

F 2959

Carl-Alexander Graubner, Christoph Alfes
Wolfgang Brameshuber, Wolfram Jäger, Werner Seim

Verbesserung der Praxistauglichkeit der Baunormen durch pränormative Arbeit

Teilantrag 5: Mauerwerksbau

F 2959

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

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

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

© by Fraunhofer IRB Verlag

2015

ISBN 978-3-8167-9581-0

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

www.baufachinformation.de

www.irb.fraunhofer.de/tauforschung

PraxisRegelnBau

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



Verbesserung der Praxistauglichkeit der Baunormen durch pränormative Arbeit – Teilantrag 5: Mauerwerksbau

BBSR-Forschungsvorhaben

Az.: II 3-F20-10-1-085_PG5 / SWD-10.08.18.7-13.11

Zuwendungsbescheid vom 15.05.2013

ABSCHLUSSBERICHT

Berichtszeitraum:

Mai 2013 bis Mai 2015

Forschende Stelle:

**Deutsche Gesellschaft für Mauerwerks- und Wohnungsbau e.V.
10969 Berlin, Kochstraße 6-7**

Aufgestellt: 11.05.2015

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner (ab 12.2014)
Dr.-Ing. Christoph Alfes (bis 11.2014)

Bearbeiter: Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Brameshuber Teilprojekt 1
Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner Teilprojekt 2
Prof. Dr.-Ing. Wolfram Jäger Teilprojekt 3
Prof. Dr.-Ing. Werner Seim Teilprojekt 4
Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner Projekt 5

Die Forschungsvorhaben 1 bis 4 werden mit Mitteln der Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesinstitutes für Bau-, Stadt- und Raumforschung gefördert.

Das Forschungsprojekt 5 wird ausschließlich mit Eigenmitteln der Initiative Praxisgerechte Regelwerke im Bauwesen e.V. gefördert.

Die Verantwortung für den Inhalt des Berichtes liegt beim jeweiligen Autor.

Dieser Bericht umfasst 184 Seiten.

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

Inhaltsverzeichnis

0	Einführung	5
0.1	Antrag	5
0.2	Bescheid	5
0.3	Kurzbegründung der Auswahl der gewählten Forschungsthemen.....	6
0.4	Überblick der Forschungsinhalte.....	7
0.5	Betroffene Eurocodes	8
0.6	Mitarbeiter der Projektgruppe 5	9
1	Teilprojekt 1: „Materialkennwerte“ (Brameshuber)	11
1.1	Anamnese.....	11
1.2	Diagnose.....	12
1.3	Therapie.....	13
1.3.1	Zeitliche Abfolge der Arbeitspakete	13
1.3.2	Entwicklung Zwischennorm	15
2	Teilprojekt 2: „Knicken“ (Graubner)	33
2.1	Anamnese.....	33
2.2	Diagnose.....	35
2.2.1	Analyse des Tragverhaltens von unbewehrtem Mauerwerk	35
2.2.2	Einspruch des Landes Dänemark.....	36
2.2.3	Einfluss des Kriechens.....	40
2.2.4	Traglastabminderung infolge des Stabilitätseinflusses	41
2.2.5	Knicklänge	42
2.3	Therapie.....	44
2.3.1	Vereinfachter Bemessungsvorschlag für die normative Regelung.....	44
2.3.2	Knicklänge von Wänden unter voll- und teilaufliegenden Decken	49
2.4	Weitere Ergebnisse der Vergleichsrechnungen	50
2.4.1	Vergleichsrechnungen bezüglich des Einspruches seitens des Landes Dänemarks mit geringen Elastizitätsmoduln	50
2.4.2	Vergleichsrechnungen bezüglich des Einspruches seitens des Landes Dänemarks mit hohen Elastizitätsmoduln	53
2.4.3	Weitere Vergleichsrechnungen für den neuen Bemessungsvorschlag minimalen K_E -Werten.....	55
2.4.4	Weitere Vergleichsrechnungen für den neuen Bemessungsvorschlag maximalen K_E -Werten.....	58

2.5 Zusammenfassung	60
2.6 Unterlagen zu Kapitel 2.....	61
3 Teilprojekt 3: „Großer Scheibenschub“ (Jäger)	63
3.1 Anamnese.....	63
3.1.1 DIN EN 1996-1-1	63
3.1.2 DIN EN 1996-3/NA:2012-01	63
3.1.3 Bisheriges Vorgehen.....	63
3.2 Diagnose.....	68
3.3 Therapie.....	68
3.3.1 Matrizenschreibweise	68
3.3.2 Verformung der Einzelscheibe	74
3.3.3 Steifigkeitsmatrix für den eingespannt-eingespannten Stab, gerissen....	78
3.3.4 Iterative Berechnung.....	79
3.3.5 Beispiele	81
3.3.6 Fazit	89
3.4 Unterlagen zu Kapitel 2.5.....	89
4 Teilprojekt 4: „Kleiner Scheibenschub“ (Seim)	93
4.1 Einführung	93
4.2 Anamnese - Zustandserfassung	95
4.2.1 Schubnachweis in Europa und in Deutschland	95
4.2.2 Schubnachweis nach DIN EN 1996-1-1.....	96
4.2.3 Schubnachweis nach DIN EN 1996-3.....	98
4.2.4 Schubnachweis und technische Mechanik	98
4.2.5 Zwischenbilanz	101
4.3 Analyse	102
4.3.1 Transparenz und Schlüssigkeit.....	102
4.3.2 Vergleichbarkeit und Vereinfachung	103
4.3.3 Exkurs – Genese normativer Regelungen	105
4.4 Therapie - Vorschlag für die normative Regelung.....	106
4.4.1 Transparenz und Anschaulichkeit - Formeln.....	106
4.4.2 Vergleichbarkeit und Vereinfachung – Vorgehensweise	107
4.4.3 Interaktionsdiagramme nach EN 1996 - Herleitung	110
4.4.4 Interaktionsdiagramme nach DIN EN 1996/NAD - Herleitung.....	114
4.4.5 Interaktionsdiagramme - Beispiele.....	117

4.5 Kleiner Scheibenschub – Zusammenfassung und Ausblick.....	121
4.6 Unterlagen zu Kapitel 4.....	121
5 Projekt 5: Analyse verschiedener nationaler Anhänge zu Eurocode 6 (Graubner).....	123
5.1 Einleitung.....	123
5.2 Übersicht der Regelungen der untersuchten Länder	124
5.3 Gegenüberstellung der NDPs zu EN 1996-1-1	127
5.4 Gegenüberstellung der NDPs zu EN 1996-2	164
5.5 Gegenüberstellung der NDPs zu EN 1996-3	170
5.6 Harmonisierungspotential	176
5.7 Zusammenfassung des Vergleiches der nationalen Anhänge	180
5.8 Normen zu Kapitel 5	180
6 Zusammenfassung und Ausblick.....	183

0 Einführung

0.1 Antrag

Im Rahmen der Forschungsinitiative Bau des BMUB (Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, ehemals BMVBS) wurde über PRB (Initiative Praxisgerechte Regelwerke im Bauwesen e. V.) ein Forschungsvorhaben „Verbesserung der Praxistauglichkeit der Baunormen – Teilantrag 5: Mauerwerksbau“ mit einer Laufzeit von zwei Jahren beantragt.

Die Gesamtkosten des Forschungsprojekts belaufen sich auf 306.000 Euro, wovon 150.000 Euro vom BMUB gefördert wurden.

Ziele des Forschungsvorhabens sind Vereinfachungen oder Verbesserungen des Eurocode 6 mit den in Abschnitt 0.5 angegebenen Teilen.

0.2 Bescheid

Der Bescheid wurde mit Datum vom 15. Mai 2013 vom Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumordnung (BBSR) erteilt.

Die Laufzeit beträgt zwei Jahre, d. h. von 05.2013 bis 05.2015.

Tabelle 0.1: Übersicht der vertraglichen Regelungen von PRB mit den Forschungsnehmern

Teilprojekt	Thema	Forscher	Datum der Vertragsunterzeichnung	
			WLV	ZWB
TP 1	Materialkennwerte	Prof. Brameshuber	30.01.2014	21.01.2014
TP 2	Knicken	Prof. Graubner	25.01.2014	25.01.2014
TP 3	Großer Scheibenschub	Prof. Jäger	11.11.2013	11.11.2013
TP 4	Kleiner Scheibenschub	Prof. Seim	20.01.2014	20.01.2014

Abkürzungen:
TP: Teilprojekt
WLV: Weiterleitungsverträge
ZWB: Zuwendungsbescheid

Seitens der PRB-Initiative e. V. wurden Weiterleitungsverträge (WLV) und Zuwendungsbescheide (ZWB) mit den Forschungsnehmern abgeschlossen, deren Abschlussdatum in Tabelle 0.1 angegeben ist. Die Bearbeitung der Forschungsarbeiten begann damit etwa ein halbes Jahr später als im Bescheid vorgesehen. Durch eine Intensivierung der Bearbeitung konnten jedoch alle Forschungsziele innerhalb der Projektlaufzeit erreicht werden.

0.3 Kurzbegründung der Auswahl der gewählten Forschungsthemen

Die Auswahl der für den Forschungsantrag gewählten Themen ist damit begründet, dass die vier Themenbereiche

- Materialkennwerte Teilprojekt 1
- Knicken Teilprojekt 2
- Großer Scheibenschub Teilprojekt 3
- Kleiner Scheibenschub Teilprojekt 4

höchste Relevanz für die Baupraxis aufweisen.

Die Vermischung von den Bemessungs- und Baustoffregularien in Eurocode 6 erschwert deren Anwendung in der Ingenieurpraxis. Durch die Entzerrung und Überarbeitung der Regelungen in Teilprojekt 1 soll die Handhabbarkeit erheblich vereinfacht werden.

Der derzeit gültige Ansatz zur Beschreibung des Stabilitätsversagens ist komplex und nur bedingt praxistauglich. Mit Teilprojekt 2 soll die wissenschaftliche Grundlage für eine vereinfachte Regelung geschaffen werden, die für die Vertretung von deutschen Interessen im Zuge der Überarbeitung unabdingbar ist.

In der Praxis bereitet der Nachweis der aussteifenden Wände teilweise Schwierigkeiten, da die Aufteilung der Horizontallasten von Aussteifungssystemen aus Mauerwerkswänden bisher nicht ausreichend genau abgebildet wird. Das Teilprojekt 3 soll hierfür fundierte Grundlagen schaffen, mit denen auch die vereinfachten deutschen Regelungen in eine europäische Regelung überführt werden können.

Das Teilprojekt 4 soll das Nachweisverfahren zur Sicherstellung der Querkrafttragfähigkeit von in Scheibenrichtung beanspruchten Mauerwerkswänden vereinfachen, was für die Praxis einen Gewinn darstellt.

Ein ergänzendes Forschungsprojekt 5 „Analyse verschiedener nationalen Anhänge zum Eurocode 6“ welches ausschließlich seitens der Praxisinitiative Bau (PRB) finanziell gefördert wurde beschäftigt sich mit der Harmonisierung der nationalen Anhänge zum Eurocode 6 und ist damit für die weitere Verfolgung nationaler Interessen im Zuge der anstehenden Überarbeitung des Eurocodes 6 für Deutschland von zentraler Bedeutung.

0.4 Überblick der Forschungsinhalte

Den Bezug der einzelnen Teilprojekte zu den verschiedenen Teilen von EN 1996 zeigt Tabelle 0.2.

Tabelle 0.2: Übersicht - Bezug der Teilprojekte zu den Eurocode 6-Teilen

Teil-Projekt	Thema	Forscher	Bezug zu den Normen		
			EC 6-1-1	EC 6-2	EC 6-3
TP 1	Materialkennwerte	Prof. Brameshuber	X	X	
TP 2	Knicken	Prof. Graubner	X		X
TP 3	Großer Scheibenschub	Prof. Jäger	X		X
TP 4	Kleiner Scheibenschub	Prof. Seim	X		
P 5	Nationale Anhänge	Prof. Graubner	X	X	X

Teilprojekt 1 dient der Anpassung der Normungsteile von DIN EN 1996 an die bei anderen Baustoffen verwendete Gliederung. Es ist vorgesehen alle baustoffspezifischen normativen Festlegungen aus den Teilen 1-1, 2 und 3 von DIN EN 1996 zu eliminieren und in einen neuen Teil DIN EN 1996-XX zusammenzufassen. Damit werden alle Normenteile auf die jeweils wesentlichen Inhalte gestrafft und die Überarbeitung der Vorschrift bei Veränderung der Baustoffeigenschaften erleichtert.

Teilprojekt 2 „Knicken“ befasst sich mit einer möglichen Vereinfachung der in DIN EN 1996-1-1 Anhang G angegebenen komplexen Beziehung zur Beschreibung des Stabilitätsversagens von Mauerwerkswänden. Ziel ist es die Vielzahl der Eingangsparameter zu reduzieren und gleichzeitig die Traglastfunktion derart zu vereinfachen, dass der Einfluss des Kriechens integral erfasst wird.

Teilprojekt 3 beschäftigt sich mit der Aufteilung der einwirkenden Horizontallasten bei mehreren aussteifenden Scheiben je Richtung eines Bauwerkes. Mit Hilfe eines entwickelten Verfahrens soll eine fundierte Lastumlagerung innerhalb des Aussteifungssystems ermöglicht werden. Die nachgewiesenen Tragreserven rechtfertigen nach Meinung des Forschers den Verzicht auf den Nachweis der Aussteifung bei offensichtlich ausgesteiften Gebäuden. Das Ergebnis der Forschungsarbeit dient damit auch der Durchsetzung der Beibehaltung des vereinfachten Nachweisverfahrens nach DIN EN 1996-3 auf europäischer Ebene.

Teilprojekt 4 beinhaltet die Möglichkeit einer Vereinfachung des Nachweises der Querkrafttragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit durch die Zusammenfassung relevanter Eingangsparameter in eine Eingangsgröße, welche tabellarisch angegeben wird. Gleichzeitig soll der Nachweis auf eine einheitlich kraftbezogene Formulierung für unterschiedliche Versagensarten umgestellt werden.

Das ausschließlich PRB-geförderte Projekt 5 dient als Grundlage zur Vertretung deutscher Interessen in Europa bei der Festlegung national zu bestimmenden Parameter. Die Analyse und Gegenüberstellung der landesspezifischen Regelungen er-

leichtern das Verständnis für die Interessenlage anderer Länder. Dies ist in Bezug auf die zukünftige Normungsarbeit in den nächsten Jahren von entscheidendem Vorteil.

Grundsätzlich ist festzustellen, dass die von den Forschern erarbeiteten Ergebnisse Vorschläge zur Vereinfachung der Regelungen in EC 6 beinhalten, deren Umsetzung in normative Festlegungen jedoch stets noch vom zuständigen nationalen Normungsgremium (Spiegelausschuss NA 005-06-01 AA) zu beschließen ist. Dies gilt insbesondere für das Teilprojekt 1, wo durch das Herausfiltern von Baustoffwerten aus den vorliegenden Teilen des EC 6, diese verschlankt werden und ein zusätzlicher Normenteil entsteht. Letzteres gilt auch für den in Teilprojekt 2 entwickelten vereinfachten Bemessungsvorschlag für das Tragverhalten von Mauerwerkswänden unter Berücksichtigung der Verformungen nach Theorie II. Ordnung unter Vernachlässigung der Auswirkungen des Materialkriechens. Die Ergebnisse des Teilprojektes 3 (Prof. Jäger) zur Modellierung des Tragverhaltens von Wandscheiben dienen im Wesentlichen als Grundlage für die Durchsetzung der deutschen Interessen bei der Überarbeitung von EC 6 Teil 3. Die von Prof. Seim in Teilprojekt 4 vorgeschlagenen Vereinfachungen zum Nachweis der Querkrafttragfähigkeit von Mauerwerk bedürfen ebenfalls noch einer Diskussion im nationalen Normungsgremium und müssen gleichzeitig mit den seitens den durch die PRB-Projektgruppe 2 (Betonbau) erarbeiteten Vorschlägen zum Schubnachweis von Betonbauteilen synchronisiert werden.

Der noch ausstehende finale Abstimmungsbedarf steht vollständig im Einklang mit der seitens PRB verfolgten Zielsetzung lediglich pränormativ tätig zu sein, da die letzte Entscheidung dem nationalen Normungsgremium vorbehalten bleiben muss. Die im Zuweisungsbescheid formulierten Zielsetzungen wurden dementsprechend vollumfänglich erreicht.

Eine detaillierte Darstellung der Forschungsinhalte und der erreichten Forschungsergebnisse befindet sich projektbezogen in den Abschnitten 1 – 5 dieses Abschlussberichts.

0.5 Betroffene Eurocodes

Beim Teilantrag 5 sind die Eurocode 6-Teile gemäß Tabelle 0.3 betroffen.

Tabelle 0.3: Übersicht für die Eurocode 6-Teile

Norm	Ausgabe	Thema
DIN EN 1996-1-1	2010-12	Bemessung für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk
DIN EN 1996-1-1/NA	2012-01	
DIN EN 1996-2	2010-12	Planung, Baustoffe, Ausführung
DIN EN 1996-2/NA	2012-01	
DIN EN 1996-3	2010-12	Vereinfachte Bemessung für unbewehrtes Mauerwerk
DIN EN 1996-3/NA	2012-01	

0.6 Mitarbeiter der Projektgruppe 5

Tabelle 0.4: Mitarbeiter der Projektgruppe 5

Name	Adresse
Dr.-Ing. C. Alfes (bis 11.2014)	Deutsche Gesellschaft für Mauerwerks- und Wohnbau e.V. Kochstr.6-7, 10969 Berlin Telefon: 030 2535 9640 Telefax: 030 2535 9645 E-Mail: alfes@dgfm.de
Prof. Dr.-Ing. W. Brameshuber	Brameshuber + Uebachs Ingenieure GmbH - BUI Jakobstrasse 12, 52064 Aachen Tel. 0241-8095-102 E-Mail: brameshuber@ibac.rwth-aachen.de
Prof. Dr.-Ing. C.A. Graubner	König und Heunisch Planungsgesellschaft mbH - KHP Oskar-Sommer-Str. 15-17 60596 Frankfurt Tel. 069-630008-0 E-Mail: graubner@khp-ing.de
Prof. Dr.-Ing. W. Jäger	Jäger Ingenieure GmbH Büro für Tragwerksplanung Radebeul Wichernstr. 12, 01445 Radebeul Tel. 0351 832960 E-Mail: ji@jaeger-ingenieure.de
Prof. Dr.-Ing. W. Seim	Seim Ingenieurgesellschaft mbH Weiße Breite 56, 34130 Kassel Tel. 0561/602 9681
Dipl.-Ing. A. Schlundt	Bundesverband Kalksandstein Industrie e.V. Entenfangweg 15, 30419 Hannover Telefon: 0511 279 54 44 Telefax: 0511 279 54 54 E-Mail: andreas.schlundt@kalksandstein.de
Dr.-Ing. T. Kranzler	Bundesverband der Deutschen Ziegelindustrie e.V. Schaumburg-Lippe-Str. 4, 53113 Bonn Telefon: 0228 914 9315 Telefax: 0228 914 9327 E-Mail: kranzler@ziegel.de
Dr.-Ing. M. Hauer	BfB Büro für Baukonstruktionen GmbH Raststatter Straße 25, 76199 Karlsruhe Telefon: 0721 96401 0 Telefax: 0721 96401 99 E-Mail: Markus.Hauer@bfb-ka.de

Name	Adresse
Dr.-Ing. N. Brauer	Ingenieurbüro Dr. Brauer GmbH Am Rübenweg 5, 41540 Dormagen Telefon: 02133 245560 Telefax: 02133 245566 E-Mail: n.brauer@buero-brauer.de
Dr.-Ing. F. Purtak	TragWerk Ingenieure - Döking+Purtak Partnerschaft Prellerstraße 9, 01309 Dresden Telefon: 0351 433 08 20 Telefax: 0351/ 433 08 55 E-Mail: fp@tragwerk-ingenieure.de
Dipl.-Ing. (FH) D. Ostendorf	Zentralverband Deutsches Baugewerbe Kronenstraße 55, 10117 Berlin Telefon: 030 20314-551 Telefax: 030 20314-252 E-Mail: ostendorf@zdb.de
Dipl.-Ing. G. Flassenberg in Vertretung L. Prediger	Bundesverband Porenbeton Kochstraße 6-7, 10969 Berlin Telefon: 030 2592 82 15 Telefax: 030 2592 82 65 E-Mail: flassenberg@bv-porenbeton.de
Dipl.-Ing. H. Glitza	Bundesverband Leichtbeton e.V. Sandkauler Weg 1, 56564 Neuwied Telefon: 02631 35555-0 Telefax: 02631 31336 E-Mail: glitzaho@t-online.de

1 Teilprojekt 1: „Materialkennwerte“ (Brameshuber)

1.1 Anamnese

Der EC 6 wurde in den vergangenen 15 Jahren entwickelt, um einen einheitlichen Standard in Europa für die Ausführung und Bemessung von Mauerwerk zu erzielen. Aufgrund der Vielzahl unterschiedlicher Produkte bei den Mauersteinen hat man sehr früh Anforderungen an die Mauersteine und den Mauermörtel in den EC 6 aufgenommen und Kategorien, z. B. bzgl. der Lochanteile, gebildet. Dies führte zu einer Vermischung von Produkthanforderungen und der Bemessung, was aus heutiger Sicht eine erhebliche Verkomplizierung darstellt. Eine Entzerrung stellt einen sehr wichtigen Schritt für die Handhabung des EC6 dar, denn letztendlich sind alle Eurocodes vorgesehen als reine Bemessungsnormen. Der Bemessende muss sich nur mit Werkstoffkennwerten befassen, die für die Statik und Konstruktion erforderlich sind. Wie diese Kenngrößen zustande kommen, interessiert dabei nur in zweiter Linie und ist daher in der Produktnorm geregelt. Eine derartige Aufteilung ist auch für Mauerwerk sinnvoll. Derzeit wird die europäisch vereinbarte Aufteilung in Steinklassen von Deutschland abgelehnt, da eine völlige Umgruppierung existierender Produkte erfolgen müsste, mit dem Nachteil, dass die mit bestimmten Steinfestigkeitsklassen/Steinarten bislang erzielbare Mauerwerkdruckfestigkeit völlig andere Werte erreichen würde, teilweise viel niedrigere. Dies zeigt, dass über alle Mauersteine hinweg ein globales Konzept, wie es im derzeitigen EC 6 enthalten ist, nicht funktionieren kann.

Abbildung 1.1 zeigt deutlich – hier im Vergleich mit dem EC 2 – wie komplex die Zusammenhänge beim EC 6 sind. Auf der rechten Seite ist der aktuelle Stand der Normung des Stahl- und Spannbetons dargestellt, und zwar aus Sicht des Betons. Ganz oben steht die Bemessungsnorm EC 2, d. h. es werden lediglich konstruktive Regeln und die Bemessung festgelegt. Zum EC 2 gehört dann die nationale Anwendungsregel NA/EC2. Darunter steht die EN 206 als Produktnorm mit dem deutschen Anwendungsdokument DIN 1045-2. Hier sind Produkte der Ausgangsstoffe nachrangig geregelt. Ausführungsnorm und Prüfnormen vervollständigen das Normenwerk. Die gezeigten Pfeile zur mittleren Säule der Aufgaben sind geordnet, das heißt, Funktionalitäten sind eindeutig zugeordnet. Auf der linken Seite sind die Mauerwerknormen aufgeführt. Die Pfeile machen deutlich, dass keine klare Zuordnung zu den Funktionen gegeben ist. Der EC 6 regelt auch Baustofffragen, zusätzlich greift er auch in die Ausführung ein.

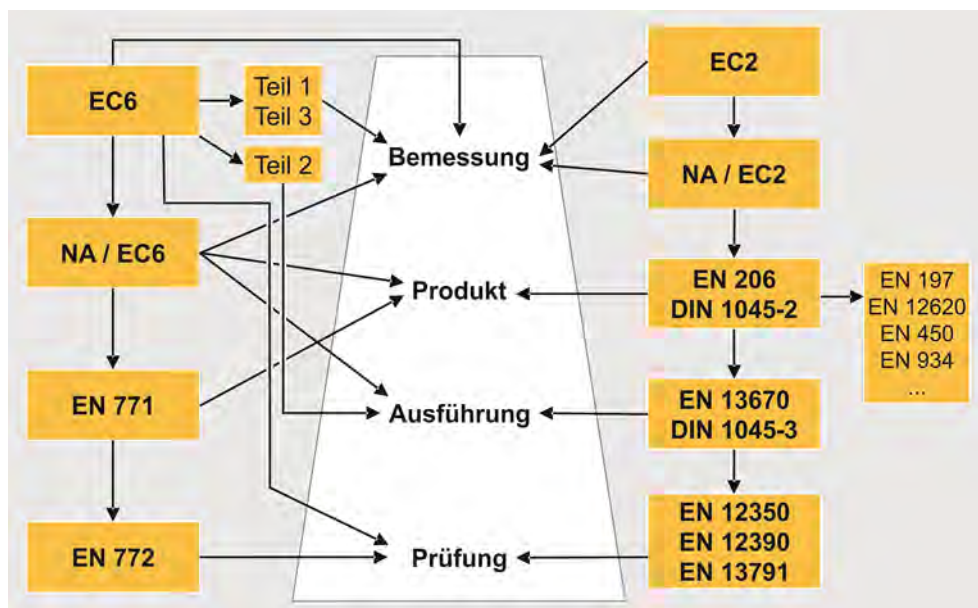


Abbildung 1.1: Vergleich des Konzepts von EC6 im Vergleich mit EC2

1.2 Diagnose

Das Konzept sieht vor, dass in der Bemessungsnorm ein Bemessungswert der Werkstoffkenngröße, wie z. B. der Druckfestigkeit des Mauerwerks, als charakteristische Größe eingeführt wird.

Der EC 6 mit dem nationalen Anhang müsste von allen materialspezifischen Beschreibungen befreit werden. In einem ersten Schritt soll dann beispielhaft an einer Steinart die Form der Produktnorm erarbeitet werden. Ziel dieser Produktnorm ist die Festlegung der Herstellung, Prüfung und Festlegung charakteristischer Kenngrößen. Inwieweit innerhalb der Produktnorm dann Klassen gebildet werden, bleibt offen. Je nach Steinart und Lochbildvarianten kann dies durchaus praktikabel sein. Hier sollen mehrere Varianten erarbeitet werden, die zu diskutieren sind.

Ein Beispiel für die Notwendigkeit der Entzerrung von Bemessungsregeln und Produkteigenschaften sind die Anforderungen an die Haftscherfestigkeit. Dies sind Materialeigenschaften, die bekanntermaßen von den Steinen stark beeinflusst werden. Eine derzeitige Pauschalierung wird den verschiedenen Produkten nicht gerecht und führt bei der Biege- und Schubbemessung zu extrem konservativen Werten. Bislang werden für alle Steinarten Haftscherfestigkeiten definiert, die sich an den ungünstigsten Produkten orientieren. Eine produktgerechte Berücksichtigung von Haftscherfestigkeiten ist aber sowohl im EC 6 als auch im zugehörigen NA nicht umsetzbar. Bei einer Regelung der Anforderungswerte in einer Produktnorm wäre jede Steinart selbst für die Grundwerte verantwortlich.

1.3 Therapie

1.3.1 Zeitliche Abfolge der Arbeitspakete

Ziel des Vorhabens ist die Schaffung der Voraussetzungen für eine strikte Trennung von EC 6 und Produktnormen. Beim Mauerwerk sind daher mindestens sechs Produktnormen, die in irgendeiner Form zu einer beschreibenden Produktkennzahl/-klasse kommen, so zu gestalten, dass der Bemessende mit dieser Kennzahl arbeiten kann, unabhängig davon, welche Stein-/Mörtelkombination bei der Ausführung dann gewählt werden soll. Zu betrachten sind dabei Ziegel, Kalksandstein, Beton- und Leichtbetonsteine, Porenbeton, Natursteine und der Mörtel.

Im ersten halben Jahr der Bearbeitung wurde ein Konzept für die Trennung der entsprechenden Normenteile erarbeitet, und die Vorbereitungen für die Erstellung der entzerrten Normenteile getroffen.

Im zweiten halben Jahr wurde die Bearbeitung der Normenteile zur Entzerrung der Funktionalitäten abgeschlossen. Der EC6 wurde von allen produktbezogenen und ausführungstechnischen Inhalten bereinigt. Die ausführungstechnischen Inhalte wurden in den EC 6 Teil 2 überführt. Ganz wenige Inhalte müssen sowohl in Teil 1-1 als auch in Teil 2 redundant aufgeführt werden.

Die Vorgehensweise, die in ihrer Gänze im Rahmen dieses Berichts nur schwer darstellbar ist, ist beispielhaft in den beiden nachfolgenden Bildern dargestellt.

Wichtiger Bestandteil dieser Aufgabe ist die Diskussion mit der betroffenen Industrie, der Bauaufsicht und den planenden Ingenieuren. Die Konzepte wurden daher frühzeitig in Workshops vorgestellt und diskutiert. Es ist sehr wahrscheinlich, dass die Vorgehensweise zur Ermittlung eines charakteristischen Werts abhängig gemacht werden muss von dem zu betrachteten Material.

DIN EN 1996-1-1/NA:2012-05 **DIN EN 1996-1-1/NA:2012-05**

NCI zu 3.6.2 „Charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk“

Absatz (1) ist durch folgenden Satz zu ergänzen:
 „Die Versuchsergebnisse sind durch die Ermittlung von f_{sk} in diesem Dokument wiedergegeben.“

NDP zu 3.6.2 (3) „Charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk“

a) Die charakteristische Schubfestigkeit f_{sk} darf auch allein aus der Berechnung des Grenzwertes f_{th} nach b) und c) ermittelt werden.

b) Der Grenzwert f_{th} ergibt sich bei Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen für Scheibenschub bei **Reibungsversagen** aus

$$f_{th1} = x \cdot f_{sk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd} \quad (NA.4)$$

bzw. bei **Steinzugversagen** aus

$$f_{th2} = x \cdot 0,45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bt,cal}}} \quad (NA.5)$$

Bei Mauerwerk aus Porenbetonplansteinen mit glatten Stirnflächen und vollflächig vermörtelten Stoßfugen kann der Wert nach Gleichung NA.5 mit dem Faktor 1,2 erhöht werden.

Dabei ist

- f_{sk0} die Haftscherfestigkeit nach Tabelle NA.11;
- σ_{Dd} der Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung an der Stelle der maximalen Schubspannung. Für Rechteckquerschnitte gilt $\sigma_{Dd} = N_{Ed} / A$, dabei ist A der überdrückte Querschnitt; im Regelfall ist die minimale Einwirkung $N_{Ed} = 1,0 N_{Gk}$ maßgebend;

$f_{bt,cal}$ die rechnerische Steinzugfestigkeit gemäß Tabelle NA.11

x bei vermörtelten Stoßfugen 1,0

x bei unvermörtelten Stoßfugen 0,5

Formatiert: Schriftart: 11 Pt., Fett, Rechtschreibung und Grammatik prüfen

Formatiert: Mit Gliederung + Ebene: 1 + Nummerierungsformatvorlage: a, b, c, ... + Beginnen bei: 1 + Ausrichtung: Links + Ausgerichtet an: 0 cm + Einzug bei: 0,71 cm

Kommentar [SD10]: x eingefügt

Kommentar [SD11]: x eingefügt

Kommentar [SD12]: neuer Text

Kommentar [SD13]: neuer Text

Kommentar [SD14]: neuer Text

Abbildung 1.2: Berechnung der charakteristischen Schubfestigkeit nach EC6/NA

$f_{bt,cal}$ — die rechnerische Steinzugfestigkeit. Es darf angenommen werden:

- $f_{bt,cal} = 0,020 \cdot f_{st}$ für Hohlblocksteine
- $f_{bt,cal} = 0,026 \cdot f_{st}$ für Hochlochsteine und Steine mit Grifflöchern oder Griffaschen
- $f_{bt,cal} = 0,032 \cdot f_{st}$ für Vollsteine ohne Grifflöcher oder Griffaschen

$$f_{bt,cal} = \frac{0,082}{125} \cdot \frac{1}{0,7 + \left(\frac{f_{st}}{25}\right)^{0,5}} \cdot f_{st}$$

f_{st} in N/mm^2 für Porenbetonplansteine der Länge ≥ 496 mm und der Höhe ≥ 248 mm

f_{st} — die umgerechnete mittlere Steindruckfestigkeit (siehe Tabelle NA.3)

Tabelle NA 11: Klasseneinteilung der rechnerischen Steinzugfestigkeit

$f_{bt,cal}$ (N/mm^2)	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	—	—
	0,30	0,40	0,50	1,0	1,5	2,0	2,5

Formatierte Tabelle

Kommentar [SD15]: eingefügt in EN xxx

Kommentar [SD16]: Tabelle neu

Abbildung 1.3: Steinzugfestigkeitsklassen für die Berechnung der Schubfestigkeit und Biegezugfestigkeit bei Steinzugversagen

1.3.2 Entwicklung Zwischennorm

Alle produktbezogenen Inhalte wurden in eine Zwischennorm ENXXX aufgenommen. Diese Inhalte können später noch in die Produktnormen integriert werden.

Wesentlich ist, dass die ursprüngliche Gruppeneinteilung vom Grundsatz her übernommen wurde. Bei einigen Steinarten wurde die Einteilung feiner vorgenommen, da im Nachgang festgestellt wurde, dass mancher Stein nicht in die Gruppen eingeordnet werden kann. Auch für Vollsteine wurde eine Gruppe gebildet. Tabelle 3.1 könnte somit durch die Tabellen 3.1a bis 3.1f ersetzt werden. Ohne eine Aufteilung nach Steinhersteller ist ansonsten die Tabelle 3.1 des EC 6 nicht umsetzbar. Dies scheint eine Verkomplizierung zu sein, allerdings sind Anpassungen an neue Gegebenheiten so leichter umsetzbar.

Im Folgenden werden entsprechend der Überschriften zum EC 6 die Inhalte lediglich der ENXXX-Teile dargestellt.

ENXXX zum EC 6

Vorwort

Dieses Dokument (ENXXX zu EC 6) wurde im Rahmen eines Entwicklungsprojekts der Initiative PraxisRegelnBau erstellt, um die Handhabung von EN 1992-1-1, EN 1992-2 und den Produktnormen der 771-er Reihe zu erleichtern. Als Vorschlag wurde der EC 6 zu einer reinen Bemessungsnorm, die ausschließlich mit Klassen der charakteristischen Materialkennwerte arbeiten soll, umgewandelt. Auf der anderen Seite stehen die Produktnormen 998-2 und 771-x, die für Mörtel und Steine normierte Kennwerte bereitstellen. Da diese Kennwerte von dem jeweiligen Produkt abhängig sind, sollten sie auch in der Produktnorm behandelt werden. Um damit die Produktnormen nicht zu überlasten, wurde die hier vorliegende Zwischennorm ENXXX entwickelt, die in Abhängigkeit der Steinarten spezifische Kennwerte ermöglicht. So besteht die Möglichkeit, vom Produkt abhängige charakteristische Werte für die Druckfestigkeit, Haftscherfestigkeit etc. anzuführen und eine Einstufung in die Klassen des EC 6 vorzunehmen.

Hintergrund des Eurocode-Programms

Status und Gültigkeitsbereich der Eurocodes

Nationale Fassungen der Eurocodes

Verbindung zwischen den Eurocodes und den harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte (ENs und ETAs)

Nationaler Anhang für EN XXX

Im zugehörigen NA zur EN XXX wurden die derzeitigen deutschen NA-Regeln Ermittlung charakteristischer Kenngrößen Druckfestigkeit und Haftscherfestigkeit übernommen. Da jedoch wahrscheinlich eine Fortführung dieser Regeln in einer überarbeiteten Fassung kaum durchzuhalten ist, sondern eine Abhängigkeit von charakteristischen Werten anlog z. B. zu einer zu modifizierenden Tabelle 3.1 des EC6 zu übernehmen ist, wurde hierfür eine neue Tabelle 3.1 erarbeitet, die der Vielfalt von Lochbildern und Produkten gerechter wird.

1 Allgemeines

1.1 Anwendungsbereich

Bleibt so wie beim EC 6

1.2 Normative Verweisungen

Bleibt so wie beim EC 6

3 Baustoffe

(1) Zur Ermittlung der charakteristischen Mauerwerkdruckfestigkeit werden die Mauersteinarten in Gruppen eingeteilt. Die geometrischen Anforderungen für die Festlegung der Mauersteingruppe von Mauerziegeln, Kalksandsteinen, Porenbeton- und Betonsteinen wie auch Natursteinen zur Einteilung in die Gruppen sind in Tabelle 3.1 angegeben.

(2) Um die Gleichungen und andere Zahlenwerte, wie sie in 3.6.1.2 (2), (3), (4), (5) und (6) und 3.6.1.3 angegeben sind, anwenden zu können sowie für Bezugnahmen in anderen Abschnitten, werden die Mauersteine in die Gruppen 1, 2, 3, 4, 5 und 6 eingeteilt.

ANMERKUNG In der Regel wird die Festlegung der Mauersteingruppe von Mauersteinen durch den Hersteller vorgenommen.

ANMERKUNG Ergänzende Unterteilungen in den Steingruppen sind national zu regeln

Tabelle 3.1a

Material	Ziegel									
	Gruppe 1	Gruppe 2	Gruppe 3		Gruppe 4		Gruppe 5		Gruppe 6	
Eigenschaft									Horizontaler Lochanteil	
Gesamtlochanteil [% des Bruttovolumens]	≤ 15	> 15; ≤ 25	> 25; ≤ 50		> 50; ≤ 70		> 45; ≤ 70		> 25; ≤ 70	
Einzellochanteil [% des Bruttovolumens]	≤ 12,5	≤ 12,5	jedes der Mehrfachlöcher ≤ 2; insgesamt ≤ 12,5		jedes der Mehrfachlöcher ≤ 2; insgesamt ≤ 12,5		jedes der Mehrfachlöcher > 2; ≤ 6		jedes der Mehrfachlöcher ≤ 30	
deklarerter Wert der Außen- und Innenstegdicke [mm]	k. A.	k. A.	Innen- steg	Außen- steg	Innen- steg	Außen- steg	Innen- steg	Außen- steg	Innen- steg	Außen- steg
			≥ 5	≥ 8	≥ 3	≥ 6	≥ 3	≥ 5	≥ 5	≥ 5
deklarerter Wert der Summe der Dicken der Außen- und Innenstege [% der Gesamtbreite]	k. A.	k. A.	≥ 16		≥ 12		≥ 12		≥ 12	

Tabelle 3.1b

Material	Beton / Leichtbeton							
	Gruppe 1	Gruppe 2	Gruppe 3		Gruppe 4	Gruppe 5	Gruppe 6	
Eigenschaft							Horizontaler Lochanteil	
Gesamtlochanteil [% des Bruttovolumens]	≤ 5 (≤ 10) ¹⁾	> 15; ≤ 25	> 25; ≤ 60		> 35; ≤ 70		> 25; ≤ 50	
Einzellochanteil [% des Bruttovolumens]	≤ 12,5	≤ 12,5	jedes der Mehrfachlöcher		jedes der Mehrfachlöcher		jedes der Mehrfachlöcher	
			≤ 30; Grifflöcher insgesamt	≤ 30; Grifflöcher insgesamt	≤ 25			
			≤ 30		≤ 30			
deklarerter Wert der Außen- und Innenstegdicke [mm]	k. A.	k. A.	Innen- steg	Innen- steg	Innen- steg	Außen- steg	Innen- steg	Außen- steg
			≥ 15	≥ 18	≥ 15	≥ 15	≥ 20	≥ 20
deklarerter Wert der Summe der Dicken der Außen- und Innenstege [% der Gesamtbreite]	k. A.	k. A.	≥ 18		≥ 15		≥ 45	

Tabelle 3.1c

Material	Naturstein
Eigenschaft	Gruppe 1
Gesamtlochanteil [% des Bruttovolumens]	≤ 15
Einzellochanteil [% des Bruttovolumens]	≤ 12,5
deklarerter Wert der Außen- und Innenstegdicke [mm]	k. A.
deklarerter Wert der Summe der Dicken der Außen- und Innenstege [% der Gesamtbreite]	k. A.

Tabelle 3.1d

Material	Kalksandstein						
	Gruppe 1	Gruppe 2	Gruppe 3	Gruppe 4	Gruppe 5	Gruppe 6	Gruppe 7
Eigenschaft							
Gesamtlochanteil [% des Bruttovolumens]	≤ 1,2	≤ 5	≤ 15	≤ 15	≤ 25	≤ 50	≤ 55
Einzellochanteil [% des Bruttovolumens]	≤ 0,6	≤ 2,5	≤ 5	≤ 15	≤ 12,5	jedes der Mehrfachlöcher ≤ 15 Grifflöcher insgesamt ≤ 30	
deklarerter Wert der Außen- und Innenstegdicke [mm]	k. A.	k. A.	k. A.	k. A.	k. A.	Innen ≥ 5	Außen ≥ 10
deklarerter Wert der Summe der Dicken der Außen- und Innenstege [% der Gesamtbreite]	k. A.	k. A.	k. A.	k. A.	k. A.	≥ 30	
Nur zur Erläuterung	DIN V 106	neu	DIN V 106	DIN V 106	EC 6-1-1	DIN V 106	
	KS XL	Vollstein ohne Lochung (mit Domlöchern)	XL-E	Vollsteine	Gruppe 1	Lochsteine	
kleinstes maßg. Format:	498x115x498	248x115x238	498x115x498				
Lochanordnung	2 Domlöcher	2 Domlöcher	Einzellochanteil				
max. Lochabmessung	Ø 50 x 85 mm	Ø 50 x 85 mm	Ø 50 x 498 mm				
Einzellochanteil	0,59%	2,46%	3,43%				
Gesamtlochanteil	1,17%	4,92%	(≤ 15 %)				
		Iso-Kimm 498x115x113					
		2 Domlöcher					
		Ø 50 x 80 mm					
		2,49%					
		4,98%					

Tabelle 3.1e

Material	Porenbeton
Eigenschaft	Gruppe 1
Gesamtlochanteil [% des Bruttovolumens]	≤ 15
Einzellochanteil [% des Bruttovolumens]	≤ 12,5
deklarerter Wert der Außen- und Innenstegdicke [mm]	k. A.
deklarerter Wert der Summe der Dicken der Außen- und Innenstege [% der Gesamtbreite]	k. A.

3.1.2 Eigenschaften der Mauersteine – Druckfestigkeit

(1)P Der Bemessung ist die normierte Druckfestigkeit f_b der Mauersteine zugrunde zu legen.

ANMERKUNG Nach der Normenreihe EN 771 ist die normierte Druckfestigkeit entweder

- durch den Hersteller zu deklarieren oder
- nach EN 772-1, Anhang A (Umrechnung der Druckfestigkeit von Mauersteinen in die normierte Druckfestigkeit) zu errechnen.

(2) Wenn vom Hersteller die normierte Druckfestigkeit der Mauersteine als charakteristische Festigkeit angegeben ist, sollte diese in die äquivalente mittlere Druckfestigkeit umgerechnet werden. Die Umrechnung erfolgt mit einem Faktor, der vom Variationskoeffizienten der Druckfestigkeit der Steine abhängt.

3.2 Mörtel

3.2.1 Mörtelarten

(1) Mauermörtel sind entsprechend ihrer Zusammensetzung als Normalmörtel, Dünnbettmörtel oder Leichtmörtel definiert.

(2) Mauermörtel werden entsprechend der Festlegung der Zusammensetzung als Rezeptmörtel oder Mörtel nach Eignungsprüfung eingeordnet.

(3) Nach der Herstellungsart können Mauermörtel Werkmörtel (vordosiert oder vorgemischt), Baustellenmörtel oder Werk-Vormörtel sein.

(4)P Werkmörtel und werkmäßig hergestellte Mörtel müssen Mörtel nach EN 998-2 sein. Baustellenmörtel müssen Mörtel nach EN 1996-2 sein. Kalk-Sand-Werk-Vormörtel, der für Baustellenmörtel verwendet wird, muss nach EN 998-2 hergestellt und verwendet werden.

3.2.2 Festlegungen zu Mauermörtel

(1) Mörtel sollen entweder nach ihrer Druckfestigkeit – bezeichnet mit dem Buchstaben M, gefolgt von der Druckfestigkeit in N/mm², z. B. M5 – oder beim Einsatz von Rezeptmörteln nach ihrem Mischungsverhältnis, z. B. Zement : Kalk : Sand = 1 : 1 : 5 in Volumenanteilen, klassifiziert werden.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang eines Landes darf gleichwertige Mischungsverhältnisse der Bestandteile angeben, die entsprechende *M*-Werte gewährleisten.

3.2.3 Mörtel Eigenschaften

3.2.3.1 Druckfestigkeit des Mauermörtels

(1)P Die Druckfestigkeit f_m des Mörtels ist nach EN 1015-11 zu bestimmen.

gestrichener Text

3.2.3.2 Verbund zwischen Mauerstein und Mörtel

ANMERKUNG 1 Der ausreichende Verbund hängt von dem verwendeten Mörtel und den Mauersteinen, für die der Mörtel verwendet wird, ab.

ANMERKUNG 2 EN 1052-3 regelt die Bestimmung der Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit) von Mauerwerk und EN 1052-5 die Bestimmung der Biegehaftzugfestigkeit von Mauerwerk.

3.3 Füllbeton

3.3.1 Allgemeines

(1)P Füllbeton muss EN 206-1 entsprechen.

(2) Füllbeton ist mit der charakteristischen Druckfestigkeit f_{ck} (Betonfestigkeitsklasse) zu bezeichnen. Sie bezieht sich auf die Zylinder-/Würfelfestigkeit im Alter von 28 Tagen nach EN 206-1

3.3.2 Festlegungen für Füllbeton

(1) Die Festigkeitsklasse nach EN 206-1 des Füllbetons sollte mindestens der Betonfestigkeitsklasse C12/15 entsprechen.

(2) Der Beton darf aufgrund von Eignungsprüfungen oder nach Rezepten festgelegt werden. Der Wassergehalt sollte so sein, dass die erforderliche Festigkeit erreicht wird und der Füllbeton eine angemessene Verarbeitbarkeit besitzt.

(3)P Die Verarbeitbarkeit des Füllbetons muss so sein, dass eine vollständige Verfüllung der Hohlräume gewährleistet ist, wenn der Beton nach EN 1996-2 eingebracht wird.

(4) Die Setzmaßklassen S3 bis S5 oder Ausbreitmaßklassen F4 bis F6 nach EN 206-1 erfüllen in den meisten Fällen die gestellten Anforderungen. In Löchern, bei denen das kleinste Maß weniger als 85 mm beträgt, sollte die Setzmaßklasse S5 oder die Ausbreitmaßklasse F6 angewendet werden. Beim Einsatz von stark fließfähigen Betonen sind Maßnahmen zur Reduzierung des daraus resultierenden großen Schwindmaßes vorzusehen.

(5) Das Größtkorn des Füllbetons sollte 20 mm nicht überschreiten. Für das Verfüllen von Hohlräumen mit einem kleinsten Maß von 100 mm oder bei einer Betonüberdeckung der Bewehrung von mindestens 25 mm sollte das Größtkorn nicht größer als 10 mm sein.

3.6.1.2 Charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk ohne Randstreifenvermörtelung der Lagerfugen

(1) Die charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk sollte bestimmt werden, entweder:

(i) aus Ergebnissen von Versuchen nach EN 1052-1, die entweder für das jeweilige Projekt durchgeführt werden oder die aus früher durchgeführten Versuchen, z. B. in Form einer Datenbasis, verfügbar sind, wobei die Auswertung der Versuchsergebnisse unter Verwendung der Gleichung (3.1) in Form einer Tabelle dargestellt werden sollte.

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta \quad (3.1)$$

Dabei ist

- f_k die charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk in N/mm^2 ;
 K eine Konstante, die – sofern notwendig – nach 3.6.1.2(3) und/oder 3.6.1.2(6) zu modifizieren ist;
 α, β Konstanten;
 f_b die normierte Mauersteindruckfestigkeit in Lastrichtung in N/mm^2 ;
 f_m die Druckfestigkeit des Mauermörtels in N/mm^2 .

Die Anwendungsgrenzen der Gleichung (3.1) sollten in Bezug auf f_b, f_m , den Variationskoeffizienten der Versuchsergebnisse und die Mauersteingruppen angegeben werden.

oder

(ii) nach (2) und (3) im Folgenden.

ANMERKUNG Die Entscheidung, welche der Vorgehensweisen nach (i) oder (ii) in dem jeweiligen Land anzuwenden ist, kann seinem Nationalen Anhang entnommen werden. Sofern (i) angewendet wird, sollten tabellierte Werte oder die Konstanten für die Gleichung (3.1) und deren Anwendungsgrenzen, vorzugsweise entsprechend der Einteilung in Tabelle 3.1, im Nationalen Anhang angegeben werden.

(2) Der Zusammenhang zwischen der charakteristischen Druckfestigkeit von Mauerwerk f_k , der normierten Druckfestigkeit der Mauersteine f_b und der Mörteldruckfestigkeit f_m kann ermittelt werden nach:

Gleichung (3.2), für Mauerwerk mit Normalmörtel und Leichtmörtel;

Gleichung (3.3), für Mauerwerk mit Dünnbettmörtel mit einer Lagerfugendicke von 0,5 mm bis 3 mm und Mauerziegeln der Gruppen 1 und 4, Kalksandsteinen, Betonsteinen oder Porenbetonsteinen;

Gleichung (3.4), für Mauerwerk mit Dünnbettmörtel mit einer Lagerfugendicke von 0,5 mm bis 3 mm und Mauerziegeln der Gruppen 2 und 3.

ANMERKUNG In EN 998-2 ist keine Begrenzung der Dicke von Fugen mit Dünnbettmörtel definiert. Die Begrenzung der Lagerfugendicke auf 0,5 mm bis 3 mm soll sicherstellen, dass der Dünnbettmörtel die Anforderungsbedingungen zur Anwendung der Gleichungen (3.3) und (3.4) erfüllt. Die Mörtelfestigkeit f_m wird bei Anwendung der Gl. (3.3) und (3.4) nicht benötigt.

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} \quad (3.2)$$

$$f_k = K f_b^{0,85} \quad (3.3)$$

$$f_k = K f_b^{0,7} \quad (3.4)$$

Dabei ist

K eine Konstante nach Tabelle 3.3, die nach 3.6.1.2 (3) und/oder 3.6.1.2 (6) zu modifizieren ist, sofern zutreffend.

unter der Voraussetzung, dass die folgenden Anforderungen erfüllt werden:

- das Mauerwerk wurde in Übereinstimmung mit EN 1996-1-1, Abschnitt 8 ausgeführt;
- alle Fugen erfüllen die Anforderungen nach 8.1.5 (1) und (3), so dass die Fugen als vollständig vermörtelt angesehen werden können;
- f_b darf bei der Verwendung von Normalmörtel einen Wert von 75 N/mm^2 nicht überschreiten;
- f_b darf bei der Verwendung von Dünnbettmörtel einen Wert von 50 N/mm^2 nicht überschreiten;
- f_m darf bei der Verwendung von Normalmörtel nicht größer als 20 N/mm^2 oder $2 f_b$ sein;
- f_m darf bei der Verwendung von Leichtmörtel nicht größer als 10 N/mm^2 sein;
- die Dicke des Mauerwerks entspricht der Breite oder Länge des Mauersteins, so dass keine Mörtelfuge parallel zur Wandebene existiert;
- der Variationskoeffizient der Mauersteinfestigkeit ist nicht größer als 25 %.

(3) Wenn die Einwirkung parallel zur Lagerfugenrichtung erfolgt, darf die charakteristische Druckfestigkeit ebenfalls nach den Gleichungen (3.2), (3.3) oder (3.4) bestimmt werden, wobei die normierte Druckfestigkeit der Mauersteine f_b zu verwenden ist, die aus Versuchen mit einer Lasteintragungsrichtung wie im nachzuweisenden Mauerwerk durchgeführt wurden und die mit dem Formfaktor δ nach EN 772-1 zu multiplizieren sind. Er darf nicht größer als 1,0 sein. Für Mauersteine der Gruppen 2 und 3 sollte K mit 0,5 multipliziert werden.

(4) Werden die vertikalen Löcher bei Mauerwerk aus Normalmörtel und Betonsteinen der Gruppen 2 und 3 vollständig mit Beton gefüllt, sollte der K -Wert für f_b für die Steingruppe 1 verwendet werden, wobei eine Druckfestigkeit anzusetzen ist, die dem kleineren Wert aus der Druckfestigkeit des Mauersteins und der des Füllbetons entspricht.

(5) Bei Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen dürfen die Gleichungen (3.2), (3.3) und (3.4) angewendet werden, wenn möglichen horizontalen Einwirkungen, die auftreten können oder durch das Mauerwerk zu übertragen sind, ausreichend Rechnung getragen wird. Siehe auch 3.6.2 (4).

(6) Bei Mauerwerk aus Normalmörtel und mit Mörtelfugen parallel zur Wandebene (Verbandsmauerwerk), die über die gesamte Länge der Wand oder Teile davon verlaufen, sind die K -Werte aus der Tabelle 3.3 mit dem Faktor 0,8 zu multiplizieren.

Tabelle 3.3 — K-Werte für Mauerwerk mit Normalmörtel, Dünnbettmörtel und Leichtmörtel

Mauersteinart		Normalmörtel	Dünnbettmörtel (Lagerfugendicke 0,5 mm bis 3 mm)	Leichtmörtel mit einer Trockenrohichte von	
				$600 \leq \rho_d \leq 800 \text{ kg/m}^3$	$800 < \rho_d \leq 1\,300 \text{ kg/m}^3$
Ziegel	Gruppe 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Gruppe 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Gruppe 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Gruppe 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Kalksandstein	Gruppe 1	0,55	0,80	‡	‡
	Gruppe 2	0,45	0,65	‡	‡
Beton	Gruppe 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Gruppe 2	0,45	0,65	0,45	0,45
	Gruppe 3	0,40	0,50	‡	‡
	Gruppe 4	0,35	‡	‡	‡
Porenbeton	Gruppe 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Betonwerkstein	Gruppe 1	0,45	0,75	‡	‡
Maßgerechte Natursteine	Gruppe 1	0,45	‡	‡	‡

‡ keine Werte vorhanden, da diese Stein-Mörtel-Kombinationen nicht angewendet werden.

ENXXX-NA zu EC -NA

NCI zu 3.1.2 „Eigenschaften der Mauersteine – Druckfestigkeit“

Absatz (1)P ist durch folgenden Satz zu ergänzen:

„Der Bemessung ist die umgerechnete mittlere Steindruckfestigkeit f_{st} zugrunde zu legen. f_{st} ist die umgerechnete mittlere Steindruckfestigkeit einschließlich Formfaktor in Lastrichtung in N/mm² nach DIN V 20000-401 bis DIN V 20000-404, DIN 105-100, DIN V 106, DIN V 18151-100, DIN V 18152-100, DIN V 18153-100 sowie DIN V 4165-100.“

NCI zu 3.2.1 „Mörtelarten“

Absätze (3) und (4) erhalten folgende Fassungen:

(3) Bei Mauermörtel kann es sich abhängig von der Herstellart entweder um Werkmauermörtel, werkmäßig hergestellten Mörtel (werkmäßig vorbereiteter Mauermörtel oder Kalk-Sand-Werk-Vormörtel) oder Baustellenmörtel handeln.

(4)P Werkmauermörtel und werkmäßig hergestellte Mörtel müssen Mörtel nach EN 998-2 sein. Baustellenmörtel müssen Mörtel nach DIN V 18580 sein.

NDP zu 3.2.2 (1) „Festlegungen zu Mauermörtel“

Auf der Baustelle hergestellter Normalmauermörtel der Mörtelgruppen II, IIa und III mit einer Zusammensetzung nach DIN V 18580:2007-03, Anhang A ist zulässig. Die weiteren Festlegungen der DIN V 18580 für Baustellenmörtel sind einzuhalten (Zuordnung siehe Tabelle NA.2).

Tabelle NA.1 — Rechenwerte für die Druckfestigkeit von Mauermörtel

Mörtelgruppe nach DIN V 20000-412 oder DIN V 18580		Druckfestigkeit f_m N/mm ²
Normalmauermörtel	II	2,5
	IIa	5,0
	III	10,0
	IIIa	20,0
Leichtmauermörtel	LM 21	5,0
	LM 36	5,0
Dünnbettmörtel	DM	10,0

NCI zu 3.2.3.1 „Druckfestigkeit des Mauermörtels“

(NA.2)P Der Rechenwert der Druckfestigkeit f_m des Mörtels für die Ermittlung der charakteristischen Druckfestigkeit des Mauerwerks ist Tabelle NA.2 zu entnehmen.

(NA.3) Mauermörtel für bewehrtes Mauerwerk sollte mindestens eine Druckfestigkeit f_m von 4 N/mm² und für Mauerwerk mit Lagerfugenbewehrung mindestens 2 N/mm² besitzen.

NDP zu 3.6.1.2 (1) „Charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk ohne Randstreifenvermörtelung der Lagerfugen“

Es wird (i) angewendet. Die Konstanten und freien Exponenten sind das Ergebnis der Auswertung vorliegender Versuche zur Bestimmung der Druckfestigkeit von Mauerwerk. Die in den Tabellen NA.4 bis NA.10 angegebenen Anwendungsgrenzen sind im Einzelnen zu beachten. In der Gleichung (3.1) ist f_b durch f_{st} zu ersetzen. f_{st} ist die umgerechnete mittlere Steindruckfestigkeit einschließlich Formfaktor in Lastrichtung in N/mm² nach DIN V 20000-401 bis DIN V 20000-404, DIN 105-100, DIN V 106, DIN V 18151-100, DIN V 18152-100, DIN V 18153-100 und DIN V 4165-100.

Tabelle NA.2 — Rechenwerte für f_{st} in Abhängigkeit von der Druckfestigkeitsklasse

Druckfestigkeits- klasse der Mau- ersteine und Planelemente	2	4	6	8	10	12	16	20	28	36	48	60
Umgerechnete mittlere Min- destdruck- festigkeit f_{st} N/mm ²	2,5	5,0	7,5	10,0	12,5	15,0	20,0	25,0	35,0	45,0	60,0	75,0

Tabelle NA.3 — Parameter zur Ermittlung der Druckfestigkeit von Einsteinmauerwerk aus Hochlochziegeln mit Lochung A (HLzA), Lochung B (HLzB), Mauertafelziegeln T1, sowie Kalksand-Loch- und Hohlblocksteinen mit Normalmauermörtel

Mittlere Steindruckfestigkeit N/mm ²	Mörtelart	Parameter		
		K	α	β
$5,0 \leq f_{st} < 10,0$	NM II	0,68	0,605	0,189
	NM IIa			
	NM III	0,70		
	NM IIIa			
$10,0 \leq f_{st} \leq 75,0$	NM II*	0,69	0,585	0,162
	NM IIa*	0,79		
	NM III			
	NM IIIa			

* Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf nicht größer angenommen werden als für Steifestigkeiten $f_{st} = 25$ N/mm².

Tabelle NA.4 — Parameter zur Ermittlung der Druckfestigkeit von Einsteinmauerwerk aus Hochlochziegeln mit Lochung W (HLzW), Mauertafelziegeln T2, T3 und T4 sowie Langlochziegeln (LLz) mit Normalmauermörtel

Mittlere Steindruckfestigkeit N/mm ²	Mörtelart	Parameter		
		<i>K</i>	<i>α</i>	<i>β</i>
5,0 ≤ <i>f</i> _{st} < 10,0	NM II	0,54	0,605	0,189
	NM IIa			
	NM III	0,56		
	NM IIIa			
10,0 ≤ <i>f</i> _{st} ≤ 75,0	NM II*	0,55	0,585	0,162
	NM IIa*	0,63		
	NM III*			
	NM IIIa*			

* Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf bei Mauerwerk aus Hochlochziegeln mit Lochung W und Mauertafelziegeln T4 nicht größer angenommen werden als für Steinfestigkeiten *f*_{st}=15N/mm² und bei Mauerwerk aus Mauertafelziegeln T2 und T3 nicht größer als für *f*_{st} 25 N/mm².

Tabelle NA.5 — Parameter zur Ermittlung der Druckfestigkeit von Einsteinmauerwerk aus Vollziegeln sowie Kalksand-Vollsteinen und Kalksand-Blocksteinen mit Normalmauermörtel

Steinart	Mörtelart	Parameter		
		<i>K</i>	<i>α</i>	<i>β</i>
Vollziegel, KS-Vollsteine, KS-Blocksteine	NM II*, IIa*	0,95	0,585	0,162
	NM III**, IIIa**			

* Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf nicht größer angenommen werden als für die Steinfestigkeiten *f*_{st} = 45 N/mm².
 ** Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf nicht größer angenommen werden als für Steinfestigkeiten *f*_{st} = 60 N/mm².

Tabelle NA.6 — Parameter zur Ermittlung der Druckfestigkeit von Einsteinmauerwerk aus Kalksand-Plansteinen und Kalksand-Planelementen mit Dünnbettmörtel

Steinart		Mörtelart	Parameter		
			<i>K</i>	<i>α</i>	<i>β</i>
KS-Planelemente	KS-XL	DM*	1,70	0,630	---
	KS-XL-N, KS-XL-E		0,80	0,800	---
KS-Plansteine	KS-P	DM**	1,15	0,585	---
	KS L-P	DM***			

* Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf nicht größer angenommen werden als für Steinfestigkeiten *f*_{st} = 35 N/mm².
 ** Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf nicht größer angenommen werden als für Steinfestigkeiten *f*_{st} = 45 N/mm².
 *** Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf nicht größer angenommen werden als für Steinfestigkeiten *f*_{st} = 25 N/mm².

Tabelle NA.7 — Parameter zur Ermittlung der Druckfestigkeit von Einsteinmauerwerk aus Mauerziegeln und Kalksandsteinen mit Leichtmauermörtel

Mittlere Steindruckfestigkeit N/mm ²	Mörtelart	Parameter		
		<i>K</i>	<i>α</i>	<i>β</i>
$2,5 \leq f_{st} < 5,0$	LM 21	0,74	0,495	---
	LM 36	0,85		
$5,0 \leq f_{st} < 7,5$	LM 21	0,74		
	LM 36	1,00		
$7,5 \leq f_{st} \leq 35,0$	LM 21*	0,81		
	LM 36**	1,05		

* Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf nicht größer angenommen werden als für Steinfestigkeiten $f_{st} = 15 \text{ N/mm}^2$.
 ** Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf nicht größer angenommen werden als für Steinfestigkeiten $f_{st} = 10 \text{ N/mm}^2$.

Tabelle NA.8 — Parameter zur Ermittlung der Druckfestigkeit von Einsteinmauerwerk aus Leichtbeton- und Betonsteinen

Steinart		Mittlere Steindruckfestigkeit N/mm ²	Mörtelart	Parameter		
				<i>K</i>	<i>α</i>	<i>β</i>
Vollsteine	V, Vbl		NM*	0,67	0,74	0,13
	Vbl S, Vbl SW	$2,5 \leq f_{st} < 10,0$	NM II*, NM IIa*	0,68	0,605	0,189
			NM III*, NM IIIa*			
		$10,0 \leq f_{st} < 75,0$	NM IIa*, NM III*, NM IIIa*	0,79	0,585	0,162
Vn, Vbn Vm, Vmb		NM*	0,95	0,585	0,162	
Lochsteine	Hbl, Hbn		NM*	0,74	0,63	0,10
Voll- und Lochsteine			LM21**, LM36***	0,79	0,66	-

* Die umgerechnete mittlere Steindruckfestigkeit darf nicht größer angenommen werden als die dreifache Mörtelfestigkeit $f_{st} \leq 3 \cdot f_m$. Die Mörtelfestigkeit darf nicht größer angenommen werden als für Mörtelgruppe III $f_m \leq 10 \text{ N/mm}^2$.
 ** Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf nicht größer angenommen werden als für umgerechnete mittlere Steindruckfestigkeiten $f_{st} = 10 \text{ N/mm}^2$.
 *** Die umgerechnete mittlere Steindruckfestigkeit darf nicht größer angenommen werden als die dreifache Mörtelfestigkeit $f_{st} \leq 3 \cdot f_m$.

Tabelle NA.9 — Parameter zur Ermittlung der Druckfestigkeit von Einsteinmauerwerk aus Porenbeton mit Dünnbettmörtel

Steinart	Mittlere Steindruckfestigkeit N/mm ²	Mörtelart	Parameter		
			<i>K</i>	<i>α</i>	<i>β</i>
Vollsteine aus Porenbeton	$2,5 \leq f_{st} < 5,0$	DM	0,90	0,76	-
	$5,0 \leq f_{st} \leq 10,0$		0,90	0,75	-

Tabelle NA.L.2 — Charakteristische Werte f_k der Druckfestigkeit von Natursteinmauerwerk mit Normalmauermörtel

Güteklasse	Steinfestigkeit ^b	Werte der Druckfestigkeit f_k^a N/mm ² in Abhängigkeit von den Mörtelgruppen nach DIN V 18580			
		NM I	NM II	NM IIa	NM III
N1	≥ 20	0,6	1,4	2,2	3,3
	≥ 50	0,8	1,7	2,5	3,9
N2	≥ 20	1,1	2,5	3,9	5,0
	≥ 50	1,7	3,0	4,4	5,5
N3	≥ 20	1,4	4,2	5,5	6,9
	≥ 50	1,9	5,5	6,9	9,7
	≥ 100	2,8	6,9	8,3	11,1
N4	≥ 20	3,3	5,5	6,9	8,3
	≥ 50	5,5	9,7	11,1	13,9
	≥ 100	8,3	12,5	15,2	19,4

a Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.
 b entspricht dem 5%-Quantilwert der Druckfestigkeit bei 95% Aussagewahrscheinlichkeit.

NCI zu 3.6.1.2 „Charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk ohne Randstreifenvermörtelung der Lagerfugen“

Der Absatz (1) (i) ist durch folgende Sätze zu ergänzen:

„Wenn die Einwirkung parallel zur Lagerfugenrichtung erfolgt, darf die charakteristische Druckfestigkeit ebenfalls nach Gleichung (3.1) bestimmt werden, wobei anstelle von f_b die mittlere Druckfestigkeit der Mauersteine in Lastrichtung aus der CE-Deklaration zu entnehmen ist. Der zugehörige *K*-Wert nach Tabelle NA.4 bis Tabelle NA.10 ist mit 0,5 zu multiplizieren. Aufgrund der Wahl des Verfahrens (i) sind die Abschnitte (2), (3), (4) und (5) nicht anwendbar.“

Der Absatz (6) ist durch folgenden Satz zu ergänzen:

„Der Absatz bezieht sich nicht auf Tabelle 3.3 sondern auf die Tabellen NA.4 bis NA 10.“

NDP zu 3.6.2 (3) „Charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk“

$f_{bt,cal}$ die rechnerische Steinzugfestigkeit. Es darf angenommen werden:

$$f_{bt,cal} = 0,020 \cdot f_{st} \text{ für Hohlblocksteine}$$

$$f_{bt,cal} = 0,026 \cdot f_{st} \text{ für Hochlochsteine und Steine mit Grifföchern oder Griff-taschen}$$

$$f_{bt,cal} = 0,032 \cdot f_{st} \text{ für Vollsteine ohne Grifföcher oder Griff-taschen}$$

$$f_{bt,cal} = \frac{0,082}{1,25} \cdot \frac{1}{0,7 + \left(\frac{f_{st}}{25}\right)^{0,5}} \cdot f_{st} \quad f_{st} \text{ in N/mm}^2 \text{ für Porenbetonplansteine der}$$

Länge ≥ 498 mm und der Höhe ≥ 248 mm

f_{st} die umgerechnete mittlere Steindruckfestigkeit (siehe Tabelle NA.3).

NDP zu 3.6.2 (6) „Charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk“

Tabelle NA.11 — Werte für die Haftscherfestigkeit f_{vk0} von Mauerwerk ohne Auflast

				f_{vk0} N/mm ²	
Normalmauermörtel mit einer Festigkeit f_m N/mm ²				Dünnbettmörtel (Lagerfugendicke 1 mm bis 3 mm)	Leichtmauer- mörtel
2,5	5	10	20		
0,08	0,18	0,22	0,26	0,22	0,18

Die in Tabelle NA.11 aufgeführten Werte entsprechen den in EN 1996-1-1/NA, Tabelle NA.11, aufgeführten Klassen für f_{vk0} .

Für diverse Stein/Mörtelkombinationen sind auch deutlich höhere Haftscherfestigkeitswerte ansetzbar. Diese sind in EN 771-1 bis EN 771-6 spezifiziert. Werden keine weiterführenden Kennwerte aufgeführt, gelten die Klassen nach Tabelle NA.11 in diesem Dokument.

Kommentar Brameshuber: Sehr detaillierte Werte könnten in der Produktnorm in Abhängigkeit der Steinart und der Mörtelart behandelt werden, oder sind Bestandteil von Materialzulassungen. In der ENXXX/NA könnte man aber auch eine weiterführende Tabelle nach Steinart differenziert aufnehmen. Ein Vorschlag ist Tabelle NA.11-2.NA. Diese Variante wird kontrovers diskutiert und sollte in den nun folgenden Normenbearbeitungen Bestandteil der Diskussion werden. Daher sind die angeführten Werte für nahezu alle Steinarten auf die bekannten Haftscherfestigkeitswerte des jetzigen NA zurückgesetzt worden. Die Werte für Leichtbeton sind beispielhaft und sollen andeuten, in welche Richtung dies für verschiedene Steinarten gehen könnte.

Tabelle NA.11-2.NA: Differenzierte Werte für die Haftscherfestigkeit f_{vko}

Steinart	f_{vko} N/mm ²					
	Normalmauermörtel mit einer Festigkeit f_m N/mm ²				Dünnbettmörtel (Lagerfugendicke 1 mm bis 3 mm)	Leichtmauer- mörtel
	2,5	5	10	20		
Ziegel	0,08	0,18	0,22	0,26	0,22	0,18
Kalksandstein	0,08	0,18	0,22	0,26	0,22	0,18
Beton/Leichtbeton	0,16	0,36	0,44	0,52	0,44	0,36
Porenbeton	0,08	0,18	0,22	0,26	0,22	0,18
Naturstein	0,08	0,18	0,22	0,26	0,22	0,18

Im EC6 selbst wird lediglich eine Klasseneinteilung für die Druckfestigkeit von Mauerwerk, die Anfangsscherfestigkeit und die Steinzugfestigkeit vorgenommen. Das Prinzip sieht dann so aus, dass der Statiker die Klassen vorgibt, und der Ausführende muss auf der Basis der Kennwertermittlung in ENXXX und der Produktnorm die richtige Stein/Mörtelkombination heraussuchen.

In einem letzten Schritt wurde nun noch die Möglichkeit der Erweiterung der Produktnorm um weitere steinspezifische Kennwerte (Haftscherfestigkeit, Steinzugfestigkeit) aufgezeigt. Damit besteht für den jeweiligen Steinhersteller die Möglichkeit, nicht die untere Grenze der charakteristischen Werte zu wählen, sondern bei Bedarf, z. B. bei erforderlicher höherer Ausnutzung der Materialeigenschaften, materialspezifische Kennwerte zu wählen. Es sollte dem jeweiligen Steinhersteller überlassen bleiben, ob er auf relativ konservative, normative Werte zurückgreift (die derzeit festgelegten Haftscherfestigkeiten) oder auf normative, individuelle, die er dann zu deklarieren hätte. In der Umsetzung sähe dies so aus, dass der Planer aufgrund seiner Bemessungssituation beispielsweise zur Erzielung einer Schubtragfähigkeit bei Erdbeben die der Berechnung zugrunde gelegten Werte bekannt gibt, und der Ausführende die dazugehörige Stein-/Mörtelkombination aussucht, die eine ausreichende Steilängszugfestigkeit und Haftscherfestigkeit ergibt. In vielen Fällen wird man mit den konservativen Werten der Norm auskommen, in einigen wird man aber die Möglichkeit des Ansatzes erhöhter Werte sicher gerne annehmen. Das genaue Prozedere der Deklaration von Werten und die Ermittlung entsprechender charakteristischer Werte muss im Einzelnen im Rahmen der Normungsarbeit noch festgelegt werden.

2 Teilprojekt 2: „Knicken“ (Graubner)

2.1 Anamnese

Der Nachweis der Knicksicherheit unbewehrter Mauerwerkswände nach DIN EN 1996-1-1 Anhang G [U 1] beruht auf halb-empirischen Ansätzen, welche das Tragverhalten nicht immer realitätsnah beschreiben. In diesem Forschungsvorhaben werden grundlegende Fragestellungen zum Knickverhalten von Mauerwerkswänden untersucht und mit Hilfe neuerer Erkenntnisse zum nichtlinearen Materialverhalten (vgl. [U 2]) im Fall des Stabilitätsversagens in ein einfaches praxisnahes Bemessungsverfahren überführt. Zusätzlich soll die anzusetzende Knicklänge von Wänden unter teilaufliegenden Decken analysiert und ein entsprechender Berechnungsvorschlag unterbreitet werden.

Bei den aktuell gültigen Regelungen zur Bemessung im Stabilitätsfall kommt ein mathematisch komplexer Gleichungsapparat, welcher nur bedingt für eine einfache Handrechnung geeignet ist, zum Einsatz. Mit Hilfe eines neuen Bemessungsvorschlages, der lediglich eine einfache mathematische Beziehung verwendet, soll die Bemessung von unbewehrtem Mauerwerk im Stabilitätsfall simplifiziert und somit praxistauglich ermöglicht werden.

Parallel hierzu ist der Einfluss des Kriechens auf das Stabilitätsversagen zu untersuchen. Gerade zur Berücksichtigung des Materialkriechens kommen derzeit mehrere national zu regelnde Kenngrößen und Optimierungsparameter zum Einsatz, die gemäß der Grundsätze bei der Normungsarbeit [U 3] möglichst zu vermeiden sind. Der neue Bemessungsvorschlag soll die Auswirkungen des Kriechens vereinfachend integrieren, d. h. einige Regelungen (NDPs, Kriechgleichung) können reduziert bzw. gänzlich gestrichen werden.

Im Rahmen dieses Teilprojektes ist zusätzlich der Einspruch seitens des Landes Dänemarks zu EN 1996-1-1 hinsichtlich Bemessung von Mauerwerkswänden bei Stabilitätsversagens zu überprüfen. Die dabei angestrebte Intention ist es, den Sachverhalt eingehend zu analysieren und damit eine weitere Verkomplizierung des Regelwerks auf europäischer Ebene zu verhindern.

Für die Berechnung der Tragfähigkeit im Stabilitätsfall ist die Ermittlung der Knicklänge von großer Bedeutung. Europaweit besitzt in Deutschland die Bauweise mit teilaufliegenden Decken eine Vorreiterrolle und dementsprechend liegen hierzu bereits umfangreiche Erfahrungen vor. Mit europäischer Blickrichtung hat aus deutscher Sicht die Erweiterung des Anwendungsbereichs des vereinfachten Nachweisverfahrens, welches in DIN EN 1996-3 [U 4] geregelt wird, auf Mauerwerk mit teilweise aufliegenden Stahlbetondecken oberste Priorität. Um auf europäischer Ebene komplizierte Regelungen zu diesem Sachverhalt abzuwenden, soll die im deutschen Nationalen Anwendungsdokument DIN EN 1996-3/NA [U 5] vorgesehene Regelung fun-

diert betrachtet werden und damit das in Deutschland übliche Vorgehen europaweit platziert werden.

Im Rahmen dieses Teilprojektes werden dementsprechend folgende Problemstellungen bearbeitet:

- Analyse des Einspruches zur Bemessung beim Stabilitätsversagen seitens des Landes Dänemark
Ziel: Mögliche Verkomplizierung der Bemessung im Stabilitätsfall abwenden.
- Analyse des Einflusses des Kriechens auf das Stabilitätsverhalten
Ziel: Vereinfachung der Norm (Vermeidung einer expliziten Berücksichtigung des Einflusses des Kriechens) durch einen neuen vereinfachten Bemessungsvorschlag
- Knicklängenermittlung bei Wänden unter teilaufliegenden Decken
Ziel: Durch prä-normative Arbeit soll erreicht werden, die in Deutschland übliche Vorgehensweise in der europäischen Norm zu verankern.

In Übereinstimmung der Grundsätze bei der Normungsarbeit [U 3] können folgende übergeordnete Ziele festgehalten werden:

- Praxisgerechte und nachvollziehbare Nachweiskonzepte
Der Vorschlag für die Traglastfunktion für die Bemessung im Stabilitätsfall sowie die Regelungen zur Knicklängenermittlung ist möglichst einfach zu gestalten. Des Weiteren wird prä-normativ agiert um komplizierte Regelungen zur Ermittlung der Knicklinge wirksam zu verhindern.
- Optimierungsparameter reduzieren
Parameter, mit denen eine möglichst exakte Bemessung erfolgen soll, werden für den neuen, vereinfachten und auf der sicheren Seite liegenden Bemessungsvorschlag reduziert bzw. gänzlich gestrichen.
- Reduzierung der national festlegbaren Parameter (NDPs)
National festlegbare Parameter sind für den neuen Bemessungsvorschlag im Stabilitätsfall soweit wie möglich zu vermeiden.

2.2 Diagnose

2.2.1 Analyse des Tragverhaltens von unbewehrtem Mauerwerk

In einem ersten Schritt wurde die derzeit gültige Regelung nach DIN EN 1996 Anhang G wissenschaftlich hinsichtlich ihrer Realitätsnähe und Praktikabilität analysiert. Anhand der festgestellten Sachverhalte wurden diese durch eine genauere nichtlineare Stabilitätsanalyse nach Glock [U 2] hinsichtlich ihrer Relevanz auf das Bemessungsergebnis überprüft. Eine beispielhafte Gegenüberstellung der Ergebnisse ist in Abbildung 2.1 dargestellt. Es wird deutlich, welche Tragfähigkeitspotentiale gerade bei großen Wandschlankheiten existieren.

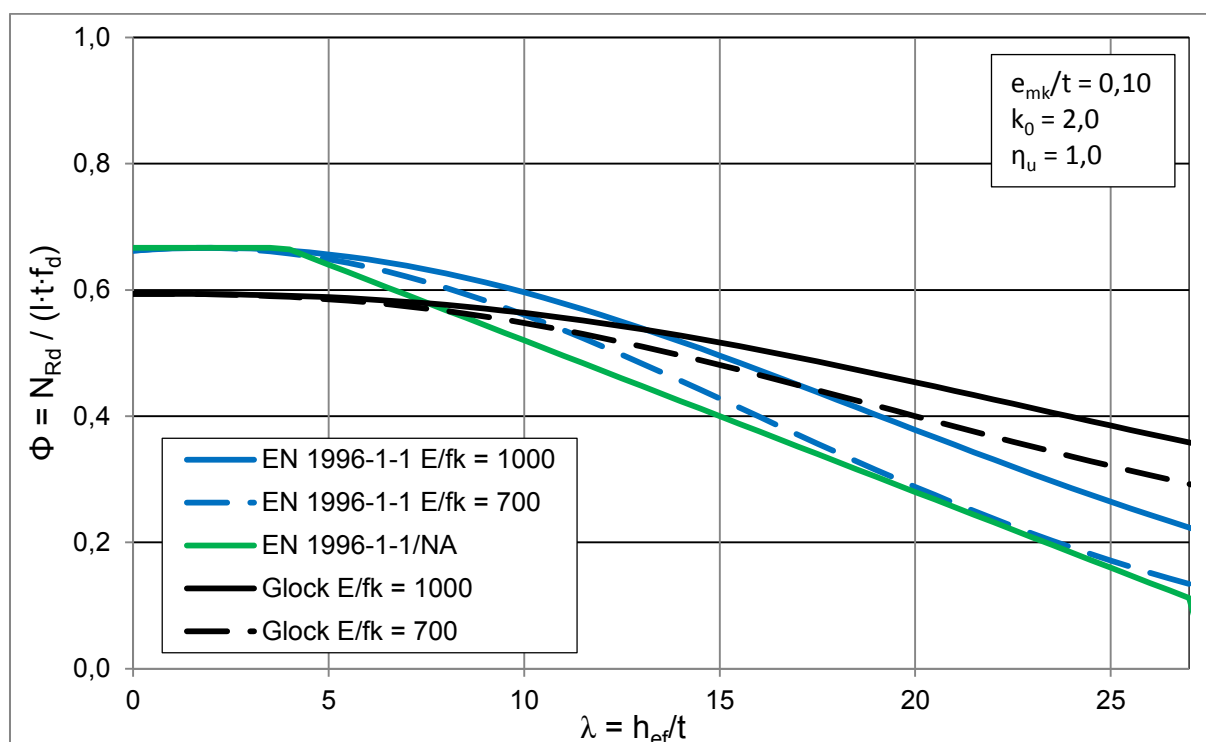


Abbildung 2.1: Vergleich der Traglastfunktionen in Wandhöhenmitte

In DIN EN 1996-1-1 Anhang G [U 1] basiert der in Wandhöhenmitte zu berücksichtigende Traglastfaktor auf einer materialabhängigen Approximationsfunktion, welche auf einem Vorschlag von Kirtschig [U 6] und [U 7] mit parabelförmiger Modellierung ($k_0 = 2,0$) der Spannungs-Dehnungs-Linie basiert. Nach dem deutschen nationalen Anhang zu DIN EN 1996-1-1 ist jedoch materialunabhängig eine linearisierte Traglastfunktion zu verwenden. Diese Näherung entstammt DIN EN 1992-1-1/NA und berücksichtigt ein Verhältnis E_0/f_k bzw. einen K_E -Wert (Gl. 2.1) von ungefähr 700 (siehe Abbildung 2.1).

$$K_E = \frac{E_0}{f_k} \quad \text{Gl. 2.1}$$

Die genauere Stabilitätsanalyse [U 2] beinhaltet eine Beschreibung der Völligkeit der Spannungs-Dehnungs-Beziehung entsprechend DIN EN 1992-1-1 unter Berücksichtigung eines nichtlinearen Last-Verformungs-Verhaltens (Gl. 2.2). Eine wirklichkeitsnahe Beschreibung des bei Stabilitätsversagen bedeutsamen Last-Verformungs-Verhaltens kann hierbei mit Hilfe des Völligkeitsfaktors k_0 erfolgen (siehe Gl. 2.3 und Abbildung 2.2). Auch der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Beziehung im Bereich des Abfallendes Astes ($\eta > 1,0$) wird mittels des Völligkeitsfaktors k_0 gesteuert.

$$\frac{\sigma}{f} = \frac{k_0 \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k_0 - 2) \cdot \eta} \quad \text{Gl. 2.2}$$

$$k_0 = \frac{E_0 \cdot \varepsilon_f}{f} \quad \text{Gl. 2.3}$$

Die Umrechnung vom Mittelwert der Festigkeit f zum Fraktilwert f_k erfolgt gemäß DIN EN 1052-1 [U 8] mit dem Faktor $1/1,2$. Ein wesentlicher Vorteil dieses Ansatzes liegt darin, dass eine beliebige Arbeitslinie zwischen den Grenzfällen eines linear-elastischen und eines starr-plastischen Werkstoffverhaltens modelliert werden kann.

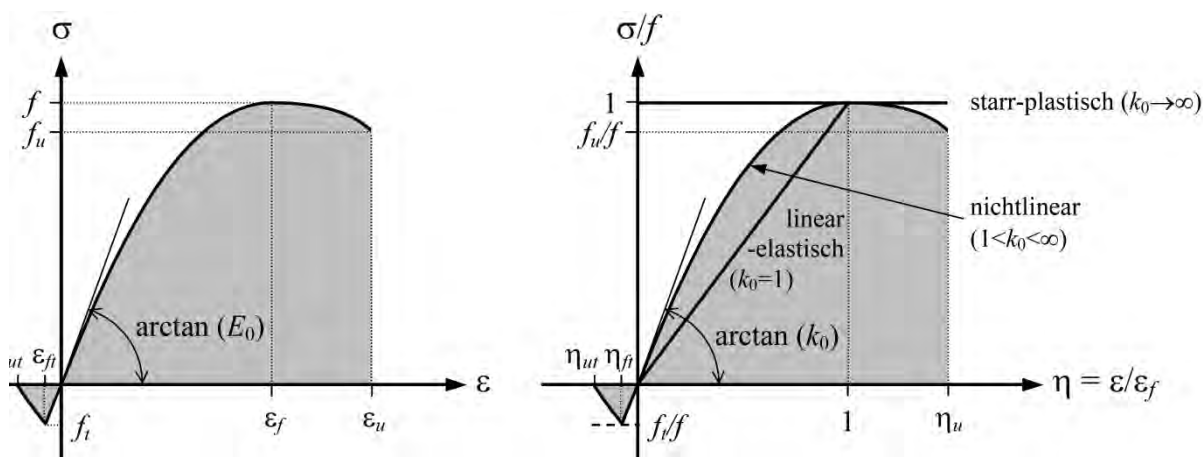


Abbildung 2.2: Spannungs-Dehnungs-Beziehung und bezogene σ/f - η -Beziehung [U 1]

2.2.2 Einspruch des Landes Dänemark

Seitens des Landes Dänemark liegt ein Einspruch hinsichtlich der Traglastfunktion nach Anhang G von DIN EN 1996-1-1 vor. Das zugehörige Hintergrunddokument [U 9] weist darauf hin, dass die Traglastkurve nur für bestimmte Werte von $K_E \approx 700$ bis 1.000 Gültigkeit besitzt. Es wird als kritisch angesehen, dass nach dem in Anhang G vorgesehenen Berechnungssatz mit zunehmender charakteristischer Druckfestigkeit die Tragfähigkeit nach DIN EN 1996-1-1 abnimmt. Um dies zu überprüfen, wurde eine Vielzahl genauerer nichtlinearer Stabilitätsanalysen durchgeführt.

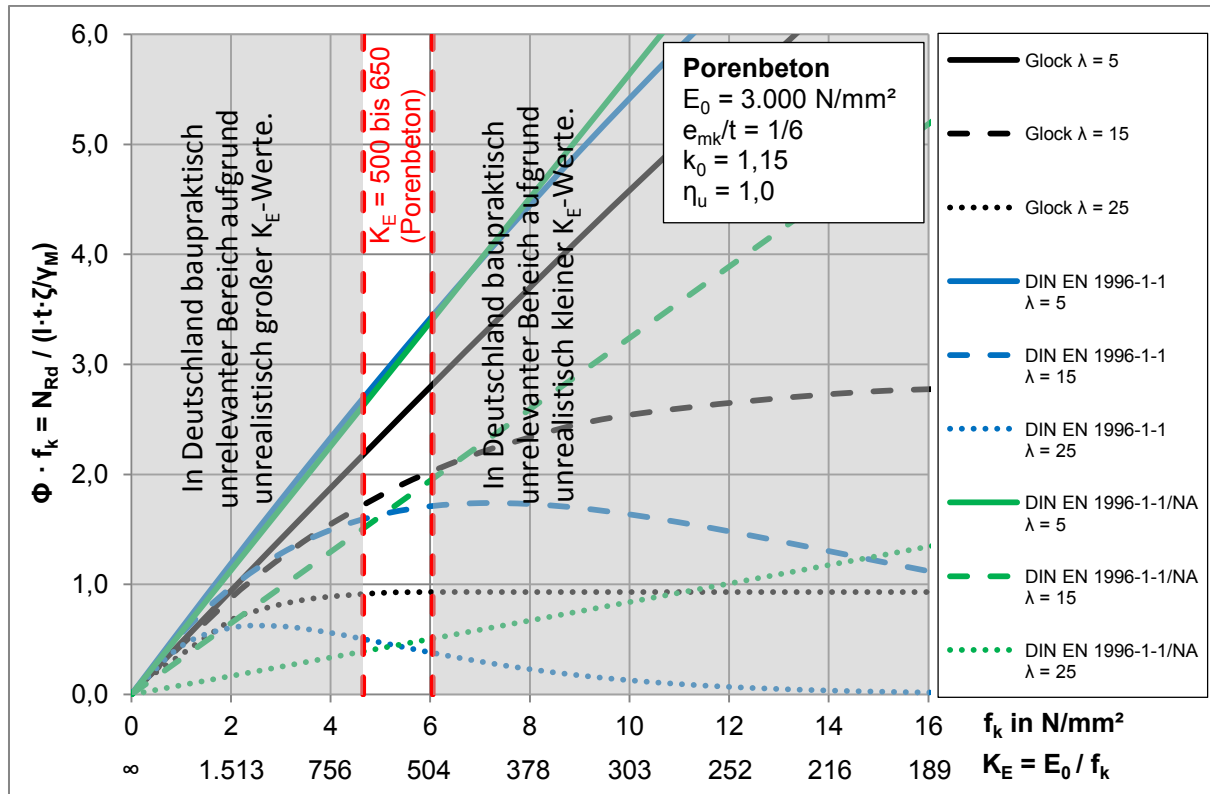


Abbildung 2.3: Gegenüberstellung Tragfähigkeiten für Mauerwerk aus Porenbetonsteinen

In Abbildung 2.3 ist der Sachverhalt für den Fall des von Dänemark verwendeten Elastizitätsmoduls von $E_0 = 3000 \text{ N/mm}^2$ in Verbindung mit den in Deutschland üblichen Verhältniswerten K_E (s. Gl. 2.1) graphisch dargestellt. Dabei ist auf der Ordinate der Traglastfaktor Φ_m multipliziert mit der charakteristischen Mauerwerksdruckfestigkeit f_k aufgetragen, was die Tragfähigkeit der Wand unabhängig von der Wandlänge l , der Wanddicke t , dem Dauerstandsfaktor ζ und dem Teilsicherheitsbeiwert γ_M beschreibt. Auf der Abszisse ist die charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit f_k aufgetragen. Da das Diagramm stets nur für einen bestimmten Elastizitätsmodul (hier $E_0 = 3.000 \text{ N/mm}^2$) gilt, kann auf der Abszisse die charakteristische Druckfestigkeit in den zugehörigen K_E -Wert (siehe Gl. 2.1) umgerechnet werden.

Betrachtet man die aktuell gültige europäische Regelung (blaue Kurven) so ist zu erkennen, dass bei großen Schlankheiten ($h_{ef}/t > 20$) die Tragfähigkeit ab einem bestimmten K_E -Verhältnis mit zunehmender charakteristischen Druckfestigkeit rechnerisch abfällt. Dies ist als „Defekt“ der normativen Regelung nach DIN EN 1996-1-1 zu bezeichnen, da eine Steigerung der Druckfestigkeit prinzipiell immer zu einer Tragfähigkeitserhöhung führen muss. Bei realistischer Modellierung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung (schwarze Kurven) kommt es bei einer Festigkeitssteigerung zu keiner Tragfähigkeitsreduzierung, wie die Ergebnisse einer Berechnung mit dem Verfahren nach [U 2] zeigen. Dies wurde zwischenzeitlich durch Jäger et al. [U 10] überprüft und bestätigt. Aus Bild 2.3 wird aber auch deutlich, dass der genannte Effekt nur bei Wandschlankheiten $h_{ef}/t > 20$ auftritt, insofern auch diesbezüglich in baupraktischer Hinsicht einen kleinen, sehr spezifischen Anwendungsbereich betrifft.

Des Weiteren ist zu beachten, dass mit dem deutschen nationalen Anhang die Traglasten bei Stabilitätsversagen schlanker Wände gegenüber den Regelungen des EC 6 z.T. deutlich konservativer festgelegt wurden (grüne Linien) und daher aus deutscher Sicht selbst bei sehr niedrigem K_E -Wert kein Handlungsbedarf besteht.

Aus baupraktischer Sicht ist zu berücksichtigen, dass steinspezifisch nur ein eng begrenzter Bereich von K_E -Werten möglich ist. Dieser ist normativ geregelt und für Deutschland in Tabelle 2.1 dargestellt. Unter Verwendung dieser K_E -Werte ergeben sich die in den Abbildung 2.3 bis 2.5 markierten Anwendungsbereiche.

Tabelle 2.1: Verhältnisse K_E nach DIN EN 1996-1-1/NA Tab. NA.12 [U 11]

Mauersteinart	$K_E = E_0/f_k$	
	Rechenwert	Wertebereich
Mauerziegel	1.100	950 bis 1.250
Kalksandsteine	950	800 bis 1.250
Leichtbetonsteine	950	800 bis 1.100
Betonsteine	2.400	2.050 bis 2.700
Porenbetonsteine	550	500 bis 650

Zusammenfassend lässt sich der Sachverhalt wie folgt darstellen:

- Im Falle großer Wandschlankheiten ($h_{ef}/t > 20$) nimmt mit dem Nachweisverfahren nach DIN EN 1996-1-1 Anhang G die rechnerische Tragfähigkeit mit zunehmender Druckfestigkeit des Materials tatsächlich ab.
- Der seitens des Landes Dänemark identifizierte Effekt ist in Deutschland nicht praxisrelevant, da Mauerwerk mit niedrigen K_E -Werten – Mauerwerk aus Porenbeton – stets kleinere Wandschlankheiten aufweist. Für Mauerwerk mit mittleren K_E -Werten (Mauerwerk aus Ziegel, Kalksandstein und Leichtbeton) ist im praxisüblichen Bereich nur ein minimaler und damit zu vernachlässigender Traglastabfall zu verzeichnen, der vom Sicherheitsbeiwert abgedeckt wird.
- Bei Verwendung des in Deutschland gültigen nationalen Bemessungsansatzes ergeben sich stets konservativere Ergebnisse.
- Vorausschauend sei bereits an dieser Stelle festgehalten, dass der im Rahmen dieses Vorhabens erarbeitete neue Bemessungsvorschlag den genannten „Defekt“ nicht aufweist und mit zunehmender Druckfestigkeit stets größere aufnehmbare Traglasten liefert. Somit kann eine mögliche Verkomplizierung der normativen Regeln, die der Einspruch von Dänemark möglicherweise zur Folge hätte, abgewendet werden.

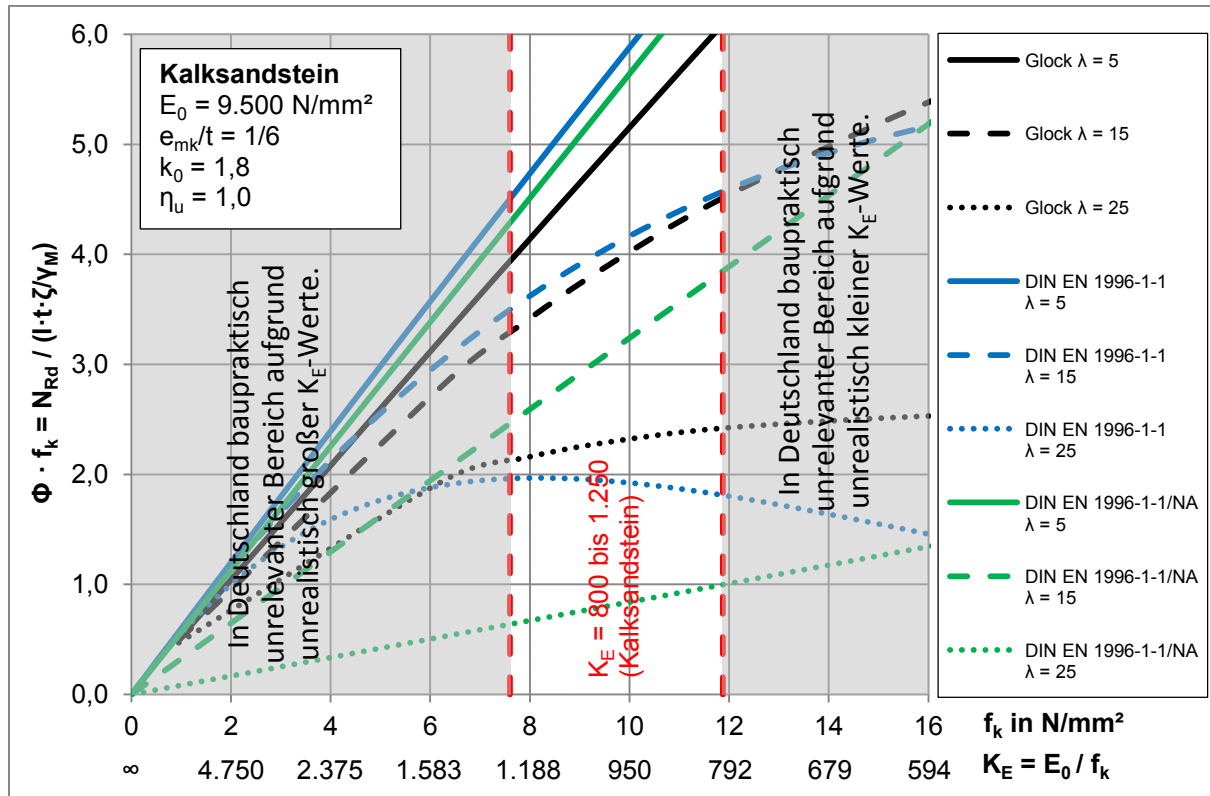


Abbildung 2.4: Gegenüberstellung Tragfähigkeiten für Mauerwerk aus Kalksandsteinen

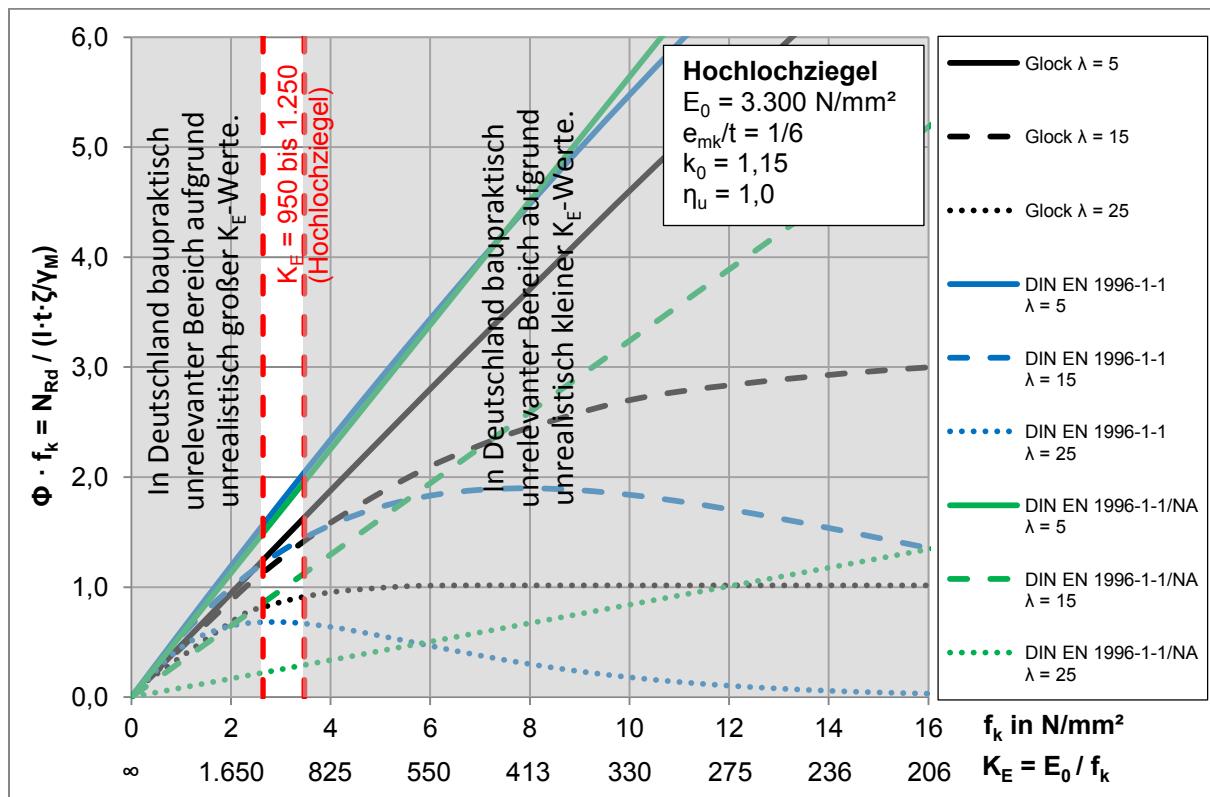


Abbildung 2.5: Gegenüberstellung Tragfähigkeiten für Mauerwerk aus Mauerziegeln

Weitere Diagramme für verschiedene Stein-;Mörtel-Kombinationen sind in den Abschnitten 2.4.1 und 2.4.2 dargestellt.

2.2.3 Einfluss des Kriechens

Als weitere Einflussgröße auf Stabilitätsversagen werden die Auswirkungen des Kriechens auf die Systemtragfähigkeit schlanker Mauerwerkswände untersucht. In DIN EN 1996-1-1 6.1.2.2 (1) (ii) wird dies mit einer zusätzlichen Ausmitte e_k , die auf der Herleitung von Mann [U 12] basiert, erfasst. Die Ausmitte e_k wird unter Berücksichtigung der Wandhöhe und -dicke, sowie der Endkriechzahl und der bereits vorhandenen Ausmitte nach Theorie I. Ordnung ermittelt (DIN EN 1996-1-1 6.1.22. (1) (ii) Gl. (6.8)).

$$e_k = 0,002 \cdot \phi_\infty \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{t \cdot e_m} \quad \text{Gl. 2.4}$$

Diese zusätzliche Ausmitte ist jedoch nur zu berücksichtigen, wenn die vorhandene Schlankheit h_{ef}/t größer als die sogenannte Grenzschlankheit λ_c ist. Empfohlen wird als national zu bestimmender Parameter ein Wert von $\lambda_c = 15,0$ wobei jedes Land in Abhängigkeit der Größe des gewählten Endkriechwertes eine Unterscheidung für verschiedene Mauerwerksarten vornehmen kann. In Deutschland ist es z. B. nötig, in Abhängigkeit des verwendeten Mauerwerks die dazugehörige Endkriechzahl ϕ_∞ aus einer Tabelle (DIN EN 1996-1-1/NA Tab. NA.13) abzulesen, um dann aus einer separaten Tabelle (DIN EN 1996-1-1/NA Tab. NA.17) die Grenzschlankheit λ_c entnehmen zu können. Da Werte aus zwei verschiedenen Tabellen benötigt werden, ist diese Vorgehensweise umständlich und nur bedingt praxisgerecht.

Des Weiteren muss beim Überschreiten der Grenzschlankheit die Zusatzausmitte e_k für den Stabilitätsnachweis berücksichtigt werden. Damit wird die Traglast bei Werten $h_{ef}/t > \lambda_c$ sprunghaft herabgesetzt (siehe Abbildung 2.6). Es ist offensichtlich, dass diese Unstetigkeitsstelle nicht realitätsnah und keinesfalls physikalisch begründbar ist.

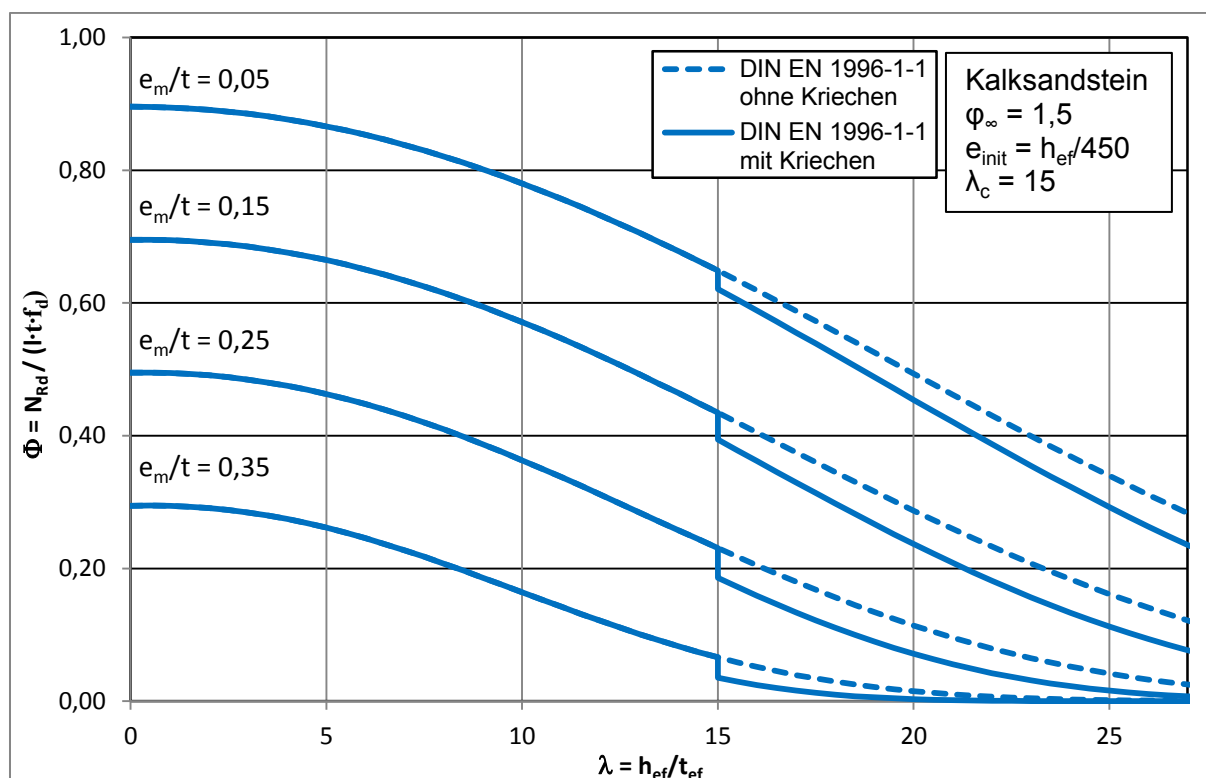


Abbildung 2.6: Einfluss des Kriechens für Mauerwerk aus Kalksandsteinen nach DIN EN 1996-1-1

Die aktuelle gültige Vorgehensweise – Überprüfung, ob die vorhandene Schlankheit kleiner gleich der Grenzschlankheit ist und eventuelle Ermittlung der Ausmitte in Folge des Kriecheinflusses und der damit verbundenen un stetigen Abminderung der rechnerischen Tragfähigkeit – ist umständlich und soll im Rahmen dieses Forschungsvorhabens vereinfacht werden. Im Abschnitt 2.3.1 wird ein neuer Bemessungsvorschlag vorgestellt, bei dem der Einfluss des Kriechens nicht mehr explizit berücksichtigt werden muss, da die Traglastfunktion diesen Einfluss bereits abdeckt.

2.2.4 Traglastabminderung infolge des Stabilitätseinflusses

Die infolge Stabilitätsversagen erforderliche Abminderung der zentrischen Tragfähigkeit unter Berücksichtigung von Schlankheit und Lastausmitte mit Hilfe des Traglastfaktors Φ_m basiert auf halbempirischen Ansätzen und ist in DIN EN 1996-1-1 Anhang G (1) Gl. (G.1) bis (G.4) geregelt. Es kommt eine Traglastfunktion mit einem natürlichen Logarithmus zum Einsatz:

$$\Phi_m = A_1 \cdot e^{\frac{-u^2}{2}} \quad \text{Gl. 2.5}$$

Dabei ist

$$A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t} \quad \text{Gl. 2.6}$$

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} \quad \text{Gl. 2.7}$$

$$\lambda_{EC} = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{K_E} \quad \text{Gl. 2.8}$$

Im originalen Normtext (EN 1996-1-1 Anhang G (1)) wird die Schlankheit λ_{EC} (siehe Gl. (5)) mit λ bezeichnet. Zur besseren Übersichtlichkeit und mechanisch eindeutig wird in diesem Bericht λ mit h_{ef} / t_{ef} definiert.

Die Exzentrizität e_{mk} ist nach EN 1996-1-1 6.1.2.2 (1) (ii) Gl. 6.6 wie folgt zu ermitteln:

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 \cdot t \quad \text{Gl. 2.9}$$

Die Ausmitte e_m ist nach EN 1996-1-1 6.1.2.2 (1) (ii) Gl. 6.7 wie folgt zu berechnen:

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init} \quad \text{Gl. 2.10}$$

Es ist ersichtlich, dass die aktuelle Regelung umfangreich und für eine Handrechnung nur bedingt geeignet ist. Weiterhin sind viele Eingangsparameter, welche in den einzelnen Ländern unterschiedlich geregelt sein können und aus verschiedenen Tabellen abgelesen werden müssen, nötig um die Bemessung durchzuführen. Dies wird mit dem neuen Bemessungsvorschlag (siehe Abschnitt 2.3.1) erheblich vereinfacht.

2.2.5 Knicklänge

Die Knicklänge h_{ef} errechnet sich gemäß EN 1996-3 4.2.2.4 (2) (i) aus dem Produkt von lichter Höhe h und Abminderungsfaktor ρ_2 für zweiseitig gehaltene Wände wie folgt:

$$h_{ef} = \rho_2 \cdot h \quad \text{Gl. 2.11}$$

Für Wände, die am Wandkopf und -fuß durch Stahl- oder Spannbetondecken horizontal gehalten sind und eine Auflagertiefe vom mindestens 2/3 der Wanddicke (aber nicht weniger als 8,5 cm) aufweisen, darf nach DIN EN 1996-3 unabhängig von der Wanddicke für Innenwände der Faktor $\rho_2 = 0,75$ und für Außenwände der Faktor $\rho_2 = 1,0$ verwendet werden. Bei in der Praxis allgemein verbauten teilaufliegenden Decken auf Außenwänden ist also grundsätzlich keine Abminderung der Knicklänge möglich. Innenwände mit nur teilweise aufliegenden Decken sind nicht praxisrelevant. Die Größe des Knicklängenbeiwert ρ_2 hängt nicht von der Wanddicke ab.

Die bei der Berechnung anzusetzende Knicklänge muss jedoch von der Wanddicke abhängig sein. Eine Reduzierung der Knicklänge ($\rho_2 < 1,0$) ist möglich, wenn die Wand am Wandkopf- und fuß zumindest teilweise an der Verdrehung verhindert wird.

Diese teilweise Einspannung der Wand wird nur erreicht, wenn die angrenzenden Decken der möglichen Verdrehung der Wand entgegenwirken. Somit müssen die Decken im Vergleich zu der Wand eine größere Steifigkeit aufweisen. Eine dünne Wand weist, verglichen mit der Steifigkeit der Decke, eine geringere Steifigkeit auf und wird sich daher zwischen den angrenzenden Decken einspannen. Bei einer dicken Wand ist hingegen das Verhältnis der Steifigkeiten von Decke und Wand zu gering, so dass die angrenzenden Decken nicht genügend Steifigkeit besitzen, um die Verdrehung der Wand und somit auch die Knicklänge der Wand wirksam zu verringern. Unter Zuhilfenahme der Differenzialgleichung hat Mann [U 13] diesen Sachverhalt für vollaufliegende Decken analysiert.

Prinzipiell sind bei der Ermittlung der Knicklänge von Wänden mit nur teilweise aufliegenden Decken zwei gegenläufige Mechanismen festzustellen. Zum einen wird beim Nachweis von Wänden unter nur teilweise aufliegenden Decken gemäß DIN EN 1996-1-1 die Wanddicke rechnerisch reduziert, was zur Folge hat, dass die Steifigkeit der Wand herabgesetzt wird. Bei den vorliegenden statisch unbestimmten Systemen bewirkt dies eine Reduktion der Einspannmomente der Decken am Wandkopf und -fuß und somit auch eine geringere Exzentrizität der Lastresultierenden nach Th. I. Ordnung. Im Falle des Stabilitätsversagens wandert gleichzeitig die Lastresultierende infolge der Verformungen nach Th. II. O. weiter in Richtung des Querschnitts und erzeugt somit rückdrehende Momente. Dies verschiebt die Wendepunkte der Verformungskurve der Wand und würde damit eine Reduzierung der Knicklänge rechtfertigen. Dem entgegen steht jedoch, dass auf Grund der nur teilweisen Auflagerung der Decke am Wandkopf- und -fuß nicht die gesamte Wanddicke im Stabilitätsfall mitwirken kann. Näherungsweise kann dieser Sachverhalt durch einen Stab mit über die Stablänge veränderlichem Querschnitt abgebildet werden. In der Wandmitte hat der Stab den vollen Wandquerschnitt t und an den Stabenden wird der Querschnitt in Anlehnung an den St. Venant'schen Störbereich über eine Länge von der Auflagertiefe a auf einen Restquerschnitt mit der Dicke von a reduziert. Mit der Annahme von linear-elastischen Werkstoffverhalten kann die kritische Knicklast nach [U 14] ermittelt werden. Ein Stab mit reduzierten Querschnitten am Stabende und -anfang (siehe Abbildung 2.7) weist, für die üblichen Praxisfälle im Vergleich zu einem ungeschwächten Stab mit einer Dicke von t , jedoch wesentlich geringere kritische Knicklasten auf.

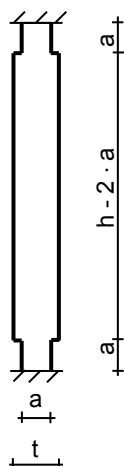


Abbildung 2.7: Vereinfachtes Ersatzsystem für Wände mit teilaufliegenden Decken

2.3 Therapie

2.3.1 Vereinfachter Bemessungsvorschlag für die normative Regelung

Im Sinne der Grundsätze der Normungsarbeit [U 3] sollen Optimierungsparameter, mit denen eine genauere Anpassung an verschiedene Baustoffe erfolgt, vermieden werden. Dies wird erreicht, indem ein vereinfachter Bemessungsansatz unabhängig vom E_0/f_k -Verhältnis ($= K_E$), der Endkriechzahl φ_∞ und der Grenzschlankheit λ_c vorgeschlagen wird. Dadurch kann die Traglastfunktion baustoffübergreifend verwendet werden. Die baustoffspezifischen Eigenschaften, wie z. B. Elastizitätsmodul sowie Kriechverhalten werden integral in der Traglastfunktion erfasst. Diese Vorgehensweise hat den Vorteil, dass die Norm praxistgerechter wird, da wesentlich weniger Eingangsparameter von Nöten sind, was wiederum zur Folge hat, dass die national festlegbaren Parameter (NDPs) reduziert bzw. gänzlich gestrichen werden können. Des Weiteren wird die Handrechnung erheblich vereinfacht, da der Bemessungsvorschlag lediglich eine einfache lineare Traglastfunktion verwendet. Zur besseren Übereinstimmung mit der genaueren Analyse der Tragfähigkeit wird die starr-plastische Tragfähigkeit des exzentrisch beanspruchten Querschnittes mit dem Faktor 1,10 vergrößert und der Traglastfaktor mit zunehmender Schlankheit aufgrund der Einflüsse nach Theorie II. Ordnung weiter reduziert. Es ist offensichtlich, dass eine Obergrenze definiert werden muss damit sich keine Traglastfaktoren oberhalb der starr-plastischen Tragfähigkeit ergeben. Diese Grenze wird jedoch nur bei sehr kleinen Wandschlankheiten ($h_{ef}/t_{ef} < 5$) bemessungsrelevant.

$$\Phi_m = 1,10 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_m}{t_{ef}} \right) - 0,021 \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 1 - 2 \cdot \frac{e_m}{t_{ef}} \quad \text{Gl. 2.12}$$

mit:

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{ini} \geq 0,05 \cdot t \quad \text{Gl. 2.13}$$

In Gl. 2.13 beinhaltet M_{md} – im Gegensatz zum Originaltext von DIN EN 1996-1-1 (vgl. Gl. 2.10) – bereits die Momente infolge horizontaler Beanspruchung. Diese Vorgehensweise erübrigt die explizite Ermittlung der Ausmitte infolge horizontaler Lasten ($e_{hm} = M_{hm} / N_{md}$) und erspart damit einen weiteren Rechenschritt. Folglich wird M_{md} für den Bemessungsvorschlag neu definiert, so dass M_{md} der Bemessungswert des größten Momentes in halber Wandhöhe einschließlich der Momente infolge horizontaler Lasten (z. B. Wind) ist.

Im Vergleich mit Abschnitt 2.2.4 ist zu erkennen, dass mit dem neuen Vorschlag die Vorgehensweise zur Bestimmung des Traglastfaktors Φ_m erheblich verkürzt und vereinfacht wird. Folgende Gleichungen und Parameter werden nicht mehr benötigt:

- $e_k = 0,002 \cdot \phi_\infty \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{t \cdot e_m}$

Wegfall der Gl. (6.8) von DIN EN 1996-1-1

- ϕ_∞ Endkriechzahl

Reduzierung des zugehörigen NPD 3.7.4. (2) bzw. Reduzierung der Tabelle in DIN EN 1996-1-1 3.7.4 (2)

- λ_c Grenزشlankheit

Wegfall des zugehörigen NPD 6.1.2.2 (2)

- $e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 \cdot t$

Wegfall der Gl. (6.6) von DIN EN 1996-1-1

- E Kurzzeit-Elastizitätsmodul als Sekantenmodul

Wegfall des zugehörigen NPD 3.7.2 (3)

Als Grundlage einer Vereinfachung der Traglastfunktion nach EN 1996-1-1 wurden Vergleichsrechnungen durchgeführt. In Tabelle 2.2 sind die in der deutschen Baupraxis üblicherweise vorkommenden Werkstoffkennwerte der unterschiedlichen Mauerwerksarten dargestellt.

Tabelle 2.2: Verschiedene Werkstoffkennwerte unterschiedlicher Mauerwerksarten in Anlehnung an [U 11] und [U 15]

Mauerwerk	Stauchung bei Höchstspannung ε_f in ‰	Bezogener Ursprungsmodul k_0	Endkriechzahl φ_∞	Kennzahl $K_E = E_0 / f_k$
Hochlochziegel	1,8	1,15	1,0	767
Kalksandstein	2,5	1,8	1,5	864
Leichtbetonstein	1,7	1,4	2,0	998
Betonstein	1,0	1,8	1,0	2.160
Porenbetonstein	2,0	1,15	0,5	690

Zuzüglich zu den Werkstoffkennwerten wurde in Anlehnung an DIN EN 1996-1-1/NA Tabelle NA. 12 ein Streubereich der Kennzahl K_E , was bei gleichbleibenden bezogenen Ursprungsmoduln bzw. Völligkeiten der Spannungs-Dehnungs-Beziehung eine Streuung der Stauchung bei Höchstspannung entspricht, untersucht. Die entsprechenden baustofftechnischen Kennwerte sind in Tabelle 2.3 dargestellt.

Tabelle 2.3: Verschiedene Werkstoffkennwerte unterschiedlicher Mauerwerksarten unter Berücksichtigung des Wertebereiches für K_E in Anlehnung an [U 11] und [U 15]

Mauerwerk	Stauchung bei Höchstspannung ε_f in ‰	Bezogener Ursprungsmodul k_0	Endkriechzahl φ_∞	Kennzahl $K_E = E_0 / f_k$
Hochlochziegel	1,11 bis 1,45	1,15	1,0	950 bis 1.250
Kalksandstein	1,73 bis 2,70	1,8	1,5	800 bis 1.250
Leichtbetonstein	1,53 bis 2,10	1,4	2,0	800 bis 1.100
Betonstein	0,80 bis 1,05	1,8	1,0	2.050 bis 2.700
Porenbetonstein	2,12 bis 2,76	1,15	0,5	500 bis 650

In den nachfolgenden Diagrammen wird der neue Bemessungsvorschlag (rote Kurven) mit dem aktuell gültigen Bemessungskonzept von DIN EN 1996-1-1 (blaue Kurven) und dem genaueren nichtlinearen Bemessungskonzept von Glock (schwarze Kurven) [U 1] für die in Tabelle 2.2 angegebenen Werkstoffkennwerte gegenübergestellt.

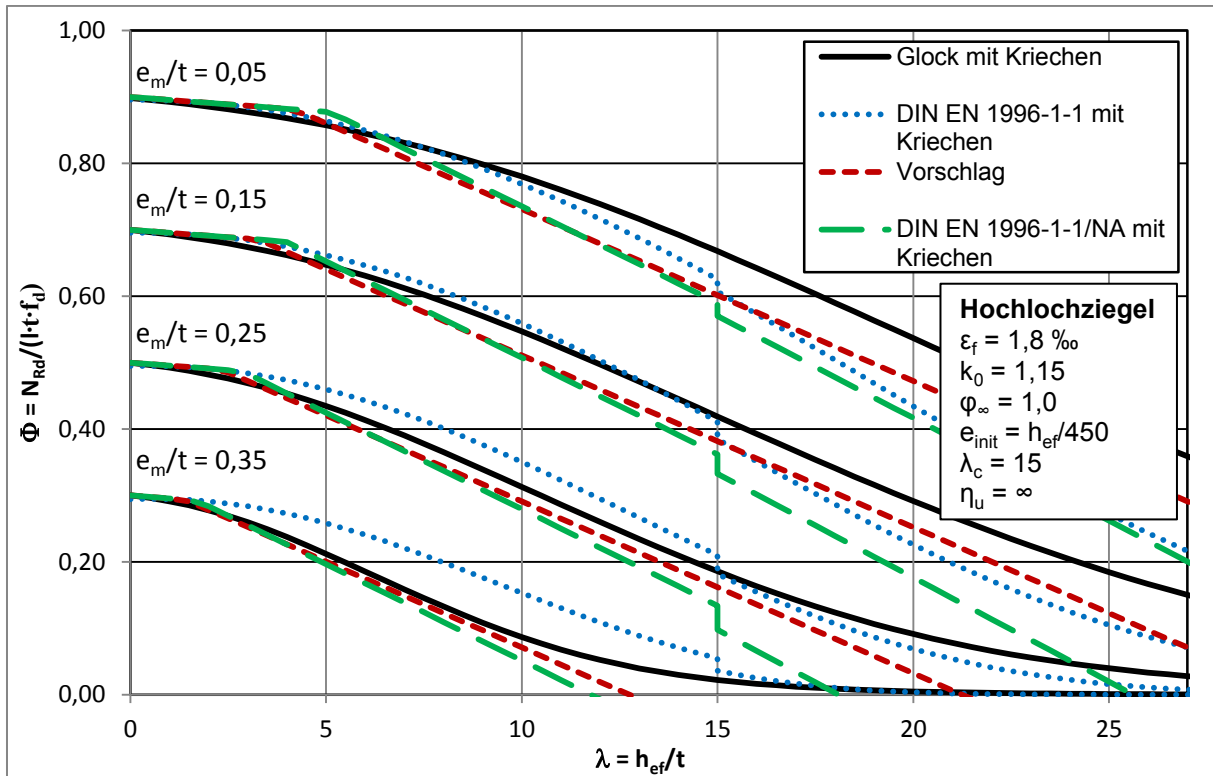


Abbildung 2.8: Vergleich des neuen Bemessungsvorschlages für Mauerwerk aus Hochlochziegeln

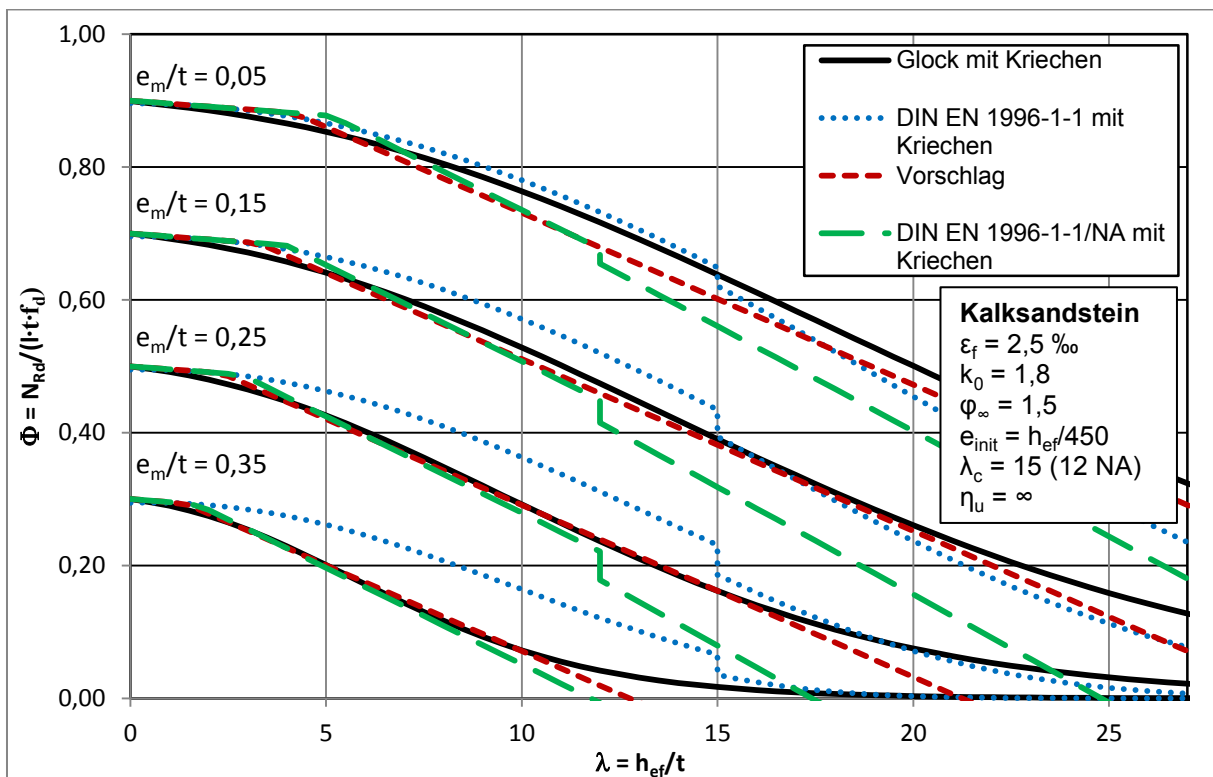


Abbildung 2.9: Vergleich des neuen Bemessungsvorschlages für Mauerwerk aus Kalksandsteinen

Abbildung 2.10: Vergleich des neuen Bemessungsvorschlages für Mauerwerk aus Leichtbetonsteinen

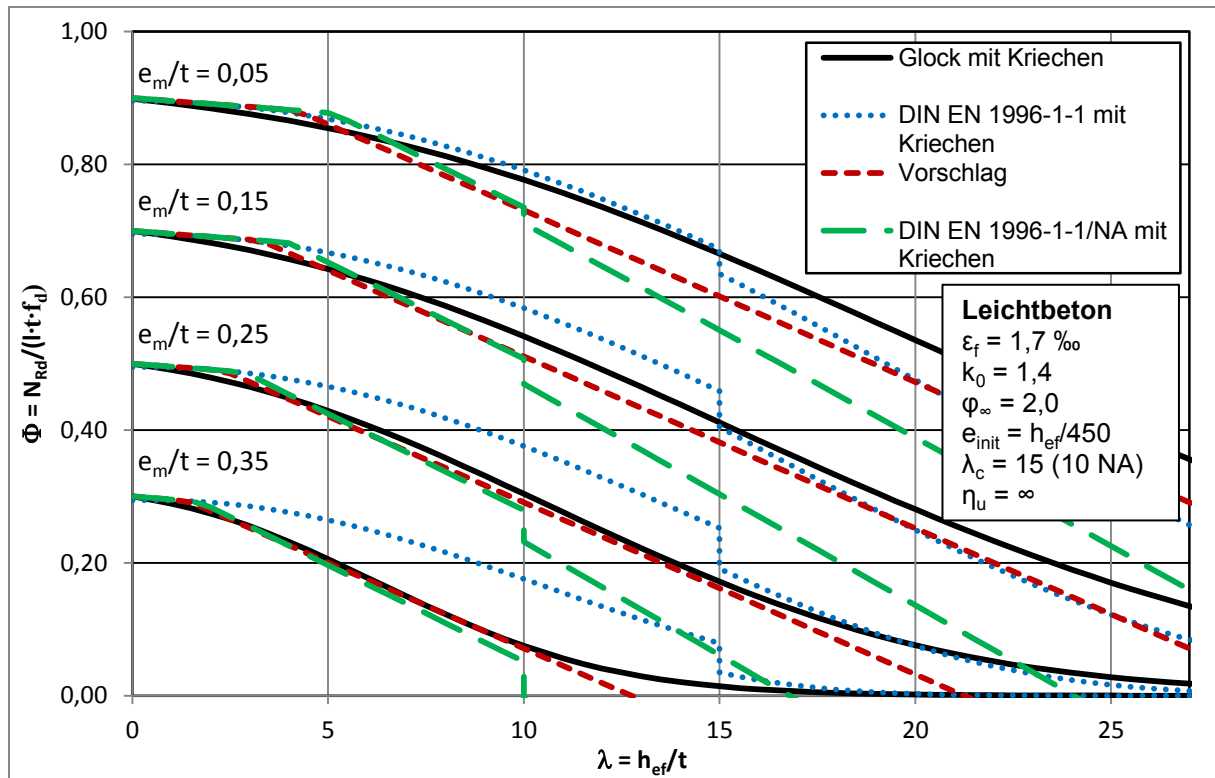


Abbildung 2.11: Vergleich des neuen Bemessungsvorschlages für Mauerwerk aus Betonsteinen

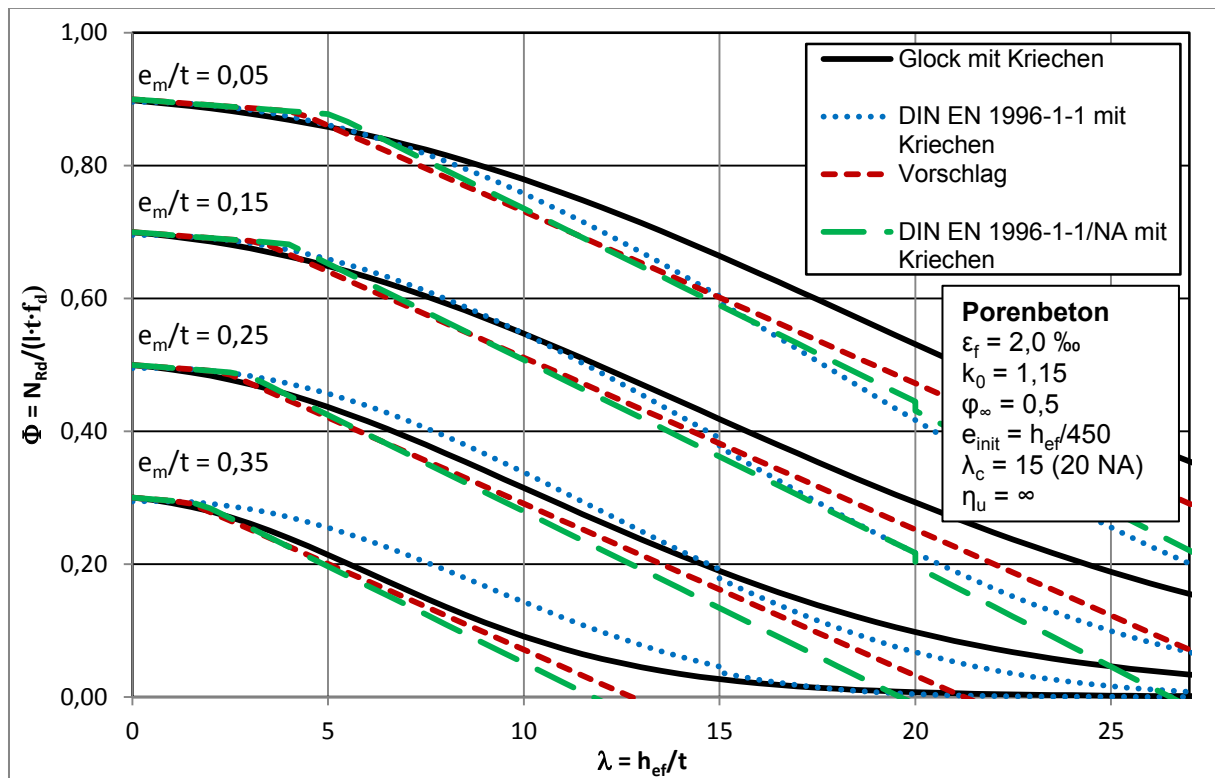


Abbildung 2.12: Vergleich des neuen Bemessungsvorschlages für Mauerwerk aus Porenbetonsteinen

Es ist zu erkennen, dass für alle untersuchten Mauerwerksarten der Bemessungsvorschlag in großen Bereichen, insbesondere bei großen Schlankheiten, gegenüber der genaueren nichtlinearen Bemessung [U 1] auf der sicheren Seite liegt. Bei kleinen praxisunüblichen Schlankheiten ($h_{ef}/t \approx 2$ bis 5) kann es zu geringfügigen Überschreitungen der theoretisch richtigen Traglast kommen. Diese kleine Modellunsicherheit wird mit dem Sicherheitsbeiwert γ_M für Werkstoff- und Modellunsicherheiten ausgeglichen, so dass keine sicherheitstheoretischen Bedenken bestehen.

Wird der Bemessungsvorschlag dem aktuell gültigen europäischen Nachweiskonzept gegenübergestellt, so ist ersichtlich, dass in gewissen Bereichen, insbesondere bei kleinen Lastausmitten und großen Schlankheiten, die rechnerische Tragfähigkeit verbessert wird. Bei großen bis sehr großen Lastausmitten sind jedoch verglichen mit DIN EN 1996-1-1 Tragfähigkeitseinbußen hinzunehmen. Dies liegt jedoch nicht an einer etwaigen ungenauen Approximation des neuen Bemessungsvorschlages, sondern vielmehr daran, dass die Regelung nach DIN EN 1996 die Tragfähigkeiten in diesen Fällen überschätzt. Dieser Sachverhalt wird sichtbar, wenn man die normative Regelung mit der genaueren nichtlinearen Bemessung vergleicht.

Weitere Diagramme zum Vergleich der unterschiedlichen Traglastfunktionen unter Verwendung der in Tabelle 2 dargestellten Werkstoffkennwerte sind in den Abschnitten 2.4.3 und 2.4.4 enthalten.

2.3.2 Knicklänge von Wänden unter voll- und teilaufliegenden Decken

Die einfachen Regelungen, die sich in Deutschland über die Jahre bewährt haben, sollen in die europäische Norm übernommen werden. Ein entsprechender Vorschlag zu DIN EN 1996-3 4.2.2.4 (2) (i) für den Faktor ρ_2 ist in der nachstehenden Tabelle 2.4 dargestellt.

Wie in Abschnitt 2.2.5 dargestellt, sind bei der Bestimmung der Knicklänge von Wänden unter teilaufliegenden Decken zwei gegenläufige Effekte zu beobachten. Ohne eine den Umfang dieses Vorhabens deutlich überschreitende wissenschaftliche Analyse der Tragmechanismen kann eine Reduktion der Knicklänge bei teilaufliegender Decke nicht begründet werden ($\rho_2 = 1,0$).

Bei vollaufliegenden Decken ist nach DIN EN 1996-3 der Knicklängenbeiwert ρ_2 von der Wanddicke unabhängig. Aus theoretischer Sicht muss jedoch die Knicklänge von dem Verhältnis Wandsteifigkeit / Deckensteifigkeit abhängig sein. Gleichzeitig liefert die in Deutschland gültige Regelung für schlanke Außenwände wirtschaftlichere Ergebnisse. Daher wird vorgeschlagen die Regelung in NA zu DIN EN 1996-3 (siehe Tabelle 2.4) nach Europa zu transferieren.

Tabelle 2.4: Vorschlag für den Abminderungsbeiwert ρ_2 und Mindestauflagertiefe zur Bestimmung der Knicklänge bei voll- und teilaufliegenden Decken für EN 1996-3

Wanddicke t in cm	Abminderungsbeiwert ρ_2	Mindestauflagertiefe a in cm
$t \leq 17,5$	0,75	$a = t$
$17,5 < t \leq 24$	0,90	$a = t$
$t > 24$	1,00	$a \geq t/2$

2.4 Weitere Ergebnisse der Vergleichsrechnungen

In diesem Kapitel sind weitere Ausschnitte der Ergebnisse der umfangreichen Vergleichsrechnungen dargestellt.

2.4.1 Vergleichsrechnungen bezüglich des Einspruches seitens des Landes Dänemarks mit geringen Elastizitätsmoduln

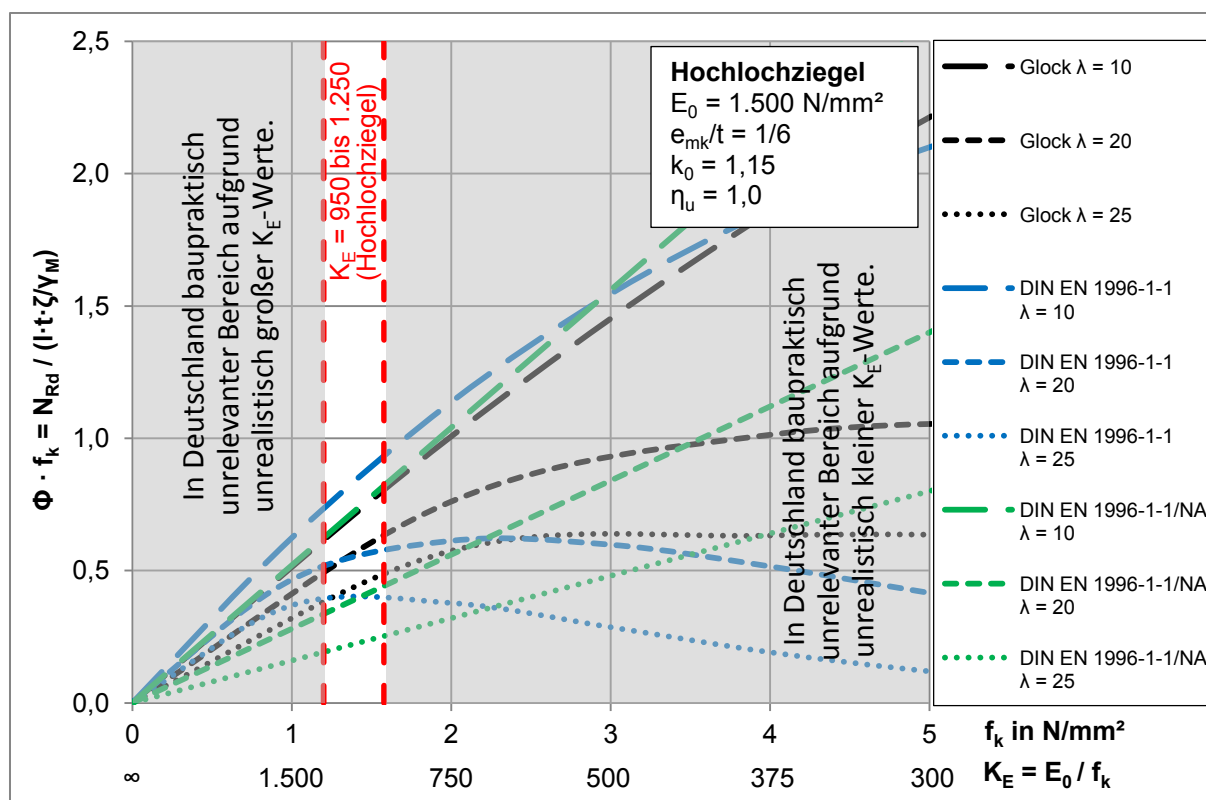


Abbildung 2.13: Gegenüberstellung Tragfähigkeiten für Mauerwerk aus Hochlochziegel mit geringem Elastizitätsmodul

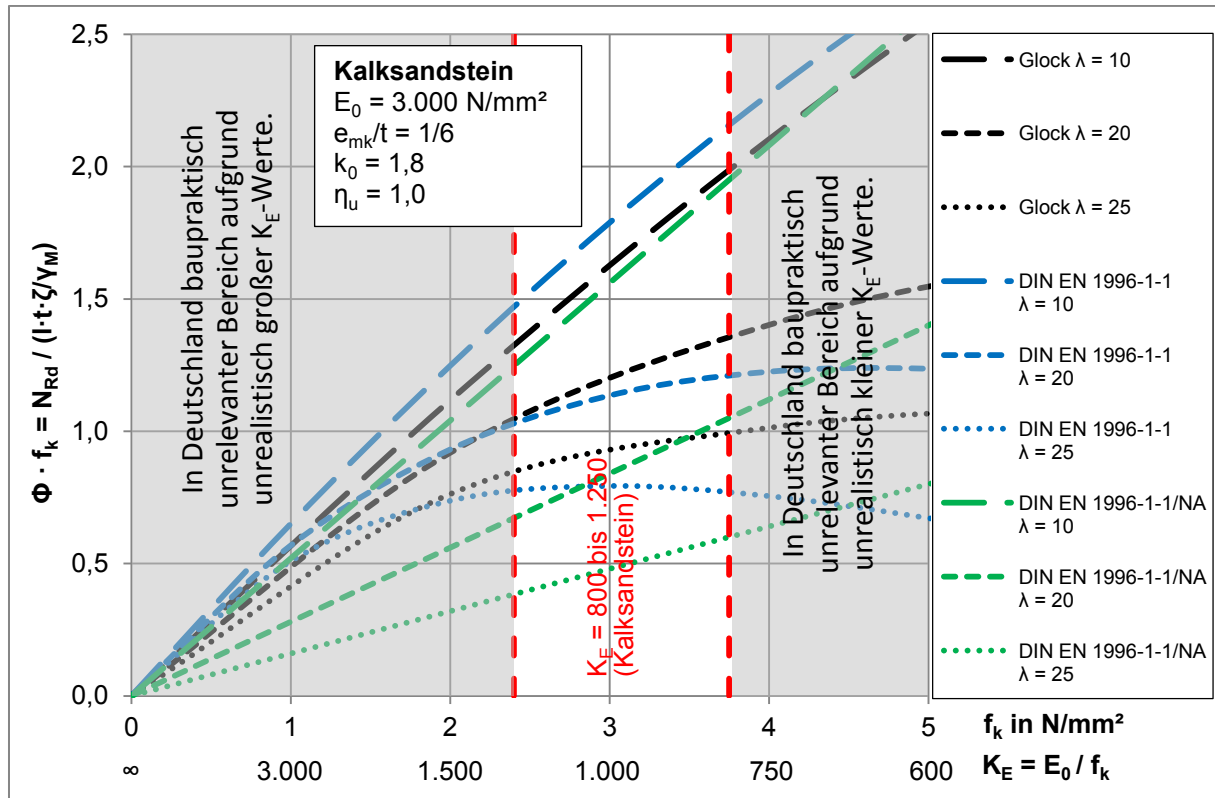


Abbildung 2.14: Gegenüberstellung Tragfähigkeiten für Mauerwerk aus Kalksandsteinen mit geringem Elastizitätsmodul

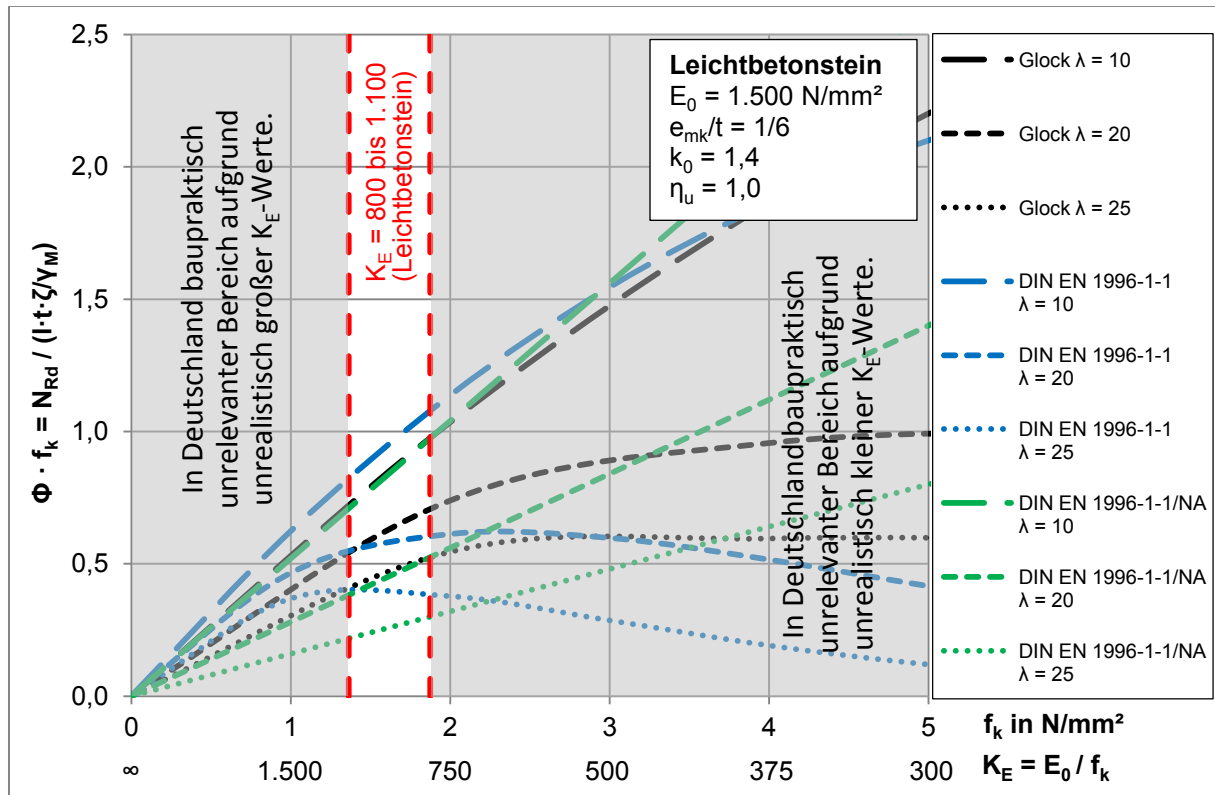


Abbildung 2.15: Gegenüberstellung Tragfähigkeiten für Mauerwerk aus Leichtbetonsteinen mit geringem Elastizitätsmodul

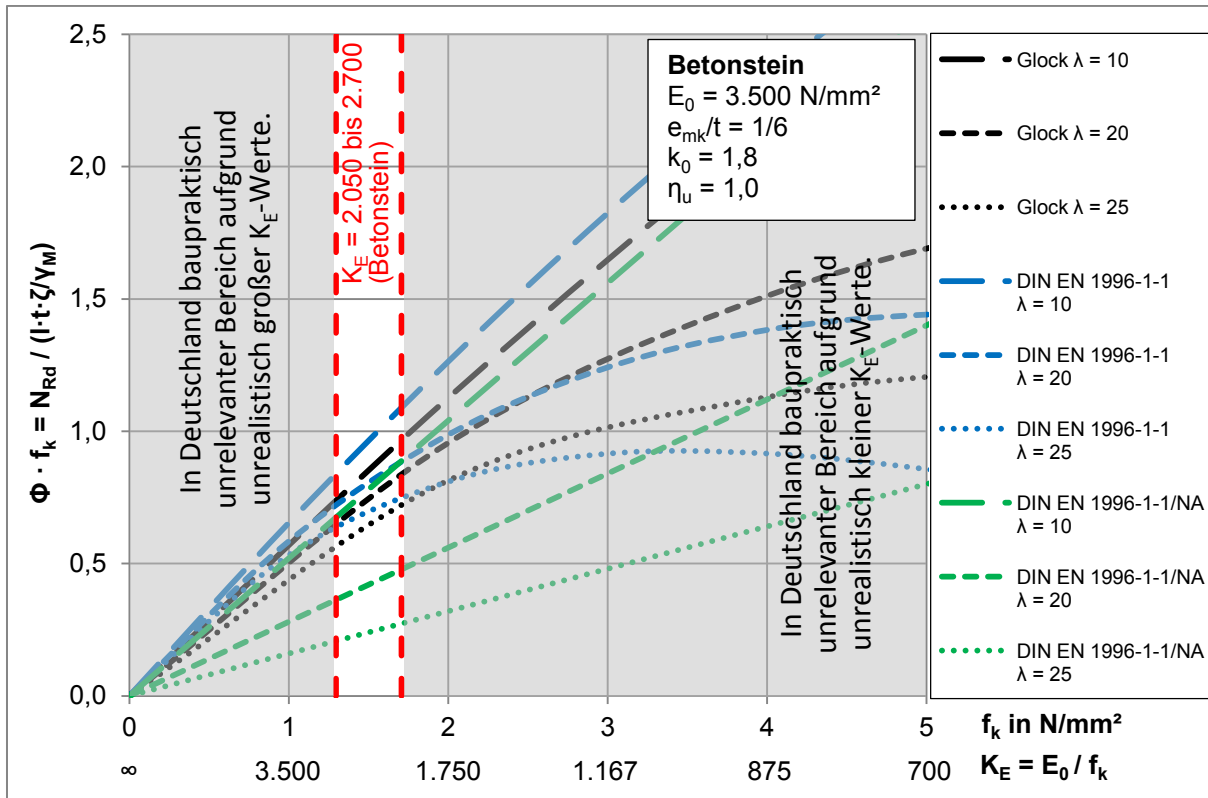


Abbildung 2.16: Gegenüberstellung Tragfähigkeiten für Mauerwerk aus Betonsteinen mit geringem Elastizitätsmodul

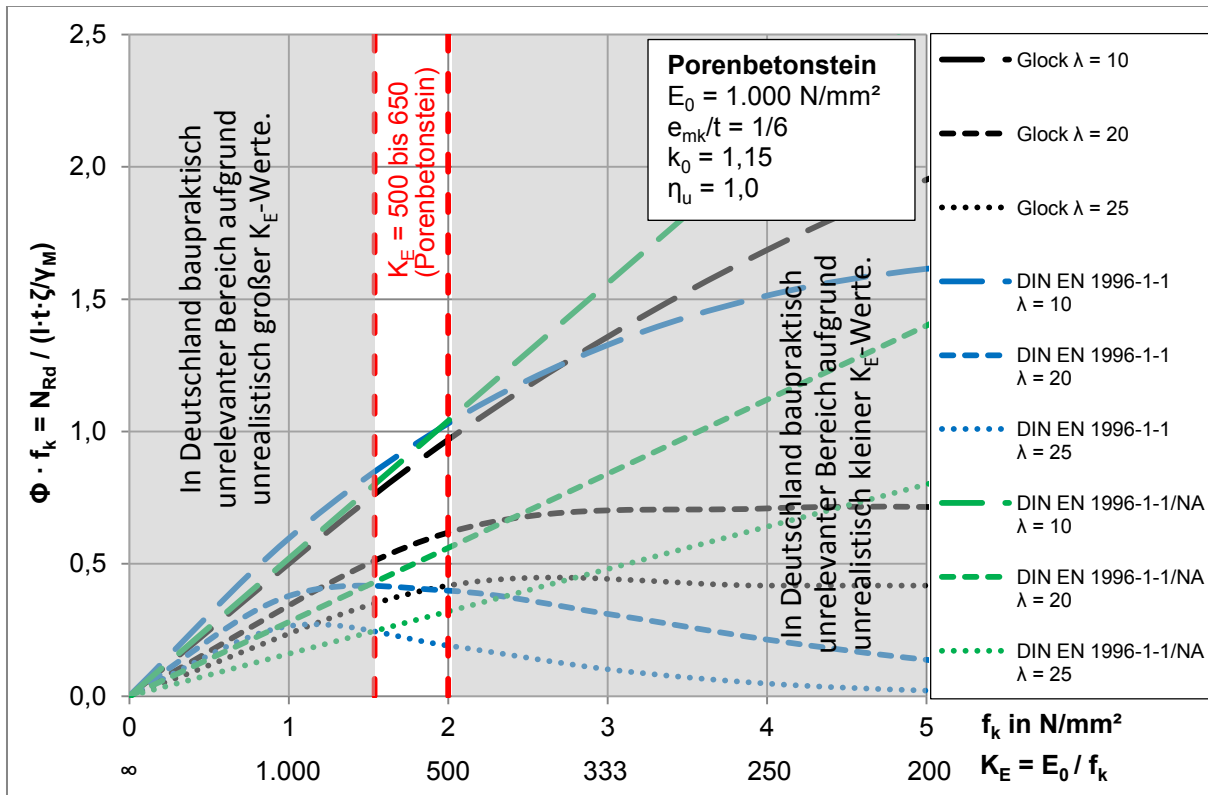


Abbildung 2.17: Gegenüberstellung Tragfähigkeiten für Mauerwerk aus Porenbetonsteinen mit geringem Elastizitätsmodul

2.4.2 Vergleichsrechnungen bezüglich des Einspruches seitens des Landes Dänemarks mit hohem Elastizitätsmodul

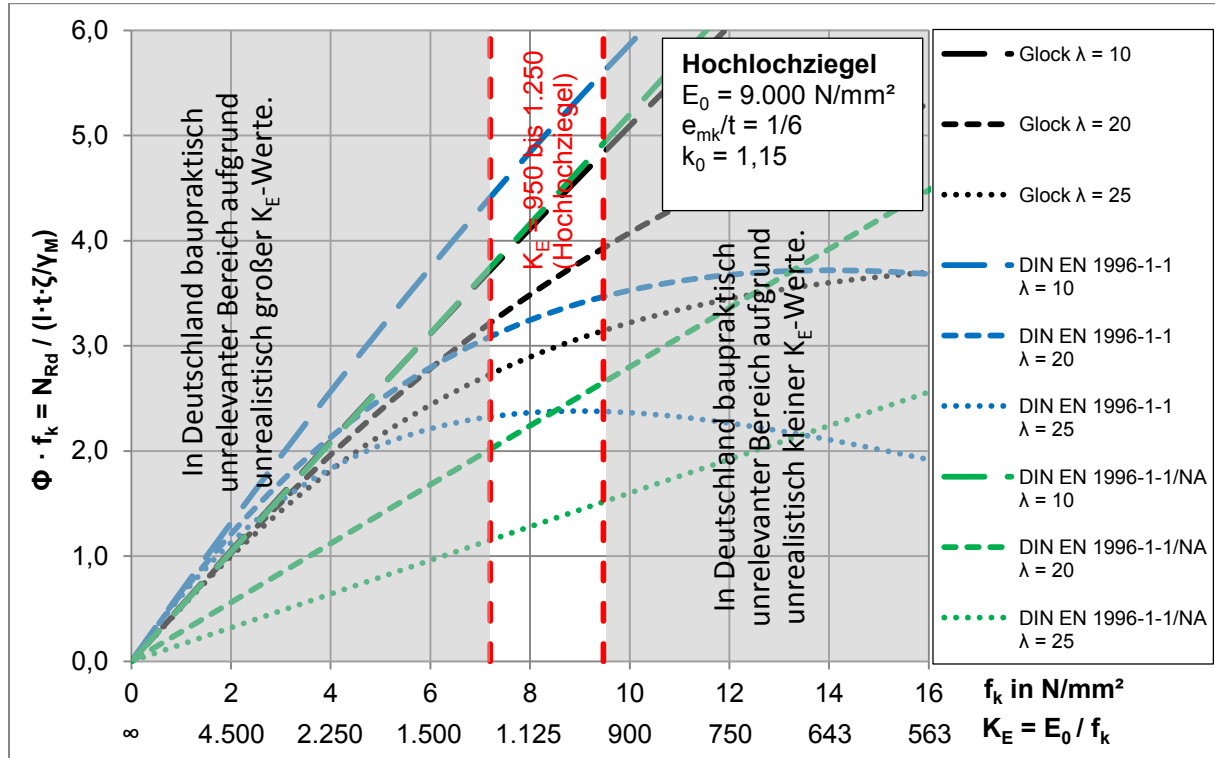


Abbildung 2.18: Gegenüberstellung Tragfähigkeiten für Mauerwerk aus Hochlochziegel mit hohem Elastizitätsmodul

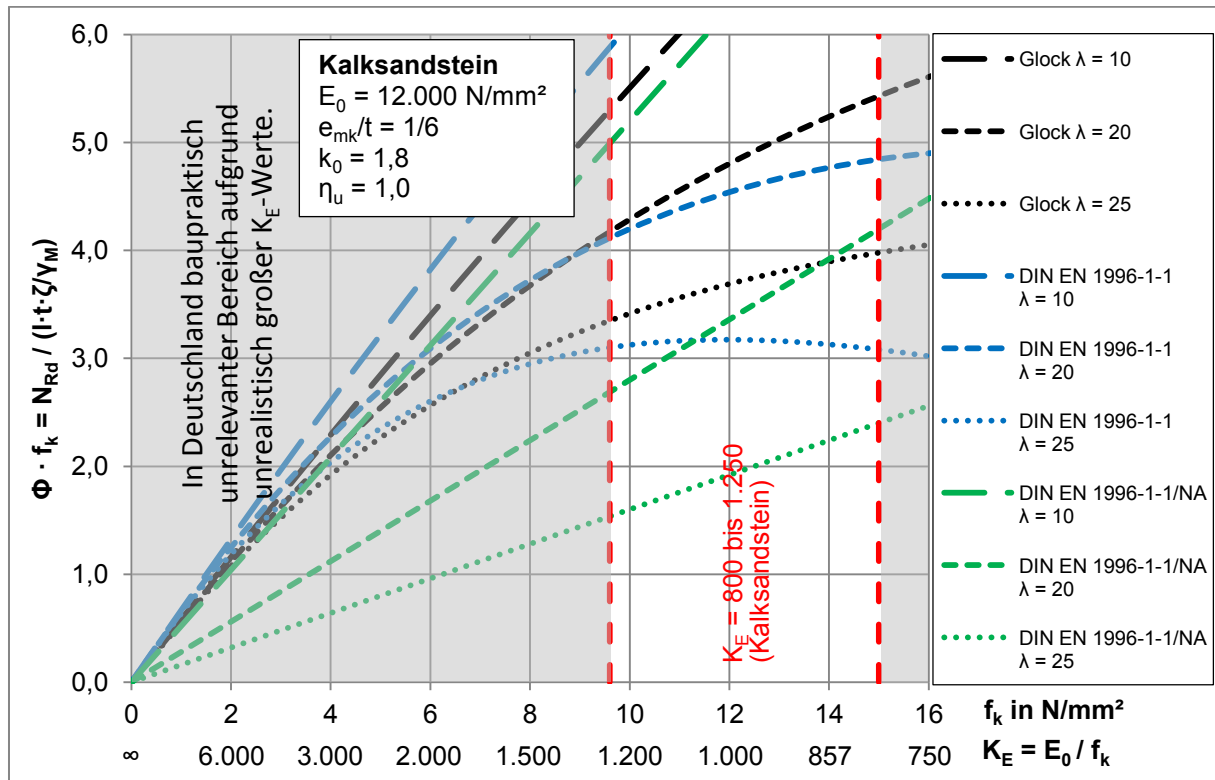


Abbildung 2.19: Gegenüberstellung Tragfähigkeiten für Mauerwerk aus Kalksandsteinen mit hohem Elastizitätsmodul

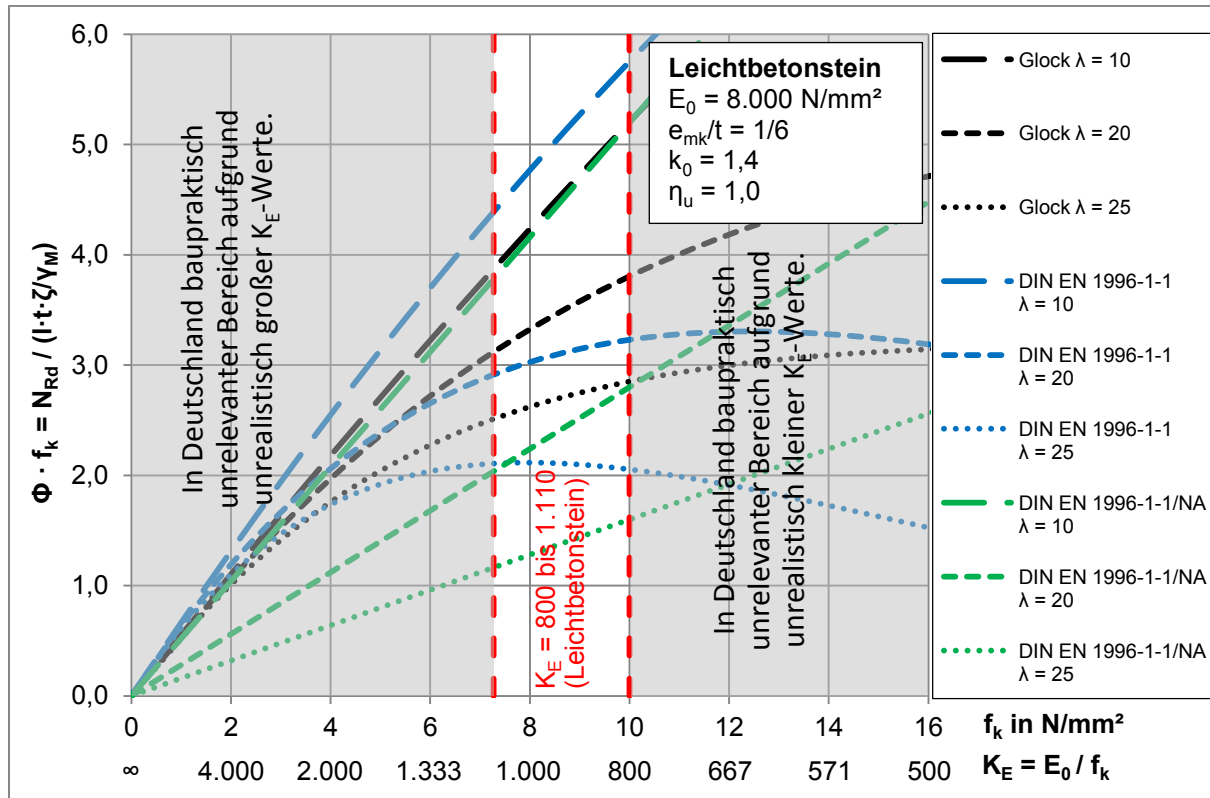


Abbildung 2.20: Gegenüberstellung Tragfähigkeiten für Mauerwerk aus Leichtbetonsteinen mit hohem Elastizitätsmodul

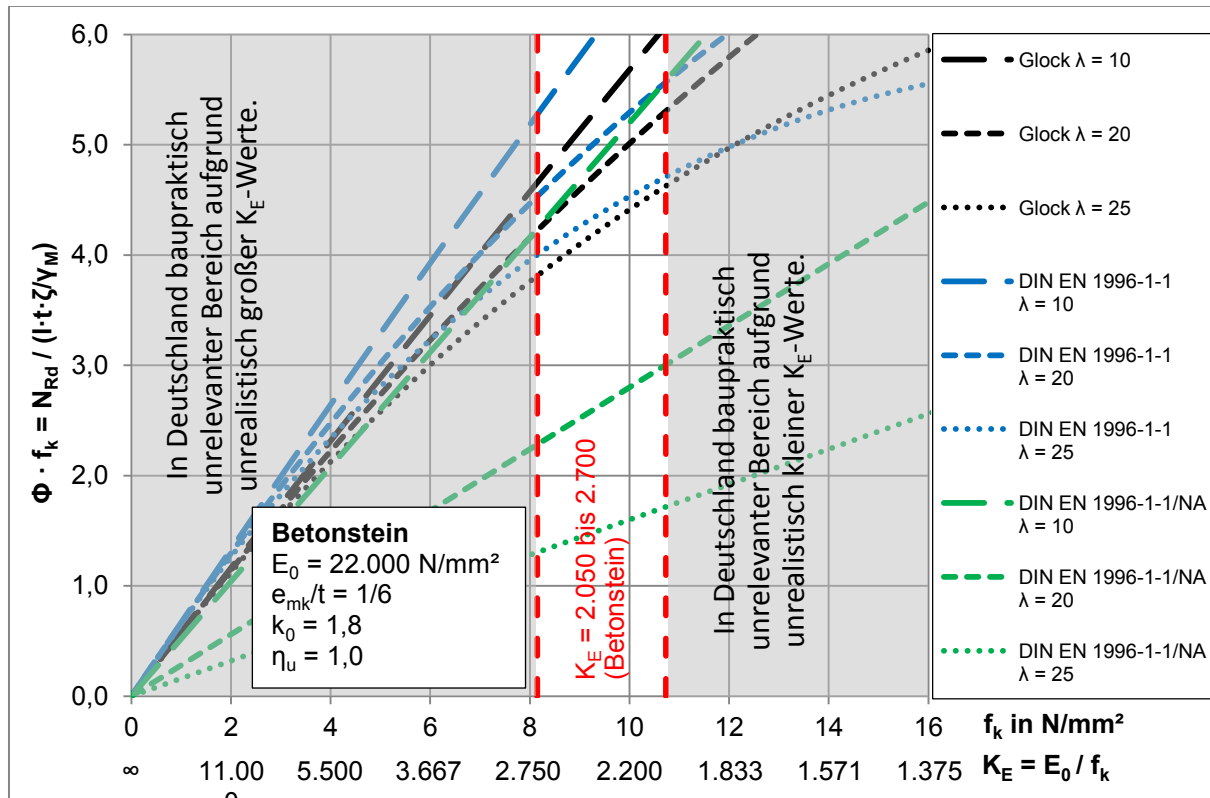


Abbildung 2.21: Gegenüberstellung Tragfähigkeiten für Mauerwerk aus Betonsteinen mit hohem Elastizitätsmodul

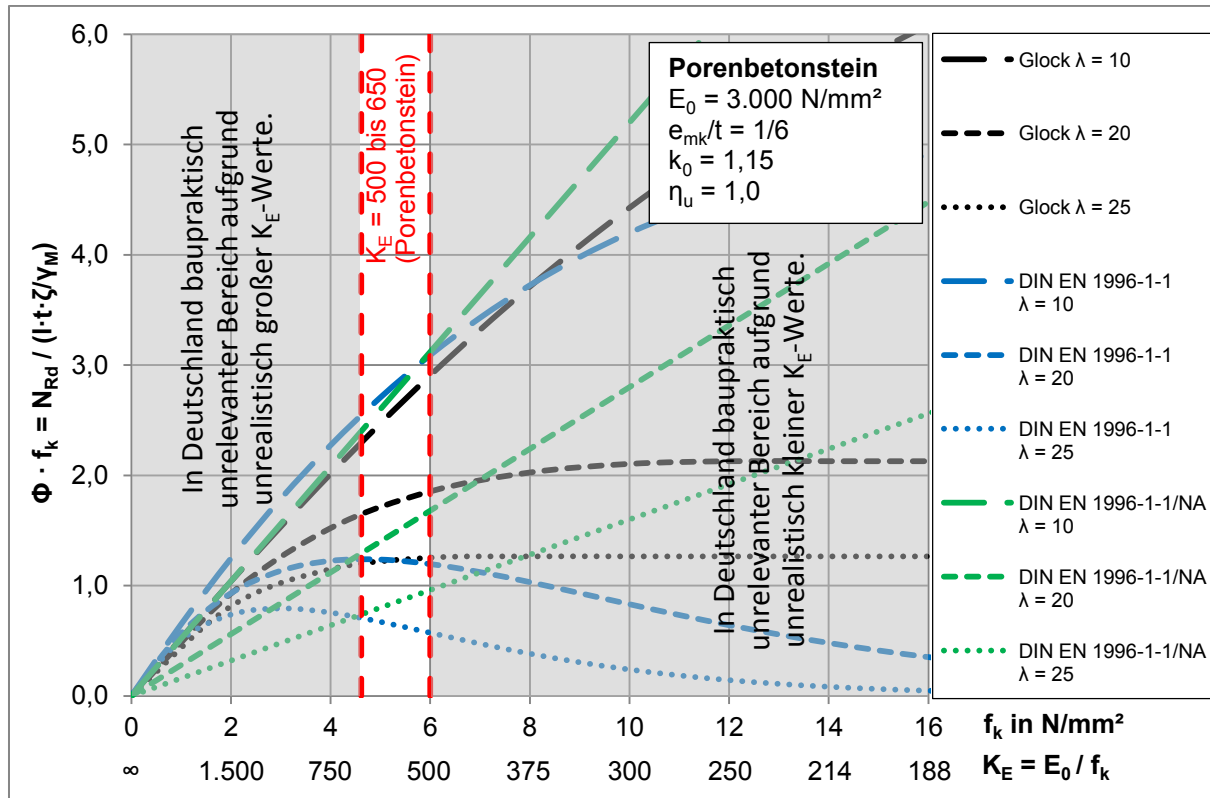


Abbildung 2.22: Gegenüberstellung Tragfähigkeiten für Mauerwerk aus Porenbetonsteinen mit hohem Elastizitätsmodul

2.4.3 Weitere Vergleichsrechnungen für den neuen Bemessungsvorschlag minimalen K_E -Werten

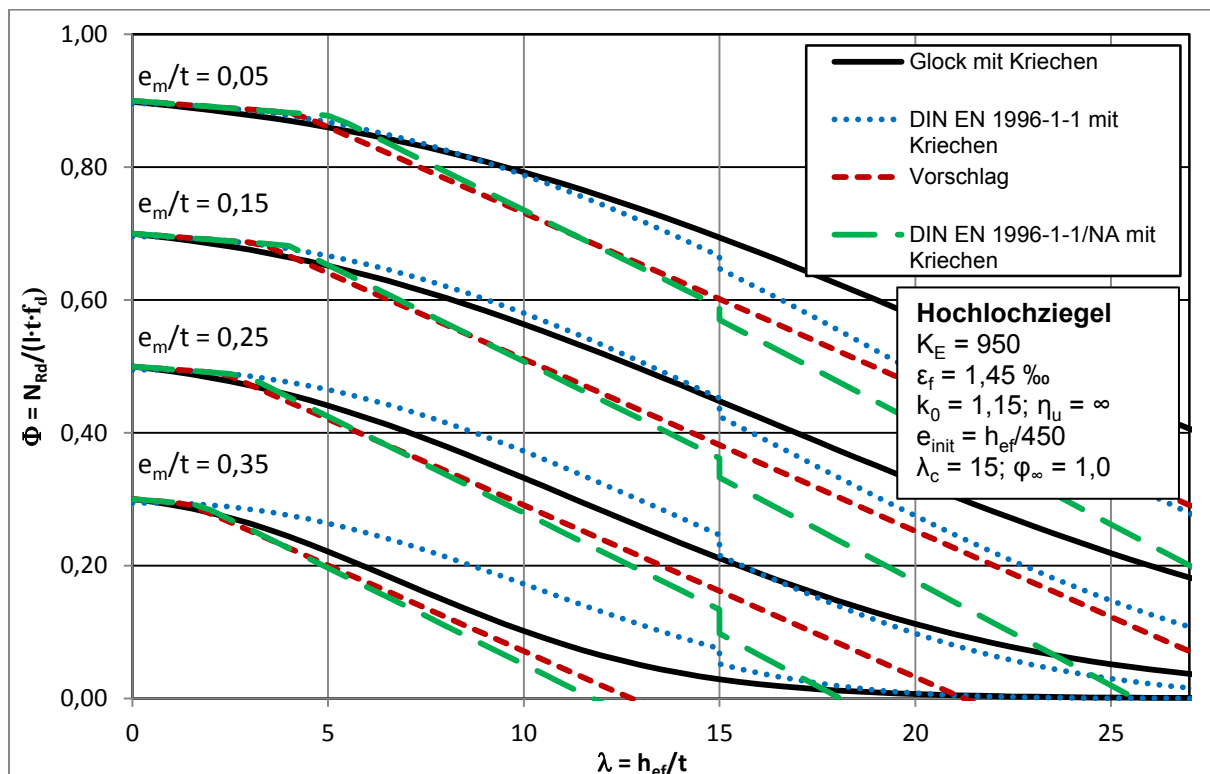


Abbildung 2.23: Vergleich des neuen Bemessungsvorschlages für Mauerwerk aus Hochlochziegeln (min K_E)

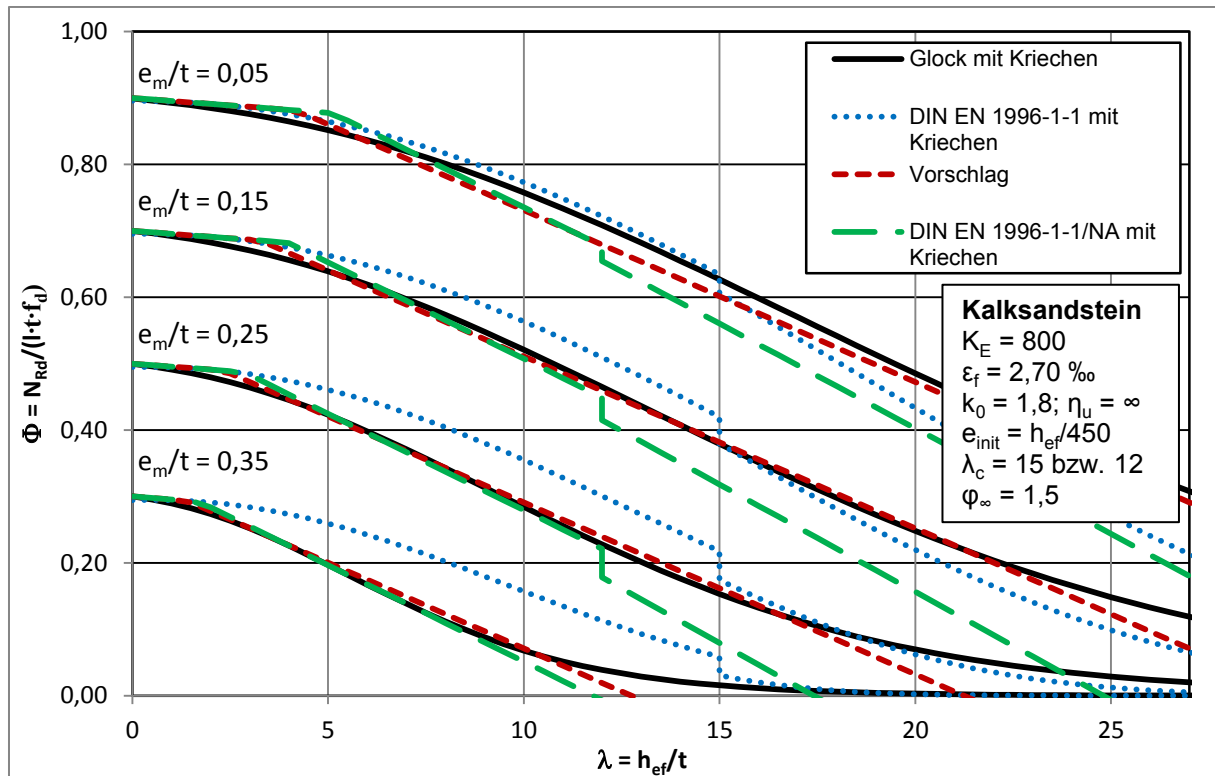


Abbildung 2.24: Vergleich des neuen Bemessungsvorschlages für Mauerwerk aus Kalksandsteinen (min K_E)

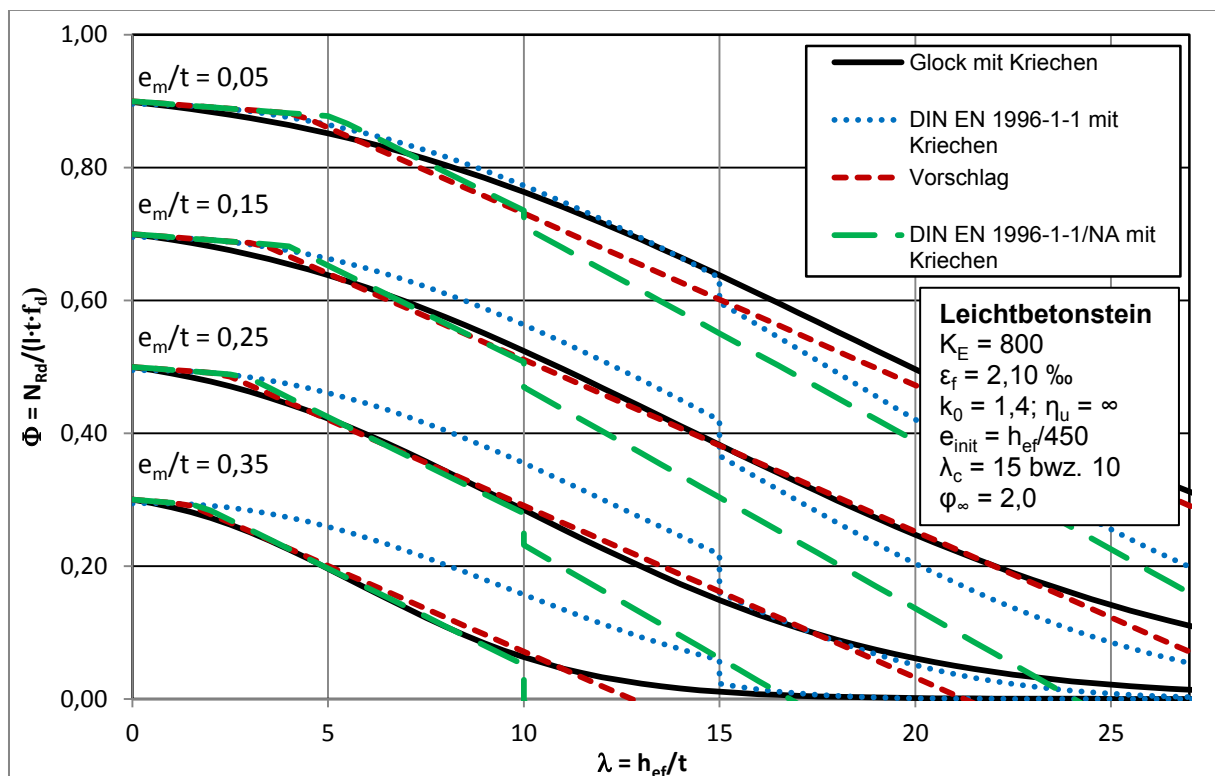


Abbildung 2.25: Vergleich des neuen Bemessungsvorschlages für Mauerwerk aus Leichtbetonsteinen (min K_E)

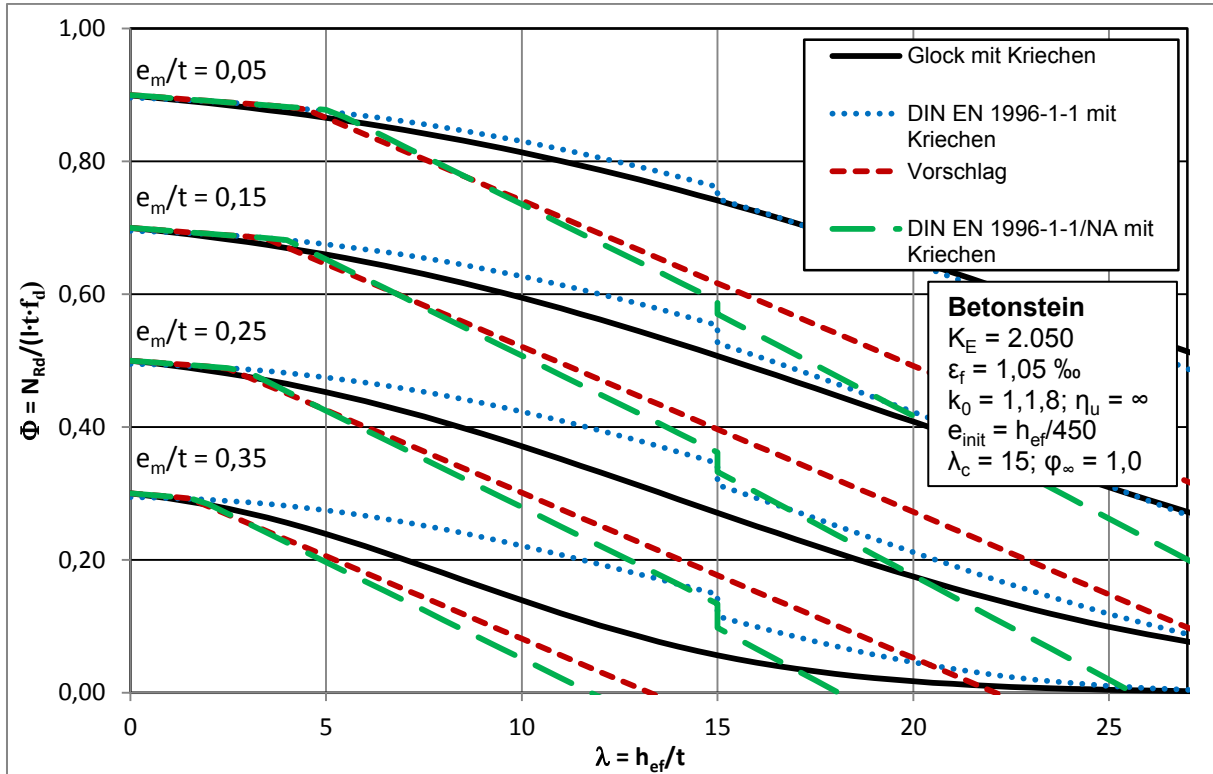


Abbildung 2.26: Vergleich des neuen Bemessungsvorschlages für Mauerwerk aus Betonsteinen (min K_E)

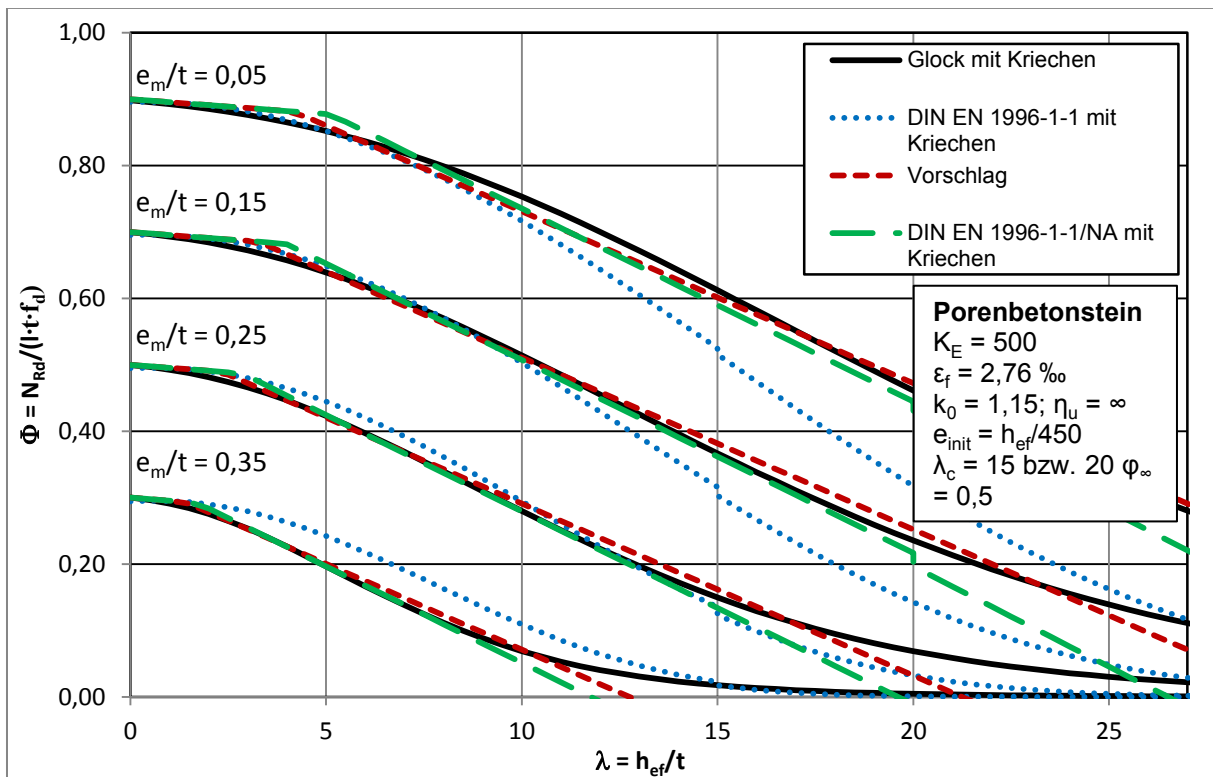


Abbildung 2.27: Vergleich des neuen Bemessungsvorschlages für Mauerwerk aus Porenbetonsteinen (min K_E)

2.4.4 Weitere Vergleichsrechnungen für den neuen Bemessungsvorschlag maximalen K_E -Werten

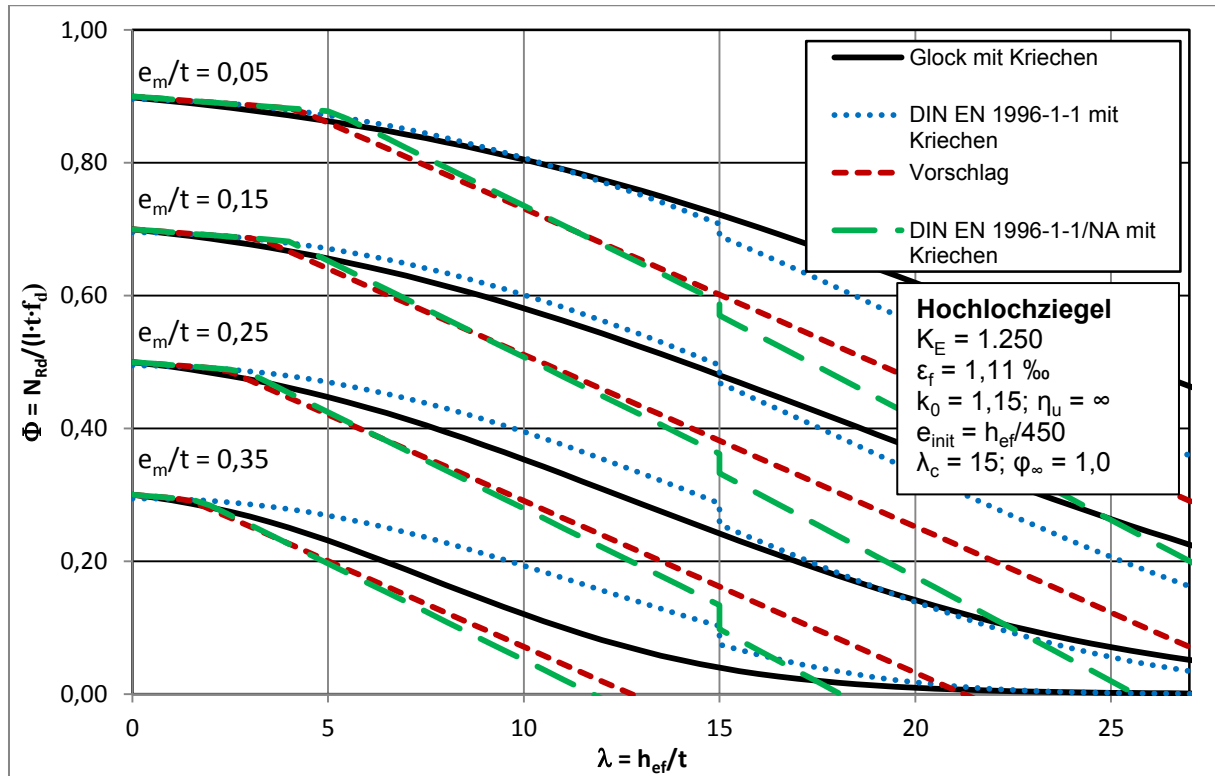


Abbildung 2.28: Vergleich des neuen Bemessungsvorschlages für Mauerwerk aus Hochlochziegeln (max K_E)

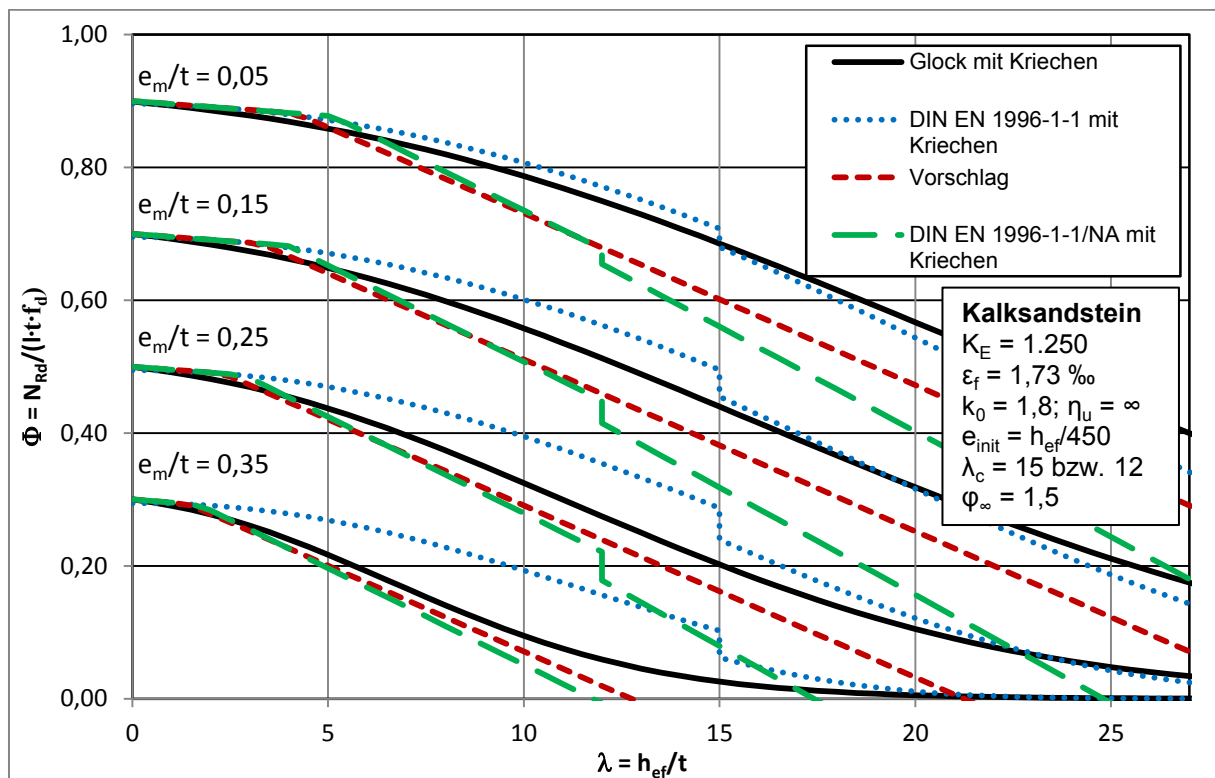


Abbildung 2.29: Vergleich des neuen Bemessungsvorschlages für Mauerwerk aus Kalksandsteinen (max K_E)

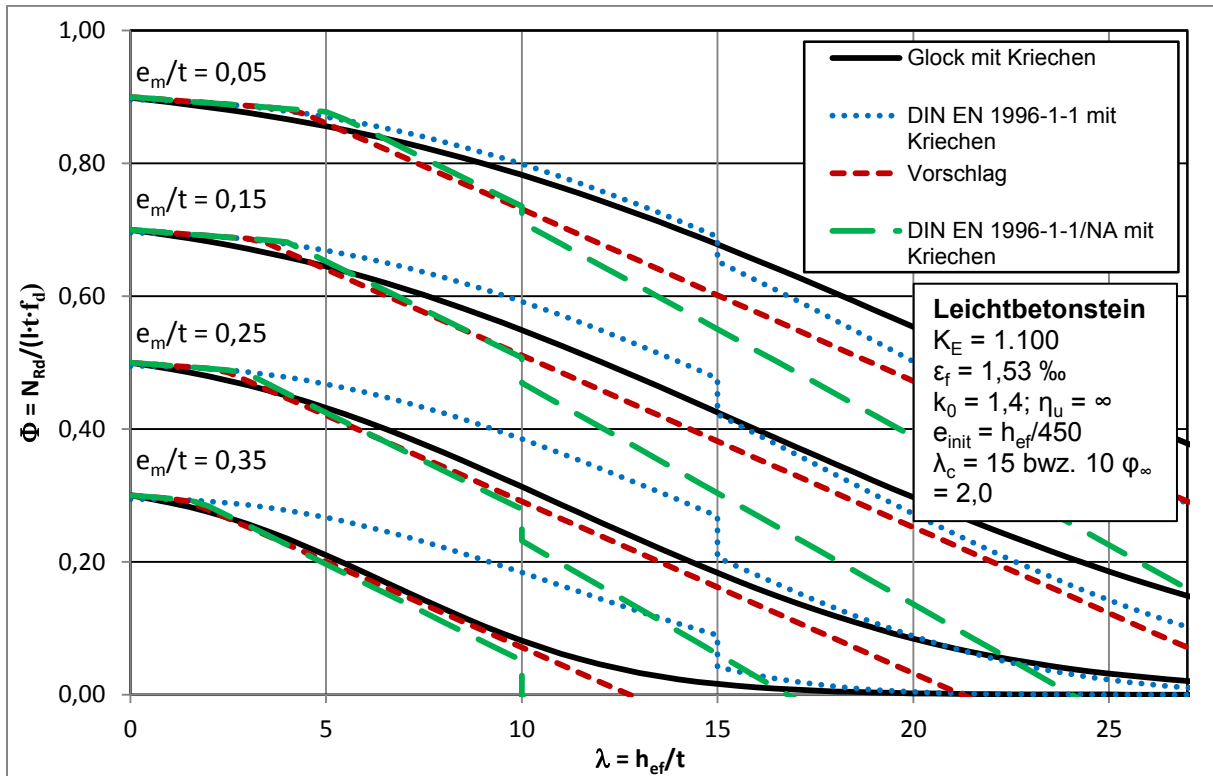


Abbildung 2.30: Vergleich des neuen Bemessungsvorschlages für Mauerwerk aus Leichtbetonsteinen (max K_E)

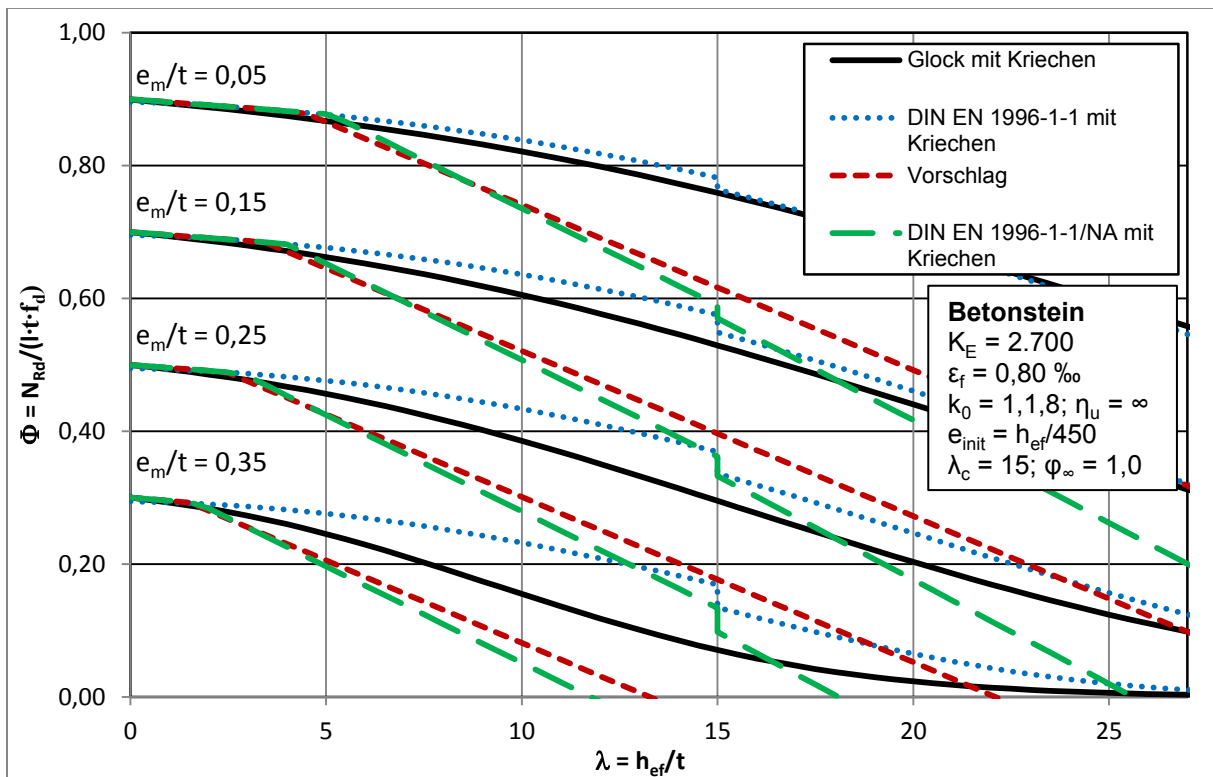


Abbildung 2.31: Vergleich des neuen Bemessungsvorschlages für Mauerwerk aus Betonsteinen (max K_E)

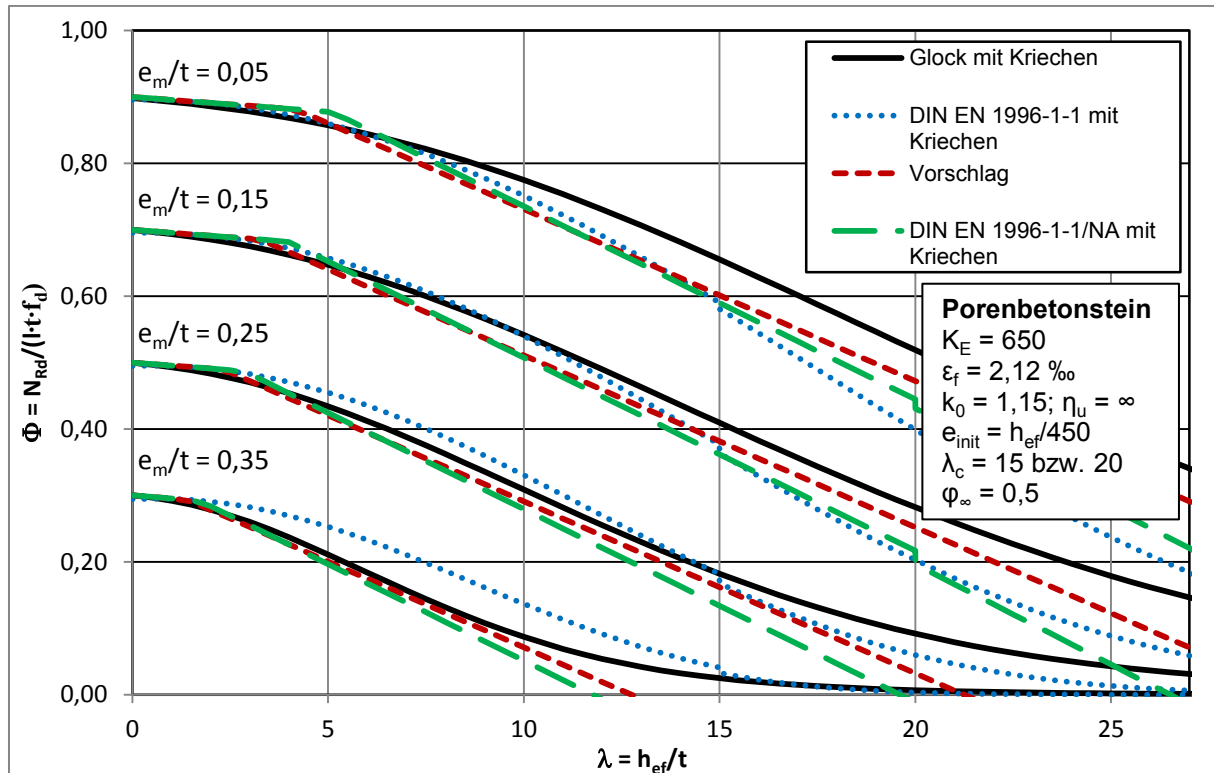


Abbildung 2.32: Vergleich des neuen Bemessungsvorschlages für Mauerwerk aus Porenbetonsteinen (max K_E)

2.5 Zusammenfassung

Ziel des Forschungsvorhabens ist die vereinfachte Ermittlung der im genaueren Nachweisverfahren von DIN EN 1996-1-1 angegebenen Traglastfaktoren im Falle des Stabilitätsversagens. Des Weiteren soll der Ansatz der Knicklänge des vereinfachten Nachweisverfahrens von DIN EN 1996-3 simplifiziert werden.

Um eine mögliche Verkomplizierung der Traglastfunktion abzuwenden, wurde der Einspruch seitens des Landes Dänemark genau analysiert. Es kann gezeigt werden, dass bei realistischer Modellierung des Last-Verformungs-Verhaltens der Einspruch theoretisch gerechtfertigt ist. Der Effekt der Traglastreduzierung mit steigender Druckfestigkeit tritt jedoch nur bei großen Schlankheiten ($h_{ef}/t > 20$) auf. Allerdings ist dieser als „Defekt“ zu bezeichnende Effekt in aller Regel nicht praxisrelevant. Darüber hinaus wurde durch umfangreiche Untersuchungen mit realitätsnaher Modellierung des Tragverhaltens nachgewiesen, dass die mit dem in diesem Forschungsvorhaben entwickelten Nachweiskonzept ermittelten Traglasten stets konservativ sind. Mit dem neuen Bemessungskonzept kann eine mögliche Verkomplizierung der aktuellen Regelung infolge einer Korrektur des „Defektes“ vermieden werden.

Des Weiteren wurde der Einfluss des Kriechens genauer analysiert. Die un stetige Abminderung der Traglast infolge Kriechen nach DIN EN 1996-1-1 basiert auf keinem mechanischen Modell und bildet die Realität nur unzureichend ab.

Mit Hilfe umfangreicher Vergleichsberechnungen wurde ein neuer Bemessungsvorschlag für die Traglastabminderung im Stabilitätsfall entwickelt. Dieser ist im Vergleich zur jetzigen Regelung nicht nur wesentlich einfacher zu handhaben, sondern bietet den entscheidenden Vorteil, dass die Einflüsse infolge Kriechen sowie die jeweilige Spannungs-Dehnung-Beziehung des Mauerwerks integral in der Traglastfunktion erfasst werden. Die Bemessung kann dadurch vollständig werkstoffunabhängig durchgeführt werden. Durch diese Vorgehensweise wird die Vielzahl der Eingangsparameter – Entfall von zwei NDPs, zwei Gleichungen und Reduzierung eines dritten NDPs – erheblich vermindert. Zudem sind durch diese Erleichterungen Handrechnungen nun wesentlich einfacher und praxisgerechter durchzuführen.

Für die geplante Überarbeitung von DIN EN 1996-3 hat die Erweiterung des Normenteils für Mauerwerkswände mit nur teilweise aufliegenden Decken oberste Priorität. Um komplizierte Regelungen abzuwenden, wird hier prä-normativ agiert. Die Analyse der anzusetzenden Ersatzstablänge bei teilaufliegenden Decken zeigt, dass die europäische Regelung Defizite aufweist. Ein entsprechender Vorschlag zur Knicklängenermittlung wird unterbreitet.

2.6 Unterlagen zu Kapitel 2

- [U 1] DIN EN 1992-1-1:2011-01 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; in Verbindung mit: DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01. Berlin: Beuth -Verlag.
- [U 2] Glock, C.: Traglast unbewehrter Beton- und Mauerwerkswände; Dissertation am Fachbereich Bauingenieurwesen und Geodäsie der Technischen Universität Darmstadt; 2004
- [U 3] Initiative Praxisgerechte Regelwerke im Bauwesen e. V. (i. G.): Grundsätze bei der Normungsarbeit nach einem Beschluss des PRB-Lenkungsausschusses vom 6. April 2011. PRB-LA_0030. Berlin.
- [U 4] DIN EN 1996-3:2010-12: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten. Berlin: Beuth-Verlag.
- [U 5] DIN EN 1996-3/NA:2012-01: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten, in Verbindung mit: DIN EN 1996-3/NA/A1:2014-03 und DIN EN 1996-3/NA/A1:2015-01. Berlin: Beuth-Verlag.
- [U 6] Kirtschig, K.; Anstötz, W.; Hirsch, R.: Eurocode 6 – Mauerwerksbau: Die Berechnung ergänzende Knickversuche, Forschungsbericht aus dem Institut für

Baustoffkunde und Materialprüfung der Technische Universität Hannover,
Hannover, 1991.

- [U 7] Kirtschig, K.: Zur Größe der Abminderungsfaktoren Φ im EC 6 zur Berücksichtigung der Lastausmitte und Schlankheit. Das Mauerwerk, 2 (1998), Heft 1, S. 28-32. Berlin: Ernst & Sohn, 1998.
- [U 8] DIN EN 1052-1:1998-12: Prüfverfahren für Mauerwerk. Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit. Berlin: Beuth-Verlag.
- [U 9] CEN/TC 250/SC 6 N 490; Dokument zur Sitzung des Ausschusses CEN/TC 250/SC 6 am 04.05.2012 in Paris.
- [U 10] Jäger, W.; Pflücke, T.; Bakeer, T.; Christiansen, P. D.: Buckling of masonry with low modulus of elasticity. 9th International Masonry Conference, Guimarães, 2014.
- [U 11] DIN EN 1996-1-1/NA:2012-02: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk, in Verbindung mit: DIN EN 1996-1-1/NA/A1:2014-03 und DIN EN 1996-1-1/NA/A1:2014-03. Berlin: Beuth-Verlag.
- [U 12] Mann, W.: Grundlagen der Bemessung gemauerter Wände unter vertikaler Belastung nach Eurocode EC 6 unter Berücksichtigung der Knickgefahr und Vergleich mit Versuchsergebnissen. Mauerwerk-Kalender 1992. Hrsg. Funk, P., Ernst & Sohn Verlag. Berlin.
- [U 13] Mann, W.: Sicherheitstheoretische Untersuchungen auf dem Gebiet des Mauerwerksbaus. Bericht des Lehrstuhles für Statik der Hochbaukonstruktionen der Technischen Hochschule Darmstadt. Darmstadt, 1983.
- [U 14] Petersen, C.: Statik und Stabilität der Baukonstruktionen: Elasto- und plastostatische Berechnungsverfahren druckbeanspruchter Tragwerke: Nachweisformen gegen Knicke, Kippen, Beulen. Vieweg, Wiesbaden, 1980.
- [U 15] Schubert, P.; Brameshuber, A.: Eigenschaften von Mauersteinen, Mauermörtel, Mauerwerk und Putzen. Mauerwerk-Kalender 2011. Hrsg. Jäger W., Ernst & Sohn Verlag, Berlin.

3 Teilprojekt 3: „Großer Scheibenschub“ (Jäger)

3.1 Anamnese

Das Aussteifungssystem eines Gebäudes soll die Stabilität – im Sinne von Brauchbarkeit und Gesamttragfähigkeit - des Bauwerkes sicherstellen. Die maßgebende Belastung für das Aussteifungssystem sind Horizontallasten infolge Wind oder Erdbeben. Die Aufteilung der horizontalen Kräfte auf die Aussteifungselemente geht beim bisherigen Vorgehen von einem elastischen (ungerissenen) Zustand aus. Deshalb soll die Berücksichtigung des gerissenen und/oder plastischen Zustands künftig durch ein verformungsbasiertes Vorgehen erfolgen. Eine Stabformulierung wurde für den linearen und gerissenen Zustand hergeleitet und umgesetzt.

Die Frage des Aussteifungsnachweises ist ein in Europa immer wieder auftauchendes Problem in der Normung. Einerseits wird der mögliche Wegfall des Nachweises wiederholt angegriffen und andererseits werden aufwendige Verfahren als obligatorische vorgeschlagen.

3.1.1 DIN EN 1996-1-1

In der Norm wird die Möglichkeit eingeräumt, Kräfte bis 15% umzulagern, d.h. auf weniger belastete Wände zuzuschlagen (Abschn. 5.5.3 von DIN EN 1996-1-1 [U 16]), Die Begrenzung auf 15% ist willkürlich gewählt und die Regelung setzt einen kompletten Durchlauf einer Aussteifungsrechnung voraus, um zu wissen, welche Kräfte man wohin umlagern kann.

3.1.2 DIN EN 1996-3/NA:2012-01

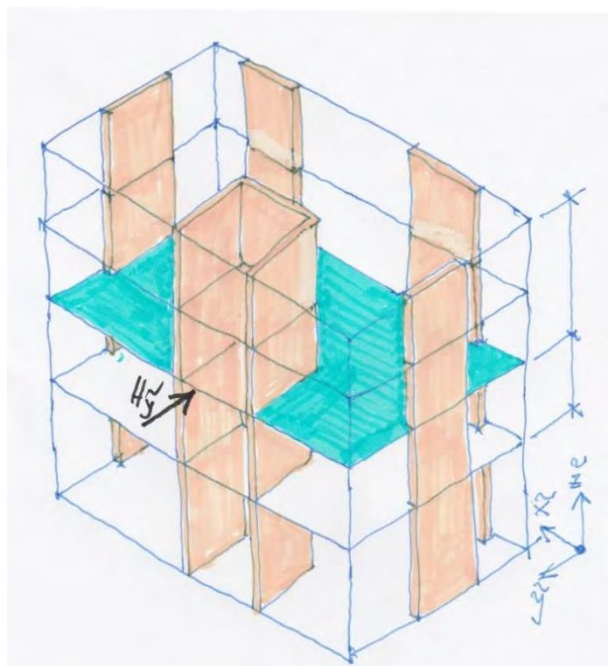
Nach DIN EN 1996-3 [U 17], Abschnitt 4.1 (1)P „muss die Gesamtstabilität des Gebäudes, zu dem die Wand gehört, nachgewiesen werden“. Weiterhin heißt es in DIN EN 1996-3/NA:2012-01 [U 18] unter NDP zu 4.1(1)P „Auf einen rechnerischen Nachweis der Aussteifung darf verzichtet werden, wenn ... in Längs- und Querrichtung des Gebäudes eine offensichtlich ausreichende Anzahl von genügend langen aussteifenden Wänden vorhanden ist“. Die Quantifizierung von Tragreserven der Aussteifungssysteme dieser Gebäude kann Zweifeln auf europäischer Ebene an dieser Regel entgegenwirken.

3.1.3 Bisheriges Vorgehen

Es war und ist allgemein üblich, die Aufteilung der horizontalen Kräfte auf die Aussteifungsbauteile eines Skelett- oder Wandsystems über die Biegesteifigkeiten der aussteifenden Bauteile vorzunehmen. Es wird davon ausgegangen, dass die Deckenscheiben unendlich steif sind und sich nicht verformen [U 19].

Beck und *Schäfer* u.a. haben mit ihren Arbeiten zur Aussteifung von Geschossbauten (s. [U 21]) ausführlich mit der Problematik der Zusammenfassung der aussteifenden Bauteile zu einem Balken befasst, die dann zum Standard für die Berechnung von derartigen Systemen geworden ist (s. [U 22] [U 23]) *Beck* und *Schäfer* sind dabei von den differentialen Beziehungen am dünnwandigen, offenen Einzelstab ausgegangen. Um die Übertragung auf ein System von dünnwandigen Aussteifungselementen im Grundriss vornehmen zu können, müssen diese durch Querschotte – und zwar die Deckenscheiben – in gewissen Abständen ausgesteift sein, damit es nicht zur „Profilverformung“ kommt. Die Herleitung erfolgt unter Mitnahme der Torsions- und Wölbanteile. Vernachlässigt man diese, kommt man auf die allgemein bekannte Vorgehensweise, die damit bestätigt wurde. Bei der Vorgehensweise sind sowohl einzelne gerade Scheiben als auch offene Profile als Einzelelemente zugelassen.

Der Gesamtstab besitzt die Steifigkeit, die sich aus der Summe aller Biegesteifigkeiten der ungerissenen Einzelscheiben ergibt; insofern vereinigt er alle Steifigkeiten in einem Punkt und entspricht dem sogenannten Steifigkeitsmittelpunkt oder Steifigkeitszentrum (s. [U 24]). Das ist derjenige Punkt im Grundriss, in dem eine angreifende Querkraft nur eine Verschiebung, jedoch keine Verdrehungen mit sich bringt. Er wird allgemein als Schubmittelpunkt bezeichnet, da bei Anliegen eines Torsionsmomentes eine Verdrehung um die vertikale Achse durch diesen Punkt erfolgt.



darüber liegende Stockwerke

betrachtetes Stockwerk

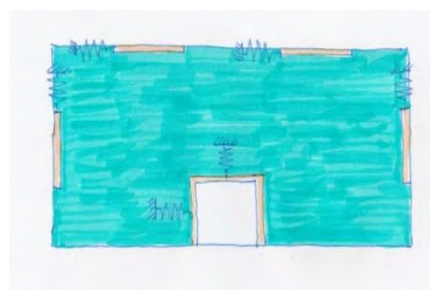


Abbildung 3.1: Aussteifungssystem mit unendlich starren, aber biegeweichen Deckenscheiben (Pendelstützen zum Lastabtrag nicht mit gezeichnet)

Mit den Querschnittswerten des Gesamtstabs sind alle bekannten Beziehungen aus der Balkenstatik anwendbar (Abbildung 3.2). Das Problem lässt sich entkoppeln und zwar in die Fälle Biegung und Torsion. Vorausgesetzt wird dabei, dass die Querschnittswerte der einzelnen Wandscheiben über die Höhe konstant sind.

Das beschriebene Vorgehen liegt auch den gängigen Computerprogrammen zur Aussteifungsberechnung zugrunde (z.B. [U 25]).

3.1.3.1 Formeln

Die Formeln für die Lastverteilung der Schnittgrößen des Gesamtstabs auf die einzelnen Wandscheiben im Grundriss werden besonders einfach, wenn die Wölbsteifigkeit und die St. Venant'sche Torsion (Drillsteifigkeit) der Einzelscheiben vernachlässigt und nur die Biegesteifigkeit der Scheiben in der jeweiligen Hauptrichtung angesetzt werden. Dem Vorgehen liegt die Annahme zugrunde, dass in der Regel die Scheiben ausreichend steif sind und diese die Beanspruchungen ohne größere Verformungen abzutragen vermögen. Stoßen zwei Scheiben im Grundriss aufeinander, so ist dort wegen der Rechenvereinfachung keine schubfeste Verbindung vorauszusetzen und jede Scheibe gesondert für sich zu betrachten.

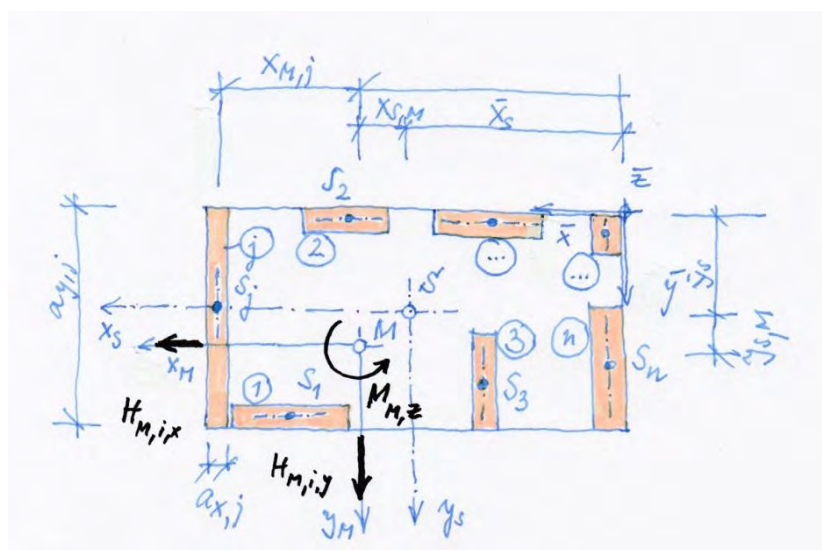


Abbildung 3.2: Querschnitt eines Geschosses, als Gesamtstab betrachtet

Die in Abbildung 3.2 verwendeten Bezeichnungen sind

- S Schwerpunkt im Grundriss
- M Schubmittelpunkt
- S_j Profilschwerpunkt der Einzelscheiben „j“
- $\bar{x}, \bar{y}, \bar{z}$ kartesisches Bezugskordinatensystem (Rechtssystem)
- x_j, y_j, z_j lokales Koordinatensystem der Scheibe j achsparallel zu x_s, y_s, z_s
- x_s, y_s, z_s kartesisches Koordinatensystem im Schwerpunkt (Rechtssystem)
- x_m, y_m, z_m kartesisches Koordinatensystem im Schubmittelpunkt (Rechtssystem)
- $H_{M,i,x}$ zu M verschobene Horizontaleinwirkung in x-Richtung im Geschoss „i“
- $H_{M,i,y}$ zu M verschobene Windeinwirkung in y-Richtung im Geschoss „i“

Für den Grundriss in Abbildung 3.2 und die darin angeordneten Wandscheiben lauten die Koordinaten des Schubmittelpunktes M:

$$x_{S,M} = \frac{\sum_{j=1}^n I_{x,j} \cdot x_{S,j}}{\sum_{j=1}^n I_{x,j}} \quad y_{S,M} = \frac{\sum_{j=1}^n I_{y,j} \cdot y_{S,j}}{\sum_{j=1}^n I_{y,j}} \quad (1)$$

$I_{x,j}$ Flächenträgheitsmoment der Scheibe „j“ um die ξ -Achse bezogen auf ein lokales x_j - y_j - z_j - Koordinatensystem der Einzelscheibe parallel zu den Rändern der Scheibe liegend und durch deren Schwerpunkt gehend und

$I_{y,j}$ Flächenträgheitsmoment der Scheibe „j“ um die η -Achse bezogen auf ein lokales x_j - y_j - z_j -Koordinatensystem der Einzelscheibe parallel zu den Rändern der Scheibe liegend und durch deren Schwerpunkt gehend.

Zur Kontrolle müssen die Summen aus den Produkten der Einzelsteifigkeit und dem Abstand zum Schubmittelpunkt M des Gesamtstabes Null sein:

$$\sum_{j=1}^n (I_{x,j} \cdot x_{M,j}) = 0 \quad \text{und} \quad \sum_{j=1}^n (I_{y,j} \cdot y_{M,j}) = 0 \quad (2)$$

Biegung und Torsion können entkoppelt werden. Die Resultierenden der Horizontalkräfte sollen in Richtung der Schwerachsen angreifen. Für den Lastfall Biegung wird die Resultierende der Horizontallast $H_{S,i,x}$ bzw. $H_{S,i,y}$ der Geschossebene „i“ in den Schubmittelpunkt verschoben; das Versatzmoment $M_{M,z}$ wird im Lastfall Torsion berücksichtigt. Für die Wandscheibe „j“ ergibt sich dann die translatorische Beanspruchung aus:

$$H_{M,i,x} \text{ in } M \rightarrow S_{x,\text{trans},j} = H_{M,i,x} \cdot \frac{E_j \cdot I_{y,j}}{\sum_{j=1}^n (E_j \cdot I_{y,j})} \quad (3)$$

$$H_{M,i,y} \text{ in } M \rightarrow S_{y,\text{trans},j} = H_{M,i,y} \cdot \frac{E_j \cdot I_{x,j}}{\sum_{j=1}^n (E_j \cdot I_{x,j})} \quad (4)$$

Die Torsion infolge der exzentrisch angreifenden Horizontallast

$$M_{M,z} = -H_{M,i,x} \cdot y_{S,M} \quad \text{bzw.} \quad M_{M,z} = -H_{M,i,y} \cdot x_{S,M}$$

verursacht zusätzliche rotationsbedingte Horizontalkräfte, die ebenfalls von den Aussteifungswänden aufgenommen werden müssen. Dabei ist je nach Lage der Horizontalkraft die Drehrichtung zu beachten.

Die zusätzliche Scheibenbeanspruchung der Wandscheibe „j“ lässt sich wie folgt ermitteln:

$$S_{x,rot,j} = - M_{M,z} \cdot \frac{E_j I_{y,j} \cdot y_{M,j}}{\sum_{j=1}^n E_j (I_{x,j} \cdot x_{M,j}^2 + I_{y,j} \cdot y_{M,j}^2)} \quad (6)$$

$$S_{y,rot,j} = - M_{M,z} \cdot \frac{E_j I_{x,j} \cdot x_{M,j}}{\sum_{j=1}^n E_j (I_{x,j} \cdot x_{M,j}^2 + I_{y,j} \cdot y_{M,j}^2)} \quad (7)$$

Der Ausdruck im Nenner der Gln. (6) und (7) entspricht dem Wölbwiderstand C_M des Gesamtstabes.

$$C_M = \sum_{j=1}^n (I_{x,j} \cdot x_{M,j}^2 + I_{y,j} \cdot y_{M,j}^2) \quad (8)$$

Bei genügend großer Spreizung der Einzelscheiben erweist sich gewöhnlich der Anteil des Wölbwiderstands der Einzelscheiben als klein gegenüber dem Wölbwiderstand des Gesamtstabes, sodass die Vernachlässigung der Wölbwiderstände der Einzelscheiben gerechtfertigt ist.

Statisch unbestimmte Systeme bieten durch die Berücksichtigung der Wandverformung die Möglichkeit, eine Lastumlagerung zwischen den einzelnen Wandscheiben vorzunehmen. Dieses Phänomen darf in gewissen Grenzen planmäßig genutzt werden. Allgemein ist es gestattet, eine Kraftumlagerung von bis zu 15 % des ermittelten horizontalen Kraftanteils einer Wand auf andere Wände vorzunehmen. Dies ist sinnvoll, wenn Inhomogenitäten, Risse oder Steifigkeitsunterschiede berücksichtigt werden sollen. Im Regelfall wird man im ersten Berechnungsschritt immer von der Summe der Biegesteifigkeiten aller aussteifenden Bauteile im ungerissenen Zustand ausgehen.

Der in der jeweiligen Einzelscheibe wirkende Anteil aus der einwirkenden Horizontalkraft ergibt sich zu:

$$S_{x,j} = H_{M,i,x} \cdot \frac{E_j \cdot I_{y,j}}{\sum_{j=1}^n (E_j \cdot I_{y,j})} - M_{M,z} \cdot \frac{E_j I_{y,j} \cdot y_{M,j}}{\sum_{j=1}^n E_j (I_{x,j} \cdot x_{M,j}^2 + I_{y,j} \cdot y_{M,j}^2)} \quad (9)$$

$$S_{y,j} = H_{M,i,y} \cdot \frac{E_j \cdot I_{x,j}}{\sum_{j=1}^n (E_j \cdot I_{x,j})} - M_{M,z} \cdot \frac{E_j I_{x,j} \cdot x_{M,j}}{\sum_{j=1}^n E_j (I_{x,j} \cdot x_{M,j}^2 + I_{y,j} \cdot y_{M,j}^2)} \quad (10)$$

3.2 Diagnose

Bei dem beschriebenen Vorgehen erfolgt die Aufteilung der Horizontalkräfte lediglich nach den Biegesteifigkeiten im ungerissenen Zustand. Nichtlineare Effekte und Umlagerungen können auf diese Weise nicht erfasst oder berücksichtigt werden.

Der Übergang auf das semiprobabilistische Bemessungskonzept hat im Mauerwerksbau zu erheblichen Problemen geführt, weil die Fakturierung der Einwirkungen für z.B. Wind mit einer relativ großen Spreizung erfolgt. Es sind im vergangenen Jahrzehnt erhebliche Anstrengungen unternommen worden, um diesen theoretischen Defekt zu kompensieren, z.B. durch Erschließung von Tragreserven. Die Bemessungsmethode geht von Grenzzuständen aus, die im Falle der Tragfähigkeit gegen den Versagenszustand – genau genommen des Bauwerks – absichern. Dieser Zustand muss im Mauerwerksbau aber noch lange nicht erreicht sein, wenn die ersten Risse auftreten. Die Denkweise des Absicherns gegen Risse führt zu einer Unterschätzung der Tragfähigkeit und damit zu unwirtschaftlichen Konstruktionen. Nichtlineare Materialeffekte und das Gesamtverhalten bleiben dabei i.d.R. auf der Strecke.

3.3 Therapie

Über die heute im Zusammenhang mit der Anwendung der Computertechnik allgemein übliche Deformationsmethode [U 40] kann hier Abhilfe geschaffen werden, wenn es darum geht Verformungen zu berücksichtigen.

Im Folgenden wird zunächst die Anwendung der Deformationsmethode in Matrizenform auf das Problem erläutert, u.a. die Annahmen, Elementsteifigkeitsmatrizen, Transformationsmatrix und Zusammenbau der globalen Steifigkeitsmatrix bis zum zu lösenden Gleichungssystem und der resultierenden Verschiebung und Kräfte der einzelnen Scheiben. Danach wird die Verformung der Einzelscheibe unter Horizontallast, Kopfmoment und Vertikallast im elastischen, gerissenen und plastischen Zustand explizit hergeleitet. Eine iterative Lösung, die die beiden Ansätze verbindet, wird dann vorgeschlagen. Den Abschluss bilden Beispiele und ein Fazit.

3.3.1 Matrizenschreibweise

Um einen mit vertretbarem Aufwand durchzuführenden Aussteifungsnachweis mit realitätsnaher Aufteilung der Horizontallasten ableiten zu können, sollen nachfolgend die allgemeinen Zusammenhänge unter Beachtung der üblichen Annahmen und Restriktionen in Matrizenschreibweise dargestellt werden.

3.3.1.1 Linearer Fall

Es wird von den üblichen Voraussetzungen ausgegangen. Es soll eine beliebige Anordnung der Wandscheiben im Grundriss berücksichtigt werden.

Zuerst wird ein beliebiges Stockwerk betrachtet. Die darüber befindliche Deckenplatte muss ideal dehnstarr und hinreichend biegesteif sein, um die angreifenden Horizontalkräfte sowie die durch sie erzeugten Momente auf die Wandscheiben übertragen zu können.

Mit dem aufzuschreibenden Formelmechanismus sollen die anliegenden Belastungen in eine reine Scheibenbeanspruchung umgewandelt werden. Dabei wird angenommen, dass die Wandscheiben an der Decke oben und unten über Gelenke angeschlossen sind, wodurch eine Übertragung von Momenten aus den Decken senkrecht zur Wandebene ausgeschlossen wird. Parallel zur Wandscheibe wird der Anschluss in Abhängigkeit der Situation in den angrenzenden Geschossen als eingespannt-eingespannt bzw. eingespannt-gelagert angenommen. Fehlt die Wand im darüber liegenden Geschoss, z. B. im obersten Stockwerk, wird die Wand als unten eingespannt und oben gelagert modelliert. Sind ober- und unterhalb des betrachteten Geschosses Wände vorhanden bzw. ist die Wand direkt gegründet, wird sie als eingespannt-eingespannt abgebildet. Fehlt die Wand im darunter liegenden Geschoss erfolgt eine Modellierung als oben eingespannt und unten gelagert. Die Wandscheibe muss eine horizontale Last und eine vertikale Last aufnehmen, die hier als über die Scheibenlänge linear verteilt angesetzt wird.

Es wird weiter vorausgesetzt, dass die Anordnung der Scheiben den allgemein bekannten Grundregeln entspricht [U 27], S. 208 ff.).

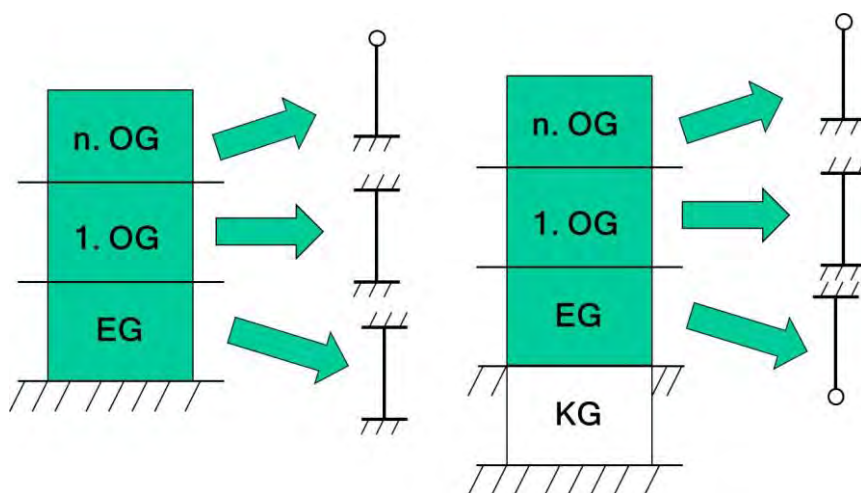


Abbildung 3.3: Idealisierung von Wandscheiben (das oberste Stockwerk unten eingespannt oben gelenkig gelagert, die mittleren Stockwerke und das erste Stockwerk ohne Keller eingespannt-eingespannt, das erste Stockwerk mit Keller (jedoch ohne Wand im Keller) unten gelenkig gelagert oben eingespannt)

Die Herleitung der Steifigkeitsmatrizen der einzelnen Wandscheiben basiert auf der Herleitung der Steifigkeitsmatrix für einen eben wirkenden Stab mit konstantem Rechteckquerschnitt unter Berücksichtigung der Querkraftgleitung (Stabtheorie nach Timoschenko) [U 40], S. 145 ff. Als Elementverschiebungen werden nach Abbildung 3.5 in der dort angegebenen Reihenfolge eingeführt

$$\underline{u} = \begin{bmatrix} u_{\xi i} \\ u_{\eta i} \\ \varphi_{\eta i} \end{bmatrix} \quad (11)$$

und als Elementkräfte an den Enden

$$\underline{F} = \begin{bmatrix} N_{\xi i} \\ V_{\xi i} \\ M_{\eta i} \end{bmatrix} \quad (12)$$

Mit dem Koeffizienten $Q = \frac{12 \cdot EI}{L^2 \cdot G \cdot A_s}$, dem Schubmodul $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$, der Schubfläche $A_s = A / \kappa$, dem Schubkorrekturfaktor $\kappa = \frac{6}{5}$ für Rechteckquerschnitt, der Querdehnzahl ν und der Stablänge L sind vier Submatrizen der Elementsteifigkeitsmatrix $\underline{C}(e)$ z. B. für den Fall eingespannt-eingespannt:

$$\begin{aligned} \underline{C}(ik, ik) &= \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{(1+Q) \cdot L^3} & \frac{6EI}{(1+Q) \cdot L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{(1+Q) \cdot L^2} & \frac{(4+Q)EI}{(1+Q) \cdot L} \end{bmatrix} & \underline{C}(ik, ki) &= \begin{bmatrix} \frac{-EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-12EI}{(1+Q) \cdot L^3} & \frac{6EI}{(1+Q) \cdot L^2} \\ 0 & \frac{-6EI}{(1+Q) \cdot L^2} & \frac{(2-Q)EI}{(1+Q) \cdot L} \end{bmatrix} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \underline{C}(ki, ik) &= \begin{bmatrix} \frac{-EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-12EI}{(1+Q) \cdot L^3} & \frac{-6EI}{(1+Q) \cdot L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{(1+Q) \cdot L^2} & \frac{(2-Q)EI}{(1+Q) \cdot L} \end{bmatrix} & \underline{C}(ki, ki) &= \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{(1+Q) \cdot L^3} & \frac{-6EI}{(1+Q) \cdot L^2} \\ 0 & \frac{-6EI}{(1+Q) \cdot L^2} & \frac{(4+Q)EI}{(1+Q) \cdot L} \end{bmatrix} \end{aligned}$$

(13)

Die Steifigkeitsmatrizen stellen die Randschnittkräfte infolge von Einheitsverschiebungen an den Elementrändern (bzw. –enden) dar. Sie können auf verschiedene Weise hergeleitet werden (vgl. [U 40], [U 49], [U 50], [U 51] und [U 52]). Sie lassen sich damit auch aus Einheitsverschiebungskomponenten der Elementenden bestimmen, was im nichtlinearen Fall hier ausgenutzt werden soll.

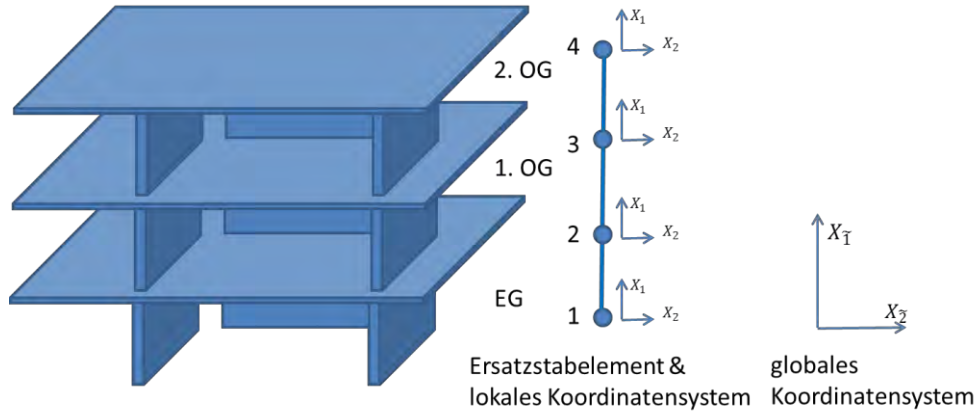


Abbildung 3.4: System mit 3 Stockwerken, und Stabmodell

Die lokalen Steifigkeitsmatrizen werden dann in einer globalen Steifigkeitsmatrix zusammengesetzt, um die globale Gleichung für das Gesamtsystem abbilden zu können. Für z.B. ein System mit 3 Stockwerken sind die globalen Knotenverschiebungen $\underline{\tilde{u}}(2)$, $\underline{\tilde{u}}(3)$, $\underline{\tilde{u}}(4)$ und die globalen Knotenkräfte $\underline{\tilde{F}}(2)$, $\underline{\tilde{F}}(3)$, $\underline{\tilde{F}}(4)$:

$$\begin{pmatrix} \underline{\tilde{F}}(2) \\ \underline{\tilde{F}}(3) \\ \underline{\tilde{F}}(4) \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{\tilde{C}}(21,2) + \underline{\tilde{C}}(23,2) & \underline{\tilde{C}}(23,3) & 0 \\ \underline{\tilde{C}}(32,2) & \underline{\tilde{C}}(32,3) + \underline{\tilde{C}}(34,3) & \underline{\tilde{C}}(34,4) \\ 0 & \underline{\tilde{C}}(43,3) & \underline{\tilde{C}}(43,4) \end{bmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \underline{\tilde{u}}(2) \\ \underline{\tilde{u}}(3) \\ \underline{\tilde{u}}(4) \end{pmatrix} \quad (14)$$

Womit:

$$\underline{\tilde{C}}(23,2) = \sum_{i=1}^n T_i^T \cdot K(23,3) \cdot T_i \quad (15)$$

In Abbildung 3.5 a) ist die Geometrie der Scheibe und ihr am oberen Rand in Scheibenmitte angeheftetes lokales Koordinatensystem ξ_i - η_i - ζ_i dargestellt. Dabei zeigen die Achsen \tilde{x} und ζ_i in die gleiche Richtung. Abbildung 3.5 b) zeigt die Einbettung der Scheibe in das globale Gesamtsystem mit den Koordinaten \tilde{x} – \tilde{y} – \tilde{z} . In Abbildung 3.5 c) sind die lokalen Schnittgrößen V_{ξ_i} , N_{ζ_i} , M_{ζ_i} und Verformungen u_{ξ_i} , u_{ζ_i} , φ_{η_i} angetragen. Die Beziehung zwischen den lokalen und den globalen Koordinaten lautet

$$\begin{bmatrix} \xi_i \\ \eta_i \\ \zeta_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \alpha_i & \sin \alpha_i & 0 \\ -\sin \alpha_i & \cos \alpha_i & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \tilde{x} - \tilde{x}_{s,i} \\ \tilde{y} - \tilde{y}_{s,i} \\ \tilde{z} - \tilde{z}_{s,i} \end{bmatrix} \quad (16)$$

Zwischen den lokalen Schnittgrößen und Verformungen besteht die Steifigkeitsbeziehung

$$\underline{F} = \underline{C} \cdot \underline{u} \text{ mit } \underline{F} = \begin{bmatrix} N_{\zeta_i} \\ V_{\xi_i} \\ M_{\eta_i} \end{bmatrix} \text{ und } \underline{u} = \begin{bmatrix} u_{\zeta_i} \\ u_{\xi_i} \\ \varphi_{\eta_i} \end{bmatrix} \quad (17)$$

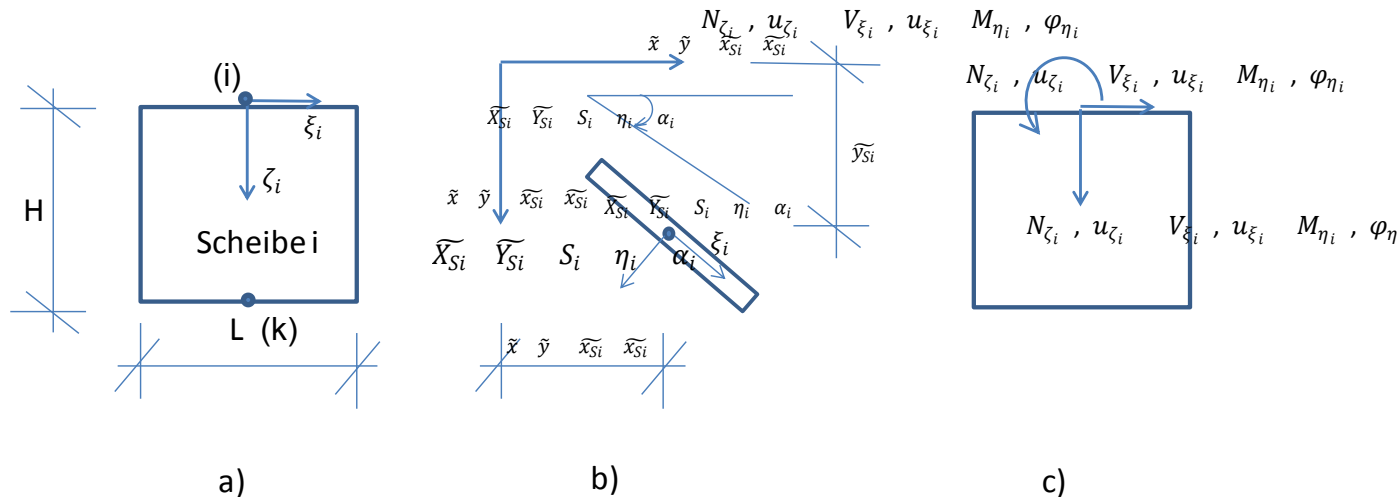


Abbildung 3.5: a) Scheibe mit lokalem Koordinatensystem ξ_i - η_i - ζ_i ; b) Lage der Scheibe im Grundriss zum globalen Koordinatensystem $\tilde{x} - \tilde{y} - \tilde{z}$; c) Definition der lokalen Schnittgrößen und Verformungen

Im Weiteren wird nun eine Beziehung zwischen dem lokalen Verschiebungsvektor und den globalen Verschiebungen der Deckenplatte benötigt, wobei der globale Verschiebungsvektor die Form

$$\underline{\tilde{u}}^T = [\tilde{u}_{Mx} \quad \tilde{u}_{My} \quad \tilde{u}_{Sz} \quad \tilde{\theta}_{Sx} \quad \tilde{\theta}_{Sy} \quad \tilde{\theta}_{Mz}] \quad (18)$$

hat und die Indizes auf den Bezug, M auf den Schubmittelpunkt und S auf den Schwerpunkt hinweisen.

Abbildung 3.6 zeigt die Beziehungen zwischen den lokalen und den globalen Verformungen. Mit:

$$\Delta\eta_{Mi} = (\tilde{y}_{Si} - \tilde{y}_M)\cos\alpha_i - (\tilde{x}_{Si} - \tilde{x}_M)\sin\alpha_i \quad (19)$$

$$\Delta y_{Si} = y_{Si} - y_S, \quad \Delta x_{Si} = x_{Si} - x_S \quad (20)$$

lässt sich die Transformationsbeziehung zwischen den lokalen \underline{u}_i und den globalen Koordinaten $\underline{\tilde{u}}$ formulieren:

$$\underline{u}_i = \underline{T}_i \underline{\tilde{u}} \quad (21)$$

$$\underline{T}_i = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 & \Delta y_{Si} & -\Delta x_{Si} & 0 \\ \cos \alpha_i & \sin \alpha_i & 0 & 0 & 0 & -\Delta \eta_{Mi} \\ 0 & 0 & 0 & -\sin \alpha_i & \cos \alpha_i & 0 \end{bmatrix} \quad (22)$$

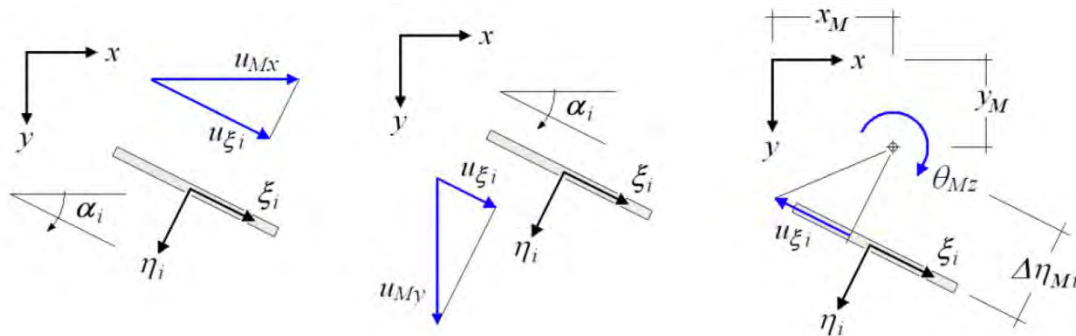


Abbildung 3.6: Lokale und globale Verschiebungen der Einzelscheibe im Grundriss [U 26]

Damit lassen sich die lokalen Kräfte an der Scheibe in Abhängigkeit von den globalen Verschiebungen der Deckenplatten darstellen:

$$\underline{F}_i = \underline{C}_i \cdot \underline{u}_i = \underline{C}_i \cdot \underline{T}_i \cdot \tilde{\underline{u}} \quad (23)$$

Mit der Transformationsbeziehung nach Gl. (22) sind die Beziehungen zwischen den globalen und lokalen Verschiebungen ebenso wie die zwischen den Kräften bekannt.

$$\underline{F}^T = [V_{Mx} \quad V_{My} \quad N_{Sz} \quad M_{Sx} \quad M_{Sy} \quad M_{Mz}] \quad (24)$$

Somit sind die lokalen Kräfte aller Wandscheiben bekannt,

$$\tilde{\underline{F}}_i = \underline{T}_i^T \cdot \underline{F}_i \quad (25)$$

die mit den äußeren Kräften im Gleichgewicht stehen müssen.

$$\left(\sum_i \underline{T}_i^T \cdot \underline{C}_i \cdot \underline{T}_i \right) \cdot \tilde{\underline{u}} = \tilde{\underline{F}} \quad (26)$$

Für den Klammerausdruck wird die Matrix C eingeführt:

$$\tilde{\underline{C}} = \sum_i \underline{T}_i^T \cdot \underline{C}_i \cdot \underline{T}_i \quad (27)$$

Sie drückt die Beziehung zwischen den Verformungen der starren Platte und den äußeren Kräften aus. Damit ist sie die Steifigkeitsmatrix des Systems. Sie ist symmetrisch, regulär und positiv definit, solange die Grundforderungen der Unbeweglichkeit des Scheibensystems gegeben sind.

Sie enthält bisher ausschließlich elastische Größen (C_i) und geometrische Kennwerte (T_i) aus den Scheiben, die die betrachtete Platte stützen.

Die inneren Kräfte des Scheibensystems müssen mit den äußeren Kräften im Gleichgewicht stehen.

$$\tilde{\underline{C}} \cdot \tilde{\underline{u}} - \tilde{\underline{F}} = 0 \quad (28)$$

Wenn die äußeren Lasten bekannt sind, lassen sich über die Beziehung

$$\underline{\tilde{u}} = \underline{\tilde{C}}^{-1} \cdot \underline{\tilde{F}} \quad (29)$$

die Verschiebungen der starren Platte(n) berechnen. Wenn die globalen Verschiebungen bekannt sind, können auch die lokalen Verschiebungen und lokalen Kraftvektoren der einzelnen Wandscheiben ermittelt werden, womit dann die für den Nachweis der Einzelscheiben notwendigen lokalen Kräfte bekannt sind. Die lokalen Kräfte, Fuß- und Kopfkkräfte sind aus den Randverschiebungen der Einzelscheiben wie folgt zu ermitteln:

$$\begin{aligned} \underline{F}_{ik} &= \underline{C}(ik, ik) \cdot \underline{u}_i(i) + \underline{C}(ik, ki) \cdot \underline{u}_i(k) \\ \underline{F}_{ki} &= \underline{C}(ki, ik) \cdot \underline{u}_i(i) + \underline{C}(ki, ki) \cdot \underline{u}_i(k) \end{aligned} \quad (30)$$

Dabei ist $\underline{u}_i(i)$ der Verschiebungsvektor am Kopf der Scheibe i und $\underline{u}_i(k)$ der Verschiebungsvektor am Fuß der Scheibe i .

3.3.1.2 Berücksichtigung von Nichtlinearitäten im Materialverhalten

Bei der hergeleiteten Matrixschreibweise des Problems, die vorerst für den linearen Fall erfolgte, lässt sich das nichtlineare Materialverhalten des Mauerwerks abbilden, indem die effektive Biegesteifigkeit unter Beachtung des Aufreißens des Querschnittes und ggf. die reduzierte Schubsteifigkeit berücksichtigt werden. Da beide Größen über die Höhe der Scheiben veränderlich sind, ist eine geschlossene Lösung i.d.R. schwierig. Hier bietet sich eine iterative Abarbeitung über eine Linearisierung der Lösung an.

Für ein komplexes Rechenprogramm wäre eine Bestimmung der Steifigkeitsmatrizen über die Reduktionsmethode bei abschnittsweiser Linearisierung analog [U 45] und [U 46] denkbar.

Um jedoch für die tägliche Arbeit eine effiziente Ermittlung der Kraftaufteilung auf die Einzelscheiben vornehmen zu können, wird im folgenden Abschnitt die Verformung der Einzelscheibe ermittelt, um dann in der eben dargestellten Matrizenformulierung arbeiten zu können. Die zugehörigen Einheitsverschiebungskomponenten der Elementenden liefern dann die einzelnen Glieder der Steifigkeitsmatrizen.

3.3.2 Verformung der Einzelscheibe

Für die Herleitung wird von einem elasto-plastischen Materialverhalten mit versagender Zugzone ausgegangen. Es wird ein Rechteck-/Dreieckdiagramm zugrunde gelegt, das sich durch die Parameter

f Druckfestigkeit des Mauerwerks
 ε_y die plastische Dehnung und
 $D = \varepsilon_u / \varepsilon_y$ Maß für die Duktilität
definiert.

Es wird von einem Kragarm mit Biegemoment am oberen Rand ausgegangen. Die Scheibe geht über ein Geschoss und hat die Dicke t .

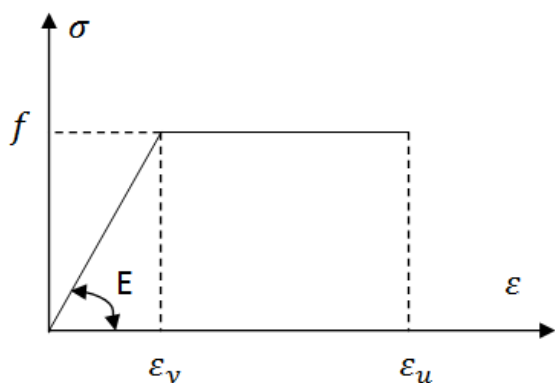


Abbildung 3.7: Idealisiertes Spannungs-Dehnungs-Diagramm für Mauerwerk

Die eingetragene Normalkraft am Kopf der Wand soll bereits das Wandeigengewicht mit enthalten.

$$N = N_o + \gamma_W \cdot L \cdot t \quad (31)$$

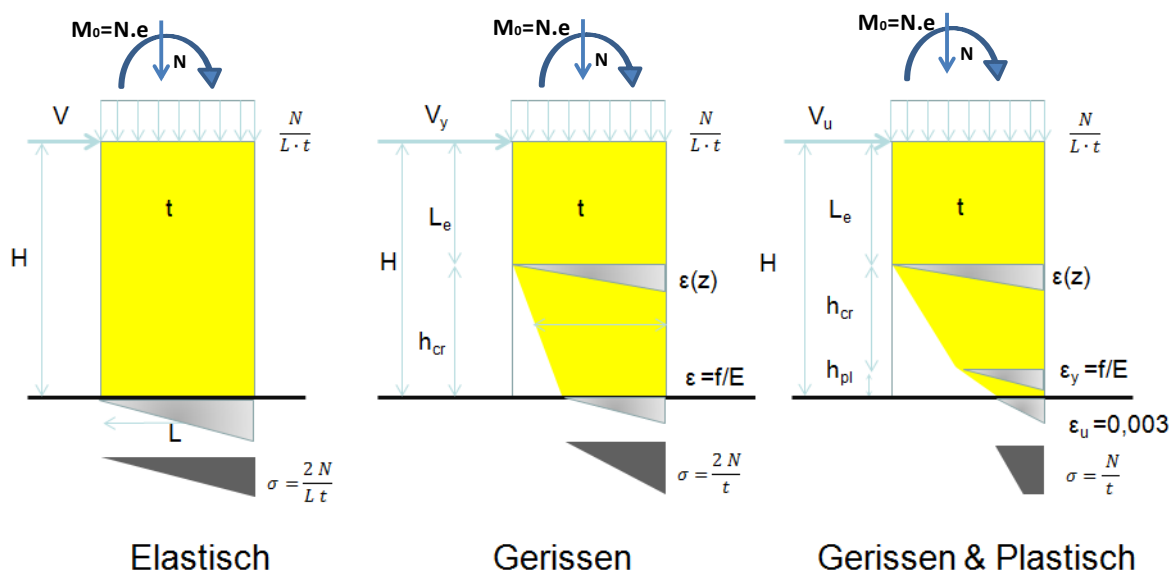


Abbildung 3.8: Die Wandscheibe in verschiedenen Zuständen; links: elastisch und vollständig überdrückt; Mitte: gerissen, Fuge klappt; rechts: Material plastiziert

3.3.2.1 Elastischer Zustand

Das elastische Grenzmoment am Fuß der Wand (links) beträgt

$$M_e = N \cdot \frac{L}{6} \quad (32)$$

Es muss gleich dem Moment aus dem Biegemoment M_0 und der Horizontalkraft am Kopf der Wand V , multipliziert mit der Höhe H sein.

$$M_0 + V \cdot H = M_e \rightarrow V_e = \frac{M_e - M_0}{H} \quad (33)$$

V_e ist die horizontale Last, bei der gerade noch der elastische Zustand herrscht. Die Wand ist noch vollständig überdrückt. Die Krümmung am Fuß der Wand ist damit

$$\kappa_e = \frac{M_e}{EI} \quad (34)$$

Die Verschiebung am Kopf der Wand ergibt sich mithilfe der Arbeitsgleichung zu

$$\delta_e = \frac{M_e}{t \cdot L} \cdot \left(\frac{4 \cdot H^2}{E \cdot L^2} + \frac{5}{6 \cdot G} \right) + \frac{M_0}{t \cdot L} \cdot \frac{6 \cdot H^2}{E \cdot L^2} \quad (35)$$

3.3.2.2 Aufreißen der Fuge

Das Mauerwerk reißt von 0 bis $(H-L_e)$ auf und beginnt bei weiterer Laststeigerung zu fließen, d.h. die Dehnung erreicht ε_y .

Das Moment, was jetzt aufgenommen werden kann, hat die Größe

$$M_y = N \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{\beta_y}{3} \right) \quad (36)$$

mit

$$\beta_y = \frac{2 \cdot N}{t \cdot f} \quad (37)$$

Die Horizontalkraft V_y , bei der das Fließen beginnt, steht im Momentengleichgewicht.

$$V_y = \frac{M_y - M_0}{H} \quad (38)$$

Die Krümmung über die Höhe der gerissenen Zone ist eine Funktion der Dehnung und der im Gleichgewicht stehenden Spannungen entlang der überdrückten Länge der Wand.

$$\beta(z) = 3 \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{V \cdot z}{N} - e \right) \quad (39)$$

Die Krümmung ergibt sich dann zu

$$\kappa_e(z) = \frac{2 \cdot N}{E \cdot t \cdot \beta(z)^2} \quad (40)$$

Wenn man die Krümmung über die gesamte Höhe integriert, erhält man die Verschiebung für den gerissenen und ungerissenen Bereich. Letztlich werden die beiden Terme für die Verschiebung im elastischen Bereich und in der gerissenen Zone zusammengeführt.

$$\delta(V) = \delta_e + \delta_{cr}(V) \quad (41)$$

Mit

$$\delta_e = \frac{V}{2EI} \left(\frac{L_e^3}{3} - H^2 L \right) + \frac{M_0}{EI} \left(\frac{L_e^2}{2} - H L_e \right) \quad (42)$$

$$L_e = \frac{NL}{6V} - \frac{Ne}{V} = \frac{N}{6V} (L - 6e) \quad \& \quad M_0 = N \cdot e$$

und

$$\delta_{cr}(V) = \frac{N^3}{9E t V^2} \left[\frac{2}{3} (\mu_M - 6 \eta_M - 6 \zeta_M) + 2 \ln \frac{2}{3} \mu_M \right] \quad (43)$$

$$\mu_M = \frac{LN}{LN-2VH-2eN}, \eta_M = \frac{HV}{LN-2VH-2eN}, \zeta_M = \frac{eN}{LN-2VH-2eN}$$

3.3.2.3 Elastisch-plastischer Zustand

Die Krümmung ergibt sich hier zu

$$\kappa_u = \frac{\varepsilon_u}{l_{cu}} = \varepsilon_u \frac{t \cdot f}{N} \left(1 - \frac{1}{2D} \right) \quad (44)$$

und die Höhe der plastischen Zone zu

$$h_{pl} = H \left(1 - \frac{V_y}{V_u} \right) \quad \text{mit } V_u = \frac{M_u - M_0}{H} \quad \text{und } V_y = \frac{M_y - M_0}{H} \quad (45)$$

Dabei ist $D = \varepsilon_u / \varepsilon_y$ das Maß für die Duktilität. Der Beitrag des plastischen Gelenks zur Kopfverschiebung errechnet sich zu

$$\delta_u = \frac{1}{2} (\kappa_u - \kappa_y) \cdot h_{pl} \cdot (h - h_{pl}) \quad (46)$$

Die Schubverformung im Zustand der Plastizierung der Wand, d.h. solange $V_y \leq V \leq V_u$, beträgt dann

$$\delta(V) = \delta_e \frac{V_e}{V} + \theta(l_e) \cdot \frac{M_e}{V} + \delta_{cr}(V) + \delta_u \cdot \left(\frac{V - V_y}{V_u - V_y} \right) \quad (47)$$

Der Programmablaufplan für die Berechnung der Einzelscheibe ist in Abbildung 3.9 dargestellt.

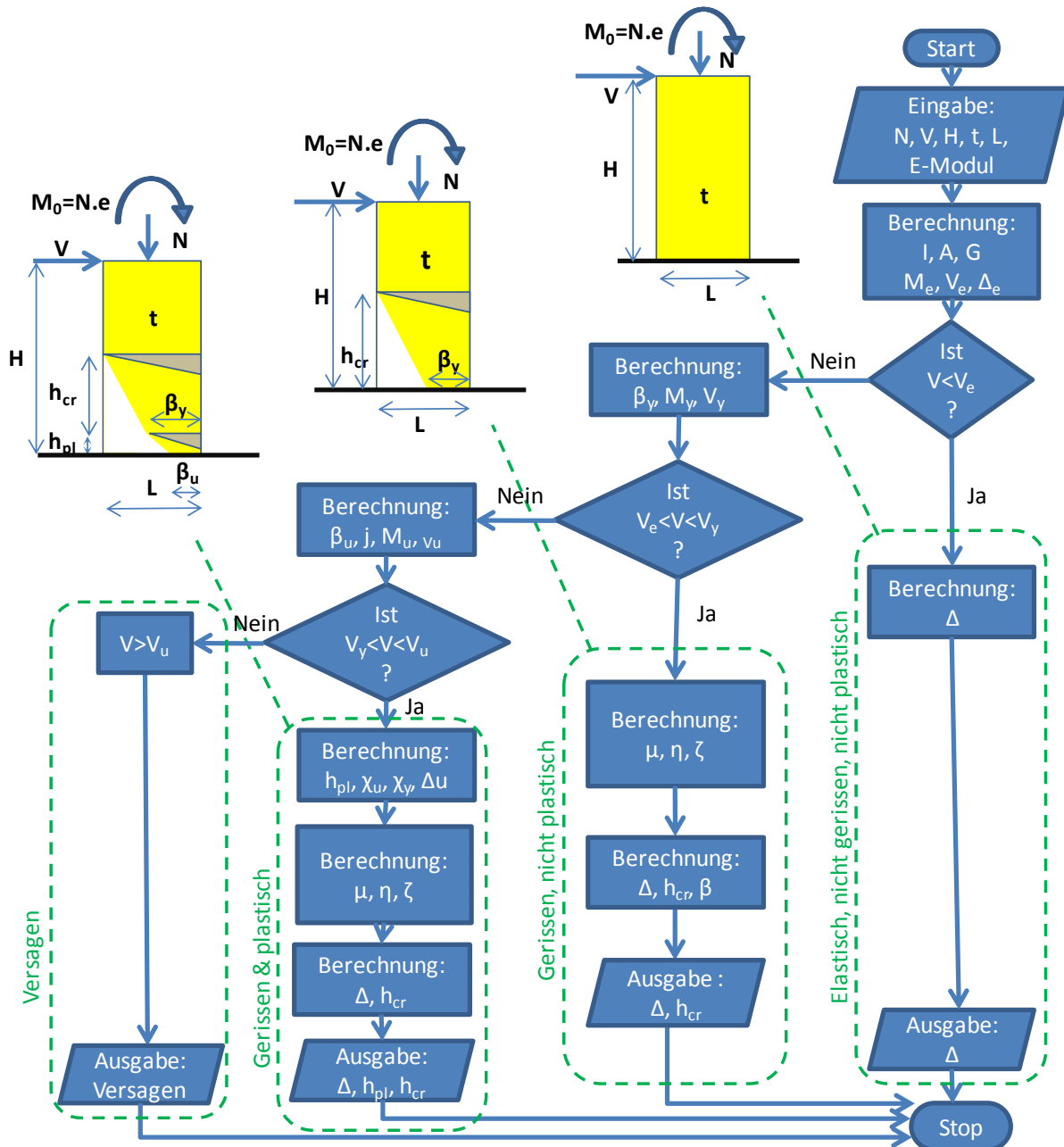


Abbildung 3.9: Programmablaufplan für die Verformungsberechnung der Einzelscheibe

3.3.3 Steifigkeitsmatrix für den eingespannt-eingespannten Stab, gerissen

Die Verschiebung, die in Gleichung (44) errechnet wird, ist von der Querkraft V und der Normalkraft abhängig, weshalb sie mit $\delta(N, V)$ bezeichnet wird. Mit $\beta = 3 \left(\frac{L}{2} - \frac{V \cdot H}{N} - e \right)$ sind die vier Submatrizen der Elementsteifigkeitsmatrix $\underline{C}(e)$ z. B. für den Fall eingespannt-eingespannt im gerissenen Zustand bekannt:

$$\begin{aligned}
 \underline{C}(ik, ik) &= \begin{bmatrix} \frac{E}{\frac{Le}{A} + \frac{2 h_{cr}}{(L+\beta) t}} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{V}{\delta(N,V)} \cdot \frac{1}{(1+Q)} & \frac{L}{2} \frac{V}{\delta(N,V)} \cdot \frac{1}{(1+Q)} \\ 0 & \frac{L}{2} \frac{V}{\delta(N,V)} \cdot \frac{1}{(1+Q)} & \frac{(4+Q) L^2}{12} \frac{V}{\delta(N,V)} \cdot \frac{1}{(1+Q)} \end{bmatrix} \\
 \underline{C}(ik, ki) &= \begin{bmatrix} \frac{-E}{\frac{Le}{A} + \frac{2 h_{cr}}{(L+\beta) t}} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{V}{\delta(N,V)} \cdot \frac{1}{(1+Q)} & \frac{L}{2} \frac{V}{\delta(N,V)} \cdot \frac{1}{(1+Q)} \\ 0 & -\frac{L}{2} \frac{V}{\delta(N,V)} \cdot \frac{1}{(1+Q)} & \frac{(2-Q) L^2}{12} \frac{V}{\delta(N,V)} \cdot \frac{1}{(1+Q)} \end{bmatrix} \\
 \underline{C}(ki, ik) &= \begin{bmatrix} \frac{-E}{\frac{Le}{A} + \frac{2 h_{cr}}{(L+\beta) t}} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{V}{\delta(N,V)} \cdot \frac{1}{(1+Q)} & -\frac{L}{2} \frac{V}{\delta(N,V)} \cdot \frac{1}{(1+Q)} \\ 0 & \frac{L}{2} \frac{V}{\delta(N,V)} \cdot \frac{1}{(1+Q)} & \frac{(2-Q) L^2}{12} \frac{V}{\delta(N,V)} \cdot \frac{1}{(1+Q)} \end{bmatrix} \\
 \underline{C}(ki, ki) &= \begin{bmatrix} \frac{E}{\frac{Le}{A} + \frac{2 h_{cr}}{(L+\beta) t}} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{V}{\delta(N,V)} \cdot \frac{1}{(1+Q)} & -\frac{L}{2} \frac{V}{\delta(N,V)} \cdot \frac{1}{(1+Q)} \\ 0 & -\frac{L}{2} \frac{V}{\delta(N,V)} \cdot \frac{1}{(1+Q)} & \frac{(4+Q) L^2}{12} \frac{V}{\delta(N,V)} \cdot \frac{1}{(1+Q)} \end{bmatrix}
 \end{aligned}$$

(48)

Es wird somit der Fakt ausgenutzt, dass die Elemente der Steifigkeitsmatrizen Kraftkomponenten infolge von Einheitsverschiebungen und –verdrehungen sind.

3.3.4 Iterative Berechnung

Nach der ersten Berechnung von Horizontalkräften der Einzelscheiben nach der Matrixmethode und der Feststellung, ob der Querschnitt elastisch oder gerissen ist, wird die Elementsteifigkeitsmatrix in der folgenden Iteration mit Hilfe der Gl. (48) neu gerechnet, sofern der Querschnitt gerissen ist. Mit dieser Elementsteifigkeitsmatrix wird die nächste Iteration (Berechnung) durchgeführt und die Horizontalkräfte der Einzelscheiben neu berechnet. Ist die Differenz zwischen den Horizontalkräften in diesem Schritt und den Horizontalkräften aus dem vorherigen Schritt kleiner als z.B. 5 %, ist die Berechnung beendet, und die Horizontalkräfte sind ermittelt. Ist die Differenz größer, werden die Elementsteifigkeitsmatrizen nochmals berechnet – solange, bis die Differenz kleiner als 5 % ist. Der Programmablaufplan in Abbildung 3.10 verdeutlicht dieses Vorgehen.

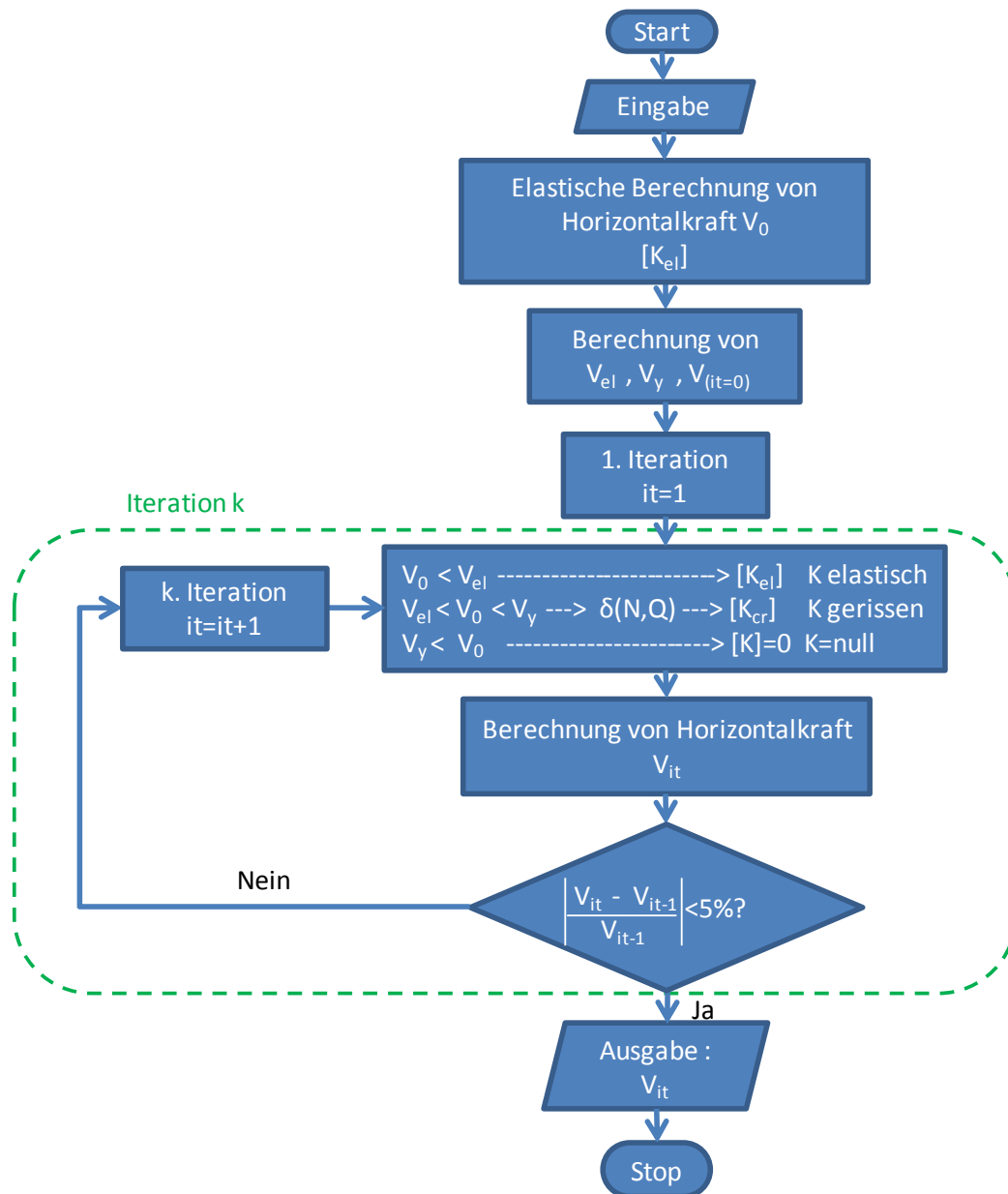


Abbildung 3.10: Programmablaufplan für die iterative Aussteifungsberechnung mit der Matrixmethode einschließlich gerissenen Zustands

Der Programmablaufplan für die Berechnung der Elementsteifigkeitsmatrix im elastischen oder gerissenen Zustand in der iterativen Berechnung nach der Matrixmethode für den Fall eingespannt-eingespannt ist in Abbildung 3.11 dargestellt.

Der Gesamtdurchlauf liefert dann eine neue Kraftaufteilung auf die Scheiben je Geschoss.

Abbildung 3.10 weist aus, dass mit Erreichen der plastischen Grenzlast die Scheibe ausgeschaltet wird. Genau genommen bildet sich jedoch ein Plateau aus, auf dem noch eine gewisse Verschiebung zugelassen werden kann, die jedoch zu begrenzen ist. Damit können weitere Laststeigerungen erreicht und der plastische Zustand, für den hier die erforderlichen Verschiebungswerte angegeben sind, weiter ausgenutzt werden.

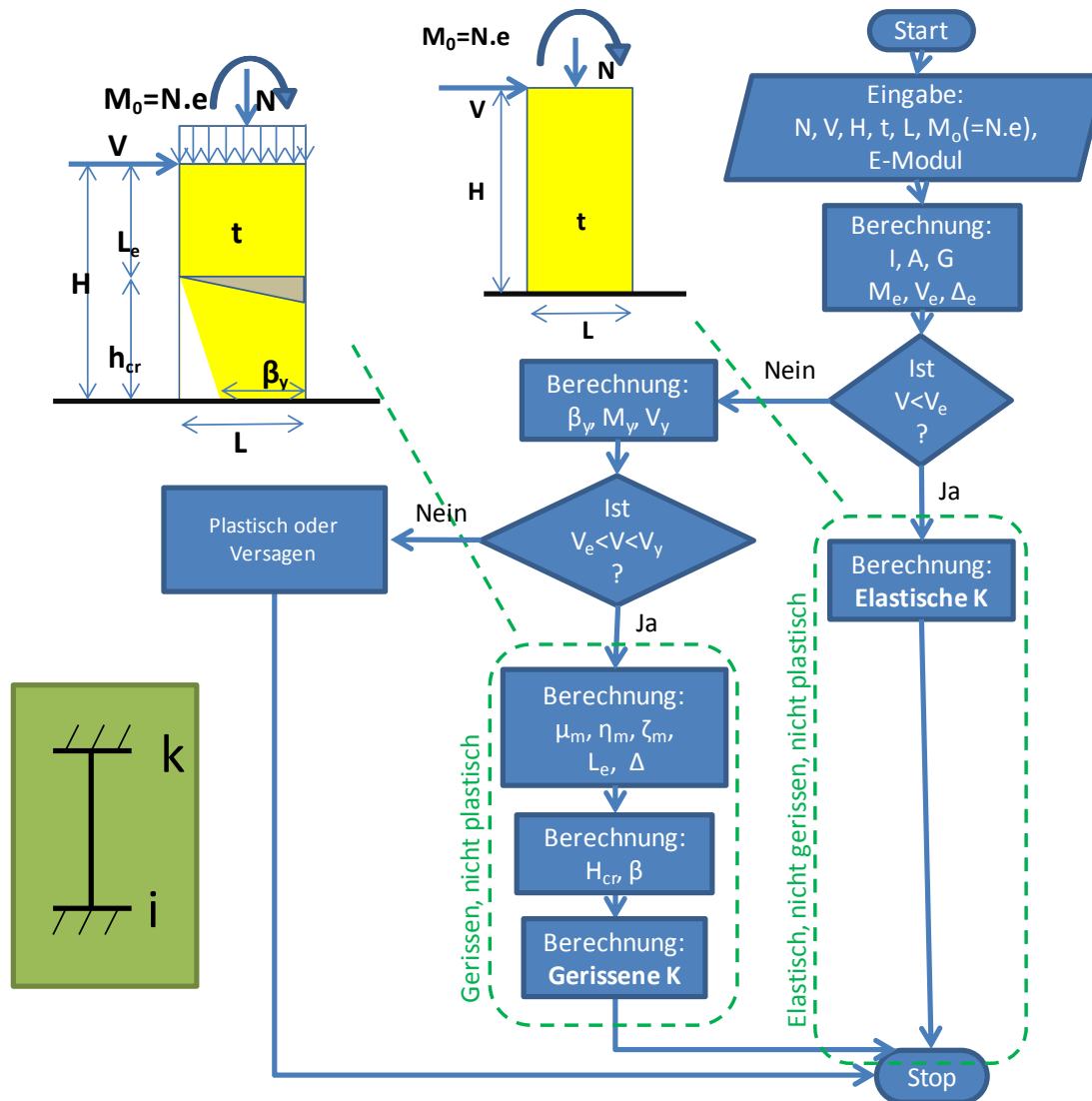


Abbildung 3.11: Programmablaufplan für die Berechnung der Steifigkeitsmatrix der Einzel-scheibe, eingespannt-eingespannt

3.3.5 Beispiele

Hier werden zwei Beispiele, jeweils 2 Stockwerke, im elastischen und gerissenen Zustand gerechnet und dargestellt.

3.3.5.1 Beispiel 1

Für das in Abbildung 3.12 sowie Abbildung 3.13 dargestellte (ideelle) Mehrfamilienhaus soll ein vereinfachter Nachweis der räumlichen Steifigkeit geführt werden. Die Wandscheiben W1 bis W6 gehen ungeschwächt vom Fundament bis zur obersten Geschossebene durch, womit ein wesentlicher Punkt für effektive Aussteifungssysteme erfüllt ist. Obwohl die Wandscheiben W4 bis W6 miteinander verzahnt ausgeführt sind und dadurch eine schubfeste Verbindung eingehen, wird die Fuge zwischen den Wandscheiben W4 und W6 bzw. W5 und W6 zur Vereinfachung als nicht schubfest angesehen. Auf der sicheren Seite liegend wird damit eine statisch günsti-

ge Faltwerkbildung vernachlässigt. Die Fuge sollte so gelegt werden, dass die Berechnung der Wandsteifigkeiten einfach ausfällt. Sie hätte auch anders geführt werden können, wenn die Wandscheiben W4 und W5 um 24 cm länger und die Wandscheibe W6 insgesamt um 48 cm kürzer geworden wären.

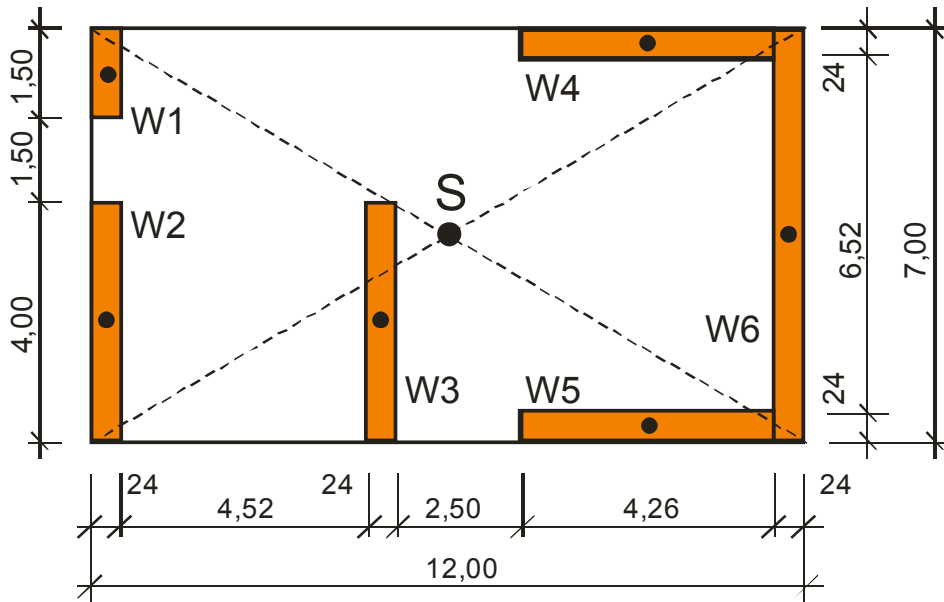


Abbildung 3.12: Grundriss des mehrgeschossigen Hauses der Beispiel-Aussteifungsrechnung 1

Der Punkt S kennzeichnet den Schwerpunkt im Grundriss und ist meist mit dem Lastangriffspunkt der äußeren Horizontallasten (Wind und Schiefstellung) identisch. Der Profilschwerpunkt in den einzelnen Wandscheiben wurde durch einen schwarzen Punkt markiert und entspricht bei Rechteckquerschnitten dem Flächenmittelpunkt.

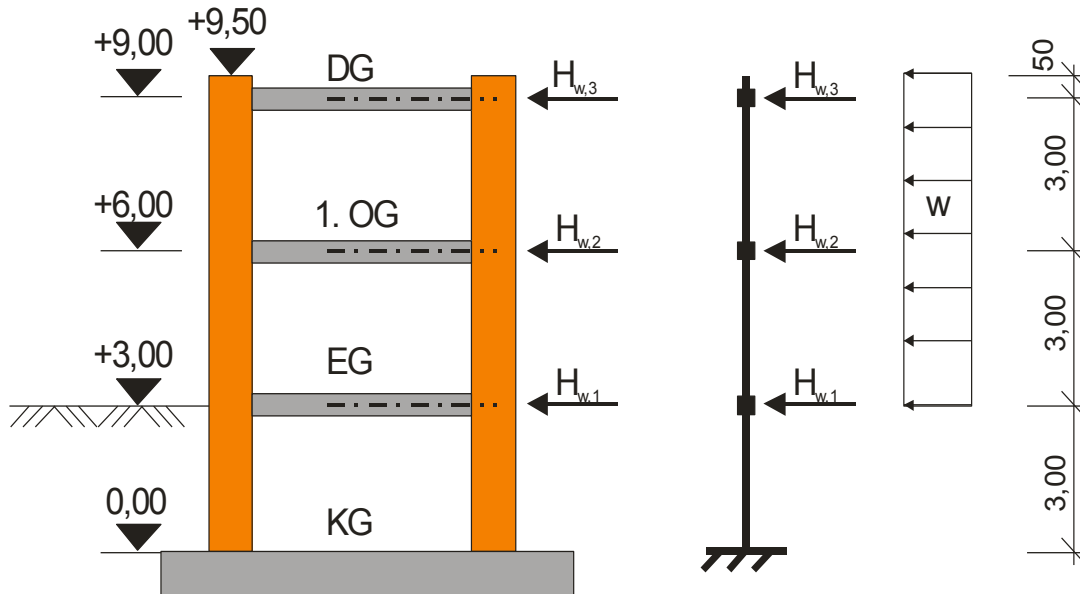


Abbildung 3.13: Aufriss des Mehrfamilienhauses der Beispiel: Aussteifungsrechnung 1

3.3.5.2 Beispiel 2

Hier wird ein Reihenhaus als Beispiel herangezogen [U 53]. Der Grundriss mit Bezeichnungen der Wandscheiben ist in Abbildung 3.14 dargestellt. Für den Aufriss siehe Abbildung 3.15.

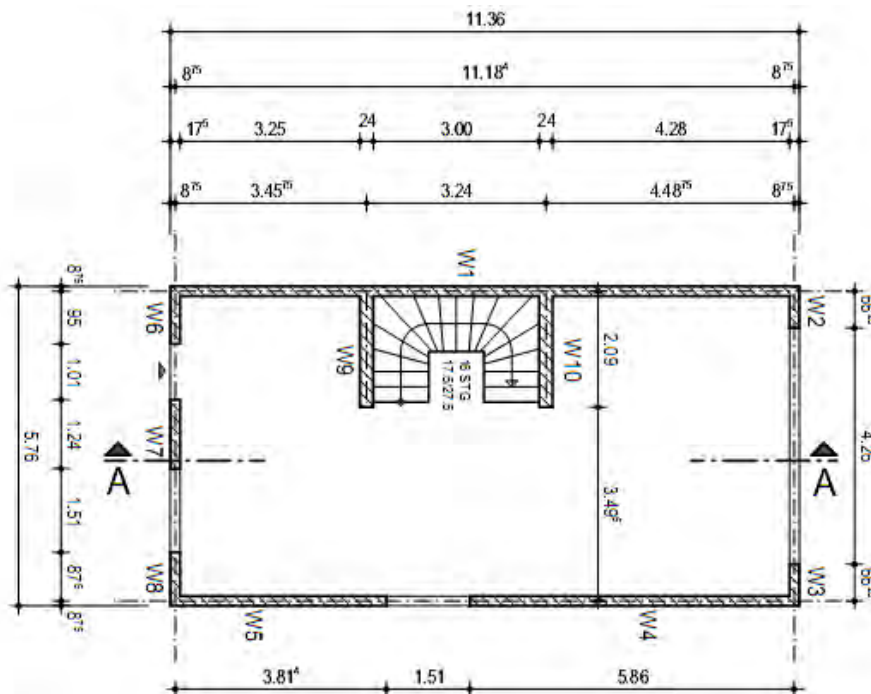


Abbildung 3.14: Grundriss für Reihenhaus, Beispiel 2

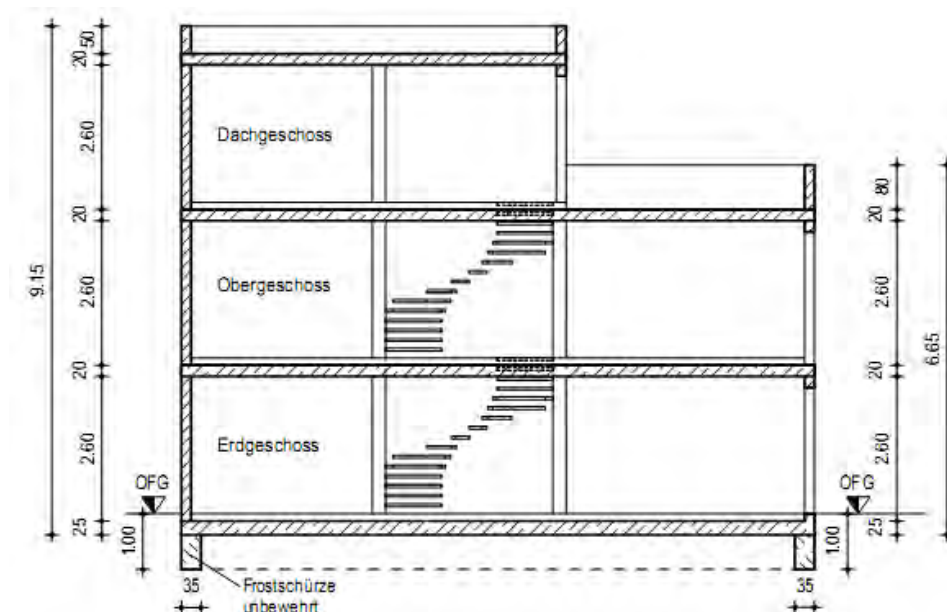


Abbildung 3.15: Aufriss für Reihenhaus, Beispiel 2

3.3.5.3 Ergebnisse

In Tabelle 3.1 sind die Traglasten für beide Beispiele im elastischen und gerissenen Zustand gegenübergestellt. Elastisch (a) bedeutet dabei tatsächlich ungerissen, gerissen bedeutet gerissen mit Umlagerung (c). In der Praxis wird die Lastaufteilung nach einer elastischen Rechnung (entspricht (a)) durchgeführt und dann die am meisten beanspruchte Scheibe ohne Umlagerung nachgewiesen.

Die Verteilung der horizontalen Kräfte auf die Einzelscheiben für Beispiel 1 im elastischen Zustand ist in Abbildung 3.16 und Abbildung 3.17 dargestellt, im gerissenen Zustand in Abbildung 3.18 und Abbildung 3.19.

Die Verteilung der horizontalen Kräfte auf die Einzelscheiben für Beispiel 2 im elastischen Zustand ist in Abbildung 3.20 und Abbildung 3.21 dargestellt, im gerissenen Zustand in Abbildung 3.22 und Abbildung 3.23.

Tabelle 3.1: Zusammenfassung der Traglasten für Beispiel 1 und Beispiel 2

System/Beispiel		Traglast elastisch [kN]	Traglast gerissen [kN]	Tragreserve %
1	X Richtung	139	299	115
	Y Richtung	176	416	136
2	X Richtung	503	662	31
	Y Richtung	79	163	106

Die in **Tabelle 3.1** ausgewiesenen Tragreserven beziehen sich auf den ungerissenen Zustand. Sie sind damit nicht als absolute Tragfähigkeitssteigerung bei ingenieurmäßiger Nachweisführung anzusehen.

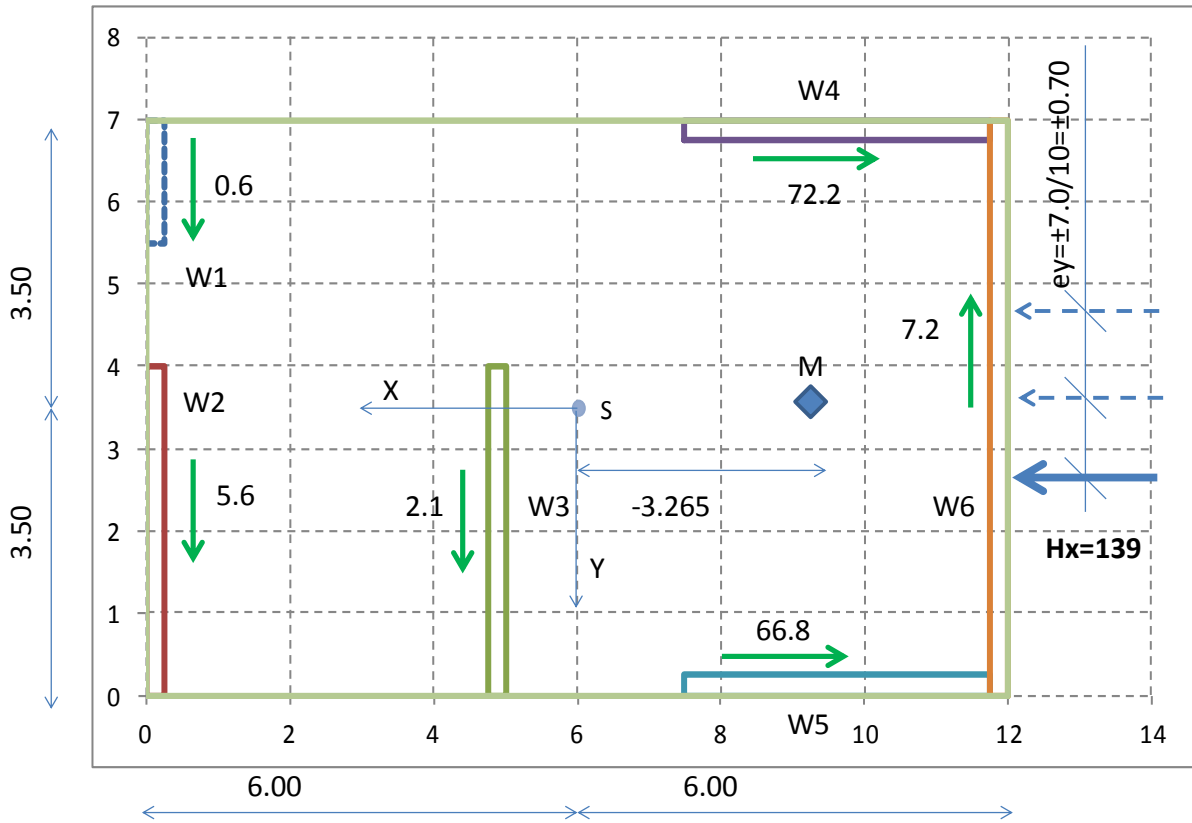


Abbildung 3.16: Verteilung der horizontalen Kräfte, Beispiel 1, X-Richtung, elastisch.

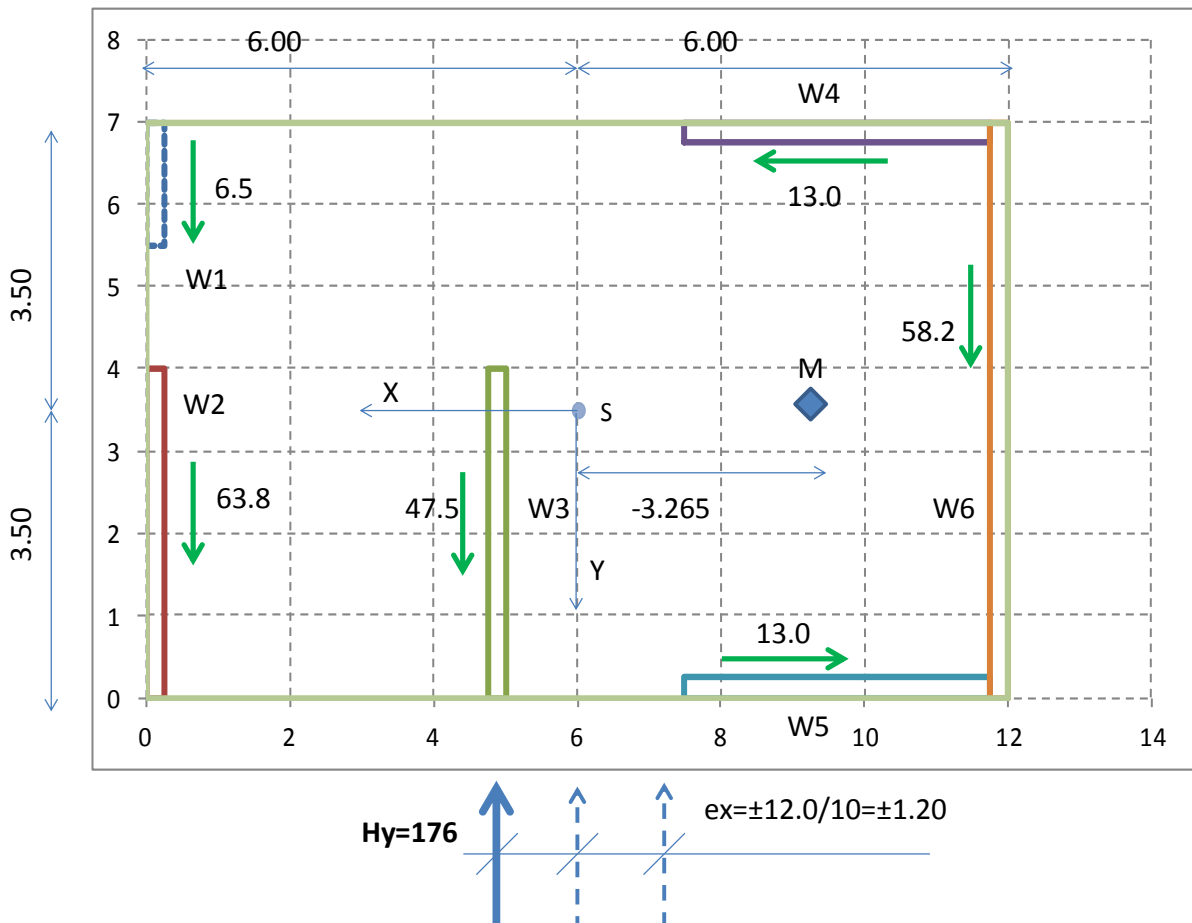


Abbildung 3.17: Verteilung der horizontalen Kräfte, Beispiel 1, Y-Richtung, elastisch.

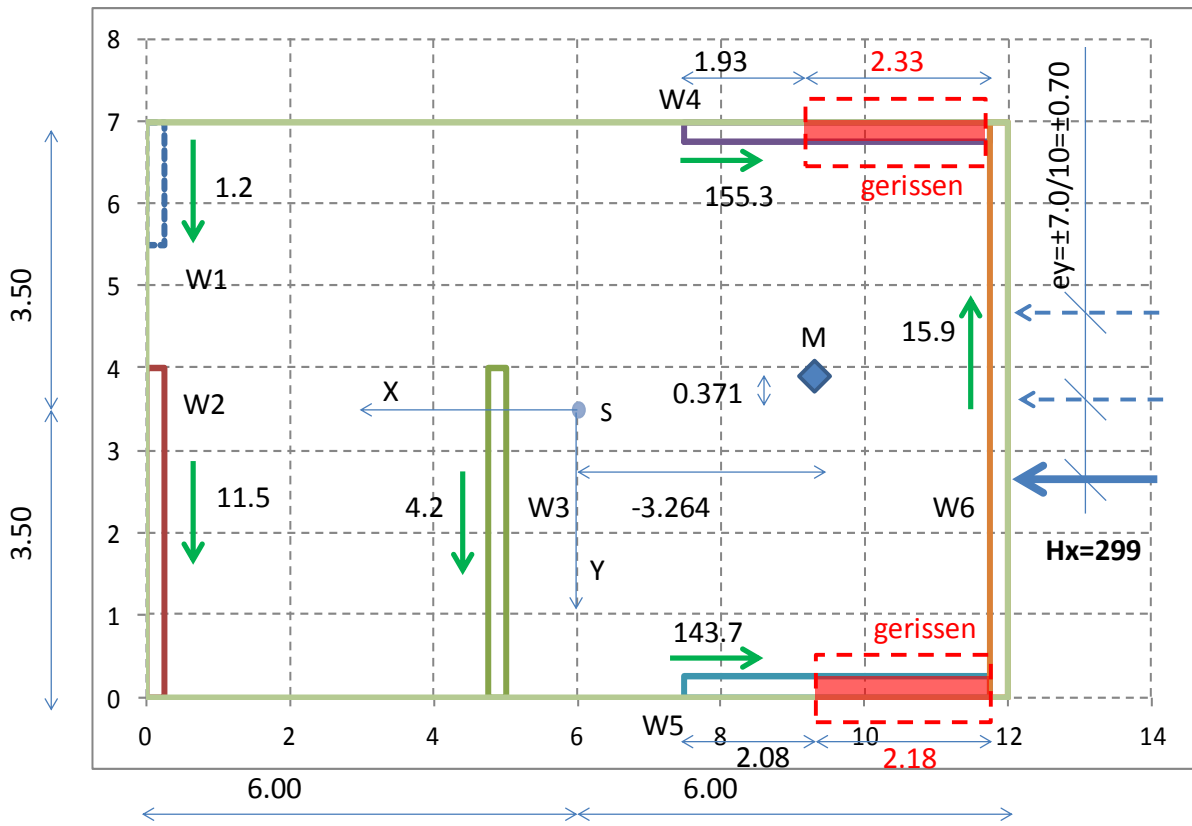


Abbildung 3.18: Verteilung der horizontalen Kräfte und Zustand der Querschnitte, Beispiel 1, X-Richtung, gerissen.

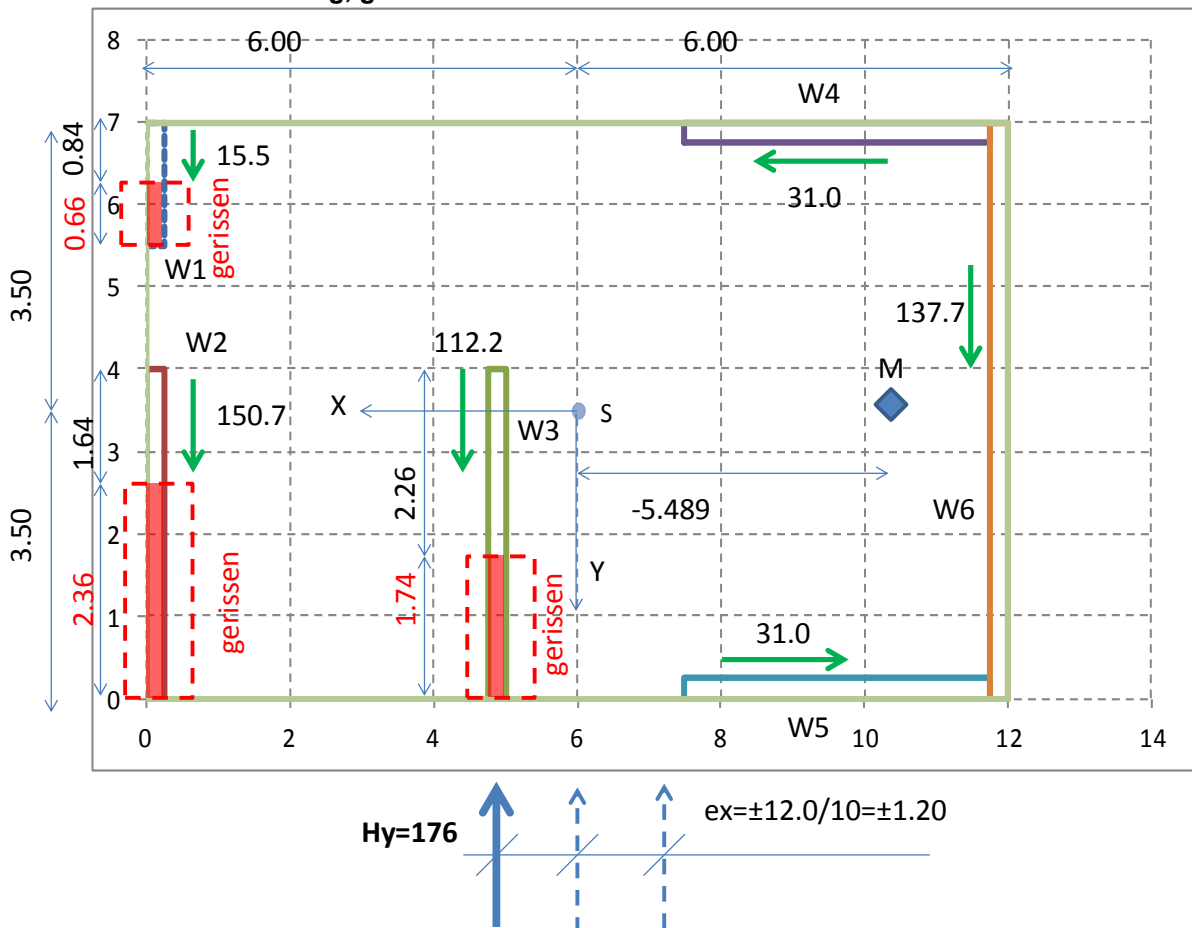


Abbildung 3.19: Verteilung der horizontalen Kräfte und Zustand der Querschnitte, Beispiel 1, Y-Richtung, gerissen.

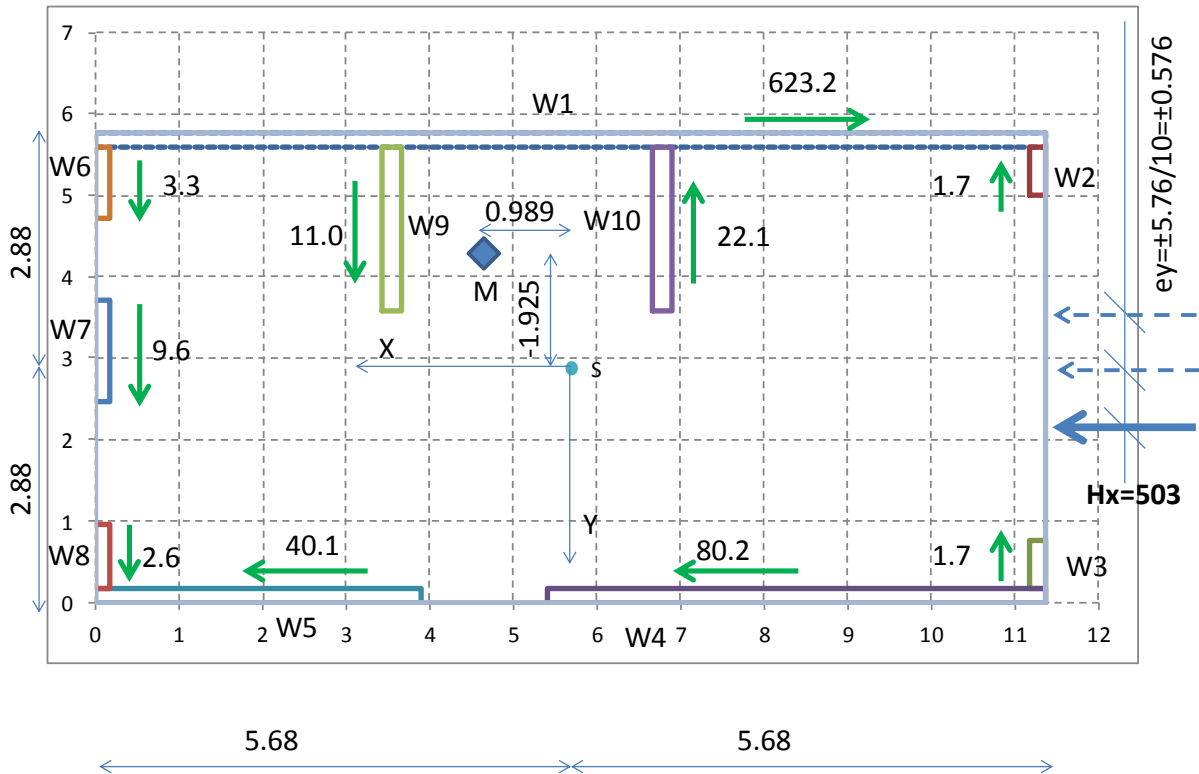


Abbildung 3.20: Verteilung der horizontalen Kräfte, Beispiel 2, X-Richtung, elastisch.

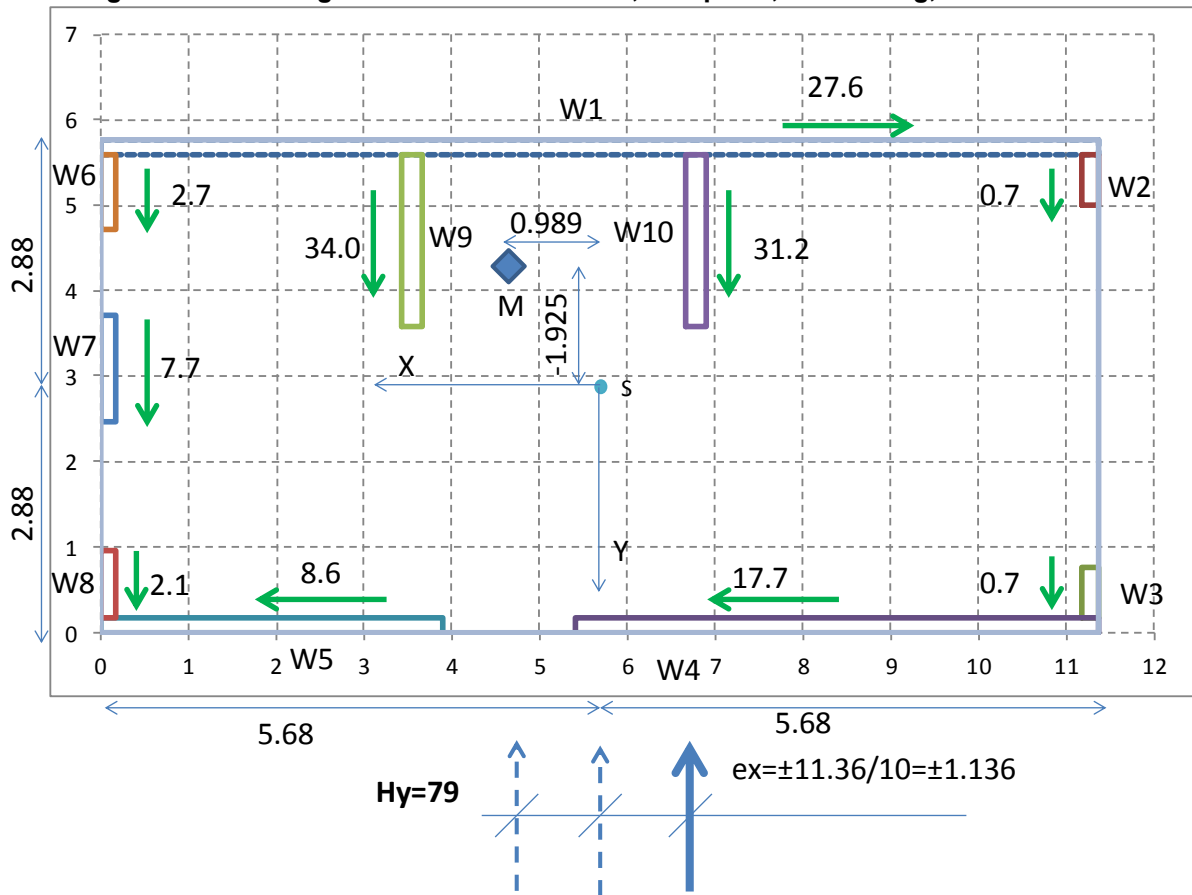


Abbildung 3.21: Verteilung der horizontalen Kräfte, Beispiel 2, Y-Richtung, elastisch.

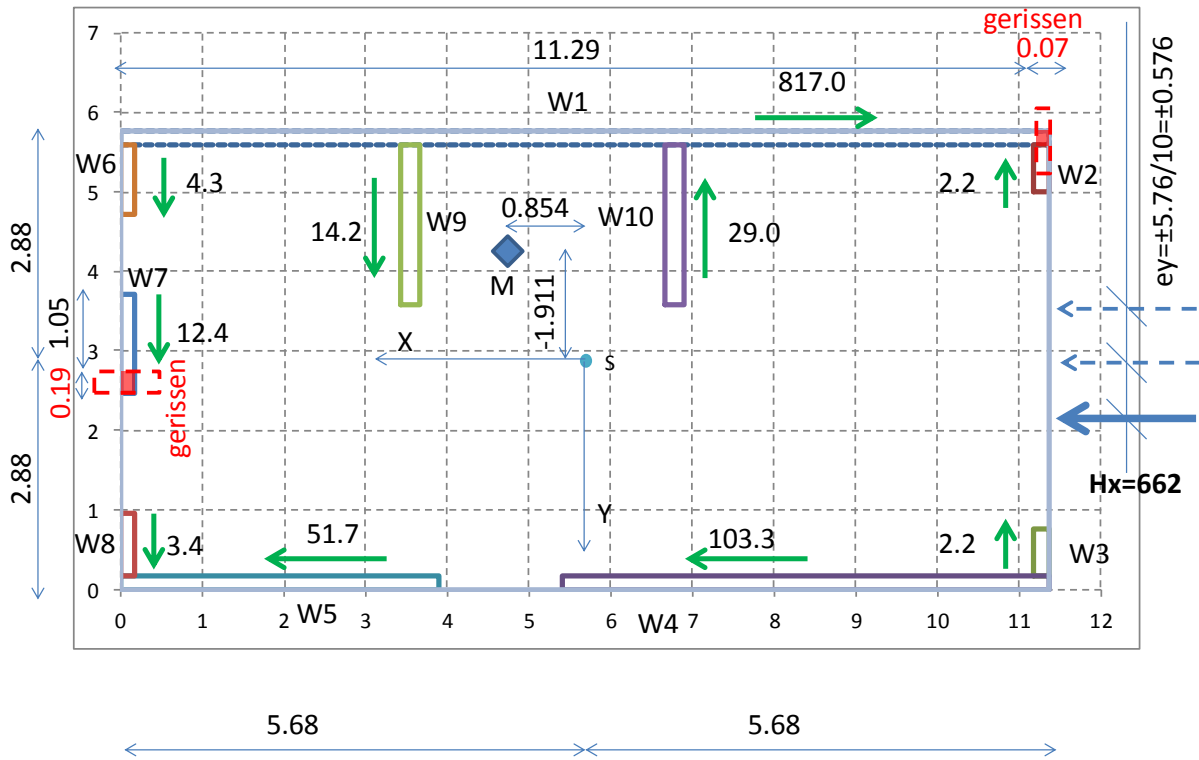


Abbildung 3.22: Verteilung der horizontalen Kräfte und Zustand der Querschnitte, Beispiel 2, X-Richtung, gerissen.

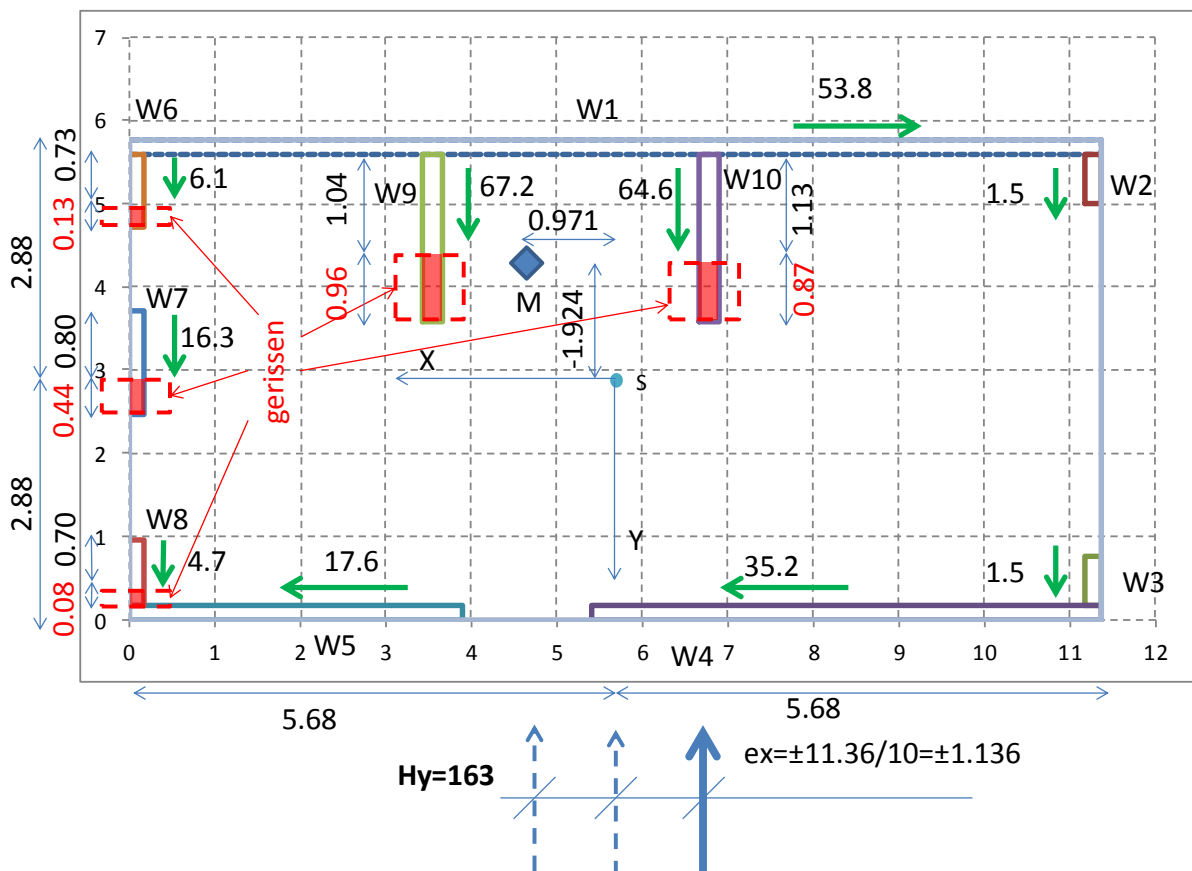


Abbildung 3.23: Verteilung der horizontalen Kräfte und Zustand der Querschnitte, Beispiel 2, Y-Richtung, gerissen.

3.3.6 Fazit

Geplante Ziele:

Verbesserung der Praxistauglichkeit der Baunormen durch Berücksichtigung des gerissenen und/oder plastischen Zustands der Aussteifungsbauteile.

Erreichte Ergebnisse:

- Mit der Forschungsarbeit wird der Praxis ein Verfahren bereitgestellt, das erstmals eine fundierte Lastumlagerung von Aussteifungssystemen aus Mauerwerk ermöglicht. Die Norm DIN EN 1996-1-1 wird damit hinsichtlich ihrer Anwendbarkeit verbessert.
- Die Vorgehensweise ist detailliert beschrieben worden, sodass eine schnelle Umsetzung in die Praxis möglich ist. Das kann einerseits mit einem Tabellenkalkulationsprogramm erfolgen, wozu die erforderlichen Ablaufpläne zur Verfügung gestellt werden.
- Andererseits ist eine Einarbeitung in vorhandene Programme der Softwarehersteller unkompliziert möglich.
- Es erfolgte die Herleitung der Stabsteifigkeitsmatrizen für Stäbe mit teilweise gerissenem und/oder plastischem Querschnitt unter Berücksichtigung der Schubverformungen nach Timoschenko, sodass für Ingenieure mit entsprechendem Abschluss und einer grundlegenden Ausbildung in der Baumechanik Verständnis und Anwendbarkeit gegeben sind.
- Es wurden die Algorithmen in Matlab & Fortran programmiert. Das Ergebnis steht der Praxis zur Verfügung.
- Durch Schnittkraftumlagerung infolge der Berücksichtigung des gerissenen Zustands konnten bei den beiden Beispielen Tragreserven von bis zu 115 % in Beispiel 1 und 31 % in Beispiel 2 gegenüber dem ungerissenen Zustand ausgewiesen werden.
- Diese Tragreserven rechtfertigen den Verzicht auf einen Nachweis der Aussteifung bei offensichtlich ausgesteiften Gebäuden in DIN EN 1996-3/NA:2012-01. Das Ergebnis der Forschungsarbeit dient damit auch der Durchsetzung der Beibehaltung des vereinfachten Verfahrens auf europäischer Ebene.

3.4 Unterlagen zu Kapitel 2.5

[U 16] DIN EN 1996-1-1:2010-12: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; in Verbindung mit: DIN EN 1996-1-1/NA:2012-05 + A1 Änderung + A2-Änderung. Berlin: Beuth-Verlag.

[U 17] DIN EN 1996-3:2010-12: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten; Dezember 2010. Berlin: Beuth-Verlag.

- [U 18] DIN EN 1996-3/NA:2012-01: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten. Berlin: Beuth-Verlag.
- [U 19] Neuenhofer, A.: Aussteifung von Tragwerken. In: Wendehorst – Bautechnische Zahlentafeln. 34. Auflage. Vieweg + Teubner: Wiesbaden 2012, S. 491–522.
- [U 20] Wetzell, O. W.; Haße, G.: Räumliche Aussteifung von Geschossbauten. In: Wendehorst – Bautechnische Zahlentafeln. 33. Auflage. Vieweg + Teubner: Wiesbaden 2009, S. 475–532.
- [U 21] Beck, H.; Schäfer, H.: Die Berechnung von Hochhäusern durch Zusammenfassung aller aussteifenden Bauteile zu einem Balken. Der Bauingenieur 44 (1969), S. 80–87.
- [U 22] Schneider, K. H.: Hochhäuser im Mauerwerksbau. In: Mauerwerk-Kalender 1 (1976), S. 355–505. Hrsg. P. Funk. Ernst & Sohn, Berlin.
- [U 23] König, G.; Liphardt, S.: Hochhäuser aus Stahlbeton. In: Beton-Kalender 79 (1990) Bd. 2, S. 457–539. Hrsg. G. Franz. Ernst & Sohn, Berlin.
- [U 24] Dazio, A.; Wenk, Th.: Berechnung von Hochbauten. Vorlesungsskriptum. FS 09. ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Fachbereich Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik. Zürich 2009.
- [U 25] ...: WL Windlasten. Programm Nemetschek Frilo GmbH. www.frilo.de, Zugriff 11.06.2013.
- [U 26] Heller, M.; Hartmann, Th.: Zur Berechnung von Windscheiben im Hochbau. Pcae-GmbH Hannover. www.pcae.de; 01.03.2015
- [U 27] Jäger, W.; Marzahn, G.: Mauerwerk. Bemessung nach DIN 1053-100. Ernst & Sohn, Berlin 2010.
- [U 28] DIN EN 1991-1-4:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-4:2005+A1:2010+AC:2010. NABau im DIN, Berlin 2010.
- [U 29] DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Allgemeine Einwirkungen – Windlasten. NABau im DIN, Berlin 2010.
- [U 30] Meskouris, K.; Mistler, M.: Moderne Berechnungskonzepte für seismisch beanspruchte Mauerwerksbauten. In: Neue Bauweisen – Trends in Statik und Dynamik. 10. Dresdner Baustatik-Seminar. Hrsg. P. Ruge, W. Graf. TU Dresden 2006, S. 409ff. ISSN: 1615-9705.

- [U 31] Butenweg, C., Mistler, M.: Verformungsbasierter seismischer Nachweis von Mauerwerksbauten mit der Kapazitätsspektrum-Methode. Mauerwerk 9 (2005) 6, S. 255–261.
- [U 32] Mistler, M.: Verformungsbasiertes Bemessungskonzept für Mauerwerksbauten. Dissertation RWTH Aachen, 2006.
- [U 33] ...: MINEA: Programm zum Erdbebennachweis von Mauerwerksbauten. www.minea-design.com, Zugriff 10.11.2013.
- [U 34] Butenweg, Ch.; Gellert, Ch.: Nichtlinearer Nachweis von Mauerwerksbauten. Ergebnisbericht des AiF-Forschungsvorhabens. Mauerwerk 17 (2013) 3, S. 166–171.
- [U 35] Bakeer, T.: Collapse Analysis of Masonry Structures under Earthquake Actions. PhD-Thesis/Dissertation, Chair of Structural Design, Faculty of Architecture, Dresden University of Technology, From Research to Practice in Construction. Publication Series of the Chair of Structural Design, Vol. 8. TU Dresden, Dresden 2009.
- [U 36] Bakeer, T.: Die Kollapsanalyse als Werkzeug zur Überprüfung von Schwachstellen an Mauerwerksstrukturen bei Erdbeben. In: Mauerwerk Kalender 36 (2011), S. 617–634. Hrsg. W. Jäger. Ernst & Sohn, Berlin.
- [U 37] Bakeer, T.; Jäger, W.: The global performance of masonry buildings under horizontal actions. In: Proceedings of the 12th Canadian Masonry Symposium, Vancouver, British Columbia, June 2–5, 2013. Ed. D. Anderson, S. Brzev. Department of Civil Engineering, Faculty of Applied Science, The University of British Columbia, Canada. Electronic supplement to the Book of Abstracts. Paper No. 433.
- [U 38] Bakeer, T.: The performance of masonry buildings under wind loads – The influence of the global effect on component response. Mauerwerk 15 (2011) 2, S. 88–97.
- [U 39] Ortlepp, S.: Lastaufteilung und Widerstandsverhalten von Schubwänden. Mauerwerk 17 (2013) 1, S. 19–26.
- [U 40] Vassilev, T.; Graf, W.: Einführung in computerorientierte Methoden der Baustatik. Ernst & Sohn, Berlin 2006.
- [U 41] Pfeiffer, U.: Die nichtlineare Berechnung ebener Rahmen aus Stahl- oder Spannbeton mit Berücksichtigung der durch das Aufreißen bedingten Achsendehnung. Dissertation TU Hamburg-Harburg. Cuvillier, Göttingen 2004.
- [U 42] Schmidts, H.: Zur effizienten Modellierung und Analyse von Hochhaustragwerken. Dissertation Universität Stuttgart, Institut für Baustatik. Stuttgart 1998.

- [U 43] Steinmetz, D.: Die Aussteifung von Holzhäusern am Beispiel des Holzrahmenbaus. Holzbau-Statik-Aktuell. Sonderausgabe Informationsdienst Holz. Juli 1992/1. Hrsg. Arbeitsgemeinschaft Holz e.V., Düsseldorf 1992.
- [U 44] Kessel, M. H.; zur Kammer, T.: Räumliches Tragverhalten mehrgeschossiger Gebäude in Holztafelbauart. Bauingenieur 80 (2005) 5, S. 277–282.
- [U 45] Vassilev, T.; Jäger, W.: Numerische Simulation des Knickverhaltens von Mauerwerk. Bautechnik 81 (2004) 6, S. 461–467.
- [U 46] Jäger, W.; Vassilev, T.; Pflücke, T.: Ein neues Materialgesetz zur wirklichkeitsnahen Beschreibung des Baustoffverhaltens von Mauerwerk. Mauerwerk 8 (2004) 4, S. 159–165.
- [U 47] DIN EN 1996-1-1:2013-02: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Deutsche Fassung EN 1996-1-1:2005+A1:2012. NABau im DIN, Berlin 2013.
- [U 48] DIN EN 1996-1-1/NA:2012-05: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. NABau im DIN, Berlin 2012.
- [U 49] Ramm, E.; Hofmann, J.T.: Stabtragwerke. In: Mehlhorn, G. (Hrsg.) Der Ingenieurbau, Bd. 5. Verlage Ernst & Sohn: Berlin 1995, S. 1 – 350
- [U 50] Müller, H.: Vorlesungen und Übungen zur Statik der Stabtragwerke. Mitschriften unveröff. WS 1971. TU Dresden, Sektion Bauingenieurwesen, Lehrstuhl Baumechanik II.
- [U 51] Krätzig, W.B.: Tragwerke 2. Springer-Verlag: Berlin, Heidelberg, New York, 2. Aufl. 1994
- [U 52] Jäger, W.: Berechnung des Schnittkraft- und Verschiebungszustandes räumlicher Stabtragwerke nach Elastizitätstheorie II. Ordnung. Ein Baustein des Programmsystems STATRA. Dissertation, TU Dresden 1977
- [U 53] Jäger, W., Steinigen, F.: Anwendungserprobung EC 6. Zuarbeit zum Abschlußbericht: Untersuchung von Referenzhäusern. Erarbeitet i.A. von DGfM/DIBt. JI GmbH: Radebeul 2012

4 Teilprojekt 4: „Kleiner Scheibenschub“ (Seim)

4.1 Einführung

Das Teilprojekt 4 befasst sich mit dem „Kleinen Scheibenschub“. Mit diesem Begriff ist die Auseinandersetzung mit den Nachweisformaten und –regeln zum Schubnachweis gemauerter Wandscheiben überschrieben. Das Teilprojekt baut auf dem Teilprojekt 3 – „Großer Scheibenschub“ auf. Dort steht die Ermittlung der Einwirkungen auf einzelne Wandscheiben, die sich aus horizontal und vertikal wirkenden Lasten ergeben, im Mittelpunkt.

Unter dem Begriff „Scheibenschub“ wird in diesem Zusammenhang das Tragverhalten gemauerter Wandscheiben zusammengefasst, welche horizontale und vertikale Kräfte in der Scheibenebene abtragen. Dabei wird das Tragverhalten und die Tragfähigkeit bei Mauerwerkswänden aufgrund der in der Regel nicht vorhandenen Bewehrung ganz entscheidend von der Interaktion vertikaler und horizontaler Einwirkungen bestimmt.

Die Ausgangslage für das Teilprojekt ist durch folgende Situation gekennzeichnet:

- Die bestehenden Regeln weisen *Inkonsistenzen* bei der Definition geometrischer Größen und bei der Anwendung mechanischer Grundprinzipien auf.
- Für die auf europäischer Ebene im EC 6 festgelegten Regeln erfolgt in dem in Deutschland eingeführten nationalen Anhang zum EC 6 eine vollständige *Doppelung*.
- Bei den Nachweisen der Schubtragfähigkeit besteht eine *Vermischung* von Kraft- und Spannungsebene.

Durch Inkonsistenzen auf der einen und Doppelungen der Regelungen auf der anderen Seite werden wesentliche Grundsätze für einfache und anwendungsfreundliche Normen verletzt.

Mit Bezug auf die „Grundsätze bei der Normungsarbeit“ [U 54] können somit folgende übergeordnete Zielsetzungen für das Teilprojekt 4 definiert werden:

- Der Schubnachweis für gemauerte Wandscheiben soll auf der Grundlage der bekannten *Regeln der Technischen Mechanik* geführt werden. Dabei soll es möglichst keine Vermischung unterschiedlicher Prinzipien und unterschiedlicher Bezugsebenen (Kraft bzw. Spannung) geben.
- Die Anwendbarkeit der Nachweiskonzepte sollen durch *einfache Bemessungsgleichungen oder durch gut handhabbare Diagramme* verbessert werden.
- Es sollen nicht mehr als *zwei Einwirkungskombinationen* betrachtet werden.
- Die Vorgehensweise und die Bezeichnungen bei Einzelnachweisen soll so gewählt werden, dass eine *Durchgängigkeit über Baustoffgrenzen* hinweg er-

reicht wird. Das betrifft insbesondere die Schnittstellen Stahlbeton – Mauerwerk – Gründung.

- Die vorgeschlagenen Regelungen sollen einen *Verzicht auf eine eigenständige deutsche Regelung* vorbereiten.

Im folgenden Abschnitt 4.2 werden nun auf der Grundlage einer umfassenden Zustandserfassung die Unterschiede zwischen europäischen und deutschen Regeln dokumentiert und es werden die Inkonsistenzen bei der Anwendung mechanischer Prinzipien herausgearbeitet. In Abschnitt 4.3.2 werden durch Vergleichsberechnung die Konsequenzen dargestellt, welche sich aus den unterschiedlichen Regelungen hinsichtlich der rechnerisch anzusetzenden Schubfestigkeit ergeben. Auf dieser Grundlage werden im Abschnitt 4.4 konkrete Formulierungen für einfachere normative Regelungen vorgeschlagen, welche den übergeordneten Zielsetzungen gerecht werden sollen. Diese Vorschläge werden ergänzt durch die Herleitung der Grundgleichungen für allgemein anwendbare Interaktionsdiagramme. Diese werden verwendet, um europäischen und deutschen Regelungen anhand beispielhafter Interaktionsdiagramme zu vergleichen.

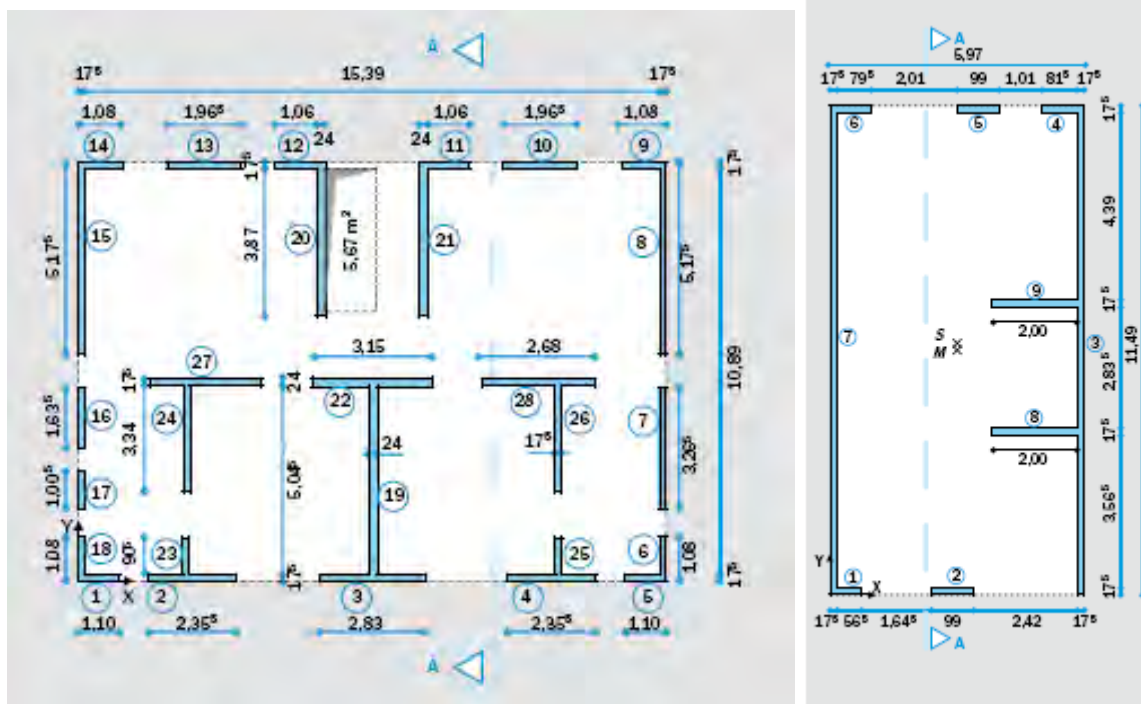


Abbildung 4.1: Typische Grundrisse im Wohnungsbau (a) viergeschossiges Mehrfamilienhaus (b) zweigeschossiges Einfamilien-Reihenhaus (Quelle: Bundesverband Kalksandsteinindustrie e.V.)

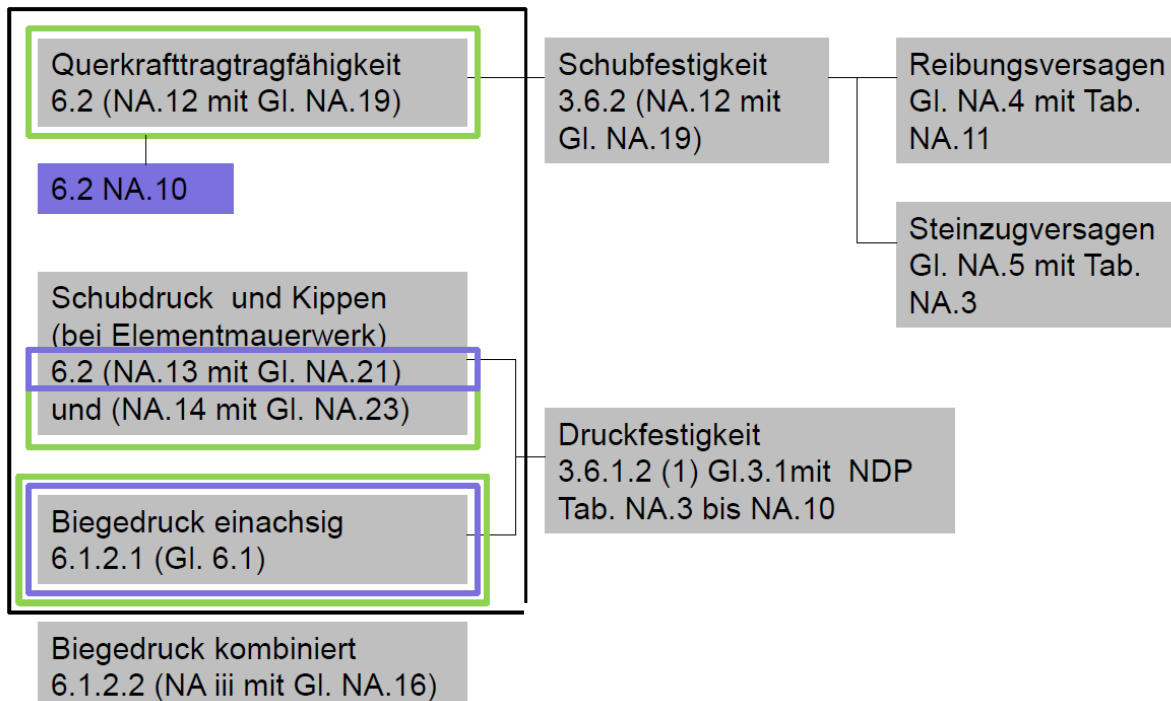
Die Bedeutung des rechnerischen Nachweises der Tragfähigkeit von Wänden gegenüber horizontalen Einwirkungen hängt nicht von der Größe des Bauwerks ab. Abb. 1 (a) zeigt einen Grundriss der eher dem mehrgeschossigen Wohnungsbau zuzuordnen ist, während der in Abb. 1 (b) dargestellt Grundriss typisch ist, für ein zweigeschossiges Reihenhaus. Bei diesem direkten Vergleich ist es offensichtlich, dass

in Querrichtung die Aussteifung des kleineren Reihenhauses wesentlich kritischer zu sehen ist, als die des möglicherweise achtgeschossigen Mehrfamilienhauses.

4.2 Anamnese - Zustandserfassung

4.2.1 Schubnachweis in Europa und in Deutschland

In einem ersten Arbeitsschritt wurde eine grafische Übersicht erstellt, aus der anschaulich alle in Deutschland gültigen Regelungen zum Nachweis der Schubtragfähigkeit gemauerter Wandscheiben ersichtlich sind. Die Übersicht beinhaltet die Bezeichnung der Nachweise mit Quellenangabe, die Angaben dazu an welcher Stelle der Wand die Nachweise zu führen sind und wie diese Nachweise mit den Festlegungen von Werkstoffkenngrößen verknüpft sind.



	V	H	maßgebende Einwirkungsdauer
LK W1	$1,35 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_k$	$1,5 \cdot Q_{k,w}$	kurz $\Rightarrow \zeta = 1,0$
LK W2	$1,0 \cdot G_k$	$1,5 \cdot Q_{k,w}$	kurz $\Rightarrow \zeta = 1,0$

Abbildung 4.2: Normative Regelungen zum Schubnachweis in Deutschland nach DIN EN 1996-1-1 (grün: Einwirkungskombination mit minimaler Auflast, blau: Einwirkungskombination mit maximaler Auflast)

Die Darstellung in Abbildung 4.2 zeigt anschaulich, dass in Deutschland alle Regelung des Schubnachweises – mit Ausnahme des Nachweises gegenüber Biegedruckversagen – im nationalen Anhang geregelt sind. Im folgenden Abschnitt 4.2.2 werden die europäischen und die deutschen Regelungen aus DIN EN 1996-1-1 einander gegenübergestellt. Im Abschnitt 4.2.3 sind die Regeln der DIN EN 1996-3

dokumentiert. Hier gibt es die Besonderheit, dass der deutsche Nationale Anhang den Verzicht auf einen rechnerischen Nachweis der Schubtragfähigkeit ausdrücklich erlaubt und mit dieser Regelung „Nachweis ohne Berechnung“ die europäischen Festlegungen der DIN EN 1996-3 zum Schub außer Kraft setzt.

4.2.2 Schubnachweis nach DIN EN 1996-1-1

Die Darstellung in Tabelle 4-1 beinhaltet eine vollständige Synopse aller normativen Regelungen zum Schubnachweis. Aufgelistet werden die rechnerischen Nachweise und die erforderlichen Festigkeiten im Vergleich. Eine umfassendere Erläuterung aller Parameter erfolgt im folgenden Kapitel im Rahmen der vergleichenden Analyse der unterschiedlichen Nachweise und Regelungen.

Tabelle 4-1: Vergleich europäischer und deutscher Regelungen zum Schubnachweis DIN EN 1996-1-1

	EU EN 1996-1-1	D DIN EN 1996-1-1/NA
6.2 Unbewehrtes Mauerwerk unter Schubbelastung	Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss der Bemessungswert der aufgetragenen Schubkraft kleiner oder gleich dem Bemessungswert der Schubtragfähigkeit sein.	Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist für die maßgebende Einwirkungskombination an der zugehörigen Nachweisstelle (Wandfuß oder Wandhöhenmitte) nachzuweisen.
	(1) Gl. (6.12) $V_{Ed} \leq V_{Rd}$	(NA.8) Gl. (NA.18) $V_{Ed} \leq V_{Rdlt}$
	(2) Gl. (6.13) $V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c$	(NA.12) Gl. (NA.19) $V_{Rd} = l_{cal} \cdot f_{vd} \cdot \frac{t}{c}$
		(NA.11) Biegedruck - Bei Querkraftbeanspruchung in Wandebene (Scheibenschub) ist stets auch der Biegedrucknachweis nach [...] Gl. (6.1) zu führen. Darüber hinaus ist auch NCI zu 6.1.2.2 (NA.iii) (kombinierte Beanspruchung) zu beachten.
		(NA.10) Mit Ausnahme des Nachweises gegen Schubdruckversagen [...] kann $N_{Ed} = 1,0 \cdot N_{Gk}$ angenommen werden.

		(NA.13) Gl. (NA.21) Schubdruck – bei Elementmauerwerk mit vermindertem Überbindemaß $V_{Rd} = \frac{1}{\gamma_M \cdot c} \cdot (f_k \cdot t \cdot l_c - \gamma_M \cdot N_{Ed})$
		(NA.14) mit Gl. (NA.23) Klaffen der Lagerfuge an Einzelstein, bei „hochkant vermauerten“ Elementen. $V_{Rdlt} = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{\gamma_M} \cdot \left(\frac{l_u}{h_u} + \frac{l_u}{h} \right) \cdot N_{Ed}$
3.6.2 Charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk	Stoßfugen vermörtelt (3) Gl. (3.5) $f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d$ jedoch nicht größer als $0,065 f_b$ bzw. f_{vit}	Stoßfugen vermörtelt (3) Gl. (NA.4) und (NA.5) $f_{vlt1} = f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd}$ $f_{vlt2} = 0,45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bt,cal}}}$
	Stoßfugen unvermörtelt (4) Gl. (3.6) $f_{vk} = 0,5 \cdot f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d$ jedoch nicht größer als $0,045 f_b$ bzw. f_{vit}	Stoßfugen unvermörtelt (4) Nach (3) mit halbierten Werten für die Haftscherfestigkeit
	Haftscherfestigkeit (6) Tabelle 3.4	Haftscherfestigkeit (6) Tabelle NA.11
6.1.2.1 Nachweis unbewehrter Mauerwerkswände unter vorwiegend vertikaler Belastung	(1) Gl. (6.1) $N_{Ed} \leq N_{Rd}$ (2) Gl. (6.2) $N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d$	
6.1.2.2		(NA.3) Gl. (NA.14) $\Phi = \Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l}$

4.2.3 Schubnachweis nach DIN EN 1996-3

Der Vergleich der Schubnachweise auf deutscher und auf europäischer Ebene ist vergleichsweise einfach. Der in DIN EN 1996-3 enthaltene rechnerische Nachweis wurde durch die Definition „nachweisfreier“ Fälle quasi außer Kraft gesetzt.

Tabelle 4-2: Vergleich europäischer und deutscher Regelungen zum Schubnachweis DIN EN 1996-3

	EU	D
4.4 Vereinfachte Berechnungsmethode für Wandscheiben	(1) Gl. (4.10a) $V_{Rd} = c_v \cdot \left[\frac{l}{2} - e_{Ed} \right] \cdot t \cdot f_{vdo} + 0,4 \cdot \frac{N_{Ed}}{\gamma_M} \leq 3 \cdot \left[\frac{l}{2} - e_{Ed} \right] \cdot t \cdot f_{vdu}$	Auf einen rechnerischen Nachweis der Aussteifung darf verzichtet werden, wenn die Geschosdecken als steife Scheiben ausgebildet sind bzw. statisch nachgewiesene, ausreichend steife Ringbalken vorliegen und wenn in Längs- und Querrichtung des Gebäudes eine offensichtlich ausreichende Anzahl von genügend langen aussteifenden Wänden vorhanden ist, die ohne größere Schwächungen und ohne Versprünge bis auf die Fundamente geführt sind.
	f_{vdo} nach 3.6.2 DIN EN 1996-1-1 (siehe oben) oder nach Anhang D.3	
	f_{vdu} nach 3.6.2 (3) und 3.6.2 (4) DIN EN 1996-1-1 (siehe oben)	
	Begrenzung der Normalkraft $N_{Ed} \leq 0,5 \cdot l \cdot t \cdot f_d$	
A.3 Wandscheiben ohne Nachweis der Windlastaufnahme	(2) Gl. (A.2) $\sum t l_{sx}^2 \geq c_s l_{by} h_{tot}^2 \text{ und } \sum t l_{sy}^2 \geq c_s l_{bx} h_{tot}^2$	A.3 gilt in Deutschland nicht.

4.2.4 Schubnachweis und technische Mechanik

Bei den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden im Stahlbau und im Massivbau konsequent Tragfähigkeiten, welche auf der Grundlage der Plastizitätstheorie ermittelt werden, mit Schnittgrößen verglichen, die unter Anwendung der Elastizitätstheorie berechnet wurden.

Eine Ausnahme stellt der Holzbau dar, wo aufgrund der teilweise spröden Materialeigenschaften, beim Nachweise im Grenzzustand der Tragsicherheit elastisch ermittelte Spannungen direkt auf Spannungsebene mit Festigkeiten verglichen werden.

Von der Möglichkeit, Schnittgrößen nach den Regeln der Plastizitätstheorie zu berechnen, wozu es im Stahlbau klare normative Regelungen gibt, wird in der Ingenieurpraxis wenig Gebrauch gemacht.

Auch der Mauerwerksbau folgt bei Nachweisen von Wänden unter vorwiegend vertikaler Belastung dem Prinzip, dass Schnittgrößen die auf der Grundlage linear-elastisch Materialgesetze berechnet wurde, Tragfähigkeiten gegenübergestellt werden, die mit einfachen elastisch-plastischen Materialgesetzen ermittelt wurden. Dieses Prinzip wird bei Wandscheiben für den Biegedrucknachweis angewendet (siehe Abbildung 4.3). Beim Schubnachweis wird dieses Prinzip allerdings – teilweise – aufgegeben. Im Rahmen dieses Nachweises ist es erforderlich die überdrückte Länge zu ermitteln, die sich mit dreiecksförmiger Spannungsverteilung nach Elastizitätstheorie ergibt (siehe Abbildung 4.4). Für die mit dieser Länge ermittelte Querschnittsfläche werden dann auf der Grundlage ideal elastisch-plastischen Materialverhaltens Tragfähigkeiten ermittelt.

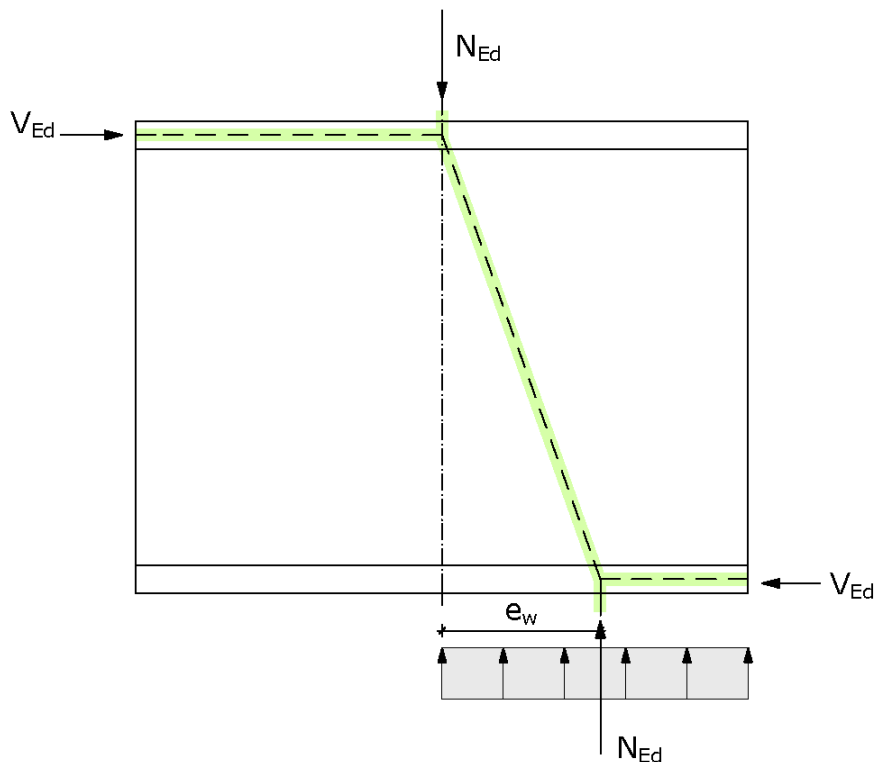


Abbildung 4.3: Wandscheibe mit Spannungsblock – Nachweis Biegedruck

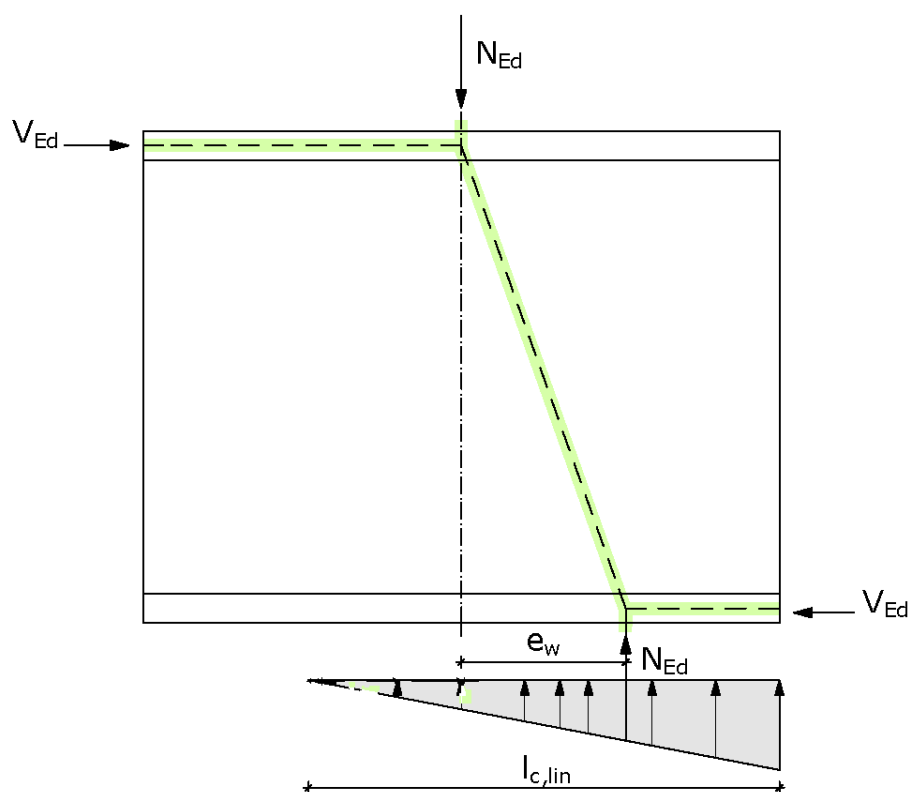


Abbildung 4.4: Wandscheibe mit Spannungsdreieck – Nachweis Schub

Während in Europa die Schubfestigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit – ideal elastisch-plastisch – d.h. konstant über die Querschnittsfläche wirkt

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c,$$

erfolgt in Deutschland an dieser Stelle durch die Einführung des Beiwertes c für schlanke Wände ein Rückgriff auf eine parabelförmige (linear-elastische) Spannungsverteilung.

$$V_{Rd} = l_{cal} \cdot f_{vd} \cdot \frac{t}{c}.$$

Neben dieser Vermischung unterschiedlicher mechanischer Prinzipien wird in Deutschland durch die Einführung einer rechnerischen Wandlänge l_{cal} ein Kuriosum in dem Sinne geschaffen, dass bei einem überdrückten Wandquerschnitt eine größere Wandfläche angesetzt werden darf, als physikalisch vorhanden ist.

4.2.5 Zwischenbilanz

Aus der in den Abschnitten 4.2.2 und 4.2.3 dokumentierten Zustandserfassung lassen sich im Sinne einer Zwischenbilanz folgende Kritikpunkte an den bestehenden Regelungen ableiten:

- Die Regelungen der europäischen Grundnorm sind *unvollständig*. So ist zumindest nicht explizit geregelt, ob und auf welche Art und Weise der *Biegedrucknachweis* zu führen ist. Die europäische Norm kennt für die Druckbeanspruchung nur einen Nachweis für Wände unter „vorwiegend vertikaler Belastung“.
- Die Regelungen der europäischen Grundnorm sind *ungenau*. Es ist davon auszugehen, dass die *Begrenzung der Schubfestigkeit* durch einen konstanten von der Steinzugfestigkeit abhängigen Wert die wirksamen Phänomene weniger genau beschreibt als die deutsche Regelung. Die Versagensarten „*Schubdruck*“ und „*Klaffen der Lagerfuge am Einzelstein*“ sind in der europäischen Grundnorm nicht enthalten. Welchen Vorteil die genaueren Regelungen hinsichtlich des Sicherheitsniveaus auf der einen und der Wirtschaftlichkeit auf der anderen Seite bringen, ist zu klären.
- Die europäische Grundnorm enthält *unzureichend abgesicherte* Vorschläge für Werkstoffkenngrößen. So stehen die Angaben für die Anfangsscherfestigkeiten nicht im Einklang mit deutschen Erfahrungswerten.
- Die Vermischung unterschiedlicher mechanischer Prinzipien *reduziert die Transparenz* normativer Regeln ganz wesentlich. Dies betrifft hinsichtlich der Parallelführung von Spannungsdreieck und Spannungsblock die europäische Grundnorm. Die *Anschaulichkeit leidet* weiter, wenn Querschnittsflächen definiert werden, die physikalisch nicht vorhanden sind.

Im folgenden Abschnitt werden die Hintergründe dieser Kritikpunkte näher analysiert. Die Analyse soll als Grundlage zur Ausarbeitung gleichwertiger aber einfacherer Regelungen dienen.

Die Tatsache, dass Mauerwerk sehr stark an regionalen Traditionen orientiert ist, erschwert eine Vereinheitlichung der Regelungen auf europäischer Ebene ganz erheblich. Die Unterschiedlichkeit betrifft nicht nur die Art und Herstellung von Steinen und Mörtel sondern auch die Konstruktionsprinzipien. Als Beispiel seien hier eingefasstes oder bewehrtes Mauerwerk genannt. Diese Konstruktionsarten haben in Deutschland eine randständige Bedeutung, stellen aber in anderen Ländern den überwiegenden Standard dar. Auf der anderen Seite haben sich das Dünnbettmauerwerk und die Verwendung größerer Steinformate insbesondere in Deutschland durchgesetzt.

4.3 Analyse

4.3.1 Transparenz und Schlüssigkeit

Für den Nachweis der Tragsicherheit von Wandscheiben unter horizontalen und vertikalen Lasten sind in Deutschland im allgemeinen Fall insgesamt fünf Versagensbedingungen zu untersuchen.

Reibungsversagen (6.2 in Verbindung mit 3.6.2)

$$V_{Rdlt} = l_{cal} \cdot f_{vd} \cdot \frac{t}{c}$$

$$f_{vk} = f_{vlt1} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd} \quad \text{bzw} \quad f_{vk} = f_{vlt1} = 0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd}$$

Steinzugversagen (6.2 in Verbindung mit 3.6.2)

$$V_{Rdlt} = l_{cal} \cdot f_{vd} \cdot \frac{t}{c}$$

$$f_{vk} = f_{vlt2} = 0,45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bt,cal}}}$$

Schubdruckversagen (6.2, NA.13)

$$V_{Rdlt} = \frac{1}{\gamma_M \cdot c} \cdot (f_k \cdot t \cdot l_c - \gamma_M \cdot N_{Ed})$$

Klaffen der Lagerfuge auf halber Wandhöhe (6.2, NA.14)

$$V_{Rdlt} = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{\gamma_M} \cdot \left(\frac{l_u}{h_u} + \frac{l_u}{h} \right) \cdot N_{Ed}$$

Biegedruck

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d$$

Die fünf Versagenskriterien sind in Abhängigkeit von

- den Werkstoffkenngrößen: Druckfestigkeit des Mauerwerks, Haftscherfestigkeit, Steindruckfestigkeit,
- den geometrischen Größen: Länge der Wand, überdrückte Länge der Wand, rechnerische Länge der Wand, Dicke der Wand, Steinhöhe, Steinlänge,
- der mittleren Druckspannung und der Auflast,
- einem Teilsicherheitsbeiwert, einem Schubspannungsbeiwert und einem Abminderungsfaktor

definiert.

Die ersten beiden Versagenskriterien sind auf der Ebene der Festigkeiten definiert, die weiteren Versagenskriterien auf der Ebene von Kräften. In beiden Fällen hängt die Festigkeit von einer mittleren elastisch ermittelten Druckspannung ab.

Um eine verbesserte Transparenz und Schlüssigkeit zu erreichen, können folgende Zielsetzungen definiert werden:

- Alle Nachweise sollten einheitlich auf der Ebene der Kräfte geführt werden. Die Ermittlung von Festigkeiten im Sinne von Materialkennwerten ist konsequent von der Ermittlung von Widerständen zu trennen.
- Physikalische nicht eindeutig nachvollziehbare Korrekturbeiwerte sollen als Vorfaktoren zusammengefasst werden.
- Auf die Verwendung einer gemittelten elastischen Spannung σ_{Dd} sollte bei den Nachweisen im Grenzzustand der Tragsicherheit möglichst verzichtet werden.

4.3.2 Vergleichbarkeit und Vereinfachung

In einem weiteren Schritt sollen die unterschiedlichen Definitionen der Schubfestigkeit in Deutschland und in Europa näher betrachtet werden. In diesem Sinne wurden die Formeln für die Schubfestigkeit beispielhaft für zwei Steinarten – KS P20 und Hlz 20 – ausgewertet. Es wurde Mauerwerk mit und ohne Stoßfugenvermörtelung berücksichtigt, sowie Mörtel der Mörtelgruppe IIa und Dünnbettmörtel.

Ganz offensichtlich gibt es in der EU große Unterschiede, was die Einschätzung der Schubfestigkeit von Mauerwerk anbelangt. Vor diesem Hintergrund ist es fraglich, ob es gelingt für neue vereinfachte Formeln eine ausreichende Akzeptanz zu finden.

Bei den deutschen Regelungen fällt auf, dass für die hier ausgewerteten Beispiele das Versagenskriterium „Steinzugversagen“ einen nahezu linearen Verlauf hat. Grundsätzlich wäre es somit möglich, das durch eine lineare Beziehung anstelle der Wurzelfunktion zu beschreiben. Da dies aber zu Lasten eines klaren Bezugs zu eindeutig definierten Werkstoffkenngrößen gehen würde, wird diese Möglichkeit nicht weiter verfolgt.

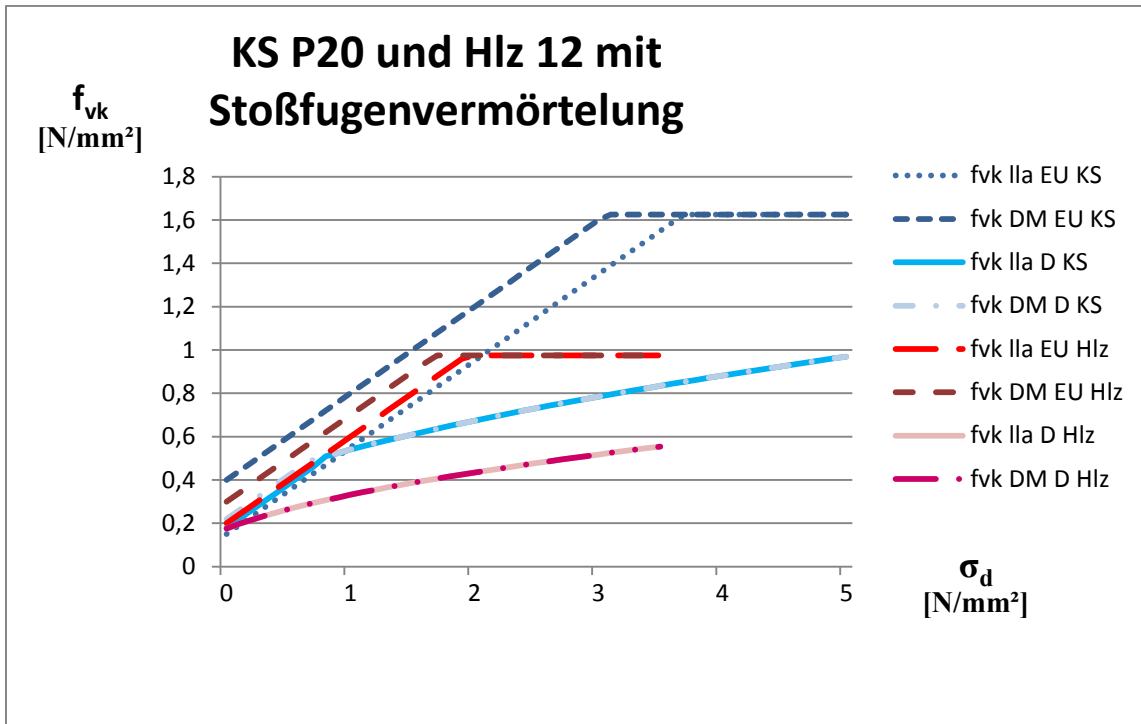


Abbildung 4.5: charakteristischer Wert der Schubfestigkeit nach europäischer und deutscher Regelung für KS P20 und Hlz 12 mit Stoßfugenvermörtelung

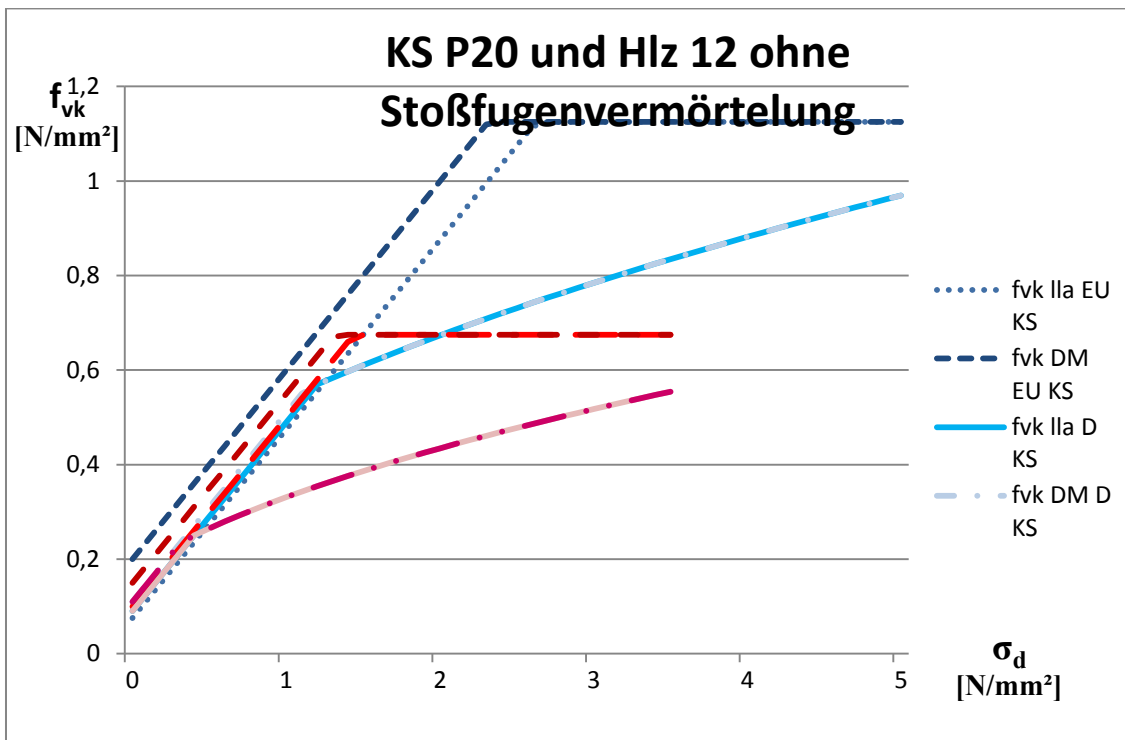


Abbildung 4.6: charakteristischer Wert der Schubfestigkeit nach europäischer und deutscher Regelung für KS P20 und Hlz 12 ohne Stoßfugenvermörtelung

Eine bessere Alternative stellt die Entwicklung von Interaktionsdiagrammen dar. Damit lassen sich unterschiedliche Versagenskriterien einfach und schnell überprüfen. Der Grad der Komplexität der Formel spielt für die Anwendung in diesem Fall keine Rolle mehr. Durch Auswertungen werden auch entwurfliche Überlegungen unterstützt, da sofort erkennbar wird, von welchen Randbedingungen der Bauteilwiderstand maßgeblich beeinflusst wird. Darüber hinaus wird mit Interaktionsdiagrammen eine direkte und anschauliche Vergleichbarkeit unterschiedlicher europäischer Regelungen ermöglicht. Dieser Vorschlag wird in den Abschnitten 4.4.2 bis 4.4.4 aufgegriffen und umgesetzt.

4.3.3 Exkurs – Genese normativer Regelungen

Vor dem Hintergrund der teilweise doch sehr groben und wenig transparenten Vermischung unterschiedlicher mechanischer Prinzipien stellt sich die Frage nach dem Entstehungsprozess dieser Regeln.

Soweit erkennbar, wurde bei der Übernahme und Anpassung der Eurocode-Reihe für Deutschland für alle Konstruktionswerkstoffe darauf geachtet, dass bei Konstruktionsarten, die sich über die Jahre bewährt haben, eine Berechnung nach alter DIN und neuer DIN-EN-Norm zu etwa vergleichbaren Ergebnissen hinsichtlich der erforderlichen Bauteilabmessungen und der erforderlichen Festigkeiten führen soll. Dieses Vorgehen ist im volkswirtschaftlichen Sinne geboten, wenn erkennbar ist, dass durch veränderte Regeln bewährte Konstruktionen nicht mehr zulässig wären oder wenn bisher unzulässige Konstruktionen plötzlich mit (scheinbar) ausreichender Sicherheit realisierbar wären. Im ersten Fall würde die unreflektierte Übernahme der neuen Regelung unnötige Kosten verursachen, im zweiten wäre möglicherweise ein reduziertes Sicherheitsniveau die Folge.

Im Mauerwerksbau sind diese Betrachtungen deswegen von besonderer Bedeutung, weil zum einen die Einführung unterschiedlicher Teilsicherheitsbeiwerten auf der Einwirkungsseite für günstig und ungünstig wirkende Einwirkungen eine erhebliche Erhöhung der Bauteilbeanspruchung bei klaffender Fuge zur Folge hat. Zum anderen war in einem frühzeitigen Stadium erkennbar, dass aufgrund der Vielfalt von unterschiedlichen Stein- und Konstruktionsarten umfassend wissenschaftlich abgesicherte Bemessungsregeln nicht zur Verfügung standen. Beide Gesichtspunkte betreffen den Schubnachweis gemauerter Wände in besonderem Maße.

In Deutschland erfolgte deswegen eine Anpassung der Bemessungsregeln für schubbeanspruchtes Mauerwerk, welche in der Konsequenz zu der im Abschnitt 4.2 dokumentierten Doppelung führte. Die Ausarbeitung der deutschen Bemessungsregeln folgte grob vereinfacht dem Prinzip, dass eine Bemessung nach DIN-EN 1996 zu etwa denselben Ergebnissen führen sollte wie eine Bemessung nach DIN 1053. Aufgrund der Vielfalt der zu regelnden Steinprodukte und der vergleichsweise kurzen zur Verfügung stehenden Zeit, erfolgte keine Reflektion der Bemessungsregeln anhand von wissenschaftlichen Ergebnissen. Sinnvoll und wissenschaftlich korrekt wä-

re es gewesen, Bemessungsformeln, die vor etwa 30 Jahre für die zu dieser Zeit üblichen Mauerwerkskonstruktionen entwickelt wurden, auch vor dem Hintergrund neuer internationaler Forschungsergebnisse zu hinterfragen und ggf. anzupassen oder zu ersetzen.

In den folgenden Abschnitten wird die im strengen Sinne „unwissenschaftliche“ Arbeitsweise des Vergleichs unterschiedlicher Formeln aufgegriffen, um auf möglichst einfachem Wege den Grad der Transparenz und der Einfachheit beim Schubnachweis zu erhöhen.

4.4 Therapie - Vorschlag für die normative Regelung

4.4.1 Transparenz und Anschaulichkeit - Formeln

Durch einfaches Umstellen der Gleichung und Zusammenführen der Vorfaktoren für l_{cal} mit dem Korrekturfaktor c erhält man folgende Gleichung:

$$V_{Rd} = k_v \cdot l_{c,lin} \cdot t \cdot f_{vd}$$

Der Vorfaktor k_v kann der folgenden Tabelle entnommen werden. Falls es aufgrund unterschiedlicher Auffassungen im europäischen Rahmen nicht gelingt, hier eine einheitliche Lösung zu erreichen, so kann ohne weiteres der Vorfaktor k_v als NDP definiert werden.

Tabelle 4-3: Vorfaktor k_v zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit

	$h/l \leq 1,0$	Interpolation für $1,0 \geq h/l \geq 2,0$			$h/l \geq 2,0$
		$h/l = 1,25$	$h/l = 1,5$	$h/l = 1,75$	
$e \leq 0,22 \cdot l$	1,13	1,03	0,94	0,84	0,75
$e > 0,22 \cdot l$	1,33	1,22	1,11	1,00	0,89

Die Umstellung des Nachweises mit Bezug zur rechnerischen Länge des für den Biegedrucknachweis angesetzten Spannungsblocks anstelle der auf der Grundlage der Elastizitätstheorie ermittelten überdrückten Länge $l_{c,lin}$ wäre möglich, führt aber hinsichtlich des Formelapparates zu keiner Verbesserung der Situation.

In DIN EN 1996-1-1 sind Versagenskriterien für schubbeanspruchtes Mauerwerk auf Spannungsebene und auf Kraftebene definiert. Auf Kraftebene definiert sind die Versagenskriterien

- Biegedruckversagen (Gl. 6.2),
- Schubdruckversagen (Gl. NA.21) und
- Klaffen der Lagerfuge (Gl. NA 23).

Auf Spannungsebene definiert sind die Versagensarten

- Reibungsversagen (NA.4) und

- Steinzugversagen (NA 5).

Es bietet sich an, durch eine Umstellung der entsprechenden Gleichungen die beiden Kriterien Reibungsversagen und Steinzugversagen von der Spannungsebene auf die Kräfteebene umzustellen und dabei die einwirkende Spannung σ_{Dd} durch die einwirkende Normalkraft N_{Ed} zu ersetzen.

Unter Verwendung des Vorfaktors k_v ergeben sich folgende Definitionen:

Reibungsversagen

$$V_{Rd} = \frac{1}{\gamma_m} \cdot k_v \cdot (f_{vk0} \cdot l_{c,lin} \cdot t + 0,4 \cdot N_{Ed})$$

Steynzugversagen

$$V_{Rd} = \frac{1}{\gamma_m} \cdot k_v \cdot l_{c,lin} \cdot t \cdot 0,45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{N_{Ed}}{t \cdot l_{c,lin} \cdot f_{bt,cal}}}$$

4.4.2 Vergleichbarkeit und Vereinfachung – Vorgehensweise

Interaktionsdiagramme sind in der Ingenieurpraxis eingeführte Hilfen, um komplexere Zusammenhänge auf möglichst einfache Art darzustellen. Ein Beispiel außerhalb des Mauerwerksbaus sind Interaktionsdiagramme für gleichzeitig wirkende Biegung und Normalkraft im Stahlbetonbau. Interaktionsdiagramme für Mauerwerk unter Normalkraft und Schub sind auch für den Mauerwerksbau nichts Neues. In der SIA 266 [U 55] sind sie in der Schweiz seit über zehn Jahren normativ verankert. Auch für DIN EN 1996-1-1 wurden von Graubner & Schmitt [U 56] Interaktionsdiagramme vorgelegt. Während im ersten Fall eine direkte Übernahme aufgrund der unterschiedlichen Versagenskriterien ausscheidet, wurden im zweiten Fall – praxisnahe – Einschränkungen eingeführt, die allerdings zu Lasten der allgemeinen Anwendbarkeit gehen.

Aus diesem Grund werden in diesem und im folgenden Abschnitt Interaktionsdiagramme für schubbeanspruchtes Mauerwerk hergeleitet. Damit werden zwei Zielsetzungen gleichermaßen verknüpft: Zum einen erlauben Interaktionsdiagramme eine einfache und direkte Bemessung von Tragelementen ohne Beherrschung des zugehörigen Formelapparates. Ob die Diagramme Teil der normativen Regelung sind oder in der Sekundärliteratur bereit gestellt werden, ist in diesem Zusammenhang zweitrangig. Zum anderen können auf der Grundlage von Interaktionsdiagrammen unterschiedliche normative Regelungen direkt verglichen und hinsichtlich der Konsequenzen für die Bemessung bewertet werden.

Entwickelt werden soll eine Darstellungsweise, mit welcher die Versagensformen für schubbeanspruchtes Mauerwerk – Schubversagen, Steinzugversagen und Biegedruckversagen – für unterschiedliche Verhältnisse l/h anschaulich dargestellt werden

können. Die Abszisse des Interaktionsdiagramms zeigt die auf die Tragfähigkeit des Gesamtquerschnitts bezogene Normalkraft n_{Ed} und auf der Ordinate wird die bezogene Querkraft v_{Rd} dargestellt. Diese beiden Parameter werden nach den folgenden Gleichungen bestimmt:

$$n_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{l \cdot t \cdot f_d} \quad (4-1)$$

$$v_{Rd} = \frac{V_{Rd}}{l \cdot t \cdot f_d} \quad (4-2)$$

mit

l	Wandlänge l [m]
t	Wanddicke t [m]
f_d	Bemessungswert der Druckfestigkeit [MN/m ²]
N_{Ed}	einwirkende Normalkraft [MN]
V_{Rd}	Bemessungswerte der Schubtragfähigkeit [MN]

Zur Erstellung der Interaktionsdiagramme werden die Programme Mathematica 3.0 und Microsoft Excel verwendet. Beispielhaft wird die Vorgehensweise anhand der Regelungen der DIN EN 1996/NAD und für das Verhältnis $l/h = 1,5$ dargestellt. Hierzu werden zunächst die Funktionen für das Überschreiten der Scherfestigkeit mit klaffender Fuge und ohne klaffende Fuge gezeichnet. Es tritt eine klaffende Fuge auf, wenn gilt: $v_{Rd}/n_{Ed} > 1/4$. In Abbildung 4.7 (a) ist erkennbar, dass für dieses Verhältnis l/h immer das Schubversagen mit klaffender Fuge maßgebend wird, da die Funktion für Schubversagen mit klaffender Fuge unterhalb der Funktion für Schubversagen ohne klaffende Fuge verläuft und somit die Bedingung $v_{Rd}/n_{Ed} > 1/4$ immer erfüllt ist.

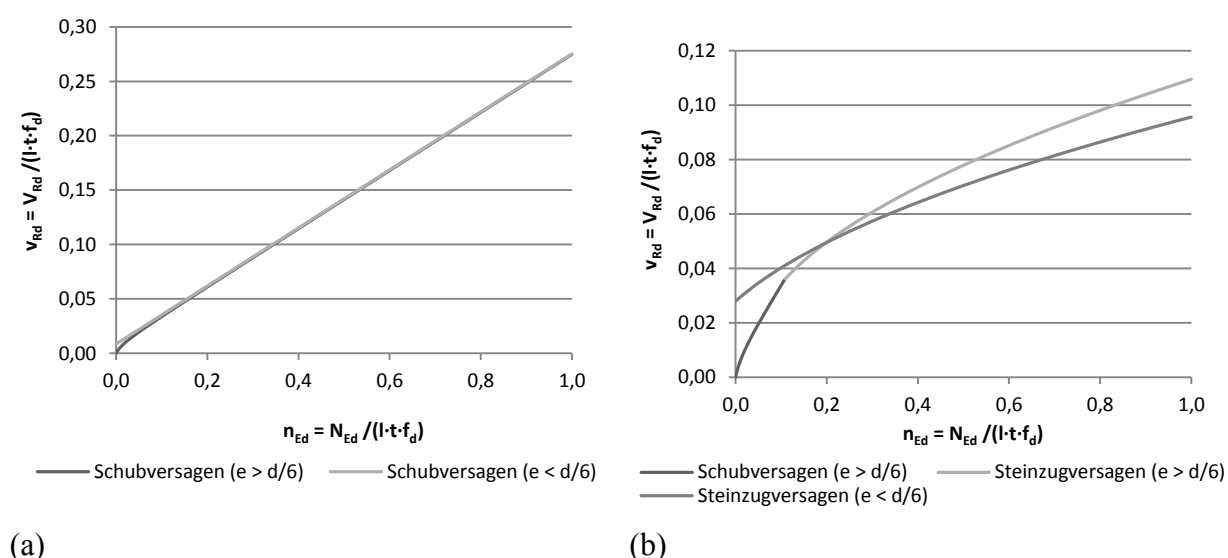


Abbildung 4.7 Abgrenzung von Versagenskriterien (a) Schubversagen mit und ohne klaffende Fuge (b) Steinzugversagen mit und ohne klaffende Fuge

Im nächsten Schritt (siehe Abbildung 4.7 (b)) wird der Schnittpunkt zwischen der Funktion für Steinzugversagen mit klaffender Fuge mit der Funktion für Steinzugversagen ohne klaffende Fuge bestimmt.

Anschließend wird der Schnittpunkt der Funktion für Steinzugversagen ohne klaffende Fuge mit der Funktion für das Biegedruckversagen ermittelt (siehe Abbildung 4.8 (a)), bevor im letzten Schritt die Schnittpunkte der maßgebenden Funktionen für Schubversagen, Steinzugversagen und Biegedruckversagen bestimmt werden. Somit ergibt sich der vollständige Verlauf des Interaktionsdiagramms, wie dieser für das Verhältnis $l/h = 1,5$ in Abbildung 4.8 (b) dargestellt ist.

Für die weiteren Verhältnisse $l/h = 0,5$; $1,0$ und $2,0$ wird analog vorgegangen, wodurch sich die in Abbildung 4.12 dargestellten Versagensverläufe für die Verhältnisse $l/h = 0,5$, $l/h = 1,0$, $l/h = 1,5$ und $l/h = 2,0$ ergeben.

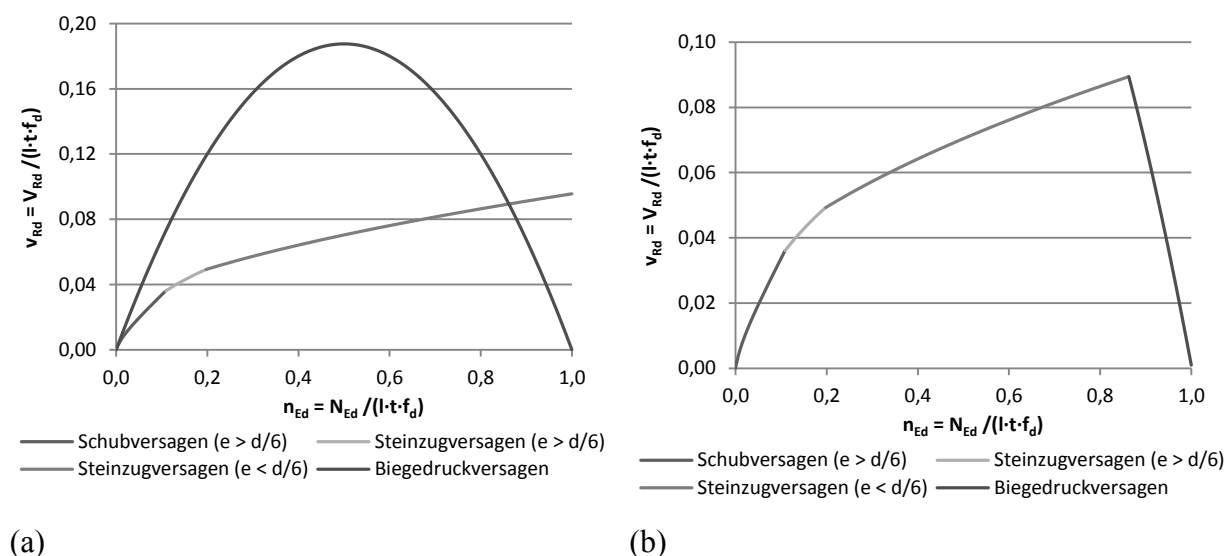


Abbildung 4.8 Abgrenzung von Versagenskriterien Steinzugversagen und Biegedruckversagen
(b) vollständiger Verlauf des Interaktionsdiagramms

4.4.3 Interaktionsdiagramme nach EN 1996 - Herleitung

Die für die Erstellung der Interaktionsdiagramme notwendigen Gleichungen wurden anhand der in EN 1996-1-1:2013-02 (im folgenden verkürzt als EC 6 bezeichnet) angegebenen Regelungen hergeleitet.

Grundsätzlich gilt für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) für eine horizontale Beanspruchung

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad \text{EC 6 - Gl. 6.12} \quad (4-3)$$

mit dem Bemessungswert der Schubtragfähigkeit

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c \quad \text{EC 6 - Gl. 6.3} \quad (4-4)$$

dem Bemessungswert der Schubfestigkeit

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \quad (4-5)$$

und den geometrischen Parametern

l_c Länge des überdrückten Teils der Wand [m]
 t Wanddicke t [m]

Definiert man die Exzentrizität e der einwirkenden Normalkraft am Wandfuß mit

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{V_{Ed} \cdot h}{N_{Ed}} \quad (4-6)$$

dann gilt für den Fall der *klaffenden Fuge* ($e > l/6$)

$$l_c = (l/2 - e) \cdot 3 \quad (4-7)$$

Durch Einsetzen von (4-3) und (4-6) in (4-7) ergibt sich für l_c

$$l_c = \left(l/2 - \frac{V_{Rd} \cdot h}{N_{Ed}} \right) \cdot 3 \quad (4-8)$$

Durch Einsetzen von (4-1) und (4-2) in (4-8) und Umstellen dieser Gleichung ergibt sich für den Fall der klaffenden Fuge folgende Bedingung:

$$\frac{v_{Rd}}{n_{Ed}} \geq \frac{1}{6} \cdot \frac{l}{h} \quad (4-9)$$

Für den Fall, dass keine klaffende Fuge vorliegt ($e \geq l/6$), gilt:

$$\frac{v_{Rd}}{n_{Ed}} < \frac{1}{6} \cdot \frac{l}{h} \quad (4-10)$$

$$l_c = l \quad (4-11)$$

Die Bemessungsdruckspannung wird in EC6 als mittlere Druckspannung rechtwinklig zur Schubkraft definiert:

$$\sigma_d = \frac{N_{Ed}}{t \cdot l_c} \text{ oder } \sigma_d = \frac{N_{Ed}}{t \cdot l} \quad (4-12)$$

Schubfestigkeit

Als erstes wird nun das Versagen infolge Überschreiten der Schubfestigkeit für Mauerwerk ohne Stoßfugenvermörtelung betrachtet:

$$f_{vk} = 0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d \quad \text{EC 6 - Gl. 3.6} \quad (4-13)$$

mit

f_{vk0} charakteristische Haftscherfestigkeit nach EC6 Tab. 3.4

Durch Einsetzen von (4-5), (4-13) und (4-12) in (4-4) ergibt sich für V_{Rd} folgende Gleichung:

$$V_{Rd} = \frac{1}{\gamma} \cdot (0,5 \cdot f_{vk0} \cdot t \cdot l_c + 0,4 \cdot N_{Ed}) \quad (4-14)$$

Schubfestigkeit – $e > d/6$

Mit Gl. (4-14) ergibt sich für die Versagensform „Überschreiten der Schubfestigkeit“ im Fall der klaffenden Fuge:

$$v_{Rd} = \frac{\frac{3}{4} \cdot \frac{f_{vk0}}{f_d} \cdot n_{Ed} + 0,4 \cdot n_{Ed}^2}{\gamma \cdot n_{Ed} + \frac{3}{2} \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{f_{vk0}}{f_d}} \quad (4-15)$$

Schubfestigkeit – $e \leq d/6$

Mit Gl. (4-14) ergibt sich für die Versagensform „Überschreiten der Schubfestigkeit“ im Fall der überdrückten Fuge:

$$v_{Rd} = \frac{1}{\gamma} \cdot \left(0,5 \cdot \frac{f_{vk0}}{f_d} + 0,4 \cdot n_{Ed} \right) \quad (4-16)$$

Steinzugfestigkeit

Die zweite Versagensbedingung, die bei der Ermittlung der Schubtragfähigkeit zu betrachten ist, beschreibt das Versagen infolge Überschreitens der Steinzugfestigkeit für Mauerwerk ohne Stoßfugenvermörtelung:

$$f_{vk} = 0,045 \cdot f_b \quad \text{EC 6 – zu Gl. 3.6} \quad (4-17)$$

mit

$$f_b \quad \text{Normierte Druckfestigkeit der Mauersteine} \quad \text{EC6 Abschnitt 3.1.2.1}$$

Durch Einsetzen von (4-5) und (4-17) in (4-4) ergibt sich für V_{Rd} folgende Gleichung:

$$V_{Rd} = \frac{1}{\gamma} \cdot 0,045 \cdot f_b \cdot t \cdot l_c \quad (4-18)$$

Steinzugfestigkeit – $e > d/6$

Mit Gl. (4-18) ergibt sich für die Versagensform „Überschreiten der Steinzugfestigkeit“ im Fall der klaffenden Fuge:

$$v_{Rd} = \frac{\frac{3}{2} \cdot 0,045 \cdot n_{Ed}}{\gamma \cdot n_{Ed} \cdot \frac{f_d}{f_b} + 3 \cdot 0,045 \cdot \frac{h}{l}} \quad (4-19)$$

Steinzugfestigkeit – $e \leq d/6$

Mit Gl. (4-18) ergibt sich für die Versagensform „Überschreiten der Steinzugfestigkeit“ im Fall der überdrückten Fuge:

$$v_{Rd} = \frac{1}{\gamma} \cdot 0,045 \cdot \frac{f_b}{f_d} \quad (4-20)$$

Biegedruckversagen

Grundsätzlich gilt für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) für eine vertikale Beanspruchung

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad \text{EC 6 - Gl. 6.1} \quad (4-21)$$

mit dem Bemessungswert der Tragwiderstands

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d \quad \text{EC 6 - Gl. 6.2} \quad (4-22)$$

dem Bemessungswert der Mauerwerksdruckfestigkeit, bei kurzzeitiger Einwirkungsdauer

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (4-23)$$

und den geometrischen Parametern

$$\Phi = 1 - 2 \cdot \frac{e}{l} \quad \text{Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Lastexzentrizität } e \text{ [-]}$$

t Wanddicke t [m]

Mit Gl. (4-22) ergibt sich für die Versagensform „Biegedruck“

$$v_{Rd} = n_{Ed} \cdot \frac{l}{2 \cdot h} - n_{Ed}^2 \cdot \frac{l}{2 \cdot h} \quad (4-24)$$

4.4.4 Interaktionsdiagramme nach DIN EN 1996/NAD - Herleitung

Analog zum Abschnitt 4.4.3 werden die zur Erstellung der Interaktionsdiagramme notwendigen Gleichungen für die in Deutschland eingeführten Regeln nach DIN EN 1996-1-1:2013-02 (im folgenden verkürzt als EC 6 bezeichnet) hergeleitet.

Grundsätzlich gilt auch hier für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) für eine horizontale Beanspruchung

$$V_{Ed} \leq V_{Rdlt} \quad \text{EC 6 - Gl. NA.18} \quad (4-25)$$

mit dem Bemessungswert der Schubtragfähigkeit

$$V_{Rdlt} = l_{cal} \cdot f_{vd} \cdot \frac{t}{c} \quad \text{EC 6 - Gl. NA.19} \quad (4-26)$$

dem Bemessungswert der Schubfestigkeit

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \quad (4-27)$$

den geometrischen Parametern

$$l_{cal} \quad \text{rechnerische Wandlänge [m]} \\ l_{cal} = \min \{ 1,125 \cdot l; 1,333 \cdot l_{c,lin} \}$$
$$l_{c,lin} \quad \text{Länge des überdrückten Teils der Wand [m]} \\ t \quad \text{Wanddicke t [m]}$$

und dem „Schubspannungsverteilungsfaktor

$$c \quad c = 1,5 \text{ für } h/l \leq 1 \\ c = 1,0 \text{ für } h/l \geq 2 \\ \text{Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden}$$

Die Definitionen der Gleichungen (4-6) bis (4-12) gelten an dieser Stelle sinngemäß. Für l_c ist $l_{c,lin}$ zu setzen.

Scherfestigkeit

Als erstes wird nun das Versagen infolge Überschreiten der Scherfestigkeit für Mauerwerk ohne Stoßfugenvermörtelung betrachtet:

$$f_{vk} = 0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d \quad \text{EC 6 - Gl. NA.4} \quad (4-28) \\ \text{NDP 3.6.2 (4)}$$

mit

f_{vk0} charakteristische Haftscherfestigkeit nach EC6 Tab. NA.11

Durch Einsetzen von (4-12), (4-27) und (4-28) in (4-26) ergibt sich für V_{Rdl} folgende Gleichung:

$$V_{Rdl} = \frac{1,333}{c \cdot \gamma} \cdot (0,5 \cdot f_{vk0} \cdot t \cdot l_{c,lin} + 0,4 \cdot N_{Ed}) \quad (4-29)$$

Scherfestigkeit – $e > d/6$

Mit Gl. (4-29) ergibt sich für die Versagensform „Überschreiten der Scherfestigkeit“ im Fall der klaffenden Fuge:

$$v_{Rd} = \frac{\frac{3}{4} \cdot \frac{f_{vk0}}{f_d} \cdot n_{Ed} + 0,4 \cdot n_{Ed}^2}{\frac{c \cdot \gamma}{1,333} \cdot n_{Ed} + \frac{3}{2} \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{f_{vk0}}{f_d}} \quad (4-30)$$

Scherfestigkeit – $e \leq d/6$

Mit Gl. (4-29) ergibt sich für die Versagensform „Überschreiten der Scherfestigkeit“ im Fall der überdrückten Fuge:

$$v_{Rd} = \frac{1,125}{c \cdot \gamma} \cdot \left(0,5 \cdot \frac{f_{vk0}}{f_d} + 0,4 \cdot n_{Ed} \right) \quad (4-31)$$

Steinzugfestigkeit

Die zweite Versagensbedingung, die bei der Ermittlung der Schubtragfähigkeit zu betrachten ist, beschreibt das Versagen infolge Überschreitens der Steinzugfestigkeit für Mauerwerk ohne Stoßfugenvermörtelung:

$$f_{vk} = 0,45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bt,cal}}} \quad \begin{matrix} \text{EC 6 - Gl. NA.5} \\ \text{NDP 3.6.2 (4)} \end{matrix} \quad (4-32)$$

mit

$f_{bt,cal}$ Steinzugfestigkeit der Mauersteine EC 6 - Gl. NA.5
NDP 3.6.2 (4)

Durch Einsetzen von (4-27) und (4-32) in (4-26) ergibt sich für V_{Rdlt} folgende Gleichung:

$$V_{Rdlt} = \frac{1}{c \cdot \gamma} \cdot 0,45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bt,cal}}} \cdot l_{cal} \cdot t \quad (4-33)$$

Steinzugfestigkeit – $e > d/6$

Mit Gl. (4-33) ergibt sich für die Versagensform „Überschreiten der Steinzugfestigkeit“ im Fall der klaffenden Fuge:

$$v_{Rd} = \frac{-\left(\frac{9h}{l \cdot n_{Ed}} + \frac{3h}{l \cdot k_1}\right) + \sqrt{9 \cdot \left(\frac{h}{l \cdot k_1}\right)^2 + \left(\frac{3 \cdot \gamma \cdot c}{1,333 \cdot 0,45 \cdot k_1}\right)^2 + 6 \cdot n_{Ed} \cdot \frac{\gamma^2 \cdot c^2}{1,333^2 \cdot 0,45^2 \cdot k_1^3}}{2 \cdot \left[\left(\frac{\gamma \cdot c}{1,333 \cdot 0,45 \cdot k_1}\right)^2 - \left(\frac{3h}{l \cdot n_{Ed}}\right)^2 \right]} \quad (4-34)$$

mit dem Hilfwert

$$k_1 = \frac{f_{bt,cal}}{f_d} \quad (4-35)$$

Steinzugfestigkeit – $e \leq d/6$

Mit Gl. (4-33) ergibt sich für die Versagensform „Überschreiten der Steinzugfestigkeit“ im Fall der überdrückten Fuge:

$$v_{Rd} = \frac{1,125}{c \cdot \gamma} \cdot 0,45 \cdot k_1 \cdot \sqrt{1 + \frac{n_{Ed}}{k_1}} \quad (4-36)$$

Biegedruckversagen

Die Regelungen der EN 1996-1-1 und der DIN EN 1996/NAD stimmen überein. Es gelten die Formulierungen des Abschnitts 4.4.3.

4.4.5 Interaktionsdiagramme - Beispiele

Anhand der in den beiden vorhergehenden Abschnitten hergeleiteten Gleichungen werden, so wie in Abschnitt 4.4.2 beschriebenen Interaktionsdiagramme für die geometrischen Verhältnisse $l/h = 0,5; 1,0; 1,5$ und $2,0$ erstellt. Es werden Interaktionsdiagramme für drei unterschiedliche Steinvarianten mit unvermörtelten Stoßfugen entwickelt. Die benötigten Materialparameter können Tabelle 4-4 entnommen werden. Zur besseren Vergleichbarkeit der europäischen und der deutschen Regelungen zum Schub, wurden bei der Erstellung der Interaktionsdiagramme in beiden Fällen die normierte Steindruckfestigkeit nach den Angaben der DIN EN 1996-1-1/NAD und die charakteristische Druckfestigkeit des Mauerwerks nach DIN EN 1996-3 in die Interaktionsgleichungen eingesetzt.

Tabelle 4-4: Materialkennwerte für die beispielhaft erstellten Interaktionsdiagramme

	KS XL 20, Dünnbettmörtel	Hlz 12, M5/MG IIa	PB 4, Dünnbettmörtel
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
f_k	12,9	5,0	3,01
f_d	8,6	3,33	2,01
f_{vk0} - EU	0,40	0,20	0,30
$f_{vk0} - D$	0,22	0,18	0,22
$f_b = f_{St}$	25,0	15,0	5,0
$f_{bt,cal}$ - D	0,80	0,39	0,29

Die Anwendung von Interaktionsdiagrammen gestaltet sich denkbar einfach, wie in Abbildung 4.9 beispielhaft dargestellt ist: Für eine bestimmte Einwirkungskombination wird die bezogene Normalkraft n_{Ed} ermittelt. Aus dem Diagramm wird dann für das gegebene Seitenverhältnis der Wand l/h direkt die aufnehmbare Schubkraft als bezogener Wert v_{Rd} abgelesen.

KS XL 20 - DM, EN 1996-1-1

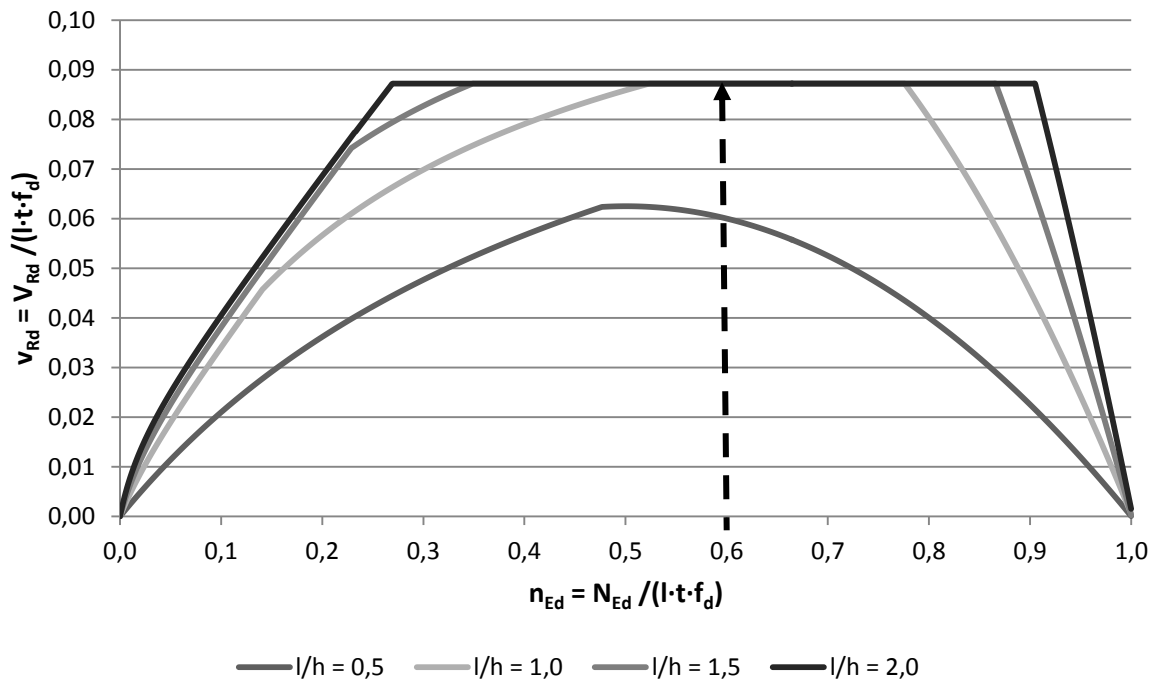


Abbildung 4.9 Interaktionsdiagramme für Kalksandstein XL 20 mit Dünnbettmörtel und unvermörtelten Stoßfugen nach europäischer Regelung

Hlz 12 - MG5, EN 1996-1-1

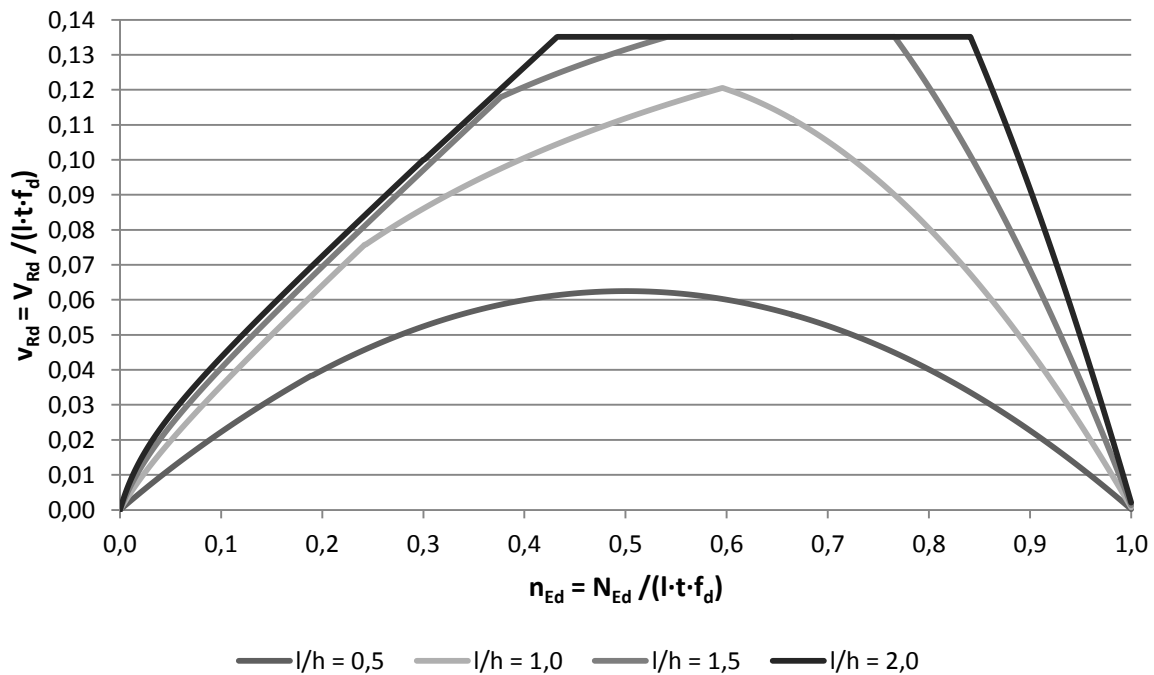


Abbildung 4.10 Interaktionsdiagramm für Hochlochziegeln 12 mit Normalmauermörtel MG5 und unvermörtelten Stoßfugen nach europäischer Regelung

PB 4 - DM, EN 1996/NA

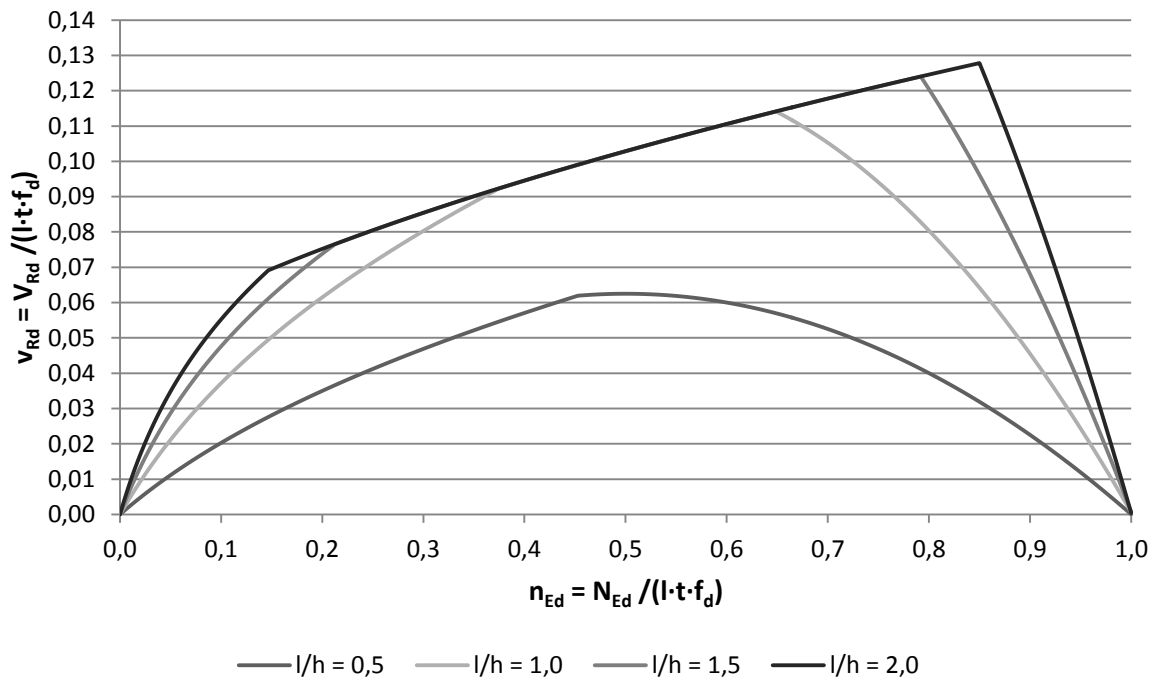


Abbildung 4.11 Interaktionsdiagramm für Porenbeton 4 mit Dünnbettmörtel und unvermörtelten Stoßfugen nach europäischer Regelung

KS XL 20 - DM, DIN EN 1996/NA

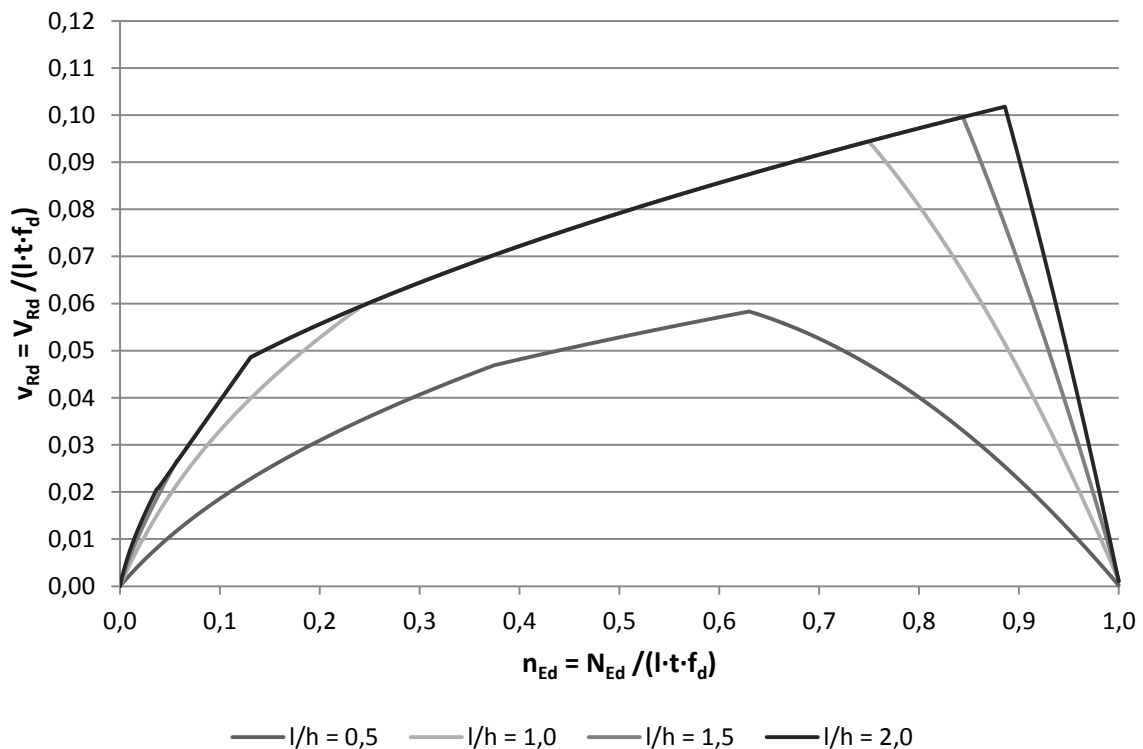


Abbildung 4.12 Interaktionsdiagramm für Kalksandstein XL 20 mit Dünnbettmörtel und unvermörtelten Stoßfugen nach deutscher Regelung

Hlz 12, MG IIa, DIN EN 1996/NA

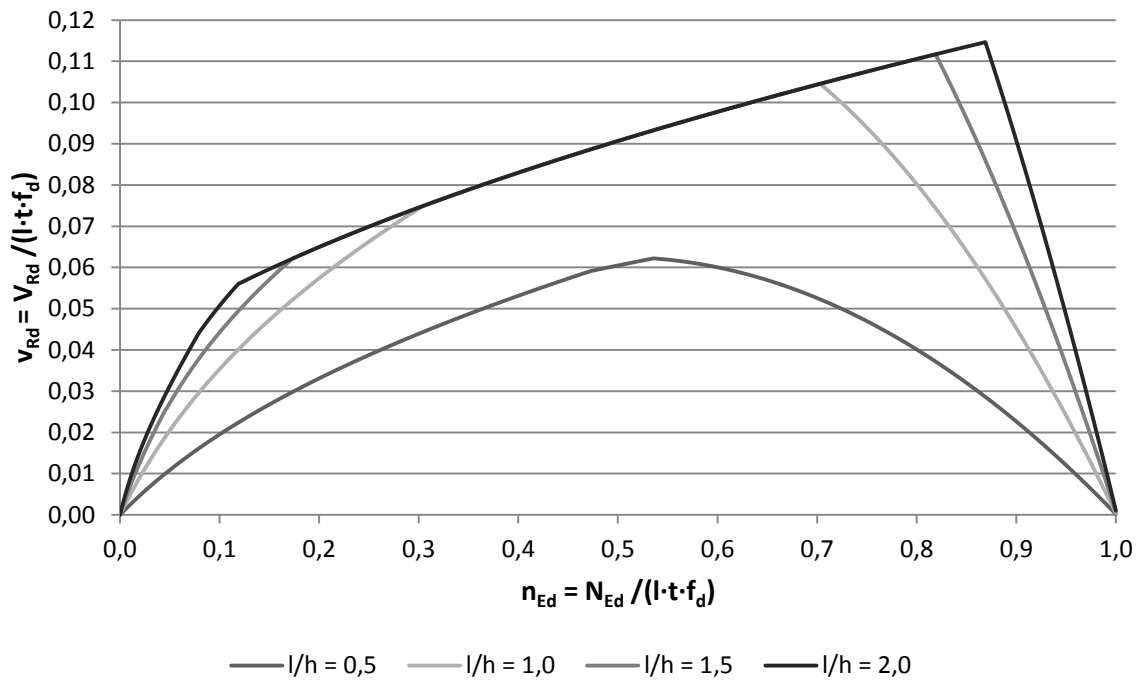


Abbildung 4.13 Interaktionsdiagramm für Hochlochziegeln 12 mit Normalmauermörtel IIa und unvermörtelten Stoßfugen nach deutscher Regelung

PB 4 - DM, DIN EN 1996/NA

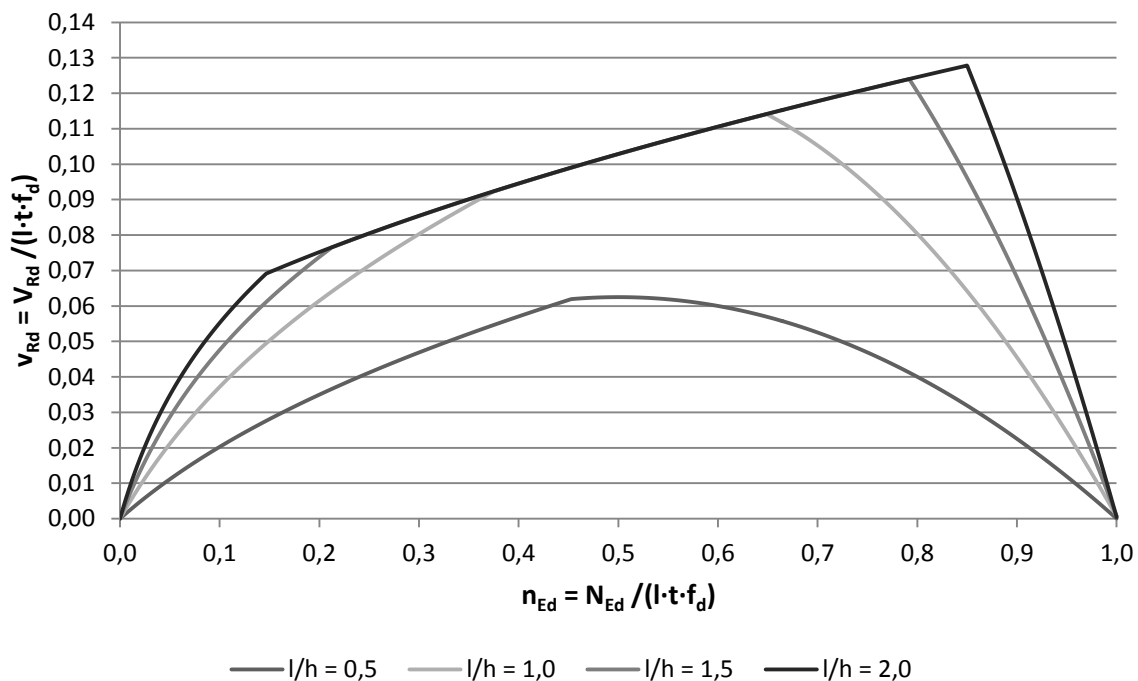


Abbildung 4.14 Interaktionsdiagramm für Porenbeton 4 mit Dünnbettmörtel und unvermörtelten Stoßfugen nach deutscher Regelung

4.5 Kleiner Scheibenschub – Zusammenfassung und Ausblick

Aufbauend auf einer umfassenden vergleichenden Analyse europäischer und deutscher Regelungen zum Schubnachweis von gemauerten Wandscheiben wurden folgende konkrete Verbesserungsvorschläge ausgearbeitet.

- Einheitliche kraftbezogene Formulierung für unterschiedliche Versagenskriterien.
- Zusammenfassung unterschiedlicher Korrekturfaktoren in einem Beiwert k_v . Dieser kann einer einfachen Tabelle entnommen werden.
- Bereitstellung der Grundlagen für die Erstellung von Interaktionsdiagrammen und deren beispielhafte Anwendung.

Die Verbesserungsvorschläge folgen den „Grundsätzen bei der Normungsarbeit“ [U 54].

4.6 Unterlagen zu Kapitel 4

[U 54] Grundsätze bei der Normungsarbeit, PRB-LA_00030, 2011.

[U 55] SIA 266; Schweizer Norm Mauerwerk. Schweizerischer Architekten- und Ingenieurverein. 2003.

[U 56] Graubner, C.-A.; Schmitt, M.; Tragfähigkeit unbewehrter Mauerwerksscheiben nach DIN EN 1996-1-1/NA. Mauerwerk 2011. S. 296-306.

5 Projekt 5: Analyse verschiedener nationaler Anhänge zu Eurocode 6 (Graubner)

5.1 Einleitung

Die Eurocodes werden in den einzelnen europäischen Staaten üblicherweise an den Stellen ergänzt, an denen Öffnungsklauseln vorhanden sind. Dabei handelt es sich um sogenannte NDPs (Nationally Determined Parameters), d. h. um national zu bestimmende Kenngrößen. Mit den NDPs werden nationalstaatlich wichtige bestehende Regelungen fortgeschrieben, die sich aus der Bautradition ergeben und die das jeweilige Sicherheitsniveau und -empfinden der Länder berücksichtigen. Weiterhin werden nationalstaatlich sogenannte NCIs (Non-Conflicting Information) ergänzt. Damit werden Regelungen fortgeschrieben, die bislang im jeweiligen europäischen Land galten und die nicht im Widerspruch zu den neuen Eurocode-Regelungen stehen.

Wichtig für eine Durchsetzung der deutschen Position in Europa ist es, die Interessenlage der anderen europäischen Länder zu verstehen. Dies soll durch eine Analyse der Anhänge zum Eurocode 6 erfolgen. Die vom Auftraggeber vorgegebene Länderauswahl bezieht sich auf die Anrainerstaaten sowie die im europäischen Mauerwerksbau wichtigen Länder (England und Italien):

- Deutschland - DE
- Österreich - AT
- Belgien - BE
- Technische Republik - CZ
- Dänemark - DK
- England - GB
- Frankreich - FR
- Italien - IT
- Niederlande - NL
- Polen - PL
- Schweiz - CH

Untersucht werden sollen die Teile 1-1; 2 und 3 von EN 1996.

Nachfolgend ist die Anzahl der zu untersuchenden NDPs der einzelnen Normenteile aufgelistet:

- EN 1996-1-1 20 NDPs
- EN 1996-2 5 NDPs
- EN 1996-3 8 NDPs

Zu Beginn des Forschungsvorhabens mussten zunächst die verschiedenen nationalen Anhänge aus den unterschiedlichen Ländern (31 Dokumente) beschafft werden. Die meisten nationalen Anhänge liegen nur in der jeweiligen Landessprache vor. Da im Speziellen bei Normen die exak-

ten Formulierungen von großer Bedeutung sind, erschwert dieser Umstand die Untersuchungen enorm.

Um die einzelnen Regelungen der jeweiligen Länder sinnvoll und verwertbar miteinander vergleichen zu können, wurde zunächst eine Konsistenzprüfung der Eingangsdaten vollzogen. Hierbei wurden die einzelnen Eingangswerte geprüft und validiert. Es wurde dabei darauf geachtet, dass die jeweiligen Bezeichnungen, insbesondere die landespezifischen Bezeichnungen, aus den jeweiligen Normen mit den europäischen einheitlichen Bezeichnungen in Einklang gebracht werden. Erst nach dieser Prüfung können die länderspezifischen Regelungen sachgerecht miteinander verglichen werden.

Im Rahmen dieser Arbeit sind die einzelnen NDPs in Harmonisierungspotentiale eingeteilt. Folgende drei Gruppen wurden hierfür definiert:

- Hohes Harmonisierungspotential
- Mittleres Harmonisierungspotential
- Geringes Harmonisierungspotential

Genauer zur Einteilung in die Gruppen sowie die Auswertung der Potentiale sind in Kap. 5.6 dargestellt.

5.2 Übersicht der Regelungen der untersuchten Länder

Zur Veranschaulichung nationaler Regelungen werden diese zunächst in den nachfolgenden Tabellen 5.1 bis 5.3 für jeden Normenteil (Teil 1-1, 2 und 3) übersichtlich zusammengestellt. Hieraus wird ersichtlich, ob die einzelnen Länder die europäischen Vorschläge (E) zu den jeweiligen NDPs übernehmen bzw. landesspezifische (x) oder gar keine Regelungen (-) festlegen.

Tabelle 5.1: Übersicht der NDPs zu EN 1996-1-1 der betrachteten Länder

EN 1996-1-1 Absatz	Bezeichnung	D E	A T	B E	C Z	D K	G B	F R	I T	N L	P L	C H
2.4.3(1)P	Grenzzustand der Tragfähigkeit	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
2.4.4(1)	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	E	E	x	E	E	E	E	E	E	E	E
3.2.2(1)	Festlegungen für Mauermörtel	x	E	x	E	x	x	x	x	E	x	E
3.6.1.2(1)	Charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk mit Ausnahme von Mauerwerk mit Randstreifenvermörtelung	x	x	x	E	x	x	x	E	x	x	x
3.6.2(3)	Charakteristische Schubfestigkeit (vermörtelte Stoßfugen)	x	E	E	E	x	E	x	x	E	x	x
3.6.2(4)	Charakteristische Schubfestigkeit (unvermörtelte Stoßfugen)	x	E	E	E	x	E	E	E	x	x	x
3.6.2(6)	Charakteristische Haftscherfestigkeit	x	x	E	E	x	x	x	E	x	x	x
3.6.3(3)	Charakteristische Biegefestigkeit von Mauerwerk	x	E	x	E	x	x	x	E	x	x	x
3.7.2(2)	Elastizitätsmodul	x	E	E	x	x	E	E	E	x	x	E
3.7.4(2)	Kriechen, Feuchtedehnung, Schwinden und thermische Dehnung	x	E	E	E	E	x	x	E	x	E	x
4.3.3(3)	Bewehrungsstahl - Expositionsclassen	x	E	E	E	E	x	x	E	E	E	E
4.3.3(4)	Bewehrungsstahl - Betondeckung	x	E	E	E	E	x	x	E	E	E	E
5.5.1.3(3)	Effektive Mauerwerksdicke	x	E	E	E	E	x	x	E	x	E	E
6.1.2.2(2)	Schlankheit λ_c , unterhalb der Kriechen vernachlässigt werden kann	x	E	E	E	E	x	E	E	x	E	E
6.2(2)	Unbewehrtes Mauerwerk unter Querkraftbeanspruchung	-	-	-	E	-	-	-	-	-	-	x
8.1.2(2)	Mindestwanddicken	x	x	E	x	E	x	x	x	x	x	x
8.5.2.2(2)	Zweischalige Wände mit Luftschicht und zweischalige Wände mit Vorsatzschale	x	E	x	E	x	x	x	x	E	x	E
8.5.2.3(2)	Zweischalige Wände	x	E	E	E	x	x	E	E	E	x	E
8.6.2(1)	Vertikale Schlitze und Aussparungen	x	E	E	E	E	x	E	E	E	E	x
8.6.3(1)	Horizontale und schräge Schlitze	x	E	x	E	E	x	E	E	E	E	x

Legende:
 x: landesspezifische Regelung vorhanden
 E: europäisch empfohlene Regelung gültig
 -: keine Regelung vorhanden

Tabelle 5.2: Übersicht der NDPs zu EN 1996-2 der betrachteten Länder

EN 1996-2 Absatz	Bezeichnung	D E	A T	B E	C Z	D K	G B	F R	I T	N L	P L	C H
1.1(2)P	Anwendungsbereich von EN 1996-2	x	-	x	E	E	E	-	E	E	E	x
2.3.1(1)	Allgemeine Konstruktionsdetails	x	E	x	E	E	E	x	E	E	E	x
2.3.4.2(2)	Horizontale Abstände zwischen Dehnungsfugen	E	E	x	E	x	x	x	E	x	x	x
3.4(3)	Zulässige Abweichungen	E	E	x	E	E	E	E	x	x	E	x
3.5.3.1(1)	Fugentiefe für das nachträgliche Verfugen	x	E	x	x	E	x	E	E	x	E	x

Legende:
 x: landesspezifische Regelung vorhanden
 E: europäisch empfohlene Regelung gültig
 -: keine Regelung vorhanden

Tabelle 5.3: Übersicht der NDPs zu EN 1996-3 der betrachteten Länder

EN 1996-3 Absatz	Bezeichnung	D E	A T	B E	C Z	D K	G B	F R	I T	N L	P L	C H
2.3(2)P	Grenzzustand der Tragfähigkeit	x	x	x	x	kein NA vorhanden	x	x	E	x	x	kein NA vorhanden
4.1(1)P	Gebäudegesamtstabilität des Gebäudes	x	x	E	-		x	E	E	x	E	
4.2.1.1(1)P	Maximal zulässige Gebäudehöhe	E	E	E	E		E	E	E	E	E	
4.2.2.3(1)	Beiwert zur Berücksichtigung der Mitwirkung der Vorsatzschale	x	E	E	x		x	E	x	E	x	
D.1(1)	Charakteristische Druckfestigkeit	x	x	x	x		x	x	E	x	x	
D.2(1)	Charakteristische Biegefestigkeiten	x	E	x	E		x	x	E	x	x	
D.3(1)	Charakteristische Haftscherfestigkeiten	x	E	x	-		x	x	E	x	x	

Legende:
 x: landesspezifische Regelung vorhanden
 E: europäisch empfohlene Regelung gültig
 -: keine Regelung vorhanden

Für die Länder Dänemark und Schweiz liegen derzeit keine nationalen Anhänge zu Teil 3 von EN 1996 vor.

5.3 Gegenüberstellung der NDPs zu EN 1996-1-1

In den nachfolgenden Tabellen sind die NDPs verschiedener Länder zu Teil 1-1 von EN 1996 in tabellarischer und teilweise in graphischer Form gegenübergestellt. Weiterhin wird das Harmonisierungspotential bewertet.

Tabelle 5.4: NDP 2.4.3 (1) P Teilsicherheitsbeiwert γ_M auf der Widerstandsseite im Grenzzustand der Tragfähigkeit

	Mauerwerk bzw. Bemessungssituation	A	B	C	D	E	F	G	
		Steine der Kategorie I u. Mörtel nach Eignungsprüfung	Steine der Kategorie I u. Rezeptmörtel	Steine der Kategorie II	Verankerung von Bewehrungsstahl	Bewehrungsstahl u. Spannstahl	Ergänzungsbau-teile	Stürze	
								vor Ort hergestellt	nach EN 845-2
DE	Unbewehrtes MW (ständig und vorübergehende Bemess.) ^{2) 3)}	1,5	1,5	für tragendes Mauerwerk nicht anwendbar	10 ⁴⁾	10 ⁴⁾	nach Zulassung	-	nach Zulassung
	Unbewehrtes MW (außergewöhnliche Bemess.) ²⁾	1,3	1,3						
	Bewehrtes MW ^{3) 5)}	10 ⁴⁾	10 ⁴⁾						
AT	-	2,0 ¹⁸⁾	2,2 ¹⁸⁾	2,5 ^{17) 18) 19)}	2,2	1,15	2,2 ^{20) 21)}	-	2,2 ²²⁾
BE	KL.S	2,0	2,3	3,0	2,2	1,15	2,2	-	1,5 bis 2,5
	KL.N	2,5	2,8	3,5	2,7		2,7		
CZ	-	2,0 (2,5) ³⁹⁾ [2,2] ^{40) 34)}	2,2 (2,7) ³⁹⁾ [2,5] ^{40) 35)}	2,5 (3,0) ³⁹⁾ [2,7] ^{40) 34)} 35) 38)	2,2	1,15	2,2 ³⁶⁾ 37)	-	1,5 bis 2,5
DK	-	$\gamma_M = \gamma_0 \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3 \cdot \gamma_4$ für die Beiwerte siehe DS/EN 1996-1-1 DK NA Tab. 2.4.3.a DK NA bis 2.4.3.e DK NA							
GB	Unbe. u. bewehrtes MW (KL.1) ⁶⁾	siehe Tabelle 5.5			1,5 ⁹⁾	1,5 ⁹⁾	-	-	siehe NA zu BS EN 1996-1-1
	Unbe. u. bewehrtes MW (KL.2) ⁶⁾				- ⁸⁾	- ⁸⁾			
	Maueranker				-	-	3,5 ⁷⁾	-	-
Gurte						1,5 ¹⁰⁾			

F R	IL3	1,5 ^{11) 16)}	1,7 ^{12) 16)}	2,3 ^{11) 12) 15)} 16)	1,7	1,15	1,7 ¹³⁾ 14)	-	1,5
	IL2	2,0 ^{11) 16)}	2,2 ^{12) 16)}	2,8 ^{11) 12) 15)} 16)	2,2		2,2 ¹³⁾ 14)		2,0
	IL1	2,5 ^{11) 16)}	2,7 ^{12) 16)}	3,3 ^{11) 12) 15)} 16)	2,7		2,7 ¹³⁾ 14)		2,5
I T	KL.1	2,0	2,2	2,5	2,2	1,15	2,2	-	2,0
	KL.2	2,5	2,7	3,0	2,7		2,7		2,5
N L	CC1	1,5		2,0	1,8	1,15	-	-	1,8
	CC2 u. CC3	1,7		2,2	2,0				2,0
P L	KL.A	1,7 (t > 15 cm 28) 23))	2,0 (t > 15 cm 28) 23))	2,2 (t > 15 cm 28) 23) 24) 27))	2,0	1,15	2,0 ²⁵⁾ 26)	2,5	1,7
	KL.B	2,0 (t > 15 cm 28) 23))	2,2 (t > 15 cm 28) 23))	2,5 (t > 15 cm 28) 23) 24) 27))	2,2		2,2 ²⁵⁾ 26)		
C H	KL.1	2,0 ²⁹⁾	-	2,5 ^{29) 30) 33)}	2,0	1,15	2,0 ³¹⁾ 32)	-	2,0
	KL.2	-	-	-	-		-		
	KL.3	-	-	-	-		-		
	KL.4	-	-	-	-		-		
	KL.5	-	-	-	-		-		

Fußnoten sind aus Vereinfachungsgründen nicht dargestellt.

Tabelle 5.5: Ergänzung zu Tabelle 5.4 „Teilsicherheitsbeiwert γ_M auf der Widerstandsseite im Grenzzustand der Tragfähigkeit“ (England)

	Material	Beanspruchung			
		Normalkraft und Biegung (Kategorie I)	Normalkraft und Biegung (Kategorie II)	Biegezug (Kategorie I u. II)	Querkraft (Kategorie I u. II)
GB	Unbewehrtes MW (KL.1) ¹⁾	2,3 ²⁾	2,6 ²⁾	2,3 ²⁾	2,5 ²⁾
	Bewehrtes MW (KL.1) ¹⁾	2,0 ²⁾	2,3 ²⁾		2,0 ²⁾
	Unbewehrtes MW (KL.2) ¹⁾	2,7 ²⁾	3,0 ²⁾	2,7 ²⁾	2,5 ²⁾
	Bewehrtes MW (KL.2) ¹⁾	- ³⁾	- ³⁾		- ³⁾

Fußnoten sind aus Vereinfachungsgründen nicht dargestellt.

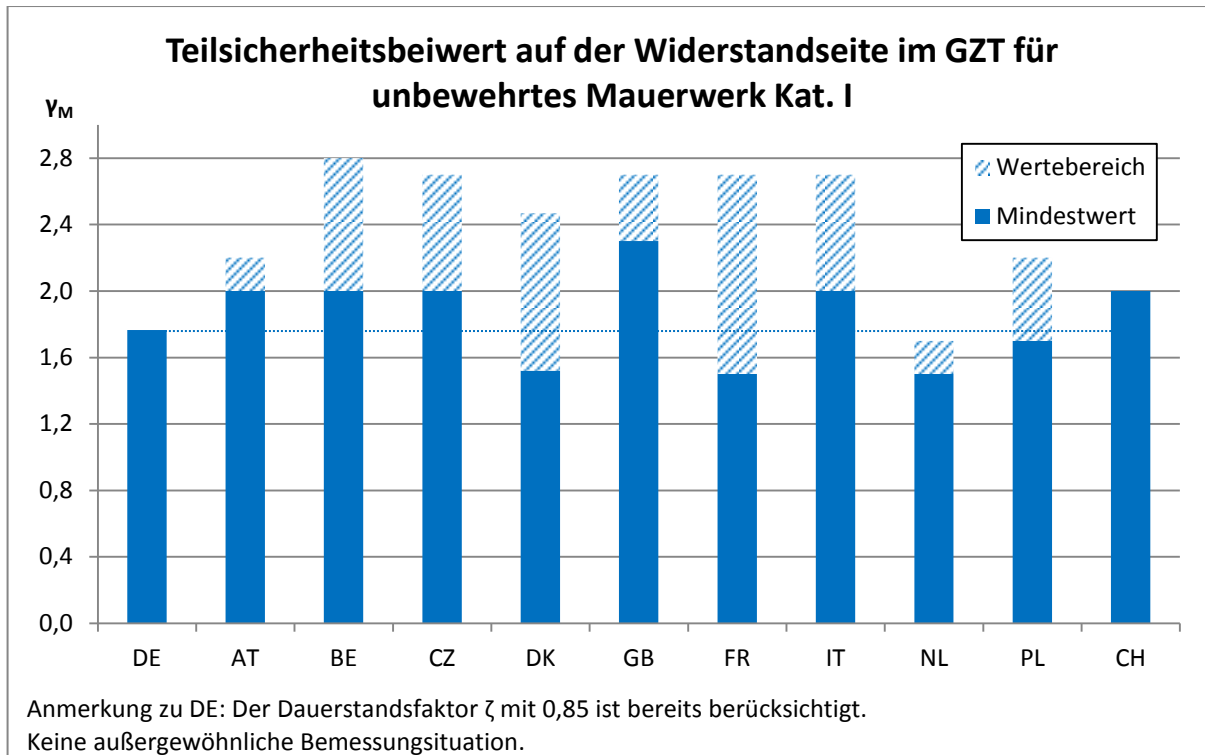


Abbildung 5.1: Vergleich der Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite im Grenzzustand der Tragfähigkeit für unbewehrtes Mauerwerk Kat. I

In Deutschland wird der Bemessungswert der Druckfestigkeit unter Berücksichtigung des Dauerstandsfaktors ζ ermittelt. Da dies in den anderen Ländern nicht der Fall ist, können die Sicherheitsbeiwerte nur sinnvoll miteinander verglichen werden, wenn dieser Faktor berücksichtigt wird. Abbildung 5.1 beinhaltet die rechnerische Erhöhung des Teilsicherheitsbeiwertes um den Faktor 1,0 bzw. 1/0,85 bereits.

Fazit:

Während in Deutschland nur Steine der Kategorie I für tragendes Mauerwerk zugelassen sind gestatten alle anderen Länder auch die Verwendung von Steinen der Kategorie II. In Deutschland werden auf der Widerstandsseite gegenüber anderen Ländern teilweise deutlich niedrigere Teilsicherheitsbeiwerte verwendet.

Geringes Harmonisierungspotential

Tabelle 5.6: NDP 2.4.4 (1) Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

	γ_M
DE	1,0
AT	1,0
BE	1,15
CZ	1,0
DK	1,0
GB	1,0
FR	1,0
IT	1,0
NL	1,0
PL	1,0
CH	1,0

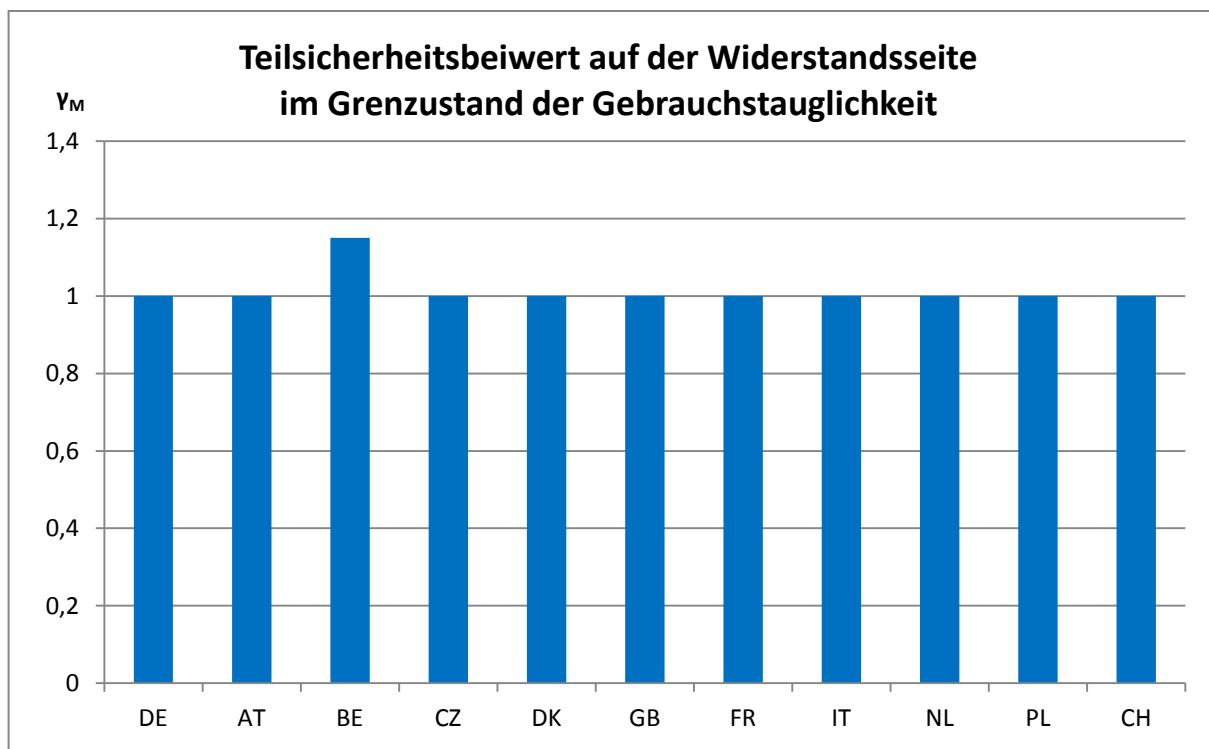


Abbildung 5.2: Vergleich der Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite in Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für unbewehrtes Mauerwerk

Fazit:

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind nahezu keine länderspezifischen Regelungen zum Teilsicherheitsbeiwert zu erkennen.

Hohes Harmonisierungspotential

Tabelle 5.7: NDP 3.2.2 (1) Druckfestigkeit von Mauermörtel

Mörtelgruppe		Mörtel- druckfestigkeit f_m N/mm ²	Zusätzliche Bedin- gungen zur normierten Mindestdruckfes- tigkeit eines Mauersteines f_b N/mm ²	
DE	Normalmauermörtel	II \triangleq M2,5	2,5	-
		IIa \triangleq M5	5,0	
		III \triangleq M10	10	
		IIIa \triangleq M20	20	
	Leichtmauermörtel	LM 21 \triangleq M5	5,0	
		LM 36 \triangleq M5	5,0	
Dünnbettmörtel	DM \triangleq M10	10		
AT	-			
BE	alle Mörtel	M2,5	2,5	$2,5 \leq f_b \leq 10$
		M5	5,0	$5,0 \leq f_b \leq 20$
		M8	8,0	$8,0 \leq f_b \leq 32$
		M12	12	$12 \leq f_b \leq 48$
		M20	20	> 20
CZ	-			
DK	alle Mörtel	KC 60/40/850	0,8 (ML)	-
		KC 50/50/700	0,9 (MC) 1,8 (ML)	
		KC 35/65/650	2 (MC)	
		KC 20/80/550	4,5 (MC)	
GB	alle Mörtel	M2	2	-
		M4	4	
		M6	6	
		M12	12	
FR	Naturstein (längliche Steine) alle Mörtel	M2,5	2,5	-
	Porenbeton alle Mörtel	M5	5	-
	Naturstein (mittel) alle Mörtel	M5	5	-
	Beton alle Mörtel	M10	10	-
	Ziegel	M10	10	-
	Naturstein (fest)	M10	10	-

IT	alle Mörtel	M2,5 (0,1,3,0,0)	2,5	-
		M2,5 (1,2,9,0,0)	2,5	
		M5 (1,1,5,0,0)	5	
		M8 (2,1,8,0,0,	8	
		M12 (1,0,3,0,0)	12	
		M2,5 (0,0,0,1,3)	2,5	
NL	-			
PL	Kalk	J: M0,25	0,25	-
		I: M0,5	0,5	
		H: M1	1,0	
	Kalk-Zement	G: M2,5	2,5	
		F: M5	5	
		E: M10	10	
		D: M15	15	
	Zement	C: M10	10	
		B: M15	15	
		A: M20	20	
CH	-			

Anmerkung:

Darüber hinaus ist zu beachten, dass in den Ländern Deutschland, Dänemark, England, Frankreich und Italien national zusätzliche Regelungen zu den Mischungsverhältnissen der Ausgangskomponenten (Zement, Kalk, Sand und Puzzolane) festgelegt sind.

Geringes Harmonisierungspotential

Tabelle 5.8: NDP 3.6.1.2 (1) Druckfestigkeit von Mauerwerk mit Ausnahme von Mauerwerk mit Randstreifenvermörtelung

	Charakteristische Druckfestigkeit	K, α, β - Werte	Rechenwerte für die Druckfestigkeit von Mauermörtel f_m	Normierte Mauersteindruckfestigkeit f_b (bzw. f_{st})
DE	$f_k = K \cdot f_{st}^\alpha \cdot f_m^\beta$	siehe DIN EN 1996-1-1/NA, NA.5-10	siehe DIN EN 1996-1-1/NA NA.2	f_{st} siehe DIN EN 1996-1-1/NA NA.3
AT	$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta$	siehe ÖNORM B 1996-1-1 Tabelle 2	- 3)	- 4)
BE	$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta$	siehe NBN 1996-1-1 ANB Tabelle 3.8-ANB	siehe NBN 1996-1-1 ANB Tabelle 3.7-ANB	Kalksandstein, Ziegel: $f_b = f_{mean} \cdot \delta_c \cdot \delta$ 8) Betonstein und Porenbeton: $f_b = 1,18 \cdot f_c \cdot \delta_c \cdot \delta$ 9) $f_b = f_{mean} \cdot \delta_c \cdot \delta$ 10)
CZ	für in CZ übliche Stein-Mörtel-Kombinationen $f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta$	siehe EN 1996-1-1 Tabelle 3.3	-	-
	Normal- und Leichtmörtel $f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$			
	Dünnbettmörtel, Gruppe 1 und 4 $f_k = K \cdot f_b^{0,85}$			
	Dünnbettmörtel, Gruppe 2 und 3 $f_k = K \cdot f_b^{0,7}$			
DK	in Abhängigkeit von f_c und f_m (siehe DS/EN 1996-1-1 DK NA Table 3.2 DK NA)		-	
GB	$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta$	siehe NA zu BS EN 1996-1-1 Tabelle NA.4	siehe NA zu BS EN 1996-1-1 Tabelle NA.2	-
FR	$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta$ oder nachfolgende Zeilen	siehe NF DTU 20.1 oder NF DTA. 12)	-	Beton: $f_b = R_c \cdot \delta_c \cdot \delta \cdot \delta_p$ Porenbeton: $f_b = R_{cn} \cdot \delta_c \cdot \delta \cdot \delta_p$ Ziegel: $f_b = R_m \cdot \delta_c \cdot \delta$ Naturstein: $f_b = f_{moy} \cdot \delta_c \cdot \delta$ siehe NF EN 771 und NF EN 772 1)
	Normal- und Leichtmörtel $f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$			
	Dünnbettmörtel, Gruppe 1 und 4 $f_k = K \cdot f_b^{0,85}$			
	Dünnbettmörtel, Gruppe 2 und 3 $f_k = K \cdot f_b^{0,7}$			

IT	Normal- und Leichtmörtel $f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$		siehe EN 1996-1-1 Tabelle 3.3	-	-			
	Dünnbettmörtel, Gruppe 1 und 4 $f_k = K \cdot f_b^{0,85}$							
	Dünnbettmörtel, Gruppe 2 und 3 $f_k = K \cdot f_b^{0,7}$							
NL	$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta$		siehe NEN-EN 1996-1-1 Tabelle NB-2	-	-			
PL	Normal- oder Leichtmörtel $f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$		siehe PN-EN 1996-1-1 Tabelle NA.5	- ⁵⁾	- ⁶⁾			
	Ziegelsteine der Gruppe 1 und 4, Kalksandstein, Porenbeton, $f_b \geq 2,4 \text{ N/mm}^2$: $f_k = K \cdot f_b^{0,85}$							
	Beton $f_b < 2,4 \text{ N/mm}^2$: $f_k = 0,8 \cdot K \cdot f_b^{0,85}$							
	Ziegelsteine der Gruppe 2 und 3: $f_k = K \cdot f_b^{0,7}$							
CH	Wird aus den Ergebnissen von Versuchen nach SN EN 1052-1 bestimmt. ¹³⁾							
	Mauer- werksart	MB	MBL	MC	MCL	MK	MP	MPL
	$f_k = f_{xk}$	7,0	1,8	7,0	1,8	7,0	3,0	1,8
Fußnoten sind aus Vereinfachungsgründen nicht dargestellt.								

Anmerkung:

Eine genaue Gegenüberstellung und Auswertung der charakteristischen Druckfestigkeiten ist auf Grund der vielen verschiedenen Steine-Mörtel-Kombinationen sehr umfangreich, weshalb im Rahmen dieses Forschungsvorhabens darauf verzichtet wurde.

Gerignes Harmonisierungspotential

Tabelle 5.9: NDP 3.6.2 (3) Charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen

Schubfestigkeit f_{vk} für vermörtelte Stoßfugen (kleinerer Wert maßgebend)		
	Reibungsversagen	Steinzugversagen
DE	Scheibenschub: $f_{vlt1} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd}$ Plattenschub: $f_{vlt1} = f_{vk0} + 0,6 \cdot \sigma_{Dd}$	$f_{vlt2} = 0,45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bt,cal}}}$ (nur für Scheibenschub)
AT	$f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd}$	$0,065 \cdot f_b$
BE	$f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd}$	$0,065 \cdot f_b$
CZ	$f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd}$	$0,065 \cdot f_b$
DK	$f_{vk0} + \mu_k \cdot \sigma$ mit μ_k von 0,6 bis 2,0; siehe DS EN 1996-1-1/NA Tabelle 3.3	$k_m \cdot f_b \leq 1,5 \text{ N/mm}^2$ mit $k_m = 0,07$ für Ziegel und $k_m = 0,20$ für Steine mit Leichtzuschlag
GB	$f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd}$	$0,065 \cdot f_b$
FR	$f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd}$	$0,065 \cdot f_b$ $0,045 \cdot f_b$ für Porenbeton
IT	$f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd}$	$0,065 \cdot f_b$ ¹⁾
NL	$f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd}$	$0,065 \cdot f_b$
PL	$f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d$	$0,065 \cdot f_b \geq f_{vk0}$
	jedoch kleiner als der Grenzwert von PN-EN 1996-1-1 Tabelle NA.6	
CH	$0,6 \cdot \sigma$	$0,045 \cdot f_b$

1) mit Ausnahme Porenbetonsteinen der Gruppe 1 und Steinen mit einer Festigkeit in horizontaler Richtung parallel zu Wand von größer gleich $0,2 \cdot f_b$ gilt: $f_{vk} = 0,10 \cdot f_b$.

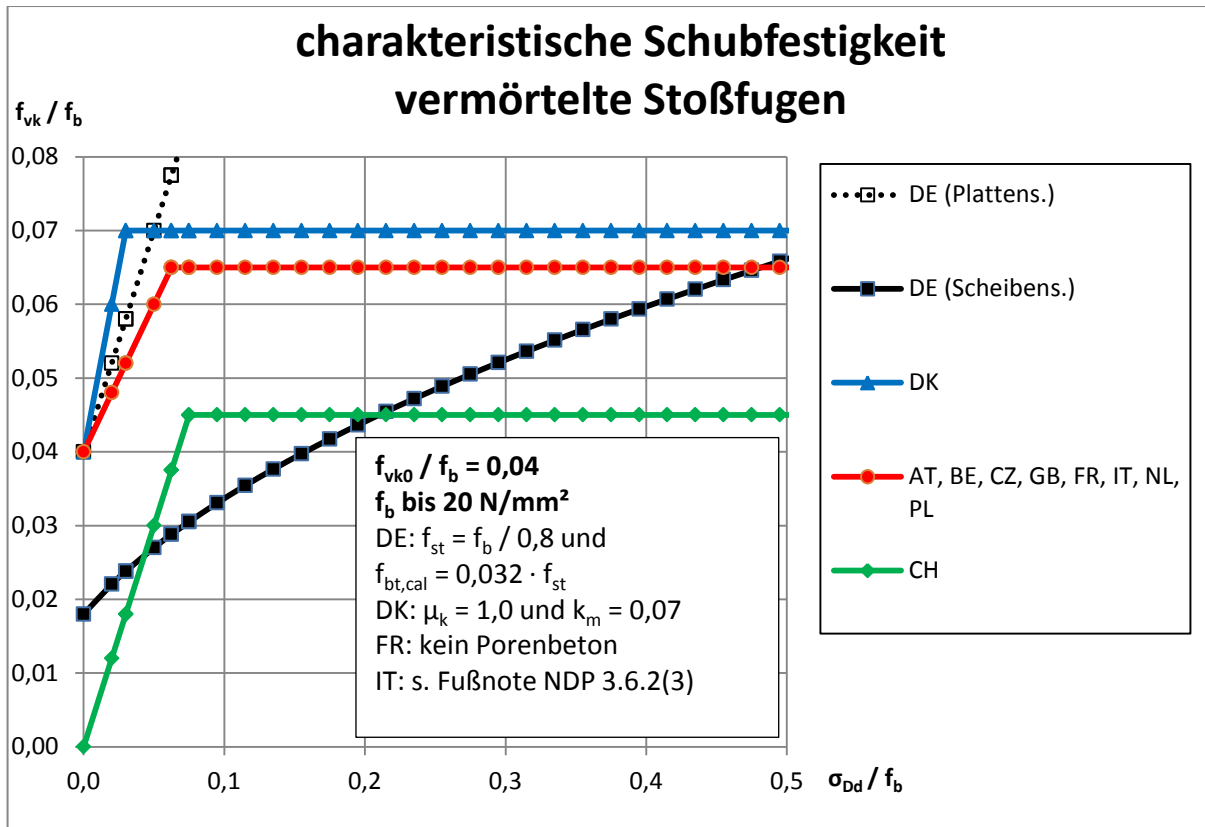


Abbildung 5.3: Charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen in Abhängigkeit der Normalspannung für $f_{vk0}/f_b = 0,04$

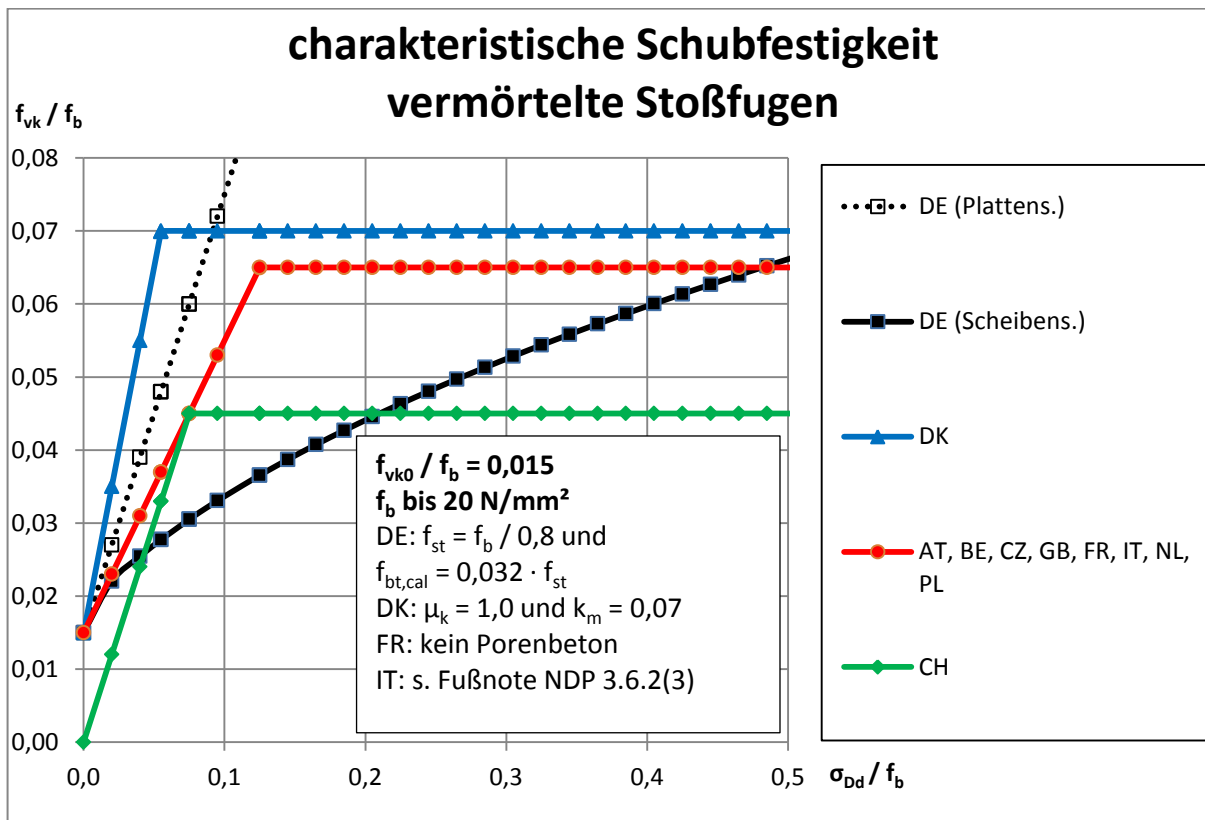


Abbildung 5.4: Charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen in Abhängigkeit der Normalspannung für $f_{vk0}/f_b = 0,015$

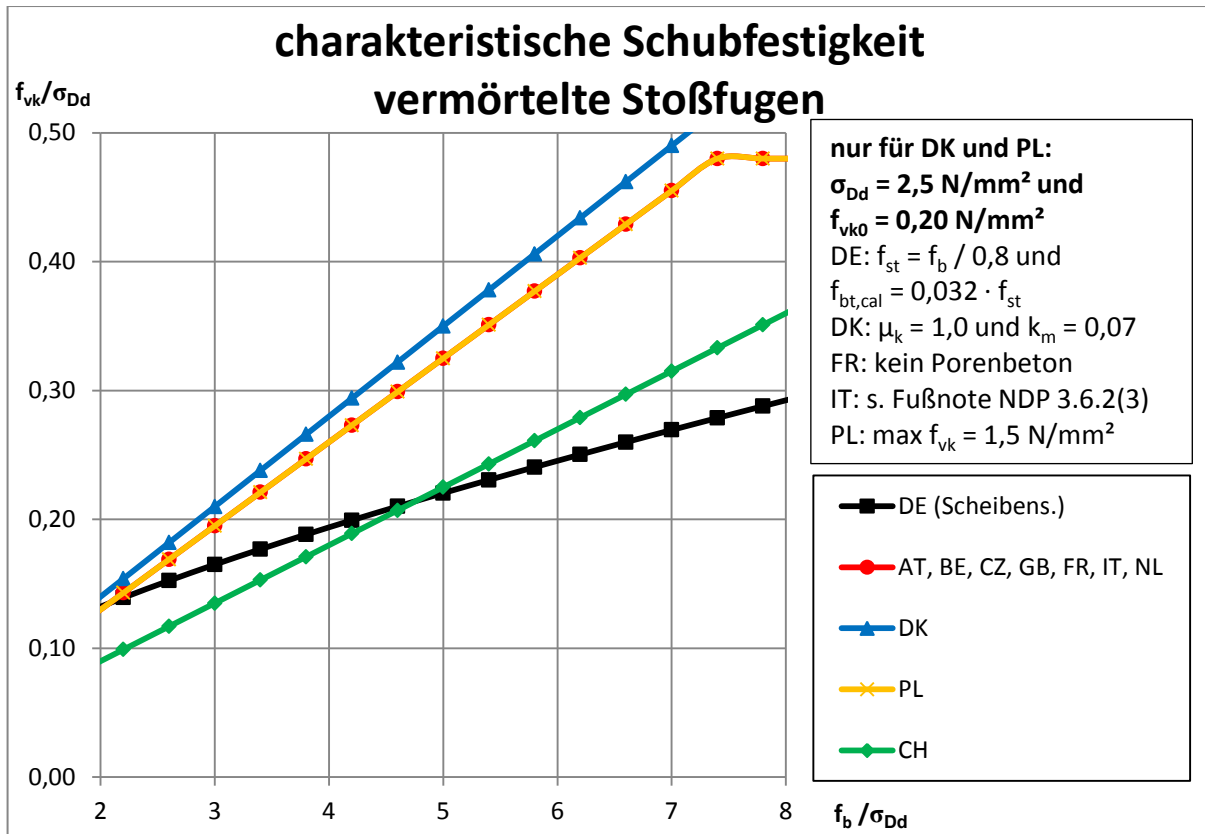


Abbildung 5.5: Charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen in Abhängigkeit der Steindruckfestigkeit für $\sigma_{Dd} = 2,5 \text{ N/mm}^2$

Anmerkung:

Ein aller Aspekte umfassender Vergleich der Querkrafttragfähigkeit sollte allerdings unter Berücksichtigung der im nationalen Bemessungskonzept zusätzlich verwendeter Parameten (z. B. Teilsicherheitsbeiwert) erfolgen. Die für Deutschland bei Schubbeanspruchung definierten Materialparameter werden im Bemessungskonzept rechnerisch durch einen Anpassungsfaktor bei der Bestimmung der überdrückten Länge adjustiert.

Fazit:

Nur Deutschland unterscheidet richtigerweise zwischen Scheiben- und Plattenschub und führt einen genaueren Nachweis für das Steinzugversagen. Alle anderen Länder übernehmen nahezu identisch die vorgeschlagenen Regelungen des Eurocode. Die Länder Dänemark und Polen legen zusätzlich maximale Grenzen für die charakteristische Schubfestigkeit fest.

Geringes Harmonisierungspotential

Tabelle 5.10: Ergänzung zu Tabelle 5.4 „Teilsicherheitsbeiwert γ_M auf der Widerstandsseite im Grenzzustand der Tragfähigkeit“ (England)

Schubfestigkeit f_{vk} für unvermörtelte Stoßfugen (kleinerer Wert maßgebend)		
	Reibungsversagen	Steinzugversagen
DE	Scheibenschub: $f_{vlt1} = 0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd}$ Plattenschub: $f_{vlt1} = \frac{2}{3} \cdot f_{vk0} + 0,6 \cdot \sigma_{Dd}$	$f_{vlt2} = 0,45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bt,cal}}}$ (nur für Scheibenschub)
AT	$0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd}$	$0,045 \cdot f_b$
BE	$0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd}$	$0,045 \cdot f_b$
CZ	$0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd}$	$0,045 \cdot f_b$
DK	$f_{vk0} + \mu_k \cdot \sigma$ mit μ_k von 0,6 bis 2,0; siehe DS EN 1996-1-1/NA Tabelle 3.3	$k_m \cdot f_b \leq 1,5 \text{ N/mm}^2$ mit $k_m = 0,07$ für Ziegel und $k_m = 0,20$ für Steine mit Leichtzuschlag
GB	$0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd}$	$0,045 \cdot f_b$
FR	$0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd}$	$0,045 \cdot f_b$
IT	$0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd}$	$0,045 \cdot f_b$
NL	$0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd}$	$0,065 \cdot f_b$
PL	$0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d$	$0,045 \cdot f_b \geq f_{vk0}$
	jedoch kleiner als das 0,7-fache des Grenzwertes von PN-EN 1996-1-1 Tabelle NA.6	
CH	$0,6 \cdot \sigma$	$0,045 \cdot f_b$

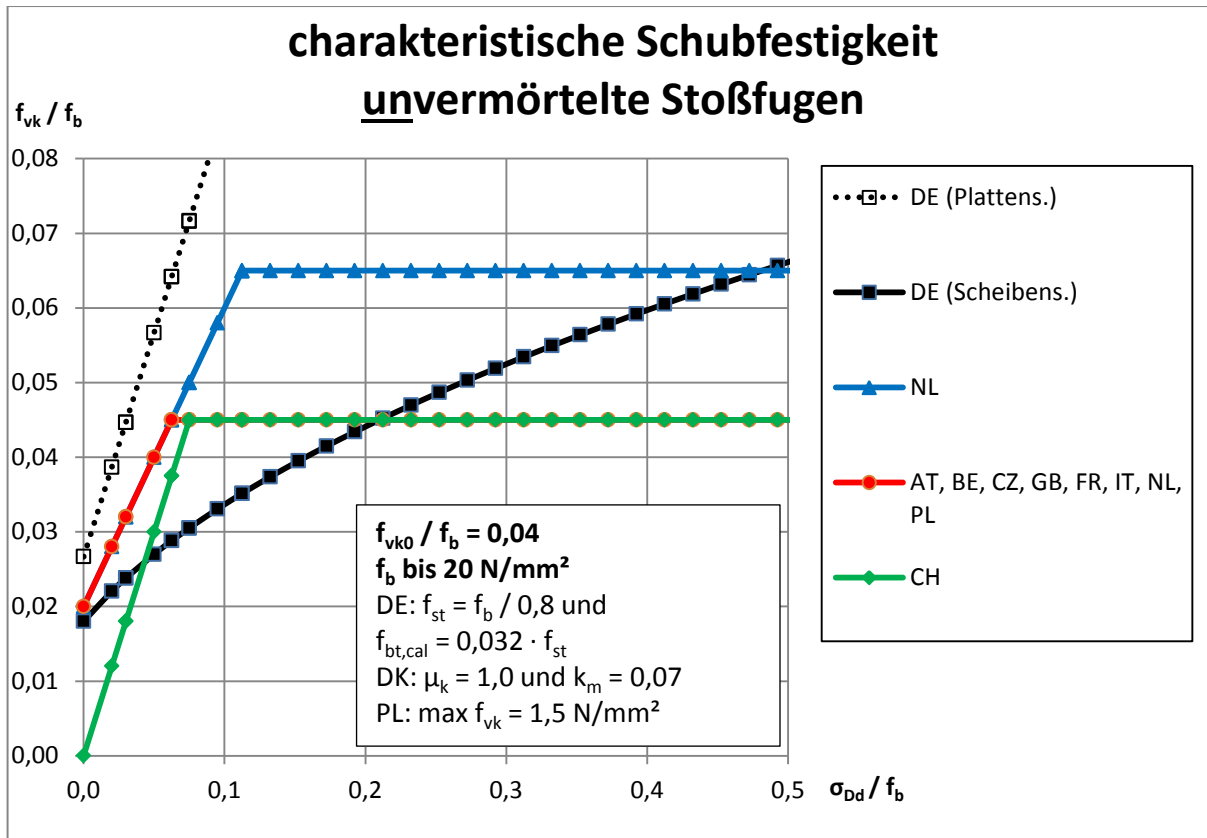


Abbildung 5.6: Charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen in Abhängigkeit der Normalspannung für $f_{vk0}/f_b = 0,04$

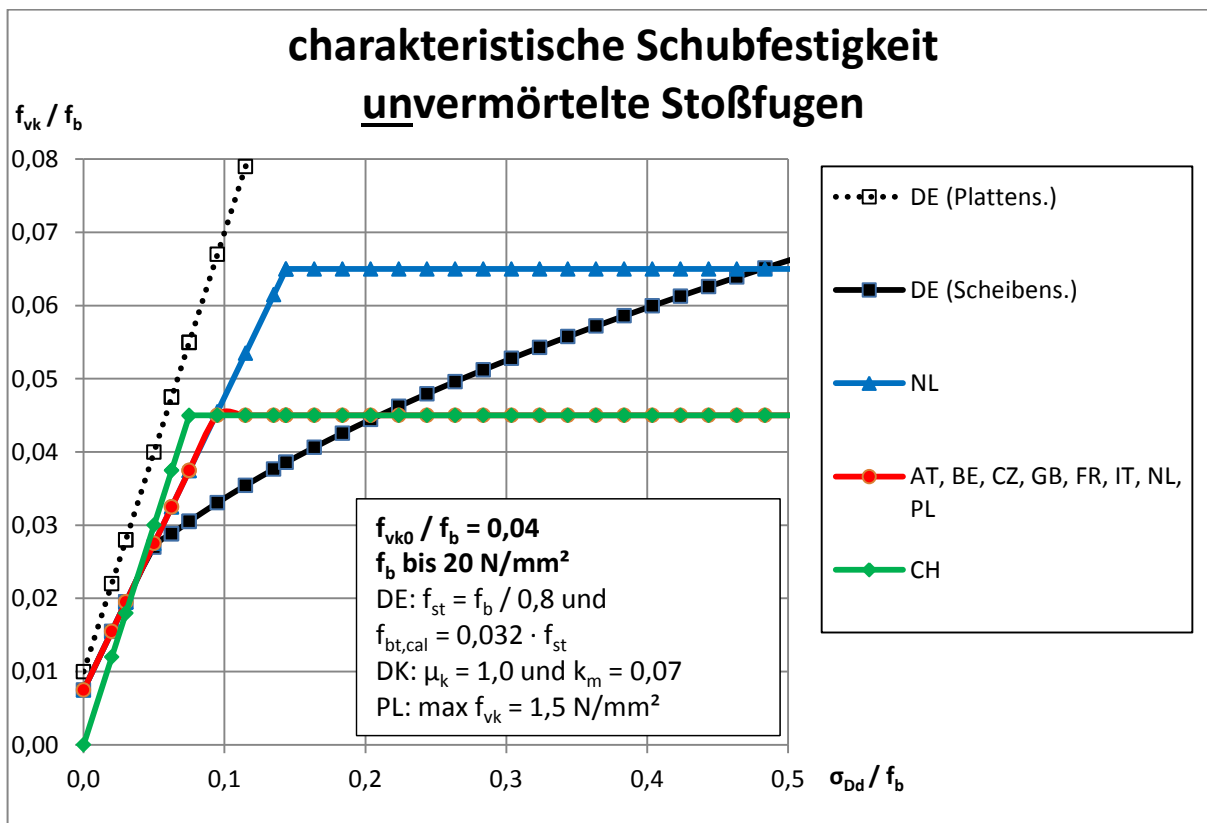


Abbildung 5.7: Charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen in Abhängigkeit der Normalspannung für $f_{vk0}/f_b = 0,015$

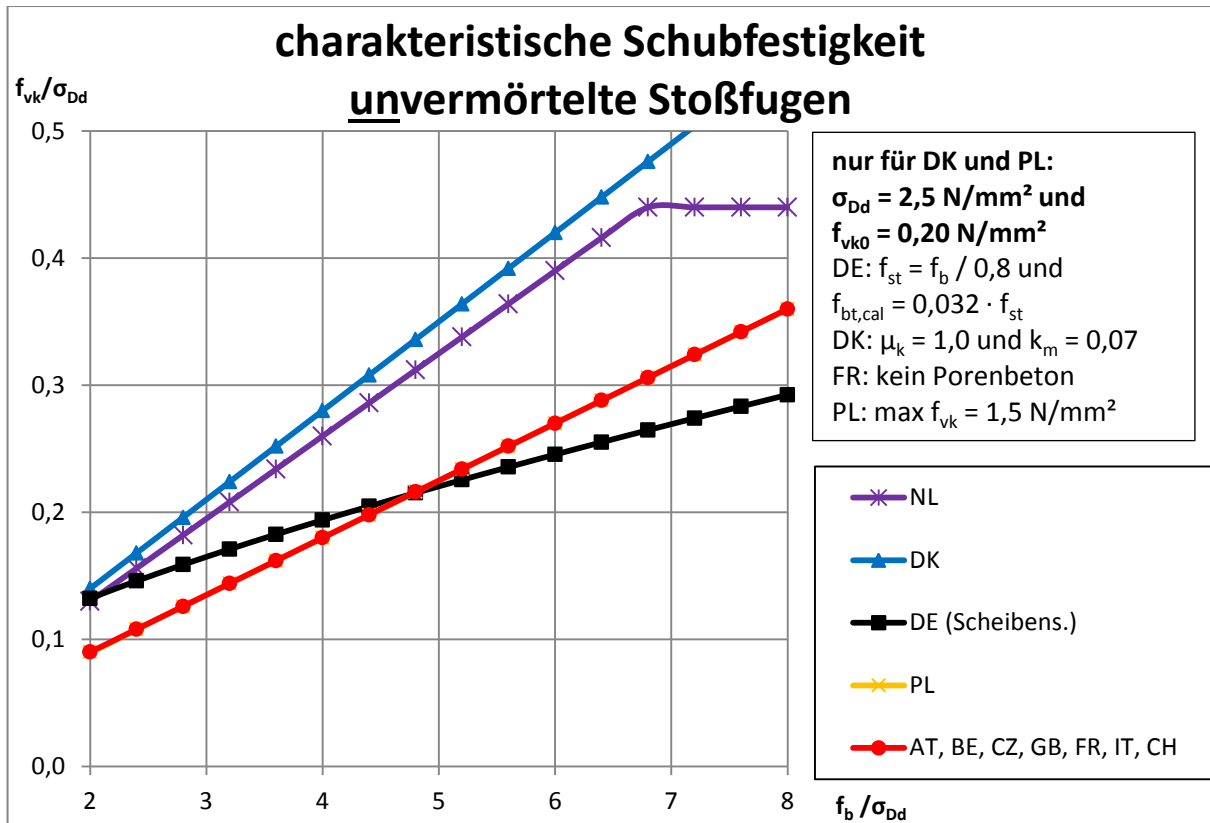


Abbildung 5.8: Charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen in Abhängigkeit der Steindruckfestigkeit für $\sigma_{Dd} = 2,5 \text{ N/mm}^2$

Anmerkung:

Ein aller Aspekte umfassender Vergleich der Querkrafttragfähigkeit sollte allerdings unter Berücksichtigung der im nationalen Bemessungskonzept zusätzlich verwendeter Parameten (z. B. Teilsicherheitsbeiwert) erfolgen. Die für Deutschland bei Schubbeanspruchung definierten Materialparameter werden im Bemessungskonzept rechnerisch durch einen Anpassungsfaktor bei der Bestimmung der überdrückten Länge adjustiert.

Fazit:

Nur Deutschland unterscheidet richtigerweise zwischen Scheiben- und Plattenschub und führt einen genaueren Nachweis für das Steinzugversagen. Alle anderen Länder übernehmen nahezu identisch die vorgeschlagenen Regelungen des Eurocodes.

Mit der Einbeziehung des NDP 3.6.2 (3) wird ersichtlich, dass das Land Dänemark die gleichen charakteristischen Schubfestigkeiten für vermörtelte und unvermörtelte Stoßfugen vorsieht, was beim Plattenschub richtig ist.

Geringes Harmonisierungspotential

Tabelle 5.11: NDP 3.6.2(6) Charakteristische Haftscherfestigkeit von Mauermörtel

	Mauersteine	Fugen- beschaffenheit	Mörteldruck- festigkeit f_m N/mm ²	Normal- mauermörtel f_{vk0} N/mm ²	Dünnbett- mörtel f_{vk0} N/mm ²	Leicht- mauer- mörtel f_{vk0} N/mm ²
DE	alle Mauersteine	-	2,5	0,08	0,22	0,18
			5,0	0,18		
			10,0	0,22		
			20,0	0,26		
AT	Ziegel	-	1	0,10	0,30	0,15
			2	0,20		
			≥ 10	0,30		
	Kalksandstein	-	1	0,10	0,40	
			2	0,15		
			≥ 10	0,20		
	Beton	-	1	0,10	0,30	
			2	0,15		
			≥ 10	0,20		
	Porenbeton	-	2 bis 10	0,15		
	maßgerechter Naturstein	-	1 bis 2	0,10		
	BE	Siehe EN 1996-1-1 Tabelle 3.4 unter der Voraussetzung, dass der Mörtel für die Anwendung gemäß EN 1996-2 ohne Hilfs- und Zusatzstoffe hergestellt wurde.				
CZ	EN 1996-1-1 Tabelle 3.4					
DK	alle Mauersteine	-	< 0,5	$f_{xk1}^{1)}$	-	0,03
			≥ 0,5	$f_{xk1}^{1)}$		
		Mörtelfuge (ungünstig)		$2,5 \cdot f_{xk1}^{1)}$		
		Mörtelfuge inkl. Feuchtigkeits- sperre		0		
Mörtelfuge inkl. Feuchtigkeits- sperre (ungünstig)						
GB	Ziegel	-	2	0,10	0,30	0,15
			4 bis 6	0,20		
			12	0,30		
	Kalksandstein	-	2	0,10	0,40	0,15
			4 bis 6	0,15		
			12	0,20		
	Waschbeton, Porenbeton u. maßgerechter Naturstein	-	2	0,10	0,30	0,15
			4 bis 6	0,15		
			12	0,20		

FR	Ziegel	-	5 bis 9 ²⁾	0,20	0,30	0,15
			10 bis 20 ⁾	0,30		
	Kalksandstein	-	5 bis 9 ²⁾	0,15	0,40	0,15
			10 bis 20 ⁾	0,20		
	Betonstein (verfüllbar)	-	10 bis 20	0,20	0,30	0,15
	Porenbeton	-	5 bis 9 ²⁾	0,15		
	Betonstein	-	5 bis 9 ²⁾	0,15		
Naturstein	-	2,5 bis 20	0,15			
IT	EN 1996-1-1 Tabelle 3.4					
NL	f_{vk0} muss durch Auswertung einer Datenbank ermittelt werden. Wenn keine Daten vorliegt gilt: $f_{vk0} = f_{xk1}$ ¹⁾					
PL	Ziegel	-	1 bis 2,5	0,10	0,25	0,1
			5 bis 10	0,20		
			15 bis 20	0,30		
	Kalksandstein	-	1 bis 2,5	0,10	0,3	-
			5 bis 10	0,15		
			15 bis 20	0,20		
	Beton	-	15 bis 20	0,20	-	-
	Porenbeton	-	2,5 bis 10	0,15	0,25	0,1
Natur- und Kunststein	-	1 bis 2,5	0,10	-	-	
CH	Für Dünnbettmörtel durch Auswertung von Versuchsergebnissen aus einer Datenbank Bei Normal- und Leichtmörtel gilt $f_{vk0} = 0$					

Fußnoten sind aus Vereinfachungsgründen nicht dargestellt.

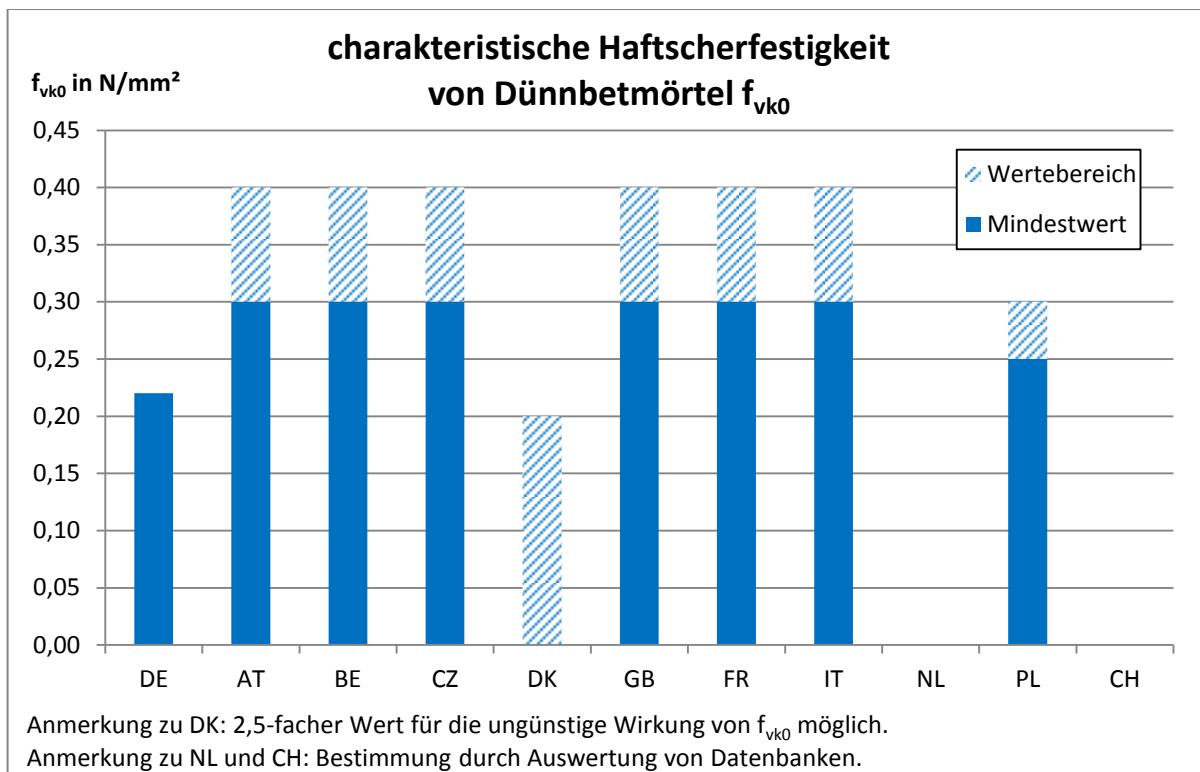


Abbildung 5.9: Charakteristische Haftscherfestigkeit von Dünnbettmörtel

Fazit:

Die zulässigen Haftscherfestigkeiten weisen in den einzelnen europäischen Ländern große Unterschiede auf. Die Länder Niederlande und Schweiz verzichten auf normative Angaben und verweisen auf Auswertungen von Versuchsergebnissen aus Datenbanken.

Geringes Harmonisierungspotential

Tabelle 5.12: NDP 3.6.3(3) Charakteristische Biegefestigkeit von Mauerwerk

	Mauersteinart	Mörtelart, Mörteldruckfestigkeit bzw. Mauerwerksdruckfestigkeit N/mm ²		f_{xk1} N/mm ²	f_{xk2} N/mm ²
DE	alle Mauersteinarten	Tragende Wänden bei Plattenbiegung		-	$f_{xk2} = (f_{vk0} + 0,6 \cdot \sigma_d) \frac{l_{ol}}{h_u}$ $f_{xk2} = 0,5 \cdot f_{bt,cal} \leq 0,7$
		Lasten rechtwinklig zur Oberfläche bei Plattenbiegung		0,20	
AT	EN 1996-1-1 3.6.3 (3)				
BE	siehe NBN 1996-1-1 ANB Tabelle 3.10-ANB				
CZ	EN 1996-1-1 3.6.3 (3)				
DK	Leichtbeton	$f_c \geq 2,4$ $f_m \geq 2,9$	MC $\geq 3,5$ ML $\geq 7,0$	0,20	0,45
	Porenbeton	$f_c \geq 2,4$ $f_m \geq 2,9$	MC $\geq 3,5$ ML $\geq 7,0$		
	Ziegel	$f_c \geq 10$ $f_m \geq 15$	MC $\geq 3,5$ ML $\geq 7,0$		
	$f_{m,xk1}$ siehe DS/EN 1996-1-1 DK NA Tabelle 3.5 DK NA				
GB	siehe NA zu EN 1996-1-1/NA Tabelle NA.6				
FR	siehe NF zu EN 1996-1-1/NA 3.6.3 (3)				
IT	EN 1996-1-1 3.6.3 (3)				
NL	siehe NEN-EN 1996-1-1 3.6.3 (3)				

PL	Ziegel	Normalmauermörtel $f_m < 5$	0,10	0,20
		Normalmauermörtel $f_m \geq 5$	0,10	0,40
		Dünnbettmörtel	0,15	0,15
		Leichtmauermörtel	0,10	0,10
	Kalksandstein	Normalmauermörtel $f_m < 5$	0,05	0,20
		Normalmauermörtel $f_m \geq 5$	0,10	0,40
		Dünnbettmörtel	0,15	0,3
		Leichtmauermörtel	-	-
	Betonstein	Normalmauermörtel $f_m < 5$	0,05	0,20
		Normalmauermörtel $f_m \geq 5$	0,10	0,40
		Dünnbettmörtel	-	-
		Leichtmauermörtel	-	-
	Porenbeton	Normalmauermörtel $f_m < 5$	0,05	0,20
		Normalmauermörtel $f_m \geq 5$	0,10	0,40
		Dünnbettmörtel	$0,035 \cdot f_b$	$0,035 \cdot f_b^{4)}$
		Leichtmauermörtel	0,10	0,15
	Naturstein (strukturiert)	Normalmauermörtel $f_m < 5$	0,05	0,20
		Normalmauermörtel $f_m \geq 5$	0,10	0,40
		Dünnbettmörtel	-	-
		Leichtmauermörtel	-	-
Naturstein (unbearbeitet)	Normalmauermörtel $f_m < 5$	0,05	0,2	
	Normalmauermörtel $f_m \geq 5$	0,10	0,40	
	Dünnbettmörtel	0,15	0,15	
	Leichtmauermörtel	-	-	
CH	Ziegel	Normalmauermörtel $f_m < 5$	-	0,20
		Normalmauermörtel $f_m \geq 5$	-	0,40
		Dünnbettmörtel	-	0,15
		Leichtmauermörtel	-	0,10
	Kalksandstein und Betonstein	Normalmauermörtel $f_m < 5$	-	0,20
		Normalmauermörtel $f_m \geq 5$	-	0,40
		Dünnbettmörtel	-	0,30
	Porenbetonstein	Normalmörtel, Dünnbettmörtel	-	0,20
		Leichtmörtel	-	0,15
		Normalmauermörtel $f_m < 5$ und $\rho_d \geq 400 \text{ kg/m}^3$	-	0,40
	Betonwerkstein u. maßgerechter Naturstein	Normalmauermörtel $f_m < 5$	-	0,20
		Normalmauermörtel $f_m \geq 5$	-	0,40
maßgerechter Naturstein	Dünnbettmörtel	-	0,15	
Fußnoten werden aus Vereinfachungsgründen nicht dargestellt.				

Fazit:

Die Biegezugfestigkeiten f_{xk1} und f_{xk2} weisen sehr große länderspezifische Unterschiede auf. Alle Länder, Deutschland ausgenommen, haben spezifische Festlegungen in Abhängigkeit der Stein-Mörtel-Kombination.

Geringes Harmonisierungspotential

Tabelle 5.13: NDP 3.7.2 (2) Kennzahl zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls ($E = K_E \cdot f_k$)

	Kennzahl K_E				
	Mauerziegel	Kalksandsteine	Leicht- betonsteine	Beton- steine	Poren- betonsteine
DE	1.100	950	950	2.400	550
AT	1.000				
BE	1.000				
CZ	1.000		700	1.000	700
DK	für Mörtel mit Kalk als Bindemittel (ohne Zementanteile): $150 \cdot f_m^{1)}$ für Mörtel mit Zement als Bindemittel: $\min(20 \cdot f_b; 400 \cdot f_m; 1.000)$		1.000	-	450
GB	1.000				
FR	1.000				
IT	1.000				
NL	700				
PL	wenn $f_m \geq 5,0 \text{ N/mm}^2$: 1.000 (außer Porenbeton) wenn $f_m < 5 \text{ N/mm}^2$: 600				
CH	1.000				

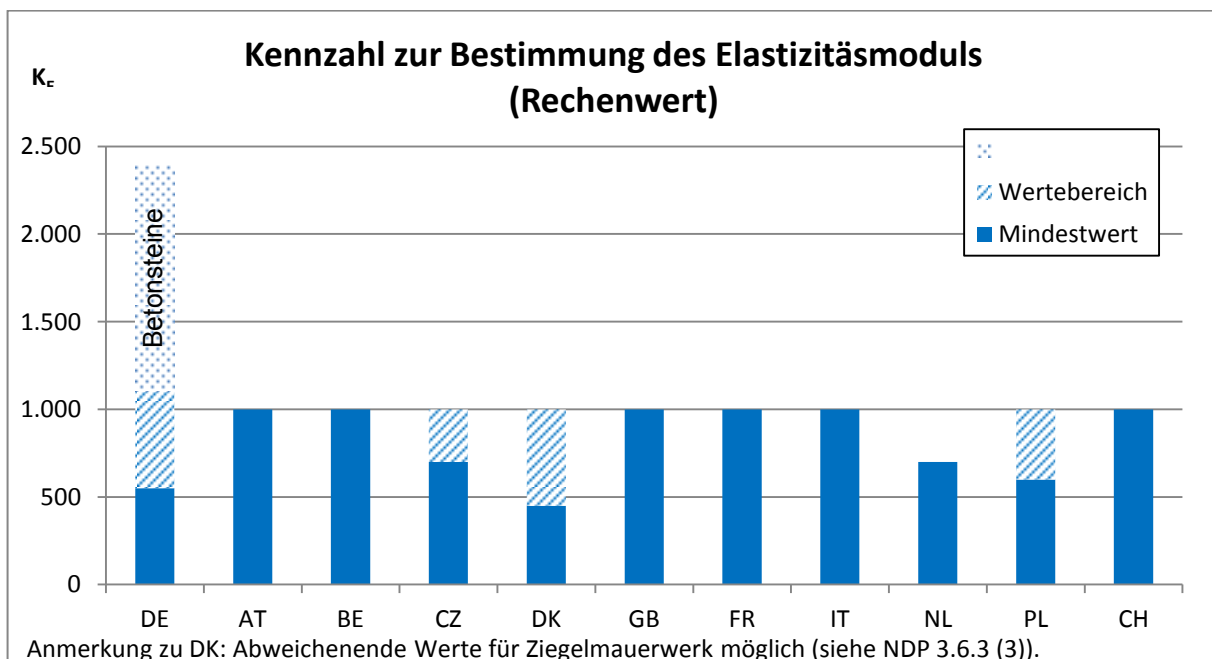


Abbildung 5.10: Kennzahl zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls

Fazit:

Während in Deutschland eine starke Differenzierung der Kennzahlen zur Elastizitätsmodulermittlung vorgesehen ist, kommen in vielen anderen Ländern einheitliche, steinunabhängige Kennzahlen zur Anwendung.

Mittleres Harmonisierungspotential

Tabelle 5.14: NDP 3.7.4 (2) Kriechen

	Mauersteinart	Endkriechzahl φ_{∞} ¹⁾	
		Rechenwert	Wertebereich
DE	Ziegel (NM)	1,0	0,5 bis 1,5
	Ziegel (LM)	2,0	1,0 bis 3,0
	Kalksandstein (NM, DM)	1,5	1,0 bis 2,0
	Betonstein	1,0	-
	Leichtbeton	2,0	1,5 bis 2,5
	Porenbeton (DM)	0,5	0,2 bis 0,7
AT	EN 1996-1-1 3.7.4 (2)		
BE	EN 1996-1-1 3.7.4 (2)		
CZ	EN 1996-1-1 3.7.4 (2)		
DK	EN 1996-1-1 3.7.4 (2)		
GB	Ziegel, Kalksandstein, Betonstein, Leichtbeton, Porenbeton	1,5	
	Naturstein	in der Regel sehr niedrig	
FR	Ziegel	1,0	0,5 bis 1,5
	Kalksandstein	1,5	1,0 bis 2,0
	Betonstein	1,5	1,0 bis 2,0
	Leichtbeton	2,0	1,0 bis 3,0
	Porenbeton	1,0	0,5 bis 1,5
	Naturstein	0	- ²⁾
IT	EN 1996-1-1 3.7.4 (2)		
NL	Ziegel (NM / DM)	0,7 / 0,5	-
	Kalksandstein (NM / DM)	1,1 / 0,8	-
	Betonstein (NM / DM)	1,9 / 1,7	-
	Leichtbeton (NM / DM)	2,0 / 2,0	-
	Porenbeton (NM / DM)	0,6 / 0,5	-
PL	EN 1996-1-1 3.7.4 (2)		
CH	Ziegel	-	0,5 bis 1,5
	Kalksandstein	-	1,0 bis 2,0
	Betonstein	-	1,0 bis 2,0
	Leichtbeton	-	1,0 bis 3,0
	Porenbeton	-	0,5 bis 1,5
	Naturstein	-	- ²⁾
1)	Endkriechzahl $\varphi_{\infty} = \frac{\varepsilon_{c\infty}}{\varepsilon_{el}}$, mit $\varepsilon_{c\infty}$ als Endkriechmaß und $\varepsilon_{el} = \frac{\sigma}{E}$.		
2)	Diese Werte sind üblicherweise sehr klein.		
3)	Mörtel für allgemeine Anwendungen.		

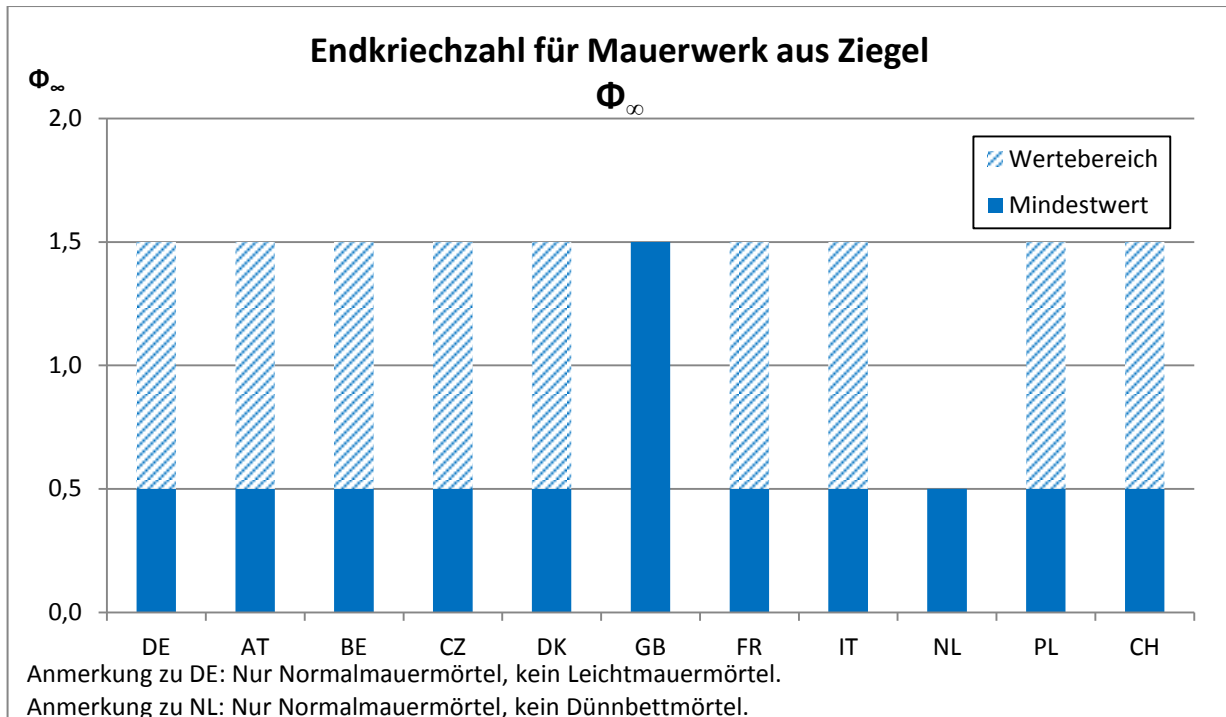


Abbildung 5.11: Endkriechzahlen für Mauerwerk aus Ziegel

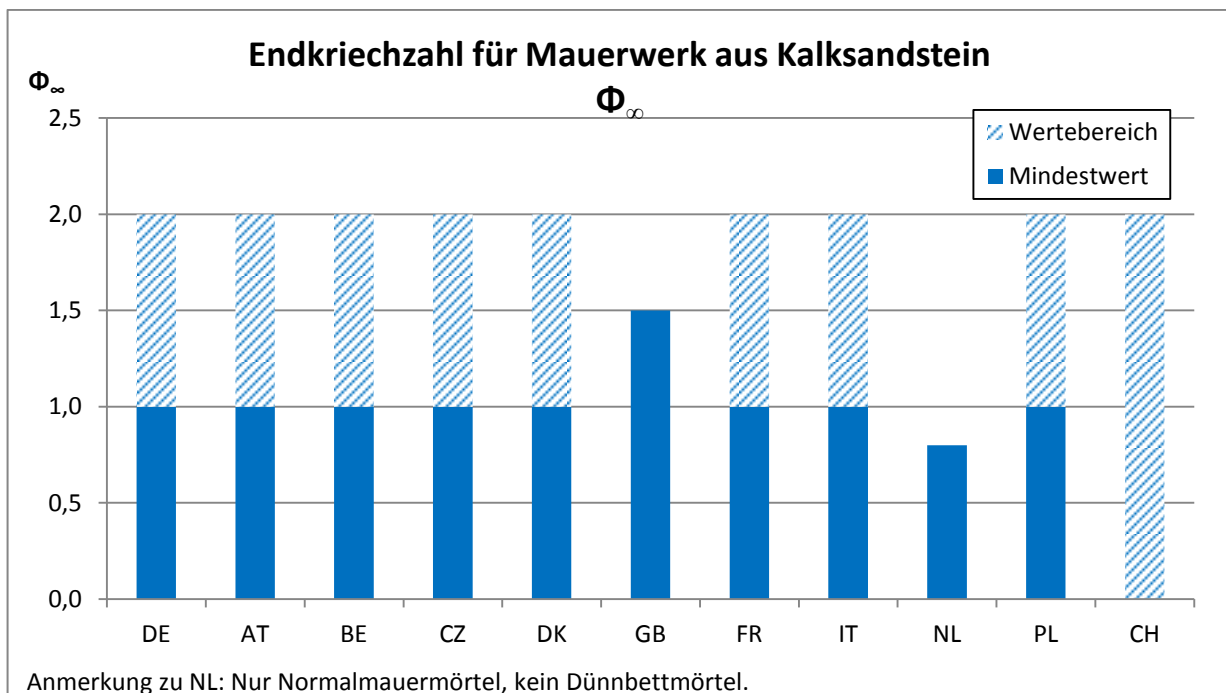


Abbildung 5.12: Endkriechzahlen für Mauerwerk aus Kalksandstein

Fazit:

Die Endkriechzahlen unterscheiden sich in den meisten Ländern nur geringfügig. Deutschland und Niederlande differenzieren zusätzlich in Abhängigkeit des verwendeten Mauerwerksmörtels. England arbeitet mit Ausnahme von Natursteinmauerwerk mit einer einheitlichen Endkriechzahl.

Tabelle 5.15: NDP 3.7.4 (2) Endwert der Feuchtedehnung

	Mauersteinart	Endwert der Feuchtedehnung ¹⁾ in mm/m	
		Rechenwert	Wertebereich
DE	Ziegel (NM u. LM)	0,0	-0,1 ²⁾ bis +0,3
	Kalksandstein (NM u. DM)	-0,2	-0,3 bis -0,1
	Betonstein (NM)	-0,2	-0,3 bis -0,1
	Leichtbeton (NM)	-0,4	-0,6 bis -0,2
	Leichtbeton (LM)	-0,5	-0,6 bis -0,3
	Porenbeton (DM)	-0,1	-0,2 bis +0,1
AT	EN 1996-1-1 3.7.4 (2)		
BE	EN 1996-1-1 3.7.4 (2)		
CZ	EN 1996-1-1 3.7.4 (2)		
DK	EN 1996-1-1 3.7.4 (2)		
GB	Ziegel	0,5	-
	Kalksandstein	-0,2	-
	Betonstein	-0,2	-
	Leichtbeton	-0,4	-
	Porenbeton	-0,2	-
	Naturstein	0,1	-
FR	Ziegel	0,3	0 bis 0,6
	Kalksandstein	-0,2	-0,4 bis -0,1
	Betonstein	-0,2	-0,6 bis -0,1
	Leichtbeton	-1,0	-1,0 bis -0,2
	Porenbeton	-0,2	-0,4 bis 0,2
	Naturstein	0,1	-0,4 bis 0,7
IT	EN 1996-1-1 3.7.4 (2)		
NL	Ziegel (NM u. DM)	-0,1	-
	Kalksandstein (NM u. DM)	-0,3	-
	Betonstein (NM u. DM)	-0,3	-
	Leichtbeton (NM u. DM)	-0,45	-
	Porenbeton (NM u. DM)	±0,2	-
PL	EN 1996-1-1 3.7.4 (2)		
CH	Ziegel	-	-0,2 bis 1,0
	Kalksandstein	-	-0,4 bis -0,1
	Betonstein	-	-0,6 bis -0,1
	Leichtbeton	-	-1,0 bis -0,2
	Porenbeton	-	-0,4 bis 0,2
	Naturstein	-	-0,4 bis 0,7
1) Endwert der Feuchtedehnung ist bei Stauchung negativ und bei Dehnung positiv angegeben.			
2) Für Mauersteine < 2 DF gilt der Grenzwert -0,2 mm/m			

Fazit: Die Endwerte der Feuchtedehnung unterscheiden sich in den meisten Ländern nur geringfügig.

Tabelle 5.16: NDP 3.7.4 (2) Temperatureausdehnungskoeffizient

		Temperatureausdehnungskoeffizient α_t in $10^{-6} / K$		
		Mauersteinart	Rechenwert	Wertebereich
DE		Ziegel (NM u. LM)	6	5 bis 7
		Kalksandstein (NM u. DM)	8	7 bis 9
		Betonstein (NM)	10	8 bis 12
		Leichtbeton (NM u. LM)	10; 8 ¹⁾	
		Porenbeton (DM)	8	7 bis 9
AT	EN 1996-1-1 3.7.4 (2)			
BE	EN 1996-1-1 3.7.4 (2)			
CZ	EN 1996-1-1 3.7.4 (2)			
DK	EN 1996-1-1 3.7.4 (2)			
GB		Ziegel	6	-
		Kalksandstein	10	-
		Betonstein	10	-
		Leichtbeton	10	-
		Porenbeton	10	-
		Naturstein	10	-
FR		Ziegel	6	4 bis 8
		Kalksandstein	9	7 bis 11
		Betonstein	9	6 bis 12
		Leichtbeton	10	6 bis 12
		Porenbeton	8	7 bis 9
	Naturstein	magmaischen	8	5 bis 9
		sedimentär	5	2 bis 7
meta-morphisch		12	1 bis 18	
IT	EN 1996-1-1 3.7.4 (2)			
NL		Mauerziegel	6	-
		Kalksandstein	8	-
		Betonstein	10	-
		Leichtbetonsteine	10	-
		Porenbetonsteine	8	-
PL	EN 1996-1-1 3.7.4 (2)			
CH		Mauerziegel	-	4 bis 8
		Kalksandstein	-	7 bis 11
		Betonsteine	-	6 bis 12
		Leichtbeton	-	6 bis 12
		Porenbeton	-	7 bis 9
	Naturstein	magmaischen	-	5 bis 9
		sedimentär	-	2 bis 7
		metamorphisch	-	1 bis 18

1) Für Leichtbeton mit überwiegend Blähton als Zuschlag.

Fazit:

Die Temperaturexpansionskoeffizienten unterscheiden sich in den meisten Ländern nur geringfügig voneinander.

Hohes Harmonisierungspotential

Tabelle 5.17: NDP 4.3.3 (3) Sorte des Bewehrungsstahls in Abhängigkeit der Expositions-klasse

	Expo- siti- ons- klasse	Einbettung in Mörtel oder in Beton mit $c < c_{nom}$	
		vom Mörtel umgeben	von Beton mit einer Betondeckung um- geben, die geringer ist als nach EN 1996-1-1 4.3.3 (4) gefordert
DE	MX1	ungeschützter Betonstahl beschichteter Betonstahl ¹⁾	
	MX2	beschichteter Betonstahl ¹⁾ oder nichtrostender Betonstahl ¹⁾	
	MX3	beschichteter Betonstahl ¹⁾ oder nichtrostender Betonstahl ¹⁾	
	MX4	nichtrostender Betonstahl ¹⁾ oder beschichteter Betonstahl	
	MX5	nichtrostender Betonstahl ^{1) 2)} oder beschichteter Betonstahl ¹⁾	
AT	EN 1996-1-1 4.3.3 (3)		
BE	EN 1996-1-1 4.3.3 (3)		
CZ	EN 1996-1-1 4.3.3 (3)		
DK	EN 1996-1-1 4.3.3 (3)		
GB	siehe NA zu BS EN 1996-1-1 Tabelle NA.8		
FR	MX1	ungeschützter unlegierter Stahl ³⁾	ungeschützter unlegierter Stahl
	MX2	unlegierter Stahl, dick verzinkt oder mit gleichwertigem Schutz ⁴⁾	ungeschützter unlegierter Stahl oder unlegierter Stahl ,dick verzinkt bzw. mit gleichwertigem Schutz bei Verfüllmörtel in Hohlräumen ⁴⁾
		ungeschützter unlegierter Stahl in Mauerwerk mit einer Putzschicht auf der beanspruchten Seite ⁵⁾	
	MX3	authentischer nichtrostender Stahl AISI 316 oder 304	starke Verzinkung oder gleichwertiger Schutz ⁴⁾
		ungeschützter unlegierter Stahl in Mauerwerk mit einer Putzschicht auf der beanspruchten Seite ⁵⁾	
	MX4	austenitischer nichtrostender Stahl AISI 316 unlegierter Stahl, dick verzinkt oder mit gleichwertigem Schutz ³⁾ mit einer Putzschicht auf der beanspruchten Seite ⁵⁾	austenitischer nichtrostender Stahl AISI 316
MX5	austenitischer nichtrostender Stahl AISI 316 oder 304 ⁶⁾	austenitischer nichtrostender Stahl AISI 316 oder 304 ⁶⁾	
IT	EN 1996-1-1 4.3.3 (3)		
NL	EN 1996-1-1 4.3.3 (3)		
PL	EN 1996-1-1 4.3.3 (3)		
CH	EN 1996-1-1 4.3.3 (3)		
Fußnoten sind aus Vereinfachungsgründen nicht dargestellt.			

Anmerkung:

Da in Deutschland durch den sehr großen Teilsicherheitsbeiwert das bewehrte Mauerwerk faktisch ausgeschlossen wird und somit von untergeordneter Rolle ist, wird dieser NDP nicht näher ausgewertet.

Mittleres Harmonisierungspotential

Tabelle 5.18: NDP 4.3.3 (4) Nennwert der Betondeckung c_{nom} der Betonstahlbewehrung

	Expositionsklasse	c_{min} mm	Δc_{dev} mm	c_{nom} mm	min. Zement- gehalt kg/m ³	w/z-Wert max.
DE	MX1	10	10	20	240	0,52
	MX2	25	15	40	280	0,52
	MX3	25	15	40	280	0,52
	MX4	40	15	55	320	0,45
	MX5	40	15	55	320	0,45
AT	EN 1996-1-1 4.3.3 (4)					
BE	EN 1996-1-1 4.3.3 (4)					
CZ	EN 1996-1-1 4.3.3 (4)					
DK	EN 1996-1-1 4.3.3 (4)					
GB	siehe NA zu BS EN 1996-1-1/NA Tabelle NA.9					
FR	siehe NF EN 1996-1-1/NA 4.3.3 (4)					
IT	EN 1996-1-1 4.3.3 (4)					
NL	EN 1996-1-1 4.3.3 (4)					
PL	EN 1996-1-1 4.3.3 (4)					
CH	EN 1996-1-1 4.3.3 (4)					

Anmerkung:

Da in Deutschland durch den sehr großen Teilsicherheitsbeiwert das bewehrte Mauerwerk faktisch ausgeschlossen wird und somit von untergeordneter Rolle ist, wird diese NDP nicht näher ausgewertet.

Mittleres Harmonisierungspotential

Tabelle 5.19: NDP 5.5.1.3 (3) Kennwert zur Ermittlung der effektiven Wanddicke

	Kennwert k_{tef}
DE	0
AT	$k_{\text{tef}} = \frac{E_1}{E_2} \leq 2,0$
BE	$k_{\text{tef}} = \frac{E_1}{E_2} \leq 2,0$
CZ	$k_{\text{tef}} = \frac{E_1}{E_2} \leq 2,0$
DK	$k_{\text{tef}} = \frac{E_1}{E_2} \leq 2,0$
GB	1,0
FR	$\leq 1,0$ ¹⁾
IT	$k_{\text{tef}} = \frac{E_1}{E_2} \leq 2,0$
NL	$k_{\text{tef}} = \frac{E_1}{E_2} \leq 2,0$ ²⁾
PL	$k_{\text{tef}} = \frac{E_1}{E_2} \leq 2,0$
CH	$k_{\text{tef}} = \frac{E_1}{E_2} \leq 2,0$
Fußnoten sind aus Vereinfachungsgründen nicht dargestellt.	

Fazit:

Deutschland ist das einzige Land, welches eine Mitwirkung der Vorsatzschale beim Lastabtrag ausschließt. Die meisten anderen Länder übernehmen die empfohlene europäische Regelung.

Mittleres Harmonisierungspotential

Tabelle 5.20: NDP 6.1.2.2 (2) Grenzschlankheit, ab der Kriechen zu berücksichtigen ist

	Grenzschlankheit λ_c			
	Endkriechzahl φ_∞ (Rechenwert)			
	0,5	1,0	1,5	2,0
DE	20	15	12	10
AT	15			
BE	15			
CZ	15			
DK	15			
GB	27			
FR	15			
IT	15			
NL	27			
PL	15			
CH	15			

Fazit:

Während in Deutschland eine starke Differenzierung der Grenzschlankheit verwendet wird, kommt in den anderen Ländern der empfohlene Wert von 15 zur Anwendung. Lediglich die Länder England und Niederlande vernachlässigen den Einfluss des Kriechens.

Hohes Harmonisierungspotential

Tabelle 5.21: NDP 6.2 (2) Unbewehrtes Mauerwerk unter Querkraftbeanspruchung

	$V_{Rdl,t}$
DE	-
AT	-
BE	-
CZ	EN 1991-1-1 6.2 (2)
DK	-
GB	-
FR	-
IT	-
NL	-
PL	-
CH	$V_{Rdl,t} = K_v \cdot L_1 \cdot t_{nom} \cdot f_{yd}^{1)}$
1) K_v = Beiwert gemäß SN EN 1996-1-1/NA Bild NA.2	

Fazit:

Die meisten Länder geben keine zusätzlichen Regelungen vor. Lediglich die Schweiz hat in diesem NDP ein eigenes Nachweisverfahren verankert.

Mittleres Harmonisierungspotential

Tabelle 5.22: NDP 8.1.2 (2) Mindestwanddicke tragender Wände

	Bedingung	t_{\min} mm
DE	-	115
AT	tragende Wände	170
	aussteifende Wände mit geringem Anteil an Deckenlasten	120
BE	-	wie statisch erforderlich
CZ	tragende Wände	140
	Vorsatzschale einer zweischaligen Wand	90
DK	-	wie statisch erforderlich
GB	einschalige Wände	90
	Vorsatzschale einer zweischaligen Wand	75
FR	-	wie statisch erforderlich, sofern keine anderen bauphysikalischen Anforderungen maßgebend werden
IT	Wände aus Vollsteinen	150
	Wände aus Lochsteinen	200
	Wände aus Hochlochziegeln	240
	Wände aus Quadersteinen	240
	Bruchsteinmauerwerk	400
	Bruchsteinmauerwerk (keine Quadersteine)	500
NL	-	wie statisch erforderlich
PL	$f_k \geq 5,0 \text{ N/mm}^2$	100
	$f_k < 5,0 \text{ N/mm}^2$	150
	Wandscheiben	180
CH	-	115

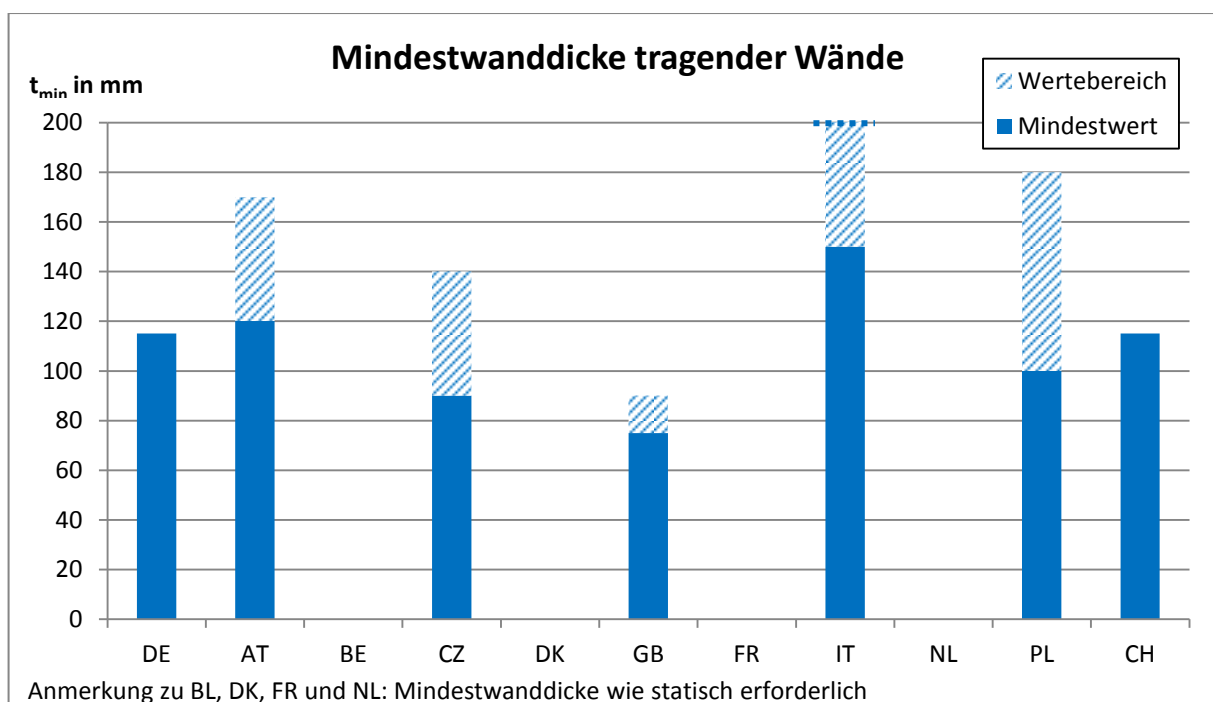


Abbildung 5.13: Mindestwanddicke tragender Wände

Fazit:

Während einige Länder starke Differenzierungen der Mindestwanddicke aufweisen, geben andere Länder keine festen Werte vor.

Geringes Harmonisierungspotential

Tabelle 5.23: NDP 8.5.2.2 (2) Mindestanzahl von Drahtankern in zweischaligen Wänden mit Luftschicht

	Gebäudehöhe	Mindestanzahl $n_{t,min}$ von Drahtankern je m ² Wandfläche		
		Windzonen		
		1 bis 3 und 4 Binnenland	4 Küste der Nord- und Ostsee und Inseln der Ostsee	4 Inseln der Nordsee
DE	$h \leq 10$ m	7,0 ¹⁾	7,0	8,0
	$10 \text{ m} < h \leq 18$ m	7,0 ²⁾	8,0	9,0
	$18 \text{ m} < h \leq 25$ m	7,0	8,0 ³⁾	-
AT	-	2,0		
BE	-	5,0		
CZ	-	2,0		
DK	-	4,0 ⁴⁾		
		2,0		
GB	-	2,5		
FR	-	siehe NF DTU 20.1 (P 10-202) Abschnitt 8.5.2.3 (2)		
IT	-	2,5		
NL	-	2,0		
PL	-	4,0		
CH	-	2,0		

1) In Windzone 1 und Windzone 2 Binnenland : 5 Anker/m²
 2) In Windzone 1: 5 Anker/m²
 3) Ist eine Gebäudegrundrisslänge kleiner als $\frac{h}{4,0}$: 9 Anker/m²
 4) Bei Wänden bei denen die Lasten kombiniert abtragen werden und wenn die Lasten in Abhängigkeit der Wandsteifigkeiten aufgeteilt werden.

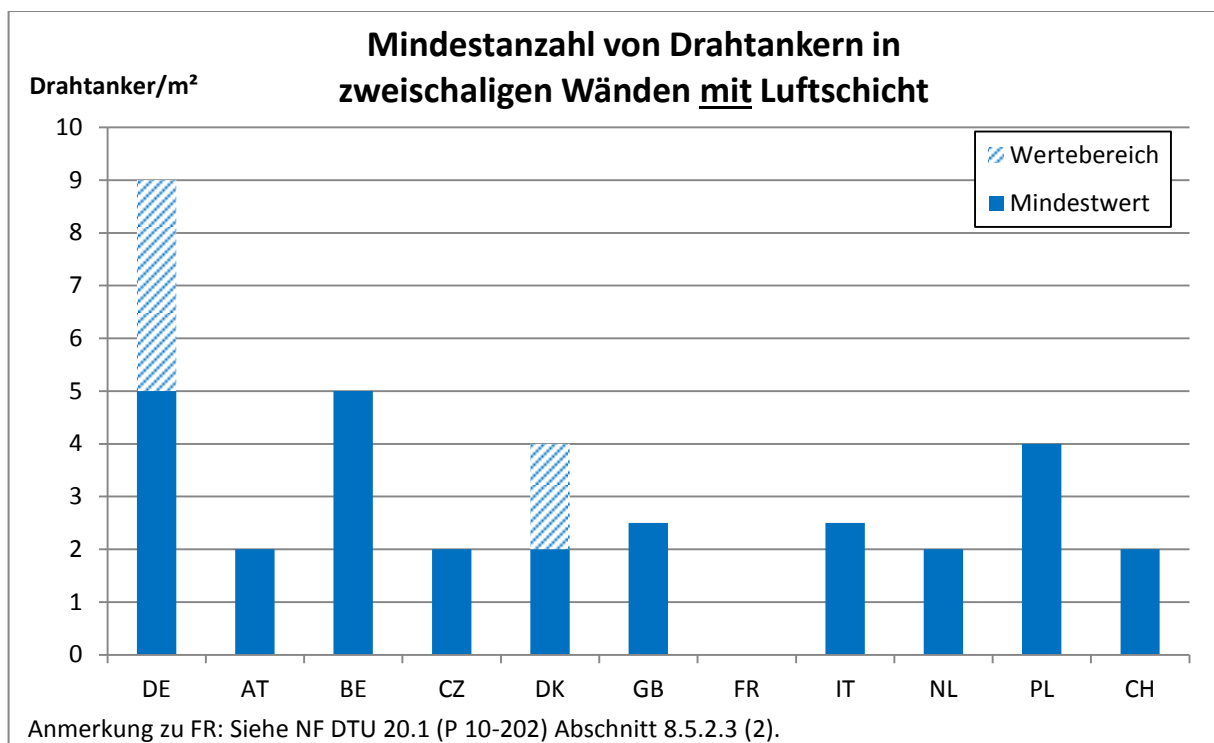


Abbildung 5.14: Mindestanzahl von Drahtankern in zweischaligen Wänden mit Luftschicht

Fazit:

In Deutschland sind bei zweischaligen Wänden mit Luftschicht wesentlich höhere Ankerzahlen/m² erforderlich als in den anderen Ländern.

Geringes Harmonisierungspotential

Tabelle 5.24: NDP 8.5.2.3 (2) Mindestanzahl von Drahtankern in zweischaligen Wänden ohne Luftschicht

Gebäudehöhe	Mindestanzahl n_{\min} von Drahtankern je m^2 Wandfläche			
	Windzonen			
	1 bis 3 und 4 Binnenland	4 Küste der Nord- und Ostsee und Inseln der Ostsee	4 Inseln der Nordsee	
DE	$h \leq 10$ m	7,0 ¹⁾	7,0	8,0
	10 m < $h \leq 18$ m	7,0 ²⁾	8,0	9,0
	18 m < $h \leq 25$ m	7,0	8,0 ³⁾	-
AT	-	2,0		
BE	-	2,0		
CZ	-	2,0		
DK	-	16,0		
GB	-	2,5		
FR	-	2,0		
IT	-	2,0		
NL	-	2,0		
PL	-	4,0		
CH	-	2,0		

1) In Windzone 1 und Windzone 2 Binnenland: 5 Anker/ m^2
 2) In Windzone 1: 5 Anker/ m^2
 3) Ist eine Gebäudegrundrisslänge kleiner als $\frac{h}{4,0}$: 9 Anker/ m^2

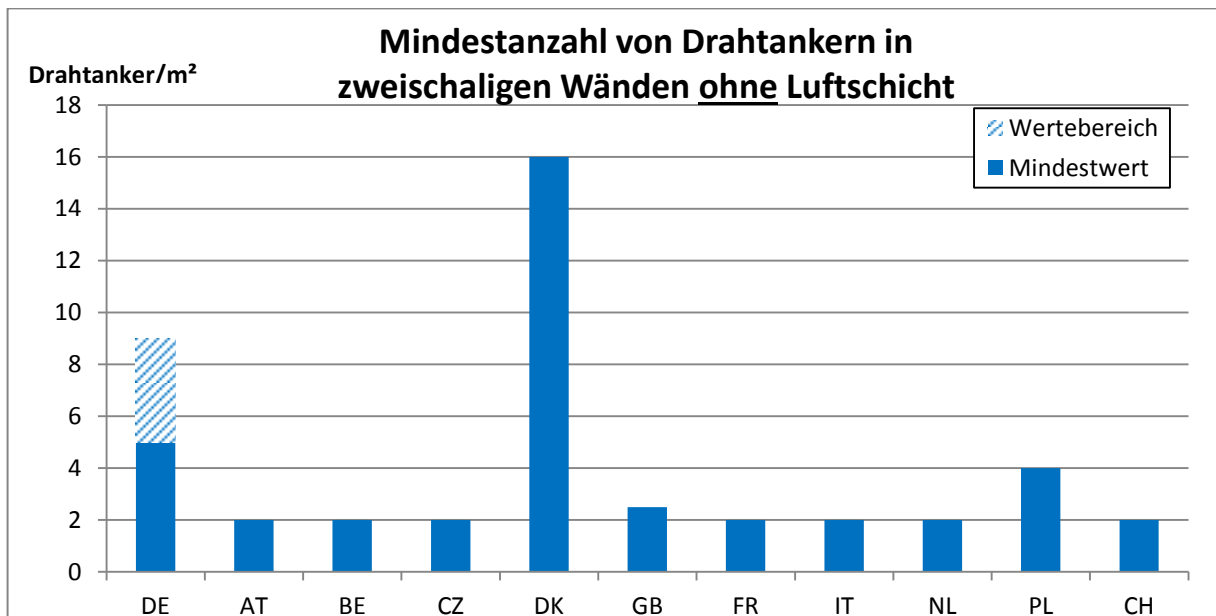


Abbildung 5.15: Mindestanzahl von Drahtanker in zweischaligen Wänden ohne Luftschicht

Fazit:

In Deutschland sind bei zweischaligen Wänden mit Luftschicht teilweise wesentlich höhere Ankerzahlen/ m^2 erforderlich als in den anderen Ländern (ausgenommen Dänemark).

Geringes Harmonisierungspotential

Tabelle 5.25: NDP 8.6.2 (1) Vertikale Schlitz- und Aussparungen (Grenzwerte für $t_{ch,v}$)

	Wanddicke mm	Nachträglich hergestellte Schlitz- und Aussparungen		Mit der Errichtung des Mauerwerks hergestellte Schlitz- und Aussparungen im gemauerten Verband			
		Maximale Tiefe $t_{ch,v}$ mm	Maximale Breite (Einzel-schlitz) mm	Verbleibende Mindestwanddicke mm	Maximale Breite mm	Mindestabstand der Schlitz- und Aussparungen	
						von Öffnungen	untereinander
DE	115 bis 149	10 ^{1) 3)}	100 ^{2) 3)}	-	-	≥ 2-fache Schlitzbreite bzw. ≥ 240 mm	≥ Schlitzbreite
	150 bis 174	20 ^{1) 3)}	100 ^{2) 3)}	-	-		
	175 bis 199	30 ^{1) 3)}	100 ^{2) 3)}	115	260 ²⁾		
	200 bis 239	30 ^{1) 3)}	125 ^{2) 3)}	115	300 ²⁾		
	240 bis 299	30 ^{1) 3)}	150 ^{2) 3)}	115	385 ²⁾		
	300 bis 364	30 ^{1) 3)}	200 ^{2) 3)}	175	385 ²⁾		
	≥ 365	30 ^{1) 3)}	200 ^{2) 3)}	240	385 ²⁾		
AT	-	EN 1996-1-1 8.6.2 (1)					
BE	-	EN 1996-1-1 8.6.2 (1)					
CZ	-	EN 1996-1-1 8.6.2 (1)					
DK	-	EN 1996-1-1 8.6.2 (1)					
GB	75 bis 89	30	75	60	300	-	
	90 bis 115	30	100	70	300		
	116 bis 175	30	125	90	300		
	176 bis 225	30	150	140	300		
	226 bis 300	30	175	175	300		
	> 300	30	200	215	300		
FR	-	EN 1996-1-1 8.6.2 (1)					
IT	-	EN 1996-1-1 8.6.2 (1)					
NL	-	EN 1996-1-1 8.6.2 (1)					
PL	-	EN 1996-1-1 8.6.2 (1)					
CH	-	rechnerische Überprüfung notwendig					
1) Schlitz- und Aussparungen, die bis maximal 1 m über den Fußboden reichen, dürfen bei Wanddicken ≥ 240 mm bis 80 mm Tiefe und 120 mm Breite ausgeführt werden. 2) Die Gesamtbreite von Schlitz- und Aussparungen nach Spalte 4 und Spalte 6 darf je 2 m Wandlänge die Maße in Spalte 6 nicht überschreiten. Bei geringeren Wandlängen als 2 m sind die Werte in Spalte 6 proportional zur Wandlänge zu verringern. 3) Abstand der Schlitz- und Aussparungen von Öffnungen ≥ 115 mm.							

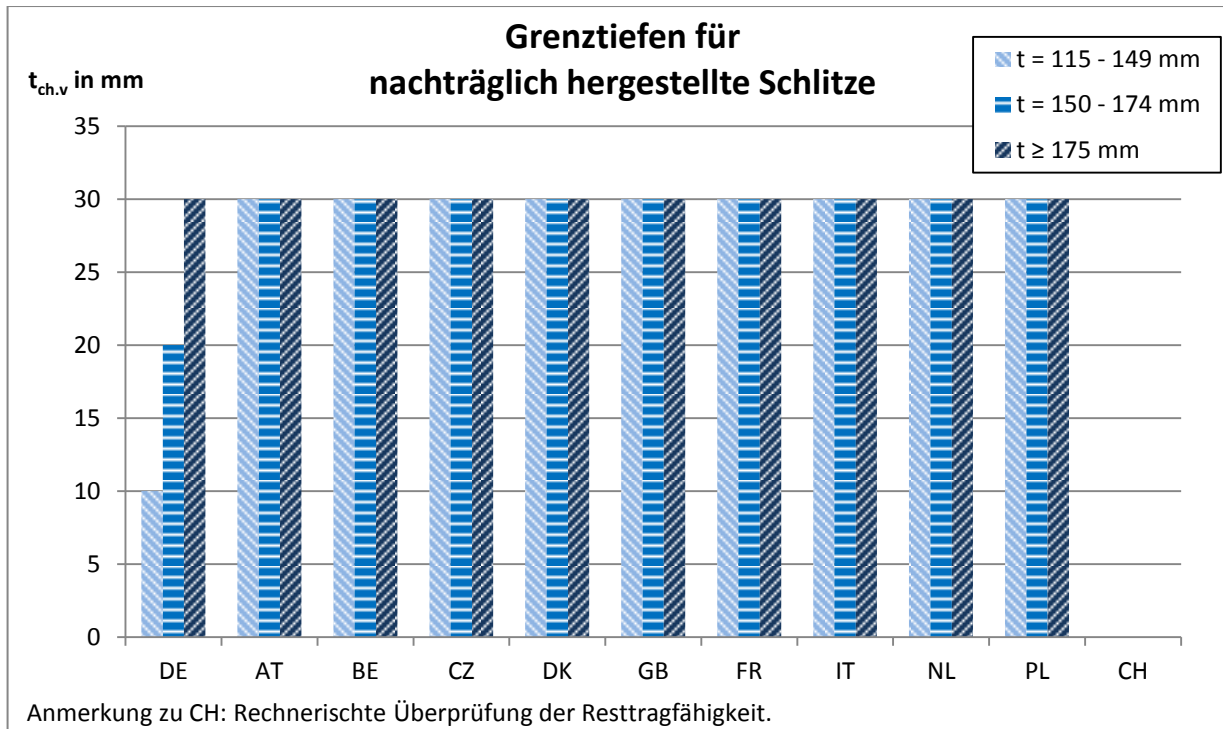


Abbildung 5.16: Grenztiefen für nachträglich hergestellte Schlitzte

Fazit:

Die zulässigen Schlitztiefen für vertikale Schlitzte sind mit der Ausnahme von Deutschland, Belgien und der Schweiz einheitlich geregelt. In der Schweiz ist die Tragfähigkeit für geschlitztes Mauerwerk rechnerisch nachzuweisen, wohingegen in Deutschland die zulässige Schlitztiefe in Abhängigkeit der Wanddicke geregelt ist. Deutschland weist in diesem NDP die schärfsten Anforderungen auf.

Mittleres Harmonisierungspotential

Tabelle 5.26: NDP 8.6.3 (1) Horizontale und schräge Schlitzte (Grenzwerte für $t_{ch,h}$)

	Wanddicke mm	Maximale Schlitztiefe $t_{ch,h}$ mm	
		Unbeschränkte Länge	Länge ≤ 1250 mm
DE	115 bis 149	-	-
	150 bis 174	-	0 ^{2) 3)}
	175 bis 239	0 ^{1) 3)}	25 ²⁾
	240 bis 299	15 ^{1) 3)}	25 ²⁾
	300 bis 364	20 ^{1) 3)}	30 ²⁾
	≥ 365	20 ^{1) 3)}	30 ²⁾
AT	-	EN 1996-1-1 8.6.3 (1)	
BE	-	0	
CZ	-	EN 1996-1-1 8.6.3 (1)	
DK	-	EN 1996-1-1 8.6.3 (1)	
GB	75 bis 89	0	0
	90 bis 115	0	0
	116 bis 175	0	15
	176 bis 225	10	20
	226 bis 300	15	25
	> 300	20	30
FR	-	EN 1996-1-1 8.6.3 (1)	
IT	-	EN 1996-1-1 8.6.3 (1)	
NL	-	EN 1996-1-1 8.6.3 (1)	
PL	-	EN 1996-1-1 8.6.3 (1)	
CH	-	rechnerische Überprüfung notwendig	

1) Horizontale und schräge Schlitzte sind nur zulässig in einem Bereich $\leq 0,4$ m ober- oder unterhalb der Rohdecke sowie jeweils an einer Wandseite. Sie sind nicht zulässig bei Langlochziegeln.
 2) Mindestabstand in Längsrichtung von Öffnungen ≥ 490 mm, vom nächsten Horizontalschlitz zweifache Schlitzlänge.
 3) Die Tiefe darf um 10 mm erhöht werden, wenn Werkzeuge verwendet werden, mit denen die Tiefe genau eingehalten werden kann. Bei Verwendung solcher Werkzeuge dürfen auch in Wänden ≥ 240 mm gegenüberliegende Schlitzte mit jeweils 10 mm Tiefe ausgeführt werden.

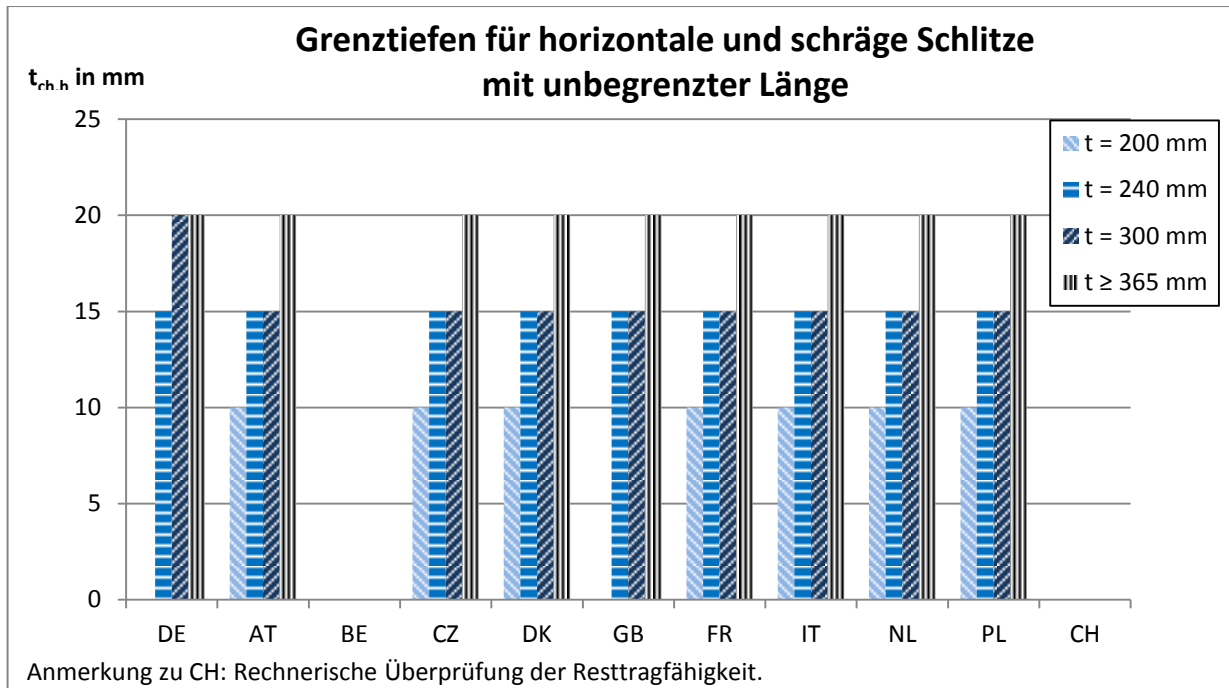


Abbildung 5.17: Grenztiefe für horizontale und schräge Schlitz mit unbegrenzter Länge

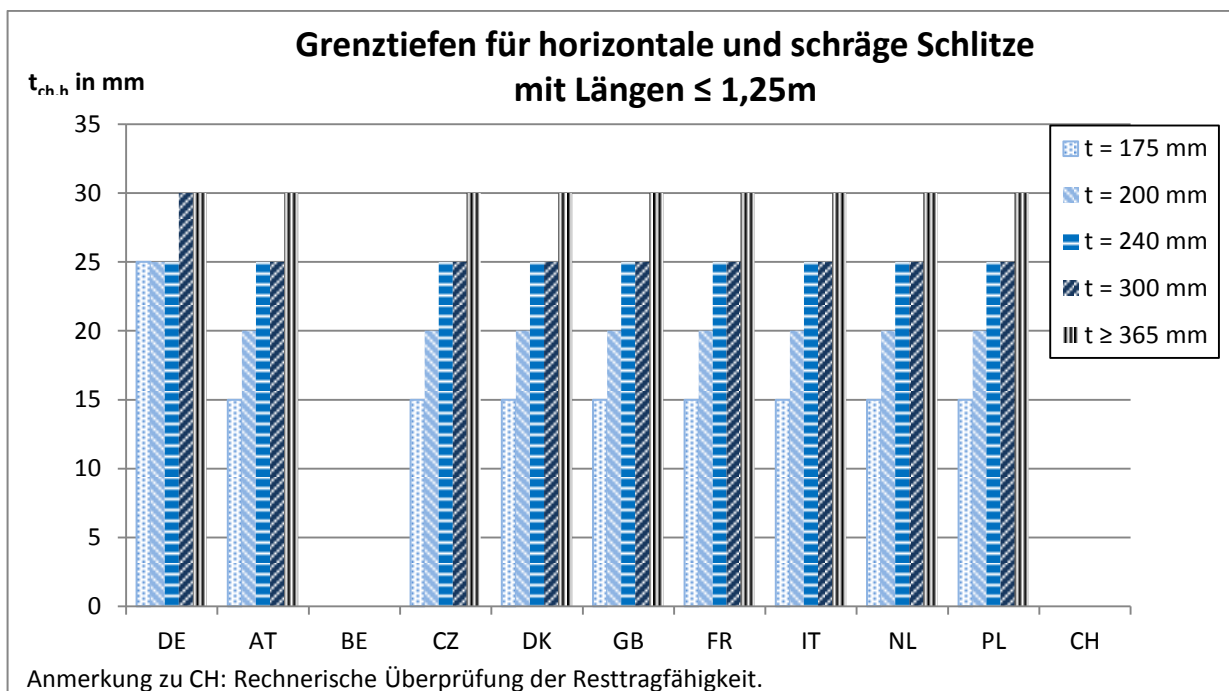


Abbildung 5.18: Grenztiefe für horizontale und schräge Schlitz mit Längen ≤ 1,25 m

Fazit:

Die zulässigen Schlitztiefen für horizontale und schräge Schlitz sind für gängige Mauerwerksdicken mit der Ausnahme von Deutschland, Belgien und der Schweiz einheitlich geregelt. In der Schweiz ist die Tragfähigkeit für geschlitztes Mauerwerk rechnerisch nachzuweisen, wohingegen Belgien horizontale und schräge Schlitz gänzlich ausschließt.

Mittleres Harmonisierungspotential

5.4 Gegenüberstellung der NDPs zu EN 1996-2

In den nachfolgenden Tabellen sind die NDPs verschiedener Länder zu Teil 2 von EN 1996 in tabellarischer und teilweise in graphischer Form gegenübergestellt.

Tabelle 5.27: NDP 1.1 (2) P Anwendungsbereich von EN 1996-2

	weitere Anwendungsbedingungen
DE	Bei der Wahl der Bauteile sind auch die Funktionen der Wände hinsichtlich des Wärme-, Schall-, Brand- und Feuchteschutzes zu beachten.
AT	-
BE	Verweise zu anderen nationalen Regelwerken, siehe NBN EN 1996-2 ANB
CZ	Es werden keine nationalen Regelungen festgelegt.
DK	Es werden keine nationalen Regelungen festgelegt.
GB	Es werden keine nationalen Regelungen festgelegt.
FR	-
IT	Es werden keine nationalen Regelungen festgelegt.
NL	Es werden keine nationalen Regelungen festgelegt.
PL	Es werden keine nationalen Regelungen festgelegt.
CH	Es dürfen nicht im Widerspruch stehenden Regeln der Kapitel 5 und 6 der Norm SIA 266 als nicht im Widerspruch stehenden Informationen angewendet werden. ¹⁾
1)	Örtliche Praxis ist in dem Kapiteln 5 (konstruktive Durchbiegung) und 6 (Ausführung) der Norm SIA 266 angegeben.

Fazit:

Bis auf die Länder Belgien und Schweiz, die Verweise zu anderen nationalen Regelwerken haben, gibt es keine nennenswerten besonderen Regelungen.

Mittleres Harmonisierungspotential

Tabelle 5.28: NDP 2.3.1 (1) Allgemeine Konstruktionsdetails

Konstruktionsdetails	
DE	siehe die Anhänge NA.D und NA.E von DIN EN 1996-2/NA
AT	Es werden keine nationalen Regelungen festgelegt.
BE	siehe NBN 1996-2 ANB 1.1 (2) P
CZ	Es werden keine nationalen Regelungen festgelegt.
DK	Es werden keine nationalen Regelungen festgelegt.
GB	Es werden keine nationalen Regelungen festgelegt.
FR	siehe DTU 20.1
IT	Es werden keine nationalen Regelungen festgelegt.
NL	Es werden keine nationalen Regelungen festgelegt.
PL	Es werden keine nationalen Regelungen festgelegt,
CH	Es dürfen nicht im Widerspruch stehenden Regeln der Kapitel 5 und 6 der Norm SIA 266 als nicht im Widerspruch stehenden Informationen angewendet werden. ¹⁾
1)	Örtliche Praxis ist in den Kapiteln 5 (konstruktive Durchbiegung) und 6 (Ausführung) der Norm SIA 266 angegeben.

Fazit:

Bis auf die Länder Belgien, Frankreich und Schweiz, die Verweise zu anderen nationalen Regelwerken haben, gibt es keine nennenswerten besonderen Regelungen.

Geringes Harmonisierungspotential

Tabelle 5.29: NDP 2.3.4.2 (2) Horizontale Abstände zwischen Dehnungsfugen

Art des Mauerwerks		Empfohlene maximale horizontale Abstände zwischen senkrechten Dehnungsfugen in unbewehrten nichttragenden Wänden. l_m in m	
DE	EN 1996-1-1 2.3.4.2 (2)		
AT	EN 1996-1-1 2.3.4.2 (2)		
BE	EN 1996-1-1 2.3.4.2 (2)		
CZ	EN 1996-1-1 2.3.4.2 (2)		
DK	Mauersteine mit relativ geringen Zugfestigkeiten	10 - 20	
	Mauersteine mit größeren Festigkeiten	15 - 30	
GB	Ziegelmauerwerk	15 ¹⁾	
	Kalksandsteinmauerwerk	9 ²⁾	
	Mauerwerk aus Beton (mit Zuschlägen) und Betonwerksteinen	9 ²⁾	
	Porenbetonmauerwerk	9 ²⁾	
	Natursteinmauerwerk	20 ³⁾	
FR	Nicht tragende Wände und bewehrtes Mauerwerk	siehe DTU 20.1 ⁴⁾	
IT	EN 1996-1-1 2.3.4.2 (2)		
NL	Ziegelmauerwerk ⁴⁾	Nordseite	14
		sonstige Himmelsrichtungen	12
		Brüstungen mit Höhen h	$\leq 5 \cdot h$
	Kalksandsteinmauerwerk		9,0
	Betonmauerwerk ⁵⁾		siehe NEN-EN 1996-2/NB Tab. NB-3
PL	zweischaliges Mauerwerk	Ziegelmauerwerk	12 (Außenschale) 40 (Innenschale)
		sonstiges Mauerwerk	8 (Außenschale) 30 (Innenschale)
	einschaliges Mauerwerk	Ziegelmauerwerk	30 (vermörtelte Stoßfugen) 25 (unvermörtelte Stoßfugen)
		sonstiges Mauerwerk	25 (vermörtelte Stoßfugen) 20 (unvermörtelte Stoßfugen)
CH	Ziegelmauerwerk		10 - 12
	Kalksandsteinmauerwerk		8 - 10
	Mauerwerk aus Beton (mit Zuschlägen) und Betonwerksteinen		6 - 8
	Porenbetonmauerwerk		6 - 8
	Natursteinmauerwerk		10 - 12
Fußnoten sind aus Vereinfachungsgründen nicht dargestellt.			

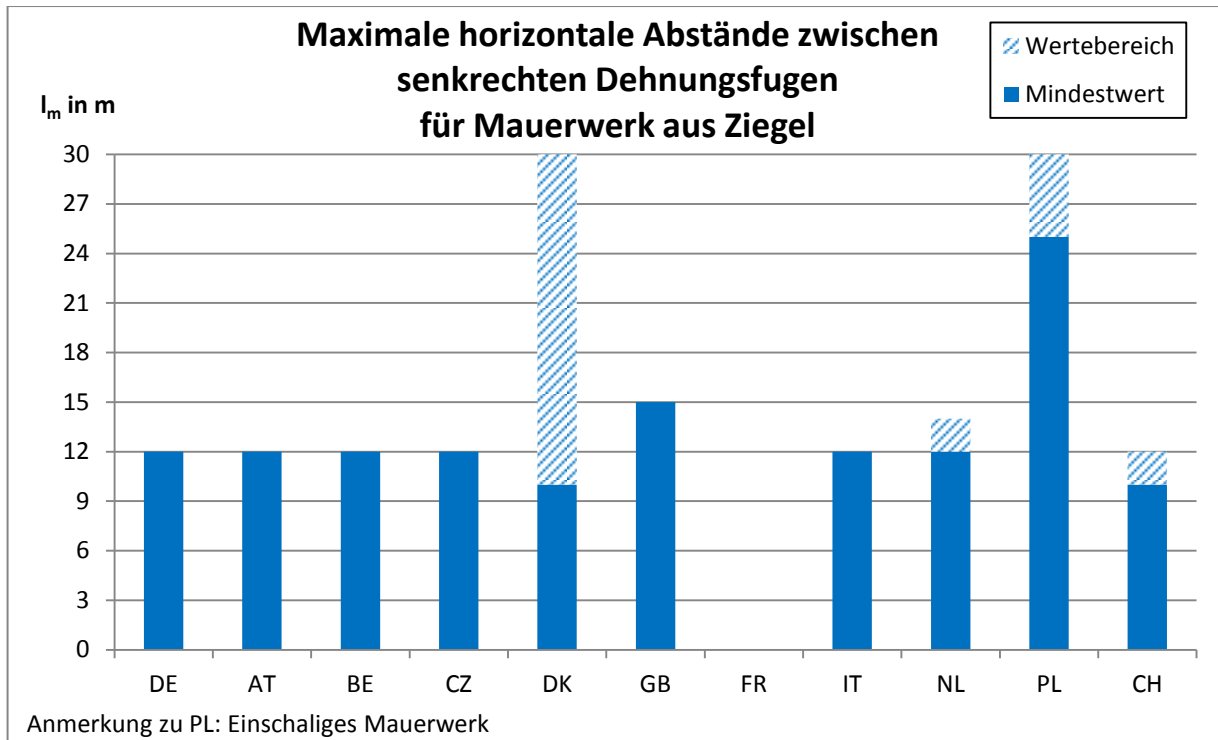


Abbildung 5.19: Maximale horizontale Abstände zwischen senkrechten Dehnungsfugen für Mauerwerk aus Ziegel

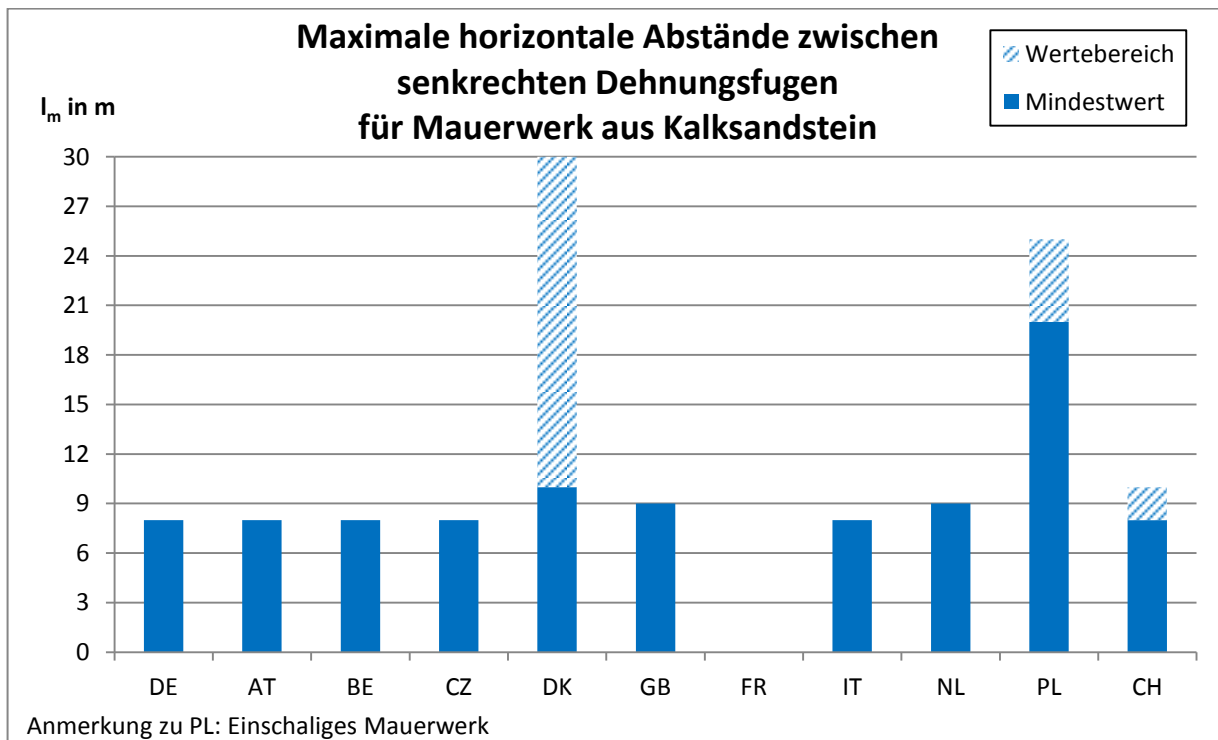


Abbildung 5.20: Maximale horizontale Abstände zwischen senkrechten Dehnungsfugen für Mauerwerk aus Kalksandstein

Fazit:

Die zulässigen Abstände zwischen vertikalen Dehnungsfugen sind überwiegend einheitlich geregelt. Dennoch gibt es sehr spezielle länderspezifische Regelungen wie z. B. in Dänemark, bei denen der zulässige Abstand abhängig von der Festigkeit ist oder z. B. in Polen, wo zwischen vermörtelten und unvermörtelten Stoßfugen unterschieden wird.

Geringes Harmonisierungspotential

Tabelle 5.30: NDP 3.4 (3) Zulässige Abweichungen

Zulässige Abweichungen		
DE	Es werden keine nationalen Regelungen festgelegt.	
AT	Es werden keine nationalen Regelungen festgelegt.	
BE	Lotabweichung ¹⁾	+/- 8 mm / Geschoss ¹⁾
	Überlagerte Lotabweichung	+/- 20 mm
	Ebenheit (pro 2 m)	+/- 8 mm / 2 m
	maximal zulässige Abweichung t in cm auf einer Länge von jeweils d in cm	$t = \pm \frac{1}{4} \cdot \sqrt[3]{d}$
	Dicke einer einzelnen Wand ²⁾	+/- 5 mm bzw. +/- 5 % Wanddicke (kleinerer Wert maßgebend)
	Dicke einer zweischaligen Wand	+/- 10 mm
CZ	Es werden keine nationalen Regelungen festgelegt.	
DK	Es werden keine nationalen Regelungen festgelegt.	
GB	Es werden keine nationalen Regelungen festgelegt.	
FR	Es werden keine nationalen Regelungen festgelegt.	
IT	siehe UNI EN 1996-2/NA Tab. 3.1; Fig. 3.1 sowie 4.1	
NL	maximaler Versatz pro Etage ist 1/200 der Geschosshöhe	
PL	Es werden keine nationalen Regelungen festgelegt.	
CH	siehe SN EN 1996-2/NA Tab. NA.2	
Fußnoten sind aus Vereinfachungsgründen nicht dargestellt.		

Fazit:

Einige Länder definieren zusätzlich länderspezifische Anforderungen an die Maßhaltigkeit. Die Regelungen der einzelnen Länder sind sehr differenziert.

Mittleres Harmonisierungspotential

Tabelle 5.31: NDP 3.5.3.1 (1) Nachträgliches Verfugen

Maximal zulässige Auskratztiefe d_p in Abhängigkeit der Wandstärke		
	Wanddicke t in mm	Auskratztiefe d_p in mm
DE	115	15
AT	EN 1996-3 3.5.3.1 (1)	
BE	-	$0,3 \cdot t \leq 10$ ¹⁾
CZ	Sichtmauerwerk	$0,3 \cdot t \leq 15$
	tragende Mauerwerkspfeiler	$0,3 \cdot t \leq 10$
	Außenschalen und Stützmauern: 90 und 100 115 und 140	10 15
DK	EN 1996-3 3.5.3.1 (1)	
GB	< 90	0
	≥ 90	15
FR	EN 1996-3 3.5.3.1 (1)	
IT	EN 1996-3 3.5.3.1 (1)	
NL	-	gleich Fugendicke jedoch maximal $0,3 \cdot t$
PL	EN 1996-3 3.5.3.1 (1)	
CH	-	$0,15 \cdot t_{\min}$ bzw. $15 \leq d_p \leq 25$

Fußnoten sind aus Vereinfachungsgründen nicht dargestellt.

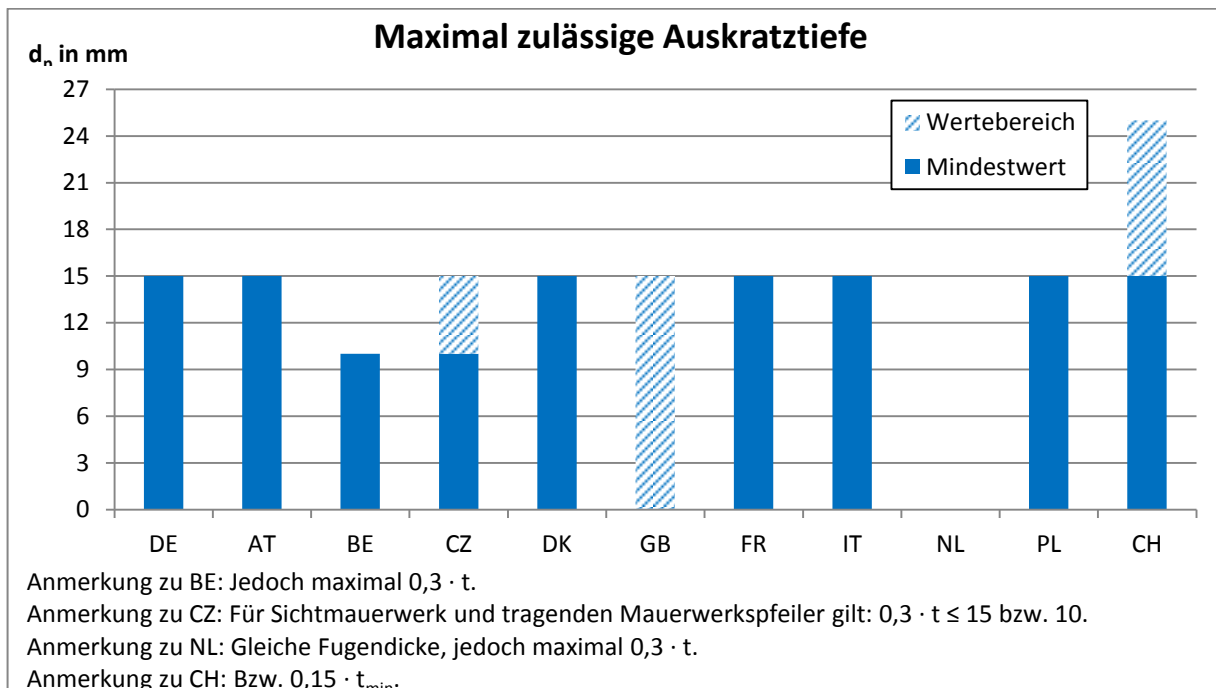


Abbildung 5.21: Maximal zulässige Auskratztiefe beim nachträglichen Verfugen

Fazit:

Einige Länder geben feste Werte für die Auskratztiefe an, wohingegen andere Länder Regelungen in Abhängigkeit der Wanddicke oder, wie der Tschechischen Republik, in Abhängigkeit der Mauerwerksbauteile vorgeben.

Geringes Harmonisierungspotential

5.5 Gegenüberstellung der NDPs zu EN 1996-3

In den nachfolgenden Tabellen sind die NDPs verschiedener Länder zu Teil 3 von EN 1996 in tabellarischer und teilweise in graphischer Form gegenübergestellt.

In den Ländern Dänemark und Schweiz liegt derzeit keine nationalen Anhänge vor, weshalb diese Länder in den nachfolgenden Tabellen und Grafiken nicht mehr aufgelistet sind.

Tabelle 5.32: NDP 2.3 (2) P Teilsicherheitsbeiwert γ_M auf der Widerstandsseite im Grenzzustand der Tragfähigkeit

	Mauerwerk bzw. Bemessungssituation	A	B	C
		Steinen der Kategorie I und Mörtel nach Eignungsprüfung ¹⁾	Steinen der Kategorie I und Rezeptmörtel ²⁾	Steinen der Kategorie II
D E	Unbewehrtes MW (ständig und vorübergehende Bemess.)	1,5	1,5	für tragendes Mauerwerk nicht anwendbar
	Unbewehrtes MW (außergewöhnliche Bemess.)	1,3	1,3	
A T	- ³⁾	2,0	2,2	2,5
B E	-	1,7		2,2
C Z ⁴⁾	Porenbeton	2,7		3,0
	andere Materialien	2,2		2,5
G B	siehe Tabelle 5.33			
F R	IL3	1,5 ⁵⁾⁶⁾	1,7 ⁶⁾⁷⁾	2,3 ⁵⁾⁶⁾⁷⁾⁸⁾
	IL2	2,0 ⁵⁾⁶⁾	2,2 ⁶⁾⁷⁾	2,8 ⁵⁾⁶⁾⁷⁾⁸⁾
	IL1	2,5 ⁵⁾⁶⁾	2,7 ⁶⁾⁷⁾	3,3 ⁵⁾⁶⁾⁷⁾⁸⁾
I T A	KL.1	2,0	2,2	2,5
	KL.2	2,5	2,7	3,0
N L	-	1,7		2,2
P L	KL.A	1,7 (t > 15 cm ⁹⁾¹⁰⁾	2,0 (t > 15 cm ⁹⁾¹⁰⁾	2,2 (t > 15 cm ⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾¹²⁾
	KL.B	2,0 (t > 15 cm ⁹⁾¹⁰⁾	2,2 (t > 15 cm ⁹⁾¹⁰⁾	2,5 (t > 15 cm ⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾¹²⁾

Fußnoten sind aus Vereinfachungsgründen nicht dargestellt.

Tabelle 5.33: Ergänzung zu Tabelle 32 „Teilsicherheitsbeiwert γ_M auf der Widerstandsseite im Grenzzustand der Tragfähigkeit“ (England)

	Material	Beanspruchung			
		Normalkraft und Biegung (Kategorie I)	Normalkraft und Biegung (Kategorie II)	Biegezug (Kategorie I u. II)	Querkraft (Kategorie I u. II)
GB	Unbewehrtes MW (KL.1) ¹⁾	2,3 ²⁾	2,6 ²⁾	2,3 ²⁾	2,5 ²⁾
	Unbewehrtes MW (KL.2) ¹⁾	2,7 ²⁾	3,0 ²⁾	2,7 ²⁾	2,5 ²⁾
	Mauerwerksanker	3,5 ³⁾ (Beanspruchungsunabhängig)			
	Verankerungen im Mauerwerk	1,5 ⁴⁾ (Beanspruchungsunabhängig)			

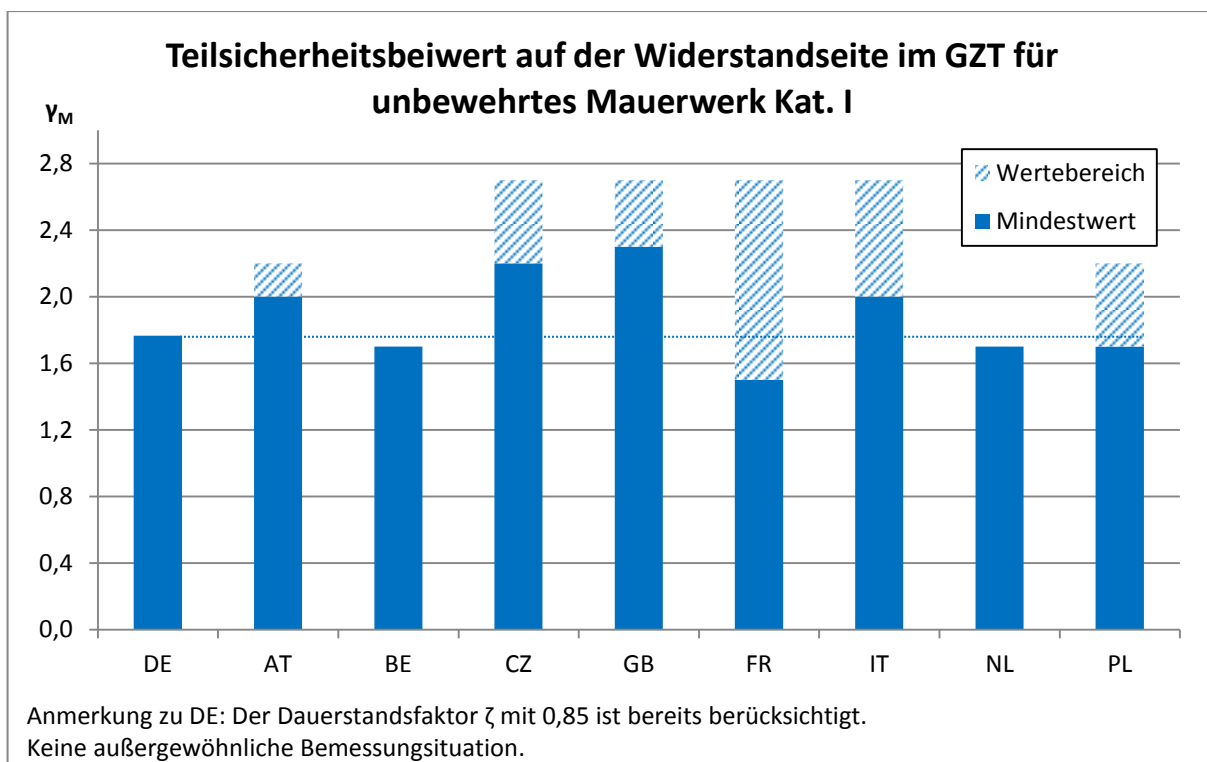


Abbildung 5.22: Vergleich der Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite in Grenzzustand der Tragfähigkeit für unbewehrtes Mauerwerk Kat. I

In Deutschland wird der Bemessungswert der Druckfestigkeit unter Berücksichtigung des Dauerstandsfaktors ζ ermittelt. Da dies in den anderen Ländern nicht der Fall ist, können die Sicherheitsbeiwerte nur sinnvoll miteinander verglichen werden, wenn dieser Faktor berücksichtigt wird. Abbildung 1 beinhaltet bereits die rechnerische Erhöhung des Teilsicherheitsbeiwertes um den Faktor 1,0 bzw. $1/0,85$.

Fazit:

Alle Länder mit der Ausnahme von Belgien, Tschechische Republik und Niederlande übernehmen die Teilsicherheitsbeiwerte unverändert vom jeweiligen Nationalen Anhang von Teil 1-1 (siehe Tabelle 5.4). In Deutschland werden auf der Widerstandsseite gegenüber anderen Ländern teilweise deutlich niedrigere Teilsicherheitsbeiwerte verwendet.

Geringes Harmonisierungspotential

Tabelle 5.34: NDP 4.1 (1) P Nachweis der Gesamtstabilität des Gebäudes

Nachweis der Gesamtstabilität des Gebäudes	
DE	Nachweis kann entfallen, wenn die Bedingungen nach DIN EN 1996-3/NA4.1 (1) eingehalten sind, sonst Nachweis nach EN 1996-1-1 6.2.
AT	Nachweis kann entfallen, wenn die Bedingungen nach ÖNORM B 1996-3 4.2 eingehalten sind
BE	Nachweis nach EN 1996-1-1 5.4 (1) (europäischer Vorschlag)
CZ	-
GB	Nachweis nach EN 1996-1-1 5.4 (1) oder BS 8103-2
FR	Nachweis nach EN 1996-1-1 5.4 (1) (europäischer Vorschlag)
IT	Nachweis nach EN 1996-1-1 5.4 (1) (europäischer Vorschlag)
NL	Nachweis nach EN 1996-1-1 5.4 (1) oder EN 1996-1-1 Anhang A
PL	Nachweis nach EN 1996-1-1 5.4 (1) (europäischer Vorschlag)

Fazit:

In den Ländern Deutschland und Österreich kann der Nachweis der Gesamtstabilität des Gebäudes entfallen, wenn länderspezifische Grenzen eingehalten sind. Die meisten anderen Länder verweisen lediglich auf den Nachweis nach dem genaueren Nachweisverfahren von Teil 1-1 des Eurocodes.

Mittleres Harmonisierungspotential

Tabelle 5.35: NDP 4.2.1.1 (1) P Maximal zulässige Gebäudehöhe h_m

	Gebäudehöhe h_m in m
DE	20
AT	20
BE	16
CZ	20
GB	12
FR	16
IT	12
NL	16
PL	20

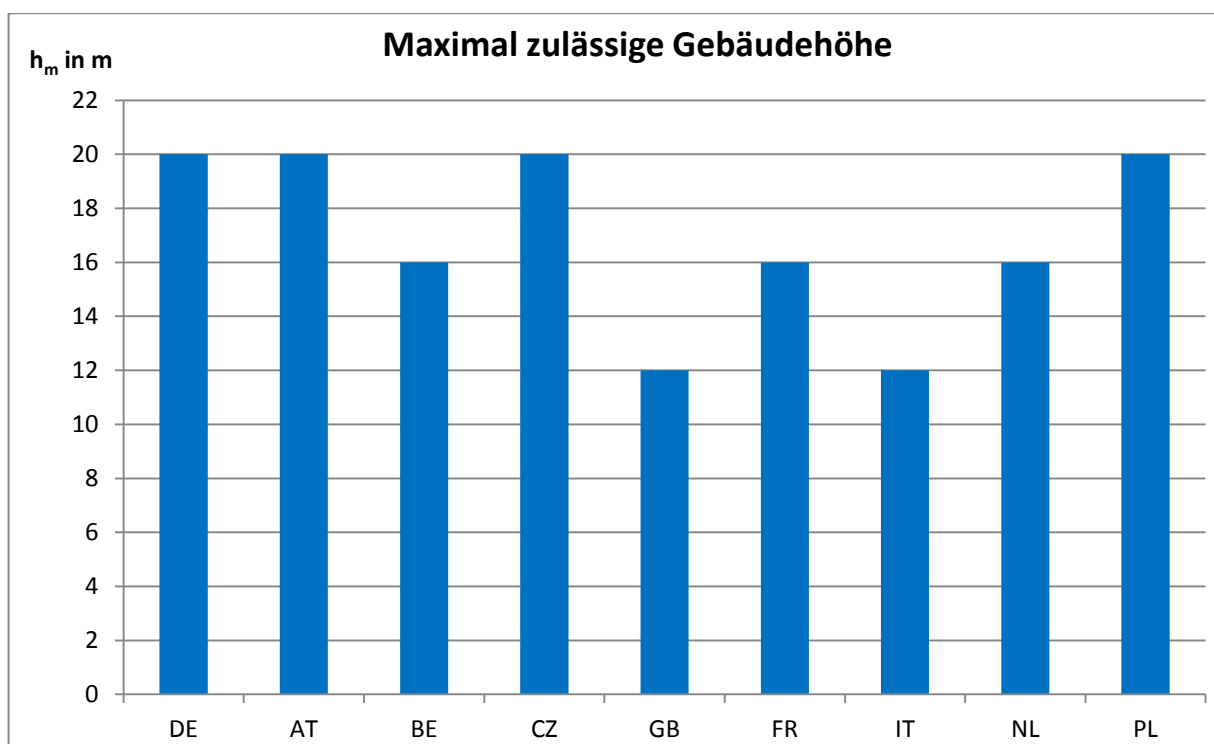


Abbildung 5.23: Maximal zulässige Gebäudehöhe zur Berechnung nach dem vereinfachten Nachweisverfahren

Fazit:

Die maximal zulässige Gebäudehöhe unterscheidet sich in den untersuchten Ländern. Deutschland lässt zusammen mit Österreich, Tschechische Republik und Polen die größte Höhe von 20 m zu.

Mittleres Harmonisierungspotential

Tabelle 5.36: NDP 4.2.1.3 (1) Mindestanzahl von Wandankern je m² zur Berücksichtigung der Mitwirkung der Vorsatzschale

Mindestanzahl von Wandankern je m ² zur Berücksichtigung der Vorsatzschale n _{min} in Anker/m ²	
DE	Die Mitwirkung der Vorsatzschale darf nicht angesetzt werden (t _{ef} = t).
AT	2,0
BE	2,0
CZ	Wird durch die Berechnung der Ankeranzahl bestimmt.
GB	2,5
FR	2,0
IT	Verweis auf n _{min} nach UNI EN 1996-1-1 8.5.2.2 (2) mit 2,5 Anker/m ²
NL	2,0
PL	4,0

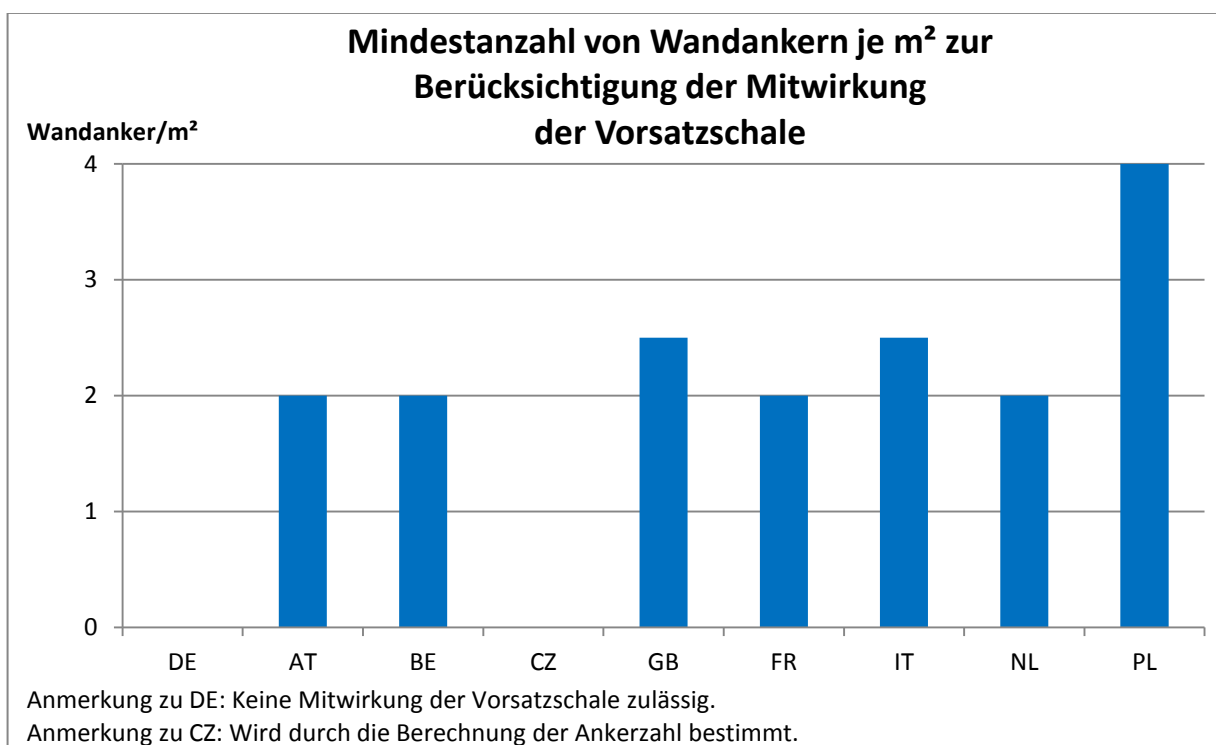


Abbildung 5.24: Mindestanzahl von Wandankern je m² zur Berücksichtigung der Mitwirkung der Vorsatzschale

Fazit:

Deutschland ist das einzige Land, in dem die Mitwirkung der Vorsatzschale nicht zulässig ist. In der Tschechischen Republik muss die Ankeranzahl rechnerisch ermittelt werden. Alle anderen Länder mit Ausnahme von Polen geben sehr ähnliche Ankerzahlen pro Quadratmeter vor.

Geringes Harmonisierungspotential

Tabelle 5.37: Anhang D.1 (1) Charakteristische Druckfestigkeit

	charakteristische Druckfestigkeit
DE	siehe DIN EN 1996-3/NA Tab. NA.D.1 bis Tab. NA.D.9
AT	siehe ÖNORM B EN 1996-3 Tab. 3 bis Tab. 9
BE	siehe NEN-EN 1996-3/NB Tab. NB-1 bis NB-2
CZ	siehe ČSN EN 1996-3/NA D.1
GB	siehe BS EN 1996-3 Tab. NA.2
FR	siehe NF EN 1996-3 AN.2
IT	siehe EN 1996-3 D.1
NL	siehe NEN-EN 1996-3/NB Tab. NB-1 bis Tab. NB-2
PL	siehe PN-EN 1996-3/NA Tab. NA.3 bis NA.9

Geringes Harmonisierungspotential

Tabelle 5.38: Anhang D.2 (1) Charakteristische Biegefestigkeit

	Biegefestigkeit
DE	siehe DIN EN 1996-1-1/NA 3.6.3
AT	siehe EN 1996-3 D.2
BE	siehe NEN-EN 1996-3/NB Tab. NB-3
CZ	siehe EN 1996-3 D.2
GB	siehe BS EN 1996-3 Tab. NA.3
FR	siehe NF EN 1996-3 AN.3
IT	siehe EN 1996-3 D.2
NL	siehe NEN-EN 1996-3/NB Tab. NB-3 und D.2
PL	siehe PN-EN 1996-3/NA Tab. NA.10 bis NA.11

Geringes Harmonisierungspotential

Tabelle 5.39: Anhang D.3 (1) Charakteristische Haftscherfestigkeit

	charakteristische Haftscherfestigkeit
DE	siehe DIN EN 1996-1-1/NA 3.6.2
AT	siehe EN 1996-3 D.3
BE	siehe NEN-EN 1996-3/NB Tab. NB-4
CZ	-
GB	siehe BS EN 1996-3 Tab. NA.4
FR	siehe NF EN 1996-3 AN.4
IT	siehe EN 1996-3 D.3
NL	siehe NEN-EN 1996-3/NB Tab. NB-4
PL	siehe PN-EN 1996-3/NA Tab. NA.12

Geringes Harmonisierungspotential

Anmerkung:

Eine genaue Gegenüberstellung und Auswertung der charakteristischen Druckfestigkeiten, Biegezugfestigkeiten und Haftscherfestigkeiten ist auf Grund der vielen verschiedenen Stein-Mörtel-Kombinationen sehr umfangreich, weshalb im Rahmen dieses Forschungsvorhabens darauf verzichtet wurde.

5.6 Harmonisierungspotential

Damit die Anzahl der NDPs reduziert werden kann und somit der Umfang der gesamten Regelwerke verringert wird, müssen die NDPs harmonisiert werden. Um diese auswerten zu können, sind - wie bereits eingangs erwähnt - die einzelnen NDPs drei verschiedenen Gruppen zugeordnet:

- Hohes Harmonisierungspotential
- Mittleres Harmonisierungspotential
- Geringes Harmonisierungspotential

Dabei ist zu beachten, dass eine vollständig objektive Einteilung in die drei Gruppen nicht möglich ist. Nachfolgend ist je ein Beispiel für eine Gruppe genannt.

Es sind die NDPs zu den Teilsicherheitsbeiwerten im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf der Widerstandsseite (Teil 1-1 NDP 2.4.3 (1) und Teil 3 NDP 2.3 (2)) in die Gruppe mit geringem Harmonisierungspotential eingestuft. Jedes Land hat eine eigene Bautradition und ein dazugehöriges Sicherheitsniveau und -empfinden. Dies zu vereinheitlichen wird nur sehr schwer möglich sein.

Ein Beispiel für ein mittleres Harmonisierungspotential ist der NDP 4.2.1.1 (1) in Teil 3, der die maximal zulässige Gebäudehöhe festlegt, bis zu der das vereinfachte Nachweisverfahren angewendet werden darf. Es ist länderübergreifend lediglich ein einziger Wert festzuschreiben, wobei dieser in den vielen Ländern variiert. Die sich ergebenden Traglasten und Konstruktionsweisen von den einzelnen Bauteilen bleiben hiervon jedoch unberührt.

Der Teilsicherheitsbeiwert im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Teil 1-1 NDP 2.4. (1)) lässt sich verhältnismäßig leicht vereinheitlichen, da alle untersuchten Länder bis auf Belgien, bereits den europäisch empfohlenen Wert verwenden. Des Weiteren hat Belgien nur einen relativ geringfügig erhöhten Wert definiert.

In den nachfolgenden Diagrammen sind die Auswertungen der Harmonisierungspotentiale der einzelnen untersuchten Teile der Norm dargestellt.

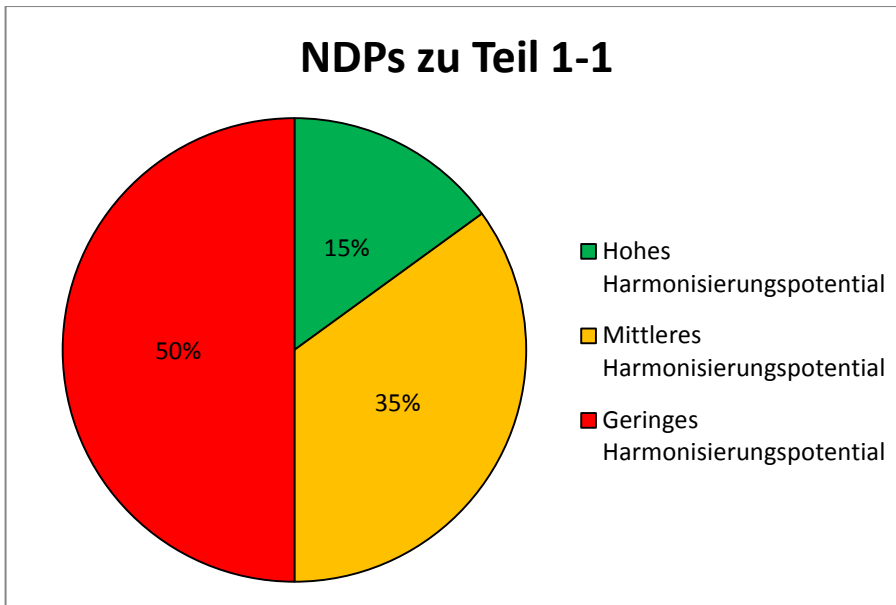


Abbildung 5.25: Harmonisierungspotential der NDPs von EN 1996-1-1

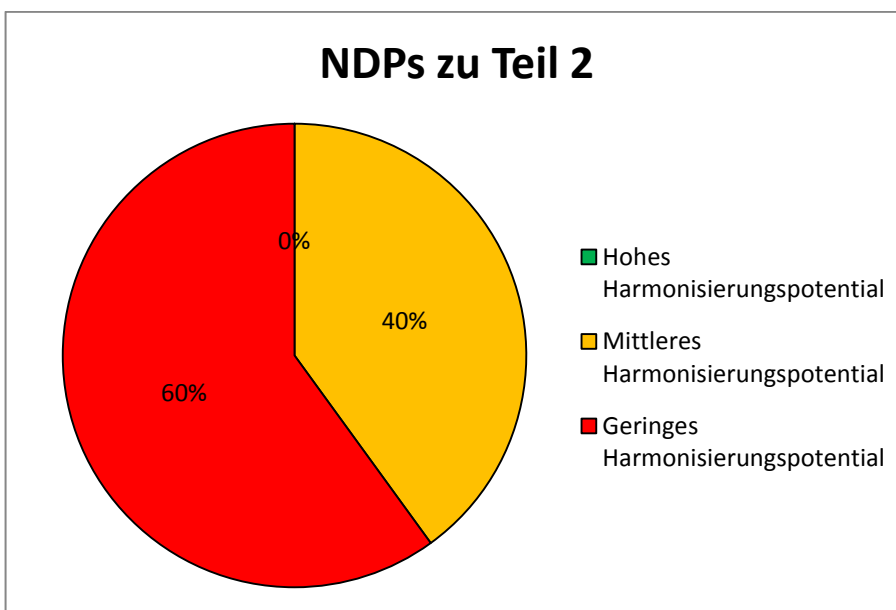


Abbildung 5.26: Harmonisierungspotential der NDPs von EN 1996-2

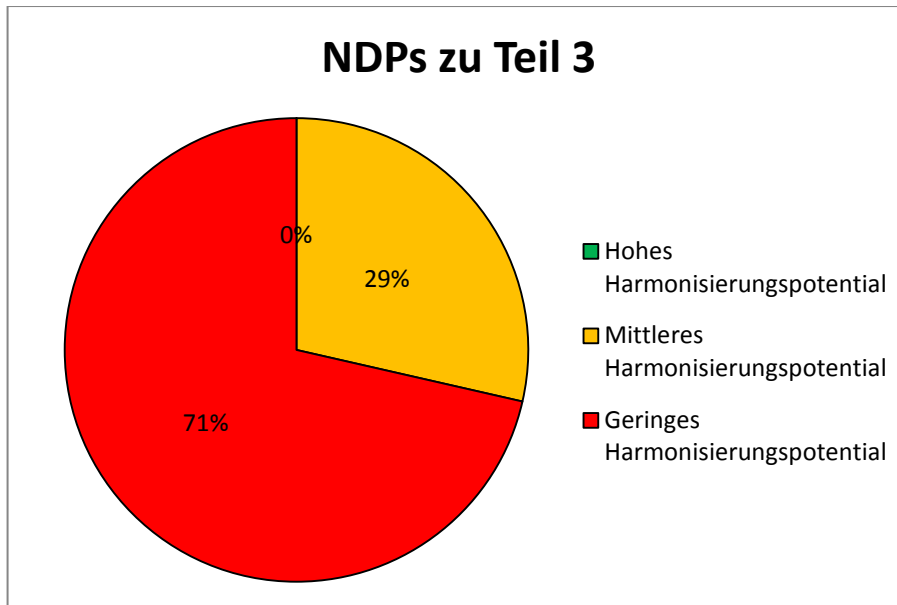


Abbildung 5.27: Harmonisierungspotential der NDPs von EN 1996-3

Es ist zu erkennen, dass in Teil 1-1 von EN 1996 bei 3 NDPs ein hohes Harmonisierungspotential besteht. In den anderen zwei untersuchten Normenteilen des Eurocodes wird kein NDP mit hohem Harmonisierungspotential eingeschätzt. Ungefähr einem Drittel der NDPs wird in den verschiedenen Teilen von EN 1996 ein mittleres Harmonisierungspotential attestiert. Für die weitaus überwiegende Anzahl der NDPs bestehen nur geringe Chancen auf eine Vereinheitlichung.

Die Auswertung ist jedoch nur für die untersuchten Länder gültig. Es ist nicht ausgeschlossen, dass Länder, die nicht näher betrachtet wurden, besondere landesspezifische Regelungen haben, welche die Harmonisierung erheblich erschweren könnten.

Die Anzahl der NDPs, welche die empfohlenen Regelungen übernehmen sowie jene Anzahl an NDPs, die mit einer landesspezifischen oder mit keiner Regelung besetzt sind, können nachfolgenden Diagrammen entnommen werden.

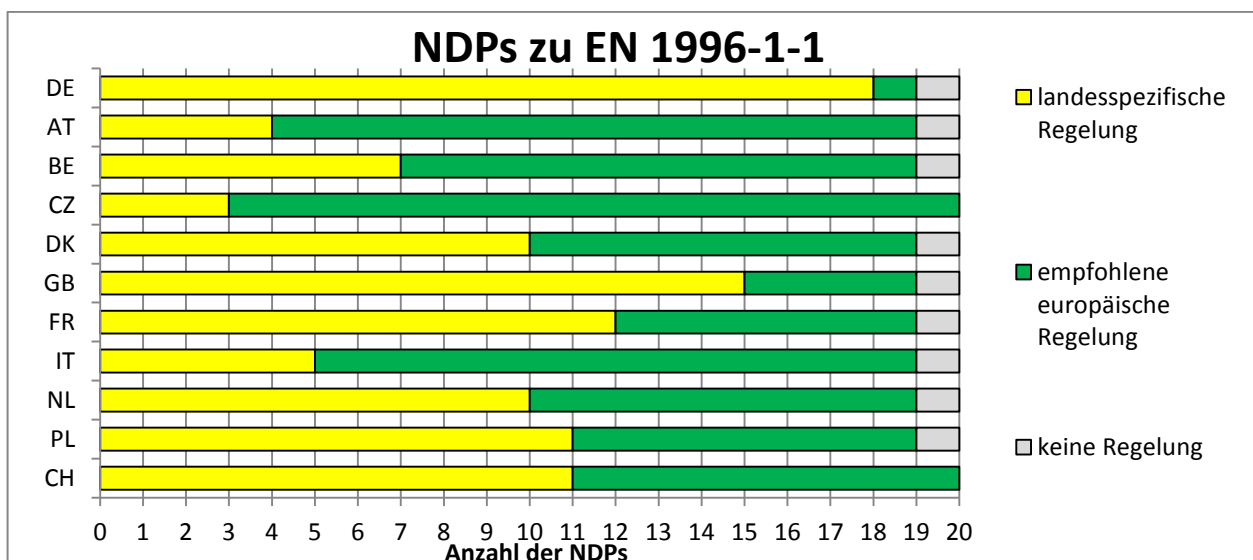


Abbildung 5.28: Gegenüberstellung der NDPs von EN 1996-1-1

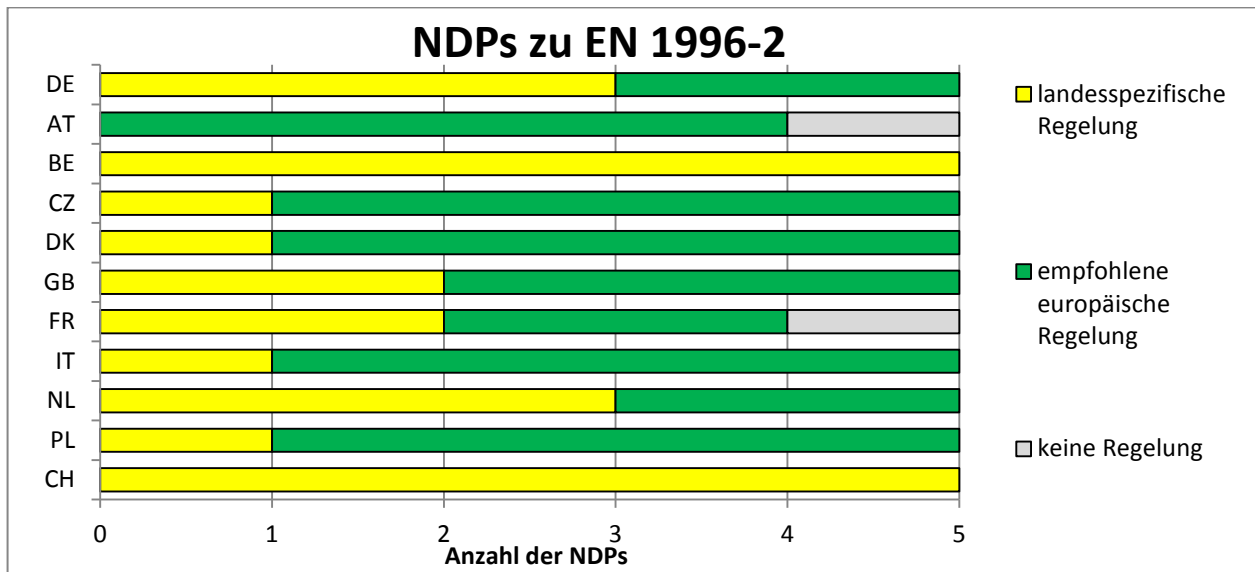


Abbildung 5.29: Gegenüberstellung der NDPs von EN 1996-2

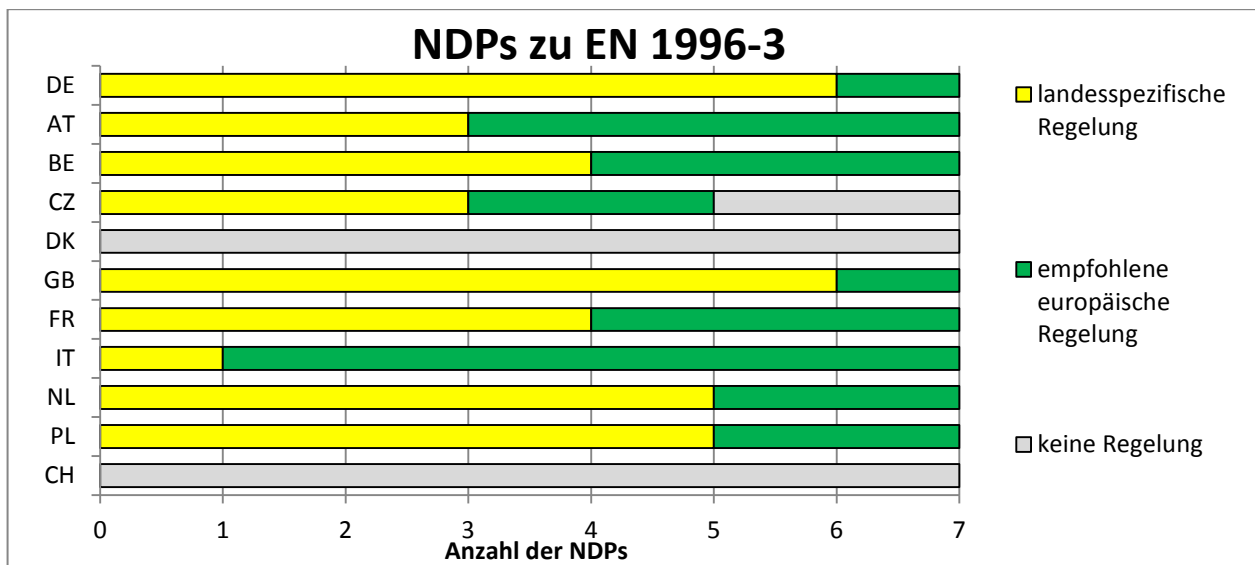


Abbildung 5.30: Gegenüberstellung der NDPs von EN 1996-3

Im Durchschnitt hat jedes Land knapp die Hälfte der empfohlenen europäischen Regelungen übernommen. Deutschland liegt weit unter diesem Durchschnitt und definiert folglich die meisten landesspezifischen Regelungen. Dem folgen die Länder England, Niederlande und Frankreich. Dementgegen stehen die Länder Italien und die Tschechische Republik, welche die meisten empfohlenen europäischen Regelungen unverändert übernehmen. Es ist jedoch zu beachten, dass keine Gewichtung der einzelne NPDs vorgenommen wurde. Wenn z. B. in einem Land eine Regelung sehr bedeutend ist, wohingegen in einen anderem Land die Regelung baupraktisch keine Relevanz besitzt und somit von untergeordneter Rolle ist, werden die NDPs dennoch gleich gewichtet.

5.7 Zusammenfassung des Vergleiches der nationalen Anhänge

Im vorliegenden Bericht sind die einzelnen NDPs zu EN 1996 Teil 1-1; 2 und 3 der Anrainerländer von Deutschland sowie der im europäischen Mauerwerksbau wichtigen Länder (England und Italien) gegenübergestellt. Die wichtigsten Regelungen wurden näher betrachtet und dementsprechend auch graphisch ausgewertet.

Es ist nicht von der Hand zu weisen, dass Deutschland die meisten landesspezifischen Regelungen aufweist und somit am meisten von den empfohlenen europäischen Regelungen abweicht. Dies ist jedoch nicht direkt negativ zu bewerten, da durch die deutschen Regelungen maßgebende Sachverhalte, wie z. B. die Unterscheidung zwischen Platten- und Scheibenschub, korrekt erfasst werden.

Für eine mögliche Reduzierung der NDPs sind diese auf ihr Harmonisierungspotential hin bewertet. Es ist ersichtlich, dass nur für wenige NDPs ein hohes Vereinheitlichungspotential besteht. Für ca. ein Drittel der NDPs bestehen mittlere Erfolgsaussichten auf die Harmonisierung. Hierfür sind jedoch weitergehende Diskussionen und Vergleichsrechnungen notwendig. Für die weitaus überwiegende Anzahl der NDPs bestehen nur geringen Chancen auf eine Vereinheitlichung. Z. B. sind hier die Festigkeitseigenschaften zu nennen, da diese in den einzelnen Ländern sehr differenziert geregelt sind, was eine mögliche Harmonisierung erschwert. Hinzu kommen landesspezifische Gegebenheiten (z. B. unterschiedliche Windlasten, welche für die erforderliche Ankeranzahl relevant sind), die eine nicht unerhebliche Rolle spielen. Einige Länder, insbesondere Deutschland, versuchen die über die Jahre bewährten Regelungen beizubehalten. Eine umfassende europäische Harmonisierung aller NDPs erscheint mittelfristig nicht möglich zu sein.

Dennoch erleichtert die Analyse und Gegenüberstellung der landesspezifischen Regelungen die Interessenlage der anderen europäischen Länder besser zu verstehen. Dies ist in Bezug auf die zukünftige Normungsarbeit in den nächsten Jahren von entscheidendem Vorteil.

5.8 Normen zu Kapitel 5

Europa

- EN 1996-1-1: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. Berlin: Beuth-Verlage 2010-12.
- EN 1996-2: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk. Berlin: Beuth-Verlage 2010-12.
- EN 1996-3: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten. Berlin: Beuth-Verlage 2010-12.

Nationale Anhänge

DE - Deutschland

- DIN EN 1996-1-1/NA:2012-05
- DIN EN 1996-2/NA:2010-12
- DIN EN 1996-1-1/NA:2010-12

AT - Österreich

- ÖNORM B EN 1996-1-1:2009
- ÖNORM B EN 1996-2:2006
- ÖNORM B EN 1996-3:2009

BE - Belgien

- prNBN EN 1996-1-1-ANB:2009 (Entwurf)
- prNBN EN 1996-2-ABN:2010 (Entwurf)
- NBN EN 1996-3+C1/NB:20111/NB:2011

CZ – Tschechische Republik

- ČSN EN 1996-1-1/NA ed. A (2013-11)
- ČSN EN 1996-2/NA ed. A (2008-07)
- ČSN EN 1996-3/NA ed. A (2008-07)

DK - Dänemark

- DS/EN 1996-1-1 DK NA:2008
- DS/EN 1996-2 DK NA:2007

GB - England

- NA to BS EN 1996-1-1:2005
- NA to BS EN 1996-2:2006
- NA to BS EN 1996-3:2006

FR - Frankreich

- NF EN 1996-1-1/NA (2009-12)
- NF EN 1996-2/NA (2007-12)
- NF EN 1996-3/NA (2009-12)

IT - Italien

- UNI EN 1996-1-1:2007 (NA)
- UNI EN 1996-2:2006 (NA)
- UNI EN 1996-3:2006 (NA)

NL - Niederlande

- NEN-EN 1996-1-1+C1/NB:2011
- NEN-EN 1996-2/NB:2011
- NEN-EN 1996-3+C1/NB:2001

PL - Polen

- PN-EN 1996-1-1:2010/NA
- PN-EN 1996-2:2010/NA
- PN-EN 1996-3:2010/NA

CH - Schweiz

- SN EN 1996-1-1/NA:2014 (Entwurf)
- SN EN 1996-2/NA:2014 (Entwurf)

6 Zusammenfassung und Ausblick

Dieser Forschungsbericht beinhaltet die Ergebnisse von 4 seitens des BMUB (ehemals BMVBS) im Rahmen der Arbeit der Initiative Praxisregeln Bau (PRB) geförderter Forschungsvorhaben. Ergänzend werde auch die Ergebnisse eines 5. Projekt, welches ausschließlich aus Eigenmitteln der PRB finanziert wurde, vorgestellt.

Ziel des Forschungsvorhabens war es der Zielsetzung von PRB folgend Möglichkeiten einer Vereinfachung der normativen Regelungen in EN 1996 zu identifizieren und entsprechende Vorschläge zu unterbreiten.

Teilprojekt 1 beinhaltet einen Vorschlag zur Vereinfachung von EN 1996 durch Entzerrung der Normungsinhalte und Konzentration auf bemessungsrelevante Regelungen in Teil 1-1 und Teil 3 sowie baustoffspezifische Festlegungen in einen neuen Teil.

In **Teilprojekt 2** wird ein einfacher Bemessungsansatz zur Bemessung des Stabilitätsversagens von Mauerwerkswänden entwickelt, der eine Vielzahl von Eingangsparameter obsolet macht und damit den Nachweisvorgang erheblich simplifiziert.

Die im **Teilprojekt 3** nachgewiesenen Tragreserven rechtfertigen den Verzicht auf den Nachweis der Aussteifung bei offensichtlich ausgesteiften Gebäuden. Das Ergebnis der Forschungsarbeit dient damit auch der Durchsetzung der Beibehaltung des vereinfachten Nachweisverfahrens nach DIN EN 1996-3 auf europäischer Ebene.

Aufbauend auf einer umfassenden vergleichenden Analyse europäischer und deutscher Regelungen zum Schubnachweis von gemauerten Wandscheiben wurden im **Teilprojekt 4** konkrete Verbesserungsvorschläge ausgearbeitet. Diese beziehen sich auf eine einheitliche kraftbezogene Formulierung für unterschiedliche Versagenskriterien bei gleichzeitiger Zusammenfassung unterschiedlicher Korrekturfaktoren in einem Beiwert k_v . Dieser kann einer einfachen Tabelle entnommen werden.

Das ergänzende **Projekt 5** dient als wichtige Grundlage zur Einschätzung europäischer Interessen im Zuge der Überarbeitung von EN 1996. Die Analyse der nationalen festlegbaren Parameter (NDP) von 11 Ländern zeigt auf, wo Harmonisierungspotenzial besteht und verdeutlicht gleichzeitig an welcher Stelle die deutschen Interessen in den Überarbeitungsprozess zielgerichtet eingebracht werden können.

Die Ergebnisse zeigen, dass alle Zielsetzungen des Forschungsvorhabens im Sinne von PRB erreicht wurden. Grundsätzlich ist jedoch festzuhalten, dass die von den Forschern erarbeiteten Ergebnisse Vorschläge zur Vereinfachung der Regelungen in EN 1996 beinhalten, deren Umsetzung in normative Festlegungen noch vom zuständigen nationalen Normungsgremium zu beschließen sind. Dieser noch ausstehende finale Abstimmungsbedarf steht vollständig im Einklang mit der seitens PRB verfolgten Zielsetzung lediglich pränormativ tätig zu sein.

Zukünftiger Forschungsbedarf wird seitens der Projektgruppe 5 vorrangig in der Erweiterung der Anwendungsgrenzen des vereinfachten Nachweisverfahren nach EN 1996-3 gesehen, da dieses Nachweisverfahren im deutschsprachigen Raum von wichtiger Bedeutung ist, aber im englisch- und skandinavischsprachigen Raum geringere Akzeptanz findet. Es muss daher im Zuge der weiteren europäischen Normungsarbeit gelingen, die anderen europäischen Länder von der Vorteilhaftigkeit dieses Verfahrens zu überzeugen. Voraussetzung hierfür ist, dass die Anwendungsgrenzen von EN 1996-3 auf europaweit übliche Randbedingungen erweitert werden können. Dies wären zum Beispiel:

- Vergrößerung der lichten Geschosshöhe von $h = 2,75$ m auf $h = 3,50$ m
- Vergrößerung der maximal zulässigen Deckenspannweite von $l_f = 6,0$ auf $l_f = 7,0$ m
- Europaweite Vereinheitlichung des vereinfachten Nachweisverfahrens auch für teilaufliegende Decken
- Präzise Definitionen unter welchen Voraussetzungen ein Nachweis der Aussteifung des Gebäudes entfallen kann und Präzisierung der Möglichkeiten der Lastumlagerung
- Präzisierung für welche Windlastzonen der nach Abschnitt 4.2.1.2 geforderte Nachweis der Mindestauflast entfallen kann, um den nachweisaufwand zu reduzieren
- Überprüfung der zulässigen Ausfachungsflächen für die nachzuweisenden Windeinwirkungen für übliche Stein-Mörtel-Kombinationen und Einführung einfacher Ausfachungstabellen

Für all diese Fragestellungen sind wissenschaftliche Hintergrunddokumente notwendig, um auf europäischer Ebene schlussendlich die deutschen Interessen wahren zu können.