durch den Ausbau (z. B. abgehängte Decken) erfüllt werden, sodass die Anforderungen an das Rohbautragwerk sekundär werden [2].

Darüber hinaus ist festzustellen, dass die Verformungsgrenzwerte in den anderen Eurocodes (z. B. EC3 Stahlbau, EC5 Holzbau) anders oder gar nicht festgelegt sind, was aus Sicht der Gebrauchstauglichkeit im gesamten Bauwerk für den Anwender nicht plausibel ist.

#### b) Therapie: Grenzwerte

Zunächst wird vorgeschlagen nach dem Prinzip (1)P in der folgenden Anwendungsregel auf die projektspezifische Festlegung der Grenzwerte durch den Planer in Absprache mit dem Bauherrn/Nutzer als Regelfall abzustellen. Nur wenn das nicht erfolgt, werden Empfehlungen gegeben.

(1)P Die Verformungen eines Bauteils oder eines Tragwerks dürfen die ordnungsgemäße Funktion des Bauteils und angrenzender Bauelemente nicht beeinträchtigen.

(2) Zulässige Grenzwerte für die Verformungen sollten projektspezifisch festgelegt werden. Anderenfalls darf davon ausgegangen werden, dass bei Einhaltung der empfohlenen Grenzwerte nach (3) und (4) die ordnungsgemäße Funktion und das Erscheinungsbild nicht beeinträchtigt werden.

Die Empfehlungen des EC2 [R1] werden zunächst beibehalten:

- (3) Grenzwert für den Durchhang:  $1/250$  der Stützweite
- (4) Durchbiegungsbegrenzung nach Einbau verformungsempfindlicher, angrenzender Bauteile (i. d. R. des Ausbaus):  $1/500$  der Stützweite
- Grenzwerte können heraufgesetzt werden, wenn die angrenzenden Bauteile planmäßig mit größeren Verformungen verträglich sind.
- Im Einzelfall sind auch kleinere Grenzwerte vorzusehen.

Es erscheint zweckmäßig, bauartübergreifende Grenzwerte für zulässige Verformungen festzulegen und in EN 1990 zu verankern. Als erste Grundlage könnten die Empfehlungen in ISO 4356:1977-11: Bases for the design of structures – Deformations of buildings at the serviceability limit states [R43] herangezogen werden (siehe Tabelle 7.4). Für die einfache Anwendung sollte jedoch je Zeile nur ein Wert empfohlen werden (**Werte** fett und unterstrichen).

**Tab. 7.4. Internationale Empfehlungen für Verformungsgrenzwerte (nach ISO 4356 [R43], Auszug)**

|                              | Bauteil                                                      | Anlass               | Grenzwert                                                                                                                           |
|------------------------------|--------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Durchbiegungen (Deflections) | Mittlere Durchbiegung von Decken                             | Standicherheit       | Spannweite <u><b>L/300</b></u>                                                                                                      |
|                              |                                                              | Schäden am Auflager  | <u><b>L/300</b></u>                                                                                                                 |
|                              |                                                              | Trennwände (TW)      | <u><b>L/500</b></u> bis L/300 (Decke unter der TW);<br>wenn $L/H < 3,5$ :<br>- 10 mm (Decke unter TW)<br>- 10-15 mm (Decke über TW) |
|                              | Mittlere Durchbiegung von Dächern                            | Standicherheit       | <u><b>L/300</b></u>                                                                                                                 |
|                              |                                                              | Schäden am Auflager  | <u><b>L/300</b></u>                                                                                                                 |
|                              |                                                              | Trennwände (TW)      | wenn $L/H < 3,5$ : 10-15 mm<br><u><b>(PRB-Vorschlag L/500)</b></u>                                                                  |
|                              |                                                              | Dachdeckung          | <u><b>L/250</b></u> bis L/125                                                                                                       |
|                              | Enddurchbiegung von Kragdecken                               | Trennwände (TW)      | <u><b>L/500</b></u> bis L/300 (Decke unter der TW)                                                                                  |
|                              | Enddurchbiegung von Kragdächern                              | Trennwände (TW)      | 10-15 mm<br><u><b>(PRB-Vorschlag L/500)</b></u>                                                                                     |
|                              |                                                              | Dachdeckung          | <u><b>L/250</b></u> bis L/125                                                                                                       |
|                              | Enddurchbiegung von nicht-ausragenden horizontalen Bauteilen | Schäden am Auflager  | <u><b>L/100</b></u>                                                                                                                 |
|                              |                                                              | Trennwände (TW)      | <u><b>L/500</b></u>                                                                                                                 |
|                              | Enddurchbiegung von vertikalen Bauteilen                     | Schäden am Auflager  | <b>Geschosshöhe/100</b>                                                                                                             |
|                              |                                                              | Trennwände (TW)      | <b>Geschosshöhe/500</b>                                                                                                             |
| Abweichungen (Deviations)    | Mittlere Abweichung von Decken                               | Erscheinungsbild     | <u><b>Sichtbare Länge/250</b></u> oder 30 mm                                                                                        |
|                              |                                                              | Nutzung (Durchhang)  | <u><b>L/300</b></u>                                                                                                                 |
|                              | Mittlere Abweichung von Dächern                              | Erscheinungsbild     | <u><b>Sichtbare Länge/250</b></u> oder 30 mm                                                                                        |
|                              | Endabweichung von Kragdecken                                 | Erscheinungsbild     | <u><b>Sichtbare Länge/250</b></u> oder 15 mm                                                                                        |
|                              |                                                              | Nutzung (Durchhang)  | <u><b>L/125</b></u>                                                                                                                 |
|                              |                                                              | Nutzung (Verdrehung) | <u><b>L/100</b></u>                                                                                                                 |
|                              | Endabweichung von Kragdächern                                | Erscheinungsbild     | <u><b>Sichtbare Länge/250</b></u> oder 15 mm                                                                                        |
|                              | Endabweichung von nicht-ausragenden horizontalen Bauteilen   | Nutzung (Neigung)    | <u><b>L/100</b></u>                                                                                                                 |
|                              | Endabweichung von vertikalen Bauteilen                       | Erscheinungsbild     | <u><b>Geschosshöhe/250</b></u>                                                                                                      |

## 7.4.2 Vereinfachte Begrenzung der Biegeschlankheiten

### a) Anamnese/Diagnose:

Im EC2-1-1 [R1] ist die vereinfachte Begrenzung der Verformungen ohne direkte Berechnung über die Begrenzung der Biegeschlankheit mit den EC2-Gleichungen (7.16a) bzw. (7.16b) zulässig:

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[ 11 + 15 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^3} \right] \quad \text{für } \rho \leq \rho_0 \quad \text{EC2 (7.16a)}$$

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[ 11 + 15 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{für } \rho > \rho_0 \quad \text{EC2 (7.16b)}$$

Nach EC2-1-1 [R1], 7.4.3 (Nachweis der Begrenzung der Verformungen mit direkter Berechnung) kann aber auch ein genauerer Nachweis geführt werden, indem eine berechnete Verformung mit einem Grenzwert verglichen wird. Bei beiden Verfahren sieht sich der in der Praxis tätige Ingenieur mit Problemen konfrontiert.

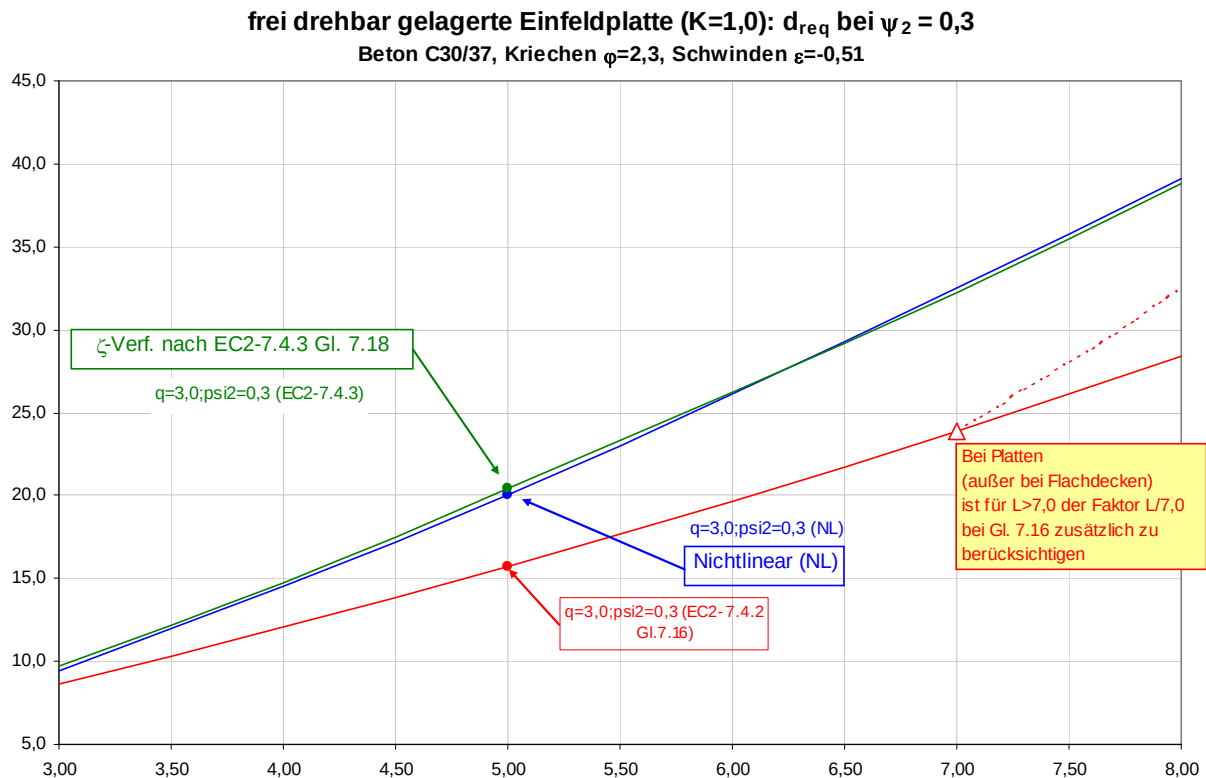
Wegen der baurechtlich geforderten lichten Geschosshöhe für Aufenthaltsräume und der oft begrenzten Gebäudehöhe, ist die Dicke der Geschossdecken im Planungsprozess früh von Interesse. In den Grundleistungen der Leistungsphase 3 (Entwurfsplanung) des § 49 (in Verbindung mit Anlage 13) der HOAI 2013 wird die „*Grundlegende Festlegung der ... Hauptabmessungen des Tragwerks ...*“ verlangt. Die EC2-Gleichungen (7.16) sind dazu nicht geeignet, da diese u.a. als Parameter den im GZT erforderlichen Bewehrungsgrad  $\rho$  enthalten. Der Bewehrungsgrad kann aber erst das Ergebnis einer Bemessung sein, für die die Lasten vorher bekannt sein müssten. Die Eigenlasten können aber erst mit bekannter Deckendicke ermittelt werden, die ja mit Hilfe der EC2-Gleichungen (7.16) gerade gesucht wird, sodass in vielen Fällen eine Iteration erforderlich wird.

Wendet man die EC2-Gleichungen (7.18) bis (7.21) des genaueren Verfahrens nach EC2-1-1 [R1], 7.4.3 an, stellt man fest, dass die damit erhaltenen Deckendicken größer werden als die mit dem vereinfachten Verfahren nach EC2-1-1, 7.4.2 ermittelten. Abb. 7.2 stellt die Ergebnisse nach 7.4.2 (rote Linie) und 7.4.3 (grüne Linie) exemplarisch für Einfeldplatten mit verschiedenen Stützweiten gegenüber. Zum Vergleich ist die Kurve der Berechnung mit einem nichtlinearen EDV-Programm dargestellt (blaue Linie).

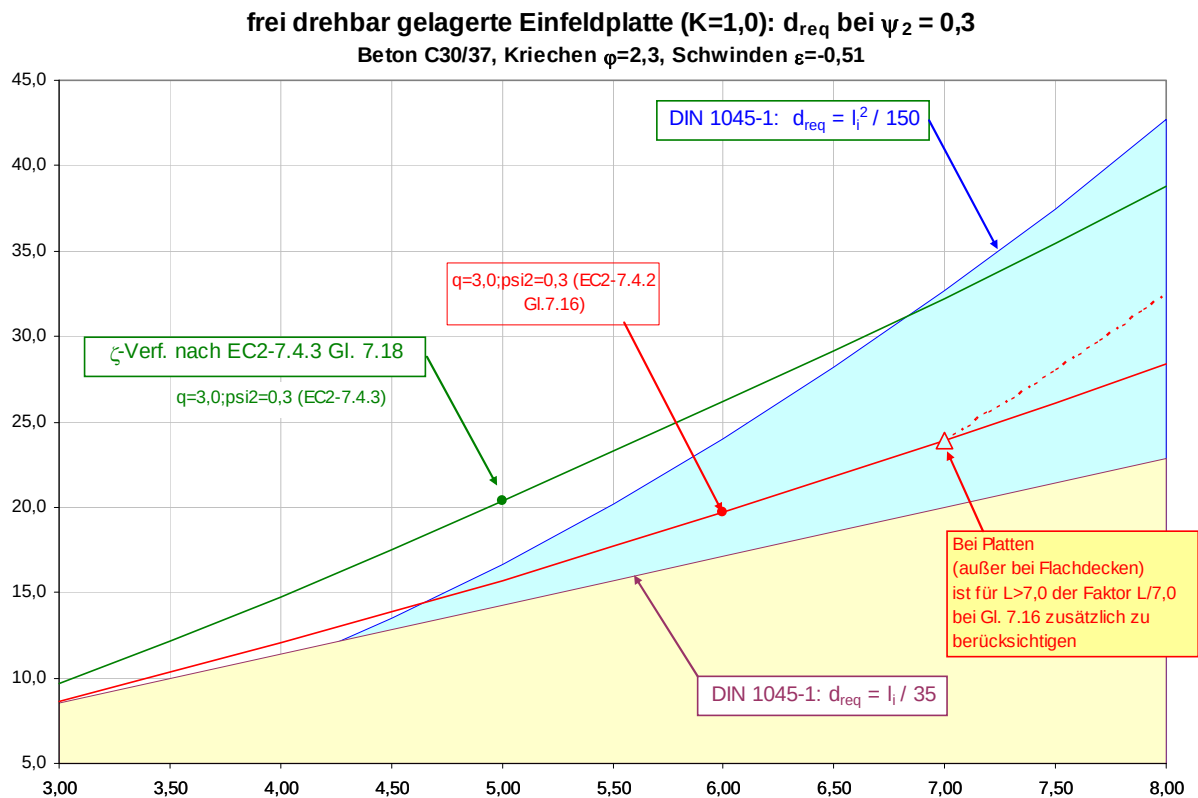
Das Ergebnis widerspricht dem Prinzip 7.4.2 (1)P. Danach sind Durchbiegungsberechnungen nicht erforderlich, „... wenn die Biegeschlankheit nach 7.4.2 (2) begrenzt wird. Genauere Nachweise sind [erst] erforderlich, wenn die Biegeschlankheit nach 7.4.2 (2) nicht eingehalten wird ...“.

Ist der Nachweis nach dem vereinfachten Verfahren nicht erfüllt und führt man nun den Nachweis nach dem genaueren Verfahren, stellt man fest, dass die erforderliche Nutzhöhe  $d$  noch größer ist als nach dem vereinfachten Verfahren. Der aufgezeigte Widerspruch ist nicht ohne Weiteres nachvollziehbar.

Die nach EC2-1-1 [R1], 7.4.3 ermittelten Deckendicken stellen eine Verschärfung der bisherigen Praxis dar. Abb. 7.3 verdeutlicht dies am Beispiel des gelenkig gelagerten Einfeldträgers durch einen Vergleich zur DIN 1045-1 [R20] ( $l_i/35$  bzw.  $l_i^2/150$ ).



**Abb. 7.2.** Vergleich der Berechnung nach EC2, 7.4.2 (rot) und 7.4.3 (grün) für Einfeldplatten, C30/37



**Abb. 7.3.** Vergleich der Berechnungen nach EC2, 7.4.2 (rot) und 7.4.3 (grün) mit DIN 1045-1 [R20], Einfeldplatte, C30/37

### b1) Therapie: Neuvorschlag für Deckenplatten (vgl. [45])

Dem PRB-Neuvorschlag wurde die EC2-Gleichung (7.16a) zu Grunde gelegt, in deren Geltungsbereich sich Decken des üblichen Hochbaus in der Regel befinden. Angestrebt war eine möglichst einfache Gleichung, die nicht wesentlich komplexer als das bekannte  $l_i^2/150$  sein sollte. Auf den Begriff der Biegeschlankheit  $l/d$  wurde verzichtet, die für die Bemessung unmittelbar interessierende statische Nutzhöhe  $d_{\text{eff}}$  kann direkt ermittelt werden. Der Neuvorschlag eignet sich insbesondere zur Vordimensionierung während der Entwurfsplanung.

Zur Herleitung des Neuvorschlags wurden Parameterstudien durchgeführt, welche die Stützweite, die Lagerungsbedingungen, die Betonfestigkeitsklasse, die Nutzlast  $q$  und den Kombinationsbeiwert  $\psi$  einschlossen. Das Eigengewicht  $g$  wird entsprechend der ermittelten Nutzhöhe iterativ berücksichtigt. Als Randabstand der Bewehrung ( $c_v + \phi/2$ ) wurde ein konstanter Wert von 30 mm gewählt. Für die Ausbaulasten des wurde pauschal  $\Delta g = 2,0 \text{ kN/m}^2$  angesetzt. Der Trennwandzuschlag beträgt  $0,8 \text{ kN/m}^2$ . Das Stützweitenverhältnis benachbarter Felder soll zwischen 0,8 bzw. 1,25 liegen.

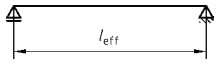
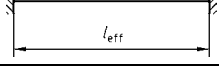
Trägt man die EC2-Gleichungen (7.16a) für verschiedene Nutzlasten über der Stützweite auf, fällt der leicht gekrümmte Verlauf der Kurven auf (siehe Abb. 7.2). Daher lag für den Neuvorschlag ein Potenzansatz nahe, für den die Form nach Gleichung (7.5) gefunden wurde:

$$d_{\text{eff}} = \frac{1}{K} \cdot \frac{l^a}{n} \cdot \beta_c \quad (7.5)$$

Dabei sind

- $d$  Nutzhöhe;
- $l$  Stützweite ( $= l_{\text{eff}}$ );
- $K$  Beiwert für die Lagerungsbedingungen (siehe Tabelle 7.5);
- $n$  natürliche Zahl;
- $a$  Exponent (rationale Zahl);
- $\beta_c$  Korrekturfaktor für die Betonfestigkeit.

Tab. 7.5. Beiwert  $K$  zur Berücksichtigung der statischen Systeme

| Statisches System                                                                                                                                                                    |                                                                                       | $K$ |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| frei drehbar gelagerter Einfeldträger;<br>gelenkig gelagerte 1- oder 2-achsig gespannte Platte                                                                                       |  | 1,0 |
| Endfeld eines Durchlaufträgers oder einer einachsig gespannten durchlaufenden Platte;<br>Endfeld einer zweiachsig gespannten Platte (kontinuierlich über längere Seite durchlaufend) |  | 1,3 |
| Mittelfeld eines Balkens oder einer einachsig oder zweiachsig gespannten Platte                                                                                                      |  | 1,5 |
| Platte, die ohne Unterzüge auf Stützen gelagert ist (Flachdecke)<br>(maßgebend größere Spannweite)                                                                                   |  | 1,2 |
| Kragträger                                                                                                                                                                           |  | 0,4 |



Die Ermittlung der Formelparameter  $n$ ,  $a$  und  $\beta_c$  erfolgte mit Hilfe der Methode der kleinsten Summe der Fehlerquadrate und vorgegebener Grenzen der Abweichung vom Ergebnis der EC2-Gleichungen (7.16a).

Als Ergebnis für Decken des Hochbaus zeigten sich folgende gerundete Werte als guter Kompromiss zwischen Einfachheit und Genauigkeit:

$$n = 44; a = 1,2; \text{ und}$$

$$\beta_c = (f_{ck,0} / f_{ck})^{1/3} \text{ mit } f_{ck,0} = 30 \text{ MPa} \quad (7.6)$$

Damit ergibt sich die Gleichung des Neuvorschlags für Decken zu

$$d_{\text{erf}} = \frac{1}{K} \cdot \frac{l^{1,2}}{44} \cdot \beta_c \quad (7.7)$$

Für die Einfeldplatte ( $K = 1,0$ ) mit einer Betonfestigkeitsklasse C30/37 vereinfacht sich die Gleichung (7.7) z. B. zu  $d_{\text{erf}} = l^{1,2}/44$ .

Bei Biegebauteilen mit Stützweiten über 7,0 m, die leichte verformungsempfindliche Trennwände tragen, sind in der Regel die Werte für  $d_{\text{erf}}$  mit dem Faktor  $l_{\text{eff}} / 7$  zu multiplizieren. Eine Differenzierung zwischen liniengelagerten und punktgestützten Platten (wie im EC2 [R1]) ist im Rahmen der hier vorgestellten Vereinfachung entbehrlich.

Gleichung (7.7) wurde kalibriert für Nutzlasten zwischen 0 und 5,0 kN/m<sup>2</sup>, einen Kombinationsbeiwert  $\psi_2 = 0,3$  (quasi-ständige Einwirkungskombination Kategorie A: Wohnen und B: Büro) und Stützweiten zwischen 3,0 und 8,0 m (1,5 und 4,0 m bei der Kragplatte).

Die Abbildungen 7.4 bis 7.7 stellen den Neuvorschlag für Decken der Berechnung nach EC2 [R1], Gleichung (7.16a) gegenüber.

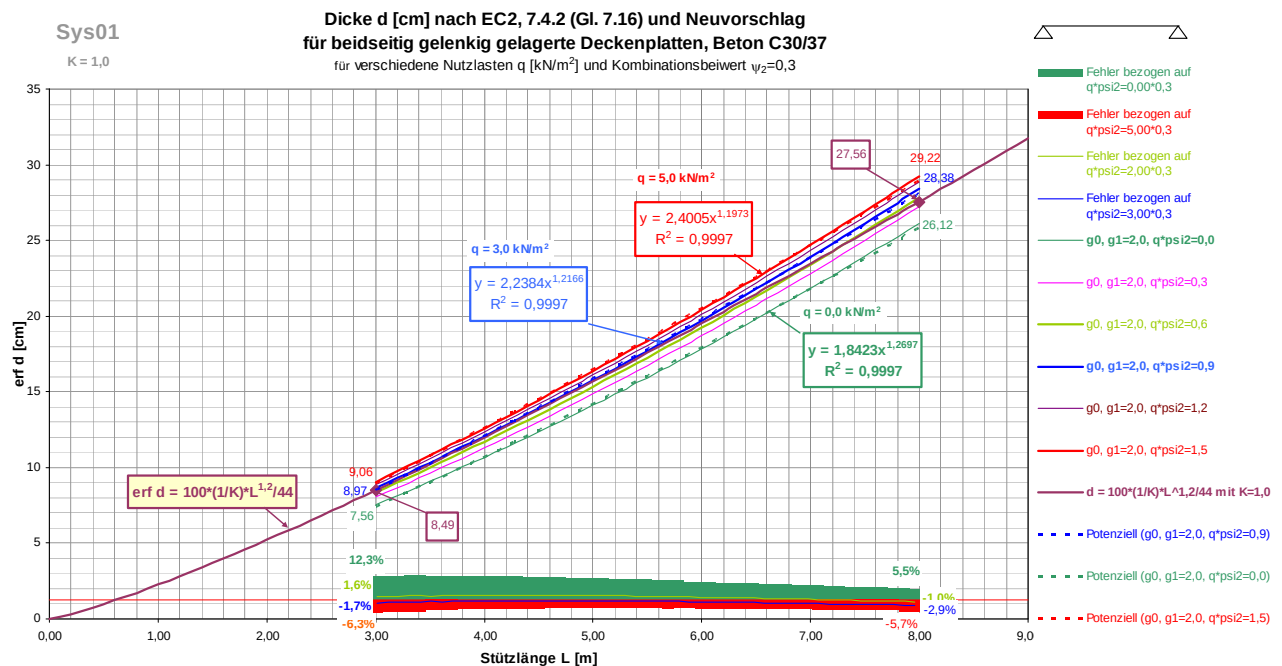


Abb. 7.4. Gegenüberstellung Neuvorschlag und EC2 [R1], Gl. (7.16a), Einfeldplatte, C30/37

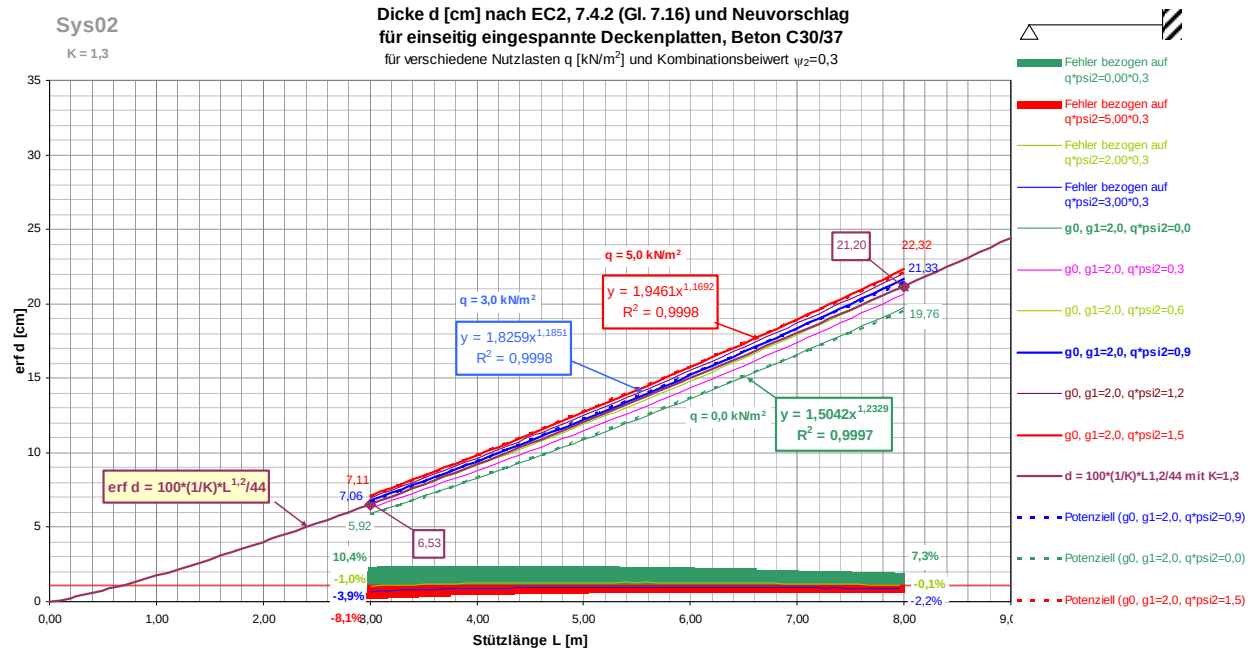


Abb. 7.5. Gegenüberstellung Neuvorschlag und EC2 [R1], Gl. (7.16a), Endfeldplatte, C30/37)

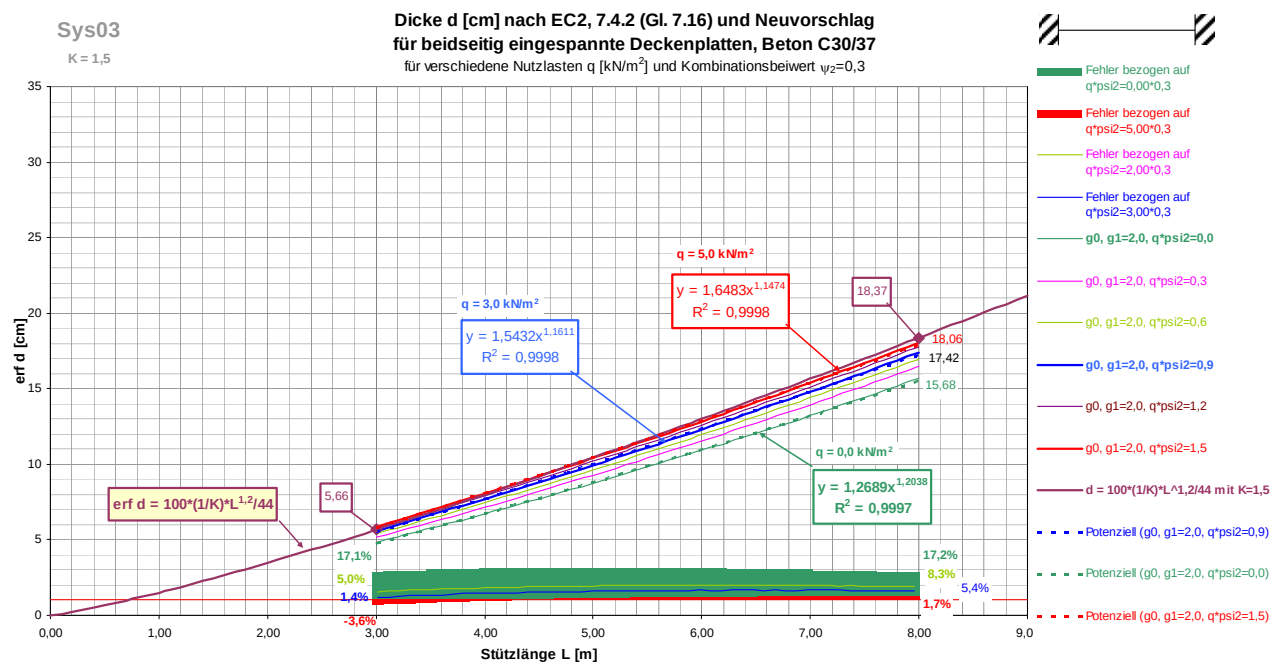


Abb. 7.6. Gegenüberstellung Neuvorschlag und EC2 [R1], Gl. (7.16a), Innenfeldplatte, C30/37)

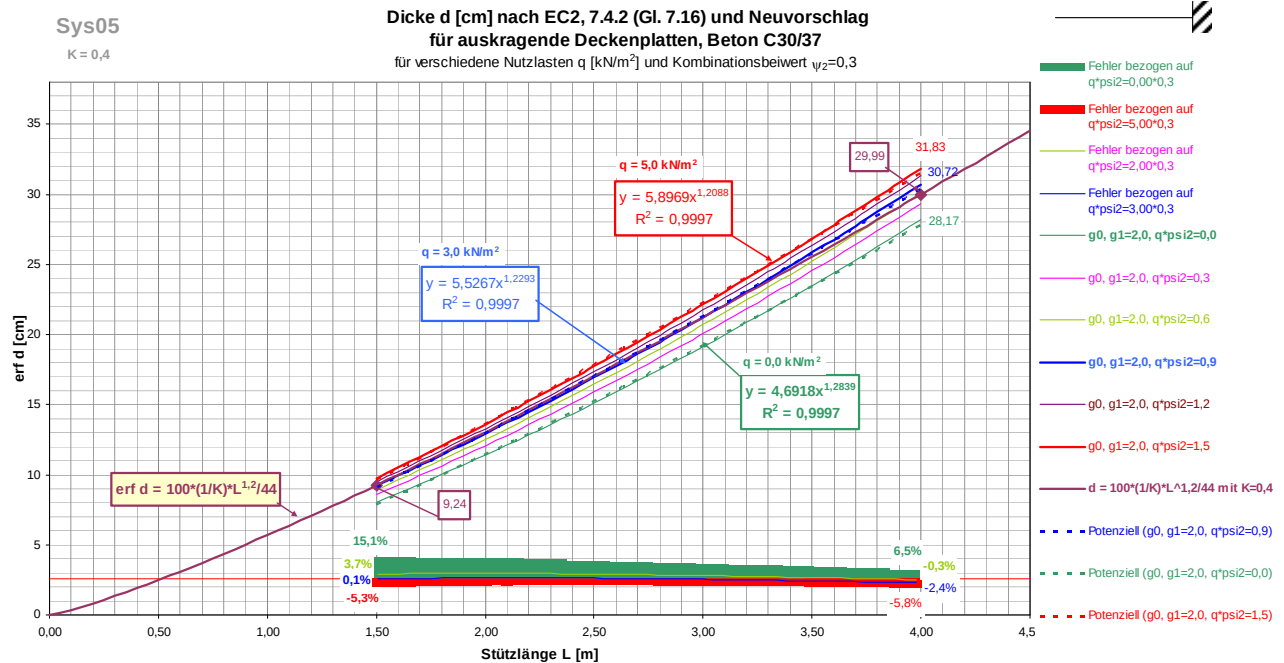


Abb. 7.7. Gegenüberstellung Neuvorschlag und EC2 [R1], Gl. (7.16a), Kragplatte, C30/37

## b2) Therapie: Neuvorschlag für Balken

Die Herleitung einer vereinfachten Gleichung für die Nutzhöhe von Balken erfolgte ähnlich wie für Deckenplatten.

Als Randbedingungen für die Berechnungen wurden gewählt:

- Lasteinzugsbreite  $b_E = 7,5 \text{ m} (= 1,25 \cdot 6,0 \text{ m})$
- Stegbreite  $b_w = 30 \text{ cm}$
- Stützweite  $l = 2,0 \text{ m bis } 12,0 \text{ m}$
- mitwirkende Breite  $b_{\text{eff}} = \frac{1}{3} \cdot (l/K)$
- Deckenplatte  $h = 250 \text{ mm}$
- Deckenaufbau  $g_A = 2,0 \text{ kN/m}^2$
- Nutzlasten  $q = 0,0 \text{ bis } 5,0 \text{ kN/m}^2$
- Kombinationsbeiwert  $\psi_2 = 0,3$  (Kategorie A: Wohnen und B: Büro)

Die Ermittlung der Formelparameter  $n$ ,  $a$  und  $\beta_c$  für den Ansatz nach Gleichung (7.5) erfolgte wieder mit Hilfe der Methode der kleinsten Summe der Fehlerquadrate. Als Ergebnis für Balkenquerschnitte zeigten sich die gerundeten Werte  $n = 14$ ;  $a = 0,8$ ;  $\beta_c$  nach Gleichung (7.6) als guter Kompromiss zwischen Einfachheit und Genauigkeit. Wegen der grundsätzlich zahlreichen Einflussparameter bei Balken gegenüber den Decken (z. B. Einflussbreite, mitwirkende Breite, Plattendicke, Stegbreite usw.) und der daraus resultierenden größeren Schwankungsbreite der Ergebnisse, wurde ein bewusst einfacher Ansatz gewählt.

Damit ergibt sich die Gleichung des Neuvorschlags für Balken zu

$$d_{\text{erf}} = \frac{1}{K} \cdot \frac{l^{0,8}}{14} \cdot \beta_c \quad (7.8)$$

Die Abbildungen 7.8 bis 7.10 stellen den Neuvorschlag für Balken der Berechnung nach EC2 [R1], Gleichung (7.16) gegenüber.

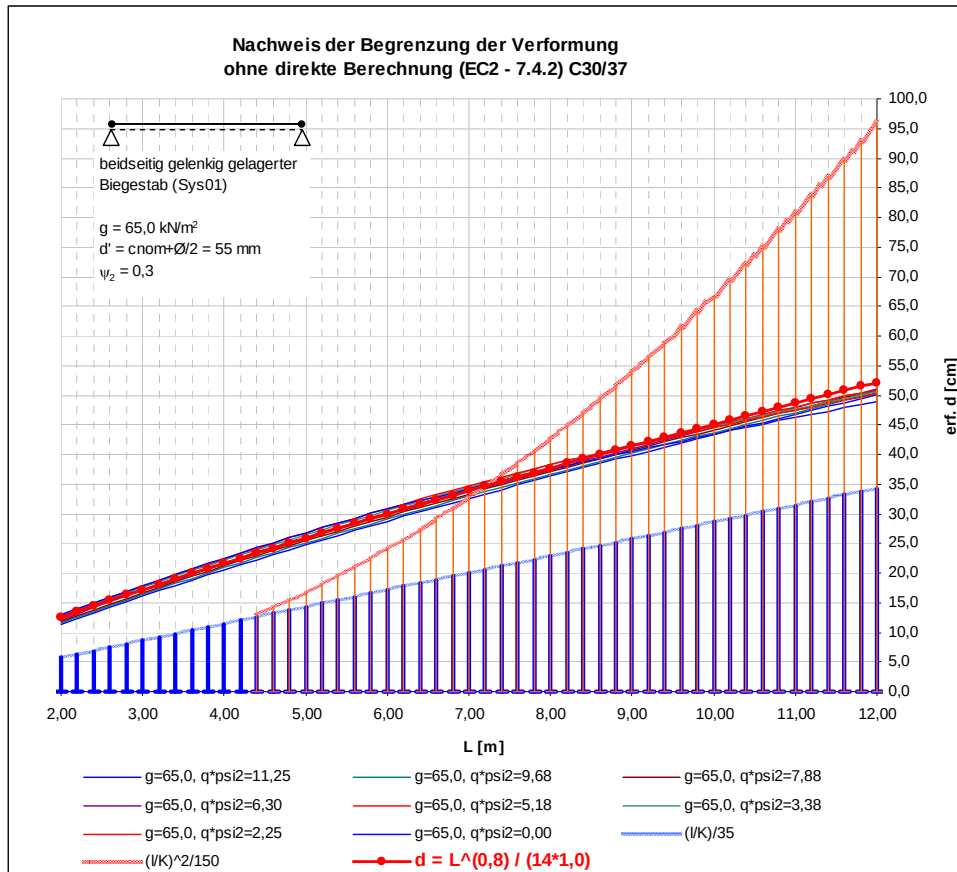


Abb. 7.8. Gegenüberstellung Neuvorschlag und EC2 [R1], Gl. (7.16), Einfeldbalken, C30/37

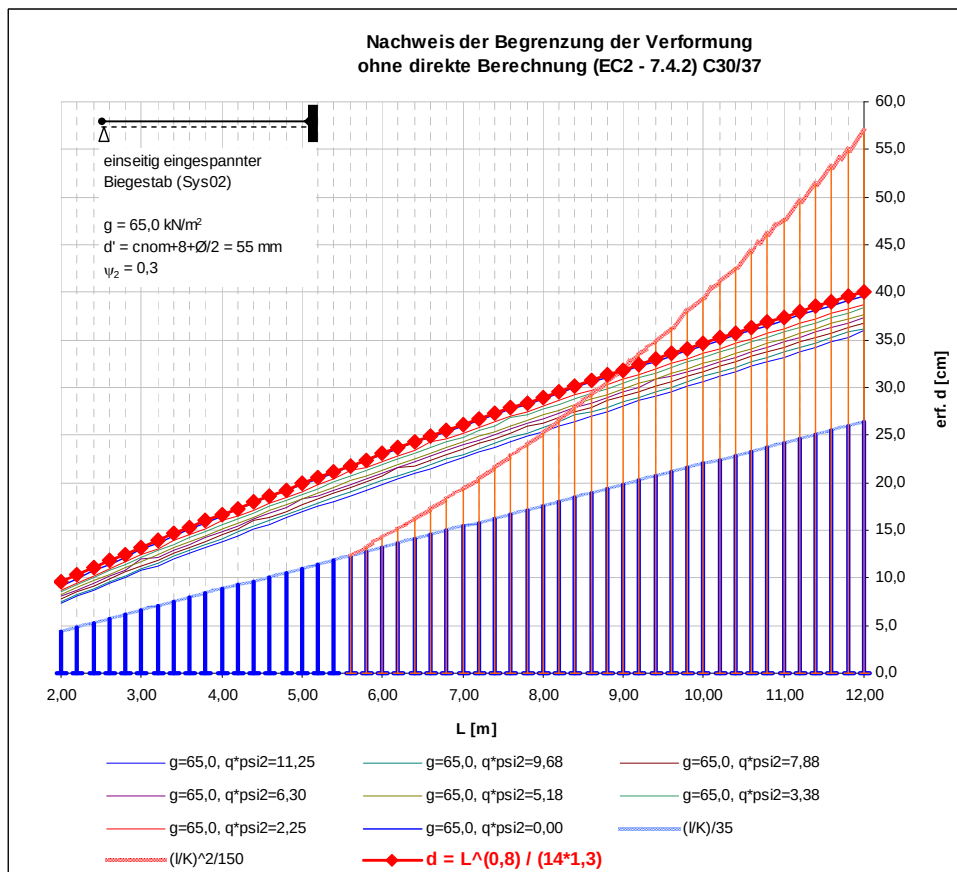


Abb. 7.9. Gegenüberstellung Neuvorschlag und EC2 [R1], Gl. (7.16), Endfeldbalken, C30/37

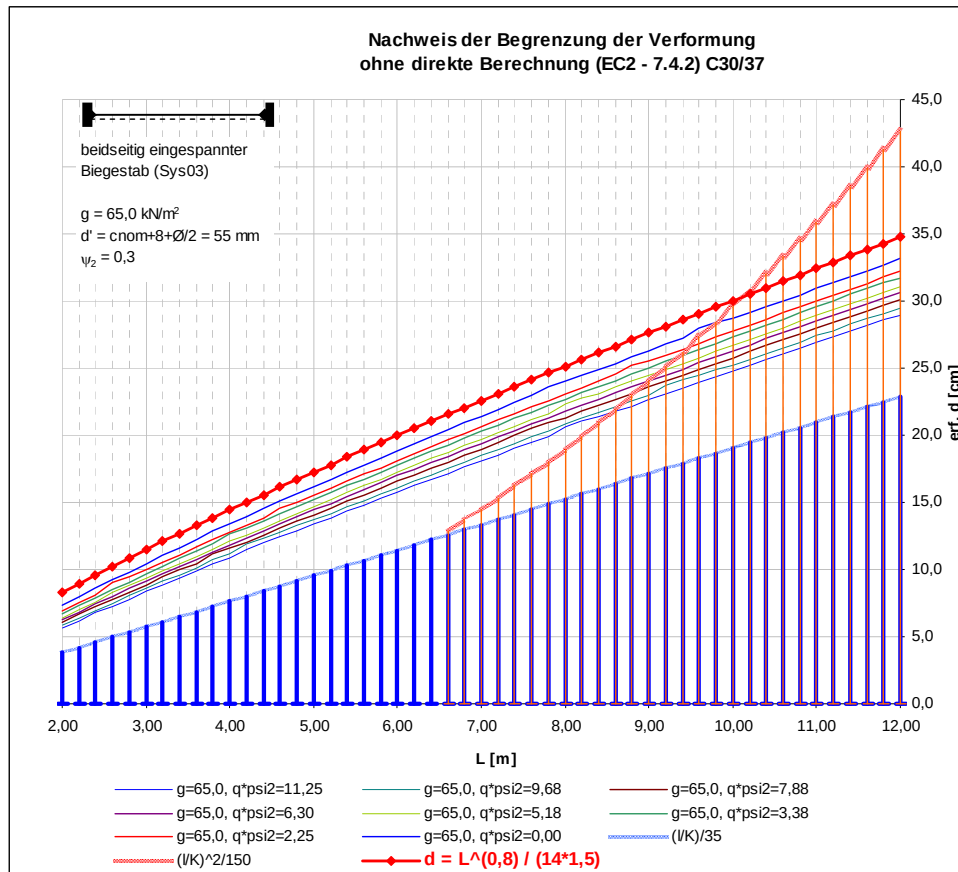


Abb. 7.10. Gegenüberstellung Neuvorschlag und EC2 [R1], Gl. (7.16), Kragbalken, C30/37



### b3) Therapie: Weitere Vergleichsrechnungen mit der DBV-Beispielsammlung [46]

Die PRB-Neuvorschläge zur vereinfachten Durchbiegungsbegrenzung wurden auch mit einigen Bauteilen der DBV-Beispielsammlung zum EC2 [46] verglichen (Beispiele 1, 2, 4, 5, 7).

Die Ergebnisse sind in Abb. 7.11 zusammengefasst. Der Neuvorschlag für Decken nach Gleichung (7.7) liegt für die Beispiele 1, 2, 4 (Platten) und 7 (Plattenbalken) leicht auf der „sicheren“ Seite, d. h. liefert geringfügig größere erforderliche statische Nutzhöhen.

Beim Beispiel 5 (Einfeldbalken) liegt das Ergebnis mit  $d = 417$  mm zu weit auf der unsicheren Seite. Der Bewehrungsgrad mit  $d = 417$  mm berechnet liegt oberhalb von 0,32 %, sodass  $(L/K)/35$  nicht maßgebend wird. Bei einer gewählten Nutzhöhe von 700 mm ergibt sich ein kleinerer Bewehrungsgrad, bei dem dann  $(L/K)/35$  maßgebend wird.

Im Beispiel 5 wird in [46] eine direkte Verformungsberechnung mit einer Nutzhöhe vor  $d = 480$  mm durchgeführt. Im Ergebnis musste dort zur Einhaltung des zulässigen Durchhangs  $l/250$  noch eine Überhöhung von 25 mm vorgegeben werden.

Der Neuvorschlag für Balken nach Gleichung (7.8) muss daher nochmals überprüft und ggf. die Anwendungsgrenzen weiter eingeschränkt werden.

Ein konservativerer Alternativvorschlag für Balken könnte sein:

$$d_{\text{erf}} = \frac{1}{K} \cdot \frac{l}{15} \cdot \beta_c \quad (7.9)$$

Hierzu werden weitere Vergleichsrechnungen erforderlich werden.

| Gleichungen gemäß Neuvorschlag                      |                                                                                   |
|-----------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|
| Platten (Bsp. 1, 2 und 4)<br>Plattenbalken (Bsp. 7) | $d_{\text{reqd}} = \frac{l^{1,2}}{44} \cdot \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3}$ |
| Balken (Bsp. 5)                                     | $d_{\text{reqd}} = \frac{l^{0,8}}{14} \cdot \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3}$ |

Gegenüberstellung der Ergebnisse zur vereinfachten Bestimmung der  
**erforderlichen Deckendicke  $d_{\text{reqd, Approx}}$  versus  $d_{\text{reqd, EC2-Gl. 7.16}}$**   
zur Einhaltung der Verformung über die Begrenzung der Biegeschlankheit

| Beispiele aus [1] |                  | Typ                                        | Beton  | $L_{\text{eff}}$ | System    | K   | $d_{\text{reqd, Approx}}$ | $\frac{(L/K)}{35}$ | $\frac{(L/K)^2}{150}$ | ohne<br>Gl. 7.17 | mit<br>Gl. 7.17 |
|-------------------|------------------|--------------------------------------------|--------|------------------|-----------|-----|---------------------------|--------------------|-----------------------|------------------|-----------------|
| Bsp. 1            | Seite 1-4        | Platte (einachsig gespanntes Endfeld)      | C20/25 | 5,000            | =====^    | 1,3 | 13,9                      | 11,0               | 9,9                   | 16,2             | 12,2            |
| Bsp. 2            | Seite 2-13 oben  | Platte (zweiachsig gespanntes Endfeld)     | C20/25 | 4,200            | =====^    | 1,3 | 11,2                      | 9,3                | 7,0                   | 10,7             | 9,3             |
| Bsp. 4            | Seite 4-24 @ 4-3 | Platte (Flachdecke)*                       | C35/45 | 6,750            | ::=====:: | 1,2 | 17,8                      | 16,1               | 21,1                  | 18,2             | 17,0            |
| Bsp. 5            | Seite 5-19       | Balken (Einfeldbalken-Fertigteil)          | C35/45 | 9,650            | ^=====^   | 1   | 41,7                      | 27,6               | 62,1                  | 61,3             | 53,8            |
| Bsp. 7            | Seite 7-31       | Plattenbalken (einfeldriger Plattenbalken) | C30/37 | 14,400           | ^=====^   | 1   | 55,8                      | 41,2               | 138,3                 | 54,4             | 50,9            |

\* Für Flachdecken mit Durchstanzbewehrung: mind.  $h = 20$  cm

Bsp. 3 Vollplatte mit großer Dicke (Bodenplatte mit  $h = 150$  cm)

Bsp. 6 Zweifeldriger Durchlaufbalken mit Kragträger

(abweichende Randbedingungen: Voutenform,  $q_k/(g_k+q_k) \approx 0,5$ , Einzellasten auf Kragträgerspitze und im Feld)

Bsp. 8 Vorgespannter Dachbinder (nicht für die vereinfachte Berechnung geeignet)

Abb. 7.11. Vergleich erforderliche Nutzhöhen nach EC2 [R1] und Neuvorschlag für DBV-Beispiele aus [46]

## 8 BEWEHRUNGSREGELN

### 8.4 Verankerung der Längsbewehrung

#### a) Anamnese/Diagnose:

Die in Deutschland übliche, vom Ende der Biegeform gemessene Verankerungslänge wird in EC2-1-1 [R1] als Ersatzverankerungslänge  $l_{b,eq}$  bezeichnet und neben der aufwändigeren Ermittlung der Verankerungslänge mit 5 Beiwerten als „vereinfachte Alternative“ in 8.4.4 (2) geregelt.

Für eng gebogene Bewehrungselemente, wie Haken, Winkelhaken oder Schlaufen, ist die Regelung nach [R1], Bild 8.1a) und 8.4.3 (3) nicht zielführend, um bei den geringen Biegerolldurchmessern  $D_{min} < 10\phi$  die volle Zugkraft im Bereich der Stablänge nach der Krümmung zu verankern. Daher wurde im NA die Einschränkung aufgenommen, dass nur aufgebogene Stäbe mit großen Biegerolldurchmessern über die Biegung hinweg verankert werden dürfen. Es wird empfohlen, hierbei eine gerade Mindestvorlänge von  $0,5l_{bd}$  nicht zu unterschreiten [2].

Der erforderliche Grundwert der Verankerungslänge  $l_{b,rqd}$  wird in EC2-1-1 [R1] direkt unter Berücksichtigung der tatsächlichen Ausnutzung des Betonstahls mit  $\sigma_{sd}$  und unter Annahme einer konstanten Verbundfestigkeit  $f_{bd}$  ermittelt:

$$l_{b,rqd} = (\phi / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd}) \quad \text{EC2 (8.3)}$$

In EC2-1-1 wird die Mindestverankerungslänge  $l_{b,min}$  für Zugverankerungen u. a. auf  $0,3l_{b,rqd}$  bzw. für Druckverankerungen auf  $0,6l_{b,rqd}$  festgelegt. Diese Mindestverankerungslängen sollen demnach vom Ausnutzungsgrad abhängen, jedoch nicht von der Verankerungsart. Es ist mechanisch nicht nachvollziehbar, bei gleicher Stabausnutzung für gerade Stäbe und solche mit Haken, Winkelhaken, Schlaufen oder angeschweißten Querstäben gleiche prozentuale Mindestlängen vorzusehen.

#### b) Therapie:

Zwei Anwendungsregeln sind überflüssig. Die bisher als vereinfachte Ersatzverankerungslänge  $l_{b,eq}$  bezeichnete Verankerungslänge sollte für die konstruktive Praxis der Standardfall des Bemessungswerts der Verankerung  $l_{b0}$  sein.

Für die Bemessungspraxis ist es besser, den Grundwert der Verankerungslänge zunächst für den vollausgelasteten Stab mit  $\sigma_{sd} = f_{yd}$  zu berechnen (geringere Fehleranfälligkeit, einfache Tabellierbarkeit, hierfür neues Symbol  $l_{b0}$ ):

$$l_{b0} = (\phi / 4) \cdot (f_{yd} / f_{bd}) \quad \text{PRB (8.3)}$$

Der Ausnutzungsgrad der Bewehrung wird dann bei der Ermittlung des Bemessungswertes der Verankerungslänge berücksichtigt. Wegen Verwechslungsgefahr soll konsequent die Variable  $k$  für alle Anpassungskoeffizienten (statt  $\alpha$ ) verwendet werden:

Der Bemessungswert der Verankerungslänge  $l_{bd}$  (siehe Bild 8.1) darf wie folgt ermittelt werden:

$$l_{bd} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot l_{b0} \geq l_{b,min} \quad \text{PRB (8.4)}$$

Dabei berücksichtigen die Beiwerte  $k_i$ :

- $k_1$  Ausnutzung der Stäbe  $\sigma_{sd} / f_{yd}$ ;
- $k_2$  Verankerungsart der Stäbe bei ausreichender Betondeckung (siehe Tab. 8.2 und Bild 8.1);
- $k_3$  einen oder mehrere angeschweißte Querstäbe innerhalb von  $l_{bd}$  (siehe Tab. 8.2 und Bild 8.1e und f);
- $k_4$  Druck rechtwinklig zur Bewehrungs-Ebene innerhalb von  $l_{bd}$  (siehe Tab. 8.2).

Die Mindestverankerungslänge  $l_{b,min}$  beträgt:

- bei Verankerungen unter Zug:  $l_{b,min} \geq \max \{0,3 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot l_{b0}; 10\phi\};$  PRB (8.5)
- bei Verankerungen unter Druck:  $l_{b,min} \geq \max \{0,6 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot l_{b0}; 10\phi\}$  PRB (8.6)

**PRB-Tab. 8.2. Beiwerte  $k_2, k_3, k_4$**

| Einflussfaktor              | Verankerungsart              | Bewehrungsstab                                |             |
|-----------------------------|------------------------------|-----------------------------------------------|-------------|
|                             |                              | unter Zug                                     | unter Druck |
| Form der Stäbe              | gerade                       | $k_2 = 1,0$                                   | $k_2 = 1,0$ |
|                             | Haken, Winkelhaken, Schlaufe | $k_2 = 0,7^{b)}$<br>für $c_d \geq 3\phi$      | $k_2 = 1,0$ |
| angeschweißte Querbewehrung | siehe Bild 8.1e)             | $k_3 = 0,7^{c)}$                              | $k_3 = 0,7$ |
| Querdruck <sup>a)</sup>     | alle Arten                   | $2/3 \leq k_4 = 1 - 0,04\sigma_{cd} \leq 1,0$ | $k_4 = 1,0$ |

<sup>a)</sup> Dabei ist  $\sigma_{cd}$  der Mittelwert des Querdrucks [MPa] innerhalb von  $l_{bd}$ . Bei direkter Lagerung darf  $k_4$  mit 2/3 angenommen und  $l_{b,min}$  auf 2/3 reduziert werden.

<sup>b)</sup> Bei Schlaufenverankerungen mit Biegerolldurchmessern  $D \geq 15\phi$  darf  $k_2 = 0,5$  angesetzt werden.

<sup>c)</sup> Bei geraden Stabenden (Einzelstäbe mit  $\phi \leq 16$  mm bzw. Doppelstäbe mit  $\phi \leq 12$  mm) mit mindestens zwei angeschweißten Stäben innerhalb  $l_{bd}$  (Stababstand  $s < 100$  mm und  $\geq 5\phi$  und  $\geq 50$  mm) darf  $k_2 = 0,5$  angesetzt werden (siehe Bild 8.1f).

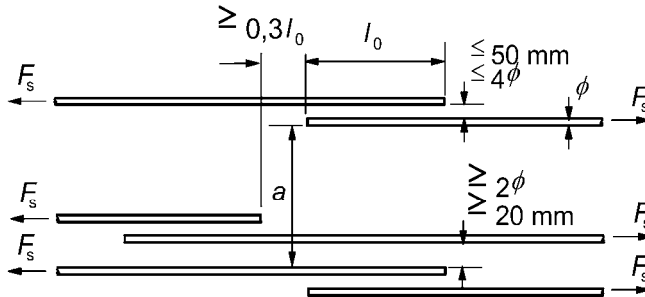
**(NCI)** Falls eine allseitige, durch Bewehrung gesicherte Betondeckung von mindestens  $10\phi$  vorhanden ist, darf  $k_4 = 2/3$  angenommen werden. Dies gilt nicht für Übergreifungsstöße mit einem Achsabstand der Stöße von  $s \leq 10\phi$ .

Der Beiwert  $k_4$  ist auf 1,5 zu erhöhen, wenn rechtwinklig zur Bewehrungsebene ein Querkzug vorhanden ist, der eine Rissbildung parallel zur Bewehrungsstabachse im Verankerungsbereich erwarten lässt. Wird bei vorwiegend ruhenden Einwirkungen die Breite der Risse parallel zu den Stäben auf  $w_k \leq 0,2$  mm im GZG begrenzt, darf auf diese Erhöhung verzichtet werden.

## 8.7 Übergreifungsstöße

### a1) Anamnese/Diagnose: Anordnung

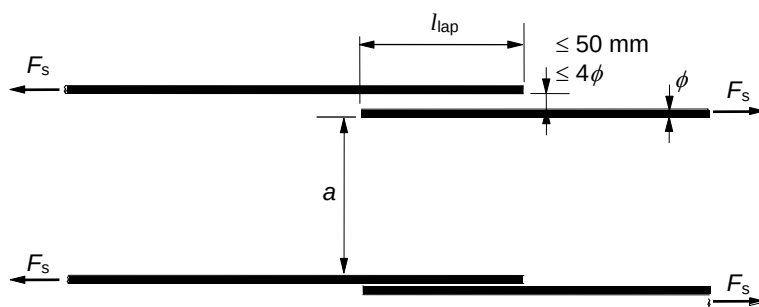
Die Anordnung der gestoßenen Stäbe soll nach EC2-Bild 8.7 erfolgen. Das Bild ist sehr unübersichtlich.



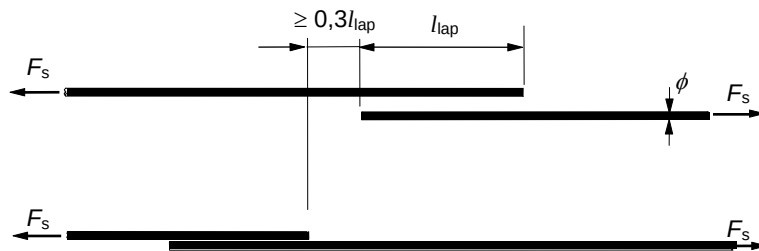
EC2-Bild 8.7 – Benachbarte Stöße

### b1) Therapie:

Die Sachverhalte „benachbarte Stöße“ und „Stoßversatz“ sollen übersichtlicher in zwei Teilbildern a) und b) dargestellt werden. Für die Übergreifungslänge wird das Symbol  $l_{lap}$  vorgeschlagen (statt  $l_0$  – Verwechslungsgefahr mit dem Grundmaß der Verankerung  $l_{b0}$ ).



### a) benachbarte Stöße



### b) Stoßversatz

PRB-Bild 8.7 – Übergreifungsstöße

## a2) Anamnese/Diagnose: Bemessungswert der Übergreifungslänge

Ähnlich wie bei der Verankerungslänge werden die verschiedenen Effekte auf die Übergreifungslänge über die Beiwerte  $\alpha_1$  bis  $\alpha_6$  berücksichtigt. Die Ermittlung der Übergreifungslänge geht vom Grundwert der Verankerungslänge  $l_{b,rqd}$  aus. Die Erläuterungen zur Verankerungslänge nach 8.4 gelten hier gleichermaßen.

Für die Übergreifungslänge dürfen angeschweißte Querstäben nicht angesetzt werden. Durch diese wird zwar die lokale Verbundfestigkeit erhöht, allerdings versagen Übergreifungsstöße i. d. R. infolge von Betonabplatzungen im Stoßbereich. Höhere Verbundbeanspruchungen können hier sogar ungünstig wirken. Bei dieser Bruchart wird die Tragfähigkeit durch angeschweißte Querstäbe nicht erhöht, sodass der rechnerische Widerstand gegen Absprengen der Betondeckung unter sonst gleichen Bedingungen von der tatsächlichen Übergreifungslänge abhängt [525].

Der Übergreifungsbeiwert  $\alpha_6$  wird in EC2-1-1 [R1] unabhängig von der Stoßart (Druck- oder Zug), von Stabdurchmessern und von Stoßabständen wie folgt vorgeschlagen:

$$\alpha_6 = (\rho_1 / 25)^{0,5} \leq 1,5 \text{ bzw. } \geq 1,0 \text{ (vgl. EC2-Tabelle 8.3).}$$

Dabei ist  $\rho_1$  der Prozentsatz der gestoßenen Bewehrung.

**EC2-Tab. 8.3 – Beiwert  $\alpha_6$**

| Anteil gestoßener Stäbe am Gesamtquerschnitt des Betonstahls         | < 25% | 33 % | 50 % | > 50 % |
|----------------------------------------------------------------------|-------|------|------|--------|
| $\alpha_6$                                                           | 1     | 1,15 | 1,4  | 1,5    |
| ANMERKUNG Zwischenwerte dürfen durch Interpolieren ermittelt werden. |       |      |      |        |

Diese  $\alpha_6$ -Beiwerte liefern insbesondere bei Zugstößen mit dickeren Stäben  $\phi \geq 16$  mm und einem Stoßanteil  $\geq 50$  % sowie bei den erlaubten engen lichten Abständen benachbarter Stöße (nur  $\geq 20$  mm bzw.  $\geq 2\phi$ ) keine ausreichende Sicherheit (vgl. Abb. 8.1 a)). Andererseits führen die EC2-1-1-Werte mit  $\alpha_6 > 1,0$  für Druckstöße zu deutlich auf der sicheren Seite liegenden, jedoch unwirtschaftlichen Übergreifungslängen. Daher wurden im EC2/NA [R3] die Übergreifungsbeiwerte aus DIN 1045-1 [R20], Tab. 27, über NCI Tab. 8.3DE eingeführt, obwohl kein NDP vorgesehen ist und diese dem EC2 [R1] klar widerspricht [2]. Hierbei wird nur eine Unterscheidung in Stoßanteile  $\leq 33$  % und  $> 33$  % erlaubt.

Wegen der geringeren gegenseitigen Beeinflussung dürfen die Zugstoßbeiwerte  $\alpha_6$  nach EC2/NA-Tabelle 8.3DE bei weiten seitlichen Abständen nicht längsversetzter Stöße ca. 30 % gegenüber denen bei engen Stoßabständen reduziert werden (siehe Fußnoten). Im Gegensatz zu den auf Achsabstände  $s$  bezogenen Festlegungen in DIN 1045-1 wird dabei in EC2-1-1 auf die planmäßigen lichten Stababstände  $a$  bzw. die Betondeckung  $c_1$  parallel zur Stoßebene Bezug genommen. Dabei darf davon ausgegangen werden, dass sich die zu stoßenden Stäbe direkt berühren. Verlegeabweichungen bis zu einem lichten Stababstand zwischen den gestoßenen Stäben bis  $4\phi$  bzw. 50 mm sind ohne Änderungen der Übergreifungslänge abgedeckt.

Die Mindestmaße  $l_{0,min} \geq 15\phi$  bzw. 200 mm stellen eine Mindesttragfähigkeit des Stoßes sicher und berücksichtigen die bei üblicher Sorgfalt möglichen Verlegeungenauigkeiten [300]. Die Festlegung der Mindestübergreifungslänge auf 30 % des Grundwertes erfolgte analog zum Mindestwert der Verankerungslänge. Für den Mindestwert  $0,3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}$  darf nach NA wieder die Wirksamkeit von Aufbiegungen mit  $\alpha_1$  zusätzlich berücksichtigt werden, dafür ist der Grundwert  $l_{b,rqd}$  auf den mit  $f_{yd}$  voll ausgelasteten Stab zu beziehen.

Der lichte Abstand  $a$  zwischen benachbarten Stößen muss entsprechend den versuchstechnischen Randbedingungen mindestens  $2\phi$  bzw. 20 mm betragen, da geringere Abstände zur Sicherstellung der erforderlichen Bruchsicherheit wesentlich größere Übergreifungslängen und strengere Anforderungen an die Querbewehrung nach sich ziehen [300].

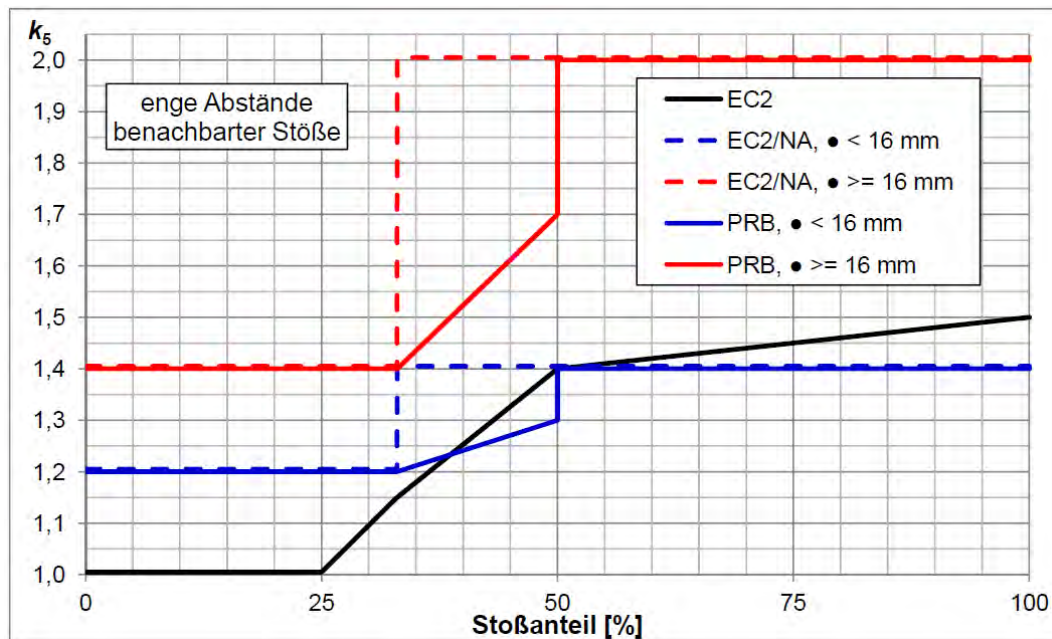


## b2) Therapie:

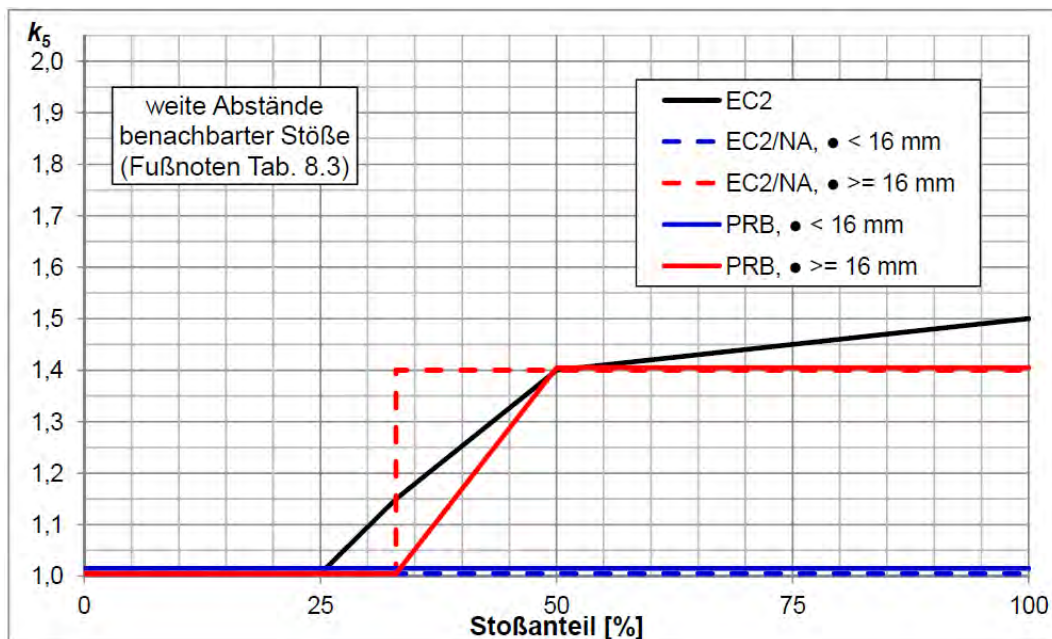
Der Ausnutzungsgrad der Bewehrung wird bei der Ermittlung des Bemessungswertes der Übergreifungslänge berücksichtigt. Es soll konsequent die Variable  $k$  für alle Anpassungskoeffizienten verwendet werden.

Es wird vorgeschlagen, die Übergreifungsbeiwerte aus dem EC2/NA [R3] auch für den EC2 zu übernehmen. Dabei soll zusätzlich noch der baupraktisch verbreitete 50%-Stoß aufgenommen werden. Der dazugehörige Übergreifungsbeiwert  $k_5$  wird pragmatisch interpoliert (vgl. Abb. 8.1).

Da bei Druckstößen ein Teil der Druckkraft an den Stabenden durch Spitzendruck übertragen wird, sind vergrößerte Übergreifungsfaktoren  $k_5$  wie bei Zugstößen nicht erforderlich. Dafür ist die Querbewehrung über die Stabenden hinaus zu verteilen, um die Sprengwirkung des Spitzendrucks abzudecken [47].



### a) enge Abstände benachbarter Stöße $a < 8\phi$



### b) weite Abstände benachbarter Stöße $a \geq 8\phi$

Abb. 8.1. Vergleich der Übergreifungsbeiwerte nach EC2, EC2/NA und PRB-Vorschlag

PRB-Vorschlag:

Der Bemessungswert der Übergreifungslänge beträgt:

$$l_{\text{lap}} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot l_{b0} \geq l_{\text{lap,min}} \quad \text{PRB (8.10)}$$

Dabei ist

$$l_{\text{lap,min}} \geq \max \{0,3 \cdot k_2 \cdot k_5 \cdot l_{b0}; 15\phi; 200 \text{ mm}\}; \quad \text{PRB (8.11)}$$

Die Werte  $k_1$  bis  $k_4$  dürfen Abschnitt 8.4 entnommen werden. Werte für  $k_5$  sind in PRB-Tabelle 8.3 enthalten.

**PRB-Tab. 8.3. Übergreifungsbeiwert  $k_5$**

| Stoß                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  | Stab- $\phi$         | Stoßanteil einer Bewehrungslage |                   |                             |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------|---------------------------------|-------------------|-----------------------------|
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       |                      | $\leq 33 \%$                    | 50 %              | $> 50 \%$ und $\leq 100 \%$ |
| Zug                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | $< 16 \text{ mm}$    | 1,2 <sup>a)</sup>               | 1,3 <sup>a)</sup> | 1,4 <sup>a)</sup>           |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       | $\geq 16 \text{ mm}$ | 1,4 <sup>a)</sup>               | 1,7 <sup>b)</sup> | 2,0 <sup>b)</sup>           |
| Druck                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | alle                 | 1,0                             |                   |                             |
| Wenn die lichten Stababstände $a \geq 8\phi$ (Bild 8.7a) und der Randabstand in der Stoßebene $c_1 \geq 4\phi$ eingehalten werden, darf der Beiwert $k_5$ reduziert werden auf: <sup>a)</sup> $k_5 = 1,0$ ; <sup>b)</sup> $k_5 = 1,4$<br>Die Werte für Stoßanteile zwischen 33 % und 50 % dürfen interpoliert werden. |                      |                                 |                   |                             |

## 8.10 Spannglieder

### a) Anamnese/Diagnose:

Die Bewehrungsregeln für Spannglieder sind im EC2 [R1] wie folgt gegliedert.

#### 8.10.1 Anordnung von Spanngliedern und Hüllrohren

##### 8.10.1.1 Allgemeines

##### 8.10.1.2 Spannglieder im sofortigen Verbund

##### 8.10.1.3 Hüllrohre für Spannglieder im nachträglichen Verbund

#### 8.10.2 Verankerung von Spanngliedern im sofortigen Verbund

##### 8.10.2.1 Allgemeines

##### 8.10.2.2 Übertragung der Vorspannung

##### 8.10.2.3 Verankerung der Spannglieder in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

#### 8.10.3 Verankerungsbereiche bei Spanngliedern im nachträglichen oder ohne Verbund

#### 8.10.4 Verankerungen und Spanngliedkopplungen für Spannglieder

#### 8.10.5 Umlenkstellen

Die Aufteilung der Bewehrungsregeln ist für die praktische Anwendung sehr unübersichtlich.

### b1) Therapie: Neugliederung

Zur klareren Gliederung der Kapitel wird durchgängig zwischen Spanngliedern aus einzelnen Drähten oder Litzen im sofortigen Verbund einerseits und Spanngliedern aus Draht- oder Litzenbündeln mit nachträglichem Verbund oder ohne Verbund andererseits unterschieden. Grundsätzlich wird davon ausgegangen, dass Spannstähle in EN 10138 [R35] geregelt sein werden. Spannverfahren (Spannglieder) werden jedoch weiterhin in Zulassungen geregelt sein. Definitionen von Spanngliedern mit eindeutiger Trennung zwischen den Begriffen „Spannstahl“ und „Spannglied“ sind in Kap.1.5 Begriffe enthalten.

### Vorschlag Neugliederung

#### 8.10.1 Allgemeines

#### 8.10.2 Spannglieder im sofortigen Verbund

#### 8.10.3 Spannglieder im nachträglichen Verbund und Spannglieder ohne Verbund

Demzufolge wird die Gliederung des Abschnitts gestrafft. Unter 8.10.1 stehen jetzt die allgemein gültigen Regeln, unter 8.10.2 sämtliche Konstruktionsregeln (Abstände, Verankerungen usw.) für Spannglieder im sofortigen Verbund, unter 8.10.3 sämtliche über die Regelungen der Zulassungen hinausgehenden Konstruktionsregeln für Spannglieder im nachträglichen Verbund und ohne Verbund.

### b2) Therapie: weitere Änderungsvorschläge

Die Regelung bezüglich verzinkter Einbauteile und Bewehrung soll für Europa vorgeschlagen werden.

Der Wert  $\eta_{p1} = 2,85$  sowohl für Litzen als auch für Drähte stimmt mit den Regelungen in DIN 1045-1 [R20] überein und geht auf Zulassungsversuche zurück (vgl. [2]).

Für die Nachweise im GZT ist in der Regel der Wert  $1,2l_{pt}$  maßgebend – ebenfalls für die Festlegung des Rissbildungsbereiches. Für die Anordnung von Spaltzugbewehrungen spielt die angegebene Differenz in der Praxis keine wesentliche Rolle. Lediglich für den Spannungsnachweis am oberen Rand des Trägers im GZG wird der Wert  $0,8l_{pt}$  maßgebend. Da jedoch der Schnitt, ab dem von einer linearen Spannungsverteilung über die Trägerhöhe ausgegangen werden kann, nicht exakt zu definieren ist und zudem eine evt. Spannungsüberschreitung am oberen Trägerrand nicht zum Versagen führt, kann auf eine Differenzierung von Nachweischnitten verzichtet werden ( $\Delta l_{pt} \sim 30 \text{ cm}$ ).

## 9 KONSTRUKTIONSREGELN

### 9.2 Balken

#### 9.2.1 Längsbewehrung

##### a1) Anamnese/Diagnose: Mindestbewehrung Robustheit

Das Sicherheitskonzept für die Nachweise in den GZT setzt eine Vorankündigung durch Bauteilverformungen und Rissbildung während einer Laststeigerung bis zum Bruch voraus. Das Prinzip erfordert die Aufnahme der bei Erstrissbildung durch den Ausfall der Betonzugspannungen frei werdenden Schnittgrößen z. B. durch eine Mindestbewehrung (Robustheit). In jedem Bauteilquerschnitt muss deshalb die Biegebewehrung mindestens so groß sein, dass sie das Rissmoment  $M_{cr}$  des Querschnitts unter Ausnutzung der Streckgrenze  $f_{yk}$  aufnehmen kann (Robustheitsbewehrung), wenn das spröde Versagen nicht auf andere Weise verhindert wird.

Das Rissmoment eines Rechteckquerschnitts ohne Normalkraft beträgt mit dem Mittelwert der Betonzugfestigkeit  $f_{ctm}$ :

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_c = f_{ctm} \cdot b \cdot h^2 / 6 \quad (9.1)$$

Die zur Abdeckung des Rissmoments erforderliche Mindestbewehrung ist allgemein:

$$A_{s,min} = f_{ctm} \cdot W_c / (z \cdot f_{yk}) \quad (9.2)$$

Mit den vereinfachenden Annahmen  $d \approx 0,9h$  und  $z \approx 0,8d$  folgt für den Rechteckquerschnitt

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= f_{ctm} \cdot b \cdot (d / 0,9)^2 / (6 \cdot 0,8d \cdot f_{yk}) \\ &\approx 0,26 \cdot b \cdot d \cdot f_{ctm} / f_{yk} \end{aligned} \quad (9.3)$$

Das entspricht der in der EC2-1-1 [R1] vorgeschlagenen Gleichung (9.1N), die zusätzlich einen Mindestwert von  $f_{ctm} = 2,5 \text{ MPa}$  bei  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$  vorsieht ( $A_{s,min} \geq 0,0013 \cdot b \cdot d$ ). Dies ist ein Sonderfall der allgemeineren Beziehung (9.2).

Für viele RQ und für T-Querschnitte mit Zug im Gurt ergeben sich unwirtschaftliche Stahlmengen (vgl. Abb. 9.1 bis 9.3) und die günstige Wirkung einer Normalkraft bleibt unberücksichtigt.

Daher wurde im EC2/NA die Ermittlung der Mindestbewehrung im Sinne von Gleichung (9.2) allgemeiner und verbal beschrieben:

(NDP) Die Mindestbewehrung  $A_{s,min}$  zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens ist für das Rissmoment (bei Vorspannung ohne Anrechnung der Vorspannkraft) mit dem Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons  $f_{ctm}$  und einer Stahlspannung  $\sigma_s = f_{yk}$  zu berechnen.

Das gewählte Beispiel des RQ in Abb. 9.1 zeigt das Potenzial der allgemeineren Formulierung. Für die Ermittlung der Mindestbewehrung kann der exakte Hebelarm  $z = 0,97d$  (aufgrund des geringen Mindestmomentes  $M_{cr} = 145 \text{ kNm}$ ) und die tatsächliche statische Höhe angesetzt werden, die in diesem Beispiel bei 50 mm Achsabstand der Längsbewehrung  $d = 0,95h$  beträgt.

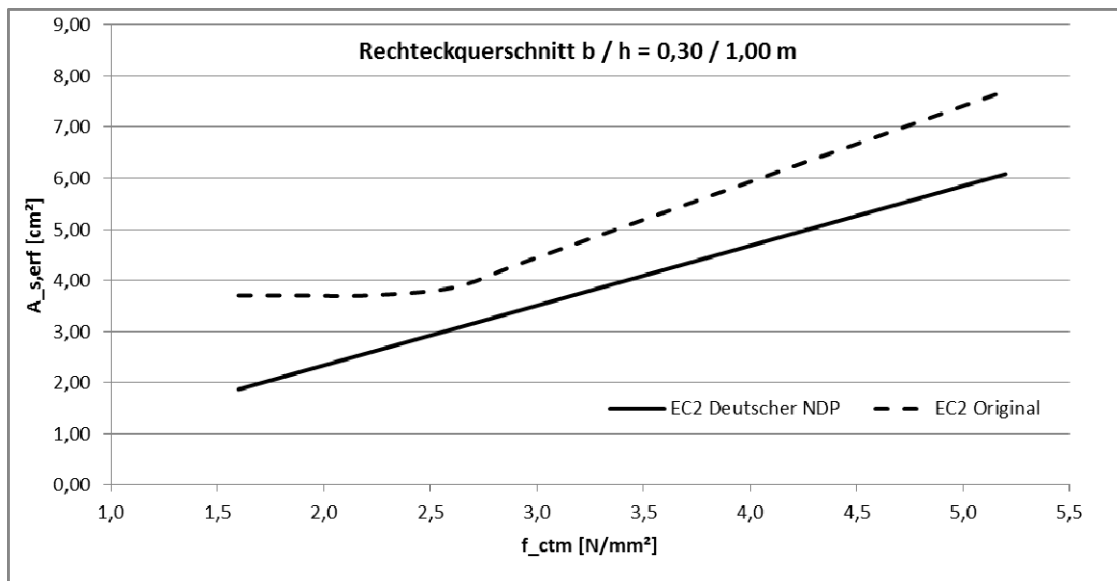


Abb. 9.1. Vergleich Robustheitsbewehrung EC2 [R1] und EC2/NA [R3] – Beispiel RQ

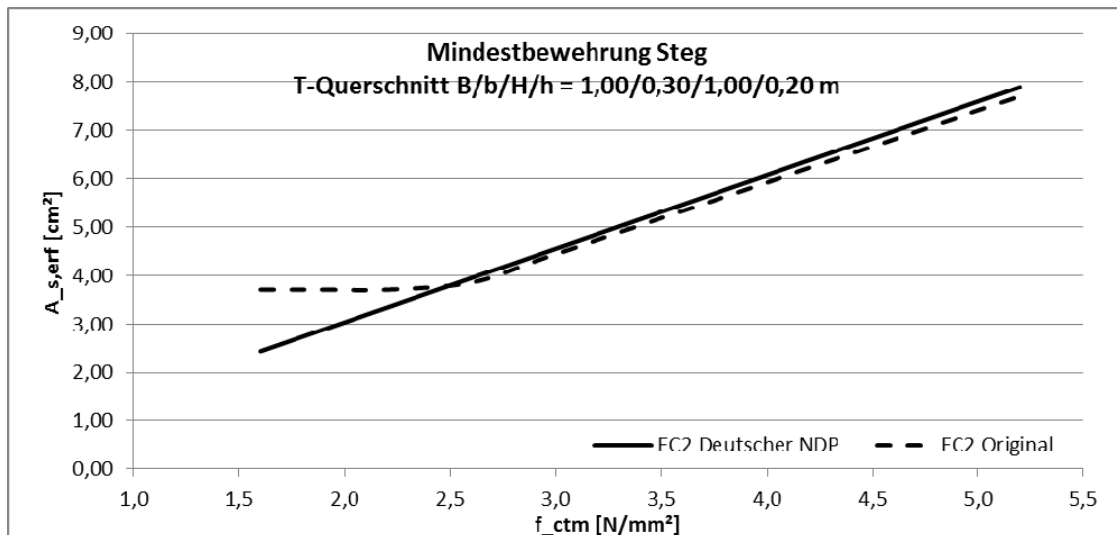


Abb. 9.2. Vergleich Robustheitsbewehrung EC2 [R1] und EC2/NA [R3] – Steg-T-Querschnitt

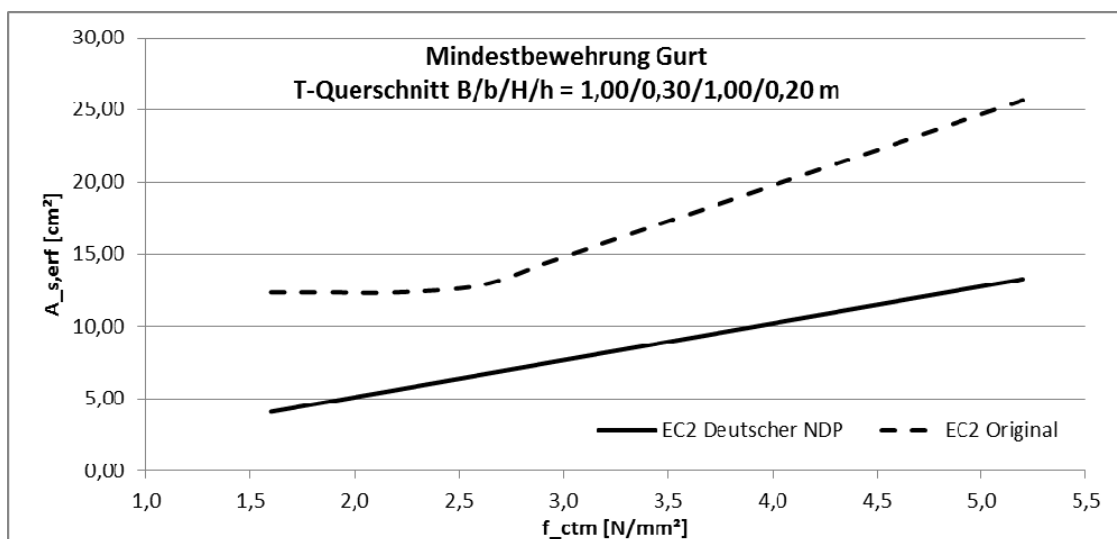


Abb. 9.3. Vergleich Robustheitsbewehrung EC2 [R1] und EC2/NA [R3] – Gurt-T-Querschnitt



In Tabelle 9.1 sind die NA-Festlegungen zu Mindestbewehrung nach Gleichung (9.1N) zusammengefasst dargestellt. Die empfohlene Gleichung wurde ohne Änderungen übernommen von: AT, BE, BG, CZ, EE, FI, FR, GR, HR, IE, IE, IS, IT, LT, LU, NO, PL, PT, RO, SE, SI, SK, UK.

**Tab. 9.1. Abweichungen NDP zu Gleichung (9.1N)**

| Beschreibung      | Mindestquerschnittsfläche der Längszugbewehrung bei Balken                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |
|-------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| recommended value | $A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d$ expr. (9.1N)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       |
| Germany           | calculation for the crack moment (without considering prestressing force) with the mean value of the tensile concrete strength $f_{ctm}$ and stress in the reinforcement of $\sigma_s = f_{yk}$ (Minimum reinforcement may be omitted for foundation elements, if ductility is ensured.)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           |
| Denmark           | Deep beam webs are provided with evenly distributed reinforcement along the sides of the beam web and parallel to the beam axis. The reinforcement ratio should be at least equal to that for stirrup reinforcement<br>(cf. 9.2.2 (5): $(0,063 \cdot \sqrt{f_{ck}})/f_{yk}$ )                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      |
| Netherlands       | minimum value of $A_{s,min1}$ and $A_{s,min2}$<br>$A_{s,min1}$ – required reinforcement according to 6.1 for the combination of $M_{E,min}$ and $N_{E,min}$<br>with $M_{E,min} = f_{ctm} \cdot W \cdot \frac{\eta}{\eta-1}$ for compressive force $N_{E,min}$<br>$M_{E,min} = f_{ctm} \cdot W \cdot \frac{1}{\eta+1}$ for tensile force $N_{E,min}$<br>$M_{E,min} = f_{ctm} \cdot W$ for pure flexure<br>where $W$ – section modulus of the fibre in most tension<br>$\eta = \frac{e \cdot A_c}{W}$ with $e$ the eccentricity, which results from $M_{Ed}$ and $N_{Ed}$ of the considered load combination<br>$N_{E,min} = f_{ctm} \cdot A_c \cdot \frac{1}{\eta-1}$ for compressive force $N_{E,min}$<br>$N_{E,min} = f_{ctm} \cdot A_c \cdot \frac{1}{\eta+1}$ for tensile force $N_{E,min}$<br>$A_{s,min2}$ - 1,25 times the required reinforcement in the ultimate limit state |
| Spain             | $A_{s,min} = \frac{W}{z} \cdot \frac{f_{ctm,fl}}{f_{yd}}$ ( $z = 0,8h$ may be assumed)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |
| Hungary           | $A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0015 \cdot b_t \cdot d$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |

### **b1) Therapie: Robustheitsbewehrung**

Der deutsche NDP wird sinngemäß übernommen und die Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilversagens mechanisch allgemeingültig und nachvollziehbar geregelt. Aus Sicherheitsgründen wird jedoch der Mindestwert für die Betonzugfestigkeit beim Erstriss ähnlich wie der Rissbreitenbegrenzung aus dem EC2 übernommen (hier etwa C25/30).

(1) Die Mindestbewehrung  $A_{s,min}$  zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens ist für das Rissmoment (bei Vorspannung ohne Anrechnung der Vorspannkraft) mit dem Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons  $f_{ctm} \geq 2,6$  MPa und einer Stahlspannung  $\sigma_s = f_{yk}$  zu berechnen.  
Die im Feld erforderliche Mindestbewehrung muss zwischen den Auflagern durchlaufen.

## **b2) Therapie: Weitere Verbesserungsvorschläge**

Rechnerisch nicht berücksichtigte Einspanneffekte müssen nur am Endauflager berücksichtigt werden. Es wird vorgeschlagen, die deutschen Werte zu übernehmen (Bewehrung für Einspannmoment = 0,25-faches benachbartes Feldmoment, mindestens über die 0,25-fache Länge des angrenzenden Feldes eingelegt). Darüber hinaus wird der Absatz so verallgemeinert, dass er auch für Plattentragwerke anwendbar ist (Unterschiede Balken-/Plattenaufleger gestrichen).

Angaben zur Oberflächenbewehrung werden direkt im Kapitel 9.2.4 gemacht, der entsprechende Anhang J zur Oberflächenbewehrung bei großen Stabdurchmessern wird hierher verschoben. Die Beschränkung der Durchmesser der Oberflächenbewehrung auf max 10 mm wurde aus dem deutschen NCI übernommen. Der NDP zur Verdoppelung der Oberflächenbewehrung ( $A_{s,surf,min} \geq 0,02 A_{ct,ext}$ ) soll entfallen, Deutschland ist das einzige Land, das den empfohlenen Wert  $A_{s,surf,min} \geq 0,01 A_{ct,ext}$  nicht übernommen hat.

Es wird ein konkreter Wert eingeführt, wieviel Bewehrung bei indirekten Auflagern außerhalb des unmittelbaren Durchdringungsbereiches angeordnet werden darf (max 30 %, vgl. [600]).

## **9.4 Flachdecken**

### **9.4.3 Durchstanzbewehrung**

Die Änderungsvorschläge zu den Konstruktionsregeln der Durchstanzbewehrung wurden direkt im Zusammenhang mit der Erläuterung der derzeitigen Nachweisformate und der Erarbeitung des neuen Bemessungsvorschlages im Kapitel 6.4 erläutert.

#### **a) Anamnese/Diagnose:**

siehe Abschnitte 6.4.1.5, 6.4.1.6, 6.4.2.7

#### **b) Therapie:**

siehe Abschnitte 6.4.5.6

Darüber hinaus werden wesentliche Festlegungen aus dem EC2/NA für den EC2 vorgeschlagen, womit gleichzeitig NDP und NCI entfallen können, z. B.:

(...) Die Stabdurchmesser der Durchstanzbewehrung sind auf die vorhandene mittlere statische Nutzhöhe  $d_m$  der Platte abzustimmen:

Bügel:  $\phi \leq 0,05 d_m$

Schrägaufbiegungen:  $\phi \leq 0,08 d_m$

(...) Werden aufgebogene Stäbe als Durchstanzbewehrung eingesetzt, sind diese in der Regel mit  $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$  auszubilden.

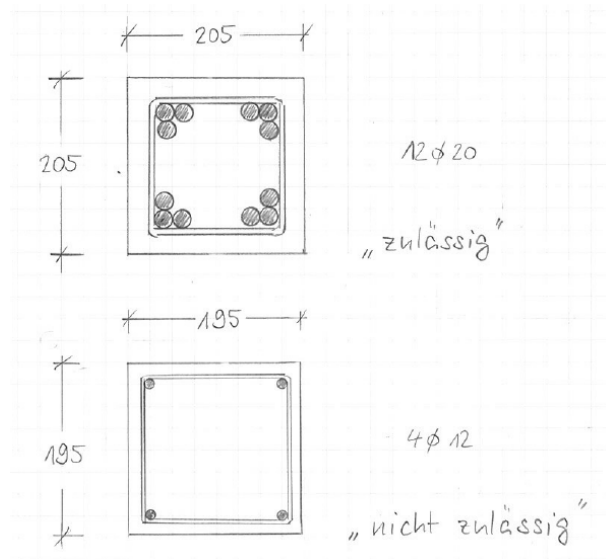
## 9.5 Stützen

### 9.5.1 Mindestabmessungen

#### a) Anamnese/Diagnose:

Im EC2 [R1] sind keine konstruktiven Mindestabmessungen vorgegeben.

Im EC2/NA [R3] wird wieder eine Einschränkung für senkrecht betonierte Ortbetonstützen mit Vollquerschnitt auf die kleinste Querschnittsabmessung  $\min h = 200$  mm eingeführt (aus DIN 1045:1972 [R16]). Dies soll die Betonierbarkeit geschosshoher, bügelbewehrter Ortbetonstützen mit Vollquerschnitt sicherstellen. Diese „starre“ Festlegung führt aber nicht ohne Weiteres zur einwandfreien Betonierbarkeit (vgl. Abb. 9.4).



**Abb. 9.4. Beispiele für Betonierbarkeit im Bereich der Mindeststützendicke 200 mm**

Bei aufgelösten Querschnitten, wie z. B. I, T und L-förmigen, haben sich seit DIN 1045:1972 [R16] auch Mindestdicken von 140 mm für die Flansch- bzw. Stegdicke von Ortbetondruckgliedern bewährt, wenn der Bewehrungsgrad nicht zu hoch gewählt und auf Rüttellücken geachtet wird.

Nach EC2/NA [R3] darf aber auch die Mindestquerschnittsabmessung für waagrecht betonier-te Fertigteilstützen auf 120 mm reduziert werden.

#### b) Therapie:

Die NCI regelt nur Sonderfall. Die Vorgehensweise bei profilierten Stützen, Stützen mit Einbauteilen bleibt fraglich.

Es muss grundsätzlich die fachgerechte Einbringung und Verdichtung des Betons sichergestellt sein. Diese Anforderung soll als Prinzip dem Kapitel 9: „Konstruktionsregeln“ in „Allgemeines“ vorangestellt werden.

Im Gegensatz zum Stand der Betontechnik von 1972 sind heute mehr Konsistenzklassen (z. B. Ausbreitmaßklassen F1 bis F6) geregelt. Der Trend zu flüssigeren und leichtverdichtbaren Betonzusammensetzungen hält in der Bauausführung an.

Daher wird vorgeschlagen, die „historischen“ Mindestquerschnittsforderung auch im EC2/NA [R3] zu streichen.

## 9.5.2 Mindestlängsbewehrung

### a) Anamnese/Diagnose:

Die Mindestlängsbewehrung in bewehrten Stützen soll eine Vorankündigung des Versagens sicherstellen und dient zur Unterscheidung bewehrter von unbewehrten Stützen.

Sie wird im EC2 mit einem Mindestdurchmesser der Längsstäbe  $\phi_{\min} = 8 \text{ mm}$  (EC2/NA [R3] - NDP:  $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$ ) und einer Bewehrungsmenge festgelegt:

$$A_{s,\min} = 0,10N_{Ed} / f_{yd} \geq 0,002A_c \quad \text{EC2 (9.12N)}$$

$$A_{s,\min} = 0,15N_{Ed} / f_{yd} \quad \text{EC2/NA (9.12DE)}$$

Die Tragfähigkeit der Stütze resultiert aus dem Gleichgewicht im Zusammenwirken mit der Querbewehrung (duktils Bauteilverhalten einer Stütze). Die Stabilität der Bewehrungskörbe ist in jedem Falle sicher zu stellen [48]. Die Unterscheidung im EC2 in

- unbewehrte Stützen (keine Längs- und Querbewehrung)
- gering bewehrte Stützen (vorh  $A_s < A_{s,\min}$  oder keine Querbewehrung)
- bewehrte Stützen (mit Mindestlängs- und Querbewehrung)

ist deshalb mechanisch nicht begründbar.

Vergleichsrechnungen zeigen, dass die Forderung nach einer Mindestlängsbewehrung bei Stützen entbehrlich bzw. unwirtschaftlich ist (siehe Abb. 9.5 bis Abb. 9.7).

Der Anstieg der roten Linie (Gleichgewicht) in den Abb. 9.5 und Abb. 9.6 ist für kleine Ausmitten ( $e_{\text{tot}}/h_w = 0,05$ ) relativ unabhängig vom Längsbewehrungsgrad, der Einfluss der Mindestlängsbewehrung auf die Tragfähigkeit ist damit gering. Mit zunehmender Ausmitte ( $e_{\text{tot}}/h_w = 0,30$ , vgl. Abb. 9.7) steigt der Anteil der Bewehrung an der Tragfähigkeit der Stütze. Die Vernachlässigung der Lastreserven aus einer Bewehrung vorh  $A_s < A_{s,\min}$  ist hier unwirtschaftlich.

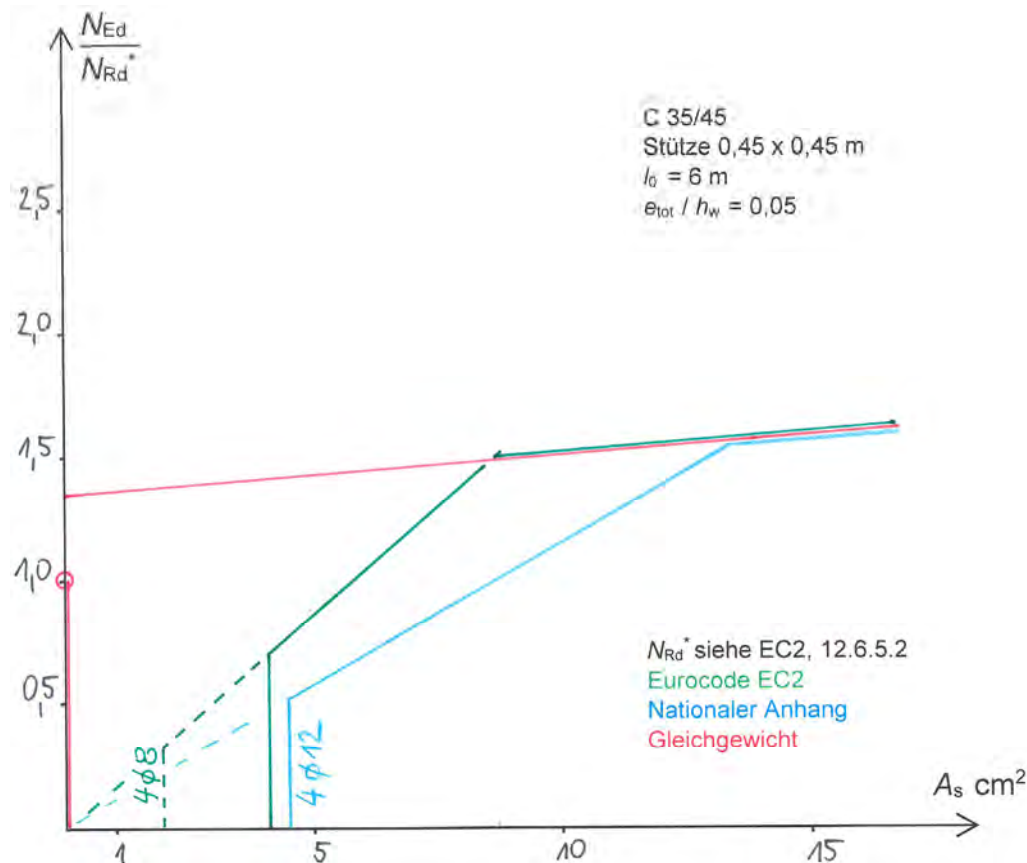


Abb. 9.5. Vergleich Mindestlängsbewehrung Stütze C35/45,  $e_{\text{tot}}/h_w = 0,05$

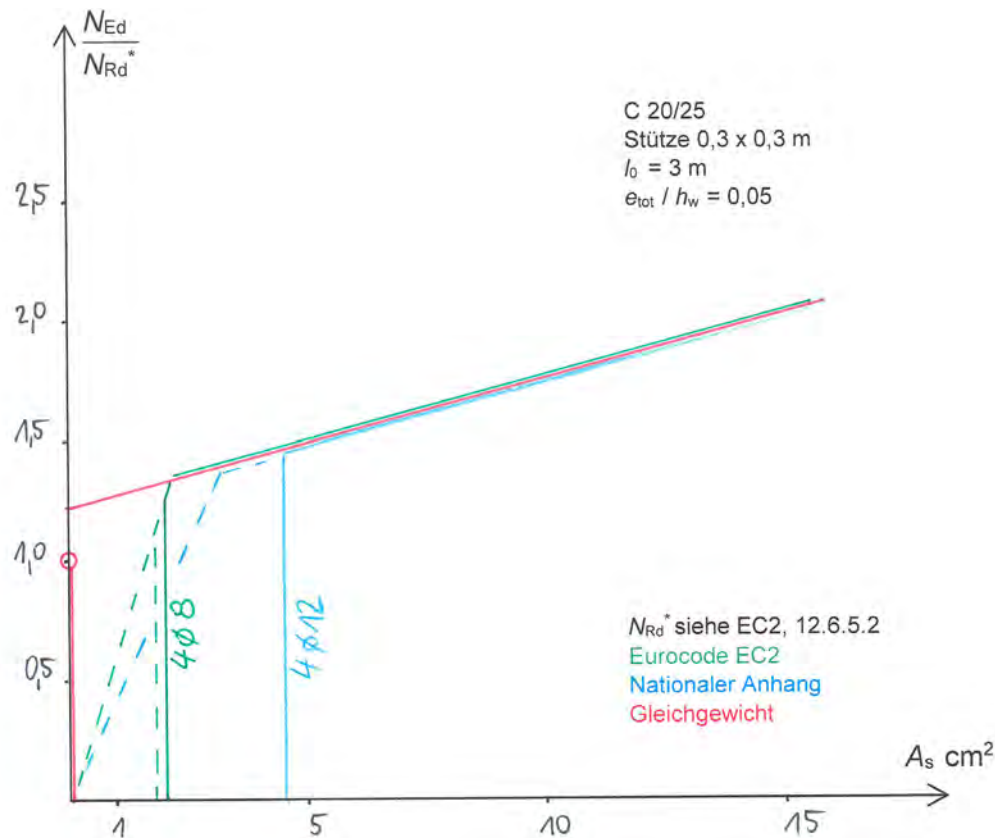


Abb. 9.6. Vergleich Mindestlängsbewehrung Stütze C20/25,  $e_{tot}/h_w = 0,05$

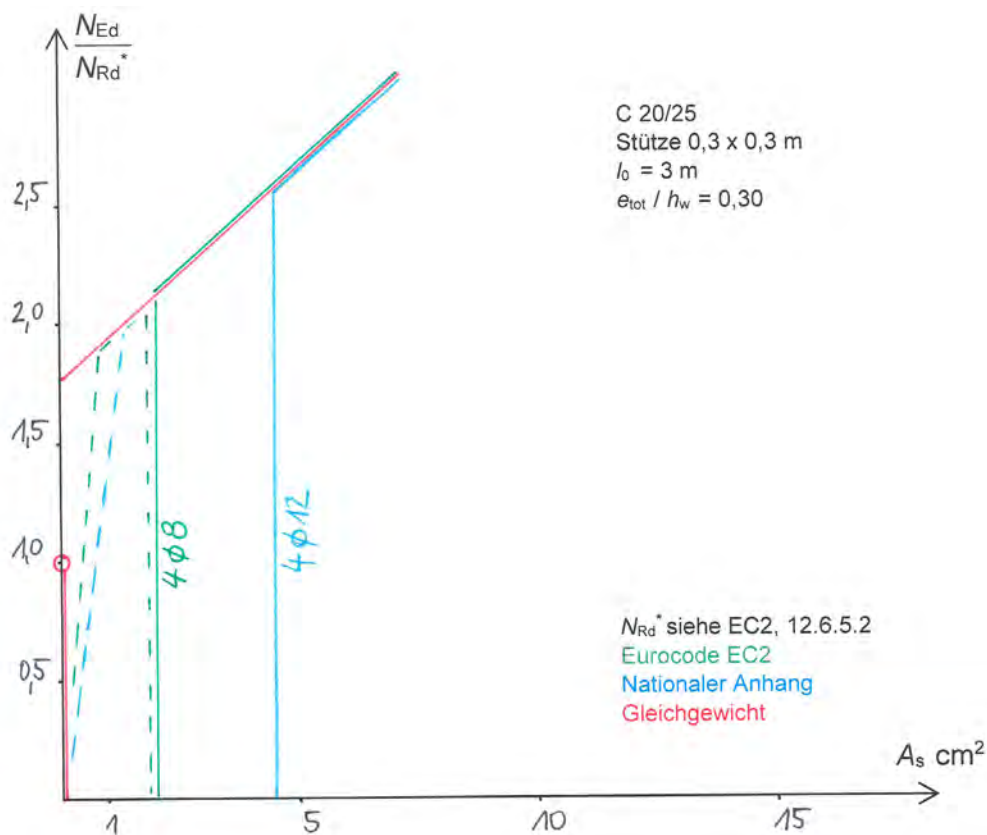


Abb. 9.7. Vergleich Mindestlängsbewehrung Stütze C20/25,  $e_{tot}/h_w = 0,30$

Der empfohlene Wert für den Mindestdurchmesser der Längsbewehrung mit 8 mm wurde ohne Änderungen übernommen von: DK, EE, FI, FR, GR, HU, IS, NL, SE. Für die abweichenden Festlegungen in 17 Ländern siehe Tabelle 13.5.



In Tabelle 9.2 sind die national abweichenden Festlegungen zu Mindestlängsbewehrung zusammengefasst. Die Gleichung (9.12N) wurde ohne Änderungen übernommen von: BE, BG, CZ, DK, EE, FI, FR, GR, IE, IS, LU, NL, PT, SK, UK.

**Tab. 9.2. Abweichungen NDP zu Gleichung (9.12N)**

| Beschreibung      | Mindestlängsbewehrung von Stützen                                                                                                                                                                                                                     |
|-------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| recommended value | $0,10 \cdot N_{Ed}/f_{yd} \geq 0,002 \cdot A_c$ expr. (9.12N)                                                                                                                                                                                         |
| Austria           | $0,13 \cdot N_{Ed}/f_{yd} \geq 0,0026 \cdot A_c$                                                                                                                                                                                                      |
| Croatia           | $0,15 \cdot N_{Ed}/f_{yd} \geq 0,003 \cdot A_c$ and at least 4 $\phi 12$ for rectangular sections and 6 $\phi 12$ for circular sections                                                                                                               |
| Germany           | $0,15 \cdot  N_{Ed} /f_{yd}$                                                                                                                                                                                                                          |
| Hungary           | $0,10 \cdot N_{Ed}/f_{yd} \geq 0,003 \cdot A_c$                                                                                                                                                                                                       |
| Italy             | $0,10 \cdot N_{Ed}/f_{yd} \geq 0,003 \cdot A_c$                                                                                                                                                                                                       |
| Norway            | $0,20 \cdot A_c \cdot f_{cd}/f_{yd} \leq 0,5 \cdot N_{Ed}/f_{yd} \geq 0,01 \cdot A_c$                                                                                                                                                                 |
| Romania           | $0,10 \cdot N_{Ed}/f_{yd} \geq 0,004 \cdot A_c$                                                                                                                                                                                                       |
| Slovenia          | $0,15 \cdot N_{Ed}/f_{yd} \geq 0,003 \cdot A_c$                                                                                                                                                                                                       |
| Spain             | $A'_{s1} = 0,05 \cdot N_{Ed}/f_{yc,d}$<br>$A'_{s2} = 0,05 \cdot N_{Ed}/f_{yc,d}$<br>with $f_{yc,d} = f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$<br>for simple symmetrically reinforced sections:<br>$0,10 \cdot N_{Ed}/f_{yd}$<br>For pillars: $0,004 \cdot A_c$ |
| Sweden            | $0,002 \cdot A_c$                                                                                                                                                                                                                                     |

#### b) Therapie:

Eine Abhängigkeit der Mindestbewehrung vom Absolutwert der einwirkenden Normalkraft  $N_{Ed}$  ist mechanisch nicht wirklich plausibel.

Eine Mindestlängsbewehrung kann auch durch qualitative Regelungen sichergestellt werden. Dabei wird die Regelung für kreisförmige Stützen aus der NCI übernommen. 6 (statt 4) Stäbe erzwingen die Verwendung von Rundbügeln bzw. Wendel.

Der maximale Abstand der Längsbewehrung wird vereinfachend mit 350 mm für den Standardfall festgelegt:  $b = 400$  mm (aus NCI),  $c_{min} \geq 10$  mm, Bügel 8 mm, Längsstab  $> 12$  mm:

→  $400 - (10 + 8 + 12/2) = 350$  mm Achsabstand. Diese Abstandsregelung aus NCI wird für alle Querschnitte ergänzt:

(...) Bei Stützen mit polygonalem Querschnitt muss in der Regel mindestens in jeder Querschnittsecke ein Stab liegen. In Stützen mit Kreisquerschnitt sind in der Regel mindestens 6 Längsstäbe anzuordnen. Der maximale Achsabstand der Längsstäbe sollte 350 mm nicht überschreiten.

Der Stabdurchmesser der Längsbewehrung bestimmt im Übrigen auch den Abstand der Querbewehrung  $s_{cl,t} \leq 12\phi$  nach 9.5.3, z. B.  $\phi = 6$  mm →  $s_{cl,t} \leq 72$  mm oder  $\phi = 8$  mm →  $s_{cl,t} \leq 96$  mm. Damit sind „unkonventionelle“ dünne Längsbewehrungsdurchmesser praktisch ausgeschlossen. Werden sie trotzdem gewählt, wird die Duktilität der Stütze durch die enge Verbügelung ausreichend sichergestellt.

Baupraktisch werden i. d. R. im Ortbetonbau mindestens 4  $\phi 8$  als Längsbewehrung verwendet und es ist – im Gegensatz zu unbewehrten Druckgliedern nach 12.6.5.2 – die o. g. (enge) Querbewehrung vorhanden.

## 9.6 Wände

### 9.6.1 Mindestabmessungen

#### a) Anamnese/Diagnose:

Im EC2 [R1] sind keine konstruktiven Mindestabmessungen vorgegeben.

Im EC2/NA [R3] werden folgende Mindestwanddicken für tragende Wände empfohlen:

**Tab. NA.9.3 – Mindestwanddicken für tragende Stahlbetonwände**

| Wandkonstruktion |            | mit Decken         |              |
|------------------|------------|--------------------|--------------|
|                  |            | nicht durchlaufend | durchlaufend |
| ≥ C16/20         | Ortbeton   | 120 mm             | 100 mm       |
|                  | Fertigteil | 100 mm             | 80 mm        |

Auch die Mindestwanddicken für Wände stammen historisch aus der DIN 1045:1972 [R16].

#### b) Therapie:

Die Argumente aus Abschnitt 9.5.1 gelten hier sinngemäß. Die Betonierbarkeit ist heute mit Konsistenzklassen bis F6 weiterentwickelt und hängt vielmehr von der Bewehrungskonzentration ab. Die Wanddicken muss Tragwerksplaner und Konstrukteur im Einzelfall sinnvoll festlegen.

Dazu kommt, dass es für Wände auch noch weitere und abweichende Festlegungen für Mindestwanddicken gibt (z. B. in der DAfStb-WU-Richtlinie [49]).

Daher wird vorgeschlagen, die „historischen“ Mindestwanddickenforderung auch im EC2/NA [R3] zu streichen.

## 9.8 Gründungen

### 9.8.5 Bohrpfähle

Die Bemessungsregelungen (inklusive der Konstruktionsregeln) für Bohrpfähle in EC2 [R1] und EN 1536 [R28] wurden zusammenhängend im Kapitel 2.6 dieses Berichts analysiert und dort auch mit Verbesserungsvorschlägen behandelt.

## 11 BAUTEILE AUS LEICHTBETON

### 11.6 Nachweise im GZT

#### 11.6.4 Durchstanzen

##### a) Anamnese/Diagnose:

Die Bemessungsgleichungen für Normalbeton-Bauteile ohne und mit Durchstanzbewehrung werden hier unnötigerweise mit wenigen ergänzenden Leichtbetonwerten wiederholt und vielfach auf die Abschnitte aus Kapitel 6.4 zurückverwiesen.

##### b) Therapie:

Es wird vorgeschlagen, unter Berücksichtigung des neuen Bemessungsvorschlages für Durchstanzen die wenigen notwendigen Anpassungen verbal zu beschreiben.

Dabei wird der  $k_1$ -Wert für den kritischen Rundschnitt bei  $0,5d$  verdoppelt (siehe auch Erläuterungen zu 6.4.5.4).

Normalbeton: EC2:  $k_1 = 0,10$  im Abstand  $2,0d \rightarrow$  PRB-Vorschlag:  $k_1 = 0,20$  im Abstand  $0,50d$

Leichtbeton: EC2:  $k_1 = 0,08$  im Abstand  $2,0d \rightarrow$  PRB-Vorschlag:  $k_1 = 0,16$  im Abstand  $0,50d$

(1) Bei der Ermittlung des Bemessungswerts des bezogenen Durchstanzwiderstands  $v_{Rd,c}$  in Gleichungen (6.17) und (6.18) sind die Beiwerte  $C_{Rd,c}$  und  $k_1$  für Leichtbeton gesondert festzulegen.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte für  $C_{Rd,c}$  und  $k_1$  für Leichtbeton dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind  $C_{Rd,c}$  nach 6.4.4 (1), multipliziert mit  $\eta_1$  nach Gleichung (11.1) und  $k_1 = 0,16$ .

**(NDP)** Es gelten die empfohlenen Werte.

Der mit diesen Festlegungen ermittelte Durchstanzwiderstands  $v_{Rd,c}$  kann dann ohne Weiteres in den Gleichungen für  $v_{Rd,cs}$  und  $u_{out}$  verwendet werden. Diese Gleichungen brauchen dann hier nicht mehr wiederholt werden, nur weil ein Index für  $v_{Rd,c}$  ergänzt worden war.

## 13 AUSWERTUNG DER NDP

### 13.1 Einleitung

Der EC2 besteht aus vier Teilen ([R1], [R6], [R4], [R8]), die jeweils mit dem zugehörigen Nationalen Anhang ([R3], [R7], [R5], [R9]) anzuwenden sind. In Deutschland wurde der Nationale Anhang zu EC2-1-1 bei der Umstellung von der deutschen Norm auf den EC2 dazu genutzt, die Unterschiede zur DIN 1045-1 [R20] möglichst gering zu halten. Auch in anderen Ländern wurden die Nationalen Anhänge dazu genutzt, das nationale Sicherheitsniveau und nationale Sonderregelungen beizubehalten. Die Nationalen Anhänge der verschiedenen europäischen Länder zum EC2 werden mit dem Ziel ausgewertet, die Anzahl der NDPs zu reduzieren und somit eine Vereinfachung und weitere Harmonisierung zu erreichen, ohne das Grundgerüst und die bestehenden Bemessungsformate ändern zu müssen. Außerdem können durch die Auswertung der Nationalen Anhänge Schwerpunkte für die weitere Überarbeitung erkannt werden. Die Ergebnisse der folgenden Auswertungen auf Basis von [1] wurden zwischenzeitlich auch in [50] und [51] veröffentlicht, um sie der Fachöffentlichkeit frühzeitig verfügbar zu machen.

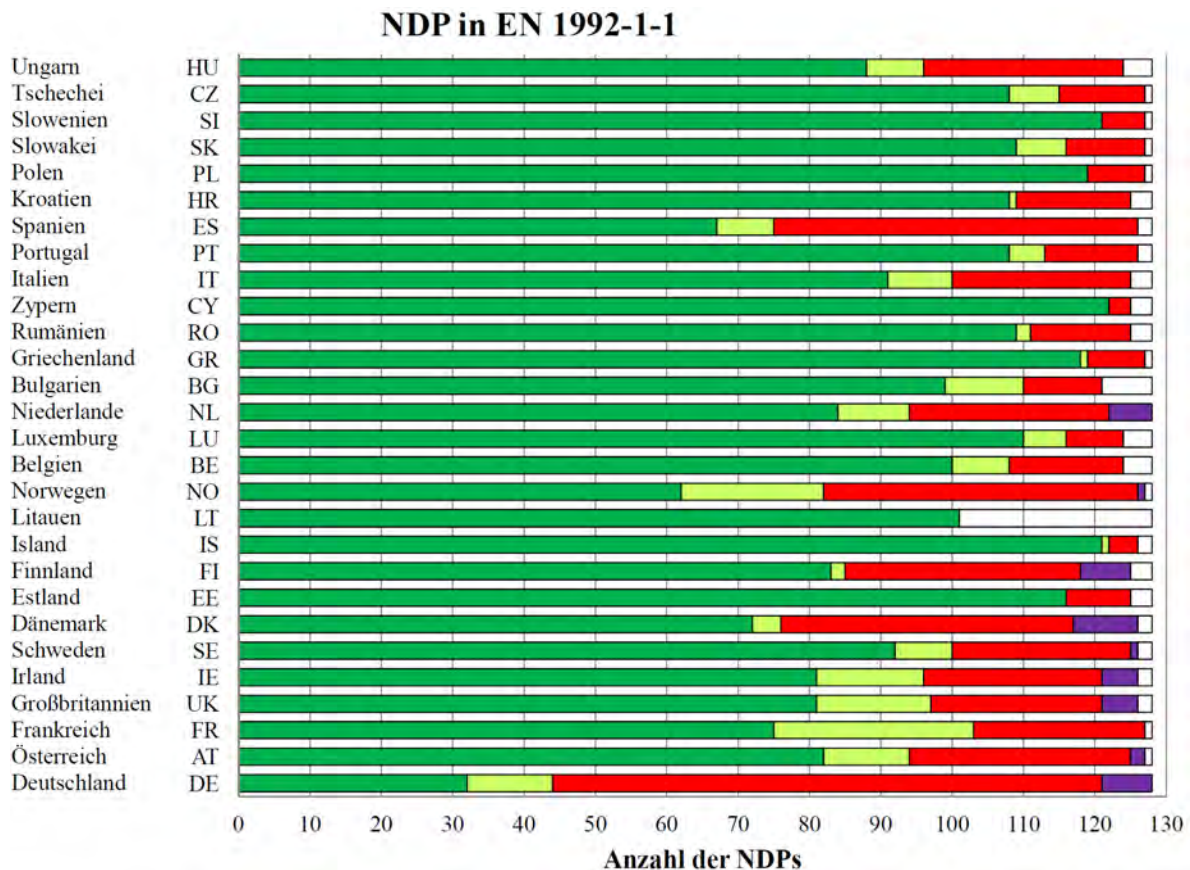
Die erarbeitete Zusammenstellung und Analyse der NDP in den verschiedenen Nationalen Anhängen wurden der mit der Erarbeitung der nächsten EC2-Generation befassten Working Group WG1 des zuständigen europäischen Normenkomitees CEN TC250/SC2 als Arbeitsdokumente zur Verfügung gestellt und dienen dort als willkommene Grundlage für die entsprechenden Diskussionen über die weitere Harmonisierung des EC2 in den nächsten Jahren.

### 13.2 Analyse/Diagnose der Nationalen Anhänge zu EC2

Die Nationalen Anhänge umfassen mit den national festzulegenden Parametern (NDP) und den zusätzlichen Informationen (NCI) zwei unterschiedliche Typen von Informationen. Während die NCI nationale Sonderregelungen enthalten (z. B. Anwendungsregeln für in EC2 nicht geregelte Fälle oder Verweise auf nationale Normen, Zulassungen oder Literatur), handelt es sich bei den NDP entweder um einzelne Werte, Gruppen von Werten, Tabellen oder auszuwählende Verfahren. Im EC2 werden für diese Parameter Werte empfohlen, die in den Nationalen Anhängen der einzelnen Länder entweder übernommen oder abgeändert werden. Die Hintergründe zu den im deutschen Nationalen Anhang [R3] geregelten NDP und NCI finden sich in [2], [525] und [600].

In EC2-1-1 [R1] sind über 120 NDP enthalten und ca. weitere 70 NDP finden sich in EC2-1-2 [R6], EC2-2 [R4] sowie EC2-3 [R8]. Bei der folgenden Auswertung wurden die Nationalen Anhänge von 28 Ländern berücksichtigt ([R3], [R44] bis [R71]). Malta und Lettland haben keine Nationalen Anhänge, der Nationale Anhang der Schweiz befindet sich in der Drucklegung. Abb. 13.1 zeigt, inwieweit die empfohlenen Werte des EC2 in den verschiedenen nationalen Anhängen der Länder übernommen wurden.

Mit den NDP werden in vielen Fällen nur die in [R1] empfohlenen Werte abgeändert. Dies bedeutet, dass die Anzahl der Abweichungen zwischen den Nationalen Anhängen und [R1] nicht zwangsläufig einen Rückschluss auf die generelle Akzeptanz des EC2 zulässt. So wurden die Konzepte und Modelle des EC2 von allen Ländern im Allgemeinen übernommen. Lediglich die informativen Anhänge werden nicht in allen Ländern angewendet und einige Länder schließen mit Hilfe von NDP oder NCI die Anwendung einzelner Absätze aus. Größere Eingriffe in die Modelle und Konzepte sind die Ausnahme. So sind z. B. in Finnland die Abschnitte zum Durchstanzen außer Kraft gesetzt, was vermutlich durch die geplante A1-Änderung [R2] nicht mehr nötig sein wird. Dänemark hat ein detaillierteres Sicherheitskonzept eingeführt und mit Hilfe eines umfangreichen NCI die Bemessung auf Basis der Plastizitätstheorie stärker berücksichtigt.



**Legende:**

- Empfohlene Werte übernommen.
- Empfohlene Werte i. Allg. übernommen (mit modifizierten Anwendungsgrenzen/Sonderregelungen).
- Abweichende Werte festgelegt.
- Abschnitt wird nicht angewendet.
- Abschnitt ist im NA nicht aufgeführt / Informationen unvollständig oder uneindeutig.

**Abb. 13.1. Vergleich der NDP mit den in EC2-1-1 [R1] empfohlenen Werten**

Um Möglichkeiten der Harmonisierung abzuschätzen und Überarbeitungsschwerpunkte zu erkennen, wurden die NDP in verschiedene Kategorien eingeteilt. Kategorie A umfasst die NDP, bei denen alle Länder die in EC2-1-1 [R1] empfohlenen Werte übernommen haben (z. B. Teilsicherheitsbeiwert für Ermüdung). Desweiteren lässt sich eine Reihe von NDPs erkennen, bei denen in den einzelnen Ländern nur zwei oder drei verschiedene Werte verwendet werden, sodass eine Vereinheitlichung durch Klassenbildung möglich wäre (Kategorie B). So werden zum Beispiel für den Beiwert  $\alpha_{cc}$  zur Bestimmung des Bemessungswerts der Betondruckfestigkeit nur die Werte 0,85 und 1,0 angewendet. Kategorie C stellt die NDP dar, bei denen nur wenige Länder von den empfohlenen Werten abweichen, sodass eine Vereinheitlichung gute Chancen hat (siehe Beispiel in Tabelle 13.1).

Bei den NDP der Kategorie D treten größere Unterschiede auf, sodass ein erhöhter Diskussionsbedarf besteht (siehe Beispiel in Tabelle 13.2). Insbesondere für die NDP der Kategorie C und D sind weitere Recherchen bezüglich der Hintergründe für die Abweichungen nötig. Außerdem muss in Parameterstudien oder Vergleichsrechnungen verdeutlicht werden, wie die Unterschiede der relevanten Ergebnisse (z. B. Abmessungen, Bewehrungsmenge) tatsächlich sind, da diese zum Teil von mehreren NDP abhängen.

Bei einigen NDP ist eine Harmonisierung vermutlich nicht möglich (Kategorie E). Dies betrifft insbesondere NDP mit Schnittstellen zu anderen Normen, z. B. die Festlegung der Mindestbetondeckung in Abhängigkeit der Expositionsklassen mit Bezug zu EN 206-1 [R26] sowie der Eigenschaften des Betonstahls mit Bezug zu EN 10080 [R32]. In Tabelle 13.3 sind alle 128 NDP aus EC2-1-1 [R1] aufgeführt und nach ihrem Vereinheitlichungspotenzial in die Kategorien A bis E eingeordnet. Das sich daraus ergebende Vereinheitlichungspotenzial ist in Abb. 13.2 dargestellt.



**Tab. 13.1. Beispiel für NDP der Kategorie C (hohes Vereinheitlichungspotenzial)**

|                                                                                                                                         |                                                                                                                                                                                   |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>Abschnitt</b>                                                                                                                        | 5.10.2.2 (5)                                                                                                                                                                      |
| <b>Parameter</b>                                                                                                                        | $k_6$                                                                                                                                                                             |
| <b>Beschreibung</b>                                                                                                                     | Beiwert zur Festlegung der maximal zulässigen Betondruckspannung zum Zeitpunkt des Übertragens der Vorspannung für Bauteile mit Spanngliedern im sofortigen Verbund (Fertigteile) |
| <b>EC2-Empfehlung</b>                                                                                                                   | 0,70                                                                                                                                                                              |
| <b>Werte in den Nationalen Anhängen</b>                                                                                                 |                                                                                                                                                                                   |
| DE, AT, FR, UK, IE, SE, DK, EE, IS, LT, NO, LU, NL, BG, GR, RO, CY, IT, PT, HR, PL, SK, SI, CZ:<br>Der empfohlene Wert wird übernommen. |                                                                                                                                                                                   |
| FI                                                                                                                                      | 0,65                                                                                                                                                                              |
| BE                                                                                                                                      | $0,667 f_{cm}(t) / f_{ck}(t)$                                                                                                                                                     |
| ES                                                                                                                                      | 0,60                                                                                                                                                                              |
| HU                                                                                                                                      | bis 0,90 (unter definierten Randbedingungen)                                                                                                                                      |

**Tab. 13.2. Beispiel für NDP der Kategorie D (mittleres Vereinheitlichungspotenzial)**

|                                                                                                                             |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>Abschnitt</b>                                                                                                            | 5.5 (4)                                                                                                                                                                                                                                                                                                               |
| <b>Parameter</b>                                                                                                            | $k_1, k_2, k_3, k_4, k_5, k_6$                                                                                                                                                                                                                                                                                        |
| <b>Beschreibung</b>                                                                                                         | Beiwerte zur Begrenzung der Momentenumlagerung ohne besonderen Nachweis der Rotationsfähigkeit                                                                                                                                                                                                                        |
| <b>EC2-Empfehlung</b>                                                                                                       | $k_1 = 0,44; k_2 = 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2});$<br>$k_3 = 0,54; k_4 = 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2});$<br>$k_5 = 0,7; k_6 = 0,8$                                                                                                                                                        |
| <b>Werte in den Nationalen Anhängen</b>                                                                                     |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       |
| AT, FR, SE, DK, EE, IS, LT, BE, LU, BG, GR, RO, CY, PT, HR, PL, SK, SI, CZ, HU:<br>Die empfohlenen Werte werden übernommen. |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       |
| IT                                                                                                                          | Die empfohlenen Werte werden übernommen, außer $k_6 = 0,85$ .                                                                                                                                                                                                                                                         |
| NO                                                                                                                          | Die empfohlenen Werte werden übernommen, außer $k_6 = 0,9$ .                                                                                                                                                                                                                                                          |
| ES                                                                                                                          | Die empfohlenen Werte werden übernommen, außer $k_6 = 0,8 \cdot \varepsilon_{cu2}$                                                                                                                                                                                                                                    |
| DE                                                                                                                          | $k_1 = 0,64; k_2 = 0,8; k_3 = 0,72; k_4 = 0,8;$<br>$k_5 = 0,7$ und $k_6 = 0,8$ für $f_{ck} \leq 50$ MPa; $k_5 = 0,8$ und $k_6 = 1,0$ für $f_{ck} > 50$ MPa                                                                                                                                                            |
| UK,<br>IE                                                                                                                   | Für Betonstahl mit $f_{yk} \leq 500$ MPa:<br>$k_1 = 0,40, k_2 = 0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2}; k_3 = 0,40, k_4 = 0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2};$<br>$k_5 = 0,7; k_6 = 0,8$ (für $f_{yk} > 500$ MPa strengere Werte, Erläuterungen in PD 6687 [52])                                                                  |
| FI                                                                                                                          | $k_1 = 0,44; k_2 = 1,10; k_3 = 0,54; k_4 = 1,25 \cdot (0,6 - 0,0014/\varepsilon_{cu2});$<br>$k_5 = k_6 = 1,0$ für $100 \cdot \varepsilon_{uk} \cdot f_t / f_{yk} < 2,5;$<br>$k_5 = k_6 = 0,9 - 3,21 \cdot \varepsilon_{uk} \cdot f_t / f_{yk} \geq 0,67$ für $100 \cdot \varepsilon_{uk} \cdot f_t / f_{yk} \geq 2,5$ |
| NL                                                                                                                          | $k_1 = f / (500 + f); k_2 = 0; k_3 = 7f / (\varepsilon_{cu} \cdot 10^6 + 7f)$ mit $f = [(f_{pk}/\gamma_s - \sigma_{pm,\infty}) \cdot A_p + f_{yd} \cdot A_s] / (A_p + A_s)$<br>$k_4 = 1,0; k_5 = 0,7; k_6 = 0,8$                                                                                                      |

Tab. 13.3. Analyse der NDP in EC2-1-1

| Nr. | Abschnitt    | Parameter                          | DE | AT | FR | UK | IE | SE | DK | EE | FI | IS | LI | NO | BE | LU | NL | BG | GR | RO | CY | IT | PT | ES | HR | PL | SK | SI | CZ | HU | Kat. |
|-----|--------------|------------------------------------|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|------|
| 1   | 2.3.3 (3)    | $d_{joint}$                        |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 2   | 2.4.2.1 (1)  | $\gamma_{SH}$                      |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | A    |
| 3   | 2.4.2.2 (1)  | $\gamma_{p,fav}$                   |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 4   | 2.4.2.2 (2)  | $\gamma_{p,unfav}$                 |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 5   | 2.4.2.2 (3)  | $\gamma_{p,unfav}$                 |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 6   | 2.4.2.3 (1)  | $\gamma_{F,fat}$                   |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | A    |
| 7   | 2.4.2.4 (1)  | Tab. 2.1N                          |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 8   | 2.4.2.4 (2)  | $\gamma_C, \gamma_S$               |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | A    |
| 9   | 2.4.2.5 (2)  | $k_f$                              |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 10  | 3.1.2 (2)P   | $C_{max}$                          |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 11  | 3.1.2 (4)    | $k_t$                              |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | B    |
| 12  | 3.1.6 (1)P   | $\alpha_{oc}$                      |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | B    |
| 13  | 3.1.6 (2)P   | $\alpha_{ct}$                      |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | B    |
| 14  | 3.2.2 (3)P   | $f_{yk}$                           |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 15  | 3.2.7 (2)    | $\varepsilon_{ud}$                 |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 16  | 3.3.4 (5)    | $k$                                |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | A    |
| 17  | 3.3.6 (7)    | $\varepsilon_{ud}$                 |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 18  | 4.4.1.2 (3)  | $C_{min,b}$                        |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 19  | 4.4.1.2 (5)  | Tab. 4.3N-4.5N                     |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | E    |
| 20  | 4.4.1.2 (6)  | $\Delta C_{dur,\gamma}$            |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 21  | 4.4.1.2 (7)  | $\Delta C_{dur,st}$                |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 22  | 4.4.1.2 (8)  | $\Delta C_{dur,add}$               |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 23  | 4.4.1.2 (13) | $k_1, k_2, k_3$                    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 24  | 4.4.1.3 (1)P | $\Delta C_{dev}$                   |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 25  | 4.4.1.3 (3)  | reduce $\Delta C_{dev}$            |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 26  | 4.4.1.3 (4)  | $k_1, k_2$                         |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 27  | 5.1.3 (1)P   | load cases                         |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 28  | 5.2 (5)      | $\theta_0$                         |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 29  | 5.5 (4)      | $k_1 - k_0$                        |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 30  | 5.6.3 (4)    | $\theta_{pl,d}$                    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | A    |
| 31  | 5.8.3.1 (1)  | $\lambda_{lim}$                    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 32  | 5.8.3.3 (1)  | $k_1$                              |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 33  | 5.8.3.3 (2)  | $k_2$                              |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 34  | 5.8.5 (1)    | methods                            |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 35  | 5.8.6 (3)    | $\gamma_{CE}$                      |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 36  | 5.10.1 (6)   | methods                            |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 37  | 5.10.2.1 (1) | $k_1, k_2$                         |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 38  | 5.10.2.1 (2) | $k_3$                              |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 39  | 5.10.2.2 (4) | $k_4, k_5$                         |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 40  | 5.10.2.2 (5) | $k_0$                              |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 41  | 5.10.3 (2)   | $k_7, k_8$                         |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 42  | 5.10.8 (2)   | $\Delta \sigma_{p,ULS}$            |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | B    |
| 43  | 5.10.8 (3)   | $\gamma_{ap,sup}, \gamma_{ap,inf}$ |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | B    |
| 44  | 5.10.9 (1)P  | $r_{sup}, r_{inf}$                 |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | B    |
| 45  | 6.2.2 (1)    | $C_{Rdc}, v_{min}, k_1$            |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 46  | 6.2.2 (6)    | $v$                                |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 47  | 6.2.3 (2)    | $\cot \theta$                      |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 48  | 6.2.3 (3)    | $v_1, \alpha_{ow}$                 |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 49  | 6.2.4 (4)    | $\cot \theta_f$                    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 50  | 6.2.4 (6)    | $k$                                |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 51  | 6.4.3 (6)    | $\beta$                            |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 52  | 6.4.4 (1)    | $C_{Rdc}, v_{min}, k_1$            |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 53  | 6.4.5 (3)    | $v_{Rdc,max}$                      |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 54  | 6.4.5 (4)    | $k$                                |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 55  | 6.5.2 (2)    | $v'$                               |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 56  | 6.5.4 (4)    | $k_1, k_2, k_3$                    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 57  | 6.5.4 (6)    | $k_4$                              |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 58  | 6.8.4 (1)    | Tab. 6.3N                          |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 59  | 6.8.4 (1)    | Tab. 6.4N                          |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 60  | 6.8.4 (5)    | $k_2$                              |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 61  | 6.8.6 (1)    | $k_1$                              |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 62  | 6.8.6 (1)    | $k_2$                              |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 63  | 6.8.6 (3)    | $k_3$                              |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 64  | 6.8.7 (1)    | $N, k_1$                           |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | B    |
| 65  | 7.2 (2)      | $k_1$                              |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 66  | 7.2 (3)      | $k_2$                              |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | A    |
| 67  | 7.2 (5)      | $k_3, k_4$                         |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 68  | 7.2 (5)      | $k_5$                              |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 69  | 7.3.1 (5)    | $w_{max}$                          |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | E    |
| 70  | 7.3.2 (4)    | $\sigma_{cl,p}$                    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |

Tab. 13.3. Fortsetzung

| Nr. | Abschnitt    | Parameter                          | DE | AT | FR | UK | IE | SE | DK | EE | FI | IS | LT | NO | BE | LU | NL | BG | GR | RO | CY | IT | PT | ES | HR | PL | SK | SI | CZ | HU | Kat. |
|-----|--------------|------------------------------------|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|------|
| 71  | 7.3.3 (2)    | Tab. 7.2N, 7.3N                    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 72  | 7.3.4 (3)    | $k_3, k_4$                         |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 73  | 7.4.2 (2)    | $l/d$                              |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 74  | 8.2 (2)      | $k_1, k_2$                         |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 75  | 8.3 (2)      | $D_{\min}$                         |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 76  | 8.6 (2)      | $F_{btd}$                          |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 77  | 8.8 (1)      | $\phi_{\text{large}}$              |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 78  | 9.2.1.1 (1)  | $A_{s,\min}$                       |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 79  | 9.2.1.1 (3)  | $A_{s,\max}$                       |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 80  | 9.2.1.2 (1)  | $\beta_1$                          |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | B    |
| 81  | 9.2.1.4 (1)  | $\beta_2$                          |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 82  | 9.2.2 (4)    | $\beta_3$                          |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 83  | 9.2.2 (5)    | $\rho_{w,\min}$                    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 84  | 9.2.2 (6)    | $s_{l,\max}$                       |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 85  | 9.2.2 (7)    | $s_{b,\max}$                       |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 86  | 9.2.2 (8)    | $s_{t,\max}$                       |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 87  | 9.3.1.1 (3)  | $s_{\max, \text{slabs}}$           |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 88  | 9.5.2 (1)    | $\phi_{\min}$                      |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | B    |
| 89  | 9.5.2 (2)    | $A_{s,\min}$                       |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 90  | 9.5.2 (3)    | $A_{s,\max}$                       |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 91  | 9.5.3 (3)    | $s_{cl,\max}$                      |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | B    |
| 92  | 9.6.2 (1)    | $A_{s,vmin}$                       |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 93  | 9.6.2 (1)    | $A_{s,vmax}$                       |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | B    |
| 94  | 9.6.3 (1)    | $A_{s,hmin}$                       |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 95  | 9.7 (1)      | $A_{s,dbmin}$                      |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 96  | 9.8.1 (3)    | $\phi_{\min}$                      |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | B    |
| 97  | 9.8.2.1 (1)  | $\phi_{\min}$                      |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | B    |
| 98  | 9.8.3 (1)    | $\phi_{\min}$                      |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | B    |
| 99  | 9.8.3 (2)    | $q_1$                              |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 100 | 9.8.4 (1)    | $\phi_{\min}$                      |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | B    |
| 101 | 9.8.4 (1)    | $q_2$                              |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 102 | 9.8.5 (3)    | $A_{s,bpmin}$                      |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 103 | 9.10.2.2 (2) | $q_1, Q_2$                         |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 104 | 9.10.2.3 (3) | $F_{tie,int}$                      |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 105 | 9.10.2.3 (4) | $q_3, Q_4$                         |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 106 | 9.10.2.4 (2) | $f_{tie, facr}, F_{tie, col}$      |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 107 | 11.3.5 (1)   | $\alpha_{loc}$                     |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | B    |
| 108 | 11.3.5 (2)   | $\alpha_{loc}$                     |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | B    |
| 109 | 11.3.7 (1)   | $k$                                |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 110 | 11.6.1 (1)   | $C_{l,Rd}, V_{l,min}, k_1$         |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 111 | 11.6.2 (1)   | $V_1$                              |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 112 | 11.6.4.1 (1) | $k_2$                              |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 113 | 11.6.4.2 (2) | $V_{lRd,max}$                      |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 114 | 12.3.1 (1)   | $\alpha_{oc,pl}$                   |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 115 | 12.3.1 (1)   | $\alpha_{ot,pl}$                   |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | D    |
| 116 | 12.6.3 (2)   | $k$                                |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 117 | A.2.1 (1)    | $\gamma_{S,red1}$                  |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | A    |
| 118 | A.2.1 (2)    | $\gamma_{C,red1}$                  |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | B    |
| 119 | A.2.2 (1)    | $\gamma_{C,red2}, \gamma_{S,red2}$ |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | B    |
| 120 | A.2.2 (2)    | $\gamma_{C,red3}$                  |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | A    |
| 121 | A.2.3 (1)    | $\eta, \gamma_{C,red4}$            |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | C    |
| 122 | C.1 (1)      | Tab. C.2N                          |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | E    |
| 123 | C.1 (3)      | Tab. C.3N                          |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | E    |
| 124 | E.1 (2)      | Tab. E.1N                          |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | E    |
| 125 | J.1 (2)      | $A_{s,surfmin}$                    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | B    |
| 126 | J.2.2 (2)    | $\tan \theta$                      |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | B    |
| 127 | J.3 (2)      | $k_1$                              |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | B    |
| 128 | J.3 (3)      | $k_2$                              |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    | B    |

Legende:

- Empfohlene Werte übernommen.
- Empfohlene Werte i. Allg. übernommen (mit modifizierten Anwendungsgrenzen oder Sonderregelungen).
- Abweichende Werte festgelegt.
- Abschnitt wird nicht angewendet.
- Abschnitt ist informativ.
- Abschnitt ist im NA nicht aufgeführt / Informationen unvollständig oder uneindeutig.

- A: Vereinheitlichung durch Festschreiben des Wertes
- B: Vereinheitlichung durch Einführung von Klassen möglich
- C: hohes Vereinheitlichungspotenzial
- D: mittleres Vereinheitlichungspotenzial
- E: Vereinheitlichung sehr schwierig

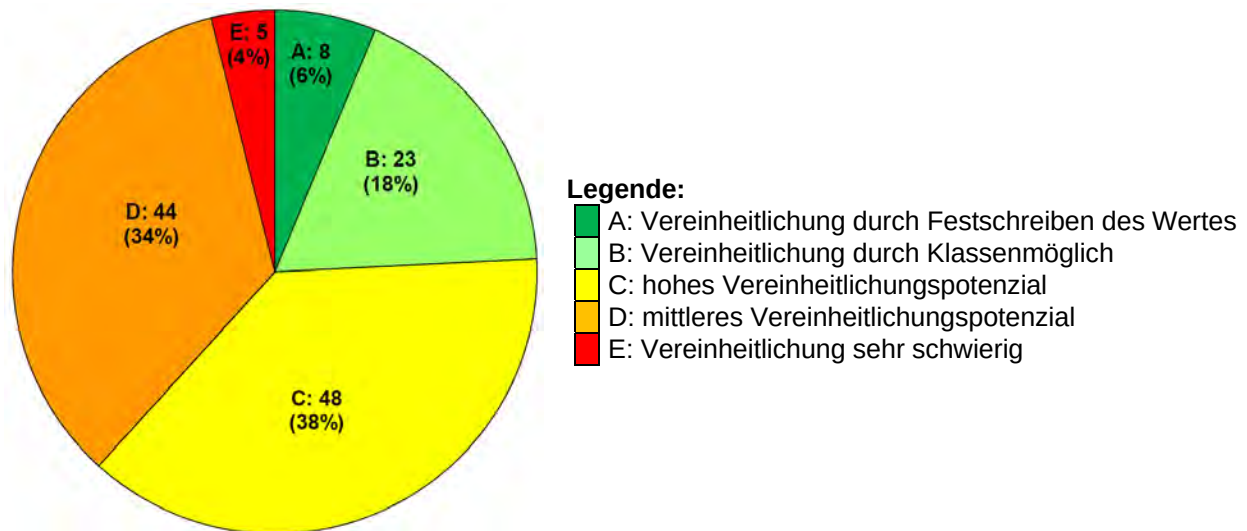


Abb. 13.2. Vereinheitlichungspotenzial der NDP in EC2-1-1 (28 Länder ausgewertet)

### 13.3 Therapie

#### 13.3.1 Allgemein

Um die Anzahl der NDP zu verringern, und somit auch den Umfang des EC2 und des zugehörigen Nationalen Anhangs zu reduzieren, bestehen verschiedene Möglichkeiten. Bei Parametern der Kategorie A kann der empfohlene Wert festgeschrieben werden, wobei es bei Sicherheitsbeiwerten aus formalen und konzeptionellen Gründen unter Umständen nötig sein kann, trotzdem eine nationale Öffnungsklausel in EC2-1-1 beizubehalten. Bei den Parametern der Kategorie B ist eine Einführung von Klassen möglich. Darüber hinaus können durch Überarbeitung oder Kürzung der entsprechenden Abschnitte, insbesondere bezüglich Sonderfällen und Anwendungsverfahren, evtl. NDP entfallen. Bei einigen NDP ist es vermutlich möglich, nach Diskussion der unterschiedlichen nationalen Regelungen die Chancen auf eine Vereinheitlichung zu erhöhen und die entsprechenden Abschnitte klarzustellen oder zu konkretisieren (z. B. unterschiedliche Werte für unterschiedliche Beanspruchungen). Somit können die bestehenden Bemessungsformate generell beibehalten und der Harmonisierungsprozess auf Basis eines komplett neuen Dokuments vermieden werden.

Durch die Vielzahl der Parameter und die Komplexität des Eurocode ist nicht auszuschließen, dass gleiche oder ähnliche Einflussfaktoren in den verschiedenen Ländern an unterschiedlichen Stellen berücksichtigt werden. Deswegen können viele NDP beim Versuch der Vereinheitlichung auch nicht unabhängig voneinander betrachtet werden, sondern müssen bezüglich des Endergebnisses bewertet werden. Aus dieser Betrachtung kann sich ergeben, dass mehrere NDP zusammengefasst werden können, ohne dass dies zwangsläufig einen Einfluss auf das nationale Bemessungsergebnis hat. An anderen Stellen kann dies bedeuten, dass nicht der einzelne NDP vereinheitlicht werden kann, sondern eine Gruppe von NDP im Zusammenhang betrachtet werden muss (z. B. zulässige Druckstrebenneigung bei Querkraft und maximale Abstände der Querkraftbewehrung).

Bei der Überarbeitung sollte darauf geachtet werden, dass die empfohlenen Werte der verbleibenden NDP in sich konsistent sind und nicht unterschiedliche nationale Ansichten oder Methoden gemischt werden, die evtl. zu unsicheren Ergebnissen führen können. Außerdem müssen die Einflüsse auf die anderen Teile des EC2, insbesondere EC2-2 für die Betonbrücken [R4], berücksichtigt werden.

Grundsätzlich ist es nicht ausgeschlossen, dass bei der Überarbeitung des EC2 auch teilweise neue NDP eingeführt werden müssen. Dies kann jedoch trotzdem zu einer Reduzierung des Nationalen Anhangs führen, falls hierdurch umfangreichere NCI entfallen können. Des Weiteren

ist die Einführung eines NDP vorzuziehen, wenn NCI im Nationalen Anhang dem Eurocode widersprechen oder schärfere Anforderungen formulieren.

Um konkrete Änderungsvorschläge auf Basis der oben genannten Ansätze machen zu können, sind eine weitergehende Auswertung mit Recherchen zu den Hintergründen der nationalen Regelungen, Parameterstudien und Vergleichsrechnungen nötig. Im Folgenden wird die erfolgte Einteilung in die Kategorien A bis E erläutert. Weiterhin werden Parameter identifiziert, die im Zusammenhang mit anderen Parametern betrachtet werden müssen. Für einige NDP werden Vorschläge zur Harmonisierung und weiteren Vorgehensweise dargestellt.

### 13.3.2 Konkrete Vorgehensweise bei verschiedenen NDPs

#### 13.3.2.1 Grundlagen der Tragwerksplanung

In **Abschnitt 2.3.3 (3)** von EC2-1-1 wird als maximaler Fugenabstand für die Vernachlässigung von Auswirkungen aus Temperatur und Schwinden auf das Gesamtbauwerk ein Wert von 30 m empfohlen. Obwohl dieser Wert nur von einigen Ländern übernommen wurde, sind die Chancen zur Vereinheitlichung hoch (Kategorie C). In den Ländern, die den Wert nicht übernehmen, ist der Wert im Einzelfall festzulegen (z. B. in Deutschland) oder es werden verschiedene Werte in Abhängigkeit von verschiedenen Einflussfaktoren gegeben (z. B. Bauteilgeometrie, Betonzusammensetzung, Gründungsart, regionale Gegebenheiten u. a.). Da dieser NDP unabhängig von anderen NDP betrachtet werden kann, wäre es möglich, dass kein konkreter Wert mehr empfohlen wird und stattdessen auf die Einflussfaktoren hingewiesen wird. Dementsprechend könnte der NDP entfallen und die konkreten Empfehlungen für bestimmte Fälle werden in weitergehender Sekundärliteratur behandelt.

Die empfohlenen Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen aus Schwinden in **Abschnitt 2.4.2.1 (1)**, für Einwirkungen beim Nachweis gegen Ermüdung in **Abschnitt 2.4.2.3 (1)** sowie für Baustoffe im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit in **Abschnitt 2.4.2.4 (2)** wurden von allen Ländern übernommen und könnten festgeschrieben werden, wenn keine formalen Gründe dagegen sprechen (Kategorie A).

Der empfohlene Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma_{p, fav} = 1,0$  für die günstige Wirkung der Vorspannung in **Abschnitt 2.4.2.2 (1)** wurde von den meisten Ländern übernommen. In Großbritannien, Irland und Finnland wird ein Wert von 0,9 benutzt, während in Norwegen und Rumänien Werte von 0,9 und 1,1 angewendet werden. Deshalb wurde dieser NDP in Kategorie C eingeordnet. Der empfohlene Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma_{p, unfav} = 1,3$  für die ungünstige Wirkung von externer Vorspannung im Grenzzustand der Stabilität (Theorie II. Ordnung) in **Abschnitt 2.4.2.2 (2)** wurde von vielen Ländern übernommen. Die abweichenden Werte variieren zwischen 1,0 und 1,3, sodass dieser NDP in Kategorie D eingeordnet wurde. Der empfohlene Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma_{p, unfav} = 1,2$  für die ungünstige Wirkung der Vorspannung für die Nachweise von lokalen Auswirkungen in **Abschnitt 2.4.2.2 (3)** wurde von den meisten Ländern übernommen, nur Deutschland und Norwegen wenden abweichende Werte an (Kategorie C). Diese drei NDP können jedoch nicht unabhängig von anderen NDP zur Vorspannung (insbesondere Abschnitt 5.10), betrachtet werden. Die NDP in den Abschnitten 2.4.2.2 (2) und 2.4.2.2 (3) könnten eventuell weggelassen werden, da diese NDP spezielle Anwendungsfälle (externe Vorspannung mit zusätzlicher Europäischer Technischer Zulassung ETA) oder einen bestimmten Nachweis (Spaltzug, teilweise ebenfalls in ETAs) betreffen.

Die empfohlenen Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe im Grenzzustand der Tragfähigkeit in **Abschnitt 2.4.2.4 (1)** wurden von vielen Ländern übernommen. Dieser NDP wurde in Kategorie D eingeordnet, auch wenn die Unterschiede nicht sehr groß sind. In Dänemark wird ein detaillierteres System angewendet, das die Versagensart und die Überwachungskategorie berücksichtigt. Hier könnte überprüft werden, ob einige dieser Einflüsse auch im EC2 im derzeitigen Anhang A berücksichtigt sind. Die empfohlenen Werte für Betonstahl und Spannstahl von  $\gamma_s = 1,15$  für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen sowie für Ermüdung und  $\gamma_s = 1,0$  für die außergewöhnliche Bemessungssituation wurden mit Ausnahme der Niederlande von allen anderen Ländern übernommen. Auch der Wert  $\gamma_c = 1,5$  für Beton für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation sowie für Ermüdung wurde von fast allen Ländern übernommen (Ausnahmen: Polen, Italien, Niederlande). Die größten Unterschiede treten bei der außerge-



wöhnlichen Bemessungssituation auf, wo sowohl höhere Werte (Deutschland, Spanien:  $\gamma_c = 1,3$ ) als auch geringere Werte (Italien:  $\gamma_c = 1,0$ ) als der empfohlene Wert von  $\gamma_c = 1,2$  Anwendung finden. Eine vollständige Harmonisierung erscheint an dieser Stelle schwierig, zumal diese Teilsicherheitsbeiwerte (insbesondere  $\gamma_c$ ) an mehreren Stellen im EC2 verwendet werden. Eventuell könnten einige der Werte festgeschrieben werden, wenn keine formalen Gründe dagegen sprechen.

Der empfohlene Wert von  $k_f = 1,1$  zur Anpassung des Teilsicherheitsbeiwerts für Beton bei Ort-betonbohrpfählen mit wiedergewonnener Verrohrung in **Abschnitt 2.4.2.5 (2)** wurde von den meisten Ländern übernommen (Kategorie C). In Deutschland und Österreich kann bei Bohrpfählen, deren Herstellung nach EN 1536 [R28] erfolgt, ein Wert von  $k_f = 1,0$  angewendet werden. In Dänemark und Italien gilt generell der Wert 1,0. In Frankreich muss der Wert nach der nationalen Norm NF P94-262 [R72] festgelegt werden. Diesbezüglich muss geprüft werden, welche Regelungen für Gründungsbauteile im EC2 nötig sind und was schon im Eurocode 7 [R11] oder in den Ausführungsnormen für den Spezialtiefbau (z. B. EN 1536 [R28]) enthalten ist.

### 13.3.2.2 Baustoffe

Die maximale Betonfestigkeitsklasse C90/105 für die Anwendung des EC2 in **Abschnitt 3.1.2 (2)** wurde von den meisten Ländern übernommen (Kategorie C). Deutschland, Schweden und Norwegen erlauben eine höhere Betonfestigkeitsklasse (C100/115 oder C95/110). In einigen Ländern erfordert die Verwendung von Betonfestigkeitsklassen über C50/60 eine Erlaubnis der zuständigen Behörde oder die Verwendung ist nur mit einigen Einschränkungen möglich. Im Brückenbau kann der zugelassene Wert abweichen (EC2-2 NDP zu 3.1.2 (102)P). Aufgrund der Entwicklung der Betontechnologie bis zur Veröffentlichung der nächsten Generation der Euro-codes erscheint eine Harmonisierung möglich.

Im **Abschnitt 3.1.2 (4)** wird der Faktor  $k_t$  zur Anpassung der Beiwerte  $\alpha_{cc}$  und  $\alpha_{ct}$  bei der Bestimmung der Betonfestigkeit im Alter von  $t > 28$ d festgelegt. In den meisten Ländern wird entweder der empfohlene Wert von 0,85 oder ein Wert von 1,0 angewendet. In einigen Ländern wird der Einfluss durch Interpolation berücksichtigt (Spanien, Ungarn), in Abhängigkeit von der Festigkeitsentwicklung des Betons festgelegt (Deutschland, Dänemark) oder durch die Gleichung  $1/\beta_{cc}(t)$  bestimmt (Norwegen, Slowenien). Somit scheint die Einführung von Klassen denkbar (Kategorie B). Gegebenenfalls können diese Werte auch mit den NDP zu  $\alpha_{cc}$  und  $\alpha_{ct}$  in 3.1.6 (1) bzw. 3.1.6 (2) zusammengefasst werden, müssen jedoch in jedem Fall im Zusammenhang mit diesen betrachtet werden.

Der Beiwert  $\alpha_{cc}$  in **Abschnitt 3.1.6 (1)** berücksichtigt die Langzeitauswirkungen auf die Betondruckfestigkeit und die ungünstigen Auswirkungen durch die Art der Beanspruchung. Er wird in EC2-1-1 [R1] mit 1,0 empfohlen und in Deutschland sowie einigen anderen Ländern zu 0,85 gesetzt. In weiteren Ländern wiederum wird er in Abhängigkeit der Beanspruchung (z. B. Biegung und Längskraft, alle anderen Fällen) definiert. Auch hier wäre die Einführung von Klassen denkbar (Kategorie B), wobei der Beiwert allerdings indirekt über  $f_{cd}$  bei vielen Nachweisen eine Rolle spielt. Um die Vereinheitlichungschancen zu erhöhen, muss in den jeweiligen Abschnitten geprüft werden, ob die Abminderung der Betondruckfestigkeit durch den Beiwert gerechtfertigt ist bzw. inwieweit in den Ländern mit  $\alpha_{cc} = 1,0$  andere NDP in den jeweiligen Nachweisen eine evtl. äquivalente Abminderung beinhalten. Gleiches gilt für den Beiwert  $\alpha_{ct}$  in **Abschnitt 3.1.6 (2)**, der die Langzeitauswirkungen auf die Betonzugfestigkeit und die ungünstigen Auswirkungen durch die Art der Beanspruchung berücksichtigt. Er wird in EC2-1-1 [R1] mit 1,0 empfohlen und in den meisten Ländern übernommen. Nur in Deutschland und Norwegen wird er auf 0,85 gesetzt sowie in Spanien bei hohen Ausnutzungsgraden abgemindert. Falls die aktuellen Werte für die NDP zu 3.1.6 (101)P und NDP zu 3.1.6 (102)P in EC2-2 in einem Land übereinstimmen, könnten zumindest die NDP in EC2-2 entfallen.

Im **Abschnitt 3.2.7 (2)** werden die rechnerischen Spannungs-Dehnungs-Linien des Betonstahls festgelegt. Neben einer in allen Ländern gleichen bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie mit horizontalem oberem Ast ohne Dehnungsgrenze, ist auch die Verwendung einer bilinearen Linie mit ansteigendem oberem Ast möglich (Abb. 13.3 bis Abb. 13.5). Dafür wird über einen NDP die

Dehnungsgrenze  $\varepsilon_{ud}$  festgelegt, deren empfohlener Wert von  $\varepsilon_{ud} = 0,9\varepsilon_{uk}$  von vielen Ländern übernommen wurde. Es gibt aber auch Abweichungen wie etwa in Dänemark, wo nur die Spannungs-Dehnungs-Linie mit horizontalem oberem Ast verwendet wird, sowie in Deutschland und Finnland mit absoluten Werten unabhängig von  $\varepsilon_{uk}$ . Da die Betonstahlklassen A, B und C unterschiedliche Duktilität aufweisen, wird z. B. in Norwegen  $\varepsilon_{ud}$  in Abhängigkeit der Betonstahlklasse angegeben. Da in der Planungs- und insbesondere in der Ausführungsphase nicht immer klar ist, welche Klasse verwendet wird (möglichst flexibler Einsatz von Betonstahlmatten der Klasse A oder Stabstahl der Klasse B) wurde in Deutschland eine solche Vorgehensweise für nicht sinnvoll erachtet und auf der sicheren Seite liegend generell ein identischer ansteigender Ast für die Klassen A und B festgelegt, was gleichzeitig zu einheitlichen Bemessungshilfsmitteln führt.

Die Abb. 13.3 bis Abb. 13.5 stellen nur die Auswirkungen der festgelegten Werte auf die Spannungs-Dehnungs-Linien des Betonstahls dar, zeigen aber nicht den Unterschied bezüglich des Endergebnisses (z. B. Bewehrungsmenge). Um das tatsächliche Vereinheitlichungspotenzial zu identifizieren, sind weitere Untersuchungen nötig und der Parameter wurde zunächst in Kategorie D eingeordnet. Mit Hilfe von Vergleichsrechnungen an verschiedenen Bauteilen (z. B. Balken, Platten, Stützen) und unter Berücksichtigung der Mindestbewehrungen sowie ggf. Stahlspannungsbegrenzungen kann der Einfluss auf die erforderliche Bewehrungsmenge untersucht werden. Dabei sollte auch die Spannungs-Dehnungs-Linie mit horizontalem oberem Ast berücksichtigt werden. Es ist möglich, dass die Unterschiede in den Bewehrungsmengen so gering sind, dass diese Spannungs-Dehnungs-Linie für die meisten Anwendungsfälle (insbesondere für Klassen A und B) ausreicht und der NDP entfallen kann.

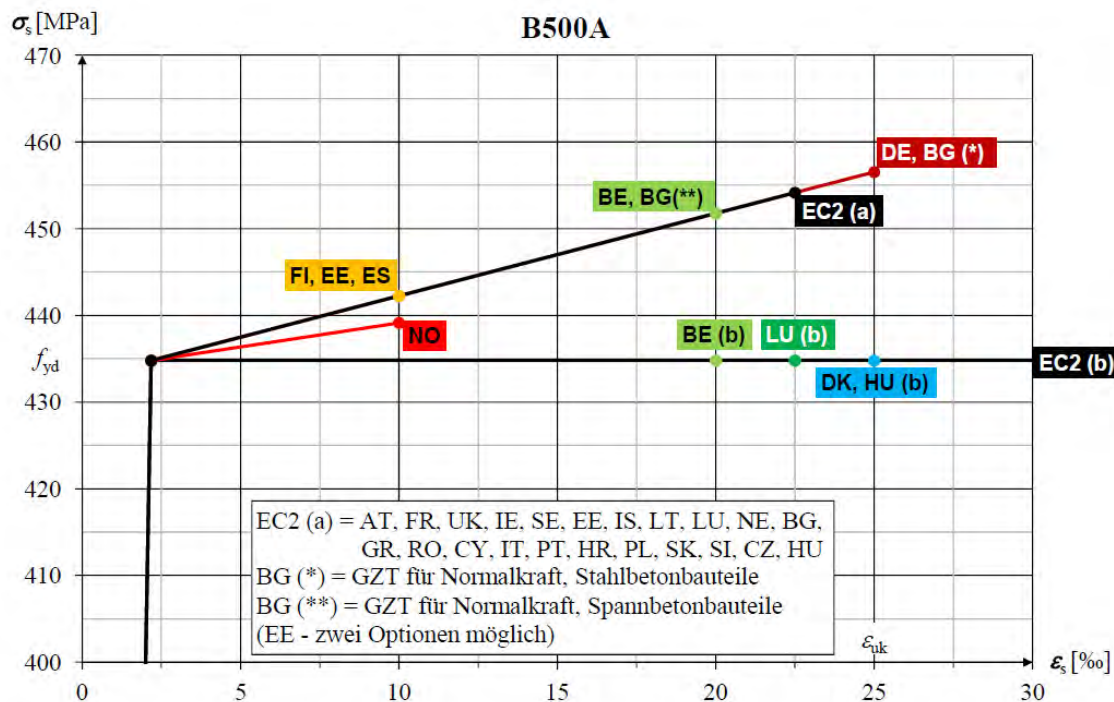


Abb. 13.3. Spannungs-Dehnungs-Linie für Betonstahl A ( $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $\gamma_s = 1,15$ )

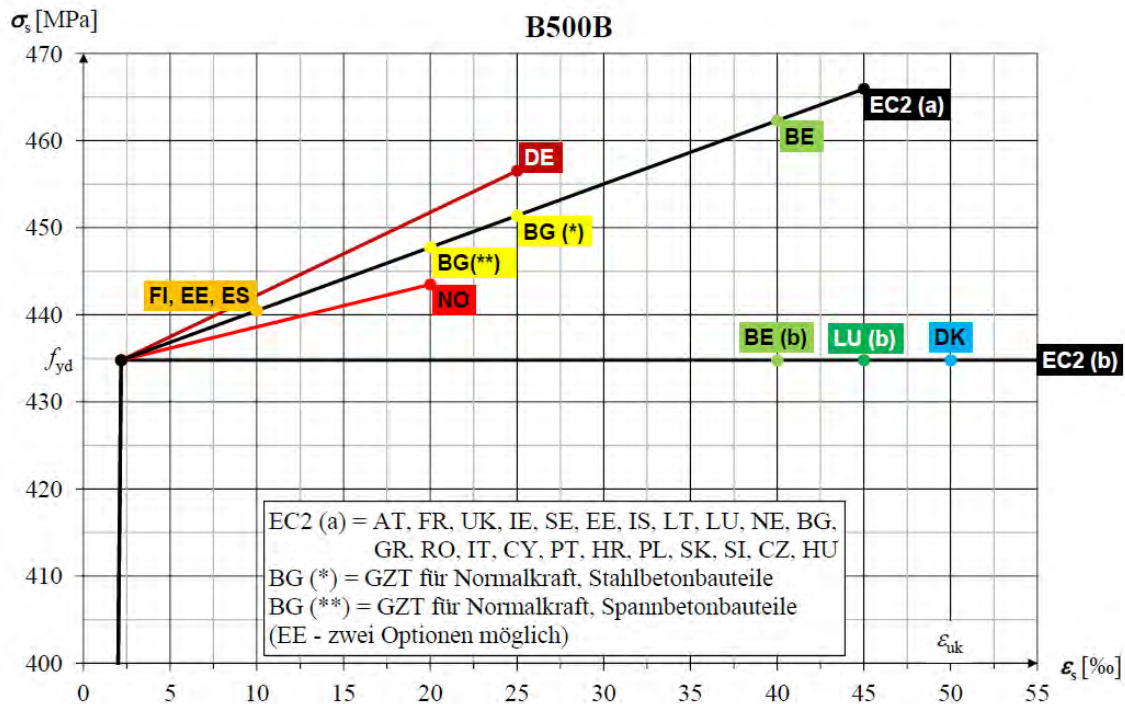


Abb. 13.4. Spannungs-Dehnungs-Linie für Betonstahl B ( $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $\gamma_s = 1,15$ )

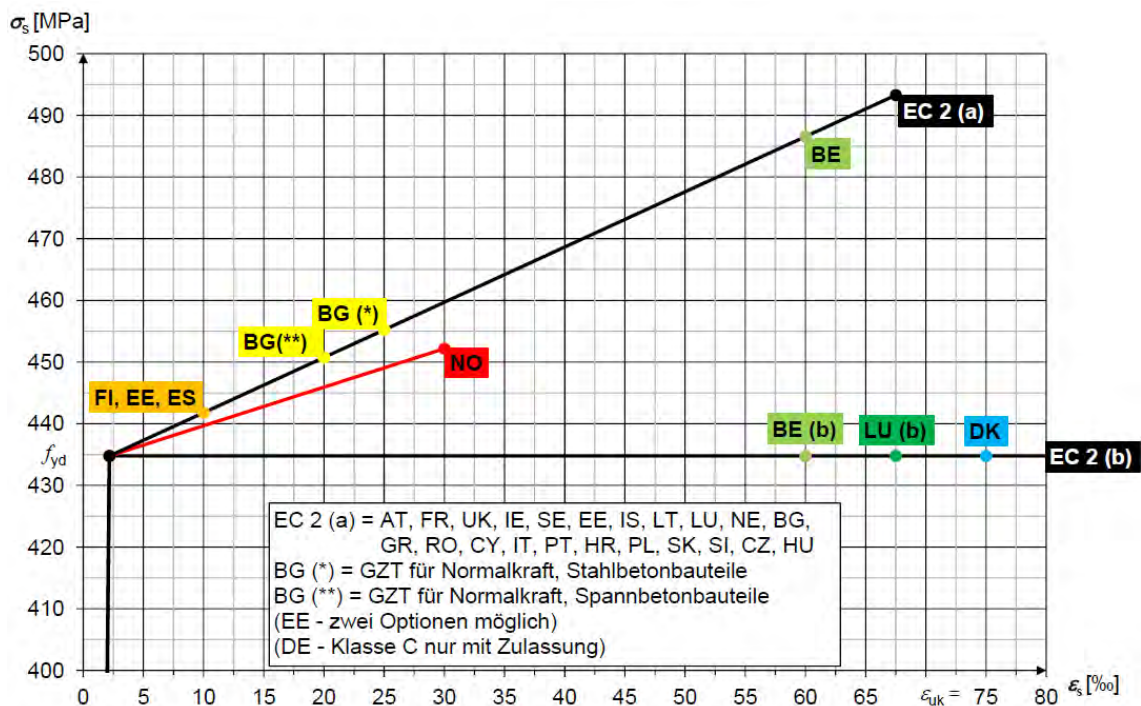


Abb. 13.5. Spannungs-Dehnungs-Linie für Betonstahl C ( $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $\gamma_s = 1,15$ ,  $k = 1,15$ )



### 13.3.2.3 Dauerhaftigkeit

In **Abschnitt 4.4.1.2 (3)** sind die Mindestbetondeckungen  $c_{\min,b}$  zur Sicherstellung des Verbundes und einer ausreichenden Verdichtung des Betons für Hüllrohre von Spanngliedern im nachträglichen Verbund sowie für Spannglieder im sofortigen Verbund angegeben. Generell besteht eine gute Übereinstimmung zwischen den in den einzelnen Ländern geltenden Werten, insbesondere für Hüllrohre von Spanngliedern im nachträglichen Verbund. Da aber im derzeitigen Eurocode mindestens vier Werte angegeben werden müssen und insgesamt 10 Länder an einer oder mehreren Stellen abweichen, wurde dieser NDP in Kategorie D eingeordnet. Für runde Hüllrohre von Spanngliedern im nachträglichen Verbund haben alle Länder den Wert von  $c_{\min,b} = \phi_{\text{duct}}$  übernommen, mit Ausnahme von Österreich, wo  $0,5\phi_{\text{duct}}$  ausreicht. Auch der obere Grenzwert von 80 mm, der sowohl für runde als auch für rechteckige Hüllrohre gilt, wurde weitestgehend akzeptiert. Nur in den Niederlanden gibt es keinen oberen Grenzwert und in Dänemark ist dieser mit 65 mm etwas geringer. Zusätzliche untere Grenzwerte wurden in den Niederlanden (25 mm für runde Hüllrohre) und in Spanien (40 mm) festgelegt. Für Spannglieder im sofortigen Verbund gibt es im Wesentlichen zwei Gruppen: eine Gruppe, die die empfohlenen Werte von  $1,5\phi_p$  (für Litzen und glatte Drähte) und  $2,5\phi_p$  (für profilierte Drähte) übernommen hat und eine andere Gruppe (Belgien, Luxemburg, Zypern, Italien, Spanien) die entsprechend Werte von  $2,0\phi_p$  und  $3,0\phi_p$  anwendet. In Deutschland ( $2,5\phi_p$ ) und Frankreich ( $2,0\phi_p$  oder Größtkorndurchmesser) wird kein Unterschied zwischen Litzen, glatten und profilierten Drähten gemacht. Wenn die Gründe für die Unterschiede diskutiert werden, erscheint eine weitergehende Harmonisierung möglich (z. B. Festschreiben der Werte für den nachträglichen Verbund und Einführung von Klassen für den sofortigen Verbund).

Im **Abschnitt 4.4.1.2 (5)** werden die erforderlichen Mindestbetondeckungen aufgrund der Umweltbedingungen in Abhängigkeit von den Expositions- und Anforderungsklassen festgelegt. Hier hat kaum ein Land die empfohlenen Tabellen 4.3N bis 4.5N ohne Änderungen übernommen. Zum Teil wurde nicht einmal die Logik der Anforderungsklassen beibehalten. Deswegen wurde dieser NDP in Kategorie E eingeordnet, zumal die Expositionsclassen in EN 206-1 [R26] definiert sind. Eine Auswertung der nationalen Anforderungen zur Umsetzung von EN 206-1 in [53] hat gezeigt, dass sich die Anwendung der Expositionsclassen derzeit nicht weiter harmonisieren lässt. Deswegen erscheinen weitere Untersuchungen an dieser Stelle nicht zielführend.

In den meisten Ländern wird das additive Sicherheitselement für die Festlegung der Mindestbetondeckung in **Abschnitt 4.4.1.2 (6)** nicht benutzt (empfohlener Wert: 0 mm) oder direkt in Abschnitt 4.4.1.2 (5) integriert (Kategorie C). Vor dem Hintergrund der Unterschiede in Abschnitt 4.4.1.2 (5) kann dieser NDP entfallen und die entsprechenden Werte können in die Tabellen dort integriert werden, wie es bereits von einigen Ländern umgesetzt wurde.

Konkrete Werte für die Abminderung der Mindestbetondeckung bei der Verwendung von nicht-rostendem Stahl oder aufgrund von besonderen Maßnahmen in **Abschnitt 4.4.1.2 (7)** oder bei Beton mit zusätzlichem Schutz in **Abschnitt 4.4.1.2 (8)** werden nur in wenigen Ländern angegeben. Die meisten Länder haben die empfohlenen Werte von 0 mm übernommen, wenn keine weiteren Spezifikationen vorliegen (Kategorie C). In einigen Ländern ist eine Abminderung bei Vorliegen weiterer Spezifikationen (Zulassungen, Verweis auf Fachliteratur oder Versuche) möglich. An dieser Stelle sollte es ausreichend sein, auf die grundsätzliche Möglichkeit der Reduzierung der Mindestbetondeckung hinzuweisen, ohne einen Wert zu empfehlen (Streichen des NDP).

Die empfohlenen Werte für eine alternative Vergrößerung der Betondeckung bei Verschleißbeanspruchungen in **Abschnitt 4.4.1.2 (13)** wurden von den meisten Ländern übernommen (Kategorie C). Nur in den Niederlanden werden keine Werte angegeben und in Norwegen müssen die Werte im Einzelfall festgelegt werden.

Die NDP in den **Abschnitten 4.4.1.3 (1)** und **4.4.1.3 (3)** bezüglich des Vorhaltemaßes zur Berücksichtigung von unplanmäßigen Abweichungen (zulässige negative Abweichung in der Bauausführung) könnten zusammengefasst werden, sodass alle Fälle für  $\Delta c_{\text{dev}}$  durch einen Absatz abgedeckt sind. In einigen Ländern ist dies bereits jetzt der Fall.

### 13.3.2.4 Ermittlung der Schnittgrößen

Der empfohlene Wert für den Grundwert der Schiefstellung  $\theta_0 = 1/200$  in **Abschnitt 5.2 (5)** wurde von den meisten Ländern übernommen (Kategorie C). Nur in den Niederlanden gilt ein Wert von  $1/300$  und in Deutschland werden abweichende Werte zur Berücksichtigung der Auswirkungen auf Scheiben angewendet.

Im **Abschnitt 5.5 (4)** werden die Beiwerte zur Begrenzung der Momentenumlagerung ohne besonderen Nachweis der Rotationsfähigkeit als NDP festgelegt. Der NDP besteht hier aus den sechs Werten  $k_1$  bis  $k_6$ , welche in vier Bedingungen für das zulässige Verhältnis des umgelagerten Moments zum Ausgangsmoment eingehen. In vielen Ländern wurden die empfohlenen Werte übernommen, in einigen weichen nur ein oder zwei Werte ab und in einigen Ländern weichen alle Werte ab (siehe Tabelle 13.2). Deswegen wurde dieser NDP in Kategorie D eingeordnet. Die eigentlichen Unterschiede werden den Abb. 13.6 und Abb. 13.7 sichtbar. Es lässt sich erkennen, dass die zulässige Umlagerung generell bei Verwendung von Betonstahl der Klasse A geringer ist als bei Verwendung von Betonstahl der Klassen B und C. Außerdem nimmt in allen Ländern, wenn auch in unterschiedlichem Ausmaß, die zulässige Umlagerung mit zunehmender bezogener Druckzonenhöhe  $x_u/d$  ab. Dies ist bei Betonen mit höheren Festigkeiten ausgeprägter. Die Abweichungen zwischen den Ländern sind für Betone mit  $f_{ck} \leq 50$  MPa im Bereich geringer bis mäßiger Querschnittsausnutzung (kleines  $x_u/d$ ) am geringsten ( $\leq 10$  %) und nehmen mit zunehmender Betonfestigkeit und zunehmender bezogener Druckzonenhöhe zu. Die in Deutschland zulässigen Werte sind gegenüber denen anderer Länder eher konservativ. Um über eine Vereinheitlichung diskutieren zu können, ist eine Recherche der Hintergründe für die Unterschiede nötig.

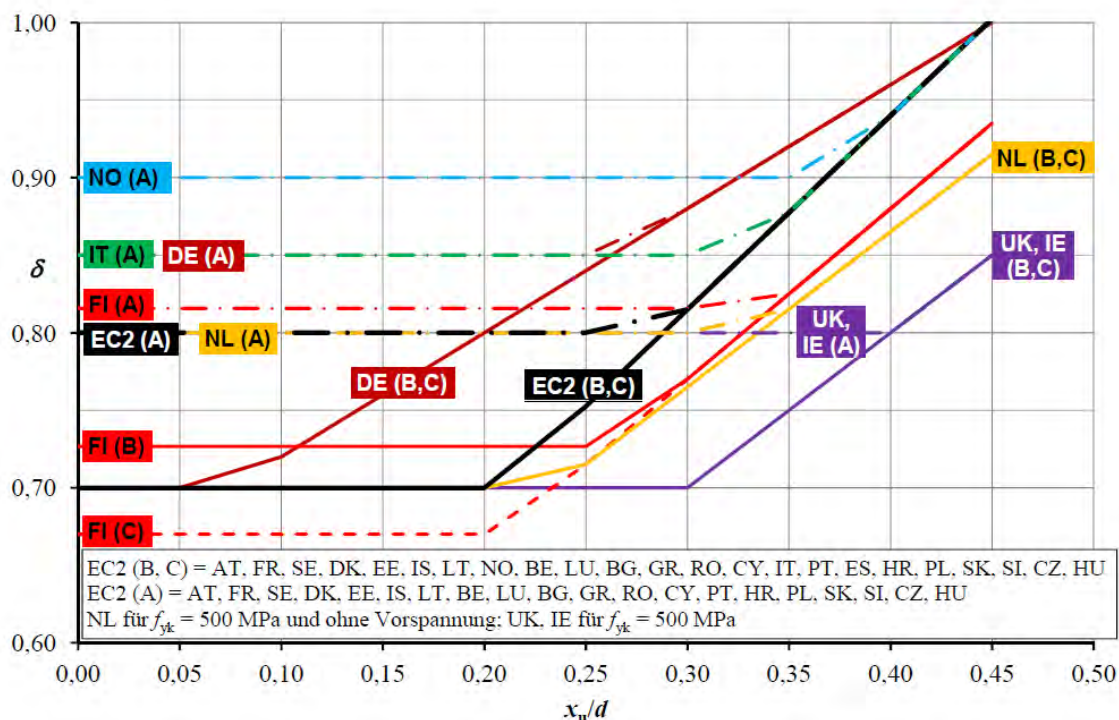
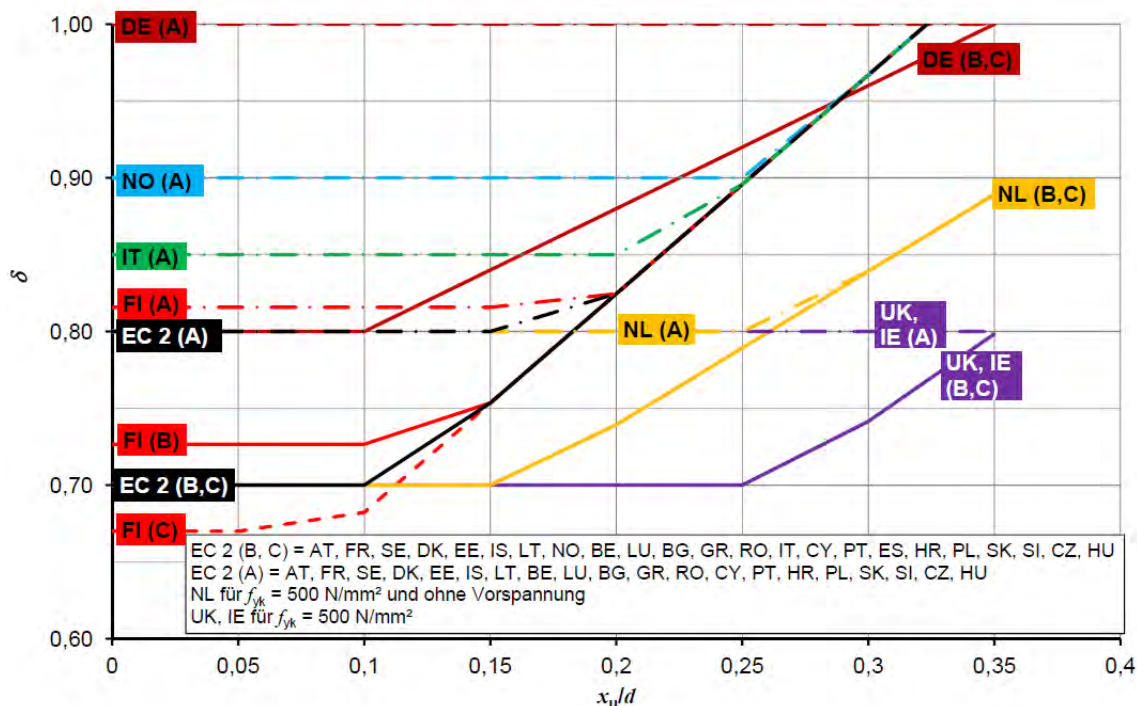


Abb. 13.6. Zulässiges Verhältnis  $\delta$  des umgelagerten Moments zum Ausgangsmoment vor der Umlagerung für  $f_{ck} \leq 50$  MPa





**Abb. 13.7. Zulässiges Verhältnis  $\delta$  des umgelagerten Moments zum Ausgangsmoment vor der Umlagerung für  $f_{ck} \geq 80 \text{ N/mm}^2$**

Die empfohlenen Werte für den Grundwert der zulässigen plastischen Rotation von Stahlbetonquerschnitten in **Abschnitt 5.6.3 (4)** wurden von allen Ländern übernommen. Deutschland hat nur Bild 5.6N unter Berücksichtigung der angewendeten Betonfestigkeitsklassen (bis C100/115) und Stahlklassen (Klasse B) angepasst. In der Slowakei und in Tschechien wurde eine zusätzliche Grenze für  $k_\lambda$  eingeführt. Dieser NDP wurde in Kategorie A eingeordnet und kann wahrscheinlich festgeschrieben werden.

Die empfohlenen Werte für die Grenزشlankheit in **Gleichung (5.13N)** zur Überprüfung, wann die Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung vernachlässigt werden dürfen, wurde von den meisten Ländern übernommen (Kategorie C). Nur Deutschland, Norwegen und Spanien wenden andere Kriterien an und in der Slowakei und in Tschechien wurde eine zusätzliche Grenze von  $\lambda_{lim} \leq 75$  eingeführt. Da hier nur das Rechenverfahren abgegrenzt wird, ergeben sich keine Auswirkungen auf das Endergebnis. In einigen Fällen wird möglicherweise der nötige Rechenaufwand beeinflusst. Der NDP könnte vereinheitlicht werden, indem entweder alle Länder die Gleichung (5.13N) übernehmen oder anstelle der jetzigen umfangreichen Formel ein einfacher auf der sicheren Seite liegender Grenzwert wie in Deutschland eingeführt wird.

Die Beiwerte zur Abgrenzung der Notwendigkeit von Nachweisen am Gesamttragwerk nach Theorie II. Ordnung im Hochbau in den **Abschnitten 5.8.3.3 (1)** und **5.8.3.3 (2)** wurden von fast allen Ländern übernommen (Kategorie C). Nur in den Niederlanden sind die Werte zu  $k_1 = k_2 = 0$  definiert, d. h. Abschnitt 5.8.3.3 wird im Prinzip außer Kraft gesetzt. Das Festschreiben der Werte erscheint möglich.

In **Abschnitt 5.8.5 (1)** werden drei verschiedene Verfahren zur Berücksichtigung von Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung eingeführt. Neben dem allgemeinen Verfahren auf Grundlage einer nichtlinearen Schnittgrößenermittlung nach Theorie II. Ordnung, können zwei vereinfachte Verfahren gewählt werden. In den meisten Ländern können beide dieser vereinfachten Verfahren ohne Einschränkungen angewendet werden (Kategorie C). In Deutschland soll nur Verfahren (b) auf Grundlage einer Nennkrümmung, in Dänemark nur Verfahren (a) auf Grundlage einer Nennsteifigkeit angewendet werden. In den Niederlanden gelten beide Verfahren mit Einschränkungen oder Änderungen. Mit dem Ziel der Reduzierung des Normentextumfangs sollte eine vereinfachte Methode ausreichen.

In den **Abschnitten 5.10.2, 5.10.3** und **7.2** werden mehrere NDP dazu genutzt die zulässige Vorspannung zu bestimmen, indem entweder die Spannungen im Spannstahl oder die Spannungen im Beton zu verschiedenen Zeitpunkten begrenzt werden. In den meisten Fällen weichen nur drei oder vier Länder von den empfohlenen Werten ab, so dass diese NDP größtenteils in Kategorie C eingeordnet wurden. Der Beiwert zur Begrenzung der Betondruckspannungen unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination in Abschnitt 7.2 (3) kann festgeschrieben werden, da alle Länder den empfohlenen Wert übernommen haben (Kategorie A). Weiterhin sind im **Abschnitt 5.10.8 (3)** obere und untere Teilsicherheitsfaktoren für den Spannungszuwachs und in **Abschnitt 5.10.9 (1)** Beiwerte zur Berücksichtigung der Streuung der Vorspannkraft definiert. Hier könnte die Einführung von Klassen möglich sein (Kategorie B). Die tatsächlichen Unterschiede bezüglich des Endergebnisses können nur durch Vergleichsrechnungen an verschiedenen Bauteiltypen festgestellt werden, da all diese NDP nur im Zusammenhang betrachtet werden können. Es sollte aber generell geprüft werden, ob diese große Anzahl von NDP hier nötig ist oder ob ein allgemeiner NDP für Spannungen im Spannstahl, ein allgemeiner NDP für Spannungen im Beton und ein oder zwei NDP bezüglich Streuungen und Teilsicherheitsbeiwerten ausreichen würden.

### 13.3.2.5 Grenzzustände der Tragfähigkeit

In den **Abschnitten 6.2** und **6.4** gibt es einige NDP für die Nachweise der Querkraft- und der Durchstanztragfähigkeit. Diese Abschnitte wurden bereits als einer der Schwerpunkte bei der Überarbeitung des EC2 identifiziert. Die NDP zur Berechnung des Querkraft- und Durchstanzwiderstandes für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung in den Abschnitten 6.2.2 (1) und 6.4.4 (1) wurden in Kategorie C eingeordnet. Die Ergebnisse hängen hier mit Ausnahme des Teilsicherheitsbeiwerts  $\gamma_c$  nicht von anderen NDP ab. Sowohl in Abschnitt 6.2.2 (6) als auch in Abschnitt 6.2.3 (3) werden Abminderungsbeiwerte für die Betonfestigkeit bei Schubrisen festgelegt. Es sollte überprüft werden, ob zwei bzw. sogar drei NDP, wenn man  $\nu'$  in 6.5.2 (2) mit berücksichtigt, zu diesem Zweck nötig sind. Da das Endergebnis von  $f_{cd}$  abhängig ist, müssen dabei noch weitere NDP berücksichtigt werden (siehe auch Ausführungen zu 6.5.2 und 6.5.4). Der NDP zur Begrenzung der Druckstrebenneigung in Abschnitt 6.2.3 (2) wurde in Kategorie D eingeordnet (siehe auch Abschnitt 3.2.6). Der maximale Durchstanzwiderstand  $v_{Rd,max}$  in Abschnitt 6.4.5 (3) wird in den verschiedenen Ländern recht unterschiedlich bestimmt. Das betrifft zum Beispiel auch die Lage des Nachweisschnitts. Mit einer Normänderung [R2] soll zumindest das generelle Konzept harmonisiert werden. Dafür musste allerdings ein neuer Faktor  $k_{max}$  für die maximale Durchstanztragfähigkeit als Vielfaches von  $v_{Rd,c}$  als NDP eingeführt werden, der sich nur schwer vereinheitlichen lassen wird, da er auch von den als Durchstanzbewehrung verwendeten Bewehrungselementen in den einzelnen Ländern abhängt (EC2-Empfehlung:  $k_{max} = 1,5$ ; z. B. aber DE mit  $k_{max} = 1,4$ ). Weitere Vergleiche der nationalen Anwendungsregeln zu den Abschnitten Querkraft und Durchstanzen sind in [23], [26], [30], [54], [55], [56], [57] zu finden.

Im **Abschnitt 6.5.2 (2)** wird die maximal zulässige Betondruckspannung in gerissenen Druckstreben von Stabwerkmodellen festgelegt. Dazu wird der von der charakteristischen Betondruckfestigkeit  $f_{ck}$  abhängige Abminderungsbeiwert  $\nu'$  als NDP eingeführt. Bezüglich des Vereinheitlichungspotenzials wurde dieser Parameter in die Kategorie D eingeordnet, da einige Länder abweichen. Zudem wird der Beiwert nicht nur in diesem Abschnitt, sondern auch im Abschnitt 6.5.4 verwendet. Außerdem kann der Beiwert nicht unabhängig betrachtet werden, da bezüglich des Endergebnisses sowohl in diesem Abschnitt, als auch im Abschnitt 6.5.4 weitere nationale Parameter eine Rolle spielen. Um die tatsächlichen Unterschiede einschätzen zu können, sind hier grafische Auswertungen in Form von Parameterstudien nötig (siehe Abb. 13.8 und Abb. 13.9).

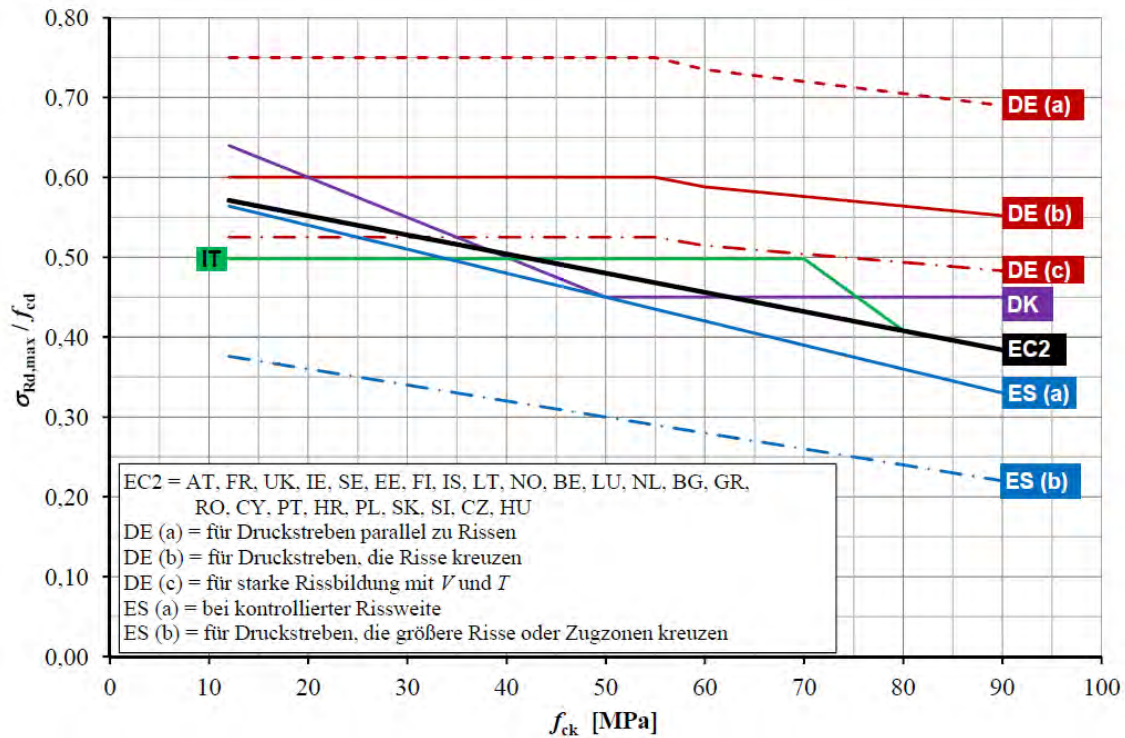


Abb. 13.8. NDP zur Bestimmung der maximal zulässigen Betondruckspannung in gerissenen Druckstreben von Stabwerkmodellen bezogen auf  $f_{cd}$ , Gl. (6.56) nach EC2-1-1

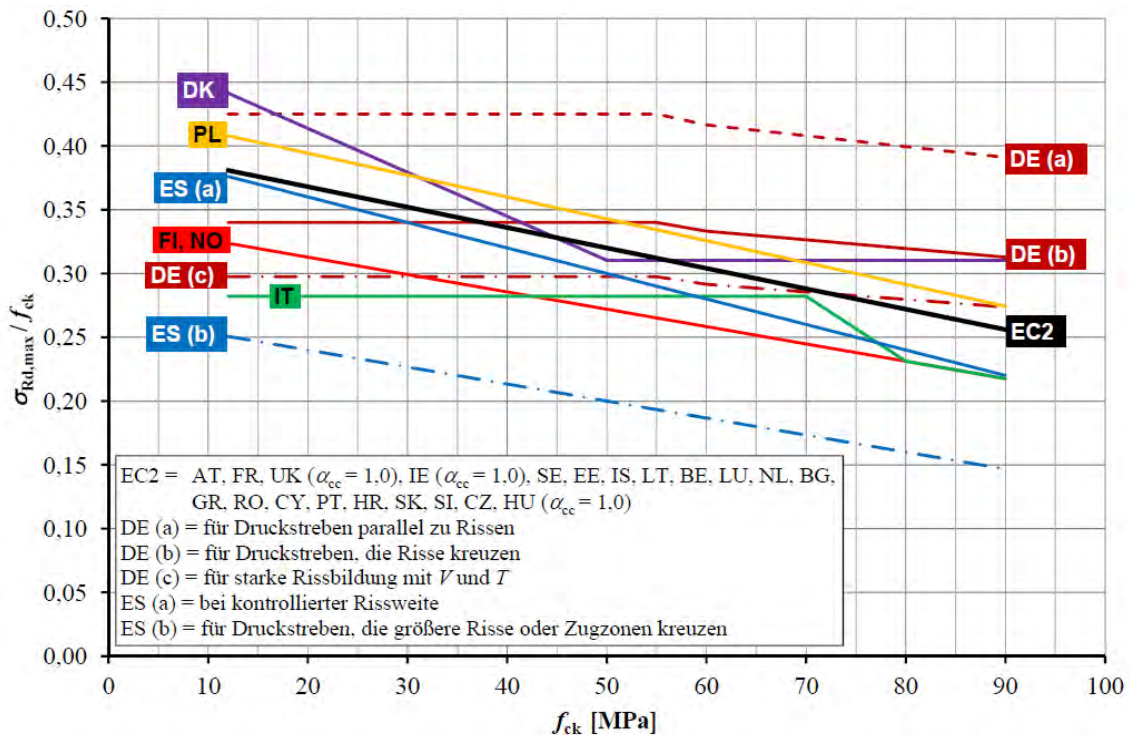


Abb. 13.9. NDP zur Bestimmung der maximal zulässigen Betondruckspannung in gerissenen Druckstreben von Stabwerkmodellen bezogen auf  $f_{ck}$ , Gl. (6.56) nach EC2-1-1



Wenn man nur den Beiwert  $\nu'$  betrachtet, weichen nur Deutschland, Spanien, Dänemark und Italien ab. Die Unterschiede der maximal zulässigen Druckspannungen  $\sigma_{Rd,max}$  liegen unter Berücksichtigung der Standardfälle (DE (b), ES (a)) bei 10 % bis 15 % für Normalbeton und bis zu 22 % bei hochfestem Beton bezogen auf die Bemessungsdruckfestigkeit  $f_{cd}$  des Betons (siehe Abb. 13.6).

Bezieht man die maximal zulässigen Druckspannungen  $\sigma_{Rd,max}$  jedoch auf die charakteristische Betondruckfestigkeit  $f_{ck}$ , muss man zusätzlich die NDP zu  $\alpha_{cc}$  und  $\gamma_C$  berücksichtigen. So erhält man einen besseren Vergleich der wirklich zulässigen Spannungen. Durch die Berücksichtigung dieser zusätzlichen Parameter, weichen nun zusätzlich auch Großbritannien, Finnland, Norwegen und Polen von den empfohlenen Werten ab. Auch zeigt sich, dass Deutschland bis zu Betonfestigkeitsklassen C40/50 im Vergleich zu den anderen Ländern im mittleren Bereich der zulässigen Spannungen liegt. Die Abweichungen zwischen den einzelnen Ländern liegen unter Berücksichtigung der Standardfälle (DE (b), ES (a)) für Betonfestigkeitsklassen  $\geq$  C30/37 unter 10 % und für die übrigen Betonfestigkeitsklassen bei maximal 15 % (siehe Abb. 13.9). Die Unterschiede sind also insgesamt geringer, als es zunächst in Abb. 13.8 erschien.

Im **Abschnitt 6.5.4 (4)** werden die Bemessungsdruckfestigkeiten für Knoten festgelegt. Dabei gelten unterschiedliche Werte für Druckknoten ohne Verankerung von Zugstreben (Gleichung (6.60)), Druck-Zug-Knoten mit Verankerung von Zugstreben in einer Richtung (Gleichung (6.61)) und Druck-Zug-Knoten mit Verankerung von Zugstreben in mehreren Richtungen (Gleichung (6.62)). Die zulässigen Bemessungswerte der Druckfestigkeit werden durch die in diesem Abschnitt festgelegten Faktoren  $k_1$  bis  $k_3$  bestimmt. Allerdings geht in alle drei Gleichungen auch wieder der Faktor  $\nu'$  ein (NDP zu 6.5.2 (2)). Aus diesem Grund kann auch dieser NDP nicht unabhängig betrachtet werden und wird in Kategorie D eingeordnet, auch wenn die Unterschiede und Anzahl der abweichenden Länder zunächst eher gering erscheinen (siehe Tabelle 13.4).

**Tab. 13.4. Abweichungen der NDP zu 6.5.4 (4)**

| EC2-Empfehlung | $k_1 = 1,0; k_2 = 0,85; k_3 = 0,75$                                                                |
|----------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------|
| (FR)           | Empfohlene Werte. (In Spezialfällen bis zu: $k_1 = 1 / \nu'$ ; $k_2 = 1,0; k_3 = 0,9$ )            |
| DE             | $k_1 = 1,1; k_2 = 0,75; k_3 = 0,75$                                                                |
| AT             | $k_1 = 1,25; k_2 = 0,9; k_3 = 0,9$                                                                 |
| DK             | $k_2 = k_3 = 1,0$ und $\nu' = \nu$ ( $\nu$ nach NCI zu 5.6.1 (3), i. d. R. $\nu = 0,8$ für Knoten) |
| ES             | $k_1 = 1,0; k_2 = 0,7; k_3 = 0,75$                                                                 |

Berücksichtigt man bei der Auswertung der Gleichungen (6.60) bis (6.62) zusätzlich zu  $k_1$ ,  $k_2$  bzw.  $k_3$  noch den Parameter  $\nu'$  und erhält somit  $\sigma_{Rd,max}/f_{cd}$ , weicht auch Italien ab und die Unterschiede sind doch recht deutlich (Abb. 13.10, 13.12, 13.14). Wird  $\sigma_{Rd,max}$  dann analog dem Vorgehen beim NDP zu 6.5.2 (2) stattdessen auf  $f_{ck}$  bezogen, d. h.  $\alpha_{cc}$  und  $\gamma_C$  werden berücksichtigt, weichen noch mehr Länder von den empfohlenen Werten ab, allerdings werden die Unterschiede wieder etwas relativiert (Abb. 13.11, 13.13, 13.15). So liegen die Unterschiede bei Gleichung (6.60) bei Bezug von  $\sigma_{Rd,max}$  auf  $f_{cd}$  in Abb. 13.10 je nach Betonfestigkeit zwischen 30 % und 45 %, bei Bezug von  $\sigma_{Rd,max}$  auf  $f_{ck}$  in Abb. 13.11 dagegen relativ konstant bei 20 % (mit Ausnahme von Österreich für  $< C50/60$ ). Bei Gleichung (6.61) nehmen bei Bezug von  $\sigma_{Rd,max}$  auf  $f_{cd}$  in Abb. 13.12 die Unterschiede mit der Betonfestigkeit von 20 % auf 40 % (30 % ohne Dänemark) zu, bei Bezug von  $\sigma_{Rd,max}$  auf  $f_{ck}$  in Abb. 13.13 nehmen sie mit zunehmender Betonfestigkeit von 18 % auf 13 % ab (ohne Dänemark). Bei Gleichung (6.62) ergibt sich eine ähnliche Tendenz, siehe Abb. 13.14 und 13.15).

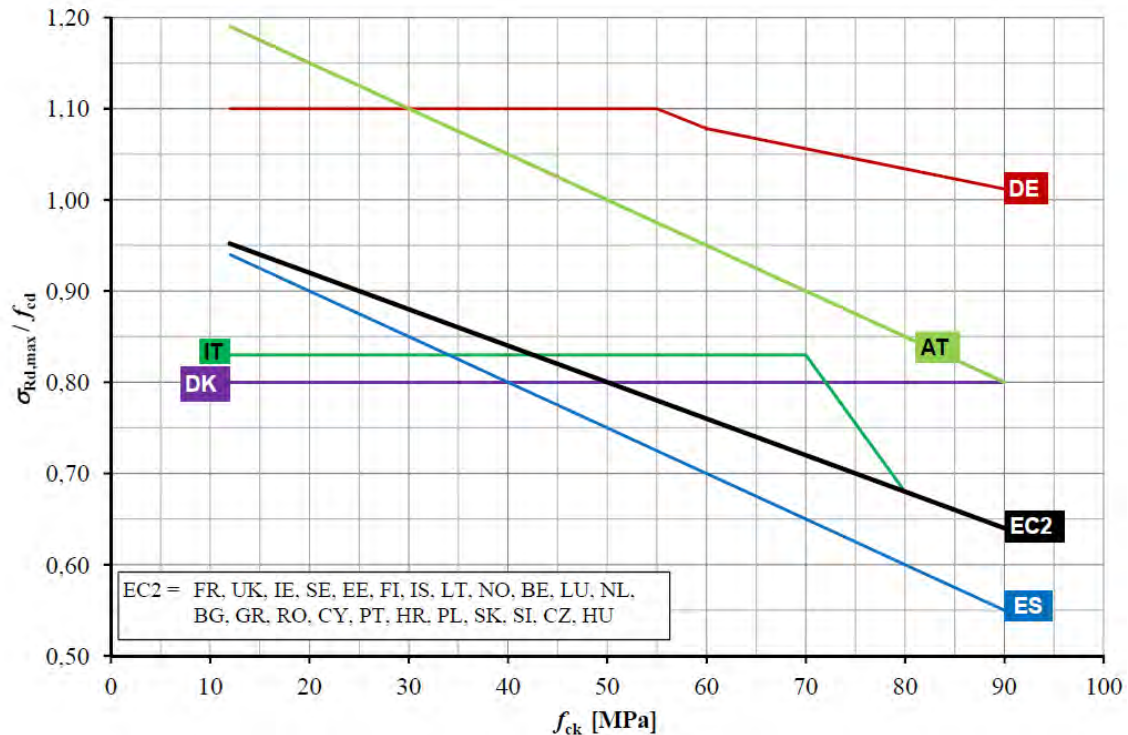


Abb. 13.10 NDP zur Bestimmung der maximal zulässigen Betondruckspannung Druckknoten ohne Verankerung von Zugstreben bezogen auf  $f_{cd}$ , Gl. (6.60) nach EC2-1-1

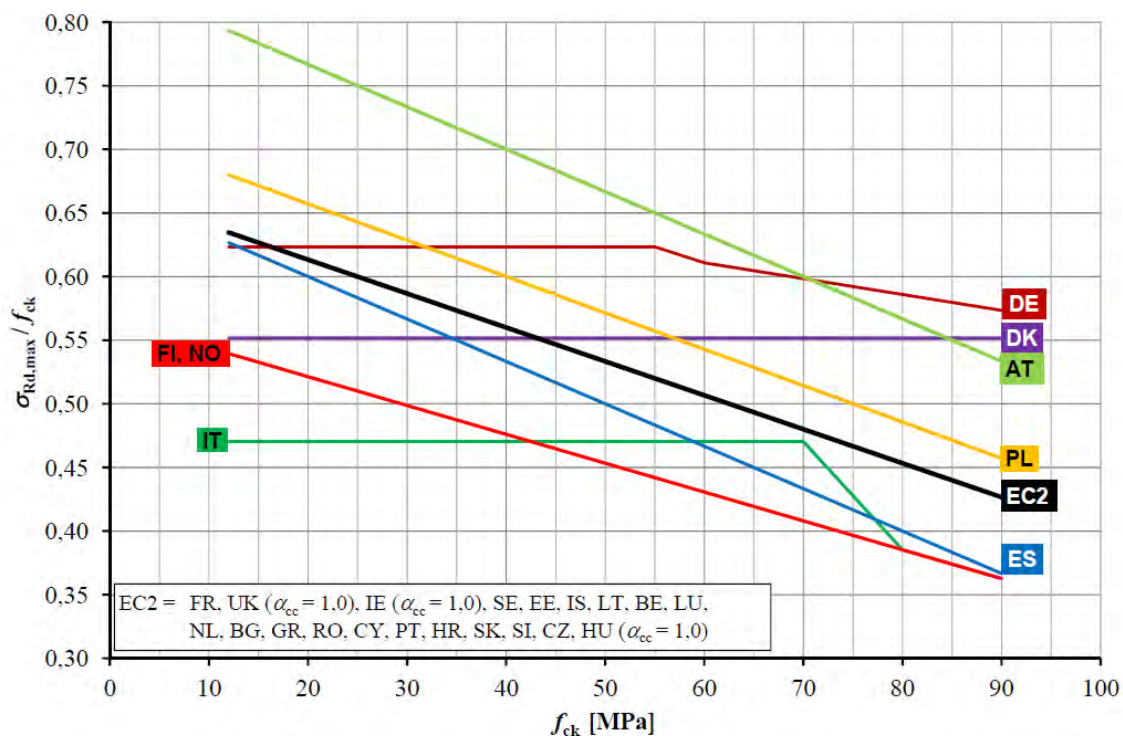


Abb. 13.11. NDP zur Bestimmung der maximal zulässigen Betondruckspannung Druckknoten ohne Verankerung von Zugstreben bezogen auf  $f_{ck}$ , Gl. (6.60) nach EC2-1-1



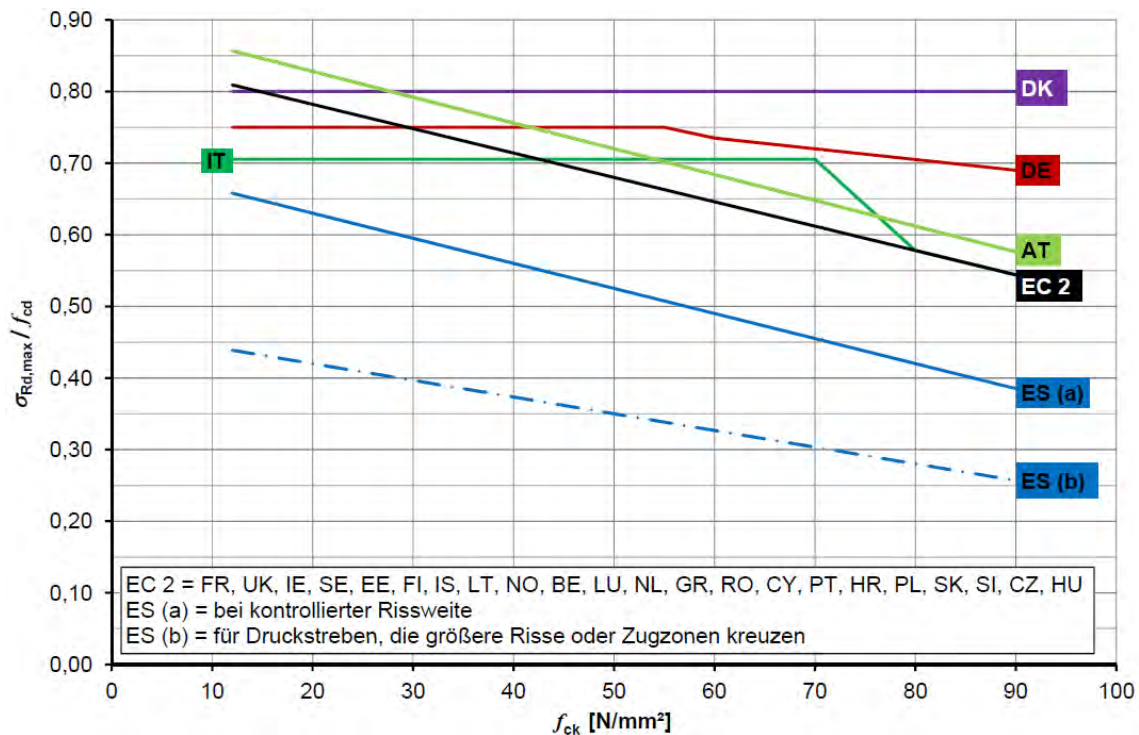


Abb. 13.12. Vergleich des NDP zu 6.5.4 (4), EC2-Gl. (6.61) bezogen auf  $f_{cd}$

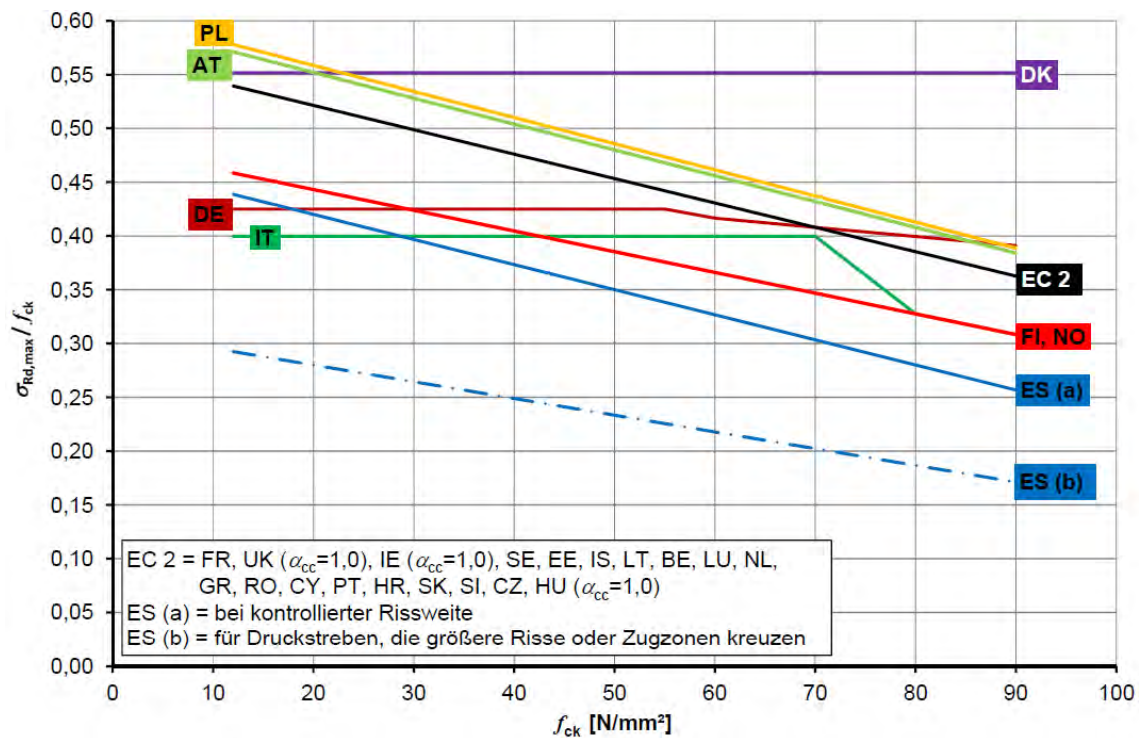


Abb. 13.13. Vergleich des NDP zu 6.5.4 (4), EC2-Gl. (6.61) bezogen auf  $f_{ck}$

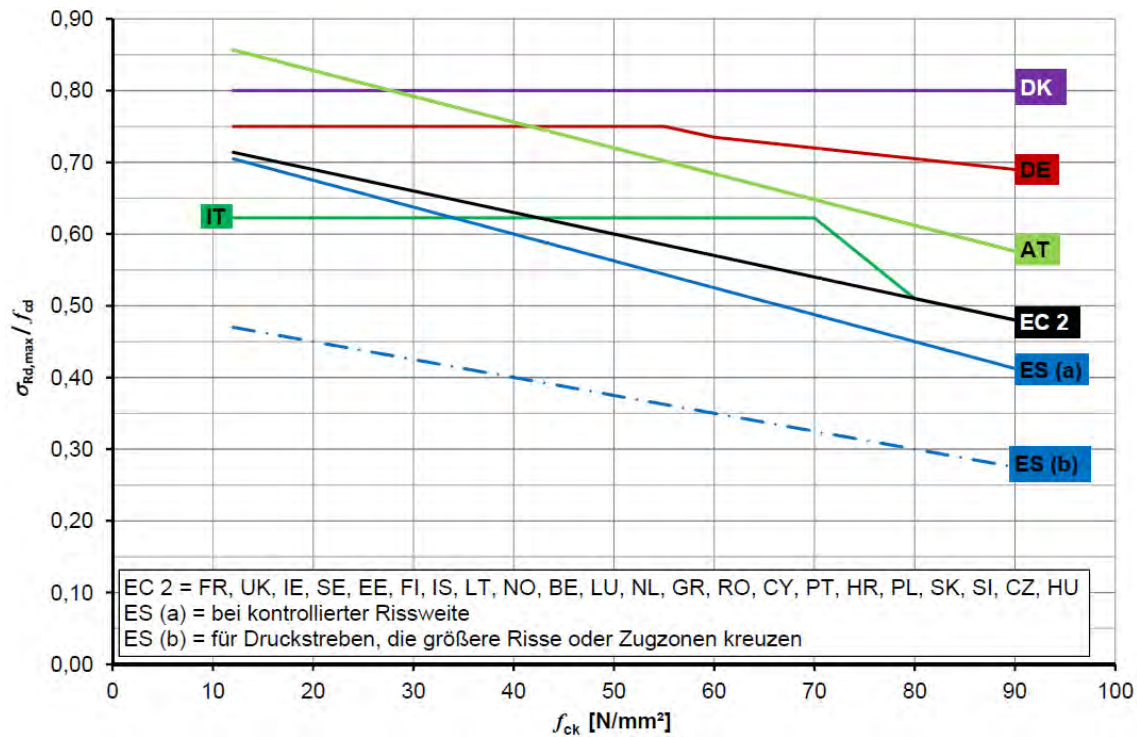


Abb. 13.14. Vergleich des NDP zu 6.5.4 (4), EC2-Gl. (6.62) bezogen auf  $f_{cd}$

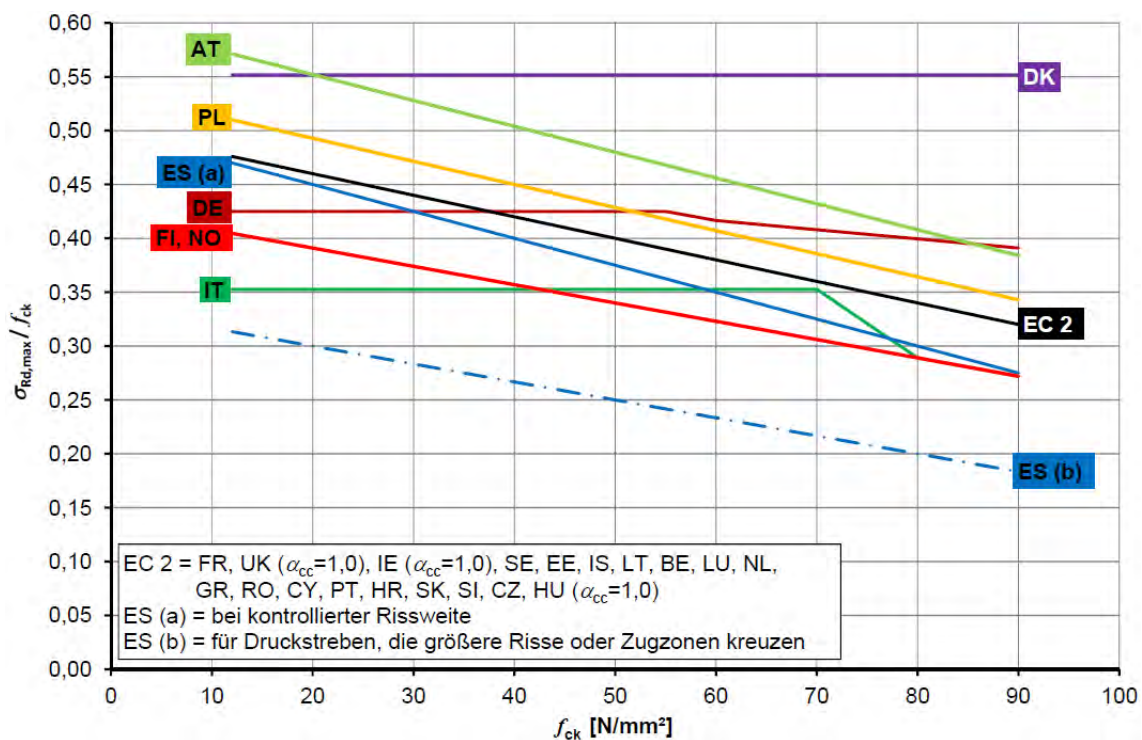


Abb. 13.15. Vergleich des NDP zu 6.5.4 (4), EC2-Gl. (6.62) bezogen auf  $f_{ck}$

In **Abschnitt 6.5.4 (6)** wird die Bemessungsdruckfestigkeit für dreiaxial gedrückte Knoten festgelegt. Auf den ersten Blick scheint es hier eine gute Übereinstimmung zu geben. Nur Deutschland und Dänemark legen konservativere Werte für  $k_4$  fest (1,1 und 1,0), während alle anderen Länder den empfohlenen Wert von  $k_4 = 3,0$  verwenden (Kategorie C). Unter bestimmten Umständen können in Deutschland und Frankreich auch höhere Werte verwendet werden (bis zu  $\sigma_{Rd,max} = 3,0f_{cd}$ ). Die Auswertung des Verhältnisses von  $\sigma_{Rd,max}$  zu  $f_{ck}$  in Abb. 13.16 zeigt, dass die Unterschiede unterschätzt werden, wenn nur der Faktor  $k_4$  betrachtet wird.

Generell ist in diesen Abschnitten (6.5.2 und 6.5.4) die Notwendigkeit von vier NDP zur Bestimmung jeweils eines Bemessungswertes in Frage zu stellen. Daher sollte geprüft werden, ob in den Gleichungen für  $\sigma_{Rd,max}$  die Verwendung von  $f_{cd}$  den besten Weg darstellt oder ob die Verwendung von  $f_{ck}$  oder  $f_{ck}/\gamma_C$  besser geeignet wäre.

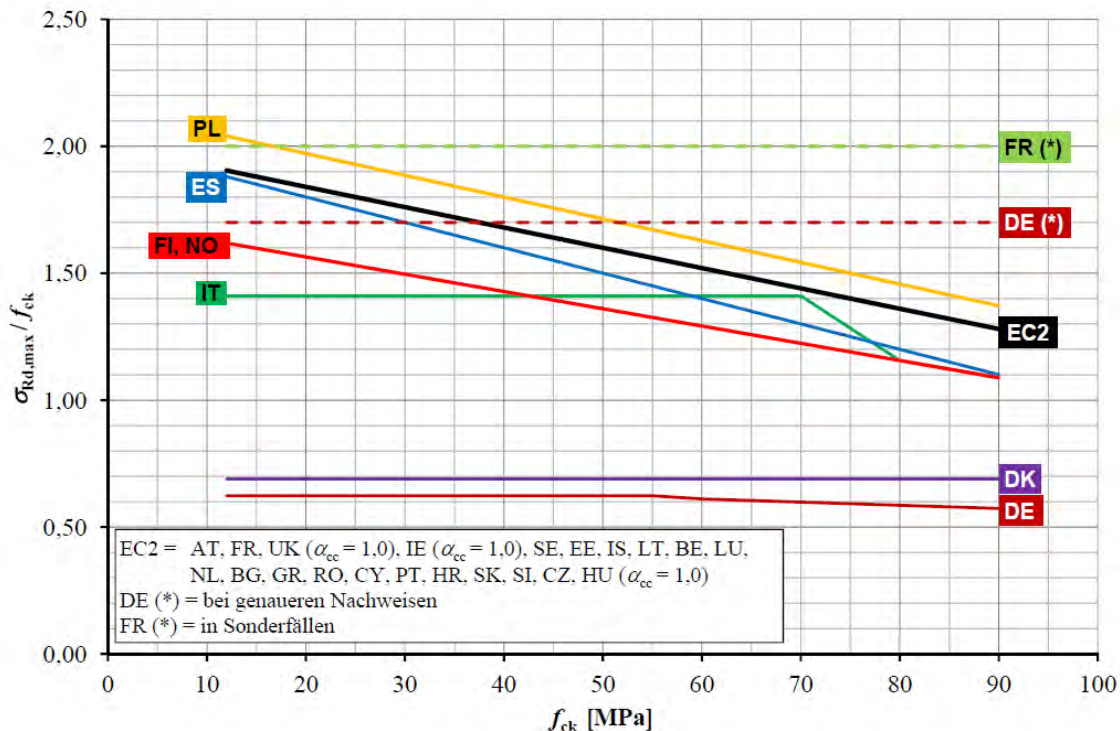


Abb. 13.16. NDP zur Bestimmung der Bemessungsdruckfestigkeit für dreiaxial gedrückte Knoten bezogen auf  $f_{ck}$ , nach EC2-1-1, 6.5.4 (6)

### 13.3.2.6 Konstruktionsregeln

Die NDP im **Abschnitt 9** betreffen größtenteils Mindest- und Maximalwerte für Bewehrungsmengen, Durchmesser und Abstände. Die meisten dieser Parameter könnten nur nach ausführlichen Diskussionen eventuell vereinheitlicht werden (Kategorie D). In einigen Fällen erscheint die Einführung von Klassen möglich (Kategorie B, z. B. der maximale Abstand der Querbewehrung bei Stützen in Abschnitt 9.5.3 (3)). Diese Unterschiede beruhen im Wesentlichen auf verschiedenen Erfahrungswerten oder regionalen Unterschieden (geotechnische Gegebenheiten, Erdbeben), aber eventuell ist die Reduzierung der Anzahl der NDP durch Zusammenfassen möglich (siehe unten). In einigen Fällen können auch mechanische Überlegungen und die Verknüpfung mit den Regeln in den Abschnitten 6 oder 7 ein Grund für Abweichungen sein (siehe Beispiel unten). Für die NDPs im Abschnitt 9, die andere Konstruktionsregeln (Abschnitte 9.2.1.2 (1), 9.2.1.4 (1), 9.2.2 (4)) oder Mindestlasten (9.8.3 (2), 9.8.4 (1)) betreffen, ist das Vereinheitlichungspotential mit Ausnahme der NDPs in Abschnitt 9.10 höher (Kategorie B oder C).

In den **Abschnitten 9.2.2 (6) bis 9.2.2 (8)** werden mit drei NDP die maximal zulässigen Abstände der Querkraftbewehrungselemente festgelegt. Hier weichen einige Länder von den empfohlenen Werten ab, zudem werden die Abstände in Deutschland, Kroatien und z. T. auch in Spanien in Abhängigkeit von der Querkraftausnutzung festgelegt. Da die Konstruktionsregeln au-



ßerdem auf Erfahrungswerten in den einzelnen Ländern beruhen, wurden diese Parameter in Kategorie D eingeordnet. Außerdem können diese Konstruktionsregeln nicht unabhängig von den Bemessungsregeln betrachtet werden. So sind z. B. die höheren Anforderungen an die Abstände der Querkraftbewehrung in Deutschland u. a. auf flachere zulässige Druckstrebenneigungen zurückzuführen. Hier ist zu recherchieren, ob die Unterschiede hauptsächlich auf Erfahrungswerten beruhen oder auf mechanische Sachverhalte zurückzuführen sind. Ist ersteres der Fall, dürfte eine Vereinheitlichung schwierig werden. Im zweiten Fall wäre es denkbar, dass zwei oder drei in sich konsistente Ansätze eingeführt werden (z. B. bei der Verwendung flacherer Druckstrebenneigungen werden geringere Abstände gefordert). Diese verschiedenen Ansätze könnten dann entweder national gewählt werden (Einführung von Klassen analog Kategorie B) oder generell gelten und in Abhängigkeit der konkreten Planungssituation gewählt werden (z. B. Bestandsbauwerke, kleinere Abstände aus anderen Gründen nicht möglich). Im letzteren Fall könnten die NDP entfallen. In jedem Fall würde diese Vorgehensweise zu einer Reduzierung der NDP führen, da die zusammenwirkenden NDP zusammengefasst würden.

In den **Abschnitten 9.5.2 (1)** und **9.8** sind insgesamt fünf NDP zur Festlegung des Mindestdurchmessers der Bewehrung für verschiedene Bauteile definiert. Eine vollständige Vereinheitlichung erscheint hier nicht möglich, aber einige Gruppen sind erkennbar (siehe Tabelle 13.5). Weiterhin sollte eine Reduzierung der Anzahl dieser NDP diskutiert werden, insbesondere jener, die sich auf die Hauptbewehrung von Gründungselementen beziehen.

**Tab. 13.5. NDP zur Festlegung von Mindestdurchmessern**

| Bauteil                        | Abschn.     | Bewehrung         | EC2 | PL | UK,<br>IE,SI | BE,<br>LU        | NO | AT               | IT | SK,<br>CZ        | ES | HR               | DE               | BG,<br>RO | PT | HU |
|--------------------------------|-------------|-------------------|-----|----|--------------|------------------|----|------------------|----|------------------|----|------------------|------------------|-----------|----|----|
| Stützen                        | 9.5.2 (1)   | Längsbewehrung    | 8   | 6  | 12           | 12 <sup>b)</sup> | 10 | 12 <sup>a)</sup> | 12 | 12 <sup>a)</sup> | 12 | 12               | 12               | 12        | 10 | 8  |
| Pfahlkopfplatten               | 9.8.1 (3)   | Hauptzugbewehrung | 8   | 8  | 8            | 8                | 8  | 12               | 12 | 12               | 12 | 12               | 8                | 10        | 10 | 12 |
| Einzel- und Streifenfundamente | 9.8.2.1 (1) | Hauptbewehrung    | 8   | 8  | 8            | 8                | 8  | 12 <sup>c)</sup> | 12 | 12 <sup>d)</sup> | 12 | 12 <sup>d)</sup> | 10 <sup>c)</sup> | 10        | 10 | 10 |
| Zerrbalken                     | 9.8.3 (1)   | Biegebewehrung    | 8   | 8  | 8            | 8                | 8  | 12               | 12 | 12 <sup>a)</sup> | 12 | 12               | 10 <sup>c)</sup> | 10        | 10 | 10 |
| Einzelfundament auf Fels       | 9.8.4 (1)   | Querbewehrung     | 8   | 8  | 8            | 8                | 8  | 8                | 8  | 8                | 12 | 12               | 10 <sup>c)</sup> | 8         | 10 | 10 |

EC2 = FR, SE, DK, EE, FI, IS, NL, GR, CY  
<sup>a)</sup> 10 mm für  $h \leq 20$  cm  
<sup>b)</sup> 8 mm für horizontal gefertigte Fertigteile  
<sup>c)</sup> 6 mm für Matten  
<sup>d)</sup> 8 mm für Matten

## 14 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden Beiträge zur pränormativen Forschung im Vorfeld der praxisgerechten Überarbeitung und Weiterentwicklung des Eurocode 2 für den Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau, insbesondere zum Teil 1-1 (EC2-1-1) geleistet.

Die Forschungsarbeiten folgten dem Grundsatz, dass zunächst themenweise in einer Anamnese/Diagnose Schwachstellen und Überregulierungen des Eurocode 2 zusammengetragen wurden. Dabei wurde geprüft, inwieweit diese Defizite in der deutschen Anwender-Praxis Bedeutung haben.

Als verbesserungswürdige EC2-Schwerpunkthemen haben sich aus dieser Anwendersicht die Querkraft- und Durchstanzbemessung, die Regelungen zur Rissbreitenbegrenzung und zur vereinfachten Verformungsbegrenzung und zum Teil die Bewehrungs- und Konstruktionsregeln herausgestellt.

Im Rahmen der systematischen Überprüfung des EC2 im CEN bis Ende 2014 („systematic review“) wurden etwa 900 europäische Kommentare zum EC2-1-1 eingereicht, wobei sich die o. g. Themen auch als Schwerpunkte in der europäischen Eurocode 2-Überarbeitung manifestiert haben.

Die erarbeiteten PRB-Verbesserungsvorschläge und Vereinfachungen im Sinne einer Therapie wurden bei Bedarf durch Vergleichsrechnungen überprüft oder mit statistischen Auswertungen an Versuchsdatenbanken validiert.

Die umfangreichsten Eingriffe und Änderungsvorschläge wurden dabei im Bereich der Nachweisformate zum Durchstanzen vorgenommen. Dabei ist es gelungen, die Nachweise für Flachdecken und Fundamente sowohl ohne als auch mit Durchstanzbewehrung unter Nutzung eines engeren Vergleichsrundschnitts wieder in ein gemeinsames Nachweisformat zu bringen. Hierfür wurden kalibrierte Anpassungsfaktoren für Beton- und Stahltraganteile bauteilbezogen abgeleitet. Auf die bisherige aufwändige Iteration bei (gedrungenen) Fundamenten kann so verzichtet werden. Eine Vielzahl von Regelungen für Sonderfälle und nationale NCI-Ergänzungen können dann ebenfalls gestrichen werden.

Bei allen bearbeiteten Themen wurde auch die weitere Harmonisierung des EC2 durch Reduktion der NDP und insbesondere der deutschen Zusatzregeln als wesentliches Bearbeitungsziel berücksichtigt. Ausgangspunkt hierfür war eine umfangreiche Analyse der Nationalen Anhänge von 28 europäischen Ländern zum EC2-1-1 die es erlaubte, Übereinstimmungen und Unterschiede in Europa zu quantifizieren und zu qualifizieren. Auf dieser Basis wurden viele Streichungen oder Vereinfachungen von NDP und NCI vorgeschlagen.

Zukünftiger Forschungsbedarf ist abzusehen, wenn im Rahmen der laufenden Auswertung der europäischen Kommentare aus der systematischen Überprüfung und bei der Überarbeitung des EC2 bis zur Fertigstellung des neuen EC2-Normentwurfs etwa bis Ende 2016 Änderungs- und Verbesserungsvorschläge aus anderen Ländern eingehen und diskutiert werden. Dabei kommt es darauf an, diese Vorschläge aus Sicht der Anwenderfreundlichkeit, Sicherheit und Wirtschaftlichkeit zu beurteilen (z. B. durch Vergleichsrechnungen) und mit den PRB-Vorschlägen zu vergleichen. Im Rahmen dieses Prozesses wird es zu weiterer Überarbeitung und Optimierung der Vorschläge kommen und es werden sich ggf. neue Forschungsthemen ergeben, die bisher noch nicht als Schwerpunkte identifiziert worden sind.



## Schrifttum

### Normen und Regelwerke

- [R1] Eurocode 2: DIN EN 1992-1-1:2011-01: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
- [R2] Eurocode 2/Entwurf A1-Änderung: EN 1992-1-1/FprA1:2014-08: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; EN 1992-1-1:2004/FprA1:2014.
- [R3] Eurocode 2: DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
- [R4] Eurocode 2: DIN EN 1992-2:2010-12: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln.
- [R5] Eurocode 2: DIN EN 1992-2/NA:2013-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln.
- [R6] Eurocode 2: DIN EN 1992-1-2:2010-12: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall.
- [R7] Eurocode 2: DIN EN 1992-1-2/NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall.
- [R8] Eurocode 2: DIN EN 1992-3:2011-01: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 3: Silos und Behälterbauwerke aus Beton.
- [R9] Eurocode 2: DIN EN 1992-3/NA:2011-01: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 3: Silos und Behälterbauwerke aus Beton.
- [R10] Eurocode 2: DIN V ENV 1992-1-1:1992-06: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau.
- [R11] Eurocode 7: DIN EN 1997-1:2014-03: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik.
- [R12] Eurocode 0: DIN EN 1990:2010-12: Grundlagen der Tragwerksplanung.
- [R13] Eurocode 0: DIN EN 1990/NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Grundlagen der Tragwerksplanung mit DIN EN 1990/NA/A1:2012-08: A1-Änderung.
- [R14] DIN 488: Betonstahl
  - Teil 1:2009-08: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung,
  - Teil 2:2009-08: Betonstabstahl,
  - Teil 3:2009-08: Betonstahl in Ringen, Bewehrungsdraht,
  - Teil 4:2009-08: Betonstahlmatten,
  - Teil 5:2009-08 Gitterträger,
  - Teil 6:2010-01: Übereinstimmungsnachweis.
- [R15] DIN 820-2:2012-12: Normungsarbeit – Teil 2: Gestaltung von Dokumenten (ISO/IEC-Direktiven – Teil 2:2011, modifiziert); Dreisprachige Fassung CEN-CENELEC Geschäftsordnung – Teil 3:2011.
- [R16] DIN 1045:1972-01: Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung.
- [R17] DIN 1045:1978-12: Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung.

- [R18] DIN 1045:1988-07: Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung.
- [R19] DIN 1045-1:2001-07: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion.
- [R20] DIN 1045-1:2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion.
- [R21] DIN 1054:2010-12: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1 mit DIN 1054/A1:2012-08: A1-Änderung.
- [R22] DIN 4123:2013-04: Ausschachtungen, Gründungen und Unterfangungen im Bereich bestehender Gebäude
- [R23] DIN 4126:2013-09: Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden.
- [R24] DIN 4224:1968-03: Bemessung im Beton- und Stahlbetonbau (Vorschlag). Hrsg: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.
- [R25] DIN 4227-1:1988-07: Spannbeton; Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung und DIN 4227-1/A1-Änderung:1995-12.
- [R26] DIN EN 206-1:2000-12: Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität.
- [R27] DIN 1045-2: 2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1.
- [R28] DIN EN 1536:2010-12: Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Bohrpfähle.
- [R29] DIN EN 1537:2014-07: Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Verpressanker.
- [R30] DIN EN 1538:2010-12: Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Schlitzwände.
- [R31] DIN EN 4063:2011-03:Schweißen und verwandte Prozesse – Liste der Prozesse und Ordnungsnummern.
- [R32] EN 10080:2005-12: Stahl für die Bewehrung von Beton – Schweißgeeigneter Betonstahl – Allgemeines.
- [R33] DIN EN 10088-1:2005-09: Nichtrostende Stähle – Teil 1: Verzeichnis der nichtrostenden Stähle; Deutsche Fassung EN 10088-1:2005.
- [R34] prEN 10080:2012-02: Steel for the reinforcement of concrete – Weldable reinforcing steel – General.
- [R35] prEN 10138-1:2013-06: Prestressing steels  
– Part 1: General requirements; – Part 2: Wire; – Part 3: Strand; – Part 4: Bar.
- [R36] Working Draft WI EC104031:2012-07: Steel for the reinforcement of concrete – Stainless Steels.
- [R37] DIN EN 12699:2001-05: Ausführung spezieller geotechnischer Arbeiten (Spezialtiefbau) – Verdrängungspfähle mit DIN EN 12699/Ber 1: 2010-11:Berichtigung 1.
- [R38] DIN EN 12794:2005-06: Betonfertigteile – Gründungspfähle mit DIN EN 12794/Ber 1:2009-04: Berichtigung 1.
- [R39] DIN EN 13670:2011-03: Ausführung von Tragwerken aus Beton.
- [R40] DIN 1045-3:2012-03: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 3: Bauausführung - Anwendungsregeln zu DIN EN 13670 mit DIN 1045-3/Ber1:2013-07: Berichtigung 1.

- [R41] DIN EN 14199:2012-01: Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezial-tiefbau) – Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle).
- [R42] DIN EN ISO 17660-1:2006-12: Schweißen - Schweißen von Betonstahl – Teil 1: Tra-gende Schweißverbindungen.
- [R43] ISO 4356:1977-11: Bases for the design of structures – Deformations of buildings at the serviceability limit states.
- [R44] ÖNORM B 1992-1-1:2011-12: Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1, natio-nale Erläuterungen und nationale Ergänzungen (National Annex Austria (AT)).
- [R45] NF EN 1992-1-1/NA: Mars 2007: (National Annex France (FR)).
- [R46] BS EN 1992-1-1:2004/NA:2009 (National Annex United Kingdom (UK)).
- [R47] Irish National Annex NA+AC1 to I.S. EN 1992-1-1:2005 (IE).
- [R48] Swedish National Board of Housing, Building and Planning ([www.boverket.se](http://www.boverket.se)): BFS 2011:10 EKS 8 Section D Chapter 2.1.1 (National Application rules in Sweden (SE)).
- [R49] Swedish Transport Administration: TRVFS 2011: 12, kap. 21 (National Application rules in Sweden (SE)) ([www.trafikverket.se](http://www.trafikverket.se)).
- [R50] DS/EN 1992-1-1 DK NA:2011 (National Annex Denmark (DK)).
- [R51] EVS-EN 1992-1-1/NA:2007 (National Annex Estonia (EE)).
- [R52] Finnish National Annex to the Standard SFS-EN 1992-1-1 (FI).
- [R53] IST EN 1992-1-1:2004/NA:2010 (National Annex Iceland (IS)).
- [R54] National provisions of Lithuania (JRC-Database 2013-11) (LT).
- [R55] NS-EN 1992-1-1:2004/NA:2008 (National Annex Norway (NO)).
- [R56] NBN EN 1992-1-1-ANB:2010 (National Annex Belgium (BE)).
- [R57] EN 1992-1-1:2004/AN-LU:2011 (National Annex Luxembourg (LU)).
- [R58] NEN-EN 1992-1-1 + C2:2011/NB:2011 (National Annex Netherland (NL)).
- [R59] БДC EN 1992-1-1/NA:2011-07 (National Annex Bulgaria (BG)).
- [R60] ELOT EN 1992-1-1:2005/NA (2010-11-15) (National Annex Greece (GR)).
- [R61] National provisions of Romania (JRC-Database 2013-09) (RO).
- [R62] CYS National Annex to CYS EN 1992-1-1:2004 (11/06/2010) (CY).
- [R63] UNI-EN 1992-1-1 Appendice Nazionale (24/09/2010) (National Annex Italy (IT)).
- [R64] National provisions of Portugal (JRC-Database 2013-09) (PT).
- [R65] Anejo Nacional AN/UNE-EN 1992-1-1: February 2013 (National Annex Spain (ES)).
- [R66] HRN EN 1992-1-1:2013/NA (National Annex Croatia (HR)).
- [R67] PN-EN 1992-1-1:2008/NA:2010 (National Annex Poland (PL)).
- [R68] Národná príloha STN 1992-1-1/NA (2005) (National Annex Slovakia (SK)).
- [R69] National provisions of Slovenia (JRC-Database 2013-09) (SI).
- [R70] CSN EN 1992-1-1/NA ed. A:2011 (National Annex Czech Republic (CZ)).
- [R71] MSZ EN 1992-1-1 NM (2012-06-04) (National Annex Hungary (HU)).
- [R72] NF P94-262: Justification of geotechnical work – National application standards for the implementation of Eurocode 7 – Deep foundations.

## Literatur

- [1] *Ignatiadis, A.*: NDP-Collection EN 1992-1-1 (PRB-Background document). Berlin: 2013 (unveröffentlicht).
- [2] *Fingerloos, F.; Hegger, J.; Zilch, K.*: Eurocode 2 für Deutschland. DIN EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit Nationalem Anhang – Kommentierte Fassung. Berlin: Beuth Verlag und Ernst & Sohn, 2012.
- [3] *Fingerloos, F.; Hegger, J.; Zilch, K.*: Kurzfassung des Eurocode 2 für Stahlbetontragwerke im Hochbau. Berlin: Beuth Verlag und Ernst & Sohn, 2012.
- [4] DBV-Merkblatt „Betondeckung und Bewehrung nach Eurocode 2“. Hrsg.: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V., Fassung 2011.
- [5] *Quast, U.*: Stützenbemessung. BK 2004/2, Berlin: Ernst & Sohn, S. 377 ff..
- [6] *Hellesland, J.*: On Column Slenderness Limits. Mechanics Division, University of Oslo, 1999.
- [7] Eurocode 2 – Commentary. Ed.: The European Concrete Platform ASBL. June 2008. [www.ermco.eu](http://www.ermco.eu).
- [8] Software: RSTAB 8.02: Statik-Programm für Berechnung und Bemessung von 2D und 3D-Stabwerken. Dlubal Software GmbH.
- [9] Software: BEST Version 14.0: Programm der zur Berechnung von Stahlbetonstützen im Hochbau. RIB Software AG.
- [10] Software: COLUMN – Berechnung von Stahlbetonstützen. Version 14.06 (2014). SO-FiSTIK AG.
- [11] Software: Programmsystem mb WorkSuite 2015 – Modul: U412.de Stahlbeton-Stütze mit Heißbemessung (Version 2013). mb AEC Software GmbH.
- [12] *Reineck, K.-H.*: Überprüfung des Mindestwertes der Querkrafttragfähigkeit in EN 1992-1-1 – Projekt A3: DIBt Forschungsvorhaben ZP 52-5-7.270-1218/05. Abschlussbericht März 2007.
- [13] *Reineck, K.-H.; Kuchma, D.-A.; Fitik, B.*: Versuche an Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung unter Gleichlast. Teil 2.2, Abschlussbericht des DAfStb Forschungsvorhabens V 423. ILEK, Universität Stuttgart, 2005.
- [14] *Jenisch, F.-M.*: Einflüsse des profilierten Betongurtes und der Querbiegung auf das Tragverhalten von Verbundträgern. Dissertation TU Kaiserslautern D 366. Aachen: Shaker Verlag, 2000.
- [15] *Ewald, G.*: Überlagerung von Scheiben- und Plattentragwirkung am Beispiel stark profilierter Stahl- und begrenzter Querbiegebeanspruchung. Dissertation TU München, 1977.
- [16] *Schieferstein, M.*: Der Zugflansch von Stahlbetonplattenbalken unter Längsschub und Querbiegung bei kritischer Druckbeanspruchung des Betons. Dissertation der Universität Karlsruhe, Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, 1985.
- [17] *Pratsch, G.*: Kombinierte Beanspruchung aus Scheibenschub und Plattenbiegung bei profilierten Stahlbeton- und Spannbetonträgern. Dissertation TU München, 1989.
- [18] *Rüsch, H.; Kupfer, H.*: Bemessung von Spannbetonbauteilen. In: Beton-Kalender 1965/I, Berlin: Ernst und Sohn.
- [19] CEB/FIP-Model Code 1990. Comité Euro-International du Béton, Bulletin d'Information Nr. 213/214, 1993.
- [20] *Mast, P.E.*: Stresses in Flat Plates Near Columns. In: ACI Structural Journal 67 (1970), S. 761-768.

- [21] *Hegger, J.; Ricker, M.*: Zur Bemessung des Durchstanzens im Bereich von Randstützen. In: Bauingenieur 82 (2007), Heft 4, S. 177-184.
- [22] *Hegger, J.; Ricker, M.; Häusler, F.*: Zur Durchstanzbemessung von ausmittig beanspruchten Stützenknoten und Einzelfundamenten nach Eurocode 2. In: Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), Heft 11, S. 723-734.
- [23] *Siburg, C.; Häusler, F.; Hegger, J.*: Durchstanzen von Flachdecken nach NA(D) zu Eurocode 2. In: Bauingenieur 87 (2012), Heft 5, S. 216-225.
- [24] *Hegger, J.; Häusler, F.; Ricker, M.*: Zur Durchstanzbemessung von Flachdecken nach Eurocode 2. In: Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), Heft 2, S. 93-102.
- [25] *Ricker, M.*: Zur Zuverlässigkeit der Bemessung gegen Durchstanzen bei Einzelfundamenten. Dissertation RWTH Aachen, Fakultät für Bauingenieurwesen, 2009.
- [26] *Siburg, C.; Ricker, M.*: Zur Durchstanzbemessung von Einzelfundamenten – Normenvergleich und Vergleich mit Versuchen. In: Beton- und Stahlbetonbau (108), 2013, Heft 9, S.641-653.
- [27] *Hegger, J.; Siburg, C.; Kueres, D.*: Verbesserungsvorschläge für EC2-Abschnitt 6.4.5 – Kalibrierung der Bemessungsgleichung für Durchstanzbewehrung. Abschlussbericht Nr. 337/2014 des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen vom 11.09.2014 (Projekt-Nr. IMB:F-2013-015), 60 Seiten (*unveröffentlicht*).
- [28] *Regan, P.E.*: Design for punching shear. In: The Structural Engineer 52 (1974), S. 197-207.
- [29] *Häusler, F.*: Zum maximalen Durchstanzwiderstand von Flachdecken mit und ohne Vorspannung. Dissertation RWTH Aachen, Fakultät für Bauingenieurwesen, 2009.
- [30] *Siburg, C.; Hegger, J.*: Experimentelle Untersuchungen zum Durchstanzen von Einzelfundamenten mit baupraktischen Abmessungen. In: Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013), S. 452-461.
- [31] *Beutel, R.*: Durchstanzen schubbewehrter Flachdecken im Bereich von Innenstützen. Dissertation RWTH Aachen, Fakultät für Bauingenieurwesen, 2003.
- [32] *Birkle, G.; Dilger, W.*: Influence of Slab Thickness on Punching Shear Strength. In: ACI Structural Journal 105 (2008), S. 180-188.
- [33] *Elstner, R.C.; Hognestad, E.*: Shearing strength of reinforced concrete slabs. In: ACI Structural Journal 28 (1956), S. 527-542.
- [34] *Walraven, J.; Lehwalter, N.*: Size Effects in Short Beams Loaded in Shear. In: ACI Structural Journal 91 (1994), S. 585-593.
- [35] *Walraven, J.; Lehwalter, N.*: Einfluss des Maßstabs in schubbeanspruchten Bauteilen ohne Schubbewehrung. In: Beton- und Stahlbetonbau 85 (1990), S. 228-232
- [36] DBV-Merkblatt „Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetonbauteile“. Hrsg.: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V., Fassung 2013.
- [37] *Kinnunen, S.; Nylander, H.; Tolf, P.*: Plattjocklekens inverkan på betongplattors hållfasthet vid genomstansning – Försök med rektangulära plattor. Institutionen för byggnadsstatik kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm, 1979.
- [38] *Regan, P.E.; Braestrup, M.W.*: Punching Shear in Reinforced Concrete. Comite Euro-international du beton: Bulletin d'information No. 168, Lausanne, 1985.
- [39] *Lips, S.; Fernandez Ruiz, M.; Muttoni, A.*: Experimental Investigation on Punching Strength and Deformation Capacity of Shear-Reinforced Slabs. In: ACI Structural Journal 109 (2012), S. 889-900.
- [40] *Reineck, K.-H.*: Modellierung der D-Bereiche von Fertigteilen. In: Beton-Kalender 2005/II. Berlin: Ernst & Sohn.



- [41] *Schlaich, J.; Schäfer, K.*: Konstruieren im Stahlbetonbau. In: Beton-Kalender 2001/II. Berlin: Ernst & Sohn.
- [42] *Empelmann, M.; Wichers, M.*: Stabwerke und Teilflächenbelastung nach DIN 1045-1 und Eurocode 2. In: Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009), S. 226-235.
- [43] DBV-Merkblatt „Begrenzung der Rissbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau“. Hrsg.: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V., Fassung 2006.
- [44] DAfStb-Richtlinie: Massige Bauteile aus Beton. Ausgabe 2010-04.
- [45] *Prietz, F.*: Vereinfachung der Regeln zur Beschränkung der Verformungen nach EC2 – Neuvorschlag für Decken des üblichen Hochbaus. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015) in Vorbereitung.
- [46] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E. V.: Beispiele zur Bemessung nach Eurocode 2. Band 1: Hochbau. Berlin: Ernst & Sohn 2011.
- [47] *Leonhardt, F.; Mönnig, E.*: Vorlesungen über Massivbau – Dritter Teil: Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau. Berlin: Springer-Verlag 1974.
- [48] DAfStb-Richtlinie: Qualität der Bewehrung – Ergänzende Festlegungen zur Weiterverarbeitung von Betonstahl und zum Einbau der Bewehrung. Ausgabe 2009-11.
- [49] DAfStb-Richtlinie: Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie). Ausgabe 2003-11.
- [50] *Ignatiadis, A.; Fingerloos, F.; Hegger, J.; Teworte, F.*: Auswertung der Europäischen Nationalen Anhänge zum Eurocode 2. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 12, S. 860-873.
- [51] *Ignatiadis, A.; Fingerloos, F.; Hegger, J.; Teworte, F.*: Eurocode 2 – Analysis of National Annexes. Structural Concrete 16 (2015), No. 1, p. 3-16.
- [52] PD 6687-1:2010: Background paper to the National Annexes to BS EN 1992-1 and BS EN 1992-3.
- [53] CEN/TR 15868:2009: Survey of national requirements used in conjunction with EN 206-1:2000.
- [54] *Walraven, J.; Gmainer, S.*: Vergleich der nationalen Anhänge der EN 1992-1-1 zum Thema Querkraft und Durchstanzen; In: Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 1, S.15-23.
- [55] *Siburg, C.; Hegger, J.*: Punching design of foundations according to Eurocode 2; In Proceedings of Third International Workshop Design of concrete structures using Eurocodes, Vienna 09/2012.
- [56] *Ricker, M.; Siburg, C.; Hegger, J.*: Durchstanzen von Fundamenten nach NA(D) zu Eurocode 2. In: Bauingenieur 87 (2012), Heft 6, S. 267-276.
- [57] *Ricker, M.; Siburg, C.*: Vergleich der Durchstanzbemessung nach Model Code 2010 und Eurocode 2. In: Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 11, S. 771-782.
- [220] DAfStb-Heft 220: Bemessung von Beton- und Stahlbetonbauteilen nach DIN 1045, Ausgabe Dezember 1978. Berlin: Ernst & Sohn, 2. überarbeitete Auflage 1979.
- [240] DAfStb-Heft 240: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken. Berlin: Beuth-Verlag, 3. überarbeitete Auflage 1991.
- [300] DAfStb-Heft 300: Hinweise zur DIN 1045, Ausgabe Dezember 1978. Erläuterung der Bewehrungsrichtlinien. Berlin: Ernst & Sohn, 1979.
- [344] DAfStb-Heft 344: *Wurm, P.; Daschner, F.*: Teilflächenbelastung von Normalbeton – Versuche an bewehrten Scheiben. Berlin: Ernst & Sohn, 1983.

- [400] DAfStb-Heft 400: Erläuterungen zu DIN 1045 "Beton- und Stahlbeton", Ausgabe 07.1988. Berlin: Beuth Verlag, 4. Auflage 1994.
- [425] DAfStb-Heft 425: Bemessungshilfsmittel zu Eurocode 2, Teil 1 (DIN V ENV 1992-1-1, Ausgabe 06.92). Berlin: Beuth Verlag, 1992.
- [430] DAfStb-Heft 430: *Jennewein, M.; Schäfer, K.*: Standardisierte Nachweise von häufigen D-Bereichen. Berlin: Beuth-Verlag, 1992.
- [466] DAfStb-Heft 466: *König, G.; Tue, N.*: Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton. Berlin: Beuth-Verlag, 1996.
- [478] DAfStb-Heft 478: *Sundermann, W.; Schäfer, K.*: Tragfähigkeit von Druckstreben und Knoten in D-Bereichen. Berlin: Beuth-Verlag, 1997.
- [525] DAfStb-Heft 525: Erläuterungen zu DIN 1045-1. Berlin: Beuth Verlag, 2. überarbeitete Auflage 2010.
- [555] DAfStb-Heft 555: Erläuterungen zur DAfStb-Richtlinie wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton. Berlin: Beuth Verlag, 2006.
- [600] DAfStb-Heft 600: Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2: DIN EN 1992-1-1). Berlin: Beuth Verlag 2012.



## Anhang A: Vergleichsrechnungen zu SDL Beton

Abb. A.1: Tabelle der  $\zeta$ -Werte nach den Verfahren PR, BL, SB und SP für Betone bis einschließlich C50/60 und Fehlergrößen

|    | A                         | B               | C                  | D                | E             | F      | G                    | H                                | I                    | J                                     | K                    | L                    | M                                     | N                                  | O                    | P                                     |
|----|---------------------------|-----------------|--------------------|------------------|---------------|--------|----------------------|----------------------------------|----------------------|---------------------------------------|----------------------|----------------------|---------------------------------------|------------------------------------|----------------------|---------------------------------------|
| 10 | Parabel-Rechteck-Diagramm |                 |                    |                  |               |        |                      | Bilineares Spannungsdiagramm EC2 |                      |                                       | Rechteckdiagramm EC2 |                      |                                       | Spannungsdiagramm-Vorschlag Prietz |                      |                                       |
| 11 | $\mu_{Eds}$               | $\varepsilon_c$ | $\varepsilon_{s1}$ | $\xi_{PR} = x/d$ | $\alpha_{ly}$ | $k_a$  | $\xi_{PR,C50} = z/d$ | $\xi_{BL} = x/d$                 | $\xi_{BL,C50} = z/d$ | Fehler (C50)<br>$\xi_{BL}/\xi_{PR}-1$ | $\xi_{SB} = x/d$     | $\xi_{SB,C50} = z/d$ | Fehler (C50)<br>$\xi_{SB}/\xi_{PR}-1$ | $\xi_{SP} = x/d$                   | $\xi_{SP,C50} = z/d$ | Fehler (C50)<br>$\xi_{SP}/\xi_{PR}-1$ |
| 12 | 0,0100                    | -0,77           | 25,00              | 0,030            | 0,3368        | 0,3457 | 0,990                | 0,030                            | 0,990                | 0,037%                                | 0,024                | 0,988                | -0,165%                               | 0,010                              | 0,995                | 0,539%                                |
| 13 | 0,0200                    | -1,15           | 25,00              | 0,044            | 0,4635        | 0,3530 | 0,985                | 0,044                            | 0,985                | 0,088%                                | 0,035                | 0,982                | -0,209%                               | 0,020                              | 0,990                | 0,541%                                |
| 14 | 0,0300                    | -1,46           | 25,00              | 0,055            | 0,5534        | 0,3602 | 0,980                | 0,055                            | 0,982                | 0,152%                                | 0,044                | 0,978                | -0,224%                               | 0,030                              | 0,985                | 0,470%                                |
| 15 | 0,0400                    | -1,76           | 25,00              | 0,066            | 0,6224        | 0,3680 | 0,976                | 0,066                            | 0,978                | 0,234%                                | 0,053                | 0,974                | -0,216%                               | 0,041                              | 0,979                | 0,375%                                |
| 16 | 0,0480                    | -2,00           | 25,00              | 0,074            | 0,6667        | 0,3750 | 0,972                | 0,074                            | 0,975                | 0,282%                                | 0,059                | 0,970                | -0,190%                               | 0,049                              | 0,975                | 0,303%                                |
| 17 | 0,0500                    | -2,06           | 25,00              | 0,076            | 0,6763        | 0,3769 | 0,971                | 0,076                            | 0,974                | 0,290%                                | 0,061                | 0,970                | -0,181%                               | 0,051                              | 0,974                | 0,287%                                |
| 18 | 0,0600                    | -2,37           | 25,00              | 0,086            | 0,7182        | 0,3867 | 0,967                | 0,086                            | 0,970                | 0,317%                                | 0,069                | 0,965                | -0,119%                               | 0,062                              | 0,969                | 0,219%                                |
| 19 | 0,0700                    | -2,68           | 25,00              | 0,097            | 0,7514        | 0,3963 | 0,962                | 0,097                            | 0,965                | 0,333%                                | 0,078                | 0,961                | -0,038%                               | 0,073                              | 0,963                | 0,166%                                |
| 20 | 0,0800                    | -3,01           | 25,00              | 0,107            | 0,7785        | 0,4050 | 0,956                | 0,107                            | 0,960                | 0,343%                                | 0,086                | 0,957                | 0,056%                                | 0,083                              | 0,958                | 0,121%                                |
| 21 | 0,0900                    | -3,35           | 25,00              | 0,118            | 0,8009        | 0,4128 | 0,951                | 0,118                            | 0,955                | 0,349%                                | 0,095                | 0,953                | 0,159%                                | 0,094                              | 0,952                | 0,081%                                |
| 22 | 0,0943                    | -3,50           | 25,00              | 0,123            | 0,8095        | 0,4160 | 0,949                | 0,123                            | 0,952                | 0,350%                                | 0,098                | 0,951                | 0,207%                                | 0,099                              | 0,950                | 0,064%                                |
| 23 | 0,1000                    | -3,50           | 23,29              | 0,131            | 0,8095        | 0,4160 | 0,946                | 0,131                            | 0,949                | 0,374%                                | 0,105                | 0,948                | 0,221%                                | 0,106                              | 0,946                | 0,064%                                |
| 24 | 0,1100                    | -3,50           | 20,71              | 0,145            | 0,8095        | 0,4160 | 0,940                | 0,145                            | 0,944                | 0,417%                                | 0,116                | 0,942                | 0,246%                                | 0,117                              | 0,940                | 0,063%                                |
| 25 | 0,1200                    | -3,50           | 18,55              | 0,159            | 0,8095        | 0,4160 | 0,934                | 0,159                            | 0,938                | 0,460%                                | 0,127                | 0,937                | 0,271%                                | 0,128                              | 0,935                | 0,060%                                |
| 26 | 0,1300                    | -3,50           | 16,73              | 0,173            | 0,8095        | 0,4160 | 0,928                | 0,173                            | 0,933                | 0,505%                                | 0,138                | 0,931                | 0,298%                                | 0,140                              | 0,929                | 0,057%                                |
| 27 | 0,1400                    | -3,50           | 15,16              | 0,188            | 0,8095        | 0,4160 | 0,922                | 0,188                            | 0,927                | 0,551%                                | 0,150                | 0,925                | 0,325%                                | 0,151                              | 0,922                | 0,052%                                |
| 28 | 0,1500                    | -3,50           | 13,80              | 0,202            | 0,8095        | 0,4160 | 0,916                | 0,202                            | 0,921                | 0,598%                                | 0,162                | 0,919                | 0,353%                                | 0,163                              | 0,916                | 0,047%                                |
| 29 | 0,1600                    | -3,50           | 12,61              | 0,217            | 0,8095        | 0,4160 | 0,910                | 0,217                            | 0,916                | 0,647%                                | 0,174                | 0,913                | 0,381%                                | 0,175                              | 0,910                | 0,040%                                |
| 30 | 0,1700                    | -3,50           | 11,56              | 0,232            | 0,8095        | 0,4160 | 0,903                | 0,232                            | 0,910                | 0,697%                                | 0,186                | 0,907                | 0,411%                                | 0,188                              | 0,904                | 0,033%                                |
| 31 | 0,1800                    | -3,50           | 10,62              | 0,248            | 0,8095        | 0,4160 | 0,897                | 0,248                            | 0,904                | 0,749%                                | 0,198                | 0,901                | 0,441%                                | 0,200                              | 0,897                | 0,025%                                |
| 32 | 0,1900                    | -3,50           | 9,78               | 0,264            | 0,8095        | 0,4160 | 0,890                | 0,264                            | 0,897                | 0,802%                                | 0,211                | 0,895                | 0,473%                                | 0,213                              | 0,890                | 0,016%                                |
| 33 | 0,2000                    | -3,50           | 9,02               | 0,280            | 0,8095        | 0,4160 | 0,884                | 0,280                            | 0,891                | 0,857%                                | 0,224                | 0,888                | 0,505%                                | 0,225                              | 0,884                | 0,006%                                |
| 34 | 0,2100                    | -3,50           | 8,33               | 0,296            | 0,8095        | 0,4160 | 0,877                | 0,296                            | 0,885                | 0,913%                                | 0,237                | 0,882                | 0,539%                                | 0,238                              | 0,877                | -0,004%                               |
| 35 | 0,2200                    | -3,50           | 7,71               | 0,312            | 0,8095        | 0,4160 | 0,870                | 0,312                            | 0,879                | 0,972%                                | 0,250                | 0,875                | 0,573%                                | 0,252                              | 0,870                | -0,014%                               |
| 36 | 0,2300                    | -3,50           | 7,13               | 0,329            | 0,8095        | 0,4160 | 0,863                | 0,329                            | 0,872                | 1,033%                                | 0,263                | 0,868                | 0,609%                                | 0,265                              | 0,863                | -0,024%                               |
| 37 | 0,2400                    | -3,50           | 6,60               | 0,346            | 0,8095        | 0,4160 | 0,856                | 0,346                            | 0,865                | 1,096%                                | 0,277                | 0,861                | 0,646%                                | 0,279                              | 0,856                | -0,034%                               |
| 38 | 0,2500                    | -3,50           | 6,12               | 0,364            | 0,8095        | 0,4160 | 0,849                | 0,364                            | 0,858                | 1,161%                                | 0,291                | 0,854                | 0,685%                                | 0,293                              | 0,848                | -0,044%                               |
| 39 | 0,2600                    | -3,50           | 5,67               | 0,382            | 0,8095        | 0,4160 | 0,841                | 0,382                            | 0,852                | 1,229%                                | 0,305                | 0,847                | 0,725%                                | 0,307                              | 0,841                | -0,053%                               |
| 40 | 0,2700                    | -3,50           | 5,25               | 0,400            | 0,8095        | 0,4160 | 0,834                | 0,400                            | 0,844                | 1,300%                                | 0,320                | 0,840                | 0,766%                                | 0,322                              | 0,833                | -0,062%                               |
| 41 | 0,2800                    | -3,50           | 4,86               | 0,419            | 0,8095        | 0,4160 | 0,826                | 0,419                            | 0,837                | 1,374%                                | 0,335                | 0,832                | 0,810%                                | 0,337                              | 0,825                | -0,070%                               |
| 42 | 0,2900                    | -3,50           | 4,49               | 0,438            | 0,8095        | 0,4160 | 0,818                | 0,438                            | 0,830                | 1,450%                                | 0,350                | 0,825                | 0,855%                                | 0,352                              | 0,817                | -0,076%                               |
| 43 | 0,3000                    | -3,50           | 4,15               | 0,458            | 0,8095        | 0,4160 | 0,810                | 0,458                            | 0,822                | 1,531%                                | 0,366                | 0,817                | 0,903%                                | 0,368                              | 0,809                | -0,080%                               |
| 44 | 0,3100                    | -3,50           | 3,82               | 0,478            | 0,8095        | 0,4160 | 0,801                | 0,478                            | 0,814                | 1,615%                                | 0,382                | 0,809                | 0,953%                                | 0,384                              | 0,801                | -0,081%                               |
| 45 | 0,3200                    | -3,50           | 3,52               | 0,499            | 0,8095        | 0,4160 | 0,793                | 0,499                            | 0,806                | 1,704%                                | 0,399                | 0,800                | 1,005%                                | 0,400                              | 0,792                | -0,080%                               |
| 46 | 0,3300                    | -3,50           | 3,23               | 0,520            | 0,8095        | 0,4160 | 0,784                | 0,520                            | 0,798                | 1,798%                                | 0,416                | 0,792                | 1,060%                                | 0,417                              | 0,783                | -0,075%                               |
| 47 | 0,3400                    | -3,50           | 2,95               | 0,542            | 0,8095        | 0,4160 | 0,774                | 0,542                            | 0,789                | 1,896%                                | 0,434                | 0,783                | 1,118%                                | 0,434                              | 0,774                | -0,065%                               |
| 48 | 0,3500                    | -3,50           | 2,69               | 0,565            | 0,8095        | 0,4160 | 0,765                | 0,565                            | 0,780                | 2,001%                                | 0,452                | 0,774                | 1,180%                                | 0,452                              | 0,764                | -0,049%                               |
| 49 | 0,3600                    | -3,50           | 2,44               | 0,589            | 0,8095        | 0,4160 | 0,755                | 0,589                            | 0,771                | 2,113%                                | 0,471                | 0,764                | 1,246%                                | 0,471                              | 0,755                | -0,025%                               |
| 50 | 0,3700                    | -3,50           | 2,20               | 0,614            | 0,8095        | 0,4160 | 0,745                | 0,614                            | 0,761                | 2,232%                                | 0,491                | 0,754                | 1,316%                                | 0,490                              | 0,745                | 0,007%                                |
| 51 | 0,3712                    | -3,50           | 2,17               | 0,617            | 0,8095        | 0,4160 | 0,743                | 0,617                            | 0,760                | 2,247%                                | 0,493                | 0,753                | 1,325%                                | 0,493                              | 0,743                | 0,012%                                |
| 52 | 0,3800                    | -3,50           | 1,97               | 0,640            | 0,8095        | 0,4160 | 0,734                | 0,640                            | 0,751                | 2,360%                                | 0,512                | 0,744                | 1,392%                                | 0,510                              | 0,734                | 0,052%                                |
| 53 | 0,3900                    | -3,50           | 1,75               | 0,667            | 0,8095        | 0,4160 | 0,723                | 0,667                            | 0,741                | 2,498%                                | 0,533                | 0,733                | 1,473%                                | 0,531                              | 0,723                | 0,111%                                |
| 54 | 0,4000                    | -3,50           | 1,53               | 0,695            | 0,8095        | 0,4160 | 0,711                | 0,695                            | 0,730                | 2,648%                                | 0,556                | 0,722                | 1,561%                                | 0,553                              | 0,712                | 0,190%                                |

Abb. A.2:  $\zeta$ -Werte nach den Verfahren PR, BL, SB und SP für Betone bis einschl. C50/60

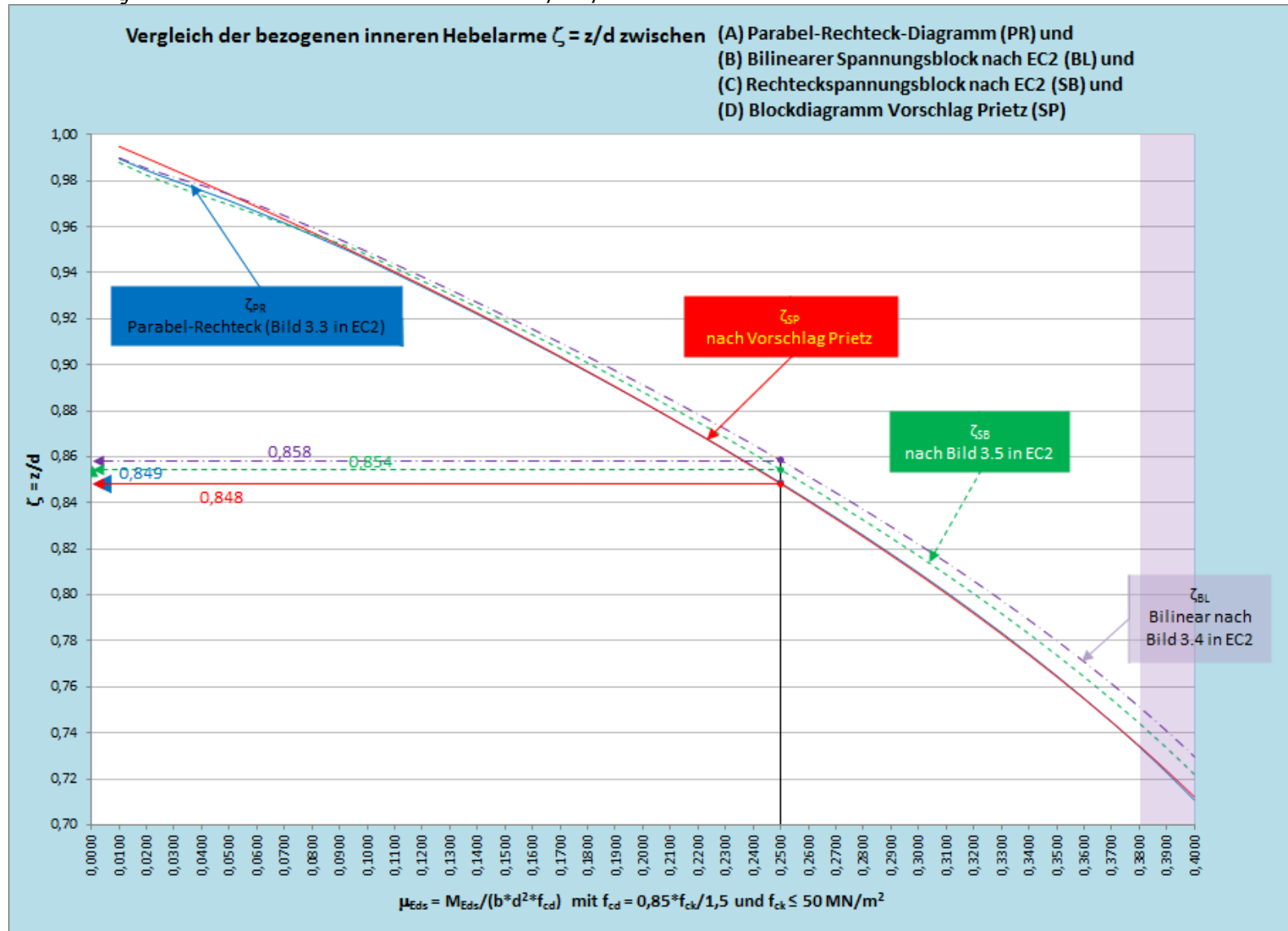




Abb. A.3:  $\zeta$ -Werte nach den Verfahren PR, BL, SB und SP für Betone bis einschl. C50/60 und Fehlergrößen

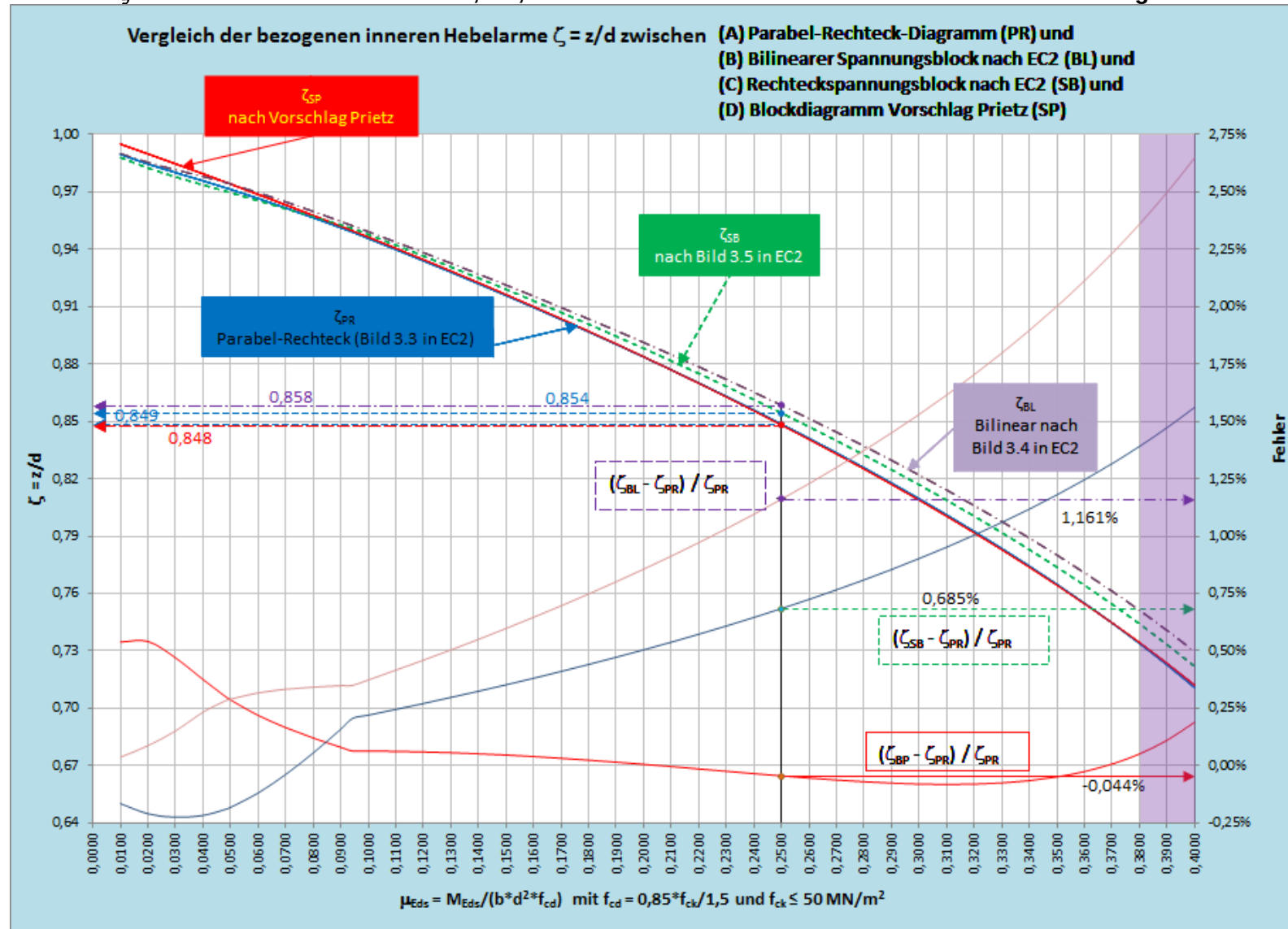




Abb. A.4:  $\zeta$ -Werte nach den Verfahren PR und SP für Betone bis C100/115 und Fehlergrößen

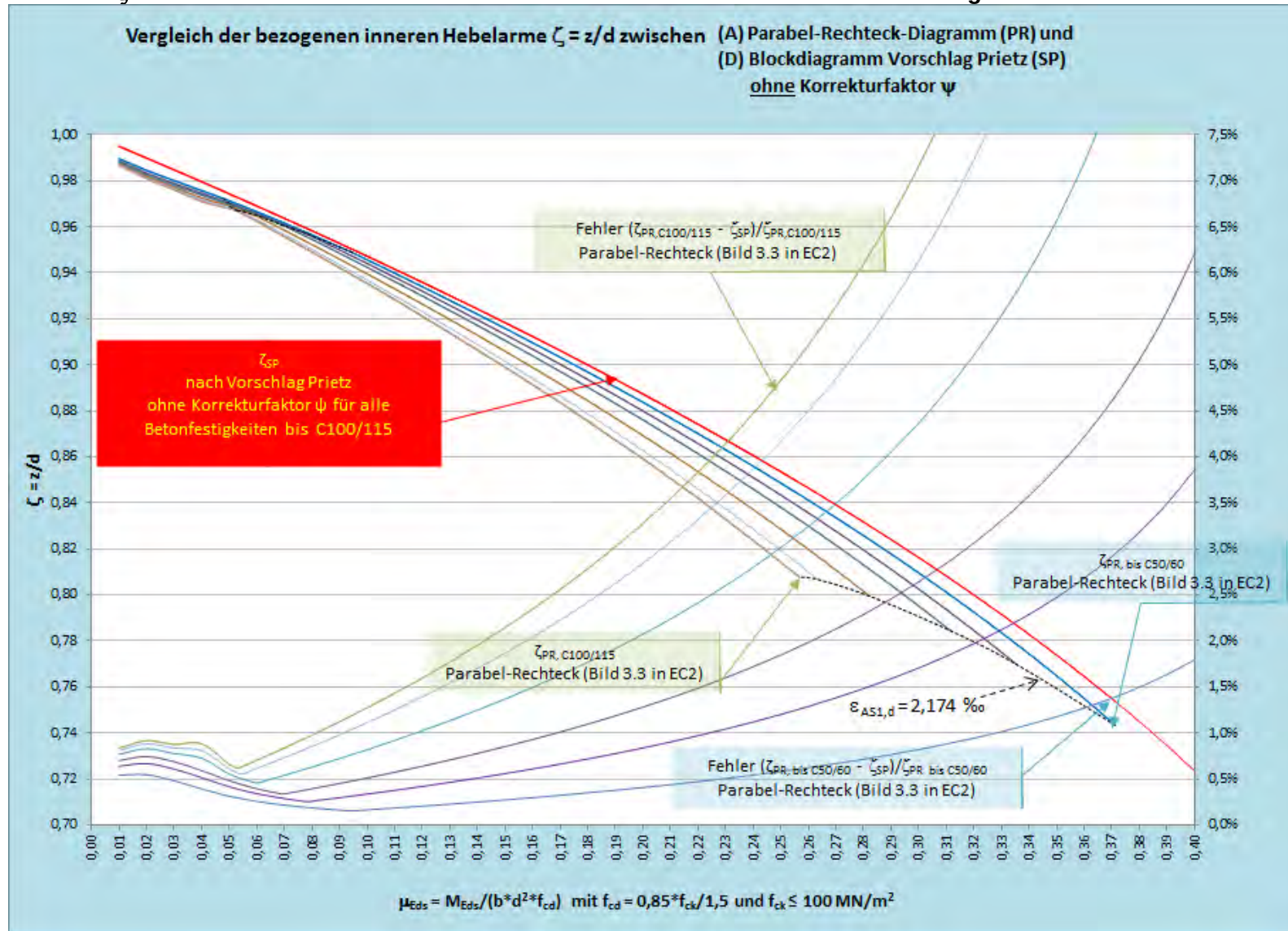


Abb. A.5:  $\zeta$ -Werte mit Korrekturfaktor  $\psi$  nach Gl. (3.22) den Verfahren PR und SP für Betone bis C100/115 und Fehlergrößen

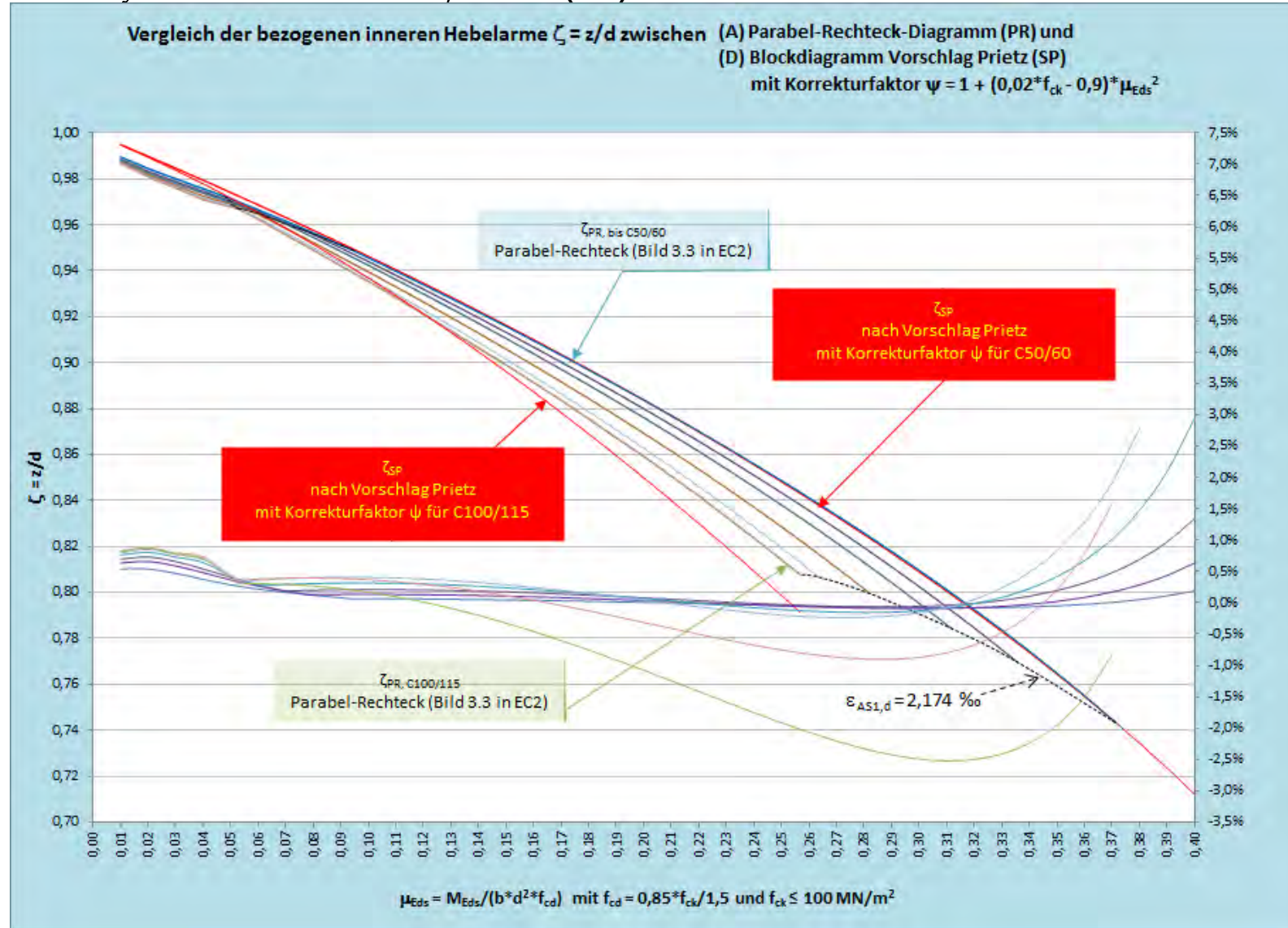
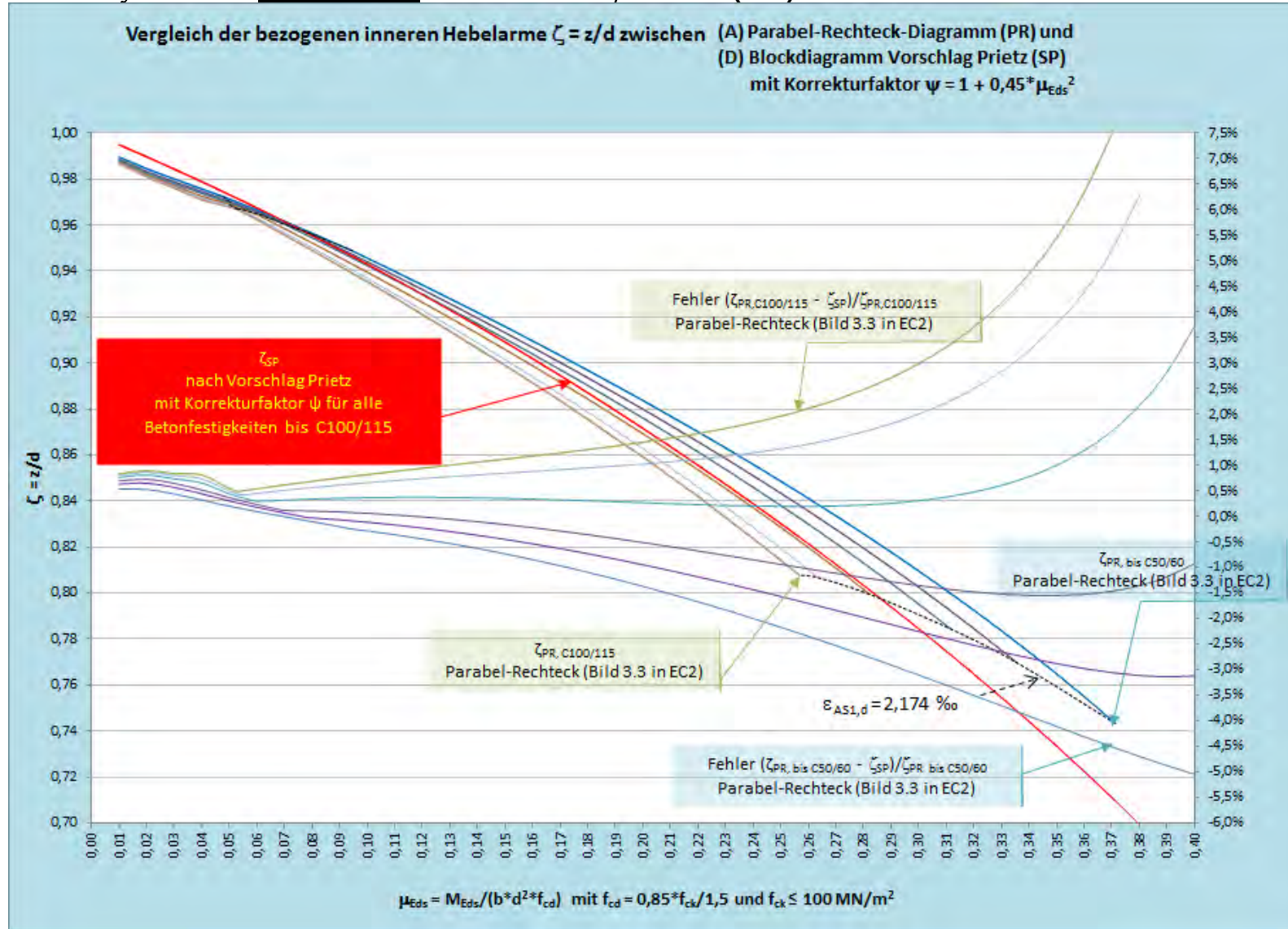




Abb. A.6:  $\zeta$ -Werte mit vereinfachtem Korrekturfaktor  $\psi$  nach Gl. (3.24) den Verfahren PR und SP für Betone bis C100/115 und Fehlergröße



## **Zukunft Bau**

### **KURZBERICHT**

---

#### **Titel**

Verbesserung der Praxistauglichkeit der Baunormen – Teilantrag 2: Betonbau

#### **Anlass/ Ausgangslage**

---

Ziel des Vorhabens war die pränormative Forschung im Vorfeld der praxisgerechten Überarbeitung und Weiterentwicklung des Eurocode 2 für den Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau (EN 1992-1-1).

Die Arbeiten folgten dem Grundsatz, dass zunächst in einer Anamnese Schwachstellen und Überregulierungen des Eurocode 2 zusammengetragen wurden. Dann wurde in einer Diagnose geprüft, inwieweit diese Defizite in der Praxis Bedeutung haben, um anschließend Verbesserungen und Vereinfachungen im Sinne einer Therapie zu erarbeiten und durch Vergleichsrechnungen zu validieren. Bedarfsweise wurden die Auswirkungen der Verbesserungsvorschläge zum Eurocode 2 auch an konkreten Bauteilen untersucht und mit den Bemessungsergebnissen des bisherigen Eurocode 2 verglichen. Die Ergebnisse dieser Forschungsarbeiten sollen in die deutschen und europäischen Normungsgremien eingebracht werden.

#### **Gegenstand des Forschungsvorhabens**

---

Als verbesserungswürdige Eurocode 2-Schwerpunkthemen haben sich aus deutscher Anwendersicht die Querkraft- und Durchstanzbemessung, die Regelungen zur Rissbreitenbegrenzung und zur vereinfachten Verformungsbegrenzung und zum Teil die Bewehrungs- und Konstruktionsregeln herausgestellt.

Die erarbeiteten Verbesserungsvorschläge und Vereinfachungen im Sinne einer Therapie zu den meisten Kapiteln des Eurocode 2 wurden bei Bedarf durch Vergleichsrechnungen überprüft oder mit statistischen Auswertungen an Versuchsdatenbanken validiert.

Die umfangreichsten Eingriffe und Änderungsvorschläge wurden dabei im Bereich der Nachweisformate zum Durchstanzen vorgenommen. Dabei ist es gelungen, die Nachweise für Flachdecken und Fundamente sowohl ohne als auch mit Durchstanzbewehrung unter Nutzung eines engeren Vergleichsrundschnitts wieder in ein gemeinsames Nachweisformat zu bringen. Hierfür wurden kalibrierte Anpassungsfaktoren für Beton- und Stahltraganteile bauteilbezogen abgeleitet. Auf die bisherige aufwändige Iteration bei (gedrungenen) Fundamenten kann so verzichtet werden. Eine Vielzahl von Regelungen für Sonderfälle und nationale NCI-Ergänzungen können dann ebenfalls gestrichen werden.

Bei allen bearbeiteten Themen wurde auch die weitere Harmonisierung des Eurocode 2 durch Reduktion der NDP und insbesondere der deutschen Zusatzregeln als wesentliches Bearbeitungsziel berücksichtigt. Ausgangspunkt hierfür war eine umfangreiche Analyse der Nationalen Anhänge von 28 europäischen Ländern zu EN 1992-1-1 die es erlaubte, Übereinstimmungen und Unterschiede in Europa zu quantifizieren und zu qualifizieren. Auf dieser Basis wurden viele Streichungen oder Vereinfachungen von NDP und NCI vorgeschlagen.

## Fazit

---

Es wurden pränormative Verbesserungsvorschläge und Vereinfachungen im Sinne einer Therapie zu den meisten Kapiteln des Eurocode 2 erarbeitet. Im Vordergrund stand die Verbesserung der Anwenderfreundlichkeit auf Basis der bisherigen Erfahrungen in Deutschland und der Analyse aktueller Fachliteratur. Bei allen bearbeiteten Themen wurde auch eine Reduktion der Anzahl der NDP und insbesondere der deutschen Zusatzregeln erreicht. Die Therapievorschläge mündeten in laufend überarbeitete und praxistaugliche Entwürfe von Normentexten für den Eurocode 2 selbst und für den zugehörigen Nationalen Anhang.

Im Rahmen der laufenden Auswertung der europäischen Kommentare aus der systematischen Überprüfung und bei der Überarbeitung des Eurocode 2 bis zur Fertigstellung des neuen Normentwurfs etwa bis Ende 2016 müssen zukünftig Änderungs- und Verbesserungsvorschläge aus anderen Ländern diskutiert werden. Dabei kommt es darauf an, diese Vorschläge aus Sicht der Anwenderfreundlichkeit, Sicherheit und Wirtschaftlichkeit zu beurteilen (z. B. durch Vergleichsrechnungen) und mit den deutschen Vorschlägen zu vergleichen. Im Rahmen dieses Prozesses wird es zu weiterer Überarbeitung und Optimierung der Vorschläge kommen und es werden identifiziert sich ggf. neue Forschungsthemen ergeben, die bisher noch nicht als Schwerpunkte worden sind.

## Eckdaten

---

Kurztitel: Verbesserung der Praxistauglichkeit von Eurocode 2

Forscher: Dr.-Ing. Frank Fingerloos (Projektleiter)  
Dr.-Ing. Wolfgang Finckh  
Univ. Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger  
Dr.-Ing. Heinrich Hochreither  
Dipl.-Ing. Anett Ignatiadis  
Dr.-Ing. Franz-Michael Jenisch  
Dipl.-Ing. Markus Landgraf  
Prof. Dipl.-Ing. Frank Prietz  
Dr.-Ing. Walter Schmitt  
Dr.-Ing. Konrad Schuster  
Dr.-Ing. Enrico Schwabach

Projektleitung:  
Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V., 10785 Berlin, Kurfürstenstraße 129

Gesamtkosten: 342.400 €

Anteil Bundeszuschuss: 150.000 €

Projektlaufzeit: September 2012 bis Januar 2015



## **Future Construction**

### **SHORT REPORT**

---

#### **Title**

Improvement of the practical application of construction standards –  
Project part 2: Concrete construction

#### **Reason/ Initial situation**

---

The purpose of the research project was the pre-normative research in preparation of the practice-oriented updates and further development of Eurocode 2 for the design of concrete structures (EN 1992-1-1).

The research followed the strategy that first of all vulnerabilities and excessive regulations of Eurocode 2 were assembled as part of an anamnesis. Then, as part of a diagnosis phase it was reviewed, in how far these deficits have relevance in practice. Subsequently improvements and simplifications were developed as a remedy to the issues and partly validated using comparative analysis. The effects of the proposals to Eurocode 2 have been investigated with real members and were compared with design results of the current code if required. The results of this research should be implemented in the German and European standard committees.

#### **Object of the research project**

---

From the point of view of German users there are some key topics in Eurocode 2 which have been identified as in need of improvement. These are the shear and punching design, the rules for crack control and for simplified deformation control as well as parts of the reinforcement and detailing rules.

The identified remedial proposals and simplifications to most of the chapters of Eurocode 2 have been checked by comparative analysis or validated by statistical evaluation of data-bases if required.

The most extensive interventions and changes have been implemented in the design format for punching. The verification for slabs and foundations both without and with shear reinforcement has been successfully combined using a smaller control perimeter in a common format. In this context calibrated adjustment factors for concrete and steel resistance parts have been established for different member types. Therefore the current elaborated iteration for (compact) foundation can be cancelled. Thus also a lot of special rules and national NCI additions can be deleted.

An essential target of revising the topics was the further harmonisation of Eurocode 2 by reduction of NDP and especially of the German additional rules. Starting point was an extensive analysis of the National Annexes to EN 1992-1-1 of 28 European countries, thus allowing to quantify and qualify accordances and differences in Europe. On that basis many cancellations or simplifications of NDP and NCI have been proposed.

## Conclusion

---

In the research project pre-normative proposals for improvement and simplification for most chapters of Eurocode have been identified in the sense of a remedy. The focus was on improvement of ease of use based on the previous experiences in Germany and based on analysis of specialist literature. In all revised topics a reduction of the number of NDP and of German additional rules has been achieved. The remedial proposals led to updated and practice-oriented drafts of code texts for Eurocode 2 and for the related National Annex.

Within the scope of the ongoing evaluation of the European collated comments after the systematic review and during the rework of Eurocode 2 up to the next official code draft (expected end of 2016) future proposals for change and improvement of other countries have to be discussed. Thereby it is necessary to assess these proposals from the point of view of ease of use, safety and economy (e. g. by comparative analysis) and to compare with the German proposals. During this process further rework and optimisation of the proposals are expected. Eventually new research topics will be established which have not been identified as key topics so far.

## Project data

---

Short title: Improvement of the practical application of Eurocode 2

Researcher: Dr.-Ing. Frank Fingerloos (Project manager)  
Dr.-Ing. Wolfgang Finckh  
Univ. Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger  
Dr.-Ing. Heinrich Hochreither  
Dipl.-Ing. Anett Ignatiadis  
Dr.-Ing. Franz-Michael Jenisch  
Dipl.-Ing. Markus Landgraf  
Prof. Dipl.-Ing. Frank Prietz  
Dr.-Ing. Walter Schmitt  
Dr.-Ing. Konrad Schuster  
Dr.-Ing. Enrico Schwabach

Project management:  
Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V., 10785 Berlin, Kurfuerstenstrasse 129

Total costs: 342.400 €

Part of Federal grant: 150.000 €

Project term: September 2012 till Januar 2015

## **Verbesserung der Praxistauglichkeit der Baunormen durch pränormative Arbeit – Teilantrag 2: Betonbau**

### **Pressemitteilung**

Im Rahmen des BBSR-Forschungsvorhabens „Verbesserung der Praxistauglichkeit der Baunormen durch pränormative Arbeit“ wurde ein Beitrag im Vorfeld der praxisgerechten Überarbeitung und Weiterentwicklung des Eurocode 2 (EN 1992-1-1) geleistet, mit dem Ziel anwenderfreundlichere und europäisch weiter harmonisierte Regeln für die nächste Normengeneration 2020+ vorzubereiten. Dazu wurden wesentliche im Rahmen der Initiative PraxisRegelnBau (PRB) innerhalb der Projektgruppe 2 (Betonbau) durchgeführte Arbeiten in das Projekt eingebracht.

Als verbesserungswürdige Eurocode 2-Schwerpunkthemen haben sich aus deutscher Anwendersicht die Querkraft- und Durchstanzbemessung, die Regelungen zur Rissbreitenbegrenzung und zur vereinfachten Verformungsbegrenzung und zum Teil die Bewehrungs- und Konstruktionsregeln herausgestellt.

Im Vordergrund stand die Verbesserung der Anwenderfreundlichkeit auf Basis der bisherigen Erfahrungen in Deutschland und der Analyse aktueller Fachliteratur. Die erarbeiteten Verbesserungsvorschläge und Vereinfachungen im Sinne einer Therapie zu den meisten Kapiteln des Eurocode 2 wurden bei Bedarf durch Vergleichsrechnungen überprüft oder mit statistischen Auswertungen an Versuchsdatenbanken validiert.

Die umfangreichsten Eingriffe und Änderungsvorschläge wurden dabei im Bereich der Nachweisformate zum Durchstanzen vorgenommen. Dabei ist es gelungen, die Nachweise für Flachdecken und Fundamente sowohl ohne als auch mit Durchstanzbewehrung unter Nutzung eines engeren Vergleichsrundschnitts wieder in ein gemeinsames Nachweisformat zu bringen. Hierfür wurden kalibrierte Anpassungsfaktoren für Beton- und Stahltraganteile bauteilbezogen abgeleitet. Auf die bisherige aufwändige Iteration bei (gedrungenen) Fundamenten kann so verzichtet werden. Eine Vielzahl von Regelungen für Sonderfälle und nationale NCI-Ergänzungen können dann ebenfalls gestrichen werden.

Bei allen bearbeiteten Themen wurde auch die weitere Harmonisierung des Eurocode 2 durch Reduktion der NDP und insbesondere der deutschen Zusatzregeln als wesentliches Bearbeitungsziel berücksichtigt. Ausgangspunkt hierfür war eine umfangreiche Analyse der Nationalen Anhänge von 28 europäischen Ländern zu EN 1992-1-1 die es erlaubte, Übereinstimmungen und Unterschiede in Europa zu quantifizieren und zu qualifizieren. Auf dieser Basis wurden viele Streichungen oder Vereinfachungen von NDP und NCI vorgeschlagen.

Die Therapievorschläge mündeten in laufend überarbeitete und praxistaugliche Entwürfe von Normentexten für den neuen Eurocode 2 selbst und für den zugehörigen neuen Nationalen Anhang.

## **Verbesserung der Praxistauglichkeit der Baunormen durch pränormative Arbeit – Teilantrag 2: Betonbau**

### **Anwendung der Forschungsergebnisse**

Im Rahmen des BBSR-Forschungsvorhabens „Verbesserung der Praxistauglichkeit der Baunormen durch pränormative Arbeit“ wurden im Vorfeld der praxisgerechten Überarbeitung und Weiterentwicklung des Eurocode 2 (EN 1992-1-1) anwenderfreundlichere und europäisch weiter harmonisierte Regeln für die nächste Normengeneration 2020+ vorgeschlagen.

Die Therapievorschläge münden in laufend überarbeitete und praxistaugliche Entwürfe von Normentexten für den neuen Eurocode 2 selbst und für den zugehörigen neuen Nationalen Anhang. Sie dienen als Beitrag zur laufenden Diskussion in den zuständigen Normenausschssen und in betroffenen Fachverbänden (z. B. Fertigteilverband FDB).

Die Forschungsergebnisse sollen durch Beiträge in Fachzeitschriften, wie „Beton- und Stahlbetonbau“ oder „Structural Concrete“ und durch Vorträge auf deutschen und europäischen Fachtagungen verbreitet werden. Hintergründe und Bemessungshilfsmittel werden wieder in EC2-Kommenaren in Buchform veröffentlicht werden. Die Ergebnisse von Vergleichsrechnungen mit den endgültigen Regelungen im neuen Eurocode werden auch in Sekundärliteratur einfließen, z. B. in die DBV-Beispielbcher zum EC2.

Seitens der Initiative PraxisRegelnBau (PRB) wurde im Dezember 2014 ein internationaler Workshop mit europäischen Fachkollegen durchgeführt, um erste PRB-Forschungsergebnisse auf europäischer Ebene vorzustellen und auch Erfahrungen bei der Anwendung der Eurocodes in anderen Ländern zu diskutieren. Außerdem wurden im Herbst 2012 und 2013 PRB-Informationsveranstaltungen für deutsche Anwender angeboten. Darüber hinaus hatten die Ingenieurverbnde BVPI und VBI in 2014 zwei Informationsveranstaltungen über die bisherigen PRB-Arbeiten organisiert.

Die nächste Informationsveranstaltung über die PRB-Arbeiten zum EC2 findet auf Einladung des LVS Bayern, der Bayerischen Ingenieurekammer Bau und der Obersten Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern, für Bau und Verkehr am 19.05.2015 statt.

Solche Informations- und Diskussionsveranstaltungen mit den betroffenen Anwendern sollen auch in den nächsten Jahren bis zur bauaufsichtlichen Einführung des neuen Eurocode 2 in Deutschland immer wieder durchgeführt werden.