

DIN EN 1996-1-1

DIN

ICS 91.010.30; 91.080.30

Entwurf

Einsprüche bis 2019-10-16
 Vorgesehen als Ersatz für
 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 und Englische Fassung prEN 1996-1-1:2019**

Eurocode 6 –

Design of masonry structures –

Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures;
 German and English version prEN 1996-1-1:2019

Eurocode 6 –

Calcul des ouvrages en maçonnerie –

Partie 1-1: Règles générales pour ouvrages en maçonnerie armée et non armée;
 Version allemande et anglaise prEN 1996-1-1:2019**Anwendungswarnvermerk**

Dieser Norm-Entwurf mit Erscheinungsdatum 2019-08-16 wird der Öffentlichkeit zur Prüfung und Stellungnahme vorgelegt.

Weil die beabsichtigte Norm von der vorliegenden Fassung abweichen kann, ist die Anwendung dieses Entwurfs besonders zu vereinbaren.

Stellungnahmen werden erbeten

- vorzugsweise online im Norm-Entwurfs-Portal von DIN unter www.din.de/go/entwuerfe bzw. für Norm-Entwürfe der DKE auch im Norm-Entwurfs-Portal der DKE unter www.entwuerfe.normenbibliothek.de, sofern dort wiedergegeben;
- oder als Datei per E-Mail an nabau@din.de möglichst in Form einer Tabelle. Die Vorlage dieser Tabelle kann im Internet unter www.din.de/go/stellungnahmen-norm-entwuerfe oder für Stellungnahmen zu Norm-Entwürfen der DKE unter www.dke.de/stellungnahme abgerufen werden;
- oder in Papierform an den DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau), 10772 Berlin, Saatwinkler Damm 42/43, 13627 Berlin.

Die Empfänger dieses Norm-Entwurfs werden gebeten, mit ihren Kommentaren jegliche relevanten Patentrechte, die sie kennen, mitzuteilen und unterstützende Dokumentationen zur Verfügung zu stellen.

Gesamtumfang 281 Seiten

DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau)



- Entwurf -**E DIN EN 1996-1-1:2019-09****Nationales Vorwort**

Dieses Dokument (prEN 1996-1-1:2019) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat von BSI (Vereinigtes Königreich) gehalten wird.

Für die deutsche Mitarbeit ist der Arbeitsausschuss NA 005-06-01 AA „Mauerwerksbau“ im DIN-Normenausschusses Bauwesen (NABau) verantwortlich.

Diese Norm ist Bestandteil einer Reihe von Einwirkungs- und Bemessungsnormen, deren Anwendung nur im Paket sinnvoll ist. Dieser Tatsache wird durch das Leitpapier L der Kommission der Europäischen Union für die Anwendung der Eurocodes Rechnung getragen. Zur baurechtlichen Bedeutung dieser Norm wird auf aktuelle Bekanntmachungen verwiesen.

Um Zweifelsfälle in der Übersetzung auszuschließen, ist die englische Originalfassung beigefügt. Die Nutzungsbedingungen für den deutschen Text des Norm-Entwurfes gelten gleichermaßen auch für den englischen Text.

Änderungen

Gegenüber DIN EN 1996-1-1:2013-02 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) Überarbeitung des ehemaligen Abschnitts 1 und Überführung in den derzeitigen Gestaltungsregeln für Abschnitt 1, Abschnitt 2 und Abschnitt 3;
- b) nachfolgende Abschnitte wurden neu nummeriert und technisch überarbeitet;
- c) Überarbeitung und Neubenennung aller Anhänge.

- Entwurf -

CEN/TC 250

Datum: 2019-10

prEN 1996-1-1:2019

CEN/TC 250

Sekretariat: BSI

Eurocode 6 — Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten — Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk

Eurocode 6 — Calcul des ouvrages en maçonnerie — Partie 1-1 : Règles générales pour ouvrages en maçonnerie armée et non armée

Eurocode 6 — Design of masonry structures — Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures

ICS:

Deskriptoren

Dokument-Typ: Europäische Norm

Dokument-Untertyp:

Dokument-Stage: CEN-Umfrage

Dokument-Sprache: D

STD Version 2.9p

Inhalt

| | Seite |
|---|-----------|
| Europäisches Vorwort | 7 |
| Einleitung | 8 |
| 1 Anwendungsbereich..... | 11 |
| 1.1 Anwendungsbereich von prEN 1996-1-1..... | 11 |
| 1.2 Annahmen | 11 |
| 2 Normative Verweisungen..... | 12 |
| 3 Begriffe und Zeichen..... | 13 |
| 3.1 Begriffe in Verbindung mit Mauerwerk | 13 |
| 3.2 Begriffe in Verbindung mit der Festigkeit von Mauerwerk..... | 13 |
| 3.3 Begriffe in Verbindung mit Mauersteinen..... | 14 |
| 3.4 Begriffe in Verbindung mit Mörtel | 15 |
| 3.5 Begriffe in Verbindung mit Füllbeton | 16 |
| 3.6 Begriffe in Verbindung mit Bewehrung | 16 |
| 3.7 Begriffe in Verbindung mit Zubehörteilen..... | 16 |
| 3.8 Begriffe in Verbindung mit Mörtelfugen..... | 17 |
| 3.9 Begriffe in Verbindung mit Wandtypen | 17 |
| 3.10 Sonstige Begriffe | 19 |
| 3.11 Symbole | 20 |
| 4 Gestaltungsgrundlagen..... | 27 |
| 4.1 Anforderungen | 27 |
| 4.1.1 Grundanforderungen | 27 |
| 4.1.2 Betriebssicherheit..... | 27 |
| 4.1.3 Dauerhaftigkeit | 27 |
| 4.2 Grundsätzliches zur Auslegung mit Grenzzuständen..... | 27 |
| 4.3 Grundlegende Variable..... | 27 |
| 4.3.1 Einwirkungen..... | 27 |
| 4.3.2 Werkstoff- und Produkteigenschaften | 27 |
| 4.4 Verifizierung durch das Teilsicherheitsbeiwertverfahren..... | 28 |
| 4.4.1 Bemessungswerte von Einwirkungen..... | 28 |
| 4.4.2 Bemessungswerte von Materialeigenschaften | 28 |
| 4.4.3 Kombination von Einwirkungen..... | 28 |
| 4.4.4 Grenzzustände der Tragfähigkeit..... | 28 |
| 4.4.5 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit..... | 29 |
| 4.5 Bemessung durch Prüfung | 29 |
| 5 Werkstoffe..... | 29 |
| 5.1 Mauersteine | 29 |
| 5.1.1 Arten von Mauersteinen | 29 |
| 5.1.2 Spezifikation und Gruppierung von Mauersteinen..... | 29 |
| 5.1.3 Eigenschaften von Mauersteinen..... | 31 |
| 5.2 Mörtel..... | 31 |
| 5.2.1 Arten von Mauermörtel..... | 31 |
| 5.2.2 Spezifikation von Mauermörtel..... | 31 |
| 5.2.3 Eigenschaften von Mauermörtel | 32 |
| 5.3 Füllbeton..... | 32 |
| 5.3.1 Arten von Füllbeton | 32 |

| | | |
|-------|---|----|
| 5.3.2 | Spezifikation von Füllbeton..... | 32 |
| 5.3.3 | Eigenschaften von Füllbeton | 33 |
| 5.4 | Stahlbewehrung..... | 33 |
| 5.4.1 | Arten von Bewehrungsstahl | 33 |
| 5.4.2 | Spezifikation von Bewehrungsstahl | 33 |
| 5.4.3 | Eigenschaften von Bewehrungsstahl | 33 |
| 5.4.4 | Eigenschaften von Lagerfugenbewehrung..... | 33 |
| 5.5 | Spannstahl..... | 33 |
| 5.5.1 | Arten von Spannstahl..... | 33 |
| 5.5.2 | Spezifikation von Spannstahl..... | 33 |
| 5.5.3 | Eigenschaften von Spannstahl..... | 33 |
| 5.6 | Zugehörige Bauteile..... | 34 |
| 5.6.1 | Feuchtesperrsichten..... | 34 |
| 5.6.2 | Maueranker..... | 34 |
| 5.6.3 | Zugbänder, Hänger und Mauerwerksauflager..... | 34 |
| 5.6.4 | Vorgefertigte Stürze | 34 |
| 5.6.5 | Vorspanneinrichtungen | 34 |
| 5.7 | Mechanische Eigenschaften von Mauerwerk | 34 |
| 5.7.1 | Charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk | 34 |
| 5.7.2 | Charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk..... | 38 |
| 5.7.3 | Charakteristische Schubfestigkeit der Schnittstelle zwischen Mauerwerk und einem vorgefertigten Sturz | 40 |
| 5.7.4 | Charakteristische Biegezugfestigkeit von Mauerwerk..... | 41 |
| 5.7.5 | Charakteristische Verbundfestigkeit von Bewehrungen | 43 |
| 5.8 | Verformungseigenschaften von Mauerwerk..... | 44 |
| 5.8.1 | Spannungs-Stauchungs-Verhältnis | 44 |
| 5.8.2 | Elastizitätsmodul..... | 45 |
| 5.8.3 | Schubmodul..... | 45 |
| 5.8.4 | Kriechen, Feuchtigkeitsdehnung oder -schwinden und Wärmedehnung..... | 45 |
| 6 | Dauerhaftigkeit | 46 |
| 6.1 | Allgemeines | 46 |
| 6.2 | Klassifizierung der Umgebungsbedingungen | 46 |
| 6.3 | Dauerhaftigkeit von Mauerwerk | 46 |
| 6.3.1 | Mauersteine | 46 |
| 6.3.2 | Mörtel..... | 47 |
| 6.3.3 | Bewehrungsstahl | 47 |
| 6.3.4 | Spannstahl..... | 48 |
| 6.3.5 | Vorspanneinrichtungen | 49 |
| 6.3.6 | Zugehörige Bauteile..... | 49 |
| 6.4 | Unterirdisches Mauerwerk | 49 |
| 7 | Konstruktionsanalyse | 49 |
| 7.1 | Allgemeines | 49 |
| 7.2 | Verhalten des Bauwerks in Unfallsituationen (außer Feuer) | 50 |
| 7.3 | Mängel | 50 |
| 7.4 | Auswirkungen der zweiten Ordnung | 50 |
| 7.5 | Analyse tragender Bauteile | 51 |
| 7.5.1 | Mauerwerkswände, die hauptsächlich vertikaler Belastung ausgesetzt sind | 51 |
| 7.5.2 | Unbewehrte Mauerwerkswände, die hauptsächlich vertikaler Belastung ausgesetzt sind | 56 |
| 7.5.3 | Bewehrte Mauerwerkbauteile, die hauptsächlich vertikaler Belastung ausgesetzt sind | 57 |
| 7.5.4 | Eingefasste Mauerwerkswände, die hauptsächlich vertikaler Belastung ausgesetzt sind | 60 |
| 7.5.5 | Mauerwerkswände, die horizontaler Belastung in der Ebene ausgesetzt sind | 61 |
| 7.5.6 | Bewehrte Mauerwerk balken, die Biegung und Schub ausgesetzt sind | 62 |
| 7.5.7 | Mauerwerkswände, die hauptsächlich seitlicher Belastung ausgesetzt sind | 63 |
| 8 | Grenzzustände der Tragfähigkeit..... | 65 |

| | | |
|---------------|--|-----------|
| 8.1 | Allgemeines | 65 |
| 8.2 | Verifizierung unbewehrter Mauerwerkswände, die hauptsächlich vertikaler Belastung ausgesetzt sind | 65 |
| 8.2.1 | Allgemeines | 65 |
| 8.2.2 | Verschwächungsgrad der Schlankheit und Exzentrizität..... | 67 |
| 8.2.3 | Konzentrierte Lasten | 69 |
| 8.3 | Verifizierung von unbewehrtem Mauerwerk, das einer kombinierten vertikalen und horizontalen Belastung in der Ebene der Wand ausgesetzt ist | 71 |
| 8.3.1 | Schubwiderstand in der Ebene..... | 71 |
| 8.3.2 | Gestauchter Teil der Wand | 72 |
| 8.4 | Verifizierung unbewehrter Mauerwerkswände, die hauptsächlich seitlicher Belastung ausgesetzt sind | 73 |
| 8.4.1 | Belastungsarten | 73 |
| 8.4.2 | Wände unter Biegung..... | 73 |
| 8.4.3 | Zwischen Stützen gewölbte Wände..... | 74 |
| 8.4.4 | Schubwiderstand außerhalb der Ebene..... | 75 |
| 8.5 | Verifizierung unbewehrter Mauerwerkswände, die einer kombinierten vertikalen und seitlichen Belastung ausgesetzt sind..... | 75 |
| 8.5.1 | Allgemeines | 75 |
| 8.5.2 | Verfahren unter Verwendung des Φ-Faktors..... | 75 |
| 8.5.3 | Verfahren unter Berücksichtigung des Beulens und der Biegefestigkeit..... | 76 |
| 8.5.4 | Verfahren unter Verwendung der Biegefähigkeit der Wand außerhalb der Ebene | 76 |
| 8.6 | Maueranker | 77 |
| 8.7 | Verifizierung von bewehrten Mauerwerksbauteilen, die Biegung, Biegung und Axiallast oder Axiallast ausgesetzt sind | 78 |
| 8.7.1 | Allgemeines | 78 |
| 8.7.2 | Wände, die Biegung in der Ebene oder Biegung in der Ebene und Axiallast ausgesetzt sind..... | 79 |
| 8.7.3 | Wände, die Biegung außerhalb der Ebene oder Biegung außerhalb der Ebene und Axiallast ausgesetzt sind..... | 79 |
| 8.7.4 | Wände, die Wirkungen zweiter Ordnung ausgesetzt sind | 83 |
| 8.7.5 | Balken, die Biegung ausgesetzt sind..... | 84 |
| 8.7.6 | Hohe Balken, die Biegung ausgesetzt sind | 84 |
| 8.7.7 | Flachstürze, die vertikaler Biegung ausgesetzt sind | 86 |
| 8.8 | Verifizierung bewehrter Mauerwerkbauteile, die Schubbelastung ausgesetzt sind..... | 87 |
| 8.8.1 | Allgemeines | 87 |
| 8.8.2 | Wände, die horizontalen Lasten in der Ebene der Wand ausgesetzt sind..... | 87 |
| 8.8.3 | Balken, die Schubbelastung ausgesetzt sind | 88 |
| 8.8.4 | Hohe Balken, die Schubbelastung ausgesetzt sind..... | 90 |
| 8.8.5 | Flachstürze, die Schubbelastung ausgesetzt sind | 90 |
| 8.9 | Vorgespanntes Mauerwerk..... | 90 |
| 8.9.1 | Allgemeines | 90 |
| 8.9.2 | Verifizierung von Bauteilen..... | 90 |
| 8.10 | Eingefasstes Mauerwerk..... | 91 |
| 8.10.1 | Allgemeines | 91 |
| 8.10.2 | Verifizierung eingefasster Mauerwerkswände, die hauptsächlich vertikaler Belastung ausgesetzt sind | 91 |
| 8.10.3 | Verifizierung von eingefasstem Mauerwerk, das einer kombinierten vertikalen und horizontalen Belastung in der Ebene der Wand ausgesetzt ist | 92 |
| 8.10.4 | Verifizierung eingefasster Mauerwerkswände, die anderen Lastbedingungen ausgesetzt sind..... | 93 |
| 9 | Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit..... | 94 |
| 9.1 | Allgemeines | 94 |
| 9.2 | Unbewehrte Mauerwerkswände..... | 94 |
| 9.3 | Bewehrte Mauerwerkbauteile..... | 94 |

| | | |
|---|---|-----|
| 9.4 | Vorgespannte Mauerwerkbauteile | 95 |
| 9.5 | Eingefasste Mauerwerkbauteile | 95 |
| 9.6 | Wände, die konzentrierten Lasten ausgesetzt sind..... | 95 |
| 10 | Beschreibung | 95 |
| 10.1 | Einzelheiten des Mauerwerks..... | 95 |
| 10.1.1 | Mauerwerkwerkstoffe..... | 95 |
| 10.1.2 | Mindestdicke der Wand | 96 |
| 10.1.3 | Mindestfläche der Wand | 96 |
| 10.1.4 | Verbund des Mauerwerks | 96 |
| 10.1.5 | Mörtelfugen | 97 |
| 10.1.6 | Lager unter konzentrierten Lasten..... | 97 |
| 10.2 | Einzelheiten der Bewehrung..... | 98 |
| 10.2.1 | Allgemeines | 98 |
| 10.2.2 | Überdeckung der Bewehrung..... | 98 |
| 10.2.3 | Mindestbewehrungsfläche..... | 99 |
| 10.2.4 | Größe von Bewehrungsstahl..... | 99 |
| 10.2.5 | Verankerungen und Überlappungen | 99 |
| 10.2.6 | Aussteifung von Druckbewehrungsstahl..... | 103 |
| 10.2.7 | Abstand von Bewehrungsstahl..... | 103 |
| 10.3 | Einzelheiten zur Vorspannung | 103 |
| 10.4 | Einzelheiten zu eingefasstem Mauerwerk | 104 |
| 10.5 | Verbindungen von Wänden | 105 |
| 10.5.1 | Verbindungen von Wänden mit Böden oder Decken | 105 |
| 10.5.2 | Verbindung zwischen Wänden | 106 |
| 10.6 | Schlitzte und Aussparungen in Wänden | 107 |
| 10.6.1 | Allgemeines | 107 |
| 10.6.2 | Vertikale Schlitzte und Aussparungen..... | 107 |
| 10.6.3 | Horizontale und schräge Schlitzte | 108 |
| 10.7 | Feuchtesperrschichten..... | 109 |
| 10.8 | Thermische und Langzeitbewegung..... | 109 |
| 11 | Ausführung | 109 |
| 11.1 | Allgemeines | 109 |
| 11.2 | Gestaltung tragender Bauteile..... | 109 |
| 11.3 | Belastung von Mauerwerk | 109 |
| Anhang A (informativ) Erwägung des Teilsicherheitsbeiwerts für Werkstoffe in Verbindung mit der Ausführung | | 110 |
| A.1 | Nutzung dieses informativen Anhangs..... | 110 |
| A.2 | Zweck und Anwendungsbereich..... | 110 |
| A.3 | Allgemeines | 110 |
| Anhang B (informativ) Verfahren zur Berechnung der Wirkung zweiter Ordnung..... | | 112 |
| B.1 | Nutzung dieses informativen Anhangs..... | 112 |
| B.2 | Zweck und Anwendungsbereich..... | 112 |
| B.3 | Gesamtes Moment einschließlich Wirkungen zweiter Ordnung..... | 112 |
| Anhang C (informativ) Vereinfachte Verfahren zur Berechnung der Exzentrizität der Belastung von Wänden außerhalb der Ebene | | 114 |
| C.1 | Nutzung dieses informativen Anhangs..... | 114 |
| C.2 | Zweck und Anwendungsbereich..... | 114 |
| C.3 | Exzentrizität bei bewehrten Betonböden | 114 |
| C.4 | Exzentrizität bei Holzböden | 119 |
| Anhang D (informativ) Biegemomentkoeffizienten α_2 in seitlich belasteten einschaligen Wandplatten mit einer Dicke von nicht mehr als 250 mm | | 120 |
| D.1 | Nutzung dieses informativen Anhangs..... | 120 |

| | |
|---|------------|
| D.2 Zweck und Anwendungsbereich | 120 |
| Anhang E (informativ) Begrenzende Höhen- und Länge-Dicke-Verhältnisse für unbewehrte Wände und Wände nur mit Lagerfugenbewehrung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit..... | 127 |
| E.1 Nutzung dieses informativen Anhangs | 127 |
| E.2 Zweck und Anwendungsbereich | 127 |
| E.3 Bewehrte Betonböden | 127 |
| Anhang F (informativ) Tragfähigkeitsreduzierung aufgrund von Schlankheit und Exzentrizität.... | 130 |
| F.1 Nutzung dieses informativen Anhangs | 130 |
| F.2 Zweck und Anwendungsbereich | 130 |
| F.3 Verschwächungsgrad Φ_m für Mauerwerke, die hauptsächlich vertikaler Belastung ausgesetzt sind (angegeben als Funktion der Exzentrizität) | 130 |
| F.4 Verschwächungsgrad Φ_M für Mauerwerke, die kombinierter vertikaler und seitlicher Belastung ausgesetzt sind (angegeben als Funktion der normalen Lastaufteilung) | 132 |
| Anhang G (informativ) Anpassung der Seitenlast für Wände, die an drei oder vier Kanten gestützt und horizontaler und vertikaler Belastung außerhalb der Ebene ausgesetzt sind.. | 134 |
| G.1 Nutzung dieses informativen Anhangs | 134 |
| G.2 Zweck und Anwendungsbereich | 134 |
| G.3 Berechnung des Verschwächungsgrads für die Seitenlast..... | 134 |
| Anhang H (informativ) Bewehrtes Mauerwerk, das Schubbelastung ausgesetzt ist: Erhöhung der Bemessungsschubfestigkeit von Mauerwerk f_{vd} | 135 |
| H.1 Nutzung dieses informativen Anhangs | 135 |
| H.2 Zweck und Anwendungsbereich | 135 |
| H.3 Berechnung der Bemessungsschubfestigkeit von Mauerwerk f_{vd} | 135 |
| Anhang I (informativ) Ein Bemessungsverfahren für komplexe geformte Bauteile, die hauptsächlich vertikaler Belastung ausgesetzt sind | 137 |
| I.1 Nutzung dieses informativen Anhangs | 137 |
| I.2 Zweck und Anwendungsbereich | 137 |
| I.2.1 Allgemeines | 137 |
| I.2.2 Geometrische Erwägungen | 138 |
| I.2.3 Mauersteine | 138 |
| I.3 Gestaltung komplex geformter Bauteile | 139 |
| Anhang J (informativ) Verfahren für Wände unter kombinierter seitlicher und vertikaler Belastung unter Berücksichtigung von Beulen aufgrund vertikaler Belastung und Biegefestigkeit | 143 |
| J.1 Nutzung dieses informativen Anhangs | 143 |
| J.2 Zweck und Anwendungsbereich | 143 |
| J.3 Verifizierungen..... | 143 |

Europäisches Vorwort

Dieses Dokument (prEN 1996-1-1:2019) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat von BSI gehalten wird. CEN/TC 250 ist für alle Eurocodes des konstruktiven Ingenieurbaus verantwortlich und wurde vom CEN mit allen Angelegenheiten der Tragwerks- und geotechnischen Planung beauftragt.

Dieses Dokument ist derzeit zur CEN-Umfrage vorgelegt.

Dieses Dokument wird EN 1996-1-1:2005+A1:2012 ersetzen.

Die erste Generation der EN Eurocodes wurde zwischen dem Jahr 2002 und 2007 veröffentlicht. Dieses Dokument gehört zur zweiten Generation der Eurocodes, die im Rahmen eines Mandats M/515 erarbeitet wurden, das die Europäische Kommission und die Europäische Freihandelszone CEN erteilt haben.

Die Eurocodes wurden zur Verwendung in Verbindungen mit den relevanten Ausführungs-, Werkstoff-, Produkt- und Prüfnormen und zur Ermittlung der Anforderungen für Ausführung, Werkstoffe, Produkte und Prüfungen erarbeitet, die den Eurocodes zugrunde liegen.

Die Eurocodes erkennen die Verantwortlichkeit jedes Mitgliedsstaates an und schützen deren Recht zur Festlegung sicherheitsbezogener Werte auf nationaler Ebene durch die Anwendung nationaler Anhänge.

Einleitung

Einleitung zu den Eurocodes

Die Eurocodes des konstruktiven Ingenieurbaus umfassen die folgenden Normen, die im Allgemeinen aus mehreren Teilen bestehen:

- EN 1990, Eurocode: *Grundlagen der Tragwerksplanung*
- EN 1991, Eurocode 1: *Einwirkungen auf Tragwerke*
- EN 1992, Eurocode 2: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*
- EN 1993, Eurocode 3: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten*
- EN 1994, Eurocode 4: *Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton*
- EN 1995, Eurocode 5: *Bemessung und Konstruktion von Holzbauten*
- EN 1996, Eurocode 6: *Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten*
- EN 1997, Eurocode 7: *Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik*
- EN 1998, Eurocode 8: *Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben*
- EN 1999, Eurocode 9: *Bemessung und Konstruktion von Aluminiumtragwerken*
- <Neue Teile>

Einleitung zu EN 1996 Eurocode 6

Die Normen der EN 1996, Eurocode 6 gelten für die Konstruktion und Bemessung von Gebäuden und Ingenieurbauten oder Teilen derselben aus unbewehrtem, bewehrtem, vorgespanntem und eingefasstem Mauerwerk.

EN 1996 behandelt nur die Anforderungen an die Widerstandsfähigkeit, die Instandhaltbarkeit und die Haltbarkeit von Bauwerken. Andere Anforderungen wie etwa an die Wärme- und Schalldämmung werden nicht berücksichtigt.

EN 1996 behandelt nicht die Anforderungen an die erdbebensichere Konstruktion und Bemessung. Bestimmungen in Verbindung mit diesen Anforderungen sind in EN 1998 angegeben, die EN 1996 ergänzt und damit konsistent ist.

EN 1996 behandelt keine numerischen Werte für die Einwirkungen auf Gebäude und Ingenieurbauten, die bei der Bemessung und Konstruktion zu berücksichtigen sind. Diese sind in EN 1991 angegeben.

Für die Bemessung und Konstruktion neuer Bauten ist die Anwendung von prEN 1996-1-1 direkt in Kombination mit EN 1990, EN 1991, EN 1992, EN 1993, EN 1994, EN 1995, EN 1997, EN 1998 und EN 1999 beabsichtigt.

prEN 1996-1-1 ist für den Gebrauch vorgesehen durch:

- Komitees, die Normen für die konstruktive Bemessung und damit verbundene Produkte sowie Prüf- und Ausführungsnormen entwerfen;
- Auftraggeber (z. B. für die Formulierung ihrer spezifischen Anforderungen an die Zuverlässigkeit und Haltbarkeit);
- Konstrukteure und Auftragnehmer;
- zuständige Behörden.

In den Eurocodes verwendete Verbformen

Das Verb „muss“ drückt eine Anforderung aus, die strikt einzuhalten ist und bei der keine Abweichung erlaubt ist, um den Eurocodes zu entsprechen.

Das Verb „sollte“ beschreibt eine dringend empfohlene Auswahl oder Vorgehensweise. Vorbehaltlich der nationalen gesetzlichen Vorschriften und/oder gegebenenfalls relevanten vertraglichen Bestimmungen könnten alternative Ansätze angewendet/eingeführt werden, soweit dies technisch gerechtfertigt ist.

Das Verb „darf“ wird verwendet, wenn eine Vorgehensweise innerhalb der Grenzen der Eurocodes erlaubt ist.

Das Verb „kann“ drückt eine Möglichkeit und Fähigkeit aus; es wird zur Angabe von Fakten und Klarstellung von Konzepten verwendet.

Nationale Normen, die Eurocodes implementieren

Nationale Normen, die die Eurocodes implementieren, werden den vollständigen Text des Eurocodes (einschließlich aller Anhänge) wie durch die CEN veröffentlicht enthalten, dem eine nationale Titelseite und ein nationales Vorwort vorangestellt und ein nationaler Anhang (informativ) folgen darf.

Der nationale Anhang darf nur Informationen zu den Parametern enthalten, die in dem Eurocode für die nationale Auswahl offengelassen werden. Diese sind als national festzulegende Parameter bekannt und für die Bemessung von Gebäuden sowie Hoch- und Tiefbauten in dem betreffenden Land zu verwenden, d. h.:

- Werte und/oder Klassen, sofern in dem Eurocode Alternativen angegeben sind,
- Werte, die anzuwenden sind, wenn im Eurocode nur ein Symbol angegeben ist,
- landesspezifische Daten (geografisch, klimatisch usw.), z. B. Schneekarte,
- das anzuwendende Verfahren, wenn im Eurocode alternative Verfahren angegeben werden,

dafür hinaus darf Folgendes enthalten sein:

- Entscheidungen über die Anwendung informativer Anhänge,
- Verweisungen auf nicht widersprüchliche ergänzende Informationen zur Unterstützung des Nutzers bei der Anwendung des Eurocodes.

Nationaler Anhang zu prEN 1996-1-1

Diese Norm enthält Werte in den Anmerkungen, wenn eine nationale Auswahl getroffen werden kann. Aus diesem Grund kann die nationale Norm, die prEN 1996-1-1 implementiert, einen nationalen Anhang haben, der alle national festzulegenden Parameter enthält, die bei der Planung von in dem betreffenden Land zu planenden Gebäude- und Hoch- und Tiefbauten zu verwenden sind.

Die nationale Auswahl ist in prEN 1996-1-1 durch die folgenden Abschnitte erlaubt:

- 4.4.4 (2) Grenzzustand der Tragfähigkeit;
- 5.2.2 (2) Spezifikation von Mauermörtel;
- 5.7.1.2 (1) Charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk ohne Randstreifenverfüllung der Lagerfugen;
- 5.7.2.1 (1) und (2) und 5.7.2.2(4) Charakteristische Scherfestigkeit von Mauerwerk;
- 5.7.4 (4) Charakteristische Biegezugfestigkeit von Mauerwerk;
- 5.8.2 (3) Elastizitätsmodul;
- 5.8.4 (3) Kriechen, Feuchtigkeitsdehnung oder Schwinden und Wärmedehnung;
- 6.3.3 (2) und (3) Bewehrungsstahl;
- 7.5.1.4 (3) Effektive Dicke von Mauerwerk;
- 8.3.1 (2) Schubwiderstand in Längsrichtung;
- 10.1.2 (2) Mindestwanddicke;
- 10.5.2.2 (2) Hohlwände und zweischalige Wände mit Vorsatzschale;
- 10.5.2.3 (2) Zweischalige Wände;
- 10.6.2 (1) Vertikale Schlitze und Aussparungen;
- 10.6.3 (1) Horizontale und schräge Schlitze.

Die nationale Auswahl ist in prEN 1996-1-1 bezüglich der Anwendung informativer Anhänge erlaubt.

Der nationale Anhang kann direkt oder durch Verweisung nicht widersprüchliche ergänzende Informationen enthalten, sofern diese die Bestimmungen der Eurocodes nicht verändern.

1 Anwendungsbereich

1.1 Anwendungsbereich von prEN 1996-1-1

(1) Die Grundlage für die Konstruktion und Bemessung von Gebäuden und Ingenieurbauten aus Mauerwerk ist in diesem Teil 1-1 von EN 1996 angegeben, der unbewehrtes, bewehrtes und eingefasstes Mauerwerk behandelt. Darüber hinaus sind die Grundsätze für vorgespanntes Mauerwerk angegeben. Dieser Teil 1-1 von EN 1996 gilt nicht für Mauerwerkselemente mit einer Grundrissfläche von weniger als $0,04 \text{ m}^2$.

(2) Teil 1-1 von EN 1996 enthält ausführliche Regeln, die hauptsächlich für normale Gebäude gelten. Die Anwendbarkeit dieser Regeln kann aus praktischen Gründen oder aufgrund von Vereinfachungen begrenzt sein; alle Beschränkungen der Anwendbarkeit sind gegebenenfalls im Text angegeben.

(3) Die Ausführung wird behandelt, soweit dies notwendig ist, um die Qualität der Baustoffe und Produkte, die verwendet werden, um den erforderlichen handwerklichen Qualitätsgrad auf der Baustelle, um die Annahmen im Rahmen der Bemessungsregeln zu erfüllen, anzugeben.

(4) Für diese nicht vollständig behandelten Bauten, für neue bauliche Nutzungen bestehender Werkstoffe, für neue Werkstoffe oder wo Einwirkungen und anderen Einflüssen außerhalb der normalen Erfahrung widerstanden werden muss, können die in diesem Teil 1-1 von EN 1996 enthaltenen Bestimmungen angewandt werden, müssen aber gegebenenfalls ergänzt werden.

(5) Teil 1-1 von EN 1996 behandelt nicht:

- Feuerbeständigkeit (die in EN 1996-1-2 behandelt wird);
- besondere Aspekte bestimmter Gebäudearten (z. B. dynamische Wirkungen hoher Gebäude);
- besondere Aspekte bestimmter Arten von Ingenieurbauten (wie etwa Mauerwerkbrücken, Dämme, Schornsteine oder flüssigkeitshaltende Bauten);
- besondere Aspekte bestimmter Arten von Bauwerken (wie etwa Bögen oder Kuppeln);
- Mauerwerk, bei dem Gips mit oder ohne Zementmörtel verwendet wird;
- Mauerwerk, dessen Einheiten in einem regelmäßigen Schichtmuster verlegt werden (Bruchsteinmauern);
- mit anderen Materialien als Stahl bewehrtes Mauerwerk.

1.2 Annahmen

(1) Die Annahmen in EN 1990 gelten für prEN 1996-1-1.

2 Normative Verweisungen

Die folgenden Dokumente werden im Text in solcher Weise in Bezug genommen, dass einige Teile davon oder ihr gesamter Inhalt Anforderungen des vorliegenden Dokuments darstellen. Bei datierten Verweisungen gilt nur die in Bezug genommene Ausgabe. Bei undatierten Verweisungen gilt die letzte Ausgabe des in Bezug genommenen Dokuments (einschließlich aller Änderungen).

EN 206, *Beton. Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*

EN 771-1, *Festlegungen für Mauersteine — Teil 1: Mauerziegel*

EN 771-2, *Festlegungen für Mauersteine — Teil 2: Kalksandsteine*

EN 771-3, *Festlegungen für Mauersteine — Teil 3: Mauersteine aus Beton (mit dichten und porigen Zuschlägen)*

EN 771-4, *Festlegungen für Mauersteine — Teil 4: Porenbetonsteine*

EN 771-5, *Festlegungen für Mauersteine — Teil 5: Betonwerksteine*

EN 771-6, *Festlegungen für Mauersteine — Teil 6: Natursteine*

EN 772-1, *Prüfverfahren für Mauersteine — Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit*

EN 845-1, *Festlegungen für Ergänzungsbauenteile für Mauerwerk — Teil 1: Maueranker, Zugänder, Auflager und Konsolen*

EN 845-2, *Festlegungen für Ergänzungsbauenteile für Mauerwerk — Teil 2: Stürze*

EN 845-3, *Festlegungen für Ergänzungsbauenteile für Mauerwerk — Teil 3: Lagerfugenbewehrung aus Stahl*

EN 998-1, *Festlegungen für Mörtel im Mauerwerksbau — Teil 1: Putzmörtel*

EN 998-2, *Festlegungen für Mörtel im Mauerwerksbau — Teil 2: Mauermörtel*

EN 1015-11, *Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk — Teil 11: Bestimmung der Biegezug- und Druckfestigkeit von Festmörtel*

EN 1052-1, *Prüfverfahren für Mauerwerk — Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit*

EN 1052-2, *Prüfverfahren für Mauerwerk — Teil 2: Bestimmung der Biegezugfestigkeit*

EN 1052-3, *Prüfverfahren für Mauerwerk — Teil 3: Bestimmung der Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit)*

EN 1052-4, *Prüfverfahren für Mauerwerk — Teil 4: Bestimmung der Scherfestigkeit bei einer Feuchtesperrschicht*

EN 1052-5, *Prüfverfahren für Mauerwerk — Teil 5: Bestimmung der Biegehaftzugfestigkeit*

Normenreihe EN 1990, *Eurocode — Grundlagen der Tragwerksplanung*

Normenreihe EN 1991, *Eurocode 1 — Einwirkungen auf Tragwerke*

EN 1992-1-1, *Eurocode 2 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*

EN 1992-2, *Eurocode 2 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 2: Betonbrücken — Bemessungs- und Konstruktionsregeln*

EN 1996-2, *Eurocode 6 — Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten — Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk*

EN 10088-1, *Nichtrostende Stähle — Teil 1: Verzeichnis der nichtrostenden Stähle*

Normenreihe prEN 10138, *Spannstähle*

3 Begriffe und Zeichen

Für die Anwendung dieses Dokuments gelten die Begriffe nach EN 1990 und die folgenden Begriffe.

3.1 Begriffe in Verbindung mit Mauerwerk

3.1.1

Mauerwerk

Verbund aus mit Mörtel zusammengesetzten Mauersteinen

3.1.2

unbewehrtes Mauerwerk

Mauerwerk, das keine ausreichende Bewehrung beinhaltet, um als bewehrtes Mauerwerk zu gelten

3.1.3

bewehrtes Mauerwerk

Mauerwerk, in dem Bewehrungsstahlstangen oder Lagerfugenbewehrungen in Mörtel oder Beton eingebettet sind, sodass alle Materialien zusammen den Einwirkungen widerstehen

3.1.4

vorgespanntes Mauerwerk

Mauerwerk, in dem innere Druckspannungen absichtlich durch gespannten Spannstahl erzeugt wurden

3.1.5

eingefasstes Mauerwerk

Mauerwerk, das mit Stahlbeton und Einfassungselementen für bewehrtes Mauerwerk in vertikaler (Spannsäulen) und horizontaler (Spannbalken) Richtung ausgestattet ist, sodass alle Materialien gemeinsam Einwirkungen widerstehen

3.1.6

Mauerwerksverband

Anordnung von Mauerwerkseinheiten in einem regelmäßigen Muster, um eine gemeinsame Wirkung zu erzielen

3.2 Begriffe in Verbindung mit der Festigkeit von Mauerwerk

3.2.1

charakteristische Festigkeit von Mauerwerk

Wert der Festigkeit von Mauerwerk mit einer vorgeschriebenen Wahrscheinlichkeit des Nacherreichens von 5 % in einer hypothetisch unbegrenzten Prüfreihe

Anmerkung 1 zum Begriff: Dieser Wert entspricht grundsätzlich einem festgelegten Fraktil der angenommenen statistischen Verteilung oder besonderen Eigenschaft des Materials oder Produkts in einer Prüfreihe.

3.2.2**Druckfestigkeit von Mauerwerk**

Festigkeit von Mauerwerk unter Druck ohne die Auswirkungen der Aussteifung der Spannplatte, der Schlankheit oder der Exzentrizität der Beanspruchung

3.2.3**Schubfestigkeit von Mauerwerk**

Festigkeit von Mauerwerk unter Schubspannung

3.2.4**Biegezugfestigkeit von Mauerwerk**

Festigkeit von Mauerwerk bei Biegung außerhalb der Ebene

3.2.5**Verbundfestigkeit**

Haftzugfestigkeit pro Oberflächeneinheit zwischen der Bewehrung und dem Beton oder Mörtel, wenn die Bewehrung Zug- oder Druckkräften ausgesetzt wird

3.2.6**Haftung**

Wirkung von Mörtel, die Zug- und Schubwiderstand an der Kontaktfläche der Mauersteine entwickelt

3.3 Begriffe in Verbindung mit Mauersteinen**3.3.1****Mauerstein**

vorgeformtes Bauteil für die Verwendung im Bau von Mauerwerken

3.3.2**Mauersteingruppen 1, 1S, 2, 3 und 4**

Gruppenbezeichnungen für Mauersteine einschließlich geometrischer Anforderungen wie etwa der prozentualen Größe und Ausrichtung von Löchern bei Verlegung

3.3.3**Lagerfläche**

obere oder untere Oberfläche eines Mauersteins bei vorgesehener Verlegung

3.3.4**Mulde**

Vertiefung, die während der Herstellung auf einer oder beiden Lagerflächen eines Mauersteins entsteht

3.3.5**Loch**

geformter Hohlraum, der vollständig durch einen Mauerstein gehen kann oder auch nicht

3.3.6**Griffloch**

geformter Hohlraum in einem Mauerstein, um diesen direkt mit einer Hand oder beiden Händen oder einer Maschine anheben zu können

3.3.7**Steg**

festes Material zwischen den Löchern in einem Mauerstein

3.3.8**Schale**

äußeres Material zwischen einem Loch und der Seite eines Mauersteins

3.3.9**Bruttofläche**

Fläche eines Querschnitts durch den Stein oder Reduzierung durch die Fläche der Löcher, Hohlräume und Hinterschneidungen

3.3.10**Druckfestigkeit von Mauersteinen**

mittlere Druckfestigkeit einer gegebenen Anzahl von Mauersteinen (siehe EN 771-1 bis EN 771-6)

3.3.11**normierte Druckfestigkeit von Mauersteinen**

Druckfestigkeit von Mauersteinen umgerechnet in die luftgetrocknete Druckfestigkeit eines äquivalenten 100 mm breiten × 100 mm hohen Mauersteins (siehe EN 771-1 bis EN 771-6)

3.4 Begriffe in Verbindung mit Mörtel**3.4.1****Mauermörtel**

Mischung aus einem oder mehreren organischen Bindemitteln, Zuschlägen und Wasser sowie manchmal Zusatzstoffen und/oder Zusatzmitteln für die Bettung, Verbindung und das Verfugen von Mauerwerk

3.4.2**Normalmauermörtel**

Mauermörtel ohne besondere Merkmale

3.4.3**Dünnbettmörtel**

Mörtel nach Eignungsprüfung mit einer maximalen Korngröße, die eine vorgeschriebene Zahl nicht überschreitet

3.4.4**Leichtmauermörtel**

Mörtel nach Eignungsprüfung mit einer trocken gehärteten Dichte von nicht mehr als 1 300 kg/m³ nach EN 998-2

3.4.5**Mörtel nach Eignungsprüfung**

Mörtel, dessen Zusammensetzung und Herstellungsverfahren gewählt wird, um festgelegte Eigenschaften zu erreichen (Qualitätskonzept)

3.4.6**Mauermörtel nach Rezept**

Mörtel bestehend aus vorgegebenen Anteilen, deren Eigenschaften den angegebenen Anteilen der Bestandteile entnommen werden (Rezeptkonzept)

3.4.7**Werkmauermörtel**

in einer Fabrik vorbereiteter und gemischter Mörtel

3.4.8**werkmäßig hergestellter Mauermörtel**

werkmäßig vorbereiteter Mauermörtel oder ein Kalk-Sand-Werk-Vormörtel

3.4.9**werkmäßig vorbereiteter Mauermörtel**

Mörtel, dessen Bestandteile vollständig in einem Werk vorgefertigt, an die Baustelle geliefert und dort nach den Spezifikationen und Bedingungen des Herstellers gemischt werden

3.4.10**Kalk-Sand-Werk-Vormörtel**

Mörtel, dessen Bestandteile vollständig in einem Werk vorgefertigt und gemischt und an die Baustelle geliefert werden, wo weitere von dem Werk festgelegte oder gelieferte Bestandteile (z. B. Zement) hinzugegeben und mit Kalk und Sand vermischt werden

3.4.11**Baustellenmauermörtel**

Mörtel bestehend aus einzelnen Bestandteilen, die auf der Baustelle vorgefertigt und gemischt werden

3.4.12**Mörtel**

mittlere Druckfestigkeit einer gegebenen Anzahl von Mörtelproben nach Härt(en) für 28 Tage (siehe EN 1015-11)

3.5 Begriffe in Verbindung mit Füllbeton**3.5.1****Füllbeton**

Beton, der zur Füllung vorgefertigter Vertiefungen oder Hohlräume in Mauerwerk verwendet wird

3.6 Begriffe in Verbindung mit Bewehrung**3.6.1****Bewehrungsstahl**

Stahlbewehrungsstäbe zur Verwendung in Mauerwerk

3.6.2**Lagerfugenbewehrung**

Bewehrungsstahl, der für den Einbau in eine Lagerfuge vorgefertigt wird

3.6.3**Spannstahl**

Stahldraht, Stahlstangen oder Stahlbündel für die Anwendung in Mauerwerken

3.7 Begriffe in Verbindung mit Zubehörteilen**3.7.1****Feuchtesperrschicht**

Lage aus Plane, Mauersteinen oder anderen im Mauerwerk verwendeten Materialien, um den Durchgang von Wasser zu verhindern

3.7.2**Maueranker**

Vorrichtung zur Verbindung einer Schale einer zweischaligen Wand mit einer anderen Schale oder einer eingefassten Struktur oder einem Hintermauerwerk

3.7.3**Zugband**

Vorrichtung zur Verbindung von Mauerwerkselementen mit anderen angrenzenden Bauteilen wie etwa Böden und Dächern

3.7.4**Flachsturz**

Sturz bestehend aus einem vorgefertigten Teil und einem ergänzenden Element aus vor Ort errichtetem Mauerwerk, die gemeinsam wirken

3.8 Begriffe in Verbindung mit Mörtelfugen**3.8.1****Lagerfuge**

Mörtellage zwischen den Lagerflächen der Mauersteine

3.8.2**Stoßfuge (Kopffuge)**

Mörtelfuge senkrecht zur Lagerfuge und zur Seite der Wand

3.8.3**Längsfuge**

vertikale Mörtelfuge in der Dicke einer Wand parallel zur Seite der Wand

3.8.4**Dünnbettfuge**

mit Dünnbettmörtel hergestellte Fuge

3.8.5**Fugenglattstrich**

Prozess der Endbearbeitung einer Mörtelfuge während der Ausführung der Arbeit

3.8.6**Verfugen**

Prozess des Verfüllens und der Endbearbeitung von Mörtelfugen, bei denen die Oberfläche der Fuge für das Verfugen ausgekratzt oder offen gelassen wurde

3.9 Begriffe in Verbindung mit Wandtypen**3.9.1****tragende Wand**

Wand, die hauptsächlich dazu dient, eine auferlegte Last zusätzlich zu ihrem eigenen Gewicht zu tragen

3.9.2**einschalige Wand**

Wand ohne Hohlraum oder durchgehende vertikale Fuge in ihrer Ebene

3.9.3**zweischalige Wand mit Luftsicht, mit Luftsicht und Wärmedämmung oder mit Kerndämmung**

Wand bestehend aus zwei parallelen einschaligen Wänden und effektiv mit Mauerankern oder Lagerfugenbewehrung miteinander verbunden. Der Raum zwischen den Schalen wird als durchgehender Hohlraum belassen oder ganz oder teilweise mit nichttragendem Wärmedämmungsmaterial befüllt

Anmerkung 1 zum Begriff: Eine Wand, die aus zwei durch einen Hohlraum getrennten Schalen besteht, bei der eine der Schalen nicht zur Widerstandsfähigkeit oder Steifigkeit der anderen (möglicherweise lasttragenden) Schale beiträgt, gilt als zweischalige Wand mit Vorsatzschale.

3.9.4**zweischalige Wand ohne Luftsicht**

Wand bestehend aus zwei parallelen Schalen, bei denen die Längsfuge fest mit Mörtel verfüllt ist und die sicher mit Mauerankern oder Lagerfugenbewehrung verbunden sind, um eine gemeinsame Wirkung unter Last zu erzielen

3.9.5**zweischalige Wand**

Wand bestehend aus zwei parallelen Schalen mit einem Abstand von nicht mehr als 25 mm zueinander, die sicher mit Mauerankern oder Lagerfugenbewehrung verbunden sind, um eine gemeinsame Wirkung unter Last zu erzielen

3.9.6**verfüllte zweischalige Wand**

Wand bestehend aus zwei parallelen Schalen, bei der der Hohlraum mit Beton oder Mörtel verfüllt ist und die sicher mit Mauerankern oder Lagerfugenbewehrung verbunden sind, um eine gemeinsame Wirkung unter Last zu erzielen

3.9.7**einschaliges Verblendmauerwerk**

Wand mit Frontausbildungselementen, die mit Stützelementen verbunden sind, um eine gemeinsame Wirkung unter Last zu erzielen

3.9.8**Wand mit Randstreifenvermörtelung der Lagerfugen**

Wand, bei der die Mauersteine auf mindestens zwei Streifen Mörtel gebettet sind, von denen zwei die Außenkanten der Lagerfläche der Steine sind

3.9.9**zweischalige Wand mit Vorsatzschale**

als Kaschierung verwendete Wand, die jedoch nicht mit der Stützwand oder der Rahmenstruktur verbunden ist oder zu deren Widerstand beiträgt

3.9.10**Schubwand**

Wand, die dazu dient, horizontalen Kräften in ihrer Ebene zu widerstehen

3.9.11**Vorsatzwand**

der Teil einer Wand zwischen der Oberseite und der Brüstung eines Fensters darüber oder ein anderer vergleichbarer Teil

3.9.12**aussteifende Wand**

rechteckig zu einer anderen Wand gesetzte Wand, um Halt gegen horizontale Kräfte zu bieten oder Beulen zu widerstehen

3.9.13**nichttragende Wand**

Wand, die nicht als Kräften widerstehend gilt und daher entfernt werden kann, ohne dass die übrige Integrität des Bauwerks beeinträchtigt wird

3.9.14**komplex geformter Wandabschnitt**

Wand mit einem Querschnitt in jeder Form, die zusätzliche Regeln (z. B. Anhang I) zur Gestaltung als ein Abschnitt erfordert

3.10 Sonstige Begriffe

3.10.1

Schlitz

im Mauerwerk gebildeter Kanal

3.10.2

Mulde

Vertiefung in der Sichtseite einer Wand

3.10.3

Mörtel

gießfähige Mischung aus Zement, Sand, Wasser und Zusatzstoffen und/oder Zusatzmitteln nach Bedarf zur Füllung kleiner Hohlräume oder Abstände

3.10.4

Bewegungsfuge

Fuge, die die freie Bewegung in der Ebene der Wand ermöglicht

3.10.5

Einbaulänge

vom Hersteller angegebene Länge des vorgefertigten Teils, das zur Verankerung der Bewehrungsstangen nach EN 845-2 benötigt wird

3.10.6

Spannsäule

Stahlbetonelement oder Mauerwerkselement mit innerer Bewehrung oder als Einfassungselement einer Mauerwerkswand in vertikaler Richtung

3.10.7

Spannbalken

Stahlbetonelement oder Mauerwerkselement mit innerer Bewehrung oder als Einfassungselement einer Mauerwerkswand in horizontaler Richtung

3.10.8

äquivalenter Querschnitt

rechteckiger Schnitt mit einer Dicke t_{ef} , abgeleitet aus den Eigenschaften eines komplexen Schnitts

3.10.9

hoher Balken

vertikal belastete Wand oder Teil einer Wand, die/der Öffnungen überbrückt, sodass das Verhältnis zwischen der Gesamthöhe der Wand über der Öffnung und der effektiven Spannweite der Öffnung mindestens 0,5 beträgt

3.11 Symbole

Für die Anwendung dieses Dokuments gelten die in EN 1990 angegebenen und die folgenden werkstoffunabhängigen Symbole.

Lateinische Großbuchstaben

- A belastete horizontale Bruttoquerschnittsfläche einer Wand;
- A_b mit einer konzentrierten Last belasteter Bereich;
- A_{cs1} Querschnittsfläche eines komplex geformten Elements;
- A_{cs2} Querschnittsfläche eines komplex geformten Elements, das Schubkräfte tragen kann;
- A_{ef} die wirksame tragende Fläche;
- A_s Querschnittsfläche der Bewehrung;
- A_{sw} Querschnittsfläche der Schubbewehrung;
- A_t Bruttoquerschnittsfläche einer eingefassten Mauerwerkswand einschließlich Spannsäulen;
- C Rotationssteifigkeit einer Aussteifung;
- E Kurzzeit-Sekantenelastizitätsmodul von Mauerwerk;
- E_d Bemessungswert der Auswirkung von Einwirkungen;
- E_{lgterm} Langzeit-Elastizitätsmodul von Mauerwerk;
- E_n Elastizitätsmodul des Elements n ;
- F_d Bemessungsdruck- oder Zugwiderstand eines Mauerankers;
- F_{tkl} charakteristischer Zugwiderstand des vorgefertigten Teils des Flachsturzes nach Angabe des Herstellers in Übereinstimmung mit Sturz EN 845-2;
- G Schubmodul von Mauerwerk;
- I_j zweites Flächenmoment eines Elements j ;
- K Konstante für die Berechnung der Druckfestigkeit von Mauerwerk;
- K_E Faktor für die Berechnung des Kurzzeit-Sekantenelastizitätsmoduls von mit einem gegebenen Mauerstein hergestelltem Mauerwerk;
- M_{Ed} Bemessungswert des angewendeten Moments;
- M_{Edf} Bemessungswert des Moments unter einem Boden;
- M_{Edi} Bemessungswert des Moments für eine Ausfallebene parallel oder rechtwinklig zu den Lagerfugen;
- M_{Edu} Bemessungswert des Moments über einem Boden;

| | |
|------------|---|
| M_i | Endmoment am Knoten i ; |
| M_{id} | Bemessungswert des Biegemoments an der Oberseite oder Unterseite einer Wand; |
| M_{md} | Bemessungswert des größten Moments in mittlerer Wandhöhe; |
| M_{Rd} | Bemessungswert des Widerstandsmoments; |
| M_{1Ed} | Bemessungswert erster Ordnung des angewendeten Moments; |
| N_{ad} | maximaler Bemessungsbogendruck pro Längeneinheit einer Wand; |
| N_B | Beullast eines Aussteifungselementes; |
| N_{Ed} | Bemessungswert der vertikalen Last; |
| N_{Edc} | Bemessungswert einer konzentrierten vertikalen Last; |
| N_{Edf} | Bemessungswert der Last aus einem Boden; |
| N_{Edu} | Bemessungswert der Last über dem Boden; |
| N_{id} | Bemessungswert der vertikalen Last an der Oberseite oder Unterseite einer Wand; |
| N_{md} | Bemessungswert der Last in mittlerer Wandhöhe; |
| N_{Rd} | Bemessungswert des vertikalen Widerstands einer Mauerwerkswand; |
| N_{Rdc} | Bemessungswert des konzentrierten vertikalen Lastwiderstands einer Wand; |
| $N_{Rd,i}$ | Bemessungswert der Tragfähigkeit bei vertikaler Belastung an der Oberseite und/oder Unterseite einer Wand; |
| $N_{Rd,m}$ | Bemessungswert der Tragfähigkeit bei vertikaler Belastung in mittlerer Wandhöhe; |
| N_{VEd} | Summe des Bemessungswerts der Axiallast auf den Bauwerken, die mit einem gegebenen Aussteifungselement versteift sind, und der Last auf dem betrachteten Aussteifungselement; |
| R_d | Bemessungswiderstandswert; |
| V_{Ed} | Bemessungswert einer Schublast; |
| V_{Rd} | Bemessungswert des Schubwiderstands; |
| V_{Rdl} | Bemessungswert des begrenzenden Schubwiderstands; |
| V_{Rd1} | Bemessungswert des Schubwiderstands von unbewehrtem Mauerwerk; |
| V_{Rd2} | Bemessungswert des Beitrags der Bewehrung für den Schubwiderstand; |
| W_{Ed} | Bemessungsseitenlast pro Flächeneinheit; |
| Z | elastisches Widerstandsmoment einer Höhen- oder Längeneinheit der Wand; |

Lateinische Kleinbuchstaben

| | |
|------------|---|
| b | Breite eines Abschnitts; |
| b_c | Breite der Pressfläche in der Mitte zwischen Aussteifungen; |
| b_{ef} | effektive Breite eines geflanschten Elements; |
| $b_{ef,l}$ | effektive Breite eines L-förmigen geflanschten Elements; |
| $b_{ef,t}$ | effektive Dicke eines T-förmigen geflanschten Elements; |
| c_{nom} | Nennbetonabdeckung; |
| d | effektive Tiefe eines Querschnitts; |
| d_a | Durchbiegung eines Bogens unter Bemessungsseitenlast; |
| e_{he} | Exzentrizität an der Oberseite oder Unterseite einer Wand aufgrund horizontaler Lasten; |
| e_{hm} | Exzentrizität in mittlerer Wandhöhe aufgrund horizontaler Lasten; |
| e_i | Exzentrizität an der Oberseite oder Unterseite einer Wand; |
| e_{init} | Anfangs-Exzentrizität; |
| e_m | Exzentrizität in mittlerer Wandhöhe; |
| e_2 | Exzentrizität zweiter Ordnung einer Wand; |
| f_b | normierte Druckfestigkeit von Mauersteinen; |
| f_{bod} | Bemessungsverbundfestigkeit von Bewehrungsstahl; |
| f_{bok} | charakteristische Verbundfestigkeit von Bewehrungsstahl; |
| f_{ck} | charakteristische Druckzyylinderfestigkeit von Füllbeton nach 28 Tagen; |
| f_{cm} | mittlere Druckzyylinderfestigkeit von Füllbeton nach 28 Tagen; |
| f_{cvk} | charakteristische Schubfestigkeit von Füllbeton; |
| f_d | Bemessungsdruckfestigkeit von Mauerwerk in der betrachteten Richtung; |
| f_k | charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk in der betrachteten Richtung; |
| f_m | mittlere Druckfestigkeit von Mauerwerkmörtel; |
| f_{vd} | Bemessungsschubfestigkeit von Mauerwerk; |
| f_{vk} | charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk; |
| f_{vk0} | charakteristische Anfangsschubfestigkeit von Mauerwerk unter Nulldruckspannung; |

| | |
|-------------------|---|
| f_{vk0i} | charakteristische Anfangsschubfestigkeit bei Nullvorbelastungsdruck an der Schnittstelle zwischen der oberen Oberfläche des vorgefertigten Teils und dem darauf errichteten Mauerwerk (das ergänzende Element); |
| f_{vlt} | Grenze des Werts von f_{vk} ; |
| f_{xd} | geeignete Bemessungsbiegefestigkeit für die Biegeebene; |
| f_{xd1} | Bemessungs-Biegezugfestigkeit von Mauerwerk mit Ausfallebene parallel zu den Lagerfugen; |
| $f_{xd1,app}$ | effektive Biegezugfestigkeit von Mauerwerk mit Ausfallebene parallel zu den Lagerfugen; |
| f_{xd2} | Bemessungs-Biegezugfestigkeit von Mauerwerk mit Ausfallebene rechtwinklig zu den Lagerfugen; |
| $f_{xd2,app}$ | effektive Biegezugfestigkeit von Mauerwerk mit Ausfallebene rechtwinklig zu den Lagerfugen; |
| f_{xk1} | charakteristische Biegezugfestigkeit von Mauerwerk mit Ausfallebene parallel zu den Lagerfugen; |
| f_{xk2} | charakteristische Biegezugfestigkeit von Mauerwerk mit Ausfallebene rechtwinklig zu den Lagerfugen; |
| f_{yd} | Bemessungsstreckgrenze der Bewehrung basierend auf f_{yk} oder $f_{0,2k}$; |
| f_{yk} | charakteristische Streckgrenze der Bewehrung; |
| $f_{0,2k}$ | charakteristische 0,2 %-Dehgrenze der Bewehrung; |
| g | Gesamtwert der Breiten von Mörtelstreifen; |
| h | lichte Höhe einer Mauerwerkswand; |
| h_c | Höhe einer Wand zur Lastebene; |
| h_{ef} | effektive Höhe einer Wand; |
| h_i | lichte Höhe der Mauerwerkswand i ; |
| h_{tot} | Gesamthöhe eines Bauwerks von der Oberkante des Fundaments oder einer Schubwand; |
| h_u | Höhe eines Mauersteins; |
| k | Verhältnis zwischen der Seitenlastkapazität einer vertikal verlaufenden Wand zu der Seitenlastkapazität der tatsächlichen Wandfläche unter Berücksichtigung der möglichen Kantenaussteifung; |
| k_f | relatives Biegeverhalten der Momentverformungsbehinderung; |
| k_m | Verhältnis zwischen Plattensteifigkeit und Wandsteifigkeit; |
| k_{tef} | Faktor zur Berücksichtigung der relativen Werte des Elastizitätsmoduls der beiden Schalen; |
| $\kappa_{0,8MRd}$ | Krümmung entsprechend 80 % des Bemessungswerts des Widerstandsmoments eines Aussteifungselementes; |

| | |
|-------------|--|
| l | Länge einer Wand (zwischen anderen Wänden, zwischen einer Wand und einer Öffnung oder zwischen Öffnungen); |
| l_a | Länge oder Höhe einer Wand zwischen Stützen, die in der Lage sind, einem Bogendruck zu widerstehen; |
| l_b | gerade Verankerungslänge von Bewehrungsstahl; |
| l_c | Länge des zusammengepressten Teils einer Wand; |
| l_{cl} | lichte Länge einer Öffnung; |
| l_{ef} | Stützweite eines Mauerwerkträgers; |
| l_{efm} | Stützlänge eines Auflagers in mittlerer Wandhöhe; |
| l_{fef} | effektiver Abstand zwischen den seitlichen Aussteifungen in einer geflanschten Wand; |
| l_r | licher Abstand zwischen seitlichen Aussteifungen; |
| l_s | Abstand zwischen Schubwänden; |
| m | Anzahl der vertikalen lasttragenden Elemente in einem Geschoss; |
| n | Anzahl der Geschosse; |
| n_{cmin} | Mindestanzahl der Wandverbindungsteile pro m^2 Wand; |
| n_i | Steifigkeitsfaktor von Elementen; |
| n_t | Anzahl der Maueranker oder Verbindungsteile pro m^2 Wand; |
| n_{tmin} | Mindestanzahl der Maueranker pro m^2 Wand; |
| $q_{lat,d}$ | seitlicher Bemessungswiderstand pro Flächeneinheit der Wand; |
| r_a | Bogenhöhe; |
| r_g | Trägheitsradius eines komplex geformten Elements; |
| s | Abstand der Schubbewehrung; |
| t | Dicke einer Wand; |
| t_b | Auflagerlänge eines Bodens an einer Wand; |
| t_{bmin} | minimale zulässige Auflagerlänge eines Bodens an einer Wand; |
| $t_{ch,h}$ | maximale Tiefe eines horizontalen oder geneigten Schlitzes; |
| $t_{ch,v}$ | maximale Tiefe eines vertikalen Schlitzes oder einer Vertiefung; |
| t_{ef} | effektive Dicke einer Wand; |

| | |
|------------|--|
| t_f | Dicke eines Flansches; |
| t_i | Wanddicke i ; |
| t_{\min} | Mindestdicke einer Wand; |
| t_{ri} | Rippendicke i ; |
| w_i | gleichmäßig verteilte Bemessungslast i ; |
| x | Tiefe der neutralen Achse; |
| χ | Vergrößerungsfaktor für den Schubwiderstand bewehrter Wände; |
| z | Hebelarm; |
| $1/r$ | Krümmung in einem bestimmten Abschnitt. |

Griechische Großbuchstaben

| | |
|-------------|--|
| Δe | zusätzliche Exzentrizität; |
| Φ | Verschwächungsgrad für den vertikalen Widerstand einer einschaligen Wand; |
| Φ_{cs} | Verschwächungsgrad für den vertikalen Widerstand komplex geformter Elemente; |
| Φ_i | Verschwächungsgrad für den vertikalen Widerstand an der Oberseite oder Unterseite einer Wand; |
| Φ_M | Verschwächungsgrad für den vertikalen Widerstand in mittlerer Wandhöhe (angegeben als Funktion der normalen Lastaufteilung); |
| Φ_m | Verschwächungsgrad für den vertikalen Widerstand in mittlerer Wandhöhe (angegeben als Funktion der Exzentrizität); |

Griechische Kleinbuchstaben

| | |
|----------------|---|
| α | Konstante zur Anwendung in der Gleichung zur Berechnung der Druckfestigkeit von Mauerwerk; |
| α_h | Verschwächungsgrad für die Höhe der Fehlerneigung eines Bauwerks; |
| α_m | Verschwächungsgrad für die Anzahl der vertikalen tragenden Bauteile der Fehlerneigung eines Bauwerks; |
| α_t | Wärmedehnungskoeffizient von Mauerwerk; |
| α_v | maximales Biegemoment in dem Element geteilt durch die maximale Scherkraft des Elements; |
| α_w | Winkel der Schubbewehrung zur Achse des Balkens; |
| a_1 | Abstand zwischen dem Ende einer Wand und der nächsten Kante eines belasteten Bereichs; |
| $\alpha_{1,2}$ | Biegemomentkoeffizienten für die Berechnung der seitlichen Last; |
| β | Konstante zur Anwendung in der Gleichung für die Druckfestigkeit von Mauerwerk; |

| | |
|----------------------------|--|
| β_{con} | Erhöhungsfaktor für konzentrierte Lasten; |
| γ_M | Teilsicherheitsbeiwert für eine Materialeigenschaft, auch unter Berücksichtigung der Modellunsicherheiten und Maßabweichungen; |
| δ | Faktor für die Bestimmung der normierten Druckfestigkeit von Mauersteinen; |
| ε_{coo} | endgültige Kriechverformung von Mauerwerk; |
| ε_{el} | elastische Verformung von Mauerwerk; |
| ε_{mu} | begrenzende Stauchung in Mauerwerk; |
| ε_{m1} | Spitzenstauchung in Mauerwerk; |
| ε_{su} | begrenzende Stauchung der Bewehrung; |
| ε_{sy} | Streckdehnung der Bewehrung; |
| φ_∞ | Endkriechkoeffizient von Mauerwerk; |
| η | Faktor für die Berechnung der Querbelastungs-Exzentrizität an Wänden; |
| η_f | Faktor zur Definition des äquivalenten rechteckigen Spannungsblocks; |
| θ | Rotation einer Aussteifung durch das auf die Aussteifung wirkende Moment; |
| θ_0 | Grundwert der Fehlerneigung eines Bauwerks; |
| θ_1 | Winkel der Fehlerneigung eines Bauwerks; |
| μ | orthogonales Verhältnis der Biegezugfestigkeiten von Mauerwerk; |
| μ_f | charakteristischer Reibungskoeffizient; |
| v | normale Lastaufteilung; |
| ρ | Bewehrungsverhältnis in Längsrichtung; |
| ρ_d | Trockendichte; |
| ρ_n | Faktor in Verbindung mit der effektiven Höhe in Abhängigkeit von der Kantenaussteifung oder Aussteifung der Wand; |
| ρ_t | Steifigkeitskoeffizient für durch Pfeiler ausgesteifte Wände; |
| σ_d | Bemessungsdruckspannung; |
| ϕ | Durchmesser des Bewehrungsstahls. |

4 Gestaltungsgrundlagen

4.1 Anforderungen

4.1.1 Grundanforderungen

(1) Die Gestaltung von Mauerwerkbauten muss in Übereinstimmung mit den in EN 1990 angegebenen allgemeinen Regeln und den spezifischen Gestaltungsvorschriften für Mauerwerkbauten in diesem Teil 1-1 von EN 1996 erfolgen.

(2) Die allgemeine Anordnung des Bauwerks und die Wechselwirkung und Verbindung seiner verschiedenen Teile müssen eine angemessene Stabilität und Robustheit während der Errichtung und des Gebrauchs ermöglichen.

4.1.2 Betriebssicherheit

(1) Die erforderliche Betriebssicherheit für Mauerwerkbauten muss durch die Gestaltung nach prEN 1996-1-1 und in Übereinstimmung mit anderen relevanten Eurocodes sowie die Ausführung in Übereinstimmung mit der Konstruktion erreicht werden.

4.1.3 Dauerhaftigkeit

(1) Für die Betrachtung der Dauerhaftigkeit muss 6 befolgt werden.

4.2 Grundsätzliches zur Auslegung mit Grenzzuständen

(1) Bei Mauerwerkbauten müssen der Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für alle Aspekte des Bauwerks einschließlich der Nebenbauteile im Mauerwerk berücksichtigt werden.

(2) Für Mauerwerkbauten müssen alle relevanten Bemessungssituationen einschließlich der relevanten Phasen in der Bauabfolge berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Für die Auswahl der Bemessungssituationen siehe EN 1990.

(3) Neben der Gestaltung des Bauwerks zum Tragen der während des normalen Gebrauchs auftretenden Lasten muss sichergestellt sein, dass eine Wahrscheinlichkeit besteht, dass das Bauwerk nicht durch Missbrauch oder Unfälle in einem gegenüber der ursprünglichen Ursache unverhältnismäßigen Ausmaß beschädigt wird.

ANMERKUNG Es kann nicht erwartet werden, dass Bauwerke exzessiven Lasten oder Kräften oder dem Verlust von tragenden Elementen oder Teilen des Bauwerks durch eine extreme Ursache widerstehen.

4.3 Grundlegende Variable

4.3.1 Einwirkungen

(1) Der charakteristische Wert von Einwirkungen müssen den relevanten Teilen von EN 1991 entnommen werden.

4.3.2 Werkstoff- und Produkteigenschaften

(1) Die für die Gestaltung zu verwendenden Eigenschaften von Werkstoffen und Bauprodukten sollten den relevanten Europäischen Normen (EN) oder den Europäischen Technischen Spezifikationen (TS) oder durch eine transparente und reproduzierbare Beurteilung, die alle Anforderungen eines Europäischen Bewertungsdokuments (EAD) erfüllt, entnommen werden, sofern nicht anders in prEN 1996-1-1 angegeben.

4.4 Verifizierung durch das Teilsicherheitsbeiwertverfahren**4.4.1 Bemessungswerte von Einwirkungen**

- (1) Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen müssen EN 1990 entnommen werden.
- (2) Bemessungswerte indirekter Einwirkungen aus interagierenden Bauteilen aus anderen Werkstoffen müssen unter Anwendung des relevanten Codes und der anzuwendenden Teilsicherheitsbeiwerte ermittelt werden.
- (3) Für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sollten erzwungene Verformungen als geschätzte (Mittel-)Werte eingeführt werden.

4.4.2 Bemessungswerte von Materialeigenschaften

- (1) Der Bemessungswert für eine Werkstoffeigenschaft wird erhalten, indem ihr charakteristischer oder angegebener Wert durch den relevanten Teilsicherheitsbeiwert für Werkstoffe γ_M geteilt wird.

4.4.3 Kombination von Einwirkungen

- (1) Kombinationen von Einwirkungen müssen in Übereinstimmung mit den in EN 1990 festgelegten allgemeinen Regeln übereinstimmen.

4.4.4 Grenzzustände der Tragfähigkeit

- (1) Die Verifizierung der Grenzzustände der Tragfähigkeit muss in Übereinstimmung mit 8 erfolgen.
- (2) Die relevanten Werte des Teilsicherheitsbeiwerts für Werkstoffe γ_M müssen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit entweder für dauerhafte oder vorübergehende oder zufällige Situationen festgelegt werden.

ANMERKUNG Der Wert von γ_M ist in Tabelle 4.1 (NDP) angegeben, sofern der nationale Anhang eines Landes keine anderen Werte enthält.

Tabelle 4.1 (NDP) — Teilsicherheitsbeiwerte für Werkstoffe für Mauerwerksbauten

| Werkstoff | | γ_M |
|----------------------------|---|------------|
| Mauerwerk hergestellt mit: | | |
| A | Mauersteine der Kategorie I, Mörtel nach Eignungsprüfung ^a | 2,0 |
| B | Mauersteine der Kategorie I, Mauermörtel nach Rezept ^b | 2,2 |
| C | Einheiten der Kategorie II, jeder Mörtel ^{a, b, e} | 2,5 |
| D | Verankerung von Bewehrungsstahl und Lagerfugenbewehrung | 2,2 |
| E | Lagerfugenbewehrung, Bewehrungsstahl und Spannstahl | 1,15 |
| F | Nebenbauteile ^{c, d} | 2,2 |
| G | Stürze nach EN 845-2 | 2,0 |

^a Anforderungen an Mörtel nach Eignungsprüfung sind in EN 998-2 und EN 1996-2 angegeben.
^b Anforderungen an Mörtel nach Rezept sind in EN 998-2 und EN 1996-2 angegeben.
^c Angegebene Werte sind Mittelwerte.
^d Es wird angenommen, dass Feuchtesperrschichten durch Mauerwerk γ_M abgedeckt sind.
^e Wenn der Variationskoeffizient für Mauersteine der Kategorie II nicht mehr als 25 % beträgt.

(3) Der Wert von γ_M darf mit einem Grad der Ausführungskontrolle verbunden sein.

ANMERKUNG Eine Anleitung für die Auswahl der Teilsicherheitsbeiwerte γ_M auf der Grundlage des Grads der Ausführungskontrolle ist in Anhang A enthalten.

4.4.5 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

(1) Die Verifizierung der Grenzzustände der Tragfähigkeit muss in Übereinstimmung mit 9 erfolgen.

(2) Der Wert von γ_M für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit muss 1,0 betragen.

(3) Wenn die relevanten Abschnitte zu Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit vereinfachte Regeln enthalten, dürfen ausführliche Berechnungen unter Verwendung von Kombinationen von Einwirkungen vernachlässigt werden.

4.5 Bemessung durch Prüfung

(1) Die strukturellen Eigenschaften von Mauerwerk dürfen durch Prüfung bestimmt werden.

ANMERKUNG Anhang D zu EN 1990 bietet eine Anleitung zu durch Prüfungen unterstützten Bemessungen.

5 Werkstoffe

5.1 Mauersteine

5.1.1 Arten von Mauersteinen

(1) Die für die Bemessung in Übereinstimmung mit diesem Eurocode erforderlichen Produkteigenschaften von Mauersteinen müssen die Anforderungen der relevanten Produktnorm erfüllen:

- EN 771-1 für Tonmauersteine;
- EN 771-2 für Mauersteine aus Calciumsilikat;
- EN 771-3 für Betonmauersteine mit Zuschlag (dichte und Leichtzuschläge);
- EN 771-4 für Mauersteine aus dampfgehärtetem Porenbeton;
- EN 771-5 für werkmäßig hergestellte Mauersteine;
- EN 771-6 für auf Maß gefertigte Natursteine.

5.1.2 Spezifikation und Gruppierung von Mauersteinen

(1) Mauersteine sollten als Kategorie I oder Kategorie II in Übereinstimmung mit EN 771-1 bis EN 771-6 deklariert werden.

(2) Mauersteine dürfen als Gruppe 1S, Gruppe 1, Gruppe 2, Gruppe 3 oder Gruppe 4 für die Zwecke der Anwendung der Gleichungen und numerischen Werte für die mechanischen Eigenschaften von Mauerwerk in 5.7.1.4 (1), (2), (3), (4) und (5) und 5.7.1.5 gruppiert werden.

(3) In prEN 1996-1-1 gelten alle auf Mauersteine der Gruppe 1 anwendbaren Abschnitte auch für Mauersteine der Gruppe 1S.

(4) Mauersteine, die nicht von den Beschränkungen der geometrischen Eigenschaften in Tabelle 5.1 umfasst sind, dürfen für nach prEN 1996-1-1 gestaltete Mauerwerke verwendet werden, wenn mindestens die Eigenschaft der Druckfestigkeit von Mauerwerk aus diesen Mauersteinen durch Prüfungen nach EN 1052-1 ermittelt wurde oder aus einer für die Art des Mauerwerks und das Projekt relevanten Datenbank verfügbar ist.

ANMERKUNG 1 Der Hersteller wird üblicherweise die Gruppierung und/oder die relevanten geometrischen Eigenschaften der Mauersteine angeben.

ANMERKUNG 2 Dieser Unterabschnitt dient nicht dazu, die Bestimmung der Druckfestigkeit, Schubfestigkeit und Biegefestigkeit von Mauerwerk aus einem bestimmten Mauerstein durch Prüfung zu verhindern.

Tabelle 5.1 — Geometrische Anforderungen für die Gruppierung von Mauersteinen

| | Werkstoffe und Grenzwerte für Mauersteine | | | | | |
|---|---|--|--------------------|---|---|--------------------------------------|
| | Gruppe 1S (alle Werkstoffe) ^a | Gruppe 1 (alle Werkstoffe) ^a | Einheiten | Gruppe 2 | Gruppe 3 | Gruppe 4 |
| | | | | Vertikale Löcher | | |
| Volumen aller Löcher (% vom Brutto-volumen) | ≤ 5 | ≤ 25 | Ton | $> 25; \leq 55$ | $> 25; \leq 70$ | $> 25; \leq 70$ |
| | | | Calcium-silikat | $> 25; \leq 55$ | nicht verwendet | nicht verwendet |
| | | | Beton ^b | $> 25; \leq 60$ | $> 25; \leq 70$ | $> 25; \leq 50$ |
| Volumen eines Lochs (% vom Brutto-volumen) | keine Anforderung | $\leq 12,5$ | Ton | jedes von mehreren Löchern ≤ 2 Grifflöcher bis zu insgesamt 12,5 | jedes von mehreren Löchern ≤ 2 Grifflöcher bis zu insgesamt 12,5 | jedes von mehreren Löchern ≤ 30 |
| | | | Calcium-silikat | jedes von mehreren Löchern ≤ 15 Grifflöcher bis zu insgesamt 30 | nicht verwendet | nicht verwendet |
| | | | Beton ^b | jedes von mehreren Löchern ≤ 30 Grifflöcher bis zu insgesamt 30 | jedes von mehreren Löchern ≤ 30 Grifflöcher bis zu insgesamt 30 | jedes von mehreren Löchern ≤ 25 |
| | | | | Steg | Schale | Steg |
| | | | Ton | ≥ 5 | ≥ 8 | ≥ 3 |
| | | | Calcium-silikat | ≥ 5 | ≥ 10 | nicht verwendet |
| | | | Beton ^b | ≥ 15 | ≥ 18 | ≥ 15 |
| | | | | | Steg | Schale |
| | | | | | ≥ 5 | ≥ 6 |
| | | | | | | nicht verwendet |
| | | | | | | |

| | Werkstoffe und Grenzwerte für Mauersteine | | | | | |
|--|--|---|---------------------|------------------|-----------------------|--------------------|
| | Gruppe 1S (alle Werkstoffe) ^a | Gruppe 1 (alle Werkstoffe) ^a | Einheiten | Gruppe 2 | Gruppe 3 | Gruppe 4 |
| | keine Anforderung | keine Anforderung | | Vertikale Löcher | Horizontale Löcher | |
| deklarierter Wert der kombinierten Dicke von Stegen und Schalen (% der Gesamtbreite) | keine Anforderung | keine Anforderung | Ton | ≥ 16 | ≥ 12 | ≥ 12 |
| | | | Calcium- silikat | ≥ 20 | nicht verwendet | nicht verwendet |
| | | | Beton ^b | ≥ 18 | ≥ 15 | ≥ 45 |

^a Mauersteine der Grupp 1 und Gruppe 1S dürfen Eindrücke wie etwa Mulden, Grifflöcher oder Rillen in der Lagerfläche enthalten, wenn diese Eindrücke in der fertigen Wand mit Mörtel gefüllt werden sollen.

^b Im Fall kegelförmiger oder zellulärer Löcher ist der Mittelwert der Dicke der Stege und Schalen zu verwenden.

5.1.3 Eigenschaften von Mauersteinen

(1) Die für die Bemessung zu verwendende Druckfestigkeit von Mauersteinen muss die normierte Druckfestigkeit f_b auf der Grundlage eines 50 %-Fraktils sein.

ANMERKUNG In der Normenreihe EN 771 wird die normierte Druckfestigkeit entweder:

- von dem Hersteller angegeben oder
- durch Umrechnung der Druckfestigkeit unter Verwendung von EN 772-1, Anhang A (Umrechnung der Druckfestigkeit von Mauersteinen in die normierte Druckfestigkeit) erhalten.

(2) Wenn der Hersteller die normierte Druckfestigkeit von Mauersteinen als charakteristische Festigkeit auf der Grundlage eines anderen als eines 50 %-Fraktils angibt, sollte dieser Wert in das äquivalente 50 %-Fraktil umgerechnet werden.

(3) Die Flachheit und Ebenenparallelität der Lagerflächen der Mauersteine sollte angemessen sein, wenn Dünnbettfugen verwendet werden sollen.

5.2 Mörtel

5.2.1 Arten von Mauermörtel

(1) Werkmauermörtel und werkmäßig herstellter Mauermörtel müssen in Übereinstimmung mit den Anforderungen nach EN 998-2 erfüllt werden.

(2) Baustellenmauermörtel sollte die Anforderungen in Übereinstimmung mit EN 1996-2 erfüllen.

5.2.2 Spezifikation von Mauermörtel

(1) Mauermörtel sollten anhand ihrer Druckfestigkeit in N/mm² klassifiziert werden.

(2) Mauermörtel nach Rezept sollten durch die Anteile ihrer Bestandteile beschrieben und dürfen mit ihrer Druckfestigkeit verbunden werden.

ANMERKUNG Die Anteile der Bestandteile eines Mörtels nach Rezept zur Erreichung einer gegebenen Druckfestigkeit können dem nationalen Anhang eines Landes entnommen werden, wenn das Land dies vorschreibt.

(3) Normal-Mauermörtel darf Mauermörtel nach Eignungsprüfung in Übereinstimmung mit EN 998-2 oder Mauermörtel nach Rezept in Übereinstimmung mit EN 998-2 sein.

(4) Dünnbettmörtel und Leichtmauermörtel sollten Mörtel nach Eignungsprüfung in Übereinstimmung mit EN 998-2 sein.

5.2.3 Eigenschaften von Mauermörtel

5.2.3.1 Druckfestigkeit von Mauermörtel

(1) Die mittlere Druckfestigkeit von Mauermörtel f_m muss in Übereinstimmung mit EN 1015-11 bestimmt werden.

5.2.3.2 Haftung zwischen Mauersteinen und Mörtel

(1) Die Haftung zwischen dem Mauermörtel und den Mauersteinen muss für den vorgesehenen Verwendungszweck geeignet sein.

ANMERKUNG 1 Die geeignete Haftung wird von der Art des verwendeten Mörtels und den Mauersteinen, auf die der Mörtel aufgetragen wird, abhängen.

ANMERKUNG 2 Die Haftung ist mit der Anfangs-Schubfestigkeit verbunden. EN 1052-3 behandelt die Bestimmung der Anfangs-Scherfestigkeit von Mauerwerk und EN 1052-5 die Bestimmung der Biegehaftzugfestigkeit.

5.3 Füllbeton

5.3.1 Arten von Füllbeton

(1) Der verwendete Füllbeton muss die Anforderungen nach EN 206 erfüllen.

5.3.2 Spezifikation von Füllbeton

(1) Füllbeton muss durch die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} nach 28 Tagen in Übereinstimmung mit EN 206 spezifiziert werden.

(2) Die charakteristische Druckfestigkeit von Füllbeton sollte nicht weniger als 20 N/mm^2 betragen.

(3) Der Füllbeton darf nach Eignungsprüfung oder nach Rezept hergestellt werden.

(4) Die Verarbeitbarkeit von Füllbeton muss sicherstellen, dass Löcher vollständig gefüllt werden, wenn der Beton in Übereinstimmung mit EN 1996-2 aufgetragen wird.

(5) Die für den Füllbeton angegebene Setzmaßklasse muss für den vorgesehenen Verwendungszweck geeignet sein. In den meisten Fällen dürfen die Setzmaßklassen S3 bis S5 oder die Fließmaßklassen F4 bis F6 in Übereinstimmung mit EN 206 verwendet werden. In Löchern, deren kleinstes Maß weniger als 85 mm beträgt, sollte die Setzmaßklasse S5 oder die Fließmaßklasse F6 verwendet werden. Wo Beton mit hohem Setzmaß verwendet werden soll, sollten Maßnahmen getroffen werden, um das daraus resultierende starke Schrumpfen des Betons zu reduzieren.

(6) Wenn Füllbeton in Löchern, deren kleinstes Maß weniger als 100 mm oder die Bewehrungsdecke weniger als 25 mm beträgt, verwendet werden soll, sollte die maximale Korngröße nicht mehr als 10 mm betragen. In allen anderen Fällen sollte die maximale Korngröße nicht mehr als 20 mm betragen.

5.3.3 Eigenschaften von Füllbeton

- (1) Die charakteristische Druckfestigkeit und Schubfestigkeit von Füllbeton muss durch Prüfungen an Betonproben bestimmt werden.
- (2) Prüfergebnisse dürfen durch für das Projekt vorgenommene Prüfungen erzielt werden oder in einer für das Projekt relevanten Datenbank zur Verfügung stehen.
- (3) Wenn keine Prüfdaten verfügbar sind, dürfen die charakteristische Druckfestigkeit nach 28 Tagen f_{ck} und die charakteristische Schubfestigkeit f_{cvk} von Füllbeton Tabelle 5.2 entnommen werden.

Tabelle 5.2 — Charakteristische Festigkeiten von Füllbeton

| Charakteristische Druckfestigkeit von Beton N/mm² | 20 | 25 oder mehr |
|---|-----------|---------------------|
| f_{ck} (N/mm ²) | 20 | 25 |
| f_{cvk} (N/mm ²) | 0,39 | 0,45 |

5.4 Stahlbewehrung

5.4.1 Arten von Bewehrungsstahl

- (1) Bewehrungsstahl darf Kohlenstoffstahl oder austenitischer nichtrostender Stahl sein.
- (X) Bewehrungsstahl sollte gerippt oder gezahnt und schweißbar sein.

5.4.2 Spezifikation von Bewehrungsstahl

- (1) Bewehrungskohlenstoffstahl muss in Übereinstimmung mit EN 1992-1-1 spezifiziert werden.

5.4.3 Eigenschaften von Bewehrungsstahl

- (1) Die charakteristische Streckgrenze der Bewehrung f_{yk} oder die charakteristische 0,2 %-Dehgrenze der Bewehrung $f_{0,2k}$ muss die Anforderungen nach EN 1992-1-1 erfüllen.

5.4.4 Eigenschaften von Lagerfugenbewehrung

- (1) Die Eigenschaften von Lagerfugenbewehrung müssen die Anforderungen nach EN 845-3 erfüllen.

5.5 Spannstahl

5.5.1 Arten von Spannstahl

- (1) Spannstahl muss die in EN 10138 festgelegten Anforderungen erfüllen.

5.5.2 Spezifikation von Spannstahl

- (1) Spannstahl muss in Übereinstimmung mit EN 1992-1-1 spezifiziert werden.

5.5.3 Eigenschaften von Spannstahl

- (1) Die Eigenschaften von Spannstahl sollten EN 1992-1-1 entnommen werden.

5.6 Zugehörige Bauteile

5.6.1 Feuchtesperrschichten

(1) Feuchtesperrschichten müssen dem Durchgang von (Kapillar-)Wasser widerstehen.

5.6.2 Maueranker

(1) Die Eigenschaften von Mauerankern müssen die Anforderungen nach EN 845-1 erfüllen.

5.6.3 Zugbänder, Hänger und Mauerwerksauflager

(1) Die Eigenschaften von Zugbändern, Hängern und Mauerwerksauflagern müssen die Anforderungen nach EN 845-1 erfüllen.

5.6.4 Vorgefertigte Stürze

(1) Die Eigenschaften vorgefertigter Stürze müssen die Anforderungen nach EN 845-2 erfüllen.

5.6.5 Vorspanneinrichtungen

(1) Verankerungen, Verbindungsteile, Kanäle und Hüllrohre müssen die Anforderungen nach EN 1992-1-1 erfüllen.

5.7 Mechanische Eigenschaften von Mauerwerk

5.7.1 Charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk

5.7.1.1 Allgemeines

(1) Die charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk f_k muss aus den Ergebnissen der Prüfungen an Mauerwerkproben nach EN 1052-1 bestimmt werden.

(2) Prüfergebnisse dürfen durch für das Projekt vorgenommene Prüfungen erzielt werden oder in einer für die Art des Mauerwerks und das Projekt relevanten Datenbank zur Verfügung stehen.

5.7.1.2 Charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk ohne Randstreifenverfüllung der Lagerfugen

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

(i) Bewertung der Prüfergebnisse nach 5.7.1.3 oder

(ii) Regeln wie in 5.7.1.4 beschrieben.

ANMERKUNG Verfahren (ii) ist anzuwenden, sofern nicht in dem nationalen Anhang eines Landes die Anwendung des Verfahrens (i) vorgeschrieben wird.

5.7.1.3 Charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk ohne Randstreifenverfüllung der Lagerfugen auf der Grundlage von Prüfungen

(1) Die Bewertung von Prüfergebnissen darf als Tabelle oder als Gleichung (5.1) angegeben werden.

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta \quad (5.1)$$

Dabei ist

f_k die charakteristische Druckfestigkeit des Mauerwerks in N/mm²;

K eine festzulegende und gegebenenfalls nach 5.7.1.4 (2) und/oder 5.7.1.4 (5) zu modifizierende Konstante;

α eine Konstante in Verbindung mit f_b ;

β eine Konstante in Verbindung mit f_m ;

f_b die normierte Druckfestigkeit der Mauersteine in Richtung der Auswirkung der angewendeten Einwirkung in N/mm²;

f_m die mittlere Druckfestigkeit des Mörtels in N/mm².

(2) Beschränkungen der Anwendung der Gleichung (5.1) oder Beschränkungen der Anwendung einer festzulegenden Tabelle, sofern beschlossen wird, die Ergebnisse auf diese Weise anzugeben, sollten als f_b , f_m , der Variationskoeffizient der Prüfergebnisse und der geometrischen Eigenschaften oder der Gruppierung der Mauersteine angegeben werden.

5.7.1.4 Charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk ohne Randstreifenverfüllung der Lagerfugen auf der Grundlage von Regeln

(1) Die Beziehung zwischen der charakteristischen Druckfestigkeit des Mauerwerks f_k , der normierten Druckfestigkeit der Mauersteine f_b und der mittleren Druckfestigkeit des Mörtels f_m für Mauerwerk ohne Randstreifenverfüllung der Lagerfugen darf aus Gleichung (5.2) bis Gleichung (5.5) je nach Art des Mauerwerks und vorbehaltlich der Erfüllung der folgenden Anforderungen ermittelt werden:

- das Mauerwerk wird in Übereinstimmung mit 10 beschrieben;
- alle Fugen erfüllen die Anforderungen nach 10.1.5 (1) und (3), um als gefüllt zu gelten [siehe 5.7.1.4 (4) für ungefüllte Fugen];
- es wird angenommen, dass f_b nicht größer ist als:
 - 75 N/mm², wenn die Mauersteine mit Normalmörtel verlegt werden;
 - 50 N/mm², wenn die Mauersteine mit Dünnbettmörtel verlegt werden;
- es wird angenommen, dass f_m nicht größer ist als:
 - 20 N/mm² oder größer als $2 f_b$, wenn die Mauersteine mit Normalmörtel verlegt werden;
 - 10 N/mm², wenn die Mauersteine mit Leichtmörtel verlegt werden;
- die Dicke des Mauerwerks entspricht der Breite oder Länge des Mauersteins, sodass keine Mörtelfuge parallel zur Fläche der Wand durch die gesamte Wandlänge oder einen Teil derselben verläuft;

- der Variationskoeffizient der Druckfestigkeit von Mauersteinen beträgt nicht mehr als 25 % und
- für Fugen mit einer Dicke von mehr als 3 mm und weniger als 6 mm basiert die Festigkeit der Wand auf Normalmörtel.

Für Mauerwerk außer Mauerwerk aus auf Maß gefertigtem Naturstein, das mit Normalmörtel und Leichtmörtel errichtet wird, sollte Gleichung (5.2) angewandt werden:

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} \quad (5.2)$$

Für Mauerwerk aus auf Maß gefertigten Mauersteinen, das mit Normalmörtel errichtet wird, sollte Gleichung (5.3) angewandt werden:

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,15} \quad (5.3)$$

Für mit Dünnbettmörtel hergestelltes Mauerwerk in Lagerfugen mit einer Nenndicke von 1 mm bis 3 mm und Tonmauersteinen der Gruppe 1 und Gruppe 4, Calciumsilikat, Zuschlagbeton, dampfgehärteten Porenbeton und auf Maß gefertigte Natursteine sollte Gleichung (5.4) angewandt werden:

$$f_k = K f_b^{0,85} \quad (5.4)$$

Für mit Dünnbettmörtel hergestelltes Mauerwerk in Lagerfugen mit einer Nenndicke von 1 mm bis 3 mm und Tonmauersteinen der Gruppe 2 und Gruppe 3 sollte Gleichung (5.5) angewandt werden:

$$f_k = K f_b^{0,7} \quad (5.5)$$

Dabei ist

- f_k die charakteristische Druckfestigkeit des Mauerwerks in N/mm²;
- K eine Konstante nach Tabelle 5.3, die gegebenenfalls nach 5.7.4.1 (2) und/oder 5.7.1.4 (5) zu modifizieren ist;
- f_b die normierte Druckfestigkeit der Mauersteine in Richtung der Auswirkung der angewendeten Einwirkung in N/mm²;
- f_m die mittlere Druckfestigkeit des Mörtels in N/mm².

ANMERKUNG 1 EN 998-2 gibt keinen Grenzwert für die Dicke von mit Dünnbettmörtel herstellten Fugen vor. Der Grenzwert der Nenndicke von Lagerfugen von 1 mm bis 3 mm dient dazu, sicherzustellen, dass der Dünnbettmörtel verbesserte Eigenschaften hat, von denen angenommen wird, dass sie dazu dienen, die Gültigkeit der Gleichung (5.4) und Gleichung (5.5) zu ermöglichen.

ANMERKUNG 2 Bei mit Dünnbettmörtel errichtetem Mauerwerk hat die Druckfestigkeit des Mörtels f_m keinen oder nur einen sehr begrenzten Einfluss auf die Druckfestigkeit des Mauerwerks und erscheint daher nicht als Parameter in den Gleichung (5.4) und Gleichung (5.5).

(2) Sofern die Auswirkungen von Einwirkungen parallel zur Richtung der Lagerfugen verlaufen, darf die charakteristische Druckfestigkeit des Mauerwerks f_k anhand der Gleichung (5.2), Gleichung (5.3), Gleichung (5.4) oder Gleichung (5.5) unter Verwendung der durch Prüfungen ermittelten normierten Druckfestigkeit der Mauersteine f_b bestimmt werden, wenn die Richtung der Anwendung der Last auf den Prüfkörper der Richtung der Auswirkung der Einwirkung in dem Mauerwerk entspricht, wobei der Formfaktor δ nach EN 772-1 nicht mehr als 1,0 betragen darf. Für Mauersteine der Gruppe 2 und Gruppe 3 sollte K anschließend mit 0,5 multipliziert werden.

ANMERKUNG Die Anpassung von f_b durch Anwendung des Formfaktors δ ergibt die normierte Festigkeit eines Mauersteins und berücksichtigt das Verhältnis zwischen seiner Höhe und seiner Breite.

(3) Für mit Normalmörtel errichtetes Mauerwerk, bei dem Zuschlagbetonsteine der Gruppe 2 und Gruppe 3 verwendet und die vertikalen Hohlräume komplett mit Beton gefüllt werden, sollte der Wert von f_k ermittelt werden, indem die Steine der Gruppe 1 mit einer Druckfestigkeit entsprechend der mittleren Druckfestigkeit der Steine f_b oder des Füllbetons f_{cm} (je nachdem, welcher Wert geringer ist) zugeordnet werden.

(4) Wenn Stoßfugen nicht gefüllt werden, dürfen die Gleichung (5.2), Gleichung (5.3), Gleichung (5.4) oder Gleichung (5.5) angewendet werden. In diesem Fall sollte jedoch die Auswirkung jeder horizontalen Einwirkung, die auf das Mauerwerk angewendet oder durch dieses übertragen werden könnte, berücksichtigt werden [siehe auch 5.7.2.1 (2) für die zu verwendende Schubfestigkeit].

(5) Für mit Normalmörtel errichtetes Mauerwerk, bei dem eine Mörtelfuge parallel zur Fläche der Wand über die gesamte Wandlänge oder einen Teil derselben verläuft, dürfen die Werte für K durch Multiplizieren der in Tabelle 5.3 angegebenen Werte mit 0,8 ermittelt werden.

Tabelle 5.3 — Werte für K zur Anwendung mit Normal-, Dünnbett- und Leichtmörtel

| Mauerstein | | Normalmörtel | Dünnbett-mörtel^a | Leichtmörtel mit einer Dichte | |
|--------------------------------|----------|---------------------|------------------------------------|---|---|
| | | | | $600 \leq \rho_d \leq 800 \text{ kg/m}^3$ | $800 < \rho_d \leq 1300 \text{ kg/m}^3$ |
| Ton | 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 |
| Calciumsilikat | Gruppe 1 | 0,55 | 0,80 | ‡ | ‡ |
| | Gruppe 2 | 0,45 | 0,65 | ‡ | ‡ |
| Zuschlagbeton | 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 | ‡ | ‡ | ‡ |
| dampfgehärteter Porenbeton | Gruppe 1 | 0,55 | 0,80 | 0,45 | 0,45 |
| gefertigter Stein | Gruppe 1 | 0,45 | 0,75 | ‡ | ‡ |
| auf Maß gefertigter Naturstein | Gruppe 1 | 0,70 | 0,75 | ‡ | ‡ |

^a Lagerfuge $\geq 0,5 \text{ mm}$ und $\leq 3 \text{ mm}$.

‡ Da diese Kombination aus Mörtel und Mauerstein üblicherweise nicht verwendet wird, ist kein Wert angegeben.

5.7.1.5 Charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk mit Randstreifenverfüllung der Lagerfugen

(1) Die charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk mit Randstreifenverfüllung der Lagerfugen darf aus 5.7.1.4 unter Verwendung der normierten Druckfestigkeit der Mauersteine f_b , die für normale Lagerung erhalten wird, ermittelt werden (d. h. nicht aus Prüfungen an in Übereinstimmung mit EN 772-1 geprüften Steinen für Mauersteine mit Randstreifenverfüllung), sofern:

- die Breite jedes Mörtelstreifens mindestens 30 mm beträgt;
- die Dicke des Mauerwerks der Breite oder Länge des Mauersteins entspricht, sodass keine Längsmörtelfuge durch die gesamte Wandlänge oder einen Teil derselben verläuft;
- das Verhältnis g/t nicht mehr als 0,4 beträgt;
- K wird aus 5.7.1.4 entnommen, wenn $g/t = 1,0$, oder K wird als die Hälfte dieser Werte angenommen, wenn $g/t = 0,4$, wobei Zwischenwerte durch lineare Interpolationen ermittelt werden,

Dabei ist

- g der Gesamtwert der Breiten der Mörtelstreifen;
 t die Dicke der Wand.

(2) Die charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk mit Randstreifenverfüllung der Lagerfugen darf aus 5.7.1.4 entnommen werden, sofern die normierte Druckfestigkeit der Mauersteine f_b , die in der relevanten Gleichung verwendet wird, dem aus Prüfungen an in Übereinstimmung mit EN 772-1 geprüften Steinen für Mauersteine mit Randstreifenverfüllung bestimmten Wert entspricht.

5.7.2 Charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk

5.7.2.1 Allgemeines

(1) Die charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk f_{vk} unter Verwendung von Normalmörtel oder Dünnbettmörtel in Lagerfugen mit einer Nenndicke zwischen 1 mm und 3 mm Leichtmörtel mit allen Fugen in Übereinstimmung mit den Anforderungen nach 10.1.5, um als gefüllt zu gelten, sollte aus der Gleichung (5.6) entnommen werden.

$$f_{vk} = f_{vk0} + \mu_f \sigma_d \quad (5.6)$$

Dabei ist f_{vk} nicht größer als f_{vlt} .

Dabei ist

- f_{vk0} die charakteristische Anfangsschubfestigkeit unter Nulldruckspannung (siehe 5.7.2.2);
 μ_f der charakteristische Reibungskoeffizient (siehe 5.7.2.3);
 F_{vlt} die Grenze des Werts von f_{vk} ;
 Σ_d die Bemessungsdruckfestigkeit senkrecht zum Schub in dem Element auf der betrachteten Ebene unter Verwendung der geeigneten Kombination von Einwirkungen auf der Grundlage der mittleren vertikalen Spannung über dem zusammengedrückten Teil der Wand, die den Schubwiderstand leistet.

ANMERKUNG Der Wert von f_{vlt} beträgt $0,065 f_b$, dabei ist f_b die normierte Druckfestigkeit der Mauersteine, wie in 5.1.3 (1) beschrieben, für die Richtung der Anwendung der Last auf die Prüfkörper rechtwinklig zur Lagerfläche, sofern der nationale Anhang eines Landes keinen anderen Wert vorgibt.

(2) Die charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk unter Verwendung von Normalmörtel oder Dünnbettmörtel in Lagerfugen mit einer Dicke zwischen 1 mm und 3 mm oder Leichtmörtel mit unvermörtelten Stoßfugen, jedoch mit angrenzenden Flächen der Mauersteine, die eng aneinander stoßen und Lagerfugen, die die Anforderungen nach 10.1.5 erfüllen, sollte aus Gleichung (5.7) entnommen werden.

$$f_{vk} = 0,5 f_{vk0} + \mu_f \sigma_d \quad (5.7)$$

Dabei ist f_{vk} nicht größer als f_{vlt} .

Dabei entsprechen f_{vk0} , μ_f , f_{vlt} und σ_d der Festlegung in (1) oben für gefüllte Stoßfugen.

ANMERKUNG Der Wert von f_{vlt} beträgt $0,045 f_b$, dabei ist f_b die normierte Druckfestigkeit der Mauersteine, wie in 5.1.3 (1) beschrieben, für die Richtung der Anwendung der Last auf die Prüfkörper rechtwinklig zur Lagerfläche, sofern der nationale Anhang eines Landes keinen anderen Wert vorgibt.

(3) Für Mauerwerk mit Randstreifenverfüllung, bei dem die Mauersteine auf zwei oder mehr gleichen Mörtelstreifen mit einer Breite von je mindestens 30 mm aufliegen, darf f_{vk} aus der Gleichung (5.6) oder Gleichung (5.7) und durch Multiplikation von f_{vk0} mit g/t ermittelt werden, dabei ist g der Gesamtwert der Breiten der Mörtelstreifen und t die Dicke der Wand.

(4) Der vertikale Schubwiderstand der Verbindung zwischen zwei Mauerwerkswänden darf durch geeignete Prüfungen für ein bestimmtes Projekt oder durch Bewertung der Prüfdaten ermittelt werden. In Abwesenheit solcher Daten darf der charakteristische vertikale Schubwiderstand auf der charakteristischen Anfangsschubfestigkeit des Mauerwerks unter Nulldruckspannung f_{vk0} nach 5.7.2.2 (4) basieren, sofern die Verbindung zwischen den Wänden die Anforderungen nach 10.5.2.1 erfüllt.

5.7.2.2 Charakteristische Anfangsschubfestigkeit

(1) Die charakteristische Anfangsschubfestigkeit von Mauerwerk f_{vk0} muss durch Prüfungen in Übereinstimmung mit EN 1052-3 bestimmt werden.

(2) Die charakteristische Anfangsschubfestigkeit einer Feuchtesperrschicht f_{vk0} muss durch Prüfungen in Übereinstimmung mit EN 1052-4 bestimmt werden.

(3) Prüfergebnisse dürfen durch für das Projekt vorgenommene Prüfungen erzielt werden oder in einer für die Art des Mauerwerks und das Projekt relevanten Datenbank zur Verfügung stehen.

(4) Die charakteristische Anfangsschubfestigkeit von Mauerwerk f_{vk0} sollte bestimmt werden durch:

(i) die Bewertung der Prüfergebnisse nach (3) oder

(ii) die in Tabelle 5.4 angegebenen Werte, sofern die in Übereinstimmung mit EN 1996-2 hergestellten Normalmörtel keine Zusatzmittel oder Zusätze für Baustellenmauermörtel enthalten.

ANMERKUNG Verfahren (ii) ist anzuwenden, sofern nicht in dem nationalen Anhang eines Landes die Anwendung des Verfahrens (i) vorgeschrieben wird.

Tabelle 5.4 — Werte der Anfangsschubfestigkeit von f_{vk0}

| Mauersteine | Normalmörtel mit einer mittleren Druckfestigkeit f_m | f_{vk0} N/mm ² | Dünnbett-mörtel ^a | Leichtmörtel |
|---|--|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| | f_m N/mm ² | f_{vk0} N/mm ² | f_{vk0} N/mm ² | f_{vk0} N/mm ² |
| Ton | 10 bis 20 | 0,30 | 0,30 | 0,15 |
| | 2,5 bis 9 | 0,20 | | |
| | 1 bis 2 | 0,10 | | |
| Calciumsilikat | 10 bis 20 | 0,20 | 0,40 | 0,15 |
| | 2,5 bis 9 | 0,15 | | |
| | 1 bis 2 | 0,10 | | |
| Zuschlagbeton, dampfgehärteter Porenbeton, hergestellter Stein und auf Maß gefertigter Naturstein | 10 bis 20 | 0,20 | 0,30 | 0,15 |
| | 2,5 bis 9 | 0,15 | | |
| | 1 bis 2 | 0,10 | | |

^a Lagerfuge mit einer Nenndicke zwischen 1 mm und 3 mm.

5.7.2.3 Charakteristischer Reibungskoeffizient

- (1) Der charakteristische Reibungskoeffizient einer Lagerfuge μ_f muss durch Prüfungen in Übereinstimmung mit EN 1052-3 bestimmt werden.
- (2) Der charakteristische Reibungskoeffizient einer Feuchtesperrschicht μ_f muss durch Prüfungen in Übereinstimmung mit EN 1052-4 bestimmt werden.
- (3) Prüfergebnisse dürfen durch für das Projekt vorgenommene Prüfungen erzielt werden oder in einer für die Art des Mauerwerks und das Projekt relevanten Datenbank zur Verfügung stehen.
- (4) Der charakteristische Reibungskoeffizient von Mauerwerk μ_f sollte bei Wänden, die einer horizontalen Belastung in der Ebene unterliegen (Schub in der Ebene der Wand), als 0,4 angenommen werden.
- (5) Der charakteristische Reibungskoeffizient einer Fuge μ_f darf als 0,6 angenommen werden, wenn der Ausfall einer durchgehenden horizontalen Fuge berücksichtigt wird.

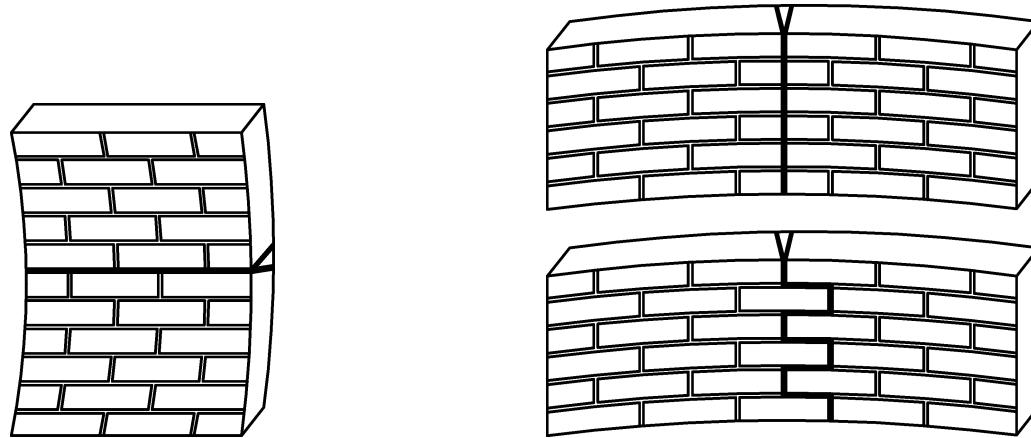
5.7.3 Charakteristische Schubfestigkeit der Schnittstelle zwischen Mauerwerk und einem vorgefertigten Sturz

- (1) Die charakteristische Anfangsschubfestigkeit der Schnittstelle zwischen Mauerwerk und der Oberfläche des vorgefertigten Teils eines Verbundsturzes f_{vk0i} wird vom Hersteller angegeben.

5.7.4 Charakteristische Biegezugfestigkeit von Mauerwerk

(1) In Verbindung mit der Biegung außerhalb der Ebene sollten die folgenden Situationen berücksichtigt werden (siehe Bild 5.1):

- Biegefestigkeit mit einer Ausfallebene parallel zu den Lagerfugen f_{xk1} ;
- Biegefestigkeit mit einer Ausfallebene senkrecht zu den Lagerfugen f_{xk2} .



a) Ausfallebene parallel zu den Lagerfugen f_{xk1} b) Ausfallebene senkrecht zu den Lagerfugen f_{xk2}

Bild 5.1 — Ausfallebene von Mauerwerk unter Biegung

(2) Die charakteristische Biegefestigkeit von Mauerwerk f_{xk1} und f_{xk2} muss anhand der Ergebnisse von Prüfungen an Mauerwerksprüfkörpern nach EN 1052-2 bestimmt werden.

(3) Prüfergebnisse dürfen durch für das Projekt vorgenommene Prüfungen erzielt werden oder in einer für die Art des Mauerwerks und das Projekt relevanten Datenbank zur Verfügung stehen.

(4) Die charakteristische Biegefestigkeit von Mauerwerk darf durch die Bewertung der Ergebnisse von Prüfungen wie in (3) beschrieben ermittelt werden.

ANMERKUNG 1 Die Werte von f_{xk1} und f_{xk2} , die für Mauerwerk mit und ohne Randstreifenverfüllung gelten, sind in Tabelle 5.5 (NDP) und Tabelle 5.6 (NDP) angegeben, sofern nicht ein nationaler Anhang eines Landes andere Werte enthält.

ANMERKUNG 2 Für Mauerwerk aus mit Dünnbettmörtel verlegten dampfgehärteten Porenbetonsteinen werden die Werte von f_{xk1} und f_{xk2} aus Tabelle 5.5 (NDP) und Tabelle 5.6 (NDP) entnommen oder durch die folgenden Gleichungen bestimmt:

$$f_{xk1} = 0,035 f_b \text{ mit geschlossenen und offenen Stoßfugen;}$$

$$f_{xk2} = 0,035 f_b \text{ mit geschlossenen Stoßfugen oder } 0,025 f_b \text{ mit offenen Stoßfugen;}$$

sofern der nationale Anhang eines Landes nicht andere Werte enthält.

ANMERKUNG 3 f_{xk1} ist für dauerhafte und hauptsächlich seitliche Belastungen (z. B. durch seitlichen Erd- und Wasserdruck) als null anzunehmen, sofern der nationale Anhang eines Landes nicht andere Werte enthält.

Tabelle 5.5 (NDP) — Werte von f_{xk1} für eine Ausfallebene parallel zu Lagerfugen (geschlossene oder offene Stoßfugen)

| Mauerstein | f_{xk1} N/mm ² | | | |
|--------------------------------|--------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| | Normalmörtel | | Dünnbettmörtel ^a | Leichtmörtel |
| | $f_m < 5 \text{ N/mm}^2$ | $f_m \geq 5 \text{ N/mm}^2$ | $f_m \geq 5 \text{ N/mm}^2$ | $f_m \geq 5 \text{ N/mm}^2$ |
| Ton | 0,10 | 0,15 | 0,20 | 0,10 |
| Calciumsilikat | 0,05 | 0,10 | 0,20 | nicht verwendet |
| Zuschlagbeton | 0,05 | 0,10 | 0,20 | nicht verwendet |
| dampfgehärteter Porenbeton | 0,05 | 0,10 | 0,15 | 0,10 |
| gefertigter Stein | 0,05 | 0,10 | nicht verwendet | nicht verwendet |
| auf Maß gefertigter Naturstein | 0,05 | 0,10 | 0,15 | nicht verwendet |

^a Lagerfuge mit einer normalen Dicke zwischen 1 mm und 3 mm.

Tabelle 5.6 (NDP) — Werte von f_{xk2} für eine Ausfallebene senkrecht zur Lagerfuge (geschlossene Stoßfugen)

| Mauerstein | f_{xk2} N/mm ² | | | |
|--------------------------------|----------------------------------|-----------------------------|----------------------------------|-----------------------------|
| | Normalmörtel | | Dünnbett- mörtel ^a | Leichtmörtel |
| | $f_m < 5 \text{ N/mm}^2$ | $f_m \geq 5 \text{ N/mm}^2$ | $f_m \geq 5 \text{ N/mm}^2$ | $f_m \geq 5 \text{ N/mm}^2$ |
| Ton | 0,20 | 0,40 | 0,20 | 0,15 |
| Calciumsilikat | 0,20 | 0,40 | 0,30 | nicht verwendet |
| Zuschlagbeton | 0,20 | 0,40 | 0,30 | nicht verwendet |
| dampf- gehärteter Porenbeton | $\rho_d < 400 \text{ kg/m}^3$ | 0,20 | 0,20 | 0,15 |
| | $\rho_d \geq 400 \text{ kg/m}^3$ | 0,20 | 0,40 | 0,30 |
| gefertigter Stein | 0,20 | 0,40 | nicht verwendet | nicht verwendet |
| auf Maß gefertigter Naturstein | 0,20 | 0,40 | 0,20 | nicht verwendet |

^a Lagerfuge mit einer Nenndicke zwischen 1 mm und 3 mm.

5.7.5 Charakteristische Verbundfestigkeit von Bewehrungen

(1) Die charakteristische Verbundfestigkeit von in Mörtel oder Beton gebetteten Bewehrungsstangen sollte durch Prüfergebnisse bestimmt werden.

(2) Die charakteristische Verbundfestigkeit von Bewehrungsstangen darf anhand der Bewertung der Daten von für das Projekt vorgenommenen Prüfungen bestimmt oder einer für das Projekt relevanten Datenbank entnommen werden.

(3) Wo keine Prüfdaten für in Betonabschnitte mit Abmessungen von mindestens 150 mm eingebettete Bewehrungen zur Verfügung stehen oder der Füllbeton um die Bewehrung von Mauersteinen so begrenzt ist, dass die Bewehrung als eingefasst angesehen werden kann, sollte die charakteristische Verbundfestigkeit f_{bok} aus der Tabelle 5.7 entnommen werden.

Tabelle 5.7 — Charakteristische Verbundfestigkeit von Bewehrungen in eingefasstem Füllbeton

| Festigkeit des Betons f_{ck} N/mm ² | 20 | 25 oder mehr |
|---|-----|--------------|
| f_{bok} für Kohlenstoffstangen oder Stangen aus nichtrostendem Stahl (N/mm ²) | 3,4 | 4,1 |

(4) Wo keine Prüfdaten für in Mörtel oder Betonabschnitte mit Abmessungen weniger als 150 mm eingebettete Bewehrungsstangen zur Verfügung stehen oder der Füllbeton um die Bewehrung von Mauersteinen nicht begrenzt ist, sodass die Bewehrung nicht als eingefasst angesehen werden kann, sollte die charakteristische Verbundfestigkeit f_{bok} aus der Tabelle 5.8 entnommen werden.

Tabelle 5.8 — Charakteristische Verbundfestigkeit von Bewehrungen in nicht durch Mauersteine eingefasstem Mörtel oder Beton

| Festigkeit von | Mörtel f_m N/mm ² | 2,5 | 5 | 10 | 15 | 20 oder mehr |
|---|-------------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----|--------------|
| | Beton f_{ck} N/mm ² | nicht verwendet | nicht verwendet | nicht verwendet | 20 | 25 oder mehr |
| f_{bok} für Kohlenstoffstangen oder Stangen aus nichtrostendem Stahl (N/mm ²) | keine Daten verfügbar | 2,0 | 2,1 | 2,3 | 2,4 | |
| ANMERKUNG Interpolation zwischen den Mörtelfestigkeiten ist zulässig. | | | | | | |

(5) Für vorgefertigte Lagerfugenbewehrungen muss die charakteristische Verbundlänge aus EN 845-3 entnommen werden.

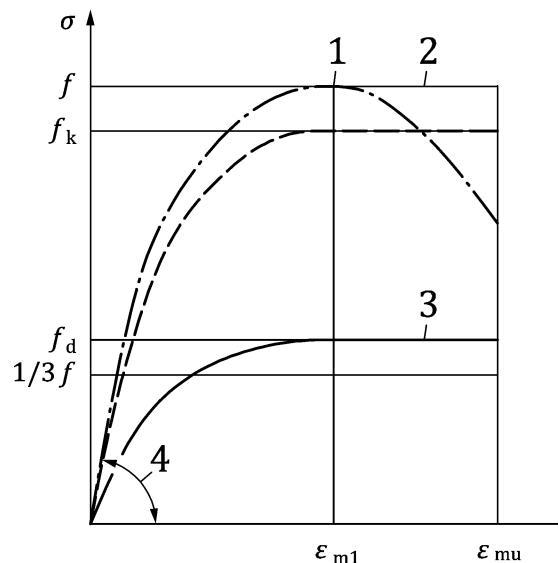
5.8 Verformungseigenschaften von Mauerwerk

5.8.1 Spannungs-Stauchungs-Verhältnis

(1) Das Spannungs-Stauchungs-Verhältnis von Mauerwerk unter Druck ist nicht linear und darf als linear, parabelförmig, parabelförmig rechtwinklig (siehe Bild 5.2) oder rechtwinklig für die Gestaltung eines Mauerwerksabschnitts [siehe 8.7.1 (2)], der Biegung, Biegung und axialer Belastung oder axialer Belastung ausgesetzt ist, angenommen werden.

(2) Die Werte der Spitzstauchung ε_{m1} , der Grenzstauchung ε_{mu} und des Faktors η_f , die den äquivalenten rechteckigen Spannungsblock nach Tabelle 5.9 festlegen (siehe Bild 5.2), dürfen zur Festlegung des Spannungs-Stauchungs-Verhältnisses von Mauerwerk unter Druck verwendet werden.

(3) Für den äquivalenten rechteckigen Spannungsblock wird eine gleichmäßig über eine äquivalente Druckzone verteilte Spannung angenommen, für die bei Wänden, die nicht einer hauptsächlich vertikalen Belastung ausgesetzt sind, eine Tiefe des 0,8-fachen der tatsächlichen Druckzone mit einer äquivalenten Druckfestigkeit $\eta_f f_k$ mit dem Faktor η_f nach Tabelle 5.9 angenommen werden kann.



Legende

- 1 typisch
- 2 idealisiertes Diagramm (parabelförmig-rechteckig)
- 3 Bemessungsdiagramm
- 4

Bild 5.2 — Spannungs-Stauchungs-Verhältnis von Mauerwerk unter Druck

Tabelle 5.9 — Parameter für das Spannungs-Stauchungs-Verhältnis von Mauerwerk unter Druck

| Eigentum | Steine der Gruppe 1 außer Steinen mit leichter Gesteinskörnung | Steine mit leichter Gesteinskörnung der Gruppe 1, Mauersteine der Gruppe 2, Gruppe 3 und Gruppe 4 und Mauersteine, die nicht in Tabelle 5.1 passen |
|--------------------|--|--|
| ε_{m1} | 0,002 | 0,00175 |
| E_{mu} | 0,0035 | 0,002 |
| H_f | 1,0 | 0,85 |

5.8.2 Elastizitätsmodul

(1) Der kurzzeitige Sekantenelastizitätsmodul E muss durch Prüfungen in Übereinstimmung mit EN 1052-1 bestimmt werden.

(2) Prüfergebnisse dürfen durch für das Projekt vorgenommene Prüfungen erzielt werden oder in einer für die Art des Mauerwerks und das Projekt relevanten Datenbank zur Verfügung stehen.

(3) Wenn kein durch Prüfungen in Übereinstimmung mit EN 1052-1 bestimmter Wert verfügbar ist, darf der kurzzeitige Sekantenelastizitätsmodul von mit einem gegebenen Mauerstein hergestellten Mauerwerk E für die Anwendung in der Konstruktionsanalyse als $K_E f_k$ angenommen werden.

ANMERKUNG Der Wert von K_E beträgt 1 000, sofern nicht der nationale Anhang eines Landes einen anderen Wert enthält.

(4) Der Langzeit-Elastizitätsmodul E_{lgterm} sollte auf dem kurzzeitigen Sekantenwert basieren, der reduziert wurde, um Kriechwirkungen zu berücksichtigen (siehe 5.8.4), sodass:

$$E_{lgterm} = \frac{E}{1 + \varphi_\infty} \quad (5.8)$$

Dabei ist

φ_∞ der aus 5.8.4 (3) entnommene Endkriechkoeffizient.

5.8.3 Schubmodul

(1) Der Schubmodul G darf als 40 % des Elastizitätsmoduls E angenommen werden.

5.8.4 Kriechen, Feuchtigkeitsdehnung oder -schwinden und Wärmedehnung

(1) Die Koeffizienten für das Kriechen, die Feuchtigkeitsdehnung oder das Feuchtigkeitsschwinden und die Wärmedehnung müssen durch Prüfungen bestimmt werden.

(2) Prüfergebnisse dürfen durch für das Projekt vorgenommene Prüfungen erzielt werden oder in einer für die Art des Mauerwerks und das Projekt relevanten Datenbank zur Verfügung stehen.

(3) Der Endkriechkoeffizient φ_∞ , die Langzeit-Feuchtigkeitsdehnung oder das -schwinden oder der Koeffizient der Wärmedehnung α_t dürfen durch eine Bewertung der Prüfdaten wie in (2) beschrieben bestimmt werden.

ANMERKUNG Die Wertebereiche für die Verformungseigenschaften von Mauerwerk sind in Tabelle 5.10 (NDP) angegeben, sofern der nationale Anhang eines Landes keine anderen Werte enthält.

Tabelle 5.10 (NDP) — Koeffizientenbereiche für Kriechen, Feuchtigkeitsdehnung oder -schwinden und thermische Eigenschaften von Mauerwerk

| Art des Mauersteins | | Endkriechkoeffizient ^a φ_{∞} | Langzeit-Feuchtigkeitsdehnung oder -schwinden ^b mm/m | Wärmedehnkoeffizient, $\alpha_t \cdot 10^{-6}/K$ |
|---|------------|---|--|--|
| Ton | | 0,5 bis 1,5 | -0,2 bis +1,0 | 4 bis 8 |
| Calciumsilikat | | 1,0 bis 2,0 | -0,4 bis -0,1 | 7 bis 11 |
| Beton mit dichter Gesteinskörnung und gefertigter Stein | | 1,0 bis 2,0 | -0,6 bis -0,1 | 6 bis 12 |
| Leichtbeton | | 1,0 bis 3,0 | -1,0 bis -0,2 | 6 bis 12 |
| dampfgehärteter Porenbeton | | 0,5 bis 1,5 | -0,4 bis +0,2 | 7 bis 9 |
| Naturstein | magmatisch | c | -0,4 bis +0,7 | 5 bis 9 |
| | sedimentär | | | 2 bis 7 |
| | metamorph | | | 1 bis 18 |

^a Der Endkriechkoeffizient $\varphi_{\infty} = \varepsilon_{coo}/\varepsilon_{el}$, dabei ist ε_{coo} die Endkriechverformung und $\varepsilon_{el} = \sigma/E$. Die Gesamtverformung beträgt $\varepsilon_{coo} + \varepsilon_{el}$.

^b Wenn der Langzeitwert der Feuchtigkeitsdehnung oder des -schwindens als negative Zahl angegeben ist, deutet dies auf eine Verkürzung hin, während eine positive Zahl auf eine Dehnung hindeutet.

^c Diese Werte sind üblicherweise sehr gering.

6 Dauerhaftigkeit

6.1 Allgemeines

(1) Mauerwerk muss so gestaltet sein, dass es die für seinen vorgesehenen Verwendungszweck erforderliche Dauerhaftigkeit unter Berücksichtigung der relevanten Umgebungsbedingungen aufweist.

(2) Der erforderliche Schutz des Bauwerks muss durch Berücksichtigung seines vorgesehenen Verwendungszwecks, der Bemessungsliebensdauer (siehe EN 1990), der Instandhaltungsprogramme und der Einwirkungen bestimmt werden.

6.2 Klassifizierung der Umgebungsbedingungen

(1) Die Klassifizierung der Umgebungsbedingungen sollte in Übereinstimmung mit EN 1996-2 erfolgen.

6.3 Dauerhaftigkeit von Mauerwerk

6.3.1 Mauersteine

(1) Mauersteine müssen ausreichend haltbar sein, um den relevanten Expositionsbedingungen für die Bemessungsliebensdauer des Bauwerks zu widerstehen.

ANMERKUNG Eine Anleitung für die Gestaltung und Konstruktion für eine ausreichende Dauerhaftigkeit ist in EN 1996-2 enthalten.

6.3.2 Mörtel

(1) Mörtel muss ausreichend haltbar sein, um den relevanten Expositionsbedingungen für die Bemessungsliebdauer des Bauwerks zu widerstehen.

ANMERKUNG Eine Anleitung für die Gestaltung und Konstruktion für eine ausreichende Dauerhaftigkeit von Mörtelfugen ist in 10 und EN 1996-2 enthalten.

(2) Mörtel darf keine Bestandteile enthalten, die eine schädliche Wirkung auf die Eigenschaften oder die Dauerhaftigkeit des Mörtels oder angrenzende Werkstoffe haben können.

6.3.3 Bewehrungsstahl

(1) Bewehrungsstahl in Stangenform muss ausreichend haltbar und entweder korrosionsbeständig oder angemessen geschützt sein, sodass er bei Installation in Übereinstimmung mit den Anwendungsregeln in 10 den lokalen Expositionsbedingungen über die Bemessungsliebdauer des Bauwerks widersteht.

(2) Die Art des Bewehrungsstahls in Stangenform und der Mindestschutzgrad für den Bewehrungsstahl sollte unter Berücksichtigung der relevanten Expositionsklasse am Nutzungsort gewählt werden.

ANMERKUNG Empfohlene Bewehrungsstäbe für Dauerhaftigkeit sind in Tabelle 6.1 (NDP) angegeben, sofern nicht ein nationaler Anhang eines Landes andere Werte enthält.

Tabelle 6.1 (NDP) — Auswahl von Bewehrungsstahl für Dauerhaftigkeit

| Expositionsklasse^a | Mindestschutzgrad für Bewehrungsstahl | |
|--------------------------------------|---|--|
| | Platzierung in Mörtel | Platzierung in Beton mit geringerer Bedeckung als nach (3) gefordert |
| MX1 | ungeschützter Kohlenstoffstahl ^b | — |
| MX2 | Kohlenstoffstahl, stark verzinkt oder mit vergleichbarem Schutz ^c | Kohlenstoffstahl, stark verzinkt oder mit vergleichbarem Schutz ^c |
| | ungeschützter Kohlenstoffstahl in Mauerwerk mit Putzmörtel auf der freiliegenden Fläche ^d | |
| MX3 | austenitischer nichtrostender Stahl 1.4404 oder 1.4301 nach EN 10088-1 | Kohlenstoffstahl, stark verzinkt oder mit vergleichbarem Schutz ^c |
| | ungeschützter Kohlenstoffstahl in Mauerwerk mit Putzmörtel auf der freiliegenden Fläche ^d | |
| MX4 | austenitischer nichtrostender Stahl 1.4404 nach EN 10088-1 oder Kohlenstoffstahl, stark verzinkt oder mit vergleichbarem Schutz ^b mit Putzmörtel auf der freiliegenden Fläche ^d | austenitischer nichtrostender Stahl 1.4404 |
| MX5 | austenitischer nichtrostender Stahl 1.4404 oder 1.4301 nach EN 10088-1 ^e | austenitischer nichtrostender Stahl 1.4404 oder 1.4301 |

^a Siehe EN 1992-2.
^b Für die innere Schale einer äußeren zweischaligen Wand, die anfällig für Feuchte ist, sollte ungeschützter, stark verzinkter oder mit einem vergleichbaren Schutz ausgestatteter Kohlenstoffstahl wie in c verwendet werden.
^c Kohlenstoffstahl sollte mit einer Mindest-Zinkbeschichtungsmasse von 900 g/m² oder einer Mindest-Zinkbeschichtungsmasse von 60 g/m² verzinkt und mit einer Epoxid-Verbundbeschichtung mit einer Dicke von mindestens 80 µm und einem Mittelwert von 100 µm ausgestattet werden.
^d Mörtel sollte Normalmörtel oder Dünnbettmörtel mit $f_m \geq 4 \text{ N/mm}^2$ sein; die Seitenabdeckung in Bild 10.2 sollte auf 30 mm erhöht und das Mauerwerk sollte mit einem Putzmörtel in Übereinstimmung mit EN 998-1 verputzt werden.
^e Austenitischer nichtrostender Stahl ist unter Umständen nicht für alle aggressiven Umgebungen geeignet. Dies sollte einzeln für jedes Projekt erwogen werden.

(3) Wo ungeschützter Kohlenstoffstahl verwendet wird, sollte dieser durch eine Betonabdeckung mit einer Tiefe von c_{nom} geschützt werden. Wenn die Bewehrung durch Mauerwerk und Beton geschützt wird, darf die erforderliche Betondeckung um 10 mm pro 100 mm Mauerwerk reduziert werden.

ANMERKUNG Werte für c_{nom} sind in Tabelle 6.2 (NDP) angegeben, sofern nicht der nationale Anhang eines Landes andere Werte enthält.

Tabelle 6.2 (NDP) — Empfohlene Werte für die Mindestbetondeckung c_{nom} für Bewehrungskohlenstoffstahl

| Expositionsklasse | Mindestzementgehalt ^a kg/m ³ | | | | |
|---------------------------------|---|------|-----------------|-----------------|-----------------|
| | 275 | 300 | 325 | 350 | 400 |
| | Maximales Wasser-Zement-Verhältnis | | | | |
| | 0,65 | 0,60 | 0,55 | 0,50 | 0,45 |
| Mindestbetondeckungsdicke mm | | | | | |
| MX1 ^b | 20 | 20 | 20 ^c | 20 ^c | 20 ^c |
| MX2 | — | 35 | 30 | 25 | 20 |
| MX3 | — | — | 40 | 30 | 25 |
| MX4 und MX5 | — | — | — | 60 ^d | 50 |

^a Alle Mischungen basieren auf der Verwendung einer normalen Gesteinskörnung mit einer maximalen Nenngröße von 20 mm. Wenn andere Gesteinskörnungen verwendet werden, sollte der Zementgehalt um +20 % für Gesteinskörnungen von 14 mm und +40 % für Gesteinskörnungen von 10 mm angepasst werden.
^b Alternativ darf ein Verhältnis von 1 : 0 bis ¼ : 3 : 2 (Zement : Kalk : Sand, Mischung mit einer Gesteinskörnung von 10 mm pro Volumen) angewendet werden, um die Anforderungen der Expositionssituation MX1 zu erfüllen, wenn die Abdeckung der Bewehrung mindestens 15 mm beträgt.
^c Diese Abdeckungen dürfen auf ein Minimum von 15 mm reduziert werden, sofern die maximale Nenngröße der Gesteinskörnung nicht mehr als 10 mm beträgt.
^d Wenn der Füllbeton Frost ausgesetzt sein kann, während er noch feucht ist, sollte frostbeständiger Beton verwendet werden.

(4) Im Fall der Verzinkung als Schutzmaßnahme sollte der Bewehrungsstahl nach dem Biegen in Form verzinkt werden.

(5) Für vorgefertigte Lagerfugenbewehrungen listet EN 845-3 die Schutzsysteme auf, die von dem Hersteller deklariert werden können.

ANMERKUNG EN 1996-2, Tabelle C.3 bietet eine Anleitung für den Mindestschutzgrad im Hinblick auf die relevante Expositionsklasse am Nutzungsort.

6.3.4 Spannstahl

(1) Spannstahl muss ausreichend haltbar sein, wenn er in Übereinstimmung mit den Anwendungsregeln in 10 platziert wird, um den relevanten Mikroexpositionsbedingungen über die Bemessungslebensdauer des Bauwerks zu widerstehen.

(2) Wenn Spannstahl verzinkt werden muss, sollte die Zusammensetzung so gestaltet sein, dass sie durch den Verzinkungsprozess nicht negativ beeinflusst wird.

6.3.5 Vorspanneinrichtungen

(1) Verankerungen, Verbindungsteile, Kanäle und Hüllrohre müssen in der Umgebung, in der sie verwendet werden, korrosionsbeständig sein.

6.3.6 Zugehörige Bauteile

(1) EN 1996-2 enthält Regeln für die Dauerhaftigkeit von zugehörigen Bauteilen (Feuchtesperrschichten, Maueranker, Spannbänder, Hänger und Konsolen sowie Auflagerwinkel).

6.4 Unterirdisches Mauerwerk

(1) Unterirdisches Mauerwerk muss so gestaltet sein, dass es von den Bodenbedingungen nicht negativ beeinflusst wird oder ausreichend vor diesen Bedingungen geschützt werden.

(2) Wenn Mauerwerk in (dauerhaftem) Kontakt mit Grundwasser steht, sollte die Expositionsklasse MX2.2 verwendet werden.

(3) Wenn die Wahrscheinlichkeit besteht, dass der Boden Chemikalien enthält, die das Mauerwerk schädigen können, sollte die Expositionsklasse MX4 verwendet werden.

7 Konstruktionsanalyse

7.1 Allgemeines

(1) Für die Verifizierung jedes relevanten Grenzzustands muss ein Berechnungsmodell des Bauwerks erstellt werden auf der Grundlage:

- einer geeigneten Beschreibung des Bauwerks, der Materialien, aus denen es hergestellt wurde, und der relevanten Umgebung seiner Position;
- des Verhaltens des gesamten Bauwerks oder von Teilen desselben in Bezug auf den relevanten Grenzzustand;
- der Einwirkungen und der Art ihrer Anwendung.

ANMERKUNG Allgemeine Bestimmungen für die Bauwerksmodellierung und Konstruktionsanalyse sind in EN 1990 enthalten.

(2) Berechnungsmodelle dürfen auf separaten Teilen des Bauwerks (wie etwa Wände) unabhängig voneinander basieren, sofern 4.1.1 (2) erfüllt wird.

(3) Die Reaktion des Bauwerks sollte entweder durch nichtlineare Analyse unter Annahme einer bestimmten Beziehung zwischen Spannung und Stauchung (siehe 5.8.1) oder eine lineare Analyse unter Annahme einer linearen Beziehung zwischen Spannung und Stauchung mit einer dem kurzzeitigen Sekantenelastizitätsmodul (siehe 5.8.2) entsprechenden Steigung berechnet werden.

(4) Die aus der Analyse der Berechnungsmodelle erhaltenen Ergebnisse sollten für jedes Element Folgendes liefern:

- die Axiallasten aufgrund vertikaler und horizontaler Einwirkungen;
- die Schublasten aufgrund vertikaler und/oder horizontaler Einwirkungen;
- die Biegemomente aufgrund vertikaler und/oder seitlicher Einwirkungen;
- die Drehmomente, sofern anwendbar.

(5) Im Fall von Gebäuden mit eingefasstem Mauerwerk sollten die Länge und Höhe der Wand die Einfassungselemente in den Elastizitätsmodul und den Schubmodul des Mauerwerks einbinden.

7.2 Verhalten des Bauwerks in Unfallsituationen (außer Feuer)

(1) Das Verhalten des Bauwerks in Unfallsituationen sollte anhand eines der folgenden Verfahren berücksichtigt werden:

- Bauteile, die gestaltet wurden, um den in EN 1991-1-7 angegebenen unfallbedingten Einwirkungen zu widerstehen;
- die hypothetische Entfernung wesentlicher tragender Bauteile;
- die Nutzung eines Verspannungssystems;
- die Reduzierung des Risikos unfallbedingter Einwirkungen wie etwa die Anwendung von Stoßfängern gegen die Stoßeinwirkungen durch Fahrzeuge.

7.3 Mängel

(1) Mängel sollten bei der Gestaltung berücksichtigt werden.

(2) Mängel dürfen bei der Gestaltung von Gebäuden mit einem oder zwei oberirdischen Geschossen vernachlässigt werden.

(3) Die nachteiligen Auswirkungen möglicher globaler Mängel sollten durch die Annahme berücksichtigt werden, dass das Bauwerk um einen Winkel von θ_1 , in rad, geneigt ist, gegeben durch:

$$\theta_1 = \theta_0 \alpha_h \alpha_m \quad (7.1)$$

Dabei ist

θ_0 der Basiswert der Neigung entsprechend 1/200;

α_h der Verschwächungsgrad für die Höhe: $\alpha_h = 2/\sqrt{h_{\text{tot}}}$, begrenzt durch $2/5 \leq \alpha_h \leq 1$;

α_m der Verschwächungsgrad für die Anzahl der vertikalen tragenden Bauteile: $\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + 1/m)}$;

h_{tot} die Höhe des Bauwerks in Metern;

m die Anzahl der vertikalen tragenden Bauteile in einem Geschoss, die einen wesentlichen Teil der vertikalen Last tragen.

(4) Die resultierende horizontale Einwirkung sollte den anderen Einwirkungen hinzugefügt werden.

7.4 Auswirkungen der zweiten Ordnung

(1) Bei Bauwerken mit nach prEN 1996-1-1 gestalteten Mauerwerkswänden müssen die Teile angemessen zusammen versteift werden, sodass ein Schwanken des Bauwerks entweder verhindert oder durch Berechnung berücksichtigt wird.

(2) Das Schwanken des Gebäudes darf unter den folgenden Bedingungen außer Acht gelassen werden:

- die vertikalen Versteifungselemente, die kontinuierlich über die gesamte Höhe des Gebäudes verlaufen, erfüllen die Gleichung (7.2) in der betrachteten Richtung und
- die Auswirkung der Rotationssteifigkeit der Aussteifung auf Auswirkungen der zweiten Ordnung kann ignoriert werden.

$$h_{\text{tot}} \sqrt{\frac{N_{\text{Ed}}}{\Sigma EI}} \quad \begin{aligned} &\leq 0,6 \text{ für } n \geq 4 \\ &\leq 0,2 + 0,1 n \text{ für } 1 \leq n < 4 \end{aligned} \quad (7.2)$$

Dabei ist

h_{tot} die Gesamthöhe des Bauwerks ab der Oberkante des Fundaments;

N_{Ed} der Bemessungswert der vertikalen Last (am Boden des Gebäudes);

ΣEI die Summe der Biegesteifigkeit aller vertikalen Aussteifungselemente in der relevanten Richtung. Öffnungen in vertikalen Aussteifungselementen von weniger als 2 m^2 mit Höhen von nicht mehr als $0,6 h$ dürfen vernachlässigt werden;

n ist die Anzahl der oberirdischen Geschosse.

ANMERKUNG Die Aussteifung kann ab dem Fundament – siehe EN 1997 – oder jedem anderen Teil des Bauwerks wie etwa einem Kellergeschoss ausgehen.

(3) Wenn die Verteilung der horizontalen Lasten über die vertikalen Aussteifungselemente relativ zur Steifigkeit dieser Elemente erheblich abweicht, sollte die Gleichung (7.2) separat für jedes Element geprüft werden.

(4) Wenn die Aussteifungselemente 7.4 (2) nicht erfüllen, sollten Berechnungen durchgeführt werden, um sicherzustellen, dass jedem Schwanken widerstanden werden kann.

ANMERKUNG Anhang B enthält ein Verfahren zur Berechnung der Auswirkung zweiter Ordnung durch Schwanken.

7.5 Analyse tragender Bauteile

7.5.1 Mauerwerkwände, die hauptsächlich vertikaler Belastung ausgesetzt sind

7.5.1.1 Allgemeines

(1) Bei der Analyse von Wänden, die hauptsächlich vertikaler Belastung ausgesetzt sind, sollte Folgendes bei der Gestaltung berücksichtigt werden:

- direkt auf die Wand angewendete vertikale Lasten;
- Auswirkungen der zweiten Ordnung;
- anhand der Kenntnis der Anordnung der Wände, der Wechselwirkungen der Böden und der Aussteifungswände berechnete Exzentrizitäten;
- Exzentrizitäten durch Konstruktionsmängel und Abweichungen der Materialeigenschaften einzelner Bauteile.

ANMERKUNG 1 Zulässige Konstruktionsabweichungen sind in EN 1996-2 angegeben.

ANMERKUNG 2 Ein vereinfachtes Verfahren zur Gestaltung unbewehrter Mauerwerkwände, die vertikalen Belastungen ausgesetzt sind, ist in EN 1996-3 angegeben.

(2) Die inneren Kräfte dürfen aus den in 5 angegebenen Materialeigenschaften, dem Fugenverhalten und den Grundlagen der Baumechanik auf der Grundlage von linearem oder nichtlinearem Verhalten berechnet werden.

ANMERKUNG Ein vereinfachtes Verfahren zur Berechnung von Biegemomenten in Wänden ist in Anhang C enthalten.

(3) Eine anfängliche Exzentrizität e_{init} muss für die gesamte Höhe einer Wand angenommen werden, um Konstruktionsmängel zu berücksichtigen.

(4) Die anfängliche Exzentrizität e_{init} darf als $h_{\text{ef}}/450$ angenommen werden, dabei ist h_{ef} die nach 7.5.1.3 berechnete effektive Höhe der Wand.

7.5.1.2 Schlankheitsgrad von Mauerwerkwänden

(1) Der Schlankheitsgrad einer tragenden Wand muss durch Teilen des nach 7.5.1.3 berechneten Werts der effektiven Höhe h_{ef} durch den nach 7.5.1.4 berechneten Wert der effektiven Dicke t_{ef} berechnet werden.

7.5.1.3 Effektive Höhe von Mauerwerkwänden

(1) Die effektive Höhe einer tragenden Wand muss unter Berücksichtigung der relativen Steifigkeit der tragenden Bauteile in Verbindung mit der Wand und des Wirkungsgrads der Verbindungen beurteilt werden.

(2) Eine Wand darf durch Böden, Dächer, geeignet platzierte Querwände oder andere vergleichbare starre tragende Bauteile, mit denen die Wand verbunden ist, ausgesteift werden.

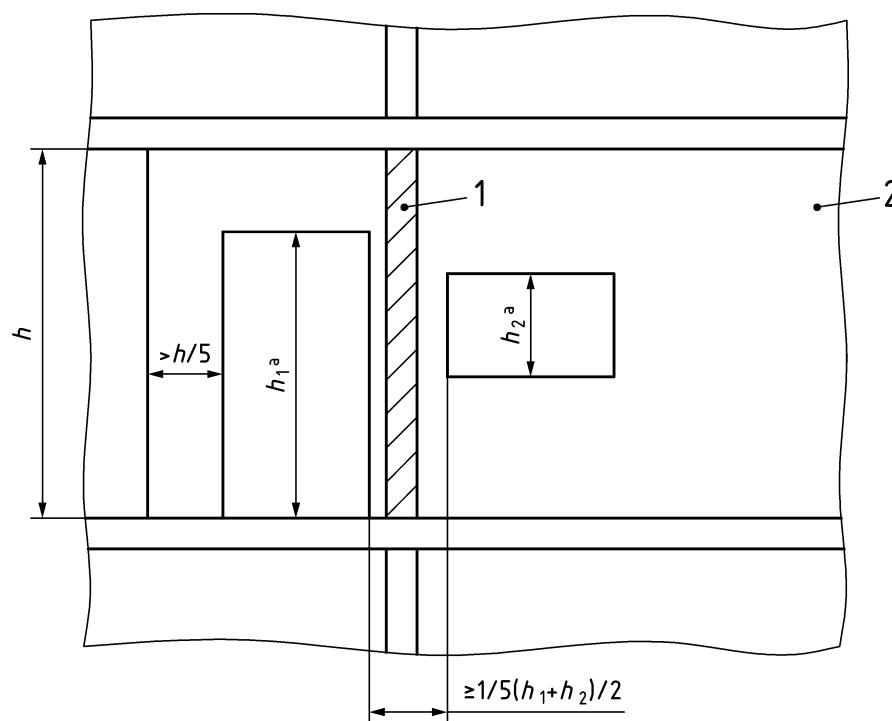
(3) Wände dürfen als an einer vertikalen Kante ausgesteift betrachtet werden, wenn:

- das Auftreten von Rissen zwischen der Wand und ihrer Aussteifungswand nicht zu erwarten ist, d. h. wenn beide Wände aus Werkstoffen mit ungefähr gleichem Verformungsverhalten bestehen und ungefähr gleich belastet sind, gleichzeitig errichtet und miteinander verbunden werden und wenn unterschiedliche Bewegungen zwischen den Wänden wie etwa durch Schrumpfen oder Beanspruchung usw. nicht erwartet werden oder
- die Verbindung zwischen einer Wand und ihrer Aussteifungswand Zug- und Druckkräften durch Anker oder Zugstangen oder andere geeignete Mittel widerstehen kann.

(4) Aussteifungswände sollten:

- eine Länge von mindestens 1/5 der lichten Höhe und eine Dicke von mindestens dem 0,3-fachen der effektiven Dicke der auszusteifenden Wand haben oder
- die 3-fache Steifigkeit der auszusteifenden Wand haben.

(5) Wenn die Aussteifungswand durch Öffnungen unterbrochen wird und (4) nicht erfüllt ist, sollte die Mindestlänge der Wand zwischen den Öffnungen, die die ausgesteifte Wand umfasst, Bild 7.1 entsprechen und die Aussteifungswand sollte sich über mindestens 1/5 der Geschosshöhe über jede Öffnung hinaus erstrecken.

**Legende**

- 1 ausgesteifte Wand
2 Aussteifungswand
a Tür oder Fenster

Bild 7.1 — Mindestlänge von Aussteifungswänden mit Öffnungen

(6) Wände dürfen durch andere Bauteile als Mauerwerkwände ausgesteift werden, sofern diese Bauteile eine mit der in (4) oben beschriebenen Aussteifungs-Mauerwerkwand vergleichbare Steifigkeit haben und durch Anker oder Bänder, die den auftretenden Zug- und Druckkräften widerstehen können, mit der ausgesteiften Wand verbunden sind.

(7) Wenn die ausgesteifte Wand durch vertikale Schlitze und/oder Aussparungen über die nach 10.6 erlaubten Schlitze und Aussparungen hinaus geschwächt wird, sollte die reduzierte Dicke der Wand verwendet oder eine freie Kante sollte an der Position des vertikalen Schlitzes oder der vertikalen Aussparung angenommen werden. Eine freie Kante sollte immer dann angenommen werden, wenn die verbleibende Dicke der Wand nach der Herstellung des vertikalen Schlitzes oder der vertikalen Aussparung weniger als die Hälfte der Wanddicke beträgt.

(8) Wände mit Öffnungen:

- mit einer lichten Höhe von mehr als 1/4 der lichten Höhe der Wand oder
- einer lichten Höhe von mehr als 1/4 der Wandlänge oder
- einer Fläche von mehr als 1/10 der Gesamtfläche der Wand

sollten als mit einer freien Kante an der Kante der Öffnung zur Bestimmung der effektiven Höhe angesehen werden.

(9) Die effektive Höhe h_{ef} einer Wand sollte angenommen werden als:

$$h_{\text{ef}} = \rho_n h \quad (7.3)$$

Dabei ist

h die lichte Geschosshöhe der Wand;

ρ_n ein Faktor in Verbindung mit der effektiven Höhe, dabei ist $n = 1, 2, 3$ oder 4 abhängig von der Kanteneinfassung oder Aussteifung der Wand.

(10) Der Faktor ρ_n darf angenommen werden als:

(i) Für Wände ohne Einfassung an der Oberseite und den Seiten, auf die Last angewendet werden darf, sofern der Sockel der Wand vollständig ausgesteift ist:

$$\rho_1 = 2,0 \quad (7.4)$$

(ii) Für auf der Oberseite und der Unterseite ausgesteifte Wände:

$$\rho_2 = 1,0 \quad (7.5)$$

oder bei Aussteifung durch Stahlbetonböden oder Dächer, die sich von beiden Seiten in derselben Höhe erstrecken, oder durch einen Stahlbetonboden, der sich nur von einer Seite erstreckt und ein Auflager von mindestens $2/3$ der Dicke der Wand hat, sodass der Boden eine ausreichende Aussteifung gegen Rotation bietet, und wenn die Exzentrizität der Last auf der Oberseite der Wand weniger als $1/6$ der Dicke der Wand beträgt:

$$\rho_2 = 0,75 \quad (7.6)$$

ANMERKUNG 1 Die Interpolation des Werts von ρ_2 zwischen $0,75$ und $1,0$ ist zulässig für Lastexzentritäten zwischen $1/6$ und $1/3 t$.

ANMERKUNG 2 Die Interpolation des Werts von ρ_2 zwischen $0,75$ und $1,0$ ist zulässig für Wände, die Schichten aus zwei Arten von Mauerwerk mit erheblich unterschiedlichen Steifigkeitseigenschaften enthalten.

(iii) Für oben und unten ausgesteifte und an einer vertikalen Kante (mit einer freien vertikalen Kante) ausgesteifte Wände:

— wenn $h \leq 3,5 l$,

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho_2 h}{3 l}\right)^2} \rho_2 \quad (7.7)$$

mit ρ_2 aus (ii), oder

— wenn $h > 3,5 l$,

$$\rho_3 = \frac{1,5 l}{h} \geq 0,3 \quad (7.8)$$

Dabei ist

l die Länge der Wand.

(iii) Für oben und unten ausgesteifte und an zwei vertikalen Kanten ausgesteifte Wände:

- wenn $h \leq 1,15 l$, mit ρ_2 aus (ii),

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho_2 h}{l}\right)^2} \rho_2 \quad (7.9)$$

oder

- wenn $h > 1,15 l$,

$$\rho_4 = \frac{0,5 l}{h} \quad (7.10)$$

Dabei ist

l die Länge der Wand.

7.5.1.4 Effektive Dicke von Mauerwerkwänden

(1) Die effektive Dicke t_{ef} einer einschaligen Wand, einer zweischaligen Wand, einer Verblendwand, einer Wand mit Randstreifenvermörtelung der Lagerfugen und einer verfüllten zweischaligen Wand nach 3.9 sollte als die tatsächliche Dicke der Wand t angenommen werden.

(2) Die effektive Dicke t_{ef} einer mit Pfeilern ausgesteiften Wand sollte anhand der Gleichung (7.11) ermittelt werden:

$$t_{ef} = \rho_t t \quad (7.11)$$

Dabei ist

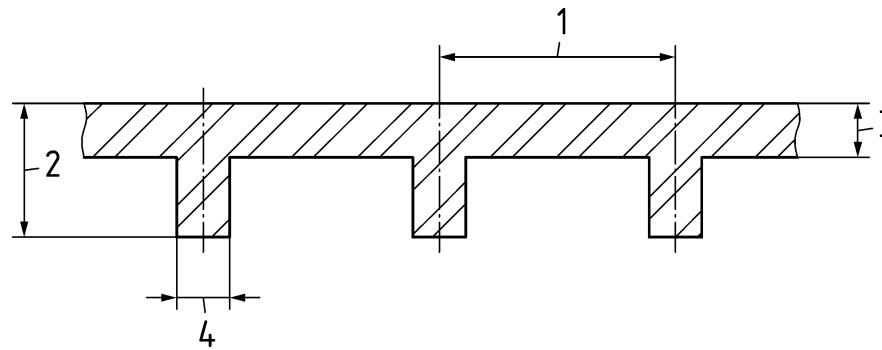
t die Dicke der Wand;

ρ_t ein aus Tabelle 7.1 entnommener Koeffizient.

Tabelle 7.1 — Steifigkeitskoeffizient ρ_t für durch Pfeiler ausgesteifte Wände, siehe Bild 7.2

| Verhältnis des Pfeilerabstands (Mittenabstand) zur Pfeilerbreite | Verhältnis der Pfeilertiefe zur tatsächlichen Dicke der damit verbundenen Wand | | |
|--|--|-----|-----|
| | 1 | 2 | 3 |
| 6 | 1,0 | 1,4 | 2,0 |
| 10 | 1,0 | 1,2 | 1,4 |
| 20 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |

ANMERKUNG Lineare Interpolation darf zwischen den gegebenen Werten erfolgen.

**Legende**

- 1 Pfeilerabstand
- 2 Pfeilertiefe
- 3 Wanddicke
- 4 Pfeilerbreite

Bild 7.2 — Diagrammansicht der in Tabelle 7.1 verwendeten Definitionen

(3) Die effektive Dicke t_{ef} einer zweischaligen Wand mit Luftsicht, mit Luftsicht und Wärmedämmung oder mit Kerndämmung, in der beide Schalen durch Maueranker nach 8.6 verbunden sind, sollte in Übereinstimmung mit der Gleichung (7.12) bestimmt werden:

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_{tef} t_1^3 + t_2^3} \quad (7.12)$$

Dabei ist

- t_1, t_2 die tatsächlichen Dicken der Schalen oder ihre gegebenenfalls durch Gleichung (7.11) berechneten effektiven Dicken und t_1 die Dicke der äußeren oder unbelasteten Schale und t_2 die Dicke der inneren oder belasteten Schale;
- k_{tef} ein Faktor zur Berücksichtigung der relativen Werte des Elastizitätsmoduls E der Schalen t_1 und t_2 .

ANMERKUNG Der Wert von k_{tef} ist E_1/E_2 und darf nicht mehr als 2 betragen, sofern nicht der nationale Anhang eines Landes einen anderen Wert enthält.

(4) Wenn nur eine Schale einer zweischaligen Wand mit Luftsicht, mit Luftsicht und Wärmedämmung oder mit Kerndämmung belastet ist, darf die Gleichung (7.12) zur Berechnung der effektiven Dicke verwendet werden, sofern die Maueranker eine ausreichende Flexibilität haben, sodass die belastete Schale nicht durch die unbelastete Schale beeinträchtigt wird. Bei der Berechnung der effektiven Dicke sollte keine Dicke der unbelasteten Schale angenommen werden, die größer als die Dicke der belasteten Schale ist.

7.5.2 Unbewehrte Mauerwerkwände, die hauptsächlich vertikaler Belastung ausgesetzt sind

(1) Der Schlankheitsgrad einer unbewehrten Mauerwerkwand (siehe 7.5.1.2) sollte nicht mehr als 27 betragen.

7.5.3 Bewehrte Mauerwerkbauteile, die hauptsächlich vertikaler Belastung ausgesetzt sind

7.5.3.1 Schlankheitsgradgrenze für bewehrte Mauerwerkwände

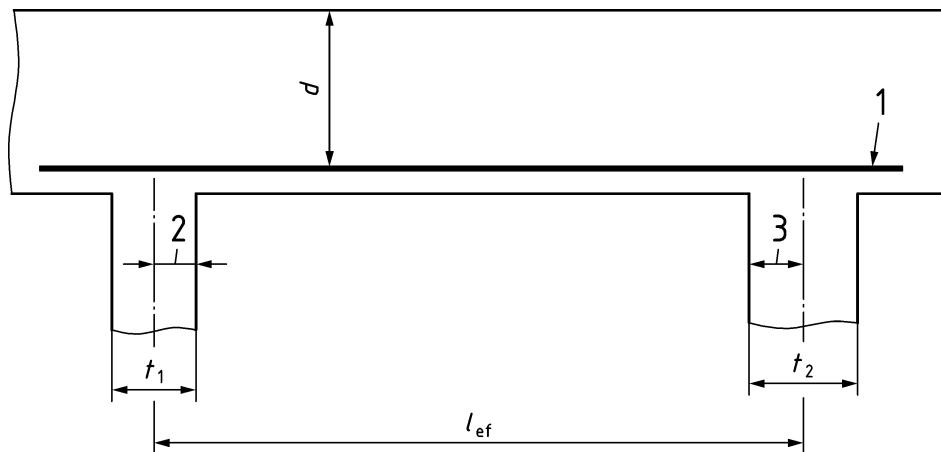
(1) Bei der Berechnung des Schlankheitsgrads von verfüllten zweischaligen Wänden sollte die Dicke der Wand nicht auf einer Hohlraumbreite von mehr als 100 mm basieren.

(2) Der Schlankheitsgrad der Wände (siehe 7.5.1.2) sollte nicht mehr als 40 betragen.

7.5.3.2 Stützweite von bewehrten Mauerwerksträgern (außer hohen Balken)

(1) Für die Stützweite l_{ef} einfach gestützter oder durchgehender Mauerwerksträger darf der kleinere der folgenden Werte angenommen werden (siehe Bild 7.3):

- der Mittenabstand zwischen den Stützen;
- der lichte Abstand zwischen den Stützen zuzüglich der effektiven Tiefe d .



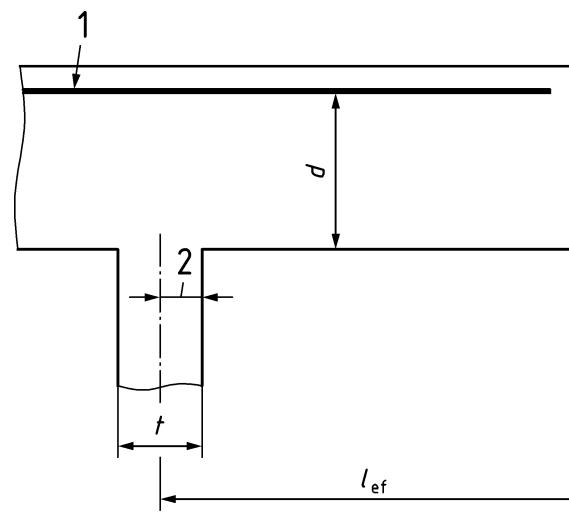
Legende

- 1 Bewehrung
- 2 $t_1/2$ oder $d/2$, je nachdem, welcher Wert kleiner ist
- 3 $t_2/2$ oder $d/2$, je nachdem, welcher Wert kleiner ist

Bild 7.3 — Stützweite von einfach gestützten oder durchgehenden Mauerwerksträgern

(2) Für die Stützweite l_{ef} einer Mauerwerkkonsole darf der kleinere der folgenden Werte angenommen werden (siehe Bild 7.4):

- den Abstand zwischen dem Ende der Konsole und der Mitte ihrer Stütze;
- der Abstand zwischen dem Ende der Konsole und der Seite der Stütze zuzüglich der Hälfte ihrer effektiven Tiefe d .

- Entwurf -**Legende**

- 1 Bewehrung
- 2 $t/2$ oder $d/2$, je nachdem, welcher Wert kleiner ist

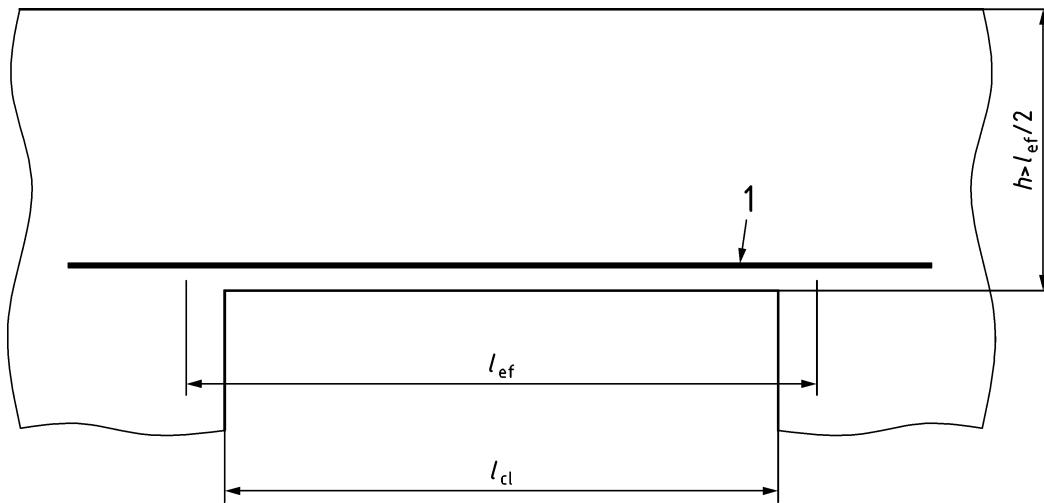
Bild 7.4 — Stützweite von Mauerwerkkonsolen**7.5.3.3 Hohe bewehrte Mauerwerk balken, die vertikaler Belastung ausgesetzt sind**

(1) Für die Stützweite des hohen Balkens l_{ef} darf der kleinere der folgenden Werte angenommen werden:

- der Mittenabstand zwischen den Stützen;
- $1,15 l_{cl}$, dabei ist l_{cl} die lichte Breite der Öffnung oder der lichte Abstand zwischen den Stützen, siehe Bild 7.5.

(2) Alle vertikalen Lasten, die auf diesen Teil der Wand oberhalb der Stützweite eines hohen Balkens wirken, sollten berücksichtigt werden, sofern die Lasten nicht durch andere Mittel wie etwa als Anker wirkende obere Böden aufgenommen werden können.

(3) Bei der Bestimmung der Biegemomente darf der hohe Balken als einfach zwischen den Stützen gestützt betrachtet werden.

**Legende**

1 Bewehrung

Bild 7.5 — Stützweite eines hohen Mauerwerkbalkens**7.5.3.4 Flachstürze, die vertikaler Belastung ausgesetzt sind**

(1) Bis zu einer lichten Weite von 3 m darf eine kombinierte Einwirkung angenommen werden und unterschiedliche Bewegungen zwischen dem vorgefertigten oder ergänzenden Teil des Flachsturzes aufgrund von Temperaturschwankungen, Schwinden und Kriechen dürfen vernachlässigt werden.

(2) Ab einer lichten Weite von 3 m sollte keine kombinierte Einwirkung angenommen werden und ein Bogenmodell mit dem als Anker dienenden vorgefertigten Teil darf angewendet werden.

(3) Die effektive Weite von Flachstürzen sollte als lichte Breite der Öffnung l_{cl} , die von dem Sturz überspannt wird, zuzüglich der angegebenen Einbaulänge (siehe Bild 8.10 in 8.7.7) angenommen werden.

(4) Bei der Bestimmung der Biegemomente darf der Flachsturz als einfach zwischen den Stützen gestützt betrachtet werden.

7.5.3.5 Umverteilung der inneren Kräfte

(1) Bei mit Stahlstangen bewehrten Mauerwerkbalken darf die lineare elastische Verteilung der inneren Kräfte unter der Annahme des Beharrungszustands geändert werden, wenn die Bauteile eine ausreichende Duktilität besitzen, die angenommen werden darf, wenn das Verhältnis der Nullachsentiefe x zu der effektiven Tiefe d nicht mehr als 0,4 vor der Umverteilung der Momente beträgt.

(2) Der Einfluss einer Umverteilung der Momente auf alle Aspekte einer Gestaltung sollte in Übereinstimmung mit EN 1992-1-1 berücksichtigt werden.

7.5.3.6 Grenzstützweite bewehrter Mauerwerkbalken

(1) Die Stützweite bewehrter Mauerwerkbalken sollte auf den geeigneten in Tabelle 7.2 angegebenen Wert begrenzt werden.

Tabelle 7.2 — Grenzverhältnisse der Stützweite zur effektiven Tiefe von Balken

| | Verhältnis zwischen Stützweite und effektiver Tiefe (l_{ef}/d) |
|------------------|---|
| einfach gestützt | 20 |
| fortlaufend | 26 |
| Konsole | 7 |

ANMERKUNG 1 Die Verhältnisse dürfen reduziert werden, um die Wahrscheinlichkeit von Rissbildung in spröden nichttragenden Bauteilen zu verringern.

ANMERKUNG 2 Bei freistehenden Wänden, die nicht Teil eines Gebäudes und hauptsächlich Windlasten ausgesetzt sind, dürfen die Verhältnisse um 30 % reduziert werden, sofern die Wände keine Deckschicht haben, die durch Biegungen beschädigt werden kann.

(2) Bei einfach gestützten oder durchgehenden Bauteilen sollte der lichte Abstand zwischen seitlichen Aussteifungen l_r den folgenden Wert nicht überschreiten:

$$l_r \leq 60 b_c \text{ oder} \quad (7.13)$$

$$l_r \leq \frac{250}{d} b_c^2, \text{ je nachdem, welcher Wert geringer ist} \quad (7.14)$$

Dabei ist

d die effektive Tiefe des Bauteils;

b_c die Breite der Pressfläche in der Mitte zwischen Aussteifungen.

(3) Für eine Konsole mit einer seitlichen Aussteifung ausschließlich an der Stütze sollte der lichte Abstand zwischen dem Ende der Konsole und der Seite der Stütze l_r den folgenden Wert nicht überschreiten:

$$l_r \leq 25 b_c \text{ oder} \quad (7.15)$$

$$l_r \leq \frac{100}{d} b_c^2, \text{ je nachdem, welcher Wert geringer ist} \quad (7.16)$$

Dabei wird

b_c an der Seite der Stütze ermittelt.

7.5.4 Eingefasste Mauerwerkwände, die hauptsächlich vertikaler Belastung ausgesetzt sind

(1) Bei der Analyse eingefasster Mauerwerkwände, die hauptsächlich vertikaler Belastung ausgesetzt sind, sollte angenommen werden, dass die Stützsäulen zusammen mit der Mauerwerkplatte wirken, sodass die gesamte Wandlänge für die Festlegung des Querschnitts berücksichtigt wird.

(2) Die Dicke t einer eingefassten Mauerwerkwand sollte als effektive Dicke der Mauerwerkplatte genommen werden, wie nach 7.5.1.4 berechnet.

(3) Der Schlankheitsgrad der Wände sollte nicht mehr als 27 betragen.

7.5.5 Mauerwerkwände, die horizontaler Belastung in der Ebene ausgesetzt sind

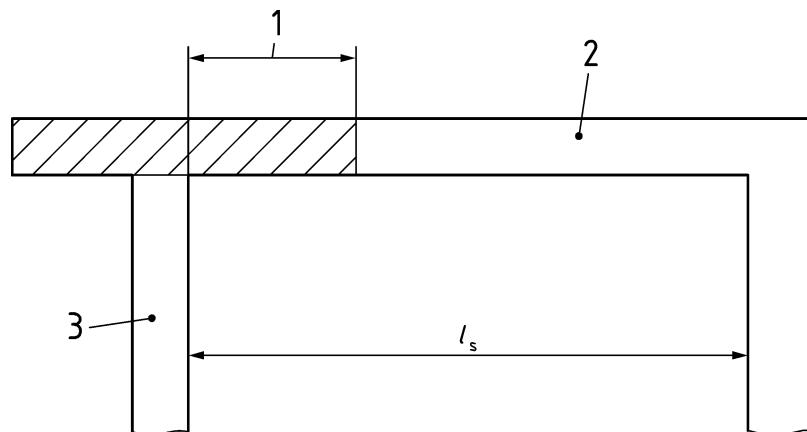
(1) Bei der Analyse von Mauerwerkwänden, die horizontaler Belastung in der Ebene ausgesetzt sind, sollte die elastische Steifigkeit der Wände einschließlich aller Flansche als Steifigkeit der Wand verwendet werden. Für Wände, deren Höhe das Vierfache ihrer Länge überschreitet, darf die Auswirkung von Schubverformungen auf die Steifigkeit vernachlässigt werden.

(2) Eine kreuzende Wand oder ein Teil einer solchen Wand darf als Wand, die als Flansch für eine Schubwand dient, betrachtet werden, sofern die Verbindung der Schubwand mit dem Flansch in der Lage ist, den entsprechenden Schubwirkungen zu widerstehen, und sofern der Flansch sich nicht innerhalb der angenommenen Länge staucht.

(3) Die Länge jeder kreuzenden Wand, die als Flansch dienend betrachtet werden darf (siehe Bild 7.6), ist die Dicke der Schubwand zuzüglich auf jeder Seite der Schubwand – sofern anwendbar – der kleinere Wert von:

- $h_{\text{tot}}/5$, dabei ist h_{tot} die Gesamthöhe der Schubwand;
- der halbe Abstand zwischen Schubwänden (l_s), wenn diese durch die kreuzende Wand verbunden sind;
- der Abstand zum Ende der Wand;
- die Hälfte der lichten Höhe (h);
- das Achtfache der Dicke der kreuzenden Wand t .

(4) Bei kreuzenden Wänden dürfen Öffnungen mit Abmessungen von weniger als $h/4$ oder $l/4$ außer Acht gelassen werden. Öffnungen mit Abmessungen von mehr als $h/4$ oder $l/4$ sollten als Ende der Wand betrachtet werden.



Legende

- 1) der kleinere Wert von $\begin{cases} h_{\text{tot}}/5 \\ l_s/2 \\ h/2 \\ 8t \end{cases}$
- 2) kreuzende Wand
- 3) Schubwand

Bild 7.6 — Flanschbreiten, die für Schubwände angenommen werden dürfen

(5) Wenn die Böden als starres Schubfeld idealisiert werden können, dürfen die horizontalen Kräfte auf die Schubwände proportional zu ihrer Steifigkeit verteilt werden.

(6) Wenn die Plananordnung der Schubwände asymmetrisch oder die horizontale Kraft aus irgendeinem Grund asymmetrisch zur allgemeinen Steifigkeitsmitte des Bauwerks ist, muss die Auswirkung der daraus resultierenden Rotation auf die einzelnen Wände (Torsionswirkungen) berücksichtigt werden.

(7) Wenn die Böden bei der Betrachtung als horizontale Schubfelder nicht ausreichend starr sind (z. B. Fertigbetonteile, die nicht miteinander verbunden sind), sollten die horizontalen Kräfte, denen die Schubwände widerstehen müssen, als Kräfte von den Böden, mit denen sie direkt verbunden sind, angenommen werden, sofern nicht eine halbstarre Analyse ausgeführt wird.

(8) Die maximale horizontale Last auf eine Schubwand darf um bis zu 15 % reduziert werden, sofern der allgemeine Beharrungszustand aufrechterhalten wird.

(9) Bei der Ableitung der relevanten Bemessungslast, die den Schubwiderstand unterstützt, darf die auf die sich in zwei Richtungen erstreckenden Platten angewendete vertikale Last gleichmäßig auf die stützenden Wände verteilt werden; sofern sich die Boden- oder Deckenplatten nur in eine Richtung erstrecken, darf eine Spreizung der Last um 45° bei der Ableitung der Axiallast in den unteren Geschossen an den nicht direkt belasteten Wänden berücksichtigt werden.

(10) Die Verteilung der Schubspannung entlang des gestauchten Teils einer Wand darf als konstant angenommen werden.

(11) Bei der Analyse eingefasster Mauerwerkswände, die hauptsächlich horizontaler Belastung in der Ebene ausgesetzt sind, darf angenommen werden, dass die Stützsäulen zusammen mit der Mauerwerkplatte wirken, sodass die gesamte Wandlänge für die Festlegung der Geometrie berücksichtigt wird.

7.5.6 Bewehrte Mauerwerksbalken, die Biegung und Schub ausgesetzt sind

(1) Bei der Berechnung der Bemessungsschublast in bewehrten Mauerwerksbalken und Stürzen mit gleichmäßig verteilter Belastung darf angenommen werden, dass die maximale Schublast in einem Abstand d zur Seite der Stütze auftritt; dabei ist d die effektive Tiefe des Bauteils.

(2) Bei Bestimmung der maximalen Schublast bei d ab der Seite der Stütze sollten die folgenden Bedingungen erfüllt sein:

- die Belastungs- und Stützreaktionen sind so, dass sie eine diagonale Stauchung in dem Bauteil verursachen (direkte Stütze);
- die Schublast an der Seite einer Stütze übersteigt nicht die Festigkeit der gestauchten Abstützung (siehe 8.8.3);
- an einer Endstütze ist die erforderliche Zugbewehrung in einem Abstand von $2,5 d$ zu der Seite der Stütze in der Stütze verankert;
- an einer Zwischenstütze erstreckt sich die an der Seite der Stütze erforderliche Zugbewehrung über eine Strecke von mindestens $2,5 d$ zuzüglich der Verankerungslänge in die Stützweite.

(3) Bei der Berechnung der Bemessungsschublast in hohen Balken in bewehrtem Mauerwerk sollte angenommen werden, dass die maximale Schublast an der Mittellinie der Stütze auftritt.

7.5.7 Mauerwerkwände, die hauptsächlich seitlicher Belastung ausgesetzt sind

7.5.7.1 Allgemeines

(1) Bei der Analyse von Mauerwerkwänden, die hauptsächlich seitlicher Belastung ausgesetzt sind, sollte Folgendes bei der Gestaltung berücksichtigt werden:

- die Wirkung der Feuchtesperrschicht;
- die Stützbedingungen und die Durchgängigkeit über den Stützen.

(2) Ein einschaliges Verblendmauerwerk sollte als einschale Wand, die vollständig aus Mauersteinen mit geringerer Biegefestigkeit konstruiert wurde, analysiert werden.

(3) Eine Bewegungsfuge in einer Wand sollte als Kante, über die das Moment und der Schub nicht übertragen werden können, betrachtet werden.

ANMERKUNG Einige spezielle Anker sind gestaltet worden, um das Moment und/oder den Schub über eine Bewegungsfuge zu übertragen.

(4) Die Reaktion entlang einer Wandkante aufgrund der Last darf als gleichmäßig verteilt bei der Gestaltung der Stützmittel angenommen werden. Einfassungen an einer Stütze können durch Maueranker, Verbundwandflügel oder Böden oder Decken erstellt werden.

(5) Wenn seitlich belastete Wände mit vertikal belasteten Wänden verbunden werden (siehe 10.1.4) oder bewehrte Betonböden diese tragen, darf die Stütze als durchgehend betrachtet werden. Eine Feuchtesperrschicht sollte als einfache Stütze betrachtet werden. Wenn Wände mit einer vertikal lasttragenden Wand oder anderen geeigneten Bauten durch Maueranker an den vertikalen Kanten verbunden sind, darf eine Teilmomentkontinuität an den vertikalen Seiten der Wand angenommen werden, wenn die Verifizierung der Maueranker eine ausreichende Festigkeit ergibt.

(6) Im Fall von zweischaligen Wänden darf die vollständige Durchgängigkeit auch angenommen werden, wenn nur eine Schale kontinuierlich über eine Stütze verbunden ist, sofern die zweischalige Wand mit Mauerankern nach 8.6 ausgestattet ist. Die von einer Wand auf ihre Stütze zu übertragende Last darf von Mauerankern nur auf eine Schale übertragen werden, sofern eine angemessene Verbindung zwischen den beiden Schalen (siehe 8.6) insbesondere an den vertikalen Kanten der Wände besteht. In allen anderen Fällen darf eine teilweise Durchgängigkeit angenommen werden.

7.5.7.2 Berechnung des angewendeten Moments

(1) Wenn die Wand an 3 oder 4 Kanten gestützt wird, darf die Berechnung des angewendeten Moments M_{Edi} genommen werden als:

- wenn die Ausfallebene parallel zu den Lagerfugen verläuft, d. h. in f_{xk1} Richtung:

$$M_{Ed1} = \alpha_1 W_{Ed} l^2 \text{ je Längeneinheit der Wand} \quad (7.17)$$

oder

- wenn die Ausfallebene senkrecht zu den Lagerfugen verläuft, d. h. in f_{xk2} Richtung:

$$M_{Ed2} = \alpha_2 W_{Ed} l^2 \text{ je Höheneinheit der Wand} \quad (7.18)$$

Dabei ist

- α_1, α_2 die Biegemomentkoeffizienten unter Berücksichtigung des Einspannungsgrads an den Kanten der Wände und dem Verhältnis zwischen Höhe und Länge der Wände; die Koeffizienten sollten auf der Grundlage einer geeigneten Theorie bestimmt werden;
- l die Länge der Wand;
- W_{Ed} die Bemessungsseitenlast pro Flächeneinheit.

ANMERKUNG Werte für die Biegekoeffizienten α_1 und α_2 sind in Anhang D für einschalige Wände mit einer Dicke von nicht mehr als 250 mm mit $\alpha_1 = \mu \alpha_2$ angegeben, dabei ist μ das orthogonale Verhältnis zwischen den Bemessungsbiegefestigkeiten des Mauerwerks f_{xd1}/f_{xd2} , siehe 5.7.4 oder $f_{xd1,app}/f_{xd2}$, siehe 8.5.3 (1)(i) oder $f_{xd1}/f_{xd2,app}$, siehe 8.7.3 (7).

(2) Der Biegemomentkoeffizient an einer Feuchtesperrschicht darf als für eine Kante genommen werden, über der vollständige Durchgängigkeit besteht, wenn die vertikale Bemessungsspannung an der Feuchtesperrschicht mindestens der durch das aufgrund der Einwirkung entstehende Moment verursachten Zugspannung entspricht.

(3) Wenn die Wand entlang ihrer unteren und oberen Kanten gestützt wird, darf das angewendete Moment auf der Grundlage der üblichen technischen Grundsätze unter Berücksichtigung jeder Durchgängigkeit berechnet werden.

(4) Im Fall der Gestaltung von Wänden mit unregelmäßigen Formen oder großen Öffnungen darf eine Analyse anhand eines anerkannten Verfahrens zur Bestimmung der Biegemomente in flachen Platten wie etwa die Finite-Element-Methode oder die Bruchlinienanalogie, gegebenenfalls unter Berücksichtigung der Richtungsabhängigkeit von Mauerwerk, angewendet werden.

7.5.7.3 Maße

(1) Bei einer seitlich belasteten Platte oder einer freistehenden Wand aus Mauerwerk, die in Übereinstimmung mit 8.4 gestaltet ist, sollten die Abmessungen begrenzt werden, um unverhältnismäßige Bewegungen aufgrund von Durchbiegung, Kriechen, Schwinden, Temperaturwirkung und Rissbildung zu verhindern.

ANMERKUNG Anhang E enthält Grenzwerte für unbewehrte Wände und Wände nur mit Lagerfugenbewehrung.

(2) Die Stützweite von mit Stahlstangen bewehrten Mauerwerkswänden, die einer Biegung außerhalb der Ebene ausgesetzt sind, sollte auf den aus Tabelle 7.3 entnommenen geeigneten Wert begrenzt werden.

Tabelle 7.3 — Grenzverhältnisse zwischen der Stützweite und der effektiven Dicke für bewehrte Wände, die einer Biegung außerhalb der Ebene ausgesetzt sind

| | Verhältnis zwischen Stützweite und Dicke (l_{ef}/t_{ef}) |
|--------------------------------|--|
| einfach gestützt | 35 |
| fortlaufend | 45 |
| in zwei Richtungen erstreckend | 45 |
| Konsole | 18 |

ANMERKUNG Bei Wänden, die sich in zwei Richtungen erstrecken, darf l_{ef} als kleinste Höhe und Länge der Wand genommen werden.

8 Grenzzustände der Tragfähigkeit

8.1 Allgemeines

(1) Der Widerstand der Mauerwerkswände muss auf der Geometrie der Wand, der Wirkung der angewendeten Exzentrizitäten und den Materialeigenschaften des Mauerwerks basieren.

(2) Die Verifizierung der Grenzzustände der Tragfähigkeit sollte in den folgenden Fällen erfolgen:

- Wände, die hauptsächlich einer vertikalen Belastung ausgesetzt sind (Widerstand gegen vertikale Belastung und Stabilität außerhalb der Ebene);
- Wände, die konzentrierten Lasten ausgesetzt sind;
- Wände, die horizontalen Belastungen in der Ebene (Schub und Biegung) ausgesetzt sind;
- Wände, die seitlicher Belastung oder kombinierter seitlicher und vertikaler Belastung ausgesetzt sind;
- Schub und Biegung in Balken und Vorsatzwänden.

(3) Bei der Berechnung des vertikalen Widerstands von Mauerwerkswänden darf angenommen werden, dass:

- ebene Abschnitte eben bleiben;
- die Zugfestigkeit von Mauerwerk senkrecht zu Lagerfugen null ist.

(4) Die Verifizierung von Vorsatzwänden aus unbewehrtem Mauerwerk sollte erfolgen, wenn diese Elemente für das Strukturmodell berücksichtigt werden.

(5) Komplex geformte Mauerwerkbauteile dürfen in Übereinstimmung mit 8.2, 8.3 und 8.4 unter Verwendung eines äquivalenten Querschnitts gestaltet werden. Wände mit Pfeilern dürfen in Übereinstimmung mit 7.5.1.4 (2) gestaltet werden. Der Grenzzustand der Tragfähigkeit sollte in Übereinstimmung mit (2) oben verifiziert werden. Torsionswirkungen sollten gegebenenfalls ebenfalls berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Anhang I enthält einen alternativen Gestaltungsansatz für komplexe geformte Mauerwerkbauteile, die hauptsächlich vertikalen Belastungen ausgesetzt sind.

8.2 Verifizierung unbewehrter Mauerwerkswände, die hauptsächlich vertikaler Belastung ausgesetzt sind

8.2.1 Allgemeines

(1) Der Bemessungswert der auf eine Mauerwerkswand angewendeten vertikalen Last N_{Ed} darf bei dem Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht mehr als der Bemessungswert des vertikalen Widerstands der Wand N_{Rd} betragen, sodass:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (8.1)$$

(2) Der Bemessungswert des vertikalen Widerstands einer einschaligen Wand pro Längeneinheit N_{Rd} sollte mit Gleichung (8.2) berechnet werden:

$$N_{Rd} = \Phi t f_d \quad (8.2)$$

Dabei ist

- Φ der Verschwächungsgrad Φ_i an der Oberseite oder Unterseite der Wand oder Φ_m in der mittleren Wandhöhe, sofern anwendbar, der die Wirkung der Schlankheit und Exzentrizität der Belastung nach 8.2.2 berücksichtigt;
- t die Dicke der Wand;
- f_d die nach 4.4.2 und 5.7.1 bestimmte Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks.

(3) Im Fall von teilweise gestützten Böden darf angenommen werden, dass die Dicke der Wand der Breite der Stütze entspricht.

(4) Wenn die Querschnittsfläche einer Wand weniger als $0,1 \text{ m}^2$ beträgt, sollte die Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks f_d mit dem folgenden Faktor multipliziert werden:

$$(0,7 + 3 A) \quad (8.3)$$

Dabei ist

- A die belastete horizontale Bruttoquerschnittsfläche der Wand in Quadratmetern.

(5) Bei zweischaligen Wänden sollte jede Schale separat unter Verwendung der Planfläche der belasteten Schale und des Schlankheitsgrads auf der Grundlage der effektiven Dicke der zweischaligen Wand, die anhand der Gleichung (7.12) berechnet wird, verifiziert werden.

(6) Ein einschaliges Verbundmauerwerk sollte in der gleichen Weise gestaltet werden wie eine einschalige Wand, die vollständig aus schwächeren Steinen konstruiert ist. Hierzu ist der für eine Wand mit Längsmörtelfuge geeignete Wert von K aus Tabelle 5.3 zu verwenden.

(7) Eine zweischalige nach 8.6 verbundene Wand darf als einschalige Wand gestaltet werden, wenn beide Schalen eine vergleichbare Größe haben oder alternativ als einschalige Wand.

(8) Wenn Schlitze oder Aussparungen die in 10.6 angegebenen Grenzwerte überschreiten, sollte die Auswirkung auf die Tragkraft wie folgt berücksichtigt werden:

- vertikale Schlitze oder Aussparungen sollten entweder als Wandende behandelt werden oder alternativ sollte die Dicke der Wand zur Berechnung des Bemessungswiderstands gegen vertikale Lasten verwendet werden;
- horizontale oder schräge Schlitze sollten durch Verifizierung der Festigkeit der Wand an der Schlitzposition unter Berücksichtigung der Lastenexzentrizität behandelt werden.

ANMERKUNG Als allgemeine Richtlinie sollte die Reduzierung der vertikalen Tragfähigkeit als proportional zur Reduzierung der Querschnittsfläche aufgrund vertikaler Schlitze oder Aussparungen angenommen werden, sofern die Reduzierung in diesem Bereich nicht mehr als 25 % beträgt.

8.2.2 Verschwächungsgrad der Schlankheit und Exzentrizität

(1) Unter Annahme eines rechteckigen Spannungsblocks ist der Wert des Verschwächungsgrads für die Schlankheit und Exzentrizität an der Oberseite und Unterseite der Wand (Φ_i) gegeben durch:

$$\Phi_i = 1 - \frac{2e_i}{t} \quad (8.4)$$

Dabei ist

e_i die anhand der Gleichung (8.5) berechnete Exzentrizität an der Oberseite oder Unterseite der Wand, sofern anwendbar:

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05 t \quad (8.5)$$

Dabei ist

M_{id} der Bemessungswert des Biegemoments an der Oberseite oder Unterseite der Wand aufgrund der Exzentrizität der Bodenlast an der Stütze, analysiert nach 7.5.1 (siehe Bild 8.1);

N_{id} der Bemessungswert der vertikalen Last an der Oberseite oder Unterseite der Wand;

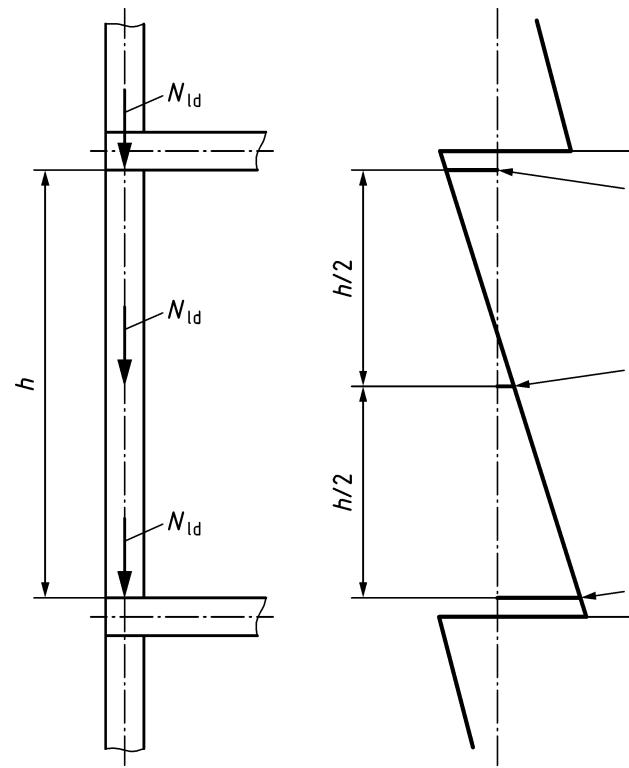
e_{he} die Exzentrizität an der Oberseite oder Unterseite der Wand, sofern anwendbar, aufgrund horizontaler Lasten (zum Beispiel Wind);

e_{init} die anfängliche Exzentrizität mit einem Zeichen, das den Absolutwert von e_i erhöht (siehe 7.5.1.1);

t die Dicke der Wand.

ANMERKUNG 1 In Gleichung (8.5) ist jede Exzentrizität mit ihrem entsprechenden für das verwendete mechanische Modell relevanten Zeichen zu verwenden.

ANMERKUNG 2 Wenn die Isolierung den Wandquerschnitt reduziert (siehe in Anhang C, Bild C.4), können die Exzentrizitäten aufgrund der Plattenreaktion und der Lastübertragung auf den äußeren dünneren Mauerstein kombiniert werden, um e_i festzulegen.

**Legende**

- 1 M_{1d} (an der Unterseite des Bodens)
- 2 M_{md} (in mittlerer Wandhöhe)
- 3 M_{2d} (an der Oberseite des Boden)

Bild 8.1 — Momente aus der Berechnung von Exzentrizitäten

(2) Durch eine Vereinfachung der in 8.1. angegebenen allgemeinen Grundsätze und unter Annahme eines rechteckigen Spannungsblocks darf der Verschärfungsgrad in mittlerer Wandhöhe Φ_m unter Verwendung der anhand der Gleichung (8.6) berechneten Exzentrizität in mittlerer Wandhöhe e_m bestimmt werden:

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init} \geq 0,05 t \quad (8.6)$$

Dabei ist

- M_{md} der Bemessungswert des größten Moments in mittlerer Wandhöhe aufgrund der Momente an der Oberseite und Unterseite der Wand (siehe Bild 8.1) einschließlich jeder außermittig zur Seite der Wand angewendeten Last (z. B. Konsolen);
- N_{md} der Bemessungswert der vertikalen Last in mittlerer Wandhöhe einschließlich der außermittig auf die Seite der Wand angewendeten Last (z. B. Konsolen);
- e_{hm} die Exzentrizität in mittlerer Wandhöhe aufgrund horizontaler Lasten (zum Beispiel Wind);
- e_{init} die anfängliche Exzentrizität mit einem Zeichen, das den Absolutwert der Exzentrizität aufgrund von Lasten erhöht (siehe 7.5.1.1);
- h_{ef} die aus 7.5.1.3 ermittelte effektive Höhe oder die geeignete Aussteifungs- oder Versteifungsbedingung;
- t_{ef} die aus 7.5.1.4 ermittelte effektive Dicke der Wand.

ANMERKUNG 1 Die Einbindung von e_{hm} hängt von der für die Verifizierung verwendeten Lastkombination ab; ihr Zeichen relativ zu dem von M_{md}/N_{md} muss berücksichtigt werden.

ANMERKUNG 2 In Gleichung (8.6) ist die Dicke der Wand im Fall teilweise gestützter Böden als der vollständigen Dicke der Wand entsprechend anzunehmen; hierbei ist die Exzentrizität der vertikalen Last mit Bezug auf die Wandachse zu berücksichtigen, wenn eine reduzierte Dicke bei der Berechnung der Biegung angenommen wurde.

ANMERKUNG 3 Anhang F enthält ein Verfahren zur Berechnung von Φ_m .

ANMERKUNG 4 In Gleichung (8.6) wird jede Exzentrizität mit ihrem entsprechenden für das verwendete mechanische Modell relevanten Zeichen verwendet.

(3) Für die Tragfähigkeit von Wänden aus Schichten mit zwei Arten von Mauerwerk mit unterschiedlichen Festigkeitseigenschaften und wenn die Höhe einer Art von Mauerwerk auf der Oberseite oder Unterseite der Wand weniger als $h/10$ beträgt, sollte der geringere Wert angenommen werden:

- die Tragfähigkeit an der Oberseite und/oder Unterseite $N_{Rd,i}$, bestimmt unter Verwendung der Festigkeitseigenschaften für das schwächste Mauerwerk und
- die Tragfähigkeit in mittlerer Wandhöhe $N_{Rd,m}$, bestimmt unter Verwendung der Festigkeitseigenschaften für das Mauerwerk in der Wand zwischen den Mauersteinen der Oberseite und/oder Unterseite.

Eine Prüfung sollte vorgenommen werden, um lokale Lagerausfälle zu vermeiden, wenn ein Steg oder eine Schale auf einem Mauerstein mit geringer Festigkeit aufliegt.

(4) Für rechteckige Querschnitte unter biaxialer Biegung darf für den resultierenden Verschwächungsgrad Φ_m das Produkt der Φ -Faktoren in jede Richtung angenommen werden und der gesamte axiale Widerstand der Wand, gegeben durch $N_{Rd} = \Phi l t f_d$, sollte verifiziert werden. Der Φ -Faktor in Längsrichtung der Wand sollte anhand der Gleichung (8.4) auf der Grundlage der Exzentrizitäten der vertikalen Lasten in Längsrichtung berechnet werden, wenn die Länge der Wand l anstelle von t verwendet werden sollte.

8.2.3 Konzentrierte Lasten

(1) Der Bemessungswert der auf eine Mauerwerkswand angewendeten konzentrierten vertikalen Last N_{Edc} darf nicht mehr als der Bemessungswert des konzentrierten vertikalen Lastwiderstands der Wand N_{Rdc} betragen, sodass:

$$N_{Edc} \leq N_{Rdc} \quad (8.7)$$

(2) Wenn eine mit Mauersteinen der Gruppe 1 errichtete und in Übereinstimmung mit 10 beschriebene Wand außer einer Wand mit Randstreifenvermörtelung der Lagerfugen einer konzentrierten Last unterliegt, ist der Bemessungswert des vertikalen Lastwiderstands gegeben durch:

$$N_{Rdc} = \beta_{con} A_b f_d \quad (8.8)$$

Dabei ist

β_{con} ein Erhöhungsfaktor für konzentrierte Lasten, gegeben durch Gleichung (8.9) [siehe auch (3) und (4) unten]:

$$\beta_{con} = \left(1 + 0,3 \frac{a_1}{h_c}\right) \left(1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{ef}}\right) \quad (8.9)$$

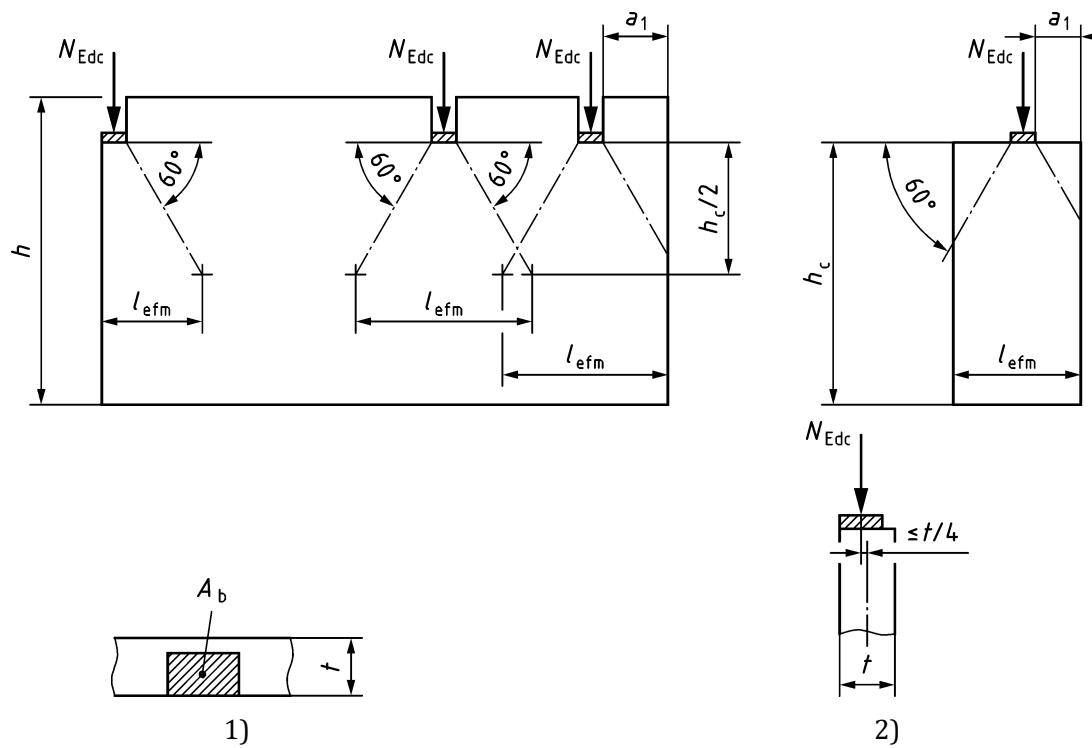
der nicht weniger als 1,0 betragen sollte und für den kein höherer Wert angenommen werden sollte:

$$1,25 + \frac{a_1}{2 h_c} \text{ oder } 1,5 \text{ je nachdem, welcher Wert geringer ist;}$$

- a_1 der Abstand zwischen dem Ende der Wand und der näher gelegenen Kante des belasteten Bereichs (siehe Bild 8.2);
- h_c die Höhe einer Wand zur Lastebene;
- A_b der belastete Bereich;
- A_{ef} die effektive Lagerfläche, gegeben durch $l_{efm} t$;
- l_{efm} die effektive Lagerlänge, bestimmt in mittlerer Wandhöhe oder mittlerer Pfeilerhöhe (siehe Bild 8.2);
- t die Dicke der Wand unter Berücksichtigung der Tiefe von Aussparungen in Lagerfugen, die größer als 5 mm sind;

Für A_b/A_{ef} darf kein größerer Wert als 0,45 genommen werden.

- f_d die nach 4.4.2 und 5.7.1 bestimmte Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks.



Legende

- 1 Plan
- 2 Schnitt

Bild 8.2 — Wände, die konzentrierten Lasten ausgesetzt sind

(3) Für aus Mauersteinen der Gruppe 2, Gruppe 3 und Gruppe 4 sowie Mauersteinen, die nicht in Tabelle 5.1 passen, errichteten Wänden und/oder wenn eine Randstreifenverfüllung angewendet wird, sollte für β_{con} ein Wert von 1,0 genommen werden.

(4) Wenn die Exzentrizität der Last von der Mittellinie der Wand mehr als $t/4$ beträgt (siehe Bild 8.2), sollte für β_{con} ein Wert von 1,0 genommen werden.

(5) Für unvermörtelte Stoßfugen sollte der Ausbreitungswinkel in Bild 8.2 durch den Mauerwerksverband definiert werden, aber nicht weniger als 60° betragen.

(6) In allen Fällen sollten die Regeln nach 8.2.1 in mittlerer Wandhöhe unter den Lagern einschließlich der Wirkungen aller anderen aufliegenden vertikalen Belastungen eingehalten werden; insbesondere, wenn konzentrierte Lasten so eng beieinander liegen, dass sich ihre effektiven Längen überlappen.

(7) Wenn die Tragkraft eines Mauerwerks unter konzentrierter Last unzureichend ist, darf eine Traverse verwendet werden. Die Traverse sollte eine ausreichende Steifigkeit und Größe aufweisen, um die konzentrierte Last effektiv auf das stützende Mauerwerk zu übertragen. Die Wand darf in diesem Fall durch Prüfung der konzentrierten Last unter der Traverse gestaltet werden.

8.3 Verifizierung von unbewehrtem Mauerwerk, das einer kombinierten vertikalen und horizontalen Belastung in der Ebene der Wand ausgesetzt ist

8.3.1 Schubwiderstand in der Ebene

(1) Der Bemessungswert der auf das Mauerwerk angewandten Schublast V_{Ed} im Grenzzustand der Tragfähigkeit darf nicht mehr betragen als der Bemessungswert des Schubwiderstands der Wand V_{Rd} , sodass:

$$V_{\text{Ed}} \leq V_{\text{Rd}} \quad (8.10)$$

(2) Der Bemessungswert des Schubwiderstands sollte mit Gleichung (8.11) berechnet werden:

$$V_{\text{Rd}} = f_{\text{vd}} t l_c \quad (8.11)$$

oder alternativ mit Gleichung (8.12):

$$V_{\text{Rd}} = V_{\text{Rdlt}} \quad (8.12)$$

Dabei ist

f_{vd} der aus 4.4.2 und 5.7.2 erhaltene Bemessungswert der Schubfestigkeit von Mauerwerk auf der Grundlage der mittleren vertikalen Spannung über dem gestauchten Teil der Wand, der den Schubwiderstand liefert;

t die Dicke der Wand, die dem Schub widersteht;

l_c die Länge des gestauchten Teils der Wand ohne Berücksichtigung von unter Zug stehenden Wandteilen;

V_{Rdlt} der Bemessungswert des begrenzenden Schubwiderstands.

ANMERKUNG Gleichung (8.11) ist für die Ableitung von V_{Rd} anzuwenden, sofern nicht der nationale Anhang eines Landes die Anwendung der Gleichung (8.12) fordert und die Werte zur Ableitung von V_{Rdlt} liefert.

(3) Die Länge des gestauchten Teils der Wand l_c darf unter der Annahme einer linearen Spannungsverteilung der Druckspannungen und Berücksichtigung aller Öffnungen, Schlitze oder Aussparungen berechnet werden; jeder Teil der Wand, der vertikalen Zugspannungen ausgesetzt ist, sollte nicht für die Berechnung der dem Schub widerstehenden Fläche der Wand verwendet werden.

(4) Die Verbindungen zwischen Schubwänden und Flanschen kreuzender Wände müssen auf vertikalen Schub überprüft werden.

(5) Wenn eine durchgehende horizontale Fuge verifiziert werden muss, z. B. aufgrund der Anwesenheit einer Fuge aus einem anderen Mörtel als für den Rest der Wand oder einer Feuchtesperrschicht am Sockel, sollte für den Bemessungswert des Schubwiderstands der geringere Wert des Widerstands des Mauerwerks und der betrachteten durchgehenden horizontalen Fuge verwendet werden.

8.3.2 Gestauchter Teil der Wand

(1) Der gestauchte Teil der Wand muss auf die darauf angewendete vertikale Belastung unter Einwirkung der horizontalen Belastung in der Ebene überprüft werden.

(2) Die Verifizierung darf nach 8.2.1 unter Berücksichtigung des seitlichen Beulens unter Verwendung eines Verschwächungsgrads Φ in Übereinstimmung mit 8.2.2, sofern anwendbar, erfolgen.

(3) Die Verifizierung darf erfolgen, indem geprüft wird, ob der Bemessungswert des auf die Mauerwerkswand angewandten Moments M_{Ed} nicht den Bemessungswert des Widerstandsmoments der Wand M_{Rd} übersteigt, sodass:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (8.13)$$

(4) Bei der Bestimmung des Bemessungswerts des Widerstands M_{Rd} sollte die Verteilung der Spannungen über den gestauchten Teil der Wand unter Verwendung eines geeigneten Spannungs-Stauchungs-Verhältnisses nach 5.8.1 festgelegt werden.

(5) Für rechteckige Querschnitte der Wand unter Verwendung des rechteckigen Spannungsblocks ist der Bemessungswert des Widerstands M_{Rd} gegeben durch:

$$M_{Rd} = \frac{N_{Ed}l}{2} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{t l \eta_f f_d} \right) \geq 0 \quad (8.14)$$

Dabei ist

- N_{Ed} der Bemessungswert der vertikalen Last;
- f_d der aus 4.4.2 und 5.7.1 erhaltene Bemessungswert der Druckfestigkeit von Mauerwerk;
- η_f der aus 5.8.1 erhaltene Faktor zur Festlegung des äquivalenten rechteckigen Spannungsblocks;
- t die Dicke der Wand;
- l die Gesamtlänge der Wand einschließlich aller Teile unter Zugspannung.

8.4 Verifizierung unbewehrter Mauerwerkswände, die hauptsächlich seitlicher Belastung ausgesetzt sind

8.4.1 Belastungsarten

(1) Wände, die hauptsächlich Windbelastung ausgesetzt sind, sollten gegebenenfalls unter Anwendung von 8.4.2, 8.4.3 und 8.4.4 gestaltet werden.

(2) Wände, die seitlichem Erd- und Wasserdruck mit oder ohne vertikale(n) Lasten ausgesetzt sind, dürfen nach 8.2, 8.4.2, 8.4.3 und 8.4.4, sofern anwendbar, gestaltet werden.

ANMERKUNG EN 1996-3 enthält ein vereinfachtes Verfahren zur Gestaltung von Kellerwänden, die seitlichem Erddruck ausgesetzt sind.

(3) Wände, die horizontalen unfallbedingten Lasten außer Lasten durch seismische Einwirkung ausgesetzt sind (z. B. Gasexplosionen), sollten in Übereinstimmung mit 8.2, 8.4.2, 8.4.3 und 8.4.4, sofern anwendbar, gestaltet werden.

8.4.2 Wände unter Biegung

(1) Der Bemessungswert des auf das Mauerwerk angewendeten Moments M_{Ed} (siehe 7.5.7) im Grenzzustand der Tragfähigkeit darf nicht mehr betragen als der Bemessungswert des Widerstandsmoments der Wand M_{Rd} , sodass:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (8.15)$$

(2) Das orthogonale Festigkeitsverhältnis μ des Mauerwerks sollte bei der Gestaltung berücksichtigt werden (siehe 7.5.7.2).

(3) Der Bemessungswert des seitlichen Widerstandsmoments einer Mauerwerkswand M_{Rd} pro Höhen- oder Längeneinheit ist gegeben durch:

$$M_{Rd} = f_{xd} Z \quad (8.16)$$

Dabei ist

f_{xd} die aus 5.7.4, 8.5.3 (1)(i) oder 8.7.3 (7), sofern anwendbar, erhaltene für die Biegeebene geeignete Bemessungsbiegefesteigkeit;

Z das elastische Widerstandsmoment einer Höhen- oder Längeneinheit der Wand.

(4) Wenn eine Last senkrecht zu den Lagerfugen vorhanden ist, dürfen Wände unter Biegung nach 8.5.3 gestaltet werden.

(5) Bei der Beurteilung des elastischen Widerstandsmoments Z eines Pfeilers in einer Wand sollte für die ausstehende Länge des Flansches ab der Seite des Pfeilers der geringere der folgenden Werte verwendet werden:

- 8 t für Wände, die sich vertikal zwischen Aussteifungen erstrecken;
- 4 t für Winkelstützwände;
- die Hälfte des lichten Abstands zwischen Pfeilern;

Dabei ist

t die Dicke der Wand.

(6) In einer zweischaligen Wand darf die Bemessungsseitenlast pro Flächeneinheit W_{Ed} zwischen den beiden Schalen verteilt werden, sofern die Maueranker oder anderen Verbindungsteile zwischen den Schalen in der Lage sind, die Einwirkungen, denen die zweischalige Wand ausgesetzt ist, zu übertragen. Die Aufteilung zwischen den beiden Schalen darf proportional zu ihrem Seitenwiderstand oder der Steifigkeit jeder Schale erfolgen. Wird der Widerstand als Verteilungsmittel genutzt, sollte in jeder Schale ausreichend Durchbiegungsfähigkeit vorhanden sein. Bei Verwendung der Steifigkeit sollte jede Schale auf ihren Anteil an W_{Ed} überprüft werden.

(7) Wenn eine Wand durch Schlitze oder Aussparungen über die in 10.6 angegebenen Grenzen hinaus geschwächt ist, sollte diese Verschärfung bei der Bestimmung der Tragfähigkeit durch Verwendung der reduzierten Dicke der Wand an der Position des Schlitzes oder der Aussparung berücksichtigt werden.

8.4.3 Zwischen Stützen gewölbte Wände

(1) Bei dem Grenzzustand der Tragfähigkeit darf die Wirkung der Bemessungsseitenlast aufgrund der Bogeneinwirkung einer Wand nicht mehr als der Bemessungslastwiderstand unter Bogeneinwirkung betragen und die Bemessungsfestigkeit der Stützen muss größer sein als die Wirkung der Bemessungsseitenlast.

(2) Eine massiv zwischen Stützen errichtete Mauerwerkswand, die in der Lage ist, dem Bogenschub zu widerstehen, darf unter der Annahme gestaltet werden, dass ein horizontaler oder vertikaler Bogen innerhalb der Dicke der Wand entsteht.

(3) Die Analyse darf auf einem Dreigelenkbogen basieren, wenn angenommen werden sollte, dass das Lager des Bogenschubs an den Stützen und dem zentralen Gelenk dem 0,1-fachen der Dicke der Wand entspricht, wie in Bild 8.3 gezeigt. Wenn Schlitze oder Aussparungen in der Nähe der Schublinien des Bogens vorhanden sind, sollte ihre Wirkung auf die Festigkeit des Mauerwerks berücksichtigt werden.

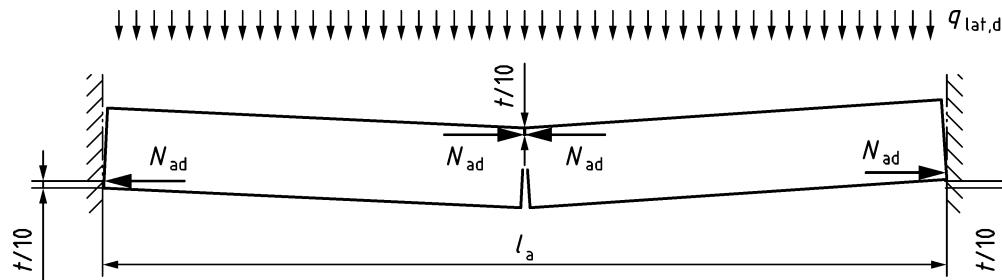


Bild 8.3 — Angenommener Bogen für den Widerstand gegen Seitenlasten

(4) Der Bogenschub sollte auf der Grundlage der Kenntnis der angewendeten Seitenlast, der Festigkeit des Mauerwerks unter Druck, der Wirksamkeit der Verbindung zwischen der Wand und der dem Schub widerstehenden Stütze und der elastischen und zeitabhängigen Verkürzung der Wand beurteilt werden. Für die vertikale Spannweite darf der Bogenschub durch eine vertikale Last erfolgen.

(5) Die Bogenhöhe r_a ist gegeben durch:

$$r_a = 0,9 t - d_a \quad (8.17)$$

Dabei ist

t die Dicke der Wand unter Berücksichtigung der Reduzierung der Dicke aufgrund eingelassener Fugen;

d_a die Durchbiegung des Bogens unter Bemessungsseitenlast; diese darf als null für Wände angenommen werden, deren Verhältnis zwischen Länge (oder gegebenenfalls Höhe) und Dicke 20 oder weniger beträgt.

(6) Der maximale Bemessungsbogenschub pro Längeneinheit der Wand N_{ad} darf bestimmt werden aus:

$$N_{ad} = 1,5 f_d \frac{t}{10} \quad (8.18)$$

und im Fall einer geringen seitlichen Durchbiegung ist der Bemessungsseitenwiderstand pro Flächeneinheit der Wand $q_{lat,d}$ gegeben durch:

$$q_{lat,d} = f_d \left(\frac{t}{l_a} \right)^2 \quad (8.19)$$

Dabei ist

- t die Dicke der Wand;
- f_d die aus 4.4.2 und 5.7.1 erhaltene Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks in Richtung des Bogenschubs;
- l_a die Länge oder Höhe einer Wand zwischen Stützen, die in der Lage sind, dem Bogenschub zu widerstehen;

sofern der Schlankheitsgrad in der betrachteten Richtung nicht mehr als 20 beträgt und im Fall einer vertikalen Wölbung kann jede Feuchtesperrschicht oder andere Ebene mit geringem Reibungswiderstand in der Wand die relevanten Seitenkräfte übertragen.

(7) Wenn andere Mauersteine als aus der Gruppe 1 verwendet werden, ist der Erhöhungsfaktor 1,5 in Gleichung (8.18) gegebenenfalls nicht anwendbar. In diesem Fall sollte das Ergebnis der Gleichung (8.19) mit 0,72 multipliziert werden.

8.4.4 Schubwiderstand außerhalb der Ebene

(1) Der Bemessungswert des Schubwiderstands außerhalb der Ebene sollte auf der charakteristischen Anfangsschubfestigkeit f_{vk0} und den charakteristischen Reibungskoeffizienten der Lagerfuge nach 5.7.2.3 (1) und (5) oder der Feuchtesperrschicht μ_f nach 5.7.2.3 (2) basieren. Das in 8.3.1 beschriebene Verfahren für den Schubwiderstand in der Ebene kann als Referenz mit umgekehrten Rollen der Dicke t und der Länge l der Wand genommen werden.

8.5 Verifizierung unbewehrter Mauerwerkswände, die einer kombinierten vertikalen und seitlichen Belastung ausgesetzt sind

8.5.1 Allgemeines

(1) Unbewehrte Mauerwerkswände, die vertikaler und seitlicher Belastung ausgesetzt sind, dürfen unter Anwendung jedes der in 8.5.2, 8.5.3 oder 8.5.4 angegebenen anwendbaren Verfahren verifiziert werden.

(2) Unbewehrte Mauerwerkswände, die einer kombinierten vertikalen, seitlichen und horizontalen Belastung in der Ebene ausgesetzt sind, dürfen unter Anwendung jedes der in 8.2.2 (4) oder 8.3.2 (2) angegebenen anwendbaren Verfahren verifiziert werden.

8.5.2 Verfahren unter Verwendung des Φ -Faktors

(1) Durch die Anwendung des relevanten Werts der Exzentrizität aufgrund horizontaler Einwirkungen, e_{he} oder e_{hm} , nach 8.2.2 (1) oder 8.2.2 (2) sollte ein Schlankheitsverschwächungsgrad Φ , der die kombinierte vertikale und seitliche Belastung berücksichtigt, unter Verwendung der Gleichung (8.5) und Gleichung (8.6) zur Anwendung in der Gleichung (8.2) ermittelt werden.

ANMERKUNG Wenn eine Wand an drei oder vier Kanten gestützt wird, bietet Anhang G ein Verfahren zur Reduzierung der auf die Wand wirkenden horizontalen Last außerhalb der Ebene, um gleichermaßen vertikale und horizontale Lasten zu berücksichtigen.

8.5.3 Verfahren unter Berücksichtigung des Beulens und der Biegefestigkeit

(1) Unbewehrte Mauerwerkswände, die vertikaler und seitlicher Belastung ausgesetzt sind, dürfen unter Berücksichtigung der Biegefestigkeit und der vorteilhaften Wirkung der vertikalen Spannung verifiziert werden durch:

(i) Anwendung von 8.4.2 mit der effektiven Biegefestigkeit $f_{xd1,app}$ auf der Grundlage der Gleichung (8.20), wobei das in 8.4.2 (2) festgelegte orthogonale Verhältnis entsprechend modifiziert wird.

$$f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d \quad (8.20)$$

Dabei ist

f_{xd1} die Bemessungsbiegefestigkeit des Mauerwerks bei der Ausfallebene parallel zu den Lagerfugen, siehe 5.7.4;

σ_d die Bemessungsdruckspannung an der Wand, die nicht größer als $0,15 N_{Rd}/A$ sein darf, an dem Punkt in der Wand, an dem die effektive Biegefestigkeit nach 8.2.1 (2) angewendet wird.

(ii) durch Berechnung des Widerstands der Wand anhand der Gleichung (8.2) unter Berücksichtigung der Beulwirkung aufgrund der vertikalen Last und ihrer Exzentrizität sowie der Biegefestigkeit.

ANMERKUNG Ein Verfahren zur Verifizierung des Widerstands unter Berücksichtigung der Biegefestigkeit und der Beulwirkung ist in Anhang J angegeben.

(2) Die Erhöhung der Wandtragfähigkeit entweder durch Erhöhung der Bemessungsbiegefestigkeit des Mauerwerks f_{xd1} auf eine effektive Biegefestigkeit $f_{xd1,app}$ nach dem Verfahren (i) oben oder durch Berücksichtigung der Biegefestigkeit und der Beulwirkung nach Verfahren (ii) oben darf nicht angewendet werden, wenn der Ausfall des betrachteten Gebäudeteils kritisch für die Gesamtstabilität des Gebäudes ist.

8.5.4 Verfahren unter Verwendung der Biegefähigkeit der Wand außerhalb der Ebene

(1) Unbewehrte Mauerwerkswände mit einem Schlankheitsgrad h_{ef}/t_{ef} berechnet nach 7.5.1.2 (1), dürfen gestaltet werden, indem geprüft wird, ob der Bemessungswert des auf das Mauerwerk angewendeten Moments M_{Ed} nicht mehr als der Bemessungswert des Widerstandsmoments der Wand M_{Rd} unter Berücksichtigung der geometrischen Wirkungen zweiter Ordnung beträgt.

(2) Wenn M_{Ed} durch eine Analyse erster Ordnung berechnet wird, sollten Wirkungen zweiter Ordnung durch die Definition des reduzierten Widerstandsmoments der Wand berücksichtigt werden, wobei der Biegeverschwächungsgrad Wirkungen zweiter Ordnung berücksichtigen sollte. M_{Rd} darf unter Annahme einer rechteckigen Spannungsverteilung auf dem Querschnitt der Wand berechnet werden. Das in 8.3.2 beschriebene Verfahren kann als Referenz mit umgekehrten Rollen der Dicke t und Länge l der Wand genutzt werden.

ANMERKUNG Ein Verfahren zur Berechnung des reduzierten Widerstandsmoments der Wand ist in Anhang F enthalten.

8.6 Maueranker

(1) Für die Berechnung des strukturellen Widerstands von Mauerankern muss die folgende Kombination berücksichtigt werden:

- die unterschiedliche Bewegung zwischen den verbundenen Bauwerksteilen, üblicherweise einschaliges Verblendmauerwerk und Hinterschale, z. B. durch Temperaturunterschiede, Änderungen der Feuchte und Einwirkungen;
- horizontale Windeinwirkung;
- Kräfte aufgrund der Wechselwirkung von Schalen in zweischaligen Wänden.

(2) Bei der Bestimmung des strukturellen Widerstands von Mauerankern muss jede Abweichung von der Geradheit und jede Beeinträchtigung des Werkstoffs einschließlich des Risikos von Sprödbrüchen aufgrund der sukzessiven Verformungen, denen die Anker während und nach der Ausführung ausgesetzt sind, berücksichtigt werden.

(3) Wenn Wände und insbesondere Hohlwände und zweischalige Wände mit Vorsatzschale seitlichen Windlasten ausgesetzt sind, müssen die Maueranker, die die beiden Schalen verbinden, in der Lage sein, die Windlasten von der belasteten Schale auf die andere Schale, die Hinterschale oder die Stütze zu übertragen.

(4) Die Mindestanzahl der Maueranker pro Flächeneinheit n_t sollte ermittelt werden aus:

$$n_t \geq \frac{W_{Ed}}{F_d} \quad (8.21)$$

aber nicht weniger als nach 10.5.2.2,

Dabei ist

W_{Ed} der Bemessungswert der zu übertragenden horizontalen Last pro Flächeneinheit (siehe (7) für zweischalige Wände mit Vorsatzschale);

F_d die Bemessungsdruckfestigkeit oder -zugfestigkeit eines Mauerankers entsprechend der Bemessungsbedingung.

(5) Der angegebene Wert der Druckfestigkeit oder Zugfestigkeit nach EN 845-1 sollte durch γ_M geteilt werden, um den Bemessungswert zu erhalten.

(6) Die Maueranker sollten unterschiedliche Bewegungen zwischen den Schalen zulassen, ohne Schaden zu verursachen.

(7) Im Fall einer zweischaligen Wand mit Vorsatzschale sollte W_{Ed} auf der Grundlage der Tatsache berechnet werden, dass die Maueranker alle auf die zweischalige Wand mit Vorsatzschale einwirkenden horizontalen Bemessungwindlasten auf die Hinterschalenstruktur übertragen müssen.

8.7 Verifizierung von bewehrten Mauerwerksbauteilen, die Biegung, Biegung und Axiallast oder Axiallast ausgesetzt sind

8.7.1 Allgemeines

(1) Der Bemessungswert der auf ein bewehrtes Mauerwerksbauteil angewendeten Last E_d darf bei dem Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht mehr als der Bemessungswert des Lastwiderstands des Bauteils R_d betragen, sodass:

$$E_d \leq R_d \quad (8.22)$$

(2) Die Verifizierung von bewehrten Mauerwerksbauteilen, die Biegung, Biegung und Axiallast oder Axiallast ausgesetzt sind, sollte auf den folgenden Annahmen basieren:

- ebene Abschnitte bleiben eben;
- die Bewehrung unterliegt denselben Stauchungsschwankungen wie das angrenzende Mauerwerk;
- für die Zugfestigkeit des Mauerwerks ist ein Wert von null anzunehmen;
- die maximale Druckstauchungs- und Spannungsstauchungsbeziehung des Mauerwerks wird in Abhängigkeit von dem Werkstoff (siehe 5.8.1) unter Berücksichtigung der Druckfestigkeit des Mauerwerks in Richtung der Belastung gewählt;
- das Spannungs-Stauchungs-Verhältnis der Stahlbewehrung entspricht EN 1992-1-1 und die maximale Zugstauchung der Bewehrung ε_{su} sollte auf 0,01 begrenzt werden.

(3) Mit Mauersteinen der Gruppe 4 errichtetes bewehrtes Mauerwerk, das hauptsächlich vertikaler Belastung ausgesetzt ist, ist nicht von prEN 1996-1-1 umfasst.

(4) Der Bemessungsdruckspannungsblock für Mauerwerk oder Füllbeton darf auf 5.8.1 (3) und Bild 5.2 basieren; dabei ist f_d die Bemessungsdruckfestigkeit von Mauerwerk in Richtung der Belastung oder Füllbeton.

(5) Wenn eine Druckzone Mauerwerk und Füllbeton enthält, sollte die Druckfestigkeit unter Verwendung eines Spannungsblocks auf der Grundlage der Druckfestigkeit des schwächsten Werkstoffs berechnet werden.

(6) Bewehrte Mauerwerksbauteile, die einer geringen Axialkraft ausgesetzt sind, dürfen nur für Biegung gestaltet werden, wenn die mittlere Bemessungsdruckspannung im Querschnitt σ_d den folgenden Wert nicht überschreitet:

$$\sigma_d \leq 0,3 f_d \quad (8.23)$$

Dabei ist

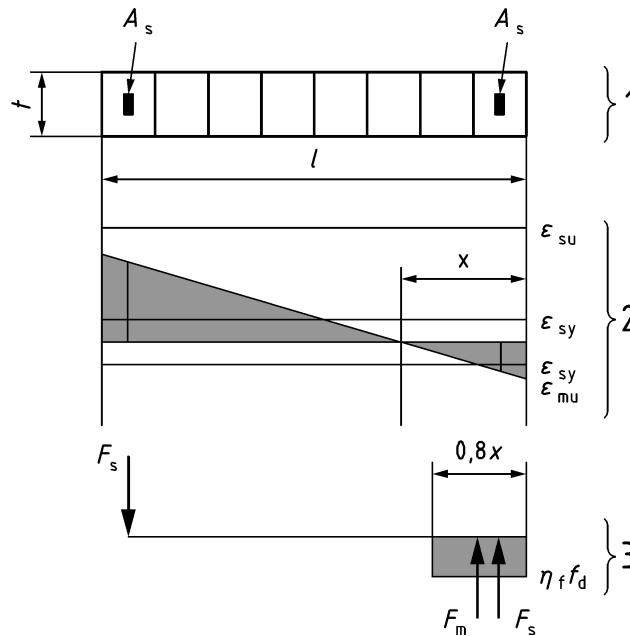
f_d die Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks.

(7) Um den Bemessungswiderstand eines bewehrten Mauerwerksbauteils, das Biegung mit oder ohne Axialkraft ausgesetzt ist, zu berechnen, sollte die Tiefe der neutralen Achse mit dem Beharrungszustand des Moments und der Axialkraft konsistent sein.

(8) Eine rechteckige Spannungsverteilung mit Tiefe der gestauchten Zone und mittlerer Druckspannung nach 5.8.1 (3) darf für ein bewehrtes Bauteil, das Biegung ausgesetzt ist, angenommen werden.

8.7.2 Wände, die Biegung in der Ebene oder Biegung in der Ebene und Axiallast ausgesetzt sind

(1) Für Wände mit symmetrischer vertikaler Bewehrung an den Enden darf das Schema in Bild 8.4 angewendet werden, um den Bemessungswiderstand im Fall einer rechteckigen Spannungsverteilung zu berechnen.



Legende

- 1 Querschnitt
- 2 Stauchungen
- 3 innere Kräfte

Bild 8.4 — Spannungs- und Stauchungsverteilung für eine Wand mit symmetrischer Bewehrung

8.7.3 Wände, die Biegung außerhalb der Ebene oder Biegung außerhalb der Ebene und Axiallast ausgesetzt sind

(1) Im Fall eines einfach bewehrten rechteckigen Querschnitts oder wenn der Beitrag der Bewehrung unter Druck vernachlässigt wird und der Querschnitt nur der Biegung ausgesetzt ist, darf der Bemessungswert des Widerstandsmoments M_{Rd} angenommen werden als:

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} z \quad (8.24)$$

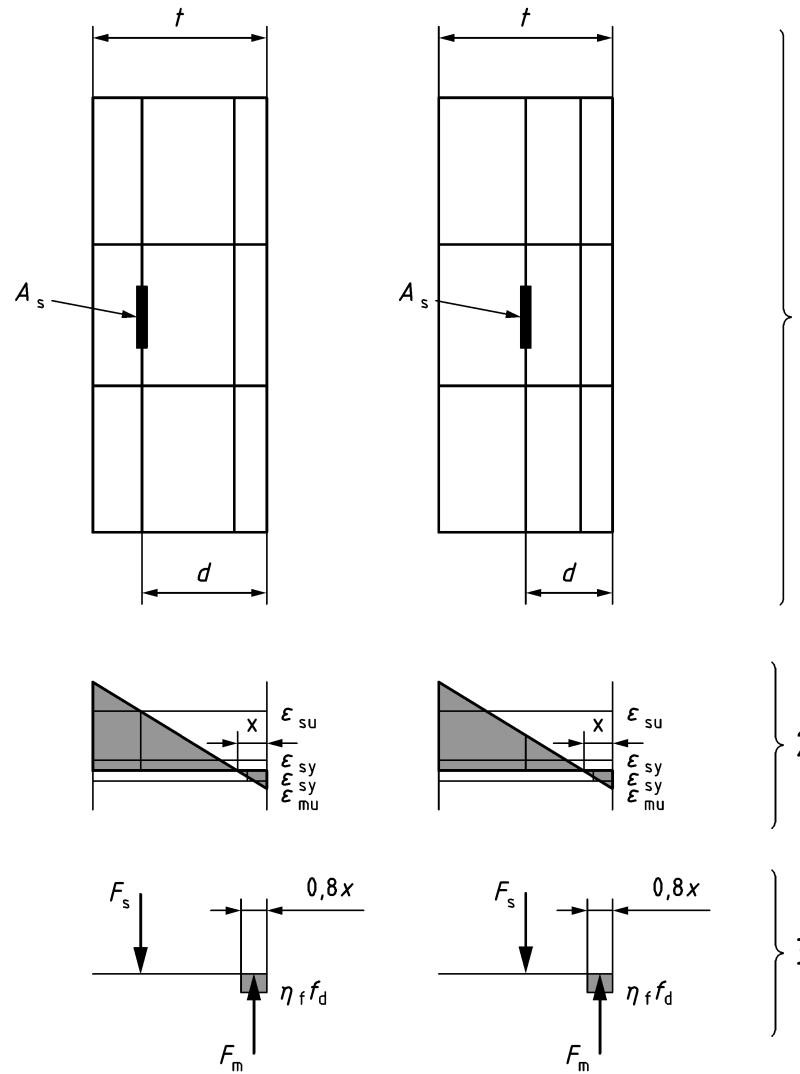
Dabei darf auf der Grundlage der in Bild 8.5 gezeigten Vereinfachung der Hebelarm der inneren Kräfte z für einen Abschnitt bei gemeinsamer Erreichung des maximalen Drucks und Zugs angenommen werden als:

$$z = d \left(1 - 0,5 \frac{A_s f_{yd}}{b d \eta_f f_d} \right) \leq 0,9 d \quad (8.25)$$

Dabei ist

- b die Breite des Abschnitts;
- d die effektive Tiefe des Abschnitts;
- A_s die Querschnittsfläche der Bewehrung unter Zug;

- f_d die aus 4.4.2 und 5.7.1 erhaltene Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks oder des Füllbetons nach 4.4.2 und 5.3, je nachdem, welcher Wert geringer ist;
- f_{yd} die Bemessungsstreckgrenze der Bewehrung basierend auf f_{yk} oder $f_{0,2k}$;
- η_f der Faktor zur Festlegung des äquivalenten rechteckigen Spannungsblocks, für den für Füllbeton ein Wert von 1,0 angenommen wird.

**Legende**

- 1 Querschnitt
- 2 Stauchungen
- 3 innere Kräfte

Bild 8.5 — Spannungs- und Stauchungsverteilung für bewehrte Wände mit einfacher Bewehrung

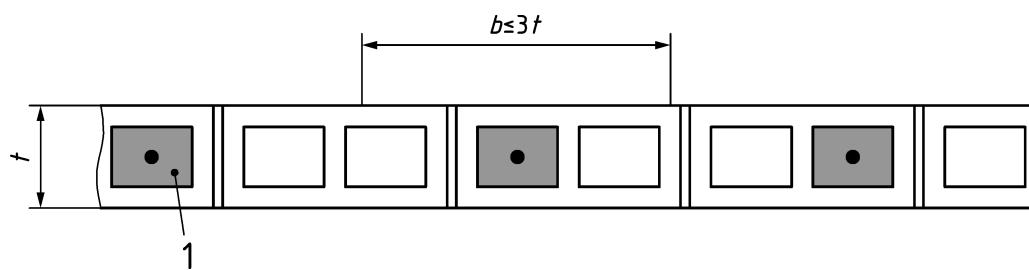
(2) Bei der Bestimmung des Bemessungswerts des Widerstandsmoments M_{Rd} von bewehrten Mauerwerkswänden, die Biegung nach (1) ausgesetzt sind, darf die Bemessungsdruckfestigkeit f_d in Bild 8.5 über der Tiefe der gestauchten Kante des Querschnitts $0,8x$ genommen werden, wenn der angenommene Bemessungswert des Widerstandsmoments M_{Rd} nicht größer sein sollte als:

$$M_{Rd} \leq 0,37 \eta_f f_d b d^2 \quad (8.26)$$

Dabei ist

- f_d die aus 4.4.2 und 5.7.1 ermittelte Bemessungsdruckfestigkeit von Mauerwerk in Richtung der Belastung oder nach 4.4.2 und 5.3 für Füllbeton, je nachdem, welcher Wert geringer ist;
- η_f der Faktor zur Festlegung des äquivalenten rechteckigen Spannungsblocks, für den für Füllbeton ein Wert von 1,0 angenommen wird;
- b die Breite des Abschnitts;
- d die effektive Tiefe des Abschnitts;
- x die Tiefe der neutralen Achse.

(3) Wenn die Bewehrung in einem Abschnitt lokal konzentriert ist, sodass das Bauteil nicht als geflanschtes Bauteil behandelt werden kann [siehe 8.7.3 (4)], sollte für den bewehrten Abschnitt eine Breite von nicht mehr als dem 3-fachen der Dicke des Mauerwerks (siehe Bild 8.6) angenommen werden.



Legende

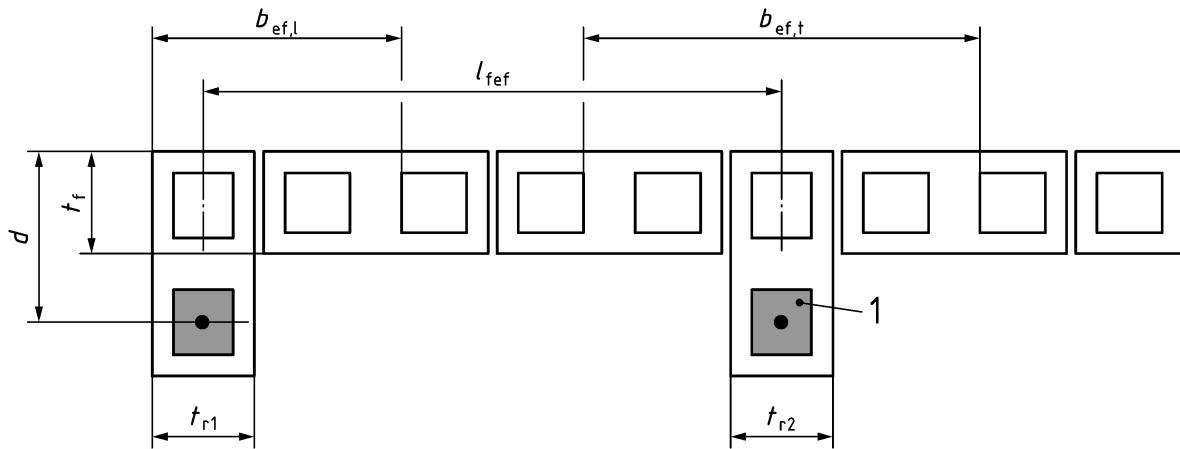
1 Bewehrung

Bild 8.6 — Breite des Abschnitts für Bauteile mit lokal konzentrierter Bewehrung

(4) Für bewehrte Bauteile, deren Bewehrung lokal konzentriert ist, sodass das Bauteil als geflanschtes Bauteil dienen kann, wie etwa mit einer T- oder L-Form (siehe Bild 8.7), sollte für die Dicke des Flansches t_f die Dicke des Mauerwerks und in keinem Fall ein Wert höher als $0,5d$ angenommen werden, dabei ist d die effektive Tiefe des Bauteils. Das Mauerwerk zwischen den Bewehrungskonzentrationen sollte überprüft werden, um sicherzustellen, dass es in der Lage ist, sich bis zu den bereitgestellten Stützen zu erstrecken.

$$b_{ef,l} = \text{das wenigste von } \left\{ \begin{array}{l} t_{r1} + 8t_f \\ l_{fef}/2 \\ h/6 \\ \text{tatsächliche Weite des Flansches} \end{array} \right.$$

$$b_{ef,t} = \text{das wenigste von } \left\{ \begin{array}{l} t_{r2} + 16t_f \\ l_{fef} \\ h/3 \\ \text{tatsächliche Weite des Flansches} \end{array} \right.$$

**Legende**

1 Bewehrung

Bild 8.7 — Effektive Breite von Flanschen

Dabei ist

- $b_{ef,l}$ die effektive Breite des geflanschten L-Bauteils;
- $b_{ef,t}$ die effektive Breite des geflanschten T-Bauteils;
- h die lichte Höhe einer Mauerwerkswand;
- l_{fef} der effektive Abstand zwischen seitlichen Aussteifungen;
- t_f die Dicke eines Flansches;
- t_{ri} die Rippendicke i .

(5) Im Fall geflanschter Bauteile darf der Bemessungswert des Widerstandsmoments M_{Rd} durch Anwendung der Gleichung (8.24) ermittelt werden, sollte aber nicht größer sein als:

$$M_{Rd} \leq f_d b_{ef} t_f (d - 0,5 t_f) \quad (8.27)$$

Dabei ist

- f_d die nach 4.4.2 und 5.7.1 bestimmte Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks;
- d die effektive Tiefe des Bauteils;
- t_f die Dicke des Flansches in Übereinstimmung mit (4);
- b_{ef} die effektive Breite des geflanschten Bauteils in Übereinstimmung mit (4).

(6) Wenn die Bewehrung in einem Hohlraum zwischen zwei Schalen des Mauerwerks enthalten ist, sollte die verwendete Breite des Hohlraums für Gestaltungszwecke nicht mehr als 100 mm betragen.

(7) Bei Wänden mit Lagerfugenbewehrung zur Unterstützung ihres Widerstands gegen Seitenlasten und wenn die Festigkeit dieser Bewehrung einen Biegemomentkoeffizienten α erreichen muss (siehe 7.5.7.2), darf eine effektive Biegefestigkeit $f_{xd2,app}$ durch Gleichsetzung des Bemessungsbiegemoments des lagerfugenbewehrten Abschnitts mit einem unbewehrten Abschnitt derselben Dicke berechnet werden. Hierbei ist Folgendes anzuwenden:

$$f_{xd2,app} = \frac{6 A_s f_{yd} z}{t^2} \quad (8.28)$$

Dabei ist

f_{yd} die Bemessungsstreckgrenze der Bewehrung basierend auf f_{yk} oder $f_{0,2k}$;

A_s die Querschnittsfläche der Lagerfugenbewehrung unter Zug pro Meter;

t die Dicke der Wand;

z der Hebelarm aus Gleichung (8.25).

Bei Bestimmung in Übereinstimmung mit Gleichung (8.28) sollte für den Bemessungswert des Widerstandsmoments der Wand M_{Rd} kein größerer Wert angenommen werden als das 1,5-fache des Widerstandsmoments, der für eine Wand ohne Bewehrung in Übereinstimmung mit 7.5.7.2 bestimmt wurde.

8.7.4 Wände, die Wirkungen zweiter Ordnung ausgesetzt sind

(1) Bewehrte Mauerwerkbauteile mit einem nach 7.5.1.2 (1) berechneten Schlankheitsgrad von mehr als 12 dürfen unter Verwendung der in 8.7.1 (2) beschriebenen Annahmen für bewehrte Bauteile unter Berücksichtigung der Wirkungen zweiter Ordnung gestaltet werden, sodass:

$$M_{Ed} = M_{1Ed} + N_{Ed} e_2 \quad (8.29)$$

Dabei ist

M_{1Ed} der Bemessungswert erster Ordnung des angewendeten Moments;

N_{Ed} der Bemessungswert der vertikalen Last;

e_2 die Exzentrizität zweiter Ordnung der vertikalen Last, berechnet aus:

$$e_2 = \left(\frac{1}{r}\right) \frac{h_{ef}^2}{10} \quad (8.30)$$

Dabei ist

h_{ef} die effektive Höhe der Wand;

$(1/r)$ die Krümmung des Abschnitts, die durch eine Moment-Krümmungs-Analyse ($M-1/r$) des Wandabschnitts am Sockel ermittelt wird.

Bei Annahme der Werte der Grenzstauchung für Mauerwerk und der Streckdehnung für Stahl ist die Exzentrizität zweiter Ordnung:

— für Mauersteine der Gruppe 1 außer Mauersteinen mit leichter Gesteinskörnung:

$$e_2 = \frac{h_{ef}^2}{1800 d} \quad (8.31)$$

— für Mauersteine der Gruppe 2, Gruppe 3 und Gruppe 4 sowie Mauersteine mit leichter Gesteinskörnung der Gruppe 1 und Mauersteine, die nicht in eine Gruppe aus Tabelle 5.1 passen:

$$e_2 = \frac{h_{ef}^2}{2400 d} \quad (8.32)$$

Dabei ist

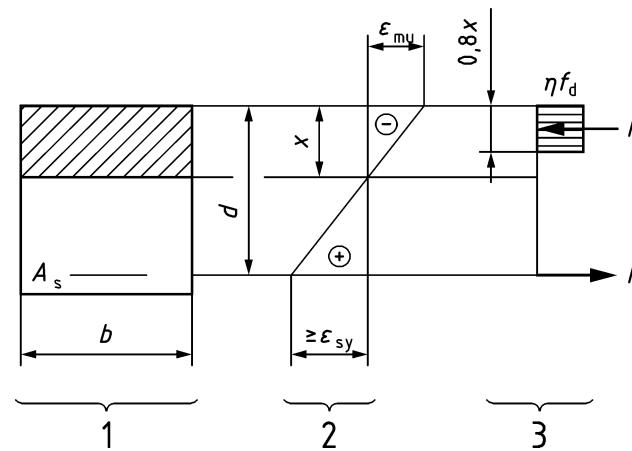
d die effektive Tiefe des Abschnitts.

8.7.5 Balken, die Biegung ausgesetzt sind

(1) Zur Berechnung des Bemessungswiderstands eines Balkens sollten die Tiefe der neutralen Achse und die Werte der inneren Axialkräfte auf den in 8.7.1 (2) beschriebenen Annahmen basieren.

(2) Im Fall von Balken, die nur Biegung ausgesetzt sind, darf eine rechteckige Spannungsverteilung mit Tiefe in der gestauchten Zone und mittlerer Druckspannung nach 5.8.1 (3) angenommen werden. Siehe auch 8.7.2 (1).

(3) Im Fall eines einfach bewehrten rechteckigen Querschnitts oder wenn der Beitrag der Bewehrung unter Druck vernachlässigt wird und der Querschnitt nur der Biegung ausgesetzt ist, darf eine rechteckige Spannungsverteilung angenommen werden, siehe Bild 8.8. Der Bemessungswert des Widerstandsmoments M_{Rd} darf in Übereinstimmung mit 8.7.3 unter Berücksichtigung der Druckfestigkeit in der relevanten Richtung berechnet werden.

**Legende**

- 1 Querschnitt
- 2 Stauchungen
- 3 innere Kräfte

Bild 8.8 — Spannungs- und Stauchungsverteilung für einen Abschnitt mit einfacher Bewehrung

8.7.6 Hohe Balken, die Biegung ausgesetzt sind

(1) Im Fall hoher Balken sollte der Bemessungswert des Widerstandsmoments M_{Rd} anhand der Gleichung (8.24) bestimmt werden,

Dabei ist

- A_s die Fläche der Bewehrung der Unterseite des hohen Balkens;
- f_{yd} die Bemessungsstreckgrenze der Bewehrung basierend auf f_{yk} oder $f_{0,2k}$;
- z der Hebelarm, für den der geringere der folgenden Werte genommen werden sollte:

$$z = 0,7 l_{ef} \quad (8.33)$$

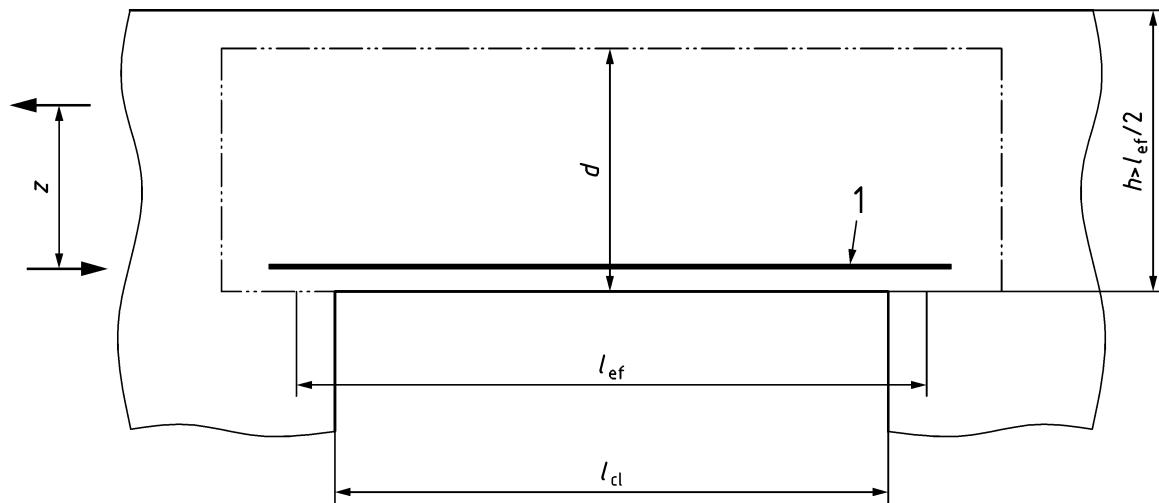
und

$$z = 0,4 h + 0,2 l_{ef} \quad (8.34)$$

Dabei ist

l_{ef} die Stützweite des Mauerwerkbalkens nach 7.5.3.3;

h die lichte Höhe des hohen Balkens.



Legende

1 Bewehrung

Bild 8.9 — Bewehrung eines hohen Balkens

(2) Der für den Bemessungswert des Widerstandsmoments M_{Rd} verwendete Wert sollte nicht größer sein als:

$$M_{Rd} \leq 0,37 \eta_f f_d b d^2 \quad (8.35)$$

Dabei ist

B die Breite des Balkens;

D die effektive Tiefe des Balkens, die als $1,2 z$ angenommen werden darf;

f_d die aus 4.4.2 und 5.7.1 ermittelte Bemessungsdruckfestigkeit von Mauerwerk in Richtung der Belastung oder nach 4.4.2 und 5.3 für Füllbeton, je nachdem, welcher Wert geringer ist;

η_f der aus 5.8.1 ermittelte Faktor zur Definition des äquivalenten rechteckigen Spannungsblocks, der für Füllbeton als gleich 1,0 angenommen wird.

(3) Um Rissbildung zu widerstehen, sollte eine Bewehrung in den Lagerfugen über der Hauptbewehrung bis zu einer Höhe von $0,5 l_{ef}$ oder $0,5 d$, je nachdem, welcher Wert geringer ist, ab der Unterseite des Balkens [siehe 10.2.3 (3) und Bild 8.9] vorgesehen werden.

(4) Die Bewehrungsstangen sollten durchgehend sein oder ausreichend über die gesamte Stützweite l_{ef} überlappen und mit der geeigneten Verankerungslänge nach 10.2.5 versehen sein.

(5) Der Widerstand der Druckzone des hohen Balkens sollte gegen Beulen verifiziert werden, wenn dieser nicht ausgesteift ist. Hierzu ist das in 8.2.1 enthaltene Verfahren für die vertikale Belastung anzuwenden.

(6) Die vertikale Spannung unter den Lagern sollte nach 8.2.3 überprüft werden.

- Entwurf -**8.7.7 Flachstürze, die vertikaler Biegung ausgesetzt sind**

(1) Wenn die Tragfähigkeit eines Flachsturzes von dem Hersteller nach EN 845-2 angegeben wird, sollte die Bemessungstragfähigkeit größer als die oder gleich der auf den Flachsturz wirkenden Bemessungslast sein und es sind keine weiteren Überprüfungen auf Biegung erforderlich.

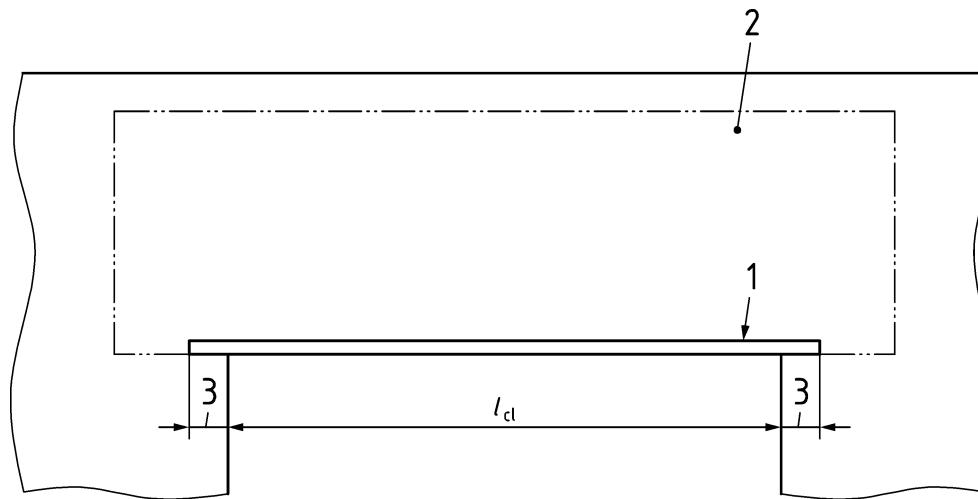
(2) Der angegebene Wert der Tragfähigkeit nach EN 845-2 sollte durch γ_M geteilt werden, um den Bemessungswert zu erhalten.

(3) Der Bemessungswert des Widerstandsmoments M_{Rd} sollte aus 8.7.6 ermittelt werden, wenn der Flachsturz als hoher Balken gilt, und aus 8.7.3, wenn dies nicht der Fall ist.

(4) Für die Berechnung des Widerstands nach 8.7.3 oder 8.7.6 wird $A_s f_{yd}$ durch F_{tkl}/γ_M ersetzt.

Dabei ist

- F_{tkl} der charakteristische Zugwiderstand des teilweise vorgefertigten Flachsturzes nach Angabe des Herstellers in Übereinstimmung mit EN 845-2; wenn ein Hersteller darüber hinaus den Zugwiderstand im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit angibt, sollte F_{tkl} nicht größer sein als der Gebrauchstauglichkeitswert multipliziert mit γ_M für die Verankerung von Bewehrungsstahl;
- γ_M der Teilkoeffizient für den Werkstoff des vorgefertigten Teils des Sturzes.

**Legende**

- 1 vorgefertigter Teil
- 2 Ergänzungsbauteil
- 3 Einbaulänge

Bild 8.10 — Flachsturz

(5) Die vertikale Spannung unter den Lagern sollte nach 8.2.3 überprüft werden.

8.8 Verifizierung bewehrter Mauerwerkbauteile, die Schubbelastung ausgesetzt sind

8.8.1 Allgemeines

(1) Der Bemessungswert der auf das bewehrte Mauerwerkbauteil angewendeten Schublast V_{Ed} im Grenzzustand der Tragfähigkeit darf nicht mehr betragen als der Bemessungswert des Schubwiderstands des Bauteils V_{Rd} , sodass:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (8.36)$$

(2) Der Bemessungsschubwiderstand von bewehrten Mauerwerkbauteilen V_{Rd} darf berechnet werden durch:

- Außerachtlassen des Beitrags der in das Bauteil eingebundenen Schubbewehrung, wenn die Mindestfläche der Schubbewehrung nicht wie durch 10.2.3 (5) angegeben ist, oder
- unter Berücksichtigung des Beitrags der Schubbewehrung, wenn mindestens die Mindestfläche der Schubbewehrung angegeben ist, wie durch 10.2.3 (5) gefordert.

(3) Der Umfang jedes Beitrags von Füllbeton zu dem Schubwiderstand des bewehrten Mauerwerkbauteils sollte berücksichtigt werden und, wenn der Füllbeton eine sehr viel größeren Beitrag zu dem Schubwiderstand leistet als das Mauerwerk, sollte EN 1992-1-1 verwendet und die Festigkeit des Mauerwerks ignoriert werden.

8.8.2 Wände, die horizontalen Lasten in der Ebene der Wand ausgesetzt sind

(1) Für bewehrtes Mauerwerk, das vertikale Bewehrungen enthält, und wenn der Beitrag der Schubbewehrung ignoriert wird, sollte verifiziert werden, dass:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} \quad (8.37)$$

Dabei ist

V_{Rd1} der Bemessungswert des Schubwiderstands von unbewehrtem Mauerwerk, gegeben durch:

$$V_{Rd1} = f_{vd} t d \quad (8.38)$$

Dabei ist

f_{vd} die Bemessungsschubfestigkeit von Mauerwerk nach 4.4.2 und 5.7.2 oder von Füllbeton nach 4.4.2 und 5.3 (je nachdem, welcher Wert geringer ist) und σ_d sollte als $N_{Ed}/(t d)$ unter der Annahme bewertet werden, dass N_{Ed} unter Druck positiv ist; f_{vd} sollte als 0 angenommen werden, wenn die Axialkraft N_{Ed} Zugkraft ist;

T die Dicke der Wand;

D der Abstand zwischen dem Mittelpunkt der Zugbewehrung und der maximalen gestauchten Faser oder der effektiven Tiefe der Wand. Im Fall von vertikalen Bewehrungen mit regelmäßigem Abstand entlang des Mauerwerkwandabschnitts darf für d die 0,8-fache Länge der Wand angenommen werden.

(2) Eine Erhöhung der Bemessungsschubfestigkeit f_{vd} darf bei der Berechnung von V_{Rd1} berücksichtigt werden, um die Anwesenheit einer vertikalen Bewehrung zu berücksichtigen, wenn der Beitrag jeder eventuellen Schubbewehrung ignoriert wird.

ANMERKUNG Ein Verfahren zur Berechnung der Erhöhung der Bemessungsschubfestigkeit f_{vd} ist in Anhang H angegeben.

(3) Für bewehrtes Mauerwerk, das vertikale Bewehrungen enthält, und wenn die horizontale Schubbewehrung berücksichtigt wird, sollte verifiziert werden, dass:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2} \quad (8.39)$$

Dabei ist

V_{Rd1} durch die Gleichung (8.38) gegeben und

V_{Rd2} der Bemessungswert des Beitrags der Bewehrung, gegeben durch:

$$V_{Rd2} = 0,6 A_{sw} f_{yd} d/s \quad (8.40)$$

Dabei ist

A_{sw} die Querschnittsfläche der horizontalen Schubbewehrung in einer Lagerfuge;

f_{yd} die Bemessungsstreckgrenze der Bewehrung basierend auf f_{yk} oder $f_{0,2k}$;

D der Abstand der Schubbewehrung;

S die effektive Tiefe der Wand, die nicht größer sein darf als die lichte Höhe der Wand.

(4) Wenn die Schubbewehrung berücksichtigt wird, sollte außerdem verifiziert werden, dass:

$$V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq 0,3 f_d t d \quad (8.41)$$

Dabei ist

F_d die aus 4.4.2 und 5.7.1 ermittelte Bemessungsdruckfestigkeit von Mauerwerk in vertikaler Richtung oder nach 4.4.2 und 5.3 für Füllbeton, je nachdem, welcher Wert geringer ist;

T die Dicke der Wand;

D die effektive Tiefe der Wand.

8.8.3 Balken, die Schubbelastung ausgesetzt sind

(1) Für bewehrte Mauerwerkbalken und wenn der Beitrag der Schubbewehrung ignoriert wird, sollte verifiziert werden, dass:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} \quad (8.42)$$

Dabei ist

V_{Rd1} gegeben durch:

$$V_{Rd1} = f_{vd} b d \quad (8.43)$$

Dabei ist

f_{vd} die Bemessungsschubfestigkeit von Mauerwerk nach 4.4.2 und 5.7.2 oder von Füllbeton nach 4.4.2. und 5.3 (je nachdem, welcher Wert geringer ist) und σ_d sollte als 0 angenommen werden;

b die Mindestbreite des Balken über der effektiven Tiefe;

d die effektive Tiefe des Balkens.

(2) Der Wert von f_{vd} für die Bestimmung von V_{Rd1} darf erhöht werden um einen Faktor:

$$1 \leq \frac{2d}{\alpha_v} \leq 4 \quad (8.44)$$

Dabei ist

d die effektive Tiefe des Balkens;

α_v das maximale Biegemoment in dem Bauteil geteilt durch die maximale Schubkraft des Bauteils;

der verwendete erhöhte Wert von f_{vd} darf nicht mehr als $0,3 \text{ N/mm}^2$ betragen.

(3) Alternativ darf eine Erhöhung der Bemessungsschubfestigkeit f_{vd} bei der Berechnung von V_{Rd1} berücksichtigt werden, um die Anwesenheit einer Bewehrung in Längsrichtung zu berücksichtigen, wenn der Beitrag jeder eventuellen Schubbewehrung ignoriert wird.

ANMERKUNG Ein Verfahren zur Berechnung der Erhöhung der Bemessungsschubfestigkeit f_{vd} ist in Anhang H angegeben.

(4) Für Mauerwerkbalken, und wenn die Schubbewehrung berücksichtigt wird, sollte verifiziert werden, dass:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2} \quad (8.45)$$

Dabei ist

V_{Rd1} durch die Gleichung (8.43) gegeben und

V_{Rd2} gegeben durch:

$$V_{Rd2} = 0,6 A_{sw} f_{yd} d/s \quad (8.46)$$

Dabei ist

A_{sw} die Querschnittsfläche der Schubbewehrung;

f_{yd} die Bemessungsstreckgrenze der Bewehrung basierend auf f_{yk} oder $f_{0,2k}$;

S der Abstand der Schubbewehrung;

D die effektive Tiefe des Balkens.

(5) Darüber hinaus sollte verifiziert werden, dass:

$$V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq 0,25 f_d b d \quad (8.47)$$

Dabei ist

F_d die Mindestbemessungsdruckfestigkeit von Mauerwerk in vertikaler oder horizontaler Richtung nach 4.4.2 und 5.7.1 oder von Füllbeton nach 4.4.2 und 5.3, je nachdem, welcher Wert geringer ist;

B die Mindestbreite des Balkens innerhalb der effektiven Tiefe;

D die effektive Tiefe des Balkens.

8.8.4 Hohe Balken, die Schubbelastung ausgesetzt sind

(1) Für hohe Balken sollte die Verifizierung nach 8.8.3 ausgeführt werden, hierbei ist V_{Ed} als Schubkraft an der Kante der Stütze und die effektive Tiefe des Balkens als $d = z$, berechnet nach 8.7.6 (1), zu nehmen.

8.8.5 Flachstürze, die Schubbelastung ausgesetzt sind

(1) Wenn die Tragfähigkeit eines Flachsturzes von dem Hersteller nach EN 845-2 angegeben wird, sollte die Bemessungstragfähigkeit größer als die oder gleich der auf den Flachsturz wirkenden Bemessungslast sein und es sind keine weiteren Überprüfungen auf Biegung erforderlich.

(2) Die Verifizierung von Flachstürzen, die Schubbelastung ausgesetzt sind, sollte nach 8.8.3 oder 8.8.4 erfolgen, je nachdem, ob der Sturz ein Balken ist oder nicht. Wenn der Wert von f_{vk0i} geringer ist als der Wert von f_{vk0} nach 5.7.2.2 (4), sollte f_{vd} als f_{vk0i} aus 5.7.3 (1) geteilt durch γ_M aus 4.4.2 genommen werden.

8.9 Vorgespanntes Mauerwerk**8.9.1 Allgemeines**

(1) Die Gestaltung von vorgespannten Mauerwerkbauteilen sollte auf den in EN 1992-1-1 enthaltenen relevanten Grundsätzen basieren und die in 5, 7 und 8 festgelegten Regeln und Werkstoffeigenschaften erfüllen.

(2) Die Gestaltungsgrundsätze gelten für Bauteile, die nur in eine Richtung vorgespannt sind.

(3) Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unter Biegung muss jederzeit in Übereinstimmung mit 9.4 berücksichtigt werden.

(4) Die angewendete anfängliche Vorspannkraft muss auf einen angemessenen Anteil der charakteristischen Bruchlast der Spannglieder begrenzt werden, um den Schutz vor einem Ausfall der Spannglieder sicherzustellen.

(5) Lastspannungen und seitliche Berstzugkräfte an Verankerungen sollten begrenzt werden, um einen Bruchlastausfallzustand zu verhindern. Lokale Lagerspannungen dürfen durch Berücksichtigung der in paralleler oder senkrechter Richtung auf die Lagerfugen wirkenden Vorspannlast begrenzt werden. Bei der Gestaltung der Verankerung sollten die Berstzugkräfte begrenzt werden. Die Zugkräfte im Mauerwerk sollten auf null begrenzt werden.

(6) Die Gestaltung muss Verluste der Vorspannkkräfte ausreichend berücksichtigen.

ANMERKUNG Verluste der Vorspannkkräfte können zu einer Kombination aus Entspannung der Spannglieder, elastischer Verformung des Mauerwerks, Feuchtebewegungen des Mauerwerks, Kriechen des Mauerwerks, Spanngliedverlusten während der Verankerung, Reibungswirkungen und thermischen Wirkungen führen.

8.9.2 Verifizierung von Bauteilen

(1) Die Gestaltung von vorgespannten Mauerwerkbauteilen in Biegung muss auf den folgenden Annahmen basieren:

- im Mauerwerk bleiben ebene Abschnitte eben;
- die Spannungsverteilung über die Druckzone ist gleichmäßig und beträgt nicht mehr als f_d ;
- die maximale Stauchung des Mauerwerks wird in Abhängigkeit von dem Werkstoff gewählt, siehe 5.8.1;

- die Zugfestigkeit des Mauerwerks wird ignoriert;
- verbundene Spannglieder oder andere verbundene Bewehrungen unterliegen denselben Stauchungsschwankungen wie das angrenzende Mauerwerk;
- Spannungen in verbundenen Spanngliedern oder anderen verbundenen Bewehrungen werden aus der entsprechenden Spannungs-Stauchungs-Beziehung abgeleitet;
- Spannungen in nicht verbundenen Spanngliedern in nachgespannten Bauteilen werden auf einen akzeptablen Anteil ihrer charakteristischen Festigkeit begrenzt;
- die effektive Tiefe nicht verbundener Spannglieder wird unter Berücksichtigung der Bewegungsfreiheit der Spannglieder bestimmt.

(2) Der Widerstand vorgespannter Mauerwerkbauteile im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss unter Verwendung einer akzeptablen Theorie berechnet werden, in der alle Verhaltenseigenschaften des Werkstoffs und Wirkungen der zweiten Ordnung berücksichtigt werden.

(3) Sofern Vorspannkräfte als Einwirkungen betrachtet werden, sollten die Teilsicherheitsbeiwerte aus EN 1992-1-1 entnommen werden.

(4) Wenn Bauteile, die einer vertikalen Belastung in der Ebene des Bauteils ausgesetzt sind, einen massiven rechteckigen Querschnitt haben, darf das Gestaltungsverfahren nach 8.2 für unbewehrtes Mauerwerk angewendet werden. Für nicht-massive rechteckige Bauteile sollten die geometrischen Eigenschaften berechnet werden. Die Vorspannung eines Bauteils muss gegebenenfalls in Abhängigkeit von seiner effektiven Schlankheit und der Axialtragfähigkeit begrenzt werden.

(5) Der Bemessungsschubwiderstand vorgespannter Mauerwerkbauteile muss größer sein als der Bemessungswert der angewendeten Schublast.

8.10 Eingefasstes Mauerwerk

8.10.1 Allgemeines

(1) Bei der Gestaltung von eingefasstem Mauerwerk muss angenommen werden, dass die Kombination aus Mauerwerk und Ankerelementen ein tragendes Bauteil ist.

(2) Eingefasste Mauerwerkbauteile sollten als Ganzes verifiziert werden. Weitere Verifizierungen der einfassenden Bauteile sind nicht erforderlich, sofern die in 10.4 enthaltenen Mindestregeln angewendet werden.

(3) Der Widerstand des eingefassten Mauerwerks unter vertikaler und horizontaler Belastung sollte auf die Wirkung der axialen Last, der Schubkraft und des Biegemoments in der Ebene der Wände und, sofern anwendbar, auch auf die Belastung außerhalb der Ebene überprüft werden.

(4) Mit Mauersteinen der Gruppe 4 errichtetes eingefasstes Mauerwerk, das hauptsächlich vertikaler Belastung ausgesetzt ist, ist nicht von prEN 1996-1-1 umfasst.

8.10.2 Verifizierung eingefasster Mauerwerkswände, die hauptsächlich vertikaler Belastung ausgesetzt sind

(1) Der Bemessungswert der auf eine eingefasste Mauerwerkswand angewendeten vertikalen Last N_{Ed} darf bei dem Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht mehr als der Bemessungswert des vertikalen Widerstands der Wand N_{Rd} betragen, sodass:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (8.48)$$

(2) Der Widerstand gegen die vertikale Last sollte aus der kombinierten Festigkeit des Mauerwerks und der einfassenden Bauteile unter Berücksichtigung jeder Exzentrizität der Belastung ermittelt werden. Der Bemessungswert des vertikalen Widerstands einer eingefassten Mauerwerkswand N_{Rd} ist gegeben durch:

$$N_{Rd} = \Phi (f_d A_t + \Sigma A_s f_{yd}) \quad (8.49)$$

Dabei ist

- Φ der Verschwägungsgrad Φ_i an der Oberseite oder Unterseite der Wand oder Φ_m in der mittleren Wandhöhe, sofern anwendbar, der die Wirkung der Schlankheit und Exzentrizität der Belastung nach 8.2.2 berücksichtigt;
- f_d die nach 4.4.2 und 5.7.1 bestimmte Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks;
- A_t die Bruttoquerschnittsfläche der Wand einschließlich aller Spannsäulen;
- A_s die Fläche der Stahlbewehrung in Längsrichtung in jeder Spannsäule;
- f_{yd} die Bemessungsstreckgrenze der Bewehrung basierend auf f_{yk} oder $f_{0,2k}$.

8.10.3 Verifizierung von eingefasstem Mauerwerk, das einer kombinierten vertikalen und horizontalen Belastung in der Ebene der Wand ausgesetzt ist

8.10.3.1 Schubwiderstand in der Ebene

(1) Der Bemessungswert der auf die Wand angewendeten Schublast V_{Ed} im Grenzzustand der Tragfähigkeit darf nicht mehr betragen als der Bemessungswert des Schubwiderstands der Wand V_{Rd} , sodass:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (8.50)$$

(2) Die Schubtragfähigkeit einer eingefassten Mauerwerkswand darf als Summe der Beiträge der Mauerwerkplatte und der Spannsäulen unter Vernachlässigung des Einflusses der Stahlbewehrungen berechnet werden und ist gegeben durch:

$$V_{Rd} = f_{vd} t d, \text{ darf nicht mehr als } 0,3 f_d t d \text{ betragen} \quad (8.51)$$

Dabei ist

- f_d die Bemessungsdruckfestigkeit von Mauerwerk in vertikaler Richtung;
- f_{vd} die aus 4.4.2 und 5.7.2 erhaltene Bemessungsschubfestigkeit von Mauerwerk auf der Grundlage der mittleren vertikalen Spannung über die gesamte Wand, die den Schubwiderstand liefert;
- t die Dicke der Wand, die dem Schub widersteht;
- d die effektive Tiefe der Wand (siehe Bild 8.11).

8.10.3.2 Biegetragfähigkeit in der Ebene

(1) Der Bemessungswert des auf eine eingefasste Mauerwerkswand angewendeten Moments M_{Ed} im Grenzzustand der Tragfähigkeit darf nicht mehr betragen als der Bemessungswert des Widerstandsmoments der Wand M_{Rd} , sodass:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (8.52)$$

(2) Die Tragfähigkeit einer eingefassten Mauerwerkwand unter der kombinierten Wirkung der Axiallast und des Biegemoments sollte durch Berücksichtigung der Mauerwerkplatte als Schubwand, die gemeinsam mit den angrenzenden Spannsäulen wirkt, bestimmt werden. Die Biegefestigkeit der Wand darf anhand des Spannungsdigramms und des Beharrungszustands der inneren Kräfte in Bild 8.11 unter Vernachlässigung der Bewehrung unter Druck berechnet werden.

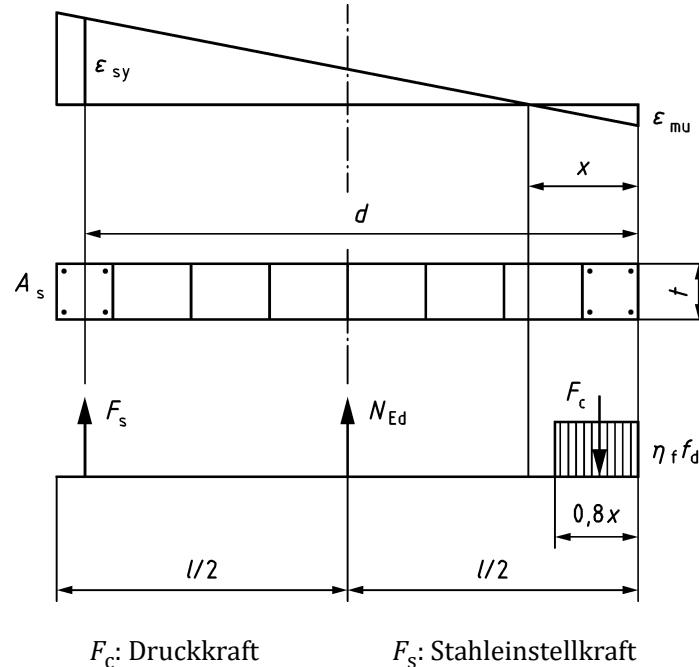


Bild 8.11 — Verteilung der Spannung und der inneren Kräfte in der Wand

(3) Der Bemessungswert des Widerstandsmoments in der Ebene einer eingefassten Mauerwerkwand M_{Rd} darf berechnet werden aus:

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} (d - 0,4x) + N_{Ed} \left(\frac{l}{2} - 0,4x \right) \quad (8.53)$$

Dabei ist

- A_s die Fläche der Stahlbewehrung in Längsrichtung in jeder Spannsäule;
- f_{yd} die Bemessungsstreckgrenze der Bewehrung basierend auf f_{yk} oder $f_{0,2k}$;
- N_{Ed} der Bemessungswert der vertikalen Last;
- l die Länge der Wand;
- d der Abstand zwischen dem Mittelpunkt der Zugbewehrung und der maximal gestauchten Faser oder der effektiven Tiefe;
- x die Tiefe der neutralen Achse.

8.10.4 Verifizierung eingefasster Mauerwerkwände, die anderen Lastbedingungen ausgesetzt sind

(1) Eingefasste Mauerwerkwände, die anderen Lastbedingungen ausgesetzt sind, sollten nach den Regeln in 8.4 und 8.5 für unbewehrtes Mauerwerk und gegebenenfalls unter Berücksichtigung von 8.10.2 und 8.10.3 verifiziert werden.

9 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

9.1 Allgemeines

(1) Ein Mauerwerksbauwerk muss so gestaltet und konstruiert werden, dass es die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit nicht überschreitet.

(2) Durchbiegungen, die die Trennwände, Oberflächenausführungen (einschließlich zugefügter Materialien) oder technischen Ausrüstungen schädigen oder die Wasserdichtigkeit beeinträchtigen könnten, sollten überprüft werden.

(3) Die Gebrauchstauglichkeit von Mauerwerkbauteilen sollte durch das Verhalten anderer tragender Bauteile wie etwa Verformungen von Böden oder Wänden nicht inakzeptabel beeinträchtigt werden.

9.2 Unbewehrte Mauerwerkswände

(1) Die Unterschiede der Eigenschaften von Mauerwerkmaterialien müssen berücksichtigt werden, um eine Überbeanspruchung oder Beschädigung zu vermeiden, wenn diese miteinander verbunden sind.

(2) Bei unbewehrten Mauerwerksbauten brauchen keine separaten Prüfungen in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit für Rissbildung und Durchbiegung durchgeführt zu werden, wenn die Grenzzustände der Tragfähigkeit erfüllt wurden.

ANMERKUNG Rissbildung könnte auftreten, wenn der Grenzzustand der Tragfähigkeit erfüllt ist, z. B. durch Drehung der Deckenplatte oder bei Wänden mit geringer vertikaler Last.

(3) Schäden aufgrund von Spannungen durch Aussteifungen sollten durch geeignete Spezifikation und Beschreibung (siehe Abschnitt 10) vermieden werden.

(4) Mauerwerkswände, die seitlichen Windlasten ausgesetzt sind, dürfen sich unter solchen Lasten oder dem zufälligen Kontakt von Personen nicht verbiegen und nicht unverhältnismäßig auf unfallbedingte Stoßeinwirkungen reagieren.

(5) Eine seitlich belastete Wand, die die Verifizierung im Grenzzustand der Tragfähigkeit besteht, erfüllt die Anforderungen nach 9.1 (1), wenn ihre Abmessungen entsprechend begrenzt sind.

ANMERKUNG Anhang E enthält die Grenzwerte der Höhe und des Verhältnisses zwischen Länge und Dicke für unbewehrte Wände.

9.3 Bewehrte Mauerwerkbauteile

(1) Bewehrte Mauerwerkbauteile dürfen unter den Lastbedingungen der Gebrauchstauglichkeit nicht inakzeptabel reißen oder übermäßig durchbiegen.

(2) Wenn bewehrte Mauerwerkbauteile so bemäßt sind, dass sie innerhalb der in 7.5.3.6 für Balken und 7.5.7.3 (2) für Wände angegebenen Abmessungen liegen, darf angenommen werden, dass die seitliche Durchbiegung einer Wand und die vertikale Durchbiegung eines Balkens akzeptabel sein werden.

(3) Wenn der Elastizitätsmodul in Berechnungen der Durchbiegung verwendet wird, sollte der aus 5.8.2 entnommene Langzeit-Elastizitätsmodul E_{lgterm} verwendet werden.

(4) Die Rissbildung bewehrter Mauerwerkbauteile, die Biegung ausgesetzt sind, wie etwa bewehrte Mauerwerk balken, wird begrenzt, um den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu erfüllen, wenn die begrenzenden Abmessungen in 7.5.3.6 für Balken und 7.5.7.3 (2) für Wände und die Beschreibungsregeln in 10 eingehalten werden.

9.4 Vorgespannte Mauerwerkbauteile

(1) Vorgespannte Mauerwerkbauteile dürfen unter den Lastbedingungen der Gebrauchstauglichkeit keine Rissbildung aufweisen oder übermäßig verbiegen.

(2) Die Lastbedingungen der Gebrauchstauglichkeit bei der Übertragung der Vorspannung und unter Bemessungslast nach Vorspannungsverlusten sollten berücksichtigt werden. Für bestimmte Bauwerkformen und Lastbedingungen sollten gegebenenfalls andere Gestaltungsfälle berücksichtigt werden.

(3) Die Analyse eines vorgespannten Mauerwerkbauteils im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sollte auf den folgenden Annahmen basieren:

- im Mauerwerk bleiben ebene Abschnitte eben;
- die Spannung verhält sich proportional zur Stauchung;
- die Zugspannung im Mauerwerk ist begrenzt, um übermäßige Rissbreiten zu vermeiden und die Dauerhaftigkeit des Spannstahls sicherzustellen;
- die Vorspannkraft ist nach Auftreten aller Verluste konstant.

(4) Wenn die Annahmen in (3) oben eingehalten werden, wird der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erfüllt, auch wenn gegebenenfalls weitere Verifizierungen der Durchbiegung erfolgen müssen.

9.5 Eingefasste Mauerwerkbauteile

(1) Eingefasste Mauerwerkbauteile dürfen unter den Lastbedingungen der Gebrauchstauglichkeit keine Rissbildung aufweisen oder übermäßig verbiegen.

(2) Die Verifizierung eingefasster Mauerwerkbauteile im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sollte auf den Annahmen für unbewehrte Mauerwerkbauteile basieren.

9.6 Wände, die konzentrierten Lasten ausgesetzt sind

(1) Bei Auflagern, die den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bei Verifizierung in Übereinstimmung mit Gleichung (8.7), Gleichung (8.8) oder Gleichung (8.9) erfüllen, darf der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit als erfüllt angenommen werden.

10 Beschreibung

10.1 Einzelheiten des Mauerwerks

10.1.1 Mauerwerkswerkstoffe

(1) Mauersteine müssen für die Art des Mauerwerks, seinen Standort und die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit geeignet sein.

(2) Mörtel, Füllbeton und Bewehrungen müssen für die Art des Mauersteins und die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit geeignet sein.

(3) Mauerwerkmörtel für die Anwendung in eingefasstem und bewehrtem Mauerwerk sollte eine mittlere Druckfestigkeit f_m von nicht weniger als 5 N/mm^2 haben, außer wenn eine Lagerfugenbewehrung verwendet wird und f_m nicht weniger als 2 N/mm^2 betragen sollte.

10.1.2 Mindestdicke der Wand

(1) Die Mindestdicke der Wand muss der erforderlichen Dicke für eine robuste Wand entsprechen.

(2) Die Mindestdicke t_{\min} einer tragenden Wand sollte das Ergebnis der Berechnungen in Übereinstimmung mit dieser Norm erfüllen.

ANMERKUNG Der Wert von t_{\min} ist das Ergebnis der Berechnungen, sofern nicht der nationale Anhang eines Landes einen anderen Wert enthält.

10.1.3 Mindestfläche der Wand

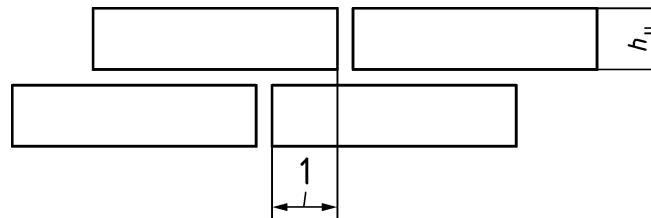
(1) Eine tragende Wand muss eine Mindestnettoplanfläche von $0,04 \text{ m}^2$ nach Berücksichtigung aller Schlitze und Aussparungen haben.

10.1.4 Verbund des Mauerwerks**10.1.4.1 Werkmäßig hergestellte Mauersteine**

(1) Mauersteine müssen mit Mörtel in Übereinstimmung mit der bewährten Praktik verbunden werden.

(2) Mauersteine in einer unbewehrten Mauerwerkswand müssen in alternierenden Lagen so überlappen, dass die Wand als ein tragendes Bauteil wirkt.

(3) Bei unbewehrtem Mauerwerk sollten Mauersteine mit einer Höhe bis 250 mm um eine Länge überlappen, die mindestens dem 0,4-fachen der Höhe des Steins oder 40 mm entspricht, je nachdem, welcher Wert größer ist (siehe Bild 10.1). Bei Steinen, die größer als 250 mm sind, sollte die Überlappung dem größeren Wert des 0,2-fachen der Höhe des Steins oder 100 mm entsprechen. An Ecken oder Übergängen sollte die Überlappung der Steine nicht weniger als die Dicke der Steine betragen, wenn dieser Wert geringer ist als die vorgenannten Regeln; zugerichtete Steine sollten genutzt werden, um die festgelegte Überlappung für den Rest der Wand zu erzielen.

**Legende**

| | |
|---------------|---|
| 1 Überlappung | wenn $h_u \leq 250 \text{ mm}$: Überlappung $\geq 0,4 h_u$ oder 40 mm, je nachdem, welcher Wert größer ist |
| | wenn $h_u > 250 \text{ mm}$: Überlappung $\geq 0,2 h_u$ oder 100 mm, je nachdem, welcher Wert größer ist |

Dabei ist

h_u die Höhe eines Steins.

Bild 10.1 — Überlappen von Mauersteinen

(4) Verbundanordnungen, die die Regeln für die Mindestüberlappung nicht einhalten, dürfen für bewehrtes Mauerwerk angewendet werden, wenn Erfahrungen oder Versuchsdaten zeigen, dass diese ausreichend sind.

(5) Wenn nichttragende Wände an tragende Wände anstoßen, sollte die unterschiedliche Verformung aufgrund von Kriechen und Schrumpfen berücksichtigt werden. Wenn solche Wände nicht verbunden werden, sollten sie mit geeigneten Verbindungsteilen, die unterschiedliche Verformungen zulassen, miteinander verankert werden.

(6) Das unterschiedliche Verformungsverhalten der Werkstoffe sollte berücksichtigt werden, wenn unterschiedliche Werkstoffe starr miteinander verbunden werden sollen.

10.1.4.2 Auf Maß gefertigte Natursteine

(1) Sedimentärer und metamorphierter sedimentärer Naturstein sollte üblicherweise für die horizontale oder nahezu horizontale Verlegung in seiner Schichtebene festgelegt werden.

(2) Angrenzende Natursteine in Mauerwerk sollten mit einem Abstand von mindestens dem 0,25-fachen der Abmessung des kleineren Steins und mindestens 40 mm überlappen, sofern keine anderen Maßnahmen getroffen werden, um eine ausreichende Festigkeit sicherzustellen.

(3) Bei Wänden, deren Mauersteine die Dicke der Wand nicht überschreiten, sollten Verbundsteine mit einer Länge entsprechend dem 0,6-fachen und 0,7-fachen der Dicke der Wand mit einem Abstand von nicht mehr als 1 m in vertikaler und horizontaler Richtung verbaut werden. Solche Mauersteine sollten eine Höhe von nicht weniger als dem 0,3-fachen ihrer Länge haben.

10.1.5 Mörtelfugen

(1) Lagerfugen und Stoßfugen aus Normalmörtel und Leichtmörtel sollten eine tatsächliche Dicke von nicht weniger als 6 mm und nicht mehr als 15 mm haben und Lagerfugen und Stoßfugen aus Dünnbettmörtel sollten eine Lagerfuge mit einer Nenndicke zwischen 1 mm und 3 mm haben. Fugen mit einer Dicke zwischen 3 mm und 6 mm dürfen erstellt werden, wenn der Mörtel speziell für diese besondere Anwendung entwickelt wurde und die Gestaltung auf der Anwendung von Normalmörtel basiert.

(2) Lagerfugen sollten horizontal sein, sofern nicht anders vom Konstrukteur festgelegt.

(3) Die Füllung von Stoßfugen darf erwogen werden, wenn der Mörtel bis zur vollständigen Höhe der Fuge über mindestens 40 % der Breite des Steins eingefüllt wird, außer im Fall von bewehrtem Mauerwerk.

(4) Stoßfugen sollten vollständig mit Mörtel verfüllt werden, wenn im Mauerwerk eine Bewehrung eingesetzt wird, um die Biege- und Schubfestigkeit zu erhöhen.

10.1.6 Lager unter konzentrierten Lasten

(1) Konzentrierte Lasten sollten auf einer Wand mit einer erforderlichen Mindestlänge aus den Berechnungen nach 8.2.3 aufliegen.

10.2 Einzelheiten der Bewehrung

10.2.1 Allgemeines

(1) Bewehrungsstahl muss so positioniert sein, dass er im Verbund mit dem Mauerwerk wirkt.

(2) Wenn einfache Stützen in der Gestaltung angenommen werden, müssen die möglichen Wirkungen jeder Einspannung durch das Mauerwerk berücksichtigt werden.

(3) Bewehrungsstahl in Mauerwerk, der als Biegebauteil gestaltet ist, sollte über einer Stütze vorgesehen werden, wenn das Mauerwerk durchgehend ist, egal ob der Balken durchgehend gestaltet wurde oder nicht. In diesem Fall sollte eine Stahlfläche von nicht weniger als 50 % der erforderlichen Zugbewehrung in der Mitte der Stützweite oben auf dem Mauerwerk über der Stütze vorgesehen und in Übereinstimmung mit 10.2.5.1 verankert werden. In allen Fällen sollten mindestens 25 % des in der Mitte der Weite erforderlichen Bewehrungsstahls durch die Stütze getragen und in gleicher Weise verankert werden.

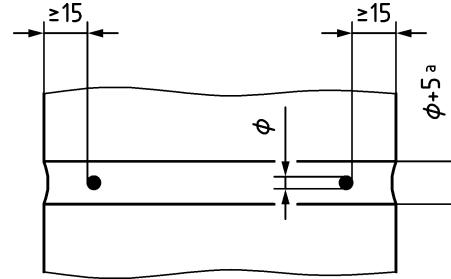
10.2.2 Überdeckung der Bewehrung

(1) Damit sich eine Verbundfestigkeit entwickeln kann, wenn Bewehrungsstahl in Stangenform oder eine Lagerfugenbewehrung in Mörtel in Lagerfugen platziert wird:

- sollte die Mindesttiefe der Mörtelüberdeckung zwischen dem Bewehrungsstahl und der Seite des Mauerwerks 15 mm betragen (siehe Bild 10.2);
- sollte eine Mörtelüberdeckung über und unter dem in Lagerfugen platzierten Bewehrungsstahl vorgesehen werden, sodass die Dicke der Fuge um mindestens 5 mm größer ist als der Durchmesser des Bewehrungsstahls. Dies gilt für Normal- und Leichtmörtel.

ANMERKUNG 1 Durch die Anwendung von Rillen auf einer oder beiden Lagerflächen des Steins kann die Mindestdicke des Mörtels um die Bewehrung in einer dünneren Fuge aufgenommen werden.

ANMERKUNG 2 Siehe auch 6.3.3 zu Dauerhaftigkeitsanforderungen an die Überdeckung von Bewehrungsstahl.



Legende

1 für Normal- und Leichtmörtel

Bild 10.2 — Überdeckung von Bewehrungsstahl in Lagerfugen

(2) Für gefüllte zweischalige oder spezielle Verbundkonstruktionen sollte die Mindestüberdeckung des gewählten Bewehrungsstahls nach 6.3.3 (2) 20 mm für Mörtel- oder gegebenenfalls Betonüberdeckungen betragen oder dem Durchmesser der Stange entsprechen, je nachdem, welcher Wert größer ist.

(3) Die Schnittenden aller Bewehrungsstäbe mit Ausnahme von nichtrostendem Stahl sollten dieselbe Mindestüberdeckung haben wie für ungestützten Kohlenstoffstahl in der betrachteten Expositionssituation angemessen, sofern nicht andere Schutzmittel angewendet werden.

10.2.3 Mindestbewehrungsfläche

(1) In bewehrten Mauerwerkbauteilen, bei denen Bewehrungsstahl vorgesehen ist, um die Festigkeit in der Ebene des Bauteils zu erhöhen, sollte die Fläche des Hauptstahls nicht weniger als 0,05 % der effektiven Querschnittsfläche des Bauteils, berechnet als Produkt aus seiner effektiven Breite und effektiven Tiefe, entsprechen, braucht aber nicht mehr als das 1,25-fache der erforderlichen Menge zum Widerstand gegen die Wirkungen grundlegender Lastkombinationen betragen.

(2) In Wänden, in denen Bewehrungsstahl vorgesehen ist, um den Widerstand gegen Seitenlasten (außerhalb der Ebene) zu erhöhen, sollte die Gesamtfläche dieser Bewehrung nicht weniger als 0,03 % der Bruttoquerschnittsfläche der Wand betragen (d. h. 0,015 % auf jeder Seite), braucht aber nicht größer sein als das 1,25-fache der erforderlichen Menge, um den Wirkungen der grundlegenden Lastkombinationen zu widerstehen.

(3) Wenn eine Bewehrung in Lagerfugen vorgesehen ist, um die Eindämmung von Rissbildung zu unterstützen oder die Duktilität sicherzustellen, sollte die Gesamtfläche des Stahls nicht weniger als 0,03 % der Bruttoquerschnittsfläche der Wand betragen.

(4) Bei bewehrten verfüllten zweischaligen Mauerwerkbauteilen, die sich nur in eine Richtung erstrecken, sollte sekundärer Bewehrungsstahl in der Richtung senkrecht zum Hauptstahl vorgesehen werden, hauptsächlich um Spannungen zu verteilen. Die Fläche dieses sekundären Bewehrungsstahls sollte nicht weniger als 0,05 % der Bruttoquerschnittsfläche des Bauteils betragen.

(5) Wenn Schubbewehrungsstahl in dem Bauteil erforderlich ist, sollte die Fläche der Schubbewehrung nicht weniger als 0,04 % der Querschnittsfläche des Bauteils für Wände und 0,05 % für Balken betragen.

10.2.4 Größe von Bewehrungsstahl

(1) Die maximale Größe von Bewehrungsstahl muss geeignet sein, um eine angemessene Einbettung in den Mörtel oder Füllbeton zu ermöglichen.

(2) Bewehrungsstahl in Stangenform sollte einen Mindestdurchmesser von 5 mm haben.

(3) Die maximale Größe von Bewehrungsstahl muss so sein, dass die in 10.2.5 angegebenen Verankerungsspannungen nicht überschritten werden und die in 10.2.2 angegebene Überdeckung der Bewehrung aufrechterhalten wird.

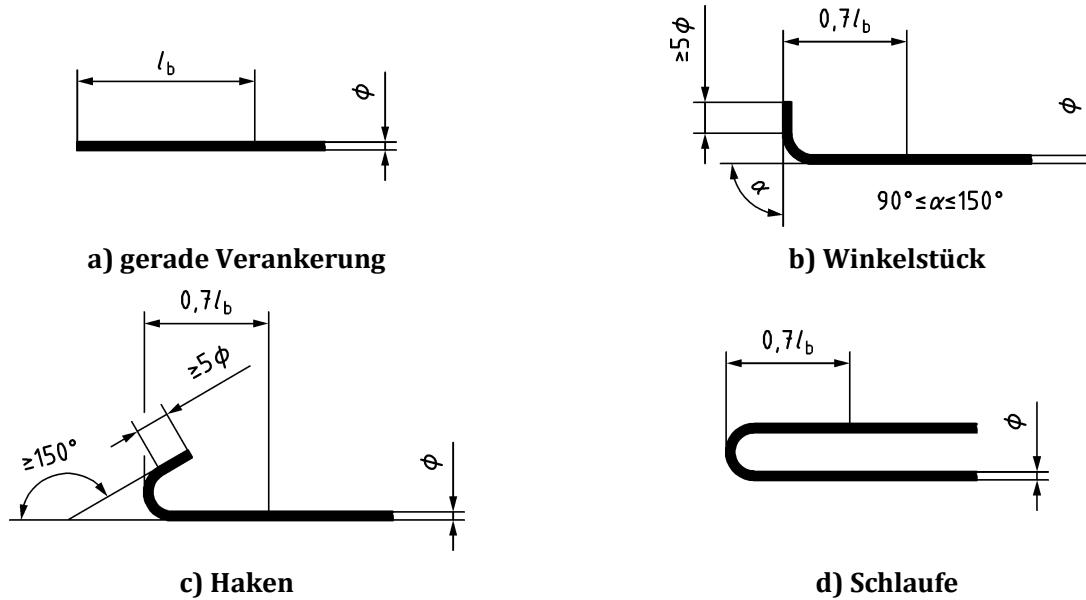
10.2.5 Verankerungen und Überlappungen

10.2.5.1 Verankerung von Zug- und Druckbewehrungsstahl

(1) Für Bewehrungsstahl muss eine ausreichende Verankerungslänge vorgesehen werden, sodass die inneren Kräfte, denen der Stahl ausgesetzt ist, auf den Mörtel oder Füllbeton übertragen werden und keine Rissbildung und kein Absplittern des Mauerwerks in Längsrichtung auftreten.

(2) Die Verankerung sollte durch gerade Verankerung, Winkelstücke, Haken oder Schlaufen nach Bild 10.3 erreicht werden. Alternativ darf die Spannung durch eine durch Prüfung bewährte mechanische Vorrichtung übertragen werden.

(3) Winkelstücke, Haken oder Schlaufen sollten nicht für die Verankerung von Bewehrungsstahl unter Druck verwendet werden.

- Entwurf -**Bild 10.3 — Einzelheiten der Verankerung**

(4) Die für eine Stange erforderliche gerade Verankerungslänge l_b sollte unter Annahme einer konstanten Verbundspannung ermittelt werden aus:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \frac{f_{yd}}{f_{bod}} \quad (10.1)$$

Dabei ist

ϕ der Durchmesser des Bewehrungsstahls;

f_{yd} die Bemessungsstreckgrenze der Bewehrung basierend auf f_{yk} oder $f_{0,2k}$;

f_{bod} die Bemessungsverankerungsfestigkeit von Bewehrungsstahl, entnommen aus Tabelle 5.7 oder Tabelle 5.8 und 5.7.5 sowie 4.4.2.

(5) Für Stangen, die in Winkelstücken, Haken oder Schlaufen [siehe Bild 10.3 b), c) und d)] oder einer äquivalenten angeschweißten Querstange enden, darf die Verankerungslänge unter Zug auf $0,7 l_b$ reduziert werden.

(6) Wenn die Spannung des Bewehrungsstahls geringer ist als die Bemessungsfestigkeit, darf die Verankerungslänge anteilig reduziert werden, sofern:

(i) die Verankerungslänge für Bewehrungsstahl unter Zug dem größeren Wert von:

- $0,3 l_b$ oder
- 10 Stangendurchmessern oder
- 100 mm entspricht.

(ii) die Verankerungslänge für Bewehrungsstahl unter Druck dem größeren Wert von:

- $0,6 l_b$ oder
- 10 Stangendurchmessern oder
- 100 mm entspricht.

(7) Bei der Verankerung von Bewehrungsstangen sollte Querbewehrungsstahl gleichmäßig verteilt entlang der Verankerungslänge vorgesehen und mindestens eine Bewehrungsstahlstange im Bereich einer gekrümmten Verankerung platziert werden [siehe Bild 10.3 b), c) und d)]. Die Gesamtfläche des Querbewehrungsstahls sollte nicht weniger als 25 % der Fläche einer verankerten Bewehrungsstahlstange betragen.

(8) Wenn Lagerfugenbewehrung verwendet wird, sollte die Verankerungslänge dem von dem Hersteller der Lagerfugenbewehrung angegebenen Wert entsprechen.

10.2.5.2 Überlappung von Zug- und Druckbewehrungsstahl

(1) Die Länge der Überlappungen muss ausreichend sein, um die Bemessungskräfte zu übertragen.

(2) Die Überlappungslänge von zwei Bewehrungsstahlstangen sollte in Übereinstimmung mit 10.2.5.1 auf der Grundlage der kleineren der beiden überlappten Stangen berechnet werden.

(3) Die Überlappungslänge zwischen zwei Bewehrungsstahlstangen sollte:

- l_b für Stangen unter Druck und Stangen unter Zug betragen, wenn weniger als 30 % der Stangen in dem Abschnitt überlappen und der lichte Abstand zwischen den überlappten Stangen in Querrichtung nicht weniger als 10 Stangendurchmesser beträgt und die Beton- oder Mörtelüberdeckung nicht weniger als 5 Stangendurchmesser beträgt.
- $1,4 l_b$ für Stangen unter Zug betragen, wenn 30 % oder mehr der Stangen in dem Abschnitt überlappen oder der lichte Abstand zwischen den überlappten Stangen in Querrichtung nicht weniger als 10 Stangendurchmesser beträgt oder die Beton- oder Mörtelüberdeckung weniger als 5 Stangendurchmesser beträgt.
- $2 l_b$ für Stangen unter Zug betragen, wenn 30 % oder mehr der Stangen in dem Abschnitt überlappen und der lichte Abstand zwischen den überlappten Stangen weniger als 10 Stangendurchmesser oder die Beton- oder Mörtelüberdeckung weniger als 5 Stangendurchmesser beträgt.

(4) Überlappungen zwischen Bewehrungsstahlstangen sollten sich nicht in Bereichen mit hoher Spannung oder an Stellen befinden, an denen sich die Abmessungen eines Abschnitts ändern, wie etwa eine Stufe in der Wanddicke. Der lichte Abstand zwischen zwei überlappten Stangen sollte weniger als zwei Stangendurchmesser oder 20 mm betragen, je nachdem, welcher Wert größer ist.

(5) Wenn die Lagerfugenbewehrung verwendet wird, sollte die Überlappungslänge der von dem Hersteller der Lagerfugenbewehrung angegebenen Verankerungslänge unter Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwerts γ_M entsprechen. Überlappungen zwischen Lagerfugenbewehrungen sollten sich nicht in Bereichen mit hoher Spannung befinden. Wenn die Geometrie einer Lagerfugenbewehrung die Überlappung von Abschnitten solcher Lagerfugenbewehrungen in Übereinstimmung mit dem Abstand von Querdrähten oder diagonalen Drähten erfordert, sodass die vollständige Verankerungslänge nicht hergestellt werden kann, sollte die reduzierte Zugfestigkeit der vorgesehenen überlappten Länge in den Berechnungen verwendet werden.

10.2.5.3 Verankerung von Schubbewehrungsstahl

(1) Die Verankerung von Schubbewehrungsstahl einschließlich Bügel sollte durch Winkelstücke oder Haken [siehe Bild 10.3 b) und c)] und gegebenenfalls mit einer Längsbewehrungsstange in dem Winkelstück oder Haken erfolgen.

(2) Die Verankerung gilt als wirksam, wenn die Kurve des Winkelstücks um eine gerade Länge von 10 Stangendurchmessern oder 70 mm (je nachdem, welcher Wert größer ist) verlängert und die Kurve des Hakens um eine gerade Länge von 5 Stangendurchmessern oder 50 mm (je nachdem, welcher Wert größer ist) verlängert wird (siehe Bild 10.4).



Legende

1 10 φ, jedoch mindestens 70 mm
a) mit Winkelstücken

2 5 φ, jedoch mindestens 50 mm
b) mit Haken

Bild 10.4 — Verankerung von Schubbewehrung

10.2.5.4 Verkürzung von Zugbewehrungsstahl

(1) In jedem Bauteil, das Biegung ausgesetzt ist, sollte sich jede Bewehrungsstahlstange außer an den Endstützen über den Punkt, an dem die Stange nicht mehr benötigt wird, über einen Abstand entsprechend der effektiven Tiefe des Bauteils oder des 12-fachen Durchmessers der Stange (je nachdem, welcher Wert größer ist) hinaus erstrecken. Der Punkt, an dem ein Bewehrungsstahl theoretisch nicht mehr benötigt wird, ist der Punkt, an dem das Bemessungswiderstandsmoment des Abschnitts unter ausschließlicher Berücksichtigung durchgehender Stangen dem angewandten Bemessungsmoment entspricht. Bewehrungsstahl sollte in einer Zugzone jedoch nur gekürzt werden, wenn mindestens eine der folgenden Bedingungen für alle betrachteten Bemessungslasten erfüllt wird:

- die Bewehrungsstahlstangen erstrecken sich mindestens über die ihrer Bemessungsfestigkeit geeigneten Verankerungslänge ab dem Punkt, ab dem sie theoretisch nicht mehr für den Biegewiderstand benötigt werden;
- die Bemessungsschubtragfähigkeit in dem Abschnitt, in dem der Bewehrungsstahl endet, beträgt mehr als das Doppelte der Schubkraft aufgrund der Bemessungslasten in diesem Abschnitt;
- die durchgehenden Bewehrungsstahlstangen in dem Abschnitt, in dem der Bewehrungsstahl endet, bieten das Doppelte der erforderlichen Fläche, um dem Biegemoment in diesem Abschnitt zu widerstehen.

(2) Wenn nur eine geringe oder keine Endbefestigung für ein Bauteil unter Biegung besteht, sollten mindestens 25 % der Fläche des in der mittleren Stützweite erforderlichen Zugbewehrungsstahls durch die Stütze getragen werden. Diese Bewehrung darf in Übereinstimmung mit 10.2.5.1 oder durch eine geeignete Verankerungslänge von mindestens dem 12-fachen des Stangendurchmessers ab der Seite der Stütze verankert werden, wenn kein Winkelstück oder Haken vor der Seite der Stütze beginnt.

(3) Wenn der Abstand zwischen der Seite der Stütze und der näher gelegenen Kante einer Hauptlast mehr als das Zweifache der effektiven Tiefe beträgt, sollten alle Hauptbewehrungsstäbe in einem Bauteil, das Biegung ausgesetzt ist, bis zur Stütze durchgehen und mit einer Verankerung versehen werden, die dem 20-fachen Stangendurchmesser entspricht.

10.2.6 Aussteifung von Druckbewehrungsstahl

- (1) Bewehrungsstahlstangen unter Druck müssen ausgesteift werden, um lokales Beulen zu vermeiden.
- (2) Bei Bauteilen, bei denen die Fläche des Längsbewehrungsstahls mehr als 0,25 % der Querschnittsfläche des Mauerwerks und jedes Füllbetons beträgt und mehr als 25 % des Bemessungsaxiallastwiderstands zu verwenden sind, sollten Verbindungsstücke um die Längsstangen vorgesehen werden.
- (3) Wenn Verbindungsstücke erforderlich sind, sollten diese einen Durchmesser von mindestens 4 mm oder 1/4 des maximalen Durchmessers der Längsstangen haben (je nachdem, welcher Wert größer ist) und der Abstand sollte nicht mehr betragen als der geringere Wert:
- der kleineren Seitenabmessung der Wand;
 - 300 mm;
 - des 12-fachen des Hauptstangendurchmessers.
- (4) Vertikale Bewehrungsstahleckstangen sollten durch einen Innenwinkel an jedem Verbindungsstück gestützt werden und dieser Winkel sollte nicht mehr als 135° betragen. Innere vertikale Bewehrungsstangen brauchen nur durch Innenwinkel an alternierenden Verbindungsstückabständen ausgesteift werden.

10.2.7 Abstand von Bewehrungsstahl

- (1) Der Abstand von Bewehrungsstahl muss ausreichend groß sein, um die Platzierung und Kompaktierung von Füllbeton oder Mörtel zu ermöglichen.
- (2) Der lichte Abstand zwischen angrenzenden parallelen Bewehrungsstäben sollte nicht weniger als die maximale Größe der Gesteinskörnung plus 5 mm oder der Stangendurchmesser oder 10 mm betragen (je nachdem, welcher Wert größer ist).
- (3) Wenn der Hauptbewehrungsstahl in Kernen oder Taschen von hohlen Steinen oder kleinen durch die Anordnung der Steine gebildeten Taschen konzentriert ist, sollte die Gesamtfläche des Hauptbewehrungsstahls nicht mehr als 4 % der Bruttoquerschnittsfläche der Füllung in dem Kern oder der Tasche betragen, mit Ausnahme von Überlappungen, wo 8 % nicht überschritten werden sollten.
- (4) Wenn der Hauptbewehrungsstahl in absichtlich angeordneten Taschen konzentriert ist, sollten die Flansche des bewehrten Abschnitts in Übereinstimmung mit 8.7.3 (4) begrenzt werden und der Abstand darf bis zu 1,5 m betragen.
- (5) Wenn Schubbewehrungsstahl erforderlich ist, sollte der Abstand der Bügel nicht mehr als das 0,75-fache der effektiven Tiefe des Bauteils betragen.
- (6) Lagerfugenbewehrungen sollten in Lagerfugen mit einem Mittenabstand von 600 mm oder weniger platziert werden.

10.3 Einzelheiten zur Vorspannung

- (1) Die Beschreibung der Vorspannungseinrichtungen sollte in Übereinstimmung mit EN 1992-1-1 erfolgen.

10.4 Einzelheiten zu eingefasstem Mauerwerk

(1) Vertikale und horizontale Einfassungsbauteile sollten mit der Wand verbunden werden, sodass sie gemeinsam als ein einziges Bauteil wirken, wenn sie Einwirkungen ausgesetzt sind. Obere und seitliche Einfassungsbauteile müssen nach der Errichtung des Mauerwerks gegossen werden, um gemeinsam zu wirken.

(2) Die Verbindung zwischen den Einfassungsbauteilen und der Mauerwerkswand wird durch Haftung zwischen den Bauteilen erreicht. Die Einfassungsbauteile dürfen eine Zahnung aufweisen, um die Verbindung zwischen den Bauteilen und der Mauerwerkswand zu verbessern.

(3) Die Bewehrung von aus speziellen Mauersteinen hergestellten Einfassungsbauteilen sollte mit Beton oder Mörtel in das Mauerwerk eingegossen werden.

(4) Einfassungselemente sollten auf jeder Geschossebene und vertikal an jeder Kreuzung zwischen Wänden und an beiden Seiten jeder Öffnung mit einer Fläche von mehr als $1,5 \text{ m}^2$ vorgesehen werden. Einfassungselemente können innerhalb der Wände erforderlich sein, damit der Abstand zwischen vertikalen Bauteilen nicht mehr als 5 m und zwischen horizontalen Bauteilen nicht mehr als 4 m beträgt.

(5) Einfassungsbauteile sollten eine Querschnittsfläche von mindestens $0,02 \text{ m}^2$ und eine Mindestabmessung von 150 mm entlang der Seite der Wand haben und mit einer Längsstahlbewehrung mit einer Mindestfläche von 0,8 % der Querschnittsfläche des Einfassungsbauteils, jedoch mindestens von 200 mm^2 oder 4 Stangen von 8 mm ausgestattet sein. Bügel mit einem Durchmesser von nicht weniger als 5 mm in einem Abstand von nicht mehr als 250 mm oder der Wanddicke (je nachdem, welcher Wert geringer ist) sollten ebenfalls vorgesehen werden. Innerhalb eines Abstands von 0,6 m zum Ankerbauteil sollten Bügel mit einem Mittenabstand von nicht mehr als 150 mm gesetzt werden. Die Einzelheiten der Bewehrungen sollten 10.2 entsprechen.

(6) In eingefassten Mauerwerkswänden, in denen Steine der Gruppe 1 und Gruppe 2 verwendet werden, sollten die an die Einfassungsbauteile angrenzenden Steine nach den in 10.1.4 für den Mauerwerkverbund vorgeschriebenen Regeln überlappen. Alternativ sollten Bewehrungsstangen mit einem Durchmesser von nicht weniger als 5 mm oder vergleichbar in einem Mittenabstand von nicht mehr als 300 mm in den Füllbeton- und Mörtelfugen verankert werden.

(7) Die charakteristische Festigkeit von Beton für Einfassungsbauteile sollte nicht weniger als 20 N/mm^2 betragen oder der Druckfestigkeit des Mauerwerks entsprechen, je nachdem, welcher Wert größer ist. Wenn Einfassungsbauteile mit speziellen Mauersteinen erstellt werden, sollte die Festigkeit des Mörtels nicht weniger als 10 N/mm^2 betragen oder der Druckfestigkeit des Mauerwerks entsprechen, je nachdem, welcher Wert größer ist.

(8) Die Überlappungslänge von Bewehrungsstahlstangen in Einfassungsbauteilen sollte mindestens dem Durchmesser von 60 Stangen entsprechen.

10.5 Verbindungen von Wänden

10.5.1 Verbindungen von Wänden mit Böden oder Decken

10.5.1.1 Allgemeines

(1) Wenn angenommen wird, dass Wände durch Böden oder Decken eingefasst werden, müssen die Wände so mit den Böden oder Decken verbunden werden, dass horizontale Lasten auf die Aussteifungsbauteile übertragen werden.

(2) Die Übertragung horizontaler Lasten auf die Aussteifungsbauteile sollte durch die Boden- oder Deckenstruktur erfolgen, z. B. durch bewehrten oder gegossenen Beton oder Holzbalken mit Dielung, sofern die Boden- oder Deckenstruktur in der Lage ist, eine Schubfeldwirkung zu entwickeln, oder durch einen Ringanker, der in der Lage ist, die resultierenden Auswirkungen der Schub- und Biegeeinwirkungen zu übertragen. Der Reibungswiderstand des Lagers tragender Bauteile auf Mauerwerkswänden oder der Metallstreifen geeigneter Endbefestigungen sollten in der Lage sein, den übertragenen Lasten zu widerstehen.

(3) Wenn ein Boden oder eine Decke auf einer Wand aufliegt, muss die Auflagerlänge ausreichend sein, um die erforderliche Tragkraft und den Schubwiderstand unter Berücksichtigung der Herstellungs- und Errichtungstoleranzen sicherzustellen.

(4) Die Mindestauflagerlänge von Böden oder Decken sollte die durch Berechnung ermittelte Anforderung erfüllen.

10.5.1.2 Verbindung durch Zugbänder

(1) Wenn Zugbänder verwendet werden, müssen diese in der Lage sein, die horizontalen Lasten zwischen der Wand und dem aussteifenden tragenden Bauteil zu übertragen.

(2) Wenn die Überlast auf der Wand vernachlässigbar ist, wie etwa bei einem Übergang zwischen Giebeldach und Giebelwand, ist besonders darauf zu achten, dass eine effektive Verbindung zwischen den Zugbändern und der Wand sichergestellt wird.

(3) Der Abstand von Zugbändern zwischen Wänden und Böden oder Dächern sollte nicht mehr als 2 m für Gebäude mit bis zu 4 Geschossen und 1,25 m für höhere Gebäude betragen.

10.5.1.3 Verbindung durch Reibungswiderstand

(1) Wenn Betonböden, -decken oder Ringanker direkt auf einer Wand aufliegen, muss der Reibungswiderstand in der Lage sein, die horizontalen Lasten zu übertragen.

10.5.1.4 Ringbänder und Ringanker

(1) Wenn die Übertragung der horizontalen Lasten auf die Aussteifungsbauteile durch die Anwendung von Ringankern oder Ringbändern erreicht werden soll, sollten diese auf jeder Geschossebene oder direkt darunter platziert werden. Die Ringbänder dürfen aus Stahlbeton, bewehrtem Mauerwerk, Stahl oder Holz bestehen und sollten in der Lage sein, eine minimale Bemessungszugkraft von 50 kN zu tragen.

(2) Wenn Ringbänder nicht durchgehend sind, sollten zusätzliche Maßnahmen getroffen werden, um die Durchgängigkeit sicherzustellen.

(3) Ringbänder aus Stahlbeton sollten mindestens zwei gleiche Stahlbewehrungsstangen enthalten. Die Überlappungen sollten in Übereinstimmung mit EN 1992-1-1 gestaltet und nach Möglichkeit versetzt angeordnet werden. Der vollständige Querschnitt paralleler durchgehender Bewehrungsstangen in Böden darf berücksichtigt werden, sofern diese in einem Abstand von nicht mehr als 0,5 m von der Mitte der Wand angeordnet sind.

(4) Wenn Böden ohne Schubfeldwirkung verwendet oder Gleitebenen unter den Bodenlagern installiert werden, sollte die horizontale Aussteifung an den Wänden durch Ringanker oder statisch vergleichbare Maßnahmen sichergestellt sein.

10.5.2 Verbindung zwischen Wänden

10.5.2.1 Kreuzungen

(1) Kreuzende tragende Wände müssen so verbunden werden, dass die erforderlichen vertikalen und horizontalen Lasten zwischen ihnen übertragen werden können.

(2) Die Verbindung an der Kreuzung zwischen Wänden sollte hergestellt werden durch:

- Mauerwerksverband (siehe 10.1.4) oder
- Verbindungsteile oder Bewehrungen, die sich in jede Wand erstrecken.

(3) Kreuzende tragende Wände sollten gleichzeitig errichtet werden.

10.5.2.2 Zweischalige Wände und zweischalige Wände mit Vorsatzschale

(1) Die beiden Schalen einer zweischaligen Wand müssen effektiv miteinander verbunden werden.

(2) Maueranker, die die beiden Schalen einer zweischaligen Wand oder einer zweischaligen Wand mit Vorsatzschale und ihrer Hinterschale verbinden, sollten die nach 8.6 berechnete Zahl nicht unterschreiten, sofern anwendbar, und nicht weniger als n_{tmin} je m^2 sein.

ANMERKUNG 1 Die Regeln für die Verwendung von Mauerankern sind in EN 1996-2 festgelegt.

ANMERKUNG 2 Wenn Verbindungsbauteile wie etwa Lagerfugenbewehrungen zur Verbindung der beiden Schalen einer Wand verwendet werden, muss jedes Verbindungselement als Maueranker behandelt werden.

ANMERKUNG 3 Die Mindestanzahl der Maueranker oder Verbindungsteile je m^2 Wand n_{tmin} beträgt 2, sofern nicht der nationale Anhang eines Landes einen anderen Wert enthält.

10.5.2.3 Zweischalige Wände

(1) Die beiden Schalen einer zweischaligen Wand müssen effektiv miteinander verbunden werden.

(2) Wandverbindungsteile, die zwei Schalen einer zweischaligen Wand, berechnet nach 8.6 (4), verbinden, sollten eine ausreichende Querschnittsfläche mit nicht weniger als n_{cmin} Mauerankern oder Verbindungs-teilen pro Quadratmeter der zweischaligen Wand haben und gleichmäßig verteilt sein.

ANMERKUNG 1 Einige Formen von Lagerfugenbewehrungen können darüber hinaus als Verbindungsteile zwischen zwei Schalen einer zweischaligen Wand dienen.

ANMERKUNG 2 Die Mindestanzahl der Maueranker oder Verbindungsteile je m^2 Wand n_{tmin} beträgt 2, sofern nicht der nationale Anhang eines Landes einen anderen Wert enthält.

10.6 Schlitze und Aussparungen in Wänden

10.6.1 Allgemeines

(1) Schlitze und Aussparungen dürfen die Stabilität der Wand nicht beeinträchtigen.

(2) Schlitze und Aussparungen sollten nicht durch Stürze oder andere in eine Wand eingebaute tragende Elemente verlaufen und nicht in bewehrten Mauerwerksbauteilen zugelassen werden, sofern der Konstrukteur dies nicht ausdrücklich erlaubt.

(3) In zweischaligen Wänden sollten Schlitze und Aussparungen separat für jede Schale betrachtet werden.

10.6.2 Vertikale Schlitze und Aussparungen

(1) Die Reduzierung der vertikalen Last sowie der Schub- und Biegefestigkeit durch vertikale Schlitze und Aussparungen darf vernachlässigt werden, wenn diese vertikalen Schlitze und Aussparungen nicht tiefer als $t_{ch,v}$ sind; die Tiefe der Aussparung oder des Schlitzes sollte die Tiefe aller erreichten Löcher während der Herstellung des Schlitzes oder der Aussparung beinhalten. Wenn dieser Grenzwert überschritten wird, sollten die vertikale Last sowie die Schub- und Biegefestigkeit durch Berechnung mit dem um die Schlitze oder Aussparung reduzierten Mauerabschnitt überprüft werden.

ANMERKUNG Empfohlene Werte für $t_{ch,v}$ sind in Tabelle 10.1 (NDP) angegeben, sofern nicht ein nationaler Anhang eines Landes andere Werte enthält.

Tabelle 10.1 (NDP) — Größen vertikaler Schlitze und Aussparungen in Mauerwerk, die ohne Berechnung zulässig sind

| Wanddicke mm | Nach der Errichtung des Mauerwerks hergestellte Schlitze und Aussparungen | | Während der Errichtung des Mauerwerks hergestellte Schlitze und Aussparungen | |
|------------------------|--|------------------------------|---|------------------------------|
| | maximale Tiefe mm | maximale Breite mm | maximale Restdicke mm | maximale Breite mm |
| 85 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 |

ANMERKUNG Vertikale Schlitze, die nicht um mehr als ein Drittel der Geschoss Höhe über die Bodenebene hinausragen, können eine Tiefe von bis zu 80 mm und eine Breite von bis zu 120 mm haben, wenn die Dicke der Wand mindestens 225 mm beträgt.

(2) Die maximale Tiefe der Aussparung oder des Schlitzes umfasst die Tiefe jedes bei der Herstellung der Aussparung oder des Schlitzes hergestellten Lochs.

(3) Der horizontale Abstand zwischen benachbarten Schlitzen oder einem Schlitz und einer Aussparung oder einer Öffnung sollte nicht weniger als 225 mm betragen.

(4) Der horizontale Abstand zwischen zwei benachbarten Aussparungen auf derselben Seite oder gegenüber liegenden Seiten der Wand oder zwischen einer Aussparung und einer Öffnung sollte nicht weniger als das Doppelte der Breite der breiteren der beiden Aussparungen betragen.

(5) Die kumulative Breite vertikaler Schlitze und Aussparungen sollte nicht mehr als das 0,13-fache der Länge der Wand betragen.

10.6.3 Horizontale und schräge Schlitze

(1) Horizontale und schräge Schlitze sollten innerhalb eines Achtels der lichten Höhe der Wand über oder unter dem Boden platziert werden. Die Gesamttiefe einschließlich der Tiefe jedes bei der Herstellung des Schlitzes hergestellten Lochs sollte weniger als $t_{ch,h}$ betragen, sofern die Exzentrizität in dem Bereich des Schlitzes weniger als $t/3$ beträgt. Wenn dieser Grenzwert überschritten wird, sollten die vertikale Last sowie die Schub- und Biegefesteitigkeit durch Berechnung unter Berücksichtigung des reduzierten Querschnitts überprüft werden.

ANMERKUNG Empfohlene Werte für $t_{ch,v}$ sind in Tabelle 10.2 (NDP) angegeben, sofern nicht ein nationaler Anhang eines Landes andere Werte enthält.

Tabelle 10.2 (NDP) — Größen horizontaler und schräger Schlitze in Mauerwerk, die ohne Berechnung zulässig sind

| Wanddicke mm | Maximale Tiefe mm | |
|-----------------|----------------------|------------------|
| | Unbegrenzte Länge | Länge ≤ 1 250 mm |
| 85 bis 115 | 0 | 0 |
| 116 bis 175 | 0 | 15 |
| 176 bis 225 | 10 | 20 |
| 226 bis 300 | 15 | 25 |
| > 300 | 20 | 30 |

(2) Die maximale Tiefe des Schlitzes sollte die Tiefe jedes bei der Herstellung des Schlitzes hergestellten Lochs umfassen.

(3) Der horizontale Abstand zwischen dem Ende eines Schlitzes und einer Öffnung sollte nicht weniger als 500 mm betragen.

(4) Der horizontale Abstand zwischen benachbarten Schlitzen mit begrenzter Länge auf derselben Seite oder gegenüber liegenden Seiten der Wand sollte nicht weniger als das Doppelte der Länge des längsten Schlitzes betragen.

(5) Bei Wänden mit einer Dicke von mehr als 175 mm darf die zulässige Tiefe des Schlitzes um 10 mm erhöht werden, wenn der Schlitz maschinell bis zu der erforderlichen Tiefe geschnitten wurde. Wenn Maschinenschnitte verwendet werden, dürfen Schlitze mit einer Tiefe von bis zu 10 mm in beide Seiten von Wänden mit einer Dicke von nicht weniger als 225 mm geschnitten werden.

(6) Die Breite des Schlitzes sollte die Hälfte der Restdicke der Wand nicht überschreiten.

10.7 Feuchtesperrschichten

(1) Feuchtesperrschichten müssen in der Lage sein, die horizontalen und vertikalen Bemessungslasten zu übertragen, ohne Schaden zu nehmen oder zu verursachen. Sie müssen einen ausreichenden Oberflächenreibungswiderstand bieten, um unbeabsichtigte Bewegungen des darauf aufliegenden Mauerwerks zu verhindern.

(2) Zwischen dem vorgefertigten Teil und dem Ergänzungsbau teil eines Flachsturzes sollte keine Feuchtesperrschicht eingefügt werden. Sofern eine Feuchtesperrschicht als erforderlich angesehen wird, sollte diese in der Lage sein, den vertikalen Druck- und horizontalen Schubkräften an der Schnittstelle zu widerstehen, siehe 8.7.7 (5) und 8.8.5 (2).

10.8 Thermische und Langzeitbewegung

(1) Die Wirkungen von Bewegungen müssen so berücksichtigt werden, dass die Leistung des Mauerwerks nicht nachteilig beeinflusst wird.

ANMERKUNG Informationen zur Berücksichtigung von Bewegungen im Mauerwerk sind in EN 1996-2 enthalten.

11 Ausführung

11.1 Allgemeines

(1) Die Anforderungen nach EN 1996-2 müssen erfüllt werden.

11.2 Gestaltung tragender Bauteile

(1) Die allgemeine Stabilität des Bauwerks oder einzelner Wände während des Baus sollte berücksichtigt werden. Eventuelle während der Arbeiten auf der Baustelle erforderliche besondere Vorsichtsmaßnahmen sollten angegeben werden.

11.3 Belastung von Mauerwerk

(1) Mauerwerk darf erst belastet werden, nachdem es eine ausreichende Festigkeit erreicht hat, um der Last ohne Schaden zu widerstehen.

(2) Hinterfüllungen gegen Stützwände sollten erst erfolgen, nachdem die Wand in der Lage ist, den Lasten durch die Hinterfüllungsarbeiten zu widerstehen. Hierbei sind alle Kompaktierungskräfte oder Schwingungen zu berücksichtigen.

(3) Es sollte darauf geachtet werden, dass die Wände während der Bauphase vorübergehend nicht ausgesteift sind, aber Windlasten oder Baulasten ausgesetzt sein können. Gegebenenfalls sollte eine vorübergehende Abstützung vorgesehen werden, um die Stabilität aufrechtzuerhalten.

Anhang A
(informativ)**Erwägung des Teilsicherheitsbeiwerts für Werkstoffe in Verbindung mit der Ausführung****A.1 Nutzung dieses informativen Anhangs**

(1) Dieser informative Anhang bietet eine zusätzliche Anleitung zu der in 4.4.4 enthaltenen Anleitung zu dem Teilsicherheitsbeiwert für Werkstoffe γ_M für den Grenzzustand der Tragfähigkeit.

ANMERKUNG Die nationale Auswahl zur Anwendung dieses Informativen Anhangs ist im nationalen Anhang angegeben. Wenn ein nationaler Anhang keine Informationen zur Anwendung dieses informativen Anhangs enthält, kann Tabelle 4.1 (NDP) angewendet werden.

A.2 Zweck und Anwendungsbereich

(1) Dieser informative Anhang legt die allgemeinen Bedingungen fest, die berücksichtigt werden sollten, wenn Teilsicherheitsbeiwerte für Werkstoffe mit der Qualität der Ausführung verbunden sind.

A.3 Allgemeines

(1) Wenn ein Land sich entscheidet, die Werte von γ_M aus 4.4.4 mit der Ausführungskontrolle zu verknüpfen, sollte Folgendes berücksichtigt werden:

- die Verfügbarkeit von ausreichend qualifiziertem und erfahrenem bei dem Auftragnehmer angestelltem Personal für die Beaufsichtigung der Arbeiten;
- die Verfügbarkeit von ausreichend qualifiziertem und erfahrenem und von dem Personal des Auftragnehmers unabhängigem Personal für die Inspektion der Arbeiten;
- die Verfügbarkeit eines Überwachungs-/Inspektionsplans zum Beginn der Arbeiten auf der Baustelle, um die Verantwortlichkeiten für die Inspektion zu klären und die auszuführenden Inspektionen zu planen;
- die Beurteilung der lokalen Eigenschaften des Mörtels und Füllbetons;
- die Art und Weise, in der Mörtel angemischt und die Bestandteile verpackt sind, z. B. nach Gewicht oder in geeigneten Messschachteln.

ANMERKUNG Tabelle A.1 enthält einige vorgeschlagene Werte für γ_M .

Tabelle A.1 — Vorgeschlagene Teilsicherheitsbeiwerte zu Werkstoffen für Mauerwerksbauten mit zunehmendem Kontrollgrad

| Werkstoff | | Werte von γ_M | | | | |
|----------------------------|--|----------------------|-----|-----|-----|-----|
| Kontrollgrad ^a | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| Mauerwerk hergestellt mit: | | | | | | |
| A | Mauersteine der Kategorie I, Mauermörtel nach Eignungsprüfung ^b | 2,5 | 2,2 | 2,0 | 1,7 | 1,5 |
| B | Mauersteine der Kategorie I, Mauermörtel nach Rezept ^c | 2,7 | 2,5 | 2,2 | 2,0 | 1,7 |
| C | Mauersteine der Kategorie II, jeder Mörtel ^{b, c, f} | 3,0 | 2,7 | 2,5 | 2,2 | 2,0 |
| D | Verankerung von Bewehrungsstahl und Lagerfugenbewehrung | 2,7 | 2,5 | 2,2 | 2,0 | 1,7 |
| E | Lagerfugenbewehrung, Bewehrungsstahl und Spannstahl | 1,15 | | | | |
| F | zugehörige Bauteile ^{d, e} | 2,7 | 2,5 | 2,2 | 2,0 | 1,7 |
| G | Stürze nach EN 845-2 | 2,5 bis 1,5 | | | | |

^a Ein Land kann eine beliebige Anzahl von Graden anwenden.
^b Anforderungen an Mörtel nach Eignungsprüfung sind in EN 998-2 und EN 1996-2 enthalten.
^c Anforderungen an Mörtel nach Rezept sind in EN 998-2 und EN 1996-2 angegeben.
^d Angegebene Werte sind Mittelwerte.
^e Es wird angenommen, dass Feuchtesperrschichten durch Mauerwerk γ_M abgedeckt sind.
^f Wenn der Variationskoeffizient für Mauersteine der Kategorie II nicht mehr als 25 % beträgt.

**Anhang B
(informativ)****Verfahren zur Berechnung der Wirkung zweiter Ordnung****B.1 Nutzung dieses informativen Anhangs**

(1) Dieser informative Anhang bietet eine zusätzliche Anleitung zu der Anleitung in 7.4 für die Berechnung von Wirkungen zweiter Ordnung mithilfe eines Momentvergrößerungsfaktors.

ANMERKUNG Die nationale Auswahl zur Anwendung dieses Informativen Anhangs ist im nationalen Anhang angegeben. Wenn ein nationaler Anhang keine Informationen zur Anwendung dieses informativen Anhangs enthält, kann diese Anleitung angewendet werden.

B.2 Zweck und Anwendungsbereich

(1) Dieser informative Anhang legt ein Verfahren zur Bestimmung von Wirkungen zweiter Ordnung durch Aussteifungselemente, die 7.4 (2) nicht erfüllen, fest.

B.3 Gesamtes Moment einschließlich Wirkungen zweiter Ordnung

(1) Die Wirkung zweiter Ordnung sollte durch Anwendung eines Momentvergrößerungsfaktors M_{1Ed} auf das Moment erster Ordnung bestimmt werden.

(2) Das gesamte Moment M_{Ed} einschließlich Wirkungen zweiter Ordnung darf bestimmt werden durch:

$$M_{Ed} = M_{1Ed} \left(1 + \frac{1}{N_B/N_{VEd} - 1} \right) \quad (\text{B.1})$$

Dabei ist

M_{1Ed} das Moment erster Ordnung;

N_B die Beullast des Aussteifungsbauteils;

N_{VEd} die Summe des Bemessungswerts der Axiallast auf Bauwerke, die mit einem Aussteifungsbauteil versteift sind, und der Last auf dem betrachteten Aussteifungsbauteil.

(2) Die Beullast des Aussteifungsbauteils N_B ist:

$$N_B = 7,8 \frac{n}{n + 1,6} \frac{1}{1 + 3,9k_f} \frac{EI}{h_{\text{tot}}^2} \quad (\text{B.2})$$

Dabei ist

- n die Anzahl der oberirdischen Geschosse;
- k_f die relative Flexibilität der Momentaussteifung, entsprechend $EI/(C h_{\text{tot}})$;
- EI die Biegesteifigkeit des Aussteifungsbauteils abgeleitet aus $0,8 M_{\text{Rd}}/\kappa_{0,8\text{MRd}}$ unter Verwendung einer Relation zwischen Spannung und Stauchung nach 5.8.1 (siehe Bild B.1);
- C die Rotationssteifigkeit der Aussteifung, entsprechend M/θ ;
- θ die Rotation der Aussteifung durch das auf die Aussteifung wirkende Moment M ;
- h_{tot} die Gesamthöhe des Bauwerks ab der Oberkante des Fundaments.

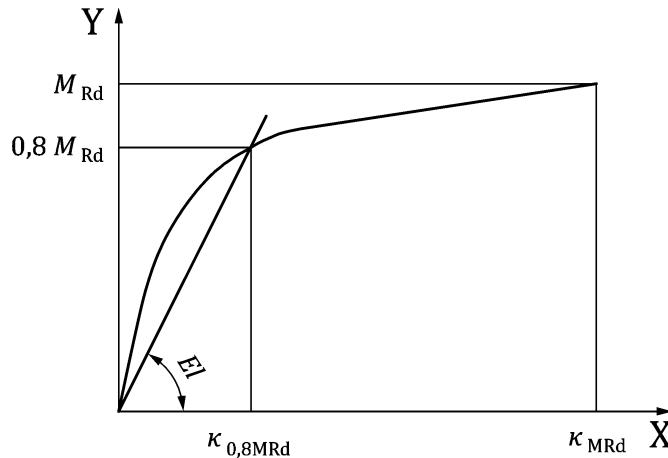


Bild B.1 — Moment-Krümmungs-Diagramm des Aussteifungsbauteils

Anhang C
(informativ)**Vereinfachte Verfahren zur Berechnung der Exzentrizität der Belastung von Wänden außerhalb der Ebene****C.1 Nutzung dieses informativen Anhangs**

(1) Dieser informative Anhang bietet eine zusätzliche Anleitung zu der Anleitung in 7.5.1.1 für die Berechnung der Exzentrizität von Belastungen auf Wänden außerhalb der Ebene.

ANMERKUNG Die nationale Auswahl zur Anwendung dieses Informativen Anhangs ist im nationalen Anhang angegeben. Wenn ein nationaler Anhang keine Informationen zur Anwendung dieses informativen Anhangs enthält, kann diese Anleitung angewendet werden.

C.2 Zweck und Anwendungsbereich

(1) Dieser informative Anhang legt Verfahren zur Berechnung der Exzentrizität von vertikalen Belastungen einer Wand außerhalb der Ebene in einem Übergang zwischen Wand und Boden (lokale Analyse) in verschiedenen Situationen fest, gilt jedoch nicht für die Gesamttragwerksberechnung eines Gebäudes.

C.3 Exzentrizität bei bewehrten Betonböden

(1) Bei der Berechnung der Exzentrizität der Belastung auf Wänden, die bewehrte Betonböden tragen, darf der Übergang zwischen Wand und Boden durch die Verwendung ungerissener Querschnitte und die Annahme eines elastischen Verhaltens der Werkstoffe vereinfacht werden.

(2) Eine Rahmenanalyse oder Single-Joint-Analyse darf angewendet werden. Die erhaltenen Ergebnisse gelten nur für die Single-Joint-Analyse und globale Wirkungen müssen gegebenenfalls zusätzlich betrachtet werden.

(3) Die Single-Joint-Analyse darf wie in Bild C.1 gezeigt für weniger als vier Bauteile vereinfacht werden, wobei nicht existierende Bauteile zu ignorieren sind. Die von dem Übergang abgewandten Bauteile sind als fest anzunehmen, sofern diese nicht bekanntermaßen kein Moment aufnehmen. In letzterem Fall sind sie als beweglich zu betrachten. Das Endmoment am Knoten 1, M_1 , darf aus der Gleichung (C.1) und das Endmoment am Knoten 2, M_2 , aus der Gleichung (C.2) berechnet werden.

$$M_1 = -\frac{w_1 h_1^2}{4(n_1 - 1)} + \frac{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \\ \left[\frac{w_1 h_1^2}{4(n_1 - 1)} - \frac{w_2 h_2^2}{4(n_2 - 1)} + \frac{q_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{q_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right] \quad (C.1)$$

$$M_2 = -\frac{w_2 h_2^2}{4(n_2 - 1)} - \frac{\frac{n_2 E_2 I_2}{h_2}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \\ \left[\frac{w_1 h_1^2}{4(n_1 - 1)} - \frac{w_2 h_2^2}{4(n_2 - 1)} + \frac{q_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{q_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right] \quad (C.2)$$

Dabei ist

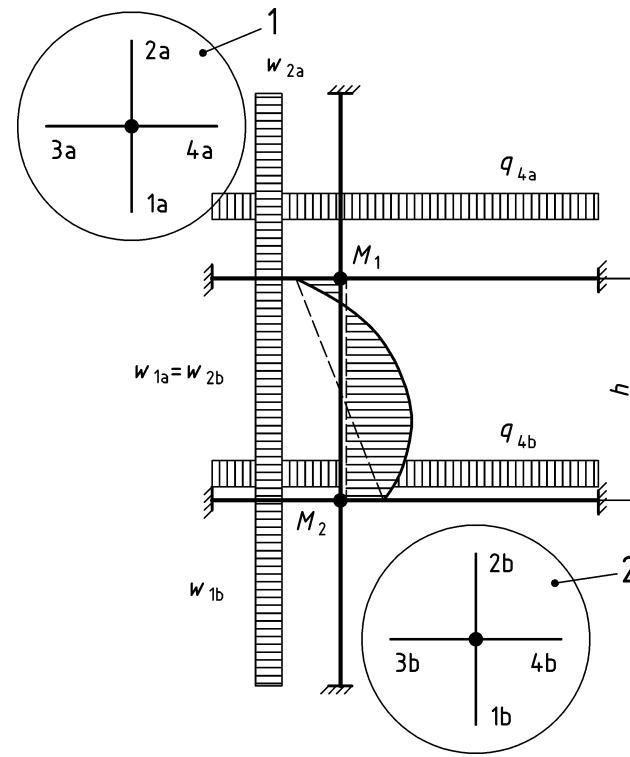
- n_i der Steifigkeitsfaktor für Bauteile, der für an beiden Enden befestigte Bauteile als 4, für an dem dem Knoten abgewandten Ende einfach gestützte Bauteile als 3 und im Fall von Konsolenträgern als 0 für den Steifigkeitsterm und 1,5 für den Belastungsterm gilt;
- E_i der Elastizitätsmodul des Bauteils i , dabei ist $i = 1, 2, 3$ oder 4 ;
- I_i das zweite Flächenmoment des Bauteils i , dabei ist $i = 1, 2, 3$ oder 4 (im Fall einer zweischaligen Wand mit nur einer tragenden Schale sollte I_i als Wert der tragenden Schale genommen werden);
- h_1 die lichte Höhe des Bauteils 1;
- h_2 die lichte Höhe des Bauteils 2;
- l_3 die lichte Weite des Bauteils 3;
- l_4 die lichte Weite des Bauteils 4;
- w_1 die gleichmäßig verteilte Bemessungswindlast an Bauteil 1;
- w_2 die gleichmäßig verteilte Bemessungswindlast an Bauteil 2;
- q_3 die gleichmäßig verteilte Last an Bauteil 3;
- q_4 die gleichmäßig verteilte Last an Bauteil 4.

ANMERKUNG 1 Im Fall von Platten, die sich in zwei Richtungen erstrecken, muss die in Gleichung (C.1) und Gleichung (C.2) verwendete Plattenweite als effektive Platte, die sich in eine Richtung erstreckt, berücksichtigt werden mit einem Wert von:

- 2/3 der kürzeren Plattenweite, sofern das Verhältnis zwischen der längeren und der kürzeren Weite nicht mehr als 2 beträgt;
- die kürzere Weite in allen anderen Fällen.

ANMERKUNG 2 Wenn sich die Auflagerlänge der Wand von der Länge der auf der Wand aufliegenden Platte unterscheidet, müssen alle relevanten Trägheitsmomente in Gleichung (C.1) und Gleichung (C.2) verwendet werden.

ANMERKUNG 3 Für die Momentverteilung aufgrund von Windlasten können alternative Analysen verwendet werden.

**Legende**

- 1 Rahmen a
2 Rahmen b

Bild C.1 — Vereinfachtes Rahmendiagramm

ANMERKUNG 4 Das Moment M_1 wird aus Rahmen a und das Moment M_2 aus Rahmen b bestimmt.

(4) Die durch die Berechnungen in Übereinstimmung mit (1) oben erhaltene Exzentrizität darf durch Multiplizieren mit einem Faktor η reduziert werden, um eine nicht vollständig starre Fuge zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Die Ergebnisse der Berechnungen sind üblicherweise konservativ, da die tatsächliche Einspannung, d. h. das Verhältnis zwischen dem tatsächlich durch eine Fuge übertragenen Moment und dem Moment, das im Fall einer vollständig starren Fuge für den Übergang zwischen Boden und Wand entstehen würde, nicht erreicht werden wird.

(5) η darf experimentell bestimmt oder genommen werden als:

$$\eta = 1 - \frac{k_m}{4} \quad (\text{C.1})$$

Dabei ist

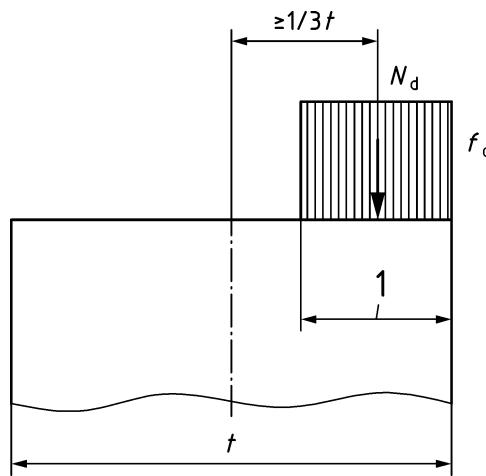
$$k_m = \frac{n_3 \frac{E_3 I_3}{l_3} + n_4 \frac{E_4 I_4}{l_4}}{n_1 \frac{E_1 I_1}{h_1} + n_2 \frac{E_2 I_2}{h_2}} \leq 2 \quad (\text{C.2})$$

und wobei die Symbole die diesen in (3) oben zugewiesene Bedeutung haben.

(6) Wenn die Exzentrizität e_i [siehe Gleichung (8.5)], berechnet in Übereinstimmung mit (3), (4) und (5) oben, mehr als das 0,33-fache der Dicke der Wand t beträgt und N_{Ed} pro Längeneinheit nicht mehr als 0,33 $t f_d$ beträgt, darf die Gestaltung auf (7) unten basieren.

(7) Die in der Gestaltung zu verwendende Exzentrizität der Belastung in Höhe von e_i darf auf der Last basieren, der durch die erforderliche Mindestauflagertiefe widerstanden wird und die nicht mehr als das 0,33-fache der Wanddicke an der auf die geeignete Bemessungsfestigkeit des Werkstoffs beanspruchten Seite der Wand (siehe Bild C.2) betragen darf. In diesem Fall sollte Φ_i in Gleichung (8.4) als gleich der erforderlichen Auflagertiefe geteilt durch t genommen werden.

ANMERKUNG Die auf diesem Anhang basierende Exzentrizität kann zu einer Rotation des Bodens oder Balkens führen und so Risse an der Zugseite der Wand verursachen.



Legende

1 erforderliche Auflagertiefe $\leq 0,33 t$

Bild C.2 — Durch die Bemessungslast, der der Spannungsblock widersteht, ermittelte Exzentrizität

(8) Wenn die bewehrte Betonbodenplatte teilweise von der Wand gestützt wird:

(i) um M_1 und M_2 an der Oberseite oder Unterseite der Wand, die die Platte teilweise stützt, zu bestimmen, sollte angenommen werden, dass die Dicke der Wand in Gleichung (C.1) und Gleichung (C.2) der Auflagerlänge t_b an der Position 1 oder 2 in Bild C.3 entspricht. Hierbei darf für t_b kein Wert geringer als 0,5 t angenommen werden. Das Moment in mittlerer Höhe (Position 3) sollte mit Bezugnahme auf die Achse der Wand unter Berücksichtigung einer als $\Delta e = (t - t_b)/2$ berechneten zusätzlichen Exzentrizität übernommen werden.

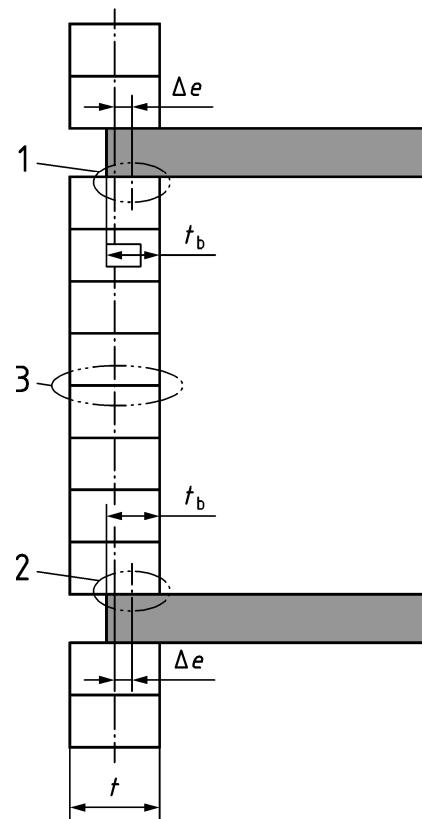


Bild C.3 — Für die Gestaltung einer Wand zu verwendende Dicke an der Oberseite/Unterseite und in mittlerer Höhe

(ii) Wenn Mauerwerk in der Fuge verwendet wird, um die durch die teilweise von der Wand gestützte Bodenplatte hinterlassene Lücke mit einer Dicke von mindestens $t_{b\min}$ nach Bild C.4 zu füllen, und hierzu Mauersteine verwendet werden, deren Festigkeit der Festigkeit der Mauersteine in der Wand entspricht, darf sein Beitrag zu der Steifigkeit des Knotens unter Anwendung eines anderen geeigneten Modells als nach (i) berechnet werden.

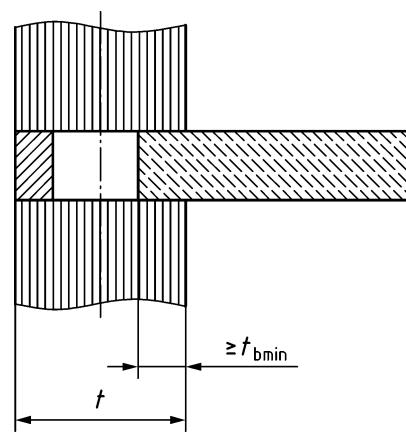


Bild C.4 — Teilweise von einer Wand gestützte Bodenplatte

(9) Anstatt eine Rahmenanalyse durchzuführen, darf angenommen werden, dass die durch einen einzelnen Boden oder eine Decke auf eine Wand übertragene Last auf ein Drittel der Tiefe der Auflagerfläche auf der belasteten Seite der Wand oder der tragenden Schale wirkt. Die resultierende Exzentrizität der Last auf jeder Ebene darf auf der Grundlage der Annahme berechnet werden, dass die gesamte vertikale Last unmittelbar über der seitlichen Stütze axial ist.

C.4 Exzentrizität bei Holzböden

(1) Im Fall von Holzböden:

(i) wenn Balkenauflager verwendet werden, sollte angenommen werden, dass die auf die Wand/Schale übertragene Last auf die Seite der Wand/Schale angewendet wird;

(ii) wenn Balken auf der Wand/Schale aufliegen, sollte angenommen werden, dass die auf die Wand/Schale übertragene Last auf ein Drittel der Tiefe der Auflagerfläche ab der belasteten Seite der Wand/Schale wirkt;

dürfen die Momentdiagramme in den Bild C.5 oder Bild C.6 verwendet werden. Wenn eine Fuge an der Unterseite der Wand so gestaltet ist, dass sie nicht in dieser Ebene durch den Boden gedreht werden kann, sollte das Momentdiagramm in Bild C.6 verwendet werden.

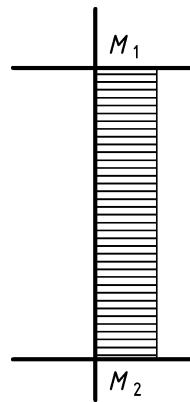


Bild C.5 — Vereinfachtes Diagramm im Fall von Holzbalken

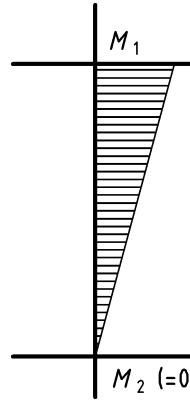


Bild C.6 — Vereinfachtes Momentendiagramm im Fall von Holzbalken mit einer Fuge an der Unterseite der Wand, die nicht in dieser Ebene durch den Boden gedreht werden kann

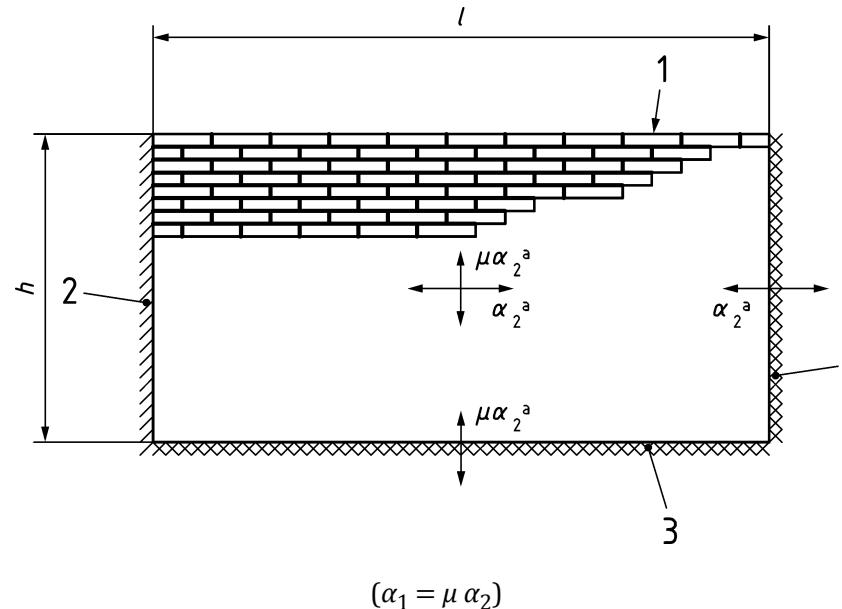
Anhang D
(informativ)**Biegemomentkoeffizienten α_2 in seitlich belasteten einschaligen Wandplatten mit einer Dicke von nicht mehr als 250 mm****D.1 Nutzung dieses informativen Anhangs**

(1) Dieser informative Anhang bietet eine zusätzliche Anleitung zu der Anleitung in 7.5.7.2 für die Berechnung der Biegemomentkoeffizienten in seitlich belasteten Wandplatten.

ANMERKUNG Die nationale Auswahl zur Anwendung dieses Informativen Anhangs ist im nationalen Anhang angegeben. Wenn ein nationaler Anhang keine Informationen zur Anwendung dieses informativen Anhangs enthält, kann diese Anleitung angewendet werden.

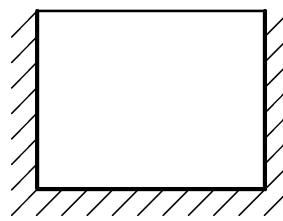
D.2 Zweck und Anwendungsbereich

(1) Dieser informative Anhang enthält Tabellen mit Werten für den Biegemomentkoeffizienten α_2 für verschiedene Wandstützbedingungen, wie in Bild D.1 gezeigt.

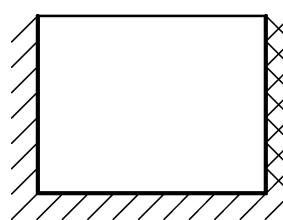
**Legende**

- 1 unbefestigte Kante
- 2 einfach gestützte Kante
- 3 vollständig ausgesteifte/durchgehende Kante
- 4 Momentkoeffizienten in den angegebenen Richtungen

Bild D.1 — Legende zu den in den Tabellen verwendeten Stützbedingungen

Tabelle D.1 — Wandstützbedingung A**Wandstützbedingung A**

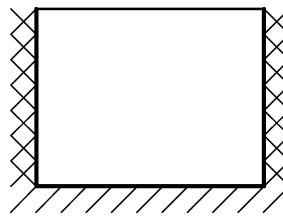
| μ | h/l | | | | | | | |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0,30 | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 |
| 1,00 | 0,031 | 0,045 | 0,059 | 0,071 | 0,079 | 0,085 | 0,090 | 0,094 |
| 0,90 | 0,032 | 0,047 | 0,061 | 0,073 | 0,081 | 0,087 | 0,092 | 0,095 |
| 0,80 | 0,034 | 0,049 | 0,064 | 0,075 | 0,083 | 0,089 | 0,093 | 0,097 |
| 0,70 | 0,035 | 0,051 | 0,066 | 0,077 | 0,085 | 0,091 | 0,095 | 0,098 |
| 0,60 | 0,038 | 0,053 | 0,069 | 0,080 | 0,088 | 0,093 | 0,097 | 0,100 |
| 0,50 | 0,040 | 0,056 | 0,073 | 0,083 | 0,090 | 0,095 | 0,099 | 0,102 |
| 0,40 | 0,043 | 0,061 | 0,077 | 0,087 | 0,093 | 0,098 | 0,101 | 0,104 |
| 0,35 | 0,045 | 0,064 | 0,080 | 0,089 | 0,095 | 0,100 | 0,103 | 0,105 |
| 0,30 | 0,048 | 0,067 | 0,082 | 0,091 | 0,097 | 0,101 | 0,104 | 0,107 |
| 0,25 | 0,050 | 0,071 | 0,085 | 0,094 | 0,099 | 0,103 | 0,106 | 0,109 |
| 0,20 | 0,054 | 0,075 | 0,089 | 0,097 | 0,102 | 0,105 | 0,108 | 0,111 |
| 0,15 | 0,060 | 0,080 | 0,093 | 0,100 | 0,104 | 0,108 | 0,110 | 0,113 |
| 0,10 | 0,069 | 0,087 | 0,098 | 0,104 | 0,108 | 0,111 | 0,113 | 0,115 |
| 0,05 | 0,082 | 0,097 | 0,105 | 0,110 | 0,113 | 0,115 | 0,116 | 0,117 |

Tabelle D.2 — Wandstützbedingung B**Wandstützbedingung B**

| μ | h/l | | | | | | | |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0,30 | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 |
| 1,00 | 0,024 | 0,035 | 0,046 | 0,053 | 0,059 | 0,062 | 0,065 | 0,068 |
| 0,90 | 0,025 | 0,036 | 0,047 | 0,055 | 0,060 | 0,063 | 0,066 | 0,068 |
| 0,80 | 0,027 | 0,037 | 0,049 | 0,056 | 0,061 | 0,065 | 0,067 | 0,069 |
| 0,70 | 0,028 | 0,039 | 0,051 | 0,058 | 0,062 | 0,066 | 0,068 | 0,070 |
| 0,60 | 0,030 | 0,042 | 0,053 | 0,059 | 0,064 | 0,067 | 0,069 | 0,071 |
| 0,50 | 0,031 | 0,044 | 0,055 | 0,061 | 0,066 | 0,069 | 0,071 | 0,072 |
| 0,40 | 0,034 | 0,047 | 0,057 | 0,063 | 0,067 | 0,070 | 0,072 | 0,074 |
| 0,35 | 0,035 | 0,049 | 0,059 | 0,065 | 0,068 | 0,071 | 0,073 | 0,074 |
| 0,30 | 0,037 | 0,051 | 0,061 | 0,066 | 0,070 | 0,072 | 0,074 | 0,075 |
| 0,25 | 0,039 | 0,053 | 0,062 | 0,068 | 0,071 | 0,073 | 0,075 | 0,077 |
| 0,20 | 0,043 | 0,056 | 0,065 | 0,069 | 0,072 | 0,074 | 0,076 | 0,078 |
| 0,15 | 0,047 | 0,059 | 0,067 | 0,071 | 0,074 | 0,076 | 0,077 | 0,079 |
| 0,10 | 0,052 | 0,063 | 0,070 | 0,074 | 0,076 | 0,078 | 0,079 | 0,080 |
| 0,05 | 0,060 | 0,069 | 0,074 | 0,077 | 0,079 | 0,080 | 0,081 | 0,082 |

Tabelle D.1 — Wandstützbedingung C

| Wandstützbedingung C | <i>h/l</i> | | | | | | | | |
|-----------------------------|------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| | μ | 0,30 | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 |
| 1,00 | 0,020 | 0,028 | 0,037 | 0,042 | 0,045 | 0,048 | 0,050 | 0,051 | |
| 0,90 | 0,021 | 0,029 | 0,038 | 0,043 | 0,046 | 0,048 | 0,050 | 0,052 | |
| 0,80 | 0,022 | 0,031 | 0,039 | 0,043 | 0,047 | 0,049 | 0,051 | 0,052 | |
| 0,70 | 0,023 | 0,032 | 0,040 | 0,044 | 0,048 | 0,050 | 0,051 | 0,053 | |
| 0,60 | 0,024 | 0,034 | 0,041 | 0,046 | 0,049 | 0,051 | 0,052 | 0,053 | |
| 0,50 | 0,025 | 0,035 | 0,043 | 0,047 | 0,050 | 0,052 | 0,053 | 0,054 | |
| 0,40 | 0,027 | 0,038 | 0,044 | 0,048 | 0,051 | 0,053 | 0,054 | 0,055 | |
| 0,35 | 0,029 | 0,039 | 0,045 | 0,049 | 0,052 | 0,053 | 0,054 | 0,055 | |
| 0,30 | 0,030 | 0,040 | 0,046 | 0,050 | 0,052 | 0,054 | 0,055 | 0,056 | |
| 0,25 | 0,032 | 0,042 | 0,048 | 0,051 | 0,053 | 0,054 | 0,056 | 0,057 | |
| 0,20 | 0,034 | 0,043 | 0,049 | 0,052 | 0,054 | 0,055 | 0,056 | 0,058 | |
| 0,15 | 0,037 | 0,046 | 0,051 | 0,053 | 0,055 | 0,056 | 0,057 | 0,059 | |
| 0,10 | 0,041 | 0,048 | 0,053 | 0,055 | 0,056 | 0,057 | 0,058 | 0,059 | |
| 0,05 | 0,046 | 0,052 | 0,055 | 0,057 | 0,058 | 0,059 | 0,059 | 0,060 | |

**Tabelle D.2 — Wandstützbedingung D**

| Wandstützbedingung D | <i>h/l</i> | | | | | | | | |
|-----------------------------|------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| | μ | 0,30 | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 |
| 1,00 | 0,013 | 0,021 | 0,029 | 0,035 | 0,040 | 0,043 | 0,045 | 0,047 | |
| 0,90 | 0,014 | 0,022 | 0,031 | 0,036 | 0,040 | 0,043 | 0,046 | 0,048 | |
| 0,80 | 0,015 | 0,023 | 0,032 | 0,038 | 0,041 | 0,044 | 0,047 | 0,048 | |
| 0,70 | 0,016 | 0,025 | 0,033 | 0,039 | 0,043 | 0,045 | 0,047 | 0,049 | |
| 0,60 | 0,017 | 0,026 | 0,035 | 0,040 | 0,044 | 0,046 | 0,048 | 0,050 | |
| 0,50 | 0,018 | 0,028 | 0,037 | 0,042 | 0,045 | 0,048 | 0,050 | 0,051 | |
| 0,40 | 0,020 | 0,031 | 0,039 | 0,043 | 0,047 | 0,049 | 0,051 | 0,052 | |
| 0,35 | 0,022 | 0,032 | 0,040 | 0,044 | 0,048 | 0,050 | 0,051 | 0,053 | |
| 0,30 | 0,023 | 0,034 | 0,041 | 0,046 | 0,049 | 0,051 | 0,052 | 0,053 | |
| 0,25 | 0,025 | 0,035 | 0,043 | 0,047 | 0,050 | 0,052 | 0,053 | 0,054 | |
| 0,20 | 0,027 | 0,038 | 0,044 | 0,048 | 0,051 | 0,053 | 0,054 | 0,055 | |
| 0,15 | 0,030 | 0,040 | 0,046 | 0,050 | 0,052 | 0,054 | 0,055 | 0,056 | |
| 0,10 | 0,034 | 0,043 | 0,049 | 0,052 | 0,054 | 0,055 | 0,056 | 0,057 | |
| 0,05 | 0,041 | 0,048 | 0,053 | 0,055 | 0,056 | 0,057 | 0,058 | 0,059 | |

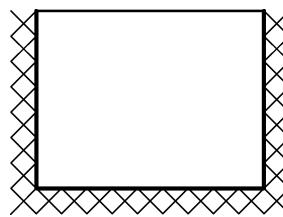
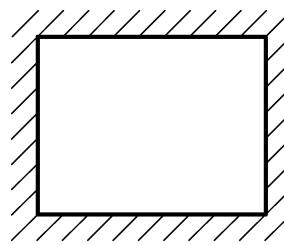
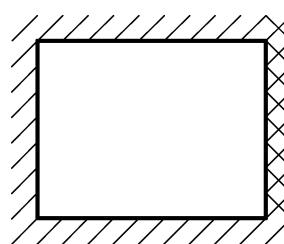


Tabelle D.3 — Wandstützbedingung E**Wandstützbedingung E**

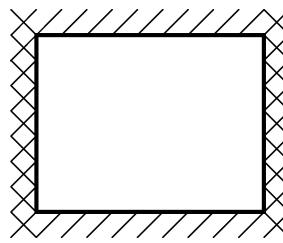
| μ | h/l | | | | | | | |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0,30 | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 |
| 1,00 | 0,008 | 0,018 | 0,030 | 0,042 | 0,051 | 0,059 | 0,066 | 0,071 |
| 0,90 | 0,009 | 0,019 | 0,032 | 0,044 | 0,054 | 0,062 | 0,068 | 0,074 |
| 0,80 | 0,010 | 0,021 | 0,035 | 0,046 | 0,056 | 0,064 | 0,071 | 0,076 |
| 0,70 | 0,011 | 0,023 | 0,037 | 0,049 | 0,059 | 0,067 | 0,073 | 0,078 |
| 0,60 | 0,012 | 0,025 | 0,040 | 0,053 | 0,062 | 0,070 | 0,076 | 0,081 |
| 0,50 | 0,014 | 0,028 | 0,044 | 0,057 | 0,066 | 0,074 | 0,080 | 0,085 |
| 0,40 | 0,017 | 0,032 | 0,049 | 0,062 | 0,071 | 0,078 | 0,084 | 0,088 |
| 0,35 | 0,018 | 0,035 | 0,052 | 0,064 | 0,074 | 0,081 | 0,086 | 0,090 |
| 0,30 | 0,020 | 0,038 | 0,055 | 0,068 | 0,077 | 0,083 | 0,089 | 0,093 |
| 0,25 | 0,023 | 0,042 | 0,059 | 0,071 | 0,080 | 0,087 | 0,091 | 0,096 |
| 0,20 | 0,026 | 0,046 | 0,064 | 0,076 | 0,084 | 0,090 | 0,095 | 0,099 |
| 0,15 | 0,032 | 0,053 | 0,070 | 0,081 | 0,089 | 0,094 | 0,098 | 0,103 |
| 0,10 | 0,039 | 0,062 | 0,078 | 0,088 | 0,095 | 0,100 | 0,103 | 0,106 |
| 0,05 | 0,054 | 0,076 | 0,090 | 0,098 | 0,103 | 0,107 | 0,109 | 0,110 |

Tabelle D.4 — Wandstützbedingung F**Wandstützbedingung F**

| μ | h/l | | | | | | | |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0,30 | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 |
| 1,00 | 0,008 | 0,016 | 0,026 | 0,034 | 0,041 | 0,046 | 0,051 | 0,054 |
| 0,90 | 0,008 | 0,017 | 0,027 | 0,036 | 0,042 | 0,048 | 0,052 | 0,055 |
| 0,80 | 0,009 | 0,018 | 0,029 | 0,037 | 0,044 | 0,049 | 0,054 | 0,057 |
| 0,70 | 0,010 | 0,020 | 0,031 | 0,039 | 0,046 | 0,051 | 0,055 | 0,058 |
| 0,60 | 0,011 | 0,022 | 0,033 | 0,042 | 0,048 | 0,053 | 0,057 | 0,060 |
| 0,50 | 0,013 | 0,024 | 0,036 | 0,044 | 0,051 | 0,056 | 0,059 | 0,062 |
| 0,40 | 0,015 | 0,027 | 0,039 | 0,048 | 0,054 | 0,058 | 0,062 | 0,064 |
| 0,35 | 0,016 | 0,029 | 0,041 | 0,050 | 0,055 | 0,060 | 0,063 | 0,066 |
| 0,30 | 0,018 | 0,031 | 0,044 | 0,052 | 0,057 | 0,062 | 0,065 | 0,067 |
| 0,25 | 0,020 | 0,034 | 0,046 | 0,054 | 0,060 | 0,063 | 0,066 | 0,069 |
| 0,20 | 0,023 | 0,037 | 0,049 | 0,057 | 0,062 | 0,066 | 0,068 | 0,070 |
| 0,15 | 0,027 | 0,042 | 0,053 | 0,060 | 0,065 | 0,068 | 0,070 | 0,072 |
| 0,10 | 0,032 | 0,048 | 0,058 | 0,064 | 0,068 | 0,071 | 0,073 | 0,074 |
| 0,05 | 0,043 | 0,057 | 0,066 | 0,070 | 0,073 | 0,075 | 0,077 | 0,078 |

- Entwurf -**Tabelle D.5 — Wandstützbedingung G**

| Wandstützbedingung G | μ | h/l | | | | | | | |
|----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 0,30 | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 |
| | 1,00 | 0,007 | 0,014 | 0,022 | 0,028 | 0,033 | 0,037 | 0,040 | 0,042 |
| | 0,90 | 0,008 | 0,015 | 0,023 | 0,029 | 0,034 | 0,038 | 0,041 | 0,043 |
| | 0,80 | 0,008 | 0,016 | 0,024 | 0,031 | 0,035 | 0,039 | 0,042 | 0,044 |
| | 0,70 | 0,009 | 0,017 | 0,026 | 0,032 | 0,037 | 0,040 | 0,043 | 0,045 |
| | 0,60 | 0,010 | 0,019 | 0,028 | 0,034 | 0,038 | 0,042 | 0,044 | 0,046 |
| | 0,50 | 0,011 | 0,021 | 0,030 | 0,036 | 0,040 | 0,043 | 0,046 | 0,048 |
| | 0,40 | 0,013 | 0,023 | 0,032 | 0,038 | 0,042 | 0,045 | 0,047 | 0,049 |
| | 0,35 | 0,014 | 0,025 | 0,033 | 0,039 | 0,043 | 0,046 | 0,048 | 0,050 |
| | 0,30 | 0,016 | 0,026 | 0,035 | 0,041 | 0,044 | 0,047 | 0,049 | 0,051 |
| | 0,25 | 0,018 | 0,028 | 0,037 | 0,042 | 0,046 | 0,048 | 0,050 | 0,052 |
| | 0,20 | 0,020 | 0,031 | 0,039 | 0,044 | 0,047 | 0,050 | 0,052 | 0,054 |
| | 0,15 | 0,023 | 0,034 | 0,042 | 0,046 | 0,049 | 0,051 | 0,053 | 0,055 |
| | 0,10 | 0,027 | 0,038 | 0,045 | 0,049 | 0,052 | 0,053 | 0,055 | 0,057 |
| | 0,05 | 0,035 | 0,044 | 0,050 | 0,053 | 0,055 | 0,056 | 0,057 | 0,058 |

**Tabelle D.6 — Wandstützbedingung H**

| Wandstützbedingung H | μ | h/l | | | | | | | |
|----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 0,30 | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 |
| | 1,00 | 0,005 | 0,011 | 0,018 | 0,024 | 0,029 | 0,033 | 0,036 | 0,039 |
| | 0,90 | 0,006 | 0,012 | 0,019 | 0,025 | 0,030 | 0,034 | 0,037 | 0,040 |
| | 0,80 | 0,006 | 0,013 | 0,020 | 0,027 | 0,032 | 0,035 | 0,038 | 0,041 |
| | 0,70 | 0,007 | 0,014 | 0,022 | 0,028 | 0,033 | 0,037 | 0,040 | 0,042 |
| | 0,60 | 0,008 | 0,015 | 0,024 | 0,030 | 0,035 | 0,038 | 0,041 | 0,043 |
| | 0,50 | 0,009 | 0,017 | 0,025 | 0,032 | 0,036 | 0,040 | 0,043 | 0,045 |
| | 0,40 | 0,010 | 0,019 | 0,028 | 0,034 | 0,039 | 0,042 | 0,045 | 0,047 |
| | 0,35 | 0,011 | 0,021 | 0,029 | 0,036 | 0,040 | 0,043 | 0,046 | 0,047 |
| | 0,30 | 0,013 | 0,022 | 0,031 | 0,037 | 0,041 | 0,044 | 0,047 | 0,049 |
| | 0,25 | 0,014 | 0,024 | 0,033 | 0,039 | 0,043 | 0,046 | 0,048 | 0,051 |
| | 0,20 | 0,016 | 0,027 | 0,035 | 0,041 | 0,045 | 0,047 | 0,049 | 0,052 |
| | 0,15 | 0,019 | 0,030 | 0,038 | 0,043 | 0,047 | 0,049 | 0,051 | 0,053 |
| | 0,10 | 0,023 | 0,034 | 0,042 | 0,047 | 0,050 | 0,052 | 0,053 | 0,054 |
| | 0,05 | 0,031 | 0,041 | 0,047 | 0,051 | 0,053 | 0,055 | 0,056 | 0,056 |

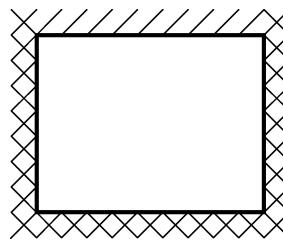
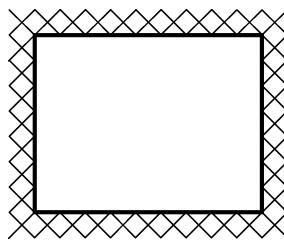
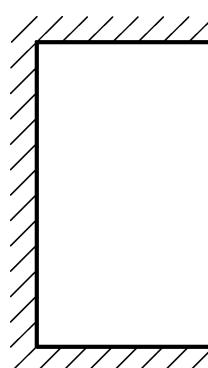
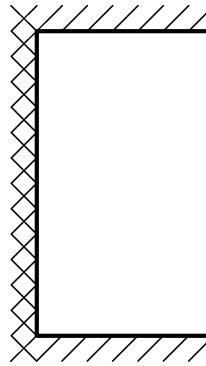


Tabelle D.7 — Wandstützbedingung I**Wandstützbedingung I**

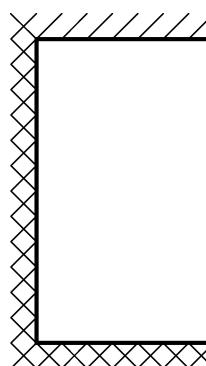
| μ | h/l | | | | | | | |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0,30 | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 |
| 1,00 | 0,004 | 0,009 | 0,015 | 0,021 | 0,026 | 0,030 | 0,033 | 0,036 |
| 0,90 | 0,004 | 0,010 | 0,016 | 0,022 | 0,027 | 0,031 | 0,034 | 0,037 |
| 0,80 | 0,005 | 0,010 | 0,017 | 0,023 | 0,028 | 0,032 | 0,035 | 0,038 |
| 0,70 | 0,005 | 0,011 | 0,019 | 0,025 | 0,030 | 0,033 | 0,037 | 0,039 |
| 0,60 | 0,006 | 0,013 | 0,020 | 0,026 | 0,031 | 0,035 | 0,038 | 0,041 |
| 0,50 | 0,007 | 0,014 | 0,022 | 0,028 | 0,033 | 0,037 | 0,040 | 0,042 |
| 0,40 | 0,008 | 0,016 | 0,024 | 0,031 | 0,035 | 0,039 | 0,042 | 0,044 |
| 0,35 | 0,009 | 0,017 | 0,026 | 0,032 | 0,037 | 0,040 | 0,043 | 0,045 |
| 0,30 | 0,010 | 0,019 | 0,028 | 0,034 | 0,038 | 0,042 | 0,044 | 0,046 |
| 0,25 | 0,011 | 0,021 | 0,030 | 0,036 | 0,040 | 0,043 | 0,046 | 0,048 |
| 0,20 | 0,013 | 0,023 | 0,032 | 0,038 | 0,042 | 0,045 | 0,047 | 0,050 |
| 0,15 | 0,016 | 0,026 | 0,035 | 0,041 | 0,044 | 0,047 | 0,049 | 0,051 |
| 0,10 | 0,020 | 0,031 | 0,039 | 0,044 | 0,047 | 0,050 | 0,052 | 0,054 |
| 0,05 | 0,027 | 0,038 | 0,045 | 0,049 | 0,052 | 0,053 | 0,055 | 0,056 |

Tabelle D.8 — Wandstützbedingung J**Wandstützbedingung J**

| μ | h/l | | | | | | | |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0,30 | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 |
| 1,00 | 0,009 | 0,023 | 0,046 | 0,071 | 0,096 | 0,122 | 0,151 | 0,180 |
| 0,90 | 0,010 | 0,026 | 0,050 | 0,076 | 0,103 | 0,131 | 0,162 | 0,193 |
| 0,80 | 0,012 | 0,028 | 0,054 | 0,083 | 0,111 | 0,142 | 0,175 | 0,208 |
| 0,70 | 0,013 | 0,032 | 0,060 | 0,091 | 0,121 | 0,156 | 0,191 | 0,227 |
| 0,60 | 0,015 | 0,036 | 0,067 | 0,100 | 0,135 | 0,173 | 0,211 | 0,250 |
| 0,50 | 0,018 | 0,042 | 0,077 | 0,113 | 0,153 | 0,195 | 0,237 | 0,280 |
| 0,40 | 0,021 | 0,050 | 0,090 | 0,131 | 0,177 | 0,225 | 0,272 | 0,321 |
| 0,35 | 0,024 | 0,055 | 0,098 | 0,144 | 0,194 | 0,244 | 0,296 | 0,347 |
| 0,30 | 0,027 | 0,062 | 0,108 | 0,160 | 0,214 | 0,269 | 0,325 | 0,381 |
| 0,25 | 0,032 | 0,071 | 0,122 | 0,180 | 0,240 | 0,300 | 0,362 | 0,428 |
| 0,20 | 0,038 | 0,083 | 0,142 | 0,208 | 0,276 | 0,344 | 0,413 | 0,488 |
| 0,15 | 0,048 | 0,100 | 0,173 | 0,250 | 0,329 | 0,408 | 0,488 | 0,570 |
| 0,10 | 0,065 | 0,131 | 0,224 | 0,321 | 0,418 | 0,515 | 0,613 | 0,698 |
| 0,05 | 0,106 | 0,208 | 0,344 | 0,482 | 0,620 | 0,759 | 0,898 | 0,959 |

Tabelle D.9 — Wandstützbedingung K**Wandstützbedingung K**

| μ | h/l | | | | | | | |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0,30 | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 |
| 1,00 | 0,009 | 0,021 | 0,038 | 0,056 | 0,074 | 0,091 | 0,108 | 0,123 |
| 0,90 | 0,010 | 0,023 | 0,041 | 0,060 | 0,079 | 0,097 | 0,113 | 0,129 |
| 0,80 | 0,011 | 0,025 | 0,045 | 0,065 | 0,084 | 0,103 | 0,120 | 0,136 |
| 0,70 | 0,012 | 0,028 | 0,049 | 0,070 | 0,091 | 0,110 | 0,128 | 0,145 |
| 0,60 | 0,014 | 0,031 | 0,054 | 0,077 | 0,099 | 0,119 | 0,138 | 0,155 |
| 0,50 | 0,016 | 0,035 | 0,061 | 0,085 | 0,109 | 0,130 | 0,149 | 0,167 |
| 0,40 | 0,019 | 0,041 | 0,069 | 0,097 | 0,121 | 0,144 | 0,164 | 0,182 |
| 0,35 | 0,021 | 0,045 | 0,075 | 0,104 | 0,129 | 0,152 | 0,173 | 0,191 |
| 0,30 | 0,024 | 0,050 | 0,082 | 0,112 | 0,139 | 0,162 | 0,183 | 0,202 |
| 0,25 | 0,028 | 0,056 | 0,091 | 0,123 | 0,150 | 0,174 | 0,196 | 0,217 |
| 0,20 | 0,033 | 0,064 | 0,103 | 0,136 | 0,165 | 0,190 | 0,211 | 0,234 |
| 0,15 | 0,040 | 0,077 | 0,119 | 0,155 | 0,184 | 0,210 | 0,231 | 0,253 |
| 0,10 | 0,053 | 0,096 | 0,144 | 0,182 | 0,213 | 0,238 | 0,260 | 0,279 |
| 0,05 | 0,080 | 0,136 | 0,190 | 0,230 | 0,260 | 0,286 | 0,306 | 0,317 |

Tabelle D.12 — Wandstützbedingung L**Wandstützbedingung L**

| μ | h/l | | | | | | | |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0,30 | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 |
| 1,00 | 0,006 | 0,015 | 0,029 | 0,044 | 0,059 | 0,073 | 0,088 | 0,102 |
| 0,90 | 0,007 | 0,017 | 0,032 | 0,047 | 0,063 | 0,078 | 0,093 | 0,107 |
| 0,80 | 0,008 | 0,018 | 0,034 | 0,051 | 0,067 | 0,084 | 0,099 | 0,114 |
| 0,70 | 0,009 | 0,021 | 0,038 | 0,056 | 0,073 | 0,090 | 0,106 | 0,122 |
| 0,60 | 0,010 | 0,023 | 0,042 | 0,061 | 0,080 | 0,098 | 0,115 | 0,131 |
| 0,50 | 0,012 | 0,027 | 0,048 | 0,068 | 0,089 | 0,108 | 0,126 | 0,142 |
| 0,40 | 0,014 | 0,032 | 0,055 | 0,078 | 0,100 | 0,121 | 0,139 | 0,157 |
| 0,35 | 0,016 | 0,035 | 0,060 | 0,084 | 0,108 | 0,129 | 0,148 | 0,165 |
| 0,30 | 0,018 | 0,039 | 0,066 | 0,092 | 0,116 | 0,138 | 0,158 | 0,176 |
| 0,25 | 0,021 | 0,044 | 0,073 | 0,101 | 0,127 | 0,150 | 0,170 | 0,190 |
| 0,20 | 0,025 | 0,052 | 0,084 | 0,114 | 0,141 | 0,165 | 0,185 | 0,206 |
| 0,15 | 0,031 | 0,061 | 0,098 | 0,131 | 0,159 | 0,184 | 0,205 | 0,226 |
| 0,10 | 0,041 | 0,078 | 0,121 | 0,156 | 0,186 | 0,212 | 0,233 | 0,252 |
| 0,05 | 0,064 | 0,114 | 0,164 | 0,204 | 0,235 | 0,260 | 0,281 | 0,292 |

Anhang E (informativ)

Begrenzende Höhen- und Länge-Dicke-Verhältnisse für unbewehrte Wände und Wände nur mit Lagerfugenbewehrung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

E.1 Nutzung dieses informativen Anhangs

(1) Dieser informative Anhang enthält eine zusätzliche Anleitung zu der Anleitung in 7.5.7.3 (1) und 9.2 (5) für die Abmessungen seitlich belasteter Wände.

ANMERKUNG Die nationale Auswahl zur Anwendung dieses Informativen Anhangs ist im nationalen Anhang angegeben. Wenn ein nationaler Anhang keine Informationen zur Anwendung dieses informativen Anhangs enthält, kann diese Anleitung angewendet werden.

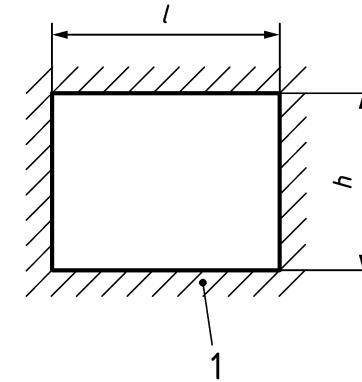
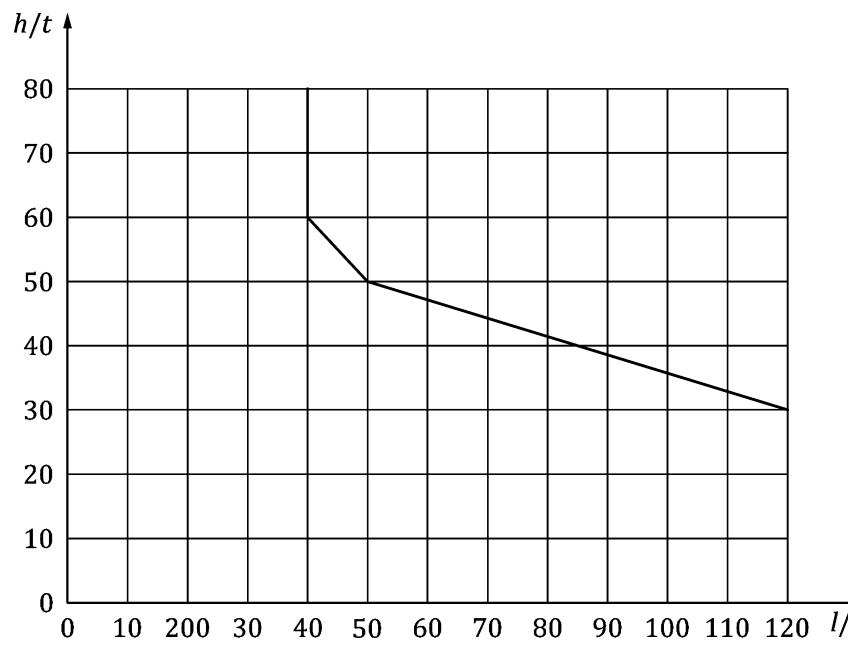
E.2 Zweck und Anwendungsbereich

(1) Dieser informative Anhang legt die Grenzwerte für die Schlankheit von seitlich belasteten Wänden für verschiedene Wandstützbedingungen in Verbindung mit dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit fest und gilt für Wände mit einer Dicke von mindestens 100 mm.

E.3 Bewehrte Betonböden

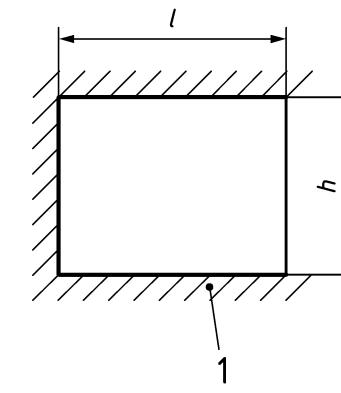
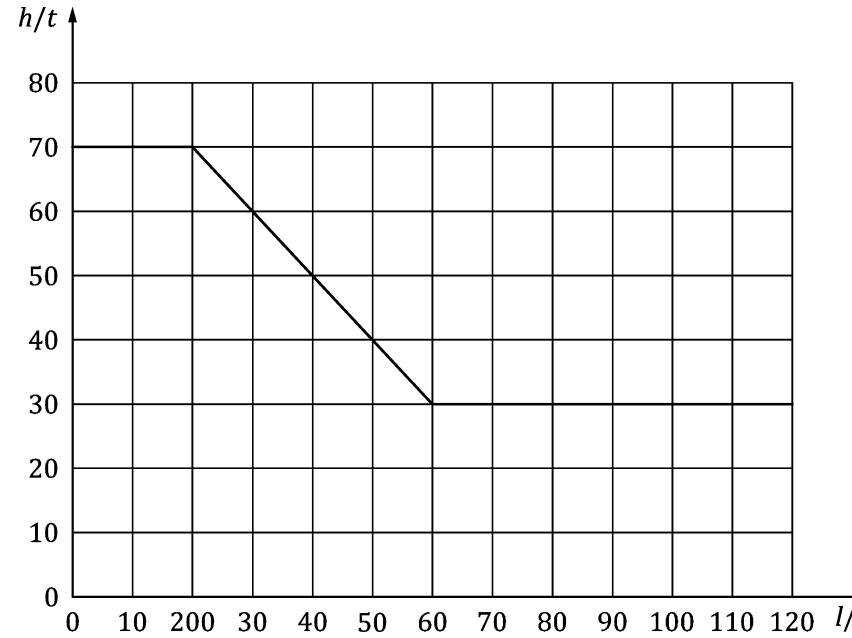
(1) Ungeachtet der Fähigkeit einer Wand, den Grenzzustand der Tragfähigkeit zu erfüllen, der verifiziert werden muss, sollte ihre Größe auf die aus Bild E.1, Bild E.2 oder Bild E.3 resultierende Größe in Abhängigkeit von den in den Bildern gezeigten Aussteifungsbedingungen begrenzt werden; dabei ist h die lichte Höhe der Wand, l die Länge der Wand und t die Dicke der Wand; für zweischalige Wände ist t_{ef} anstelle von t zu verwenden.

(2) Wenn Wände an der Oberseite und Unterseite, aber nicht an den Enden ausgesteift sind, sollte h auf 30 t begrenzt werden.

**Legende**

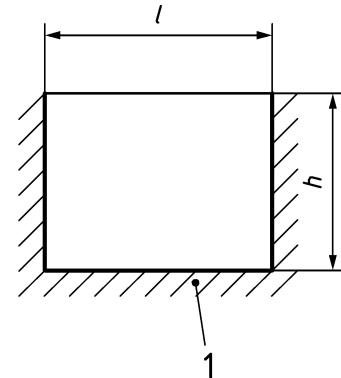
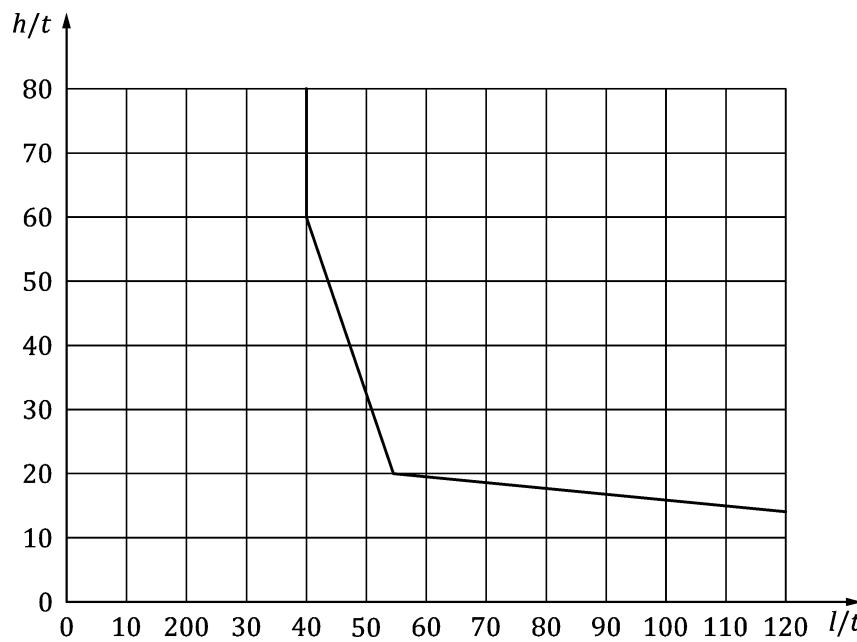
- 1 einfach gestützt oder mit vollständiger Durchgängigkeit

Bild E.1 — Begrenzende Höhen- oder Länge-Dicke-Verhältnisse von an allen vier Kanten ausgesteiften Wänden

**Legende**

- 1 einfach gestützt oder mit vollständiger Durchgängigkeit

Bild E.2 — Begrenzende Höhen- oder Länge-Dicke-Verhältnisse von an der oberen, unteren und einer vertikalen Kante ausgesteiften Wänden

**Legende**

1 einfach gestützt oder mit vollständiger Durchgängigkeit

Bild E.3 — Begrenzende Höhen- oder Länge-Dicke-Verhältnisse von an den Kanten, der Unterseite, aber nicht an der Oberseite ausgesteiften Wänden

**Anhang F
(informativ)****Tragfähigkeitsreduzierung aufgrund von Schlankheit und Exzentrizität****F.1 Nutzung dieses informativen Anhangs**

(1) Dieser informative Anhang enthält eine zusätzliche Anleitung zu der Anleitung in 8.2.2 (2) und 8.5.4 (2) für die Tragfähigkeitsreduzierung aufgrund von Wirkungen der zweiten Ordnung auf Wände, die hauptsächlich Druckbelastung und kombinierter vertikaler und seitlicher Belastung ausgesetzt sind.

ANMERKUNG Die nationale Auswahl zur Anwendung dieses informativen Anhangs ist im nationalen Anhang angegeben. Wenn ein nationaler Anhang keine Informationen zur Anwendung dieses informativen Anhangs enthält, kann diese Anleitung angewendet werden.

F.2 Zweck und Anwendungsbereich

(1) Dieser informative Anhang legt ein Verfahren zur Bestimmung der Tragfähigkeitsreduzierung in mittlerer Wandhöhe aufgrund von Wirkungen zweiter Ordnung auf Wände, die hauptsächlich vertikaler und kombinierter vertikaler und seitlicher Belastung ausgesetzt sind, fest.

F.3 Verschwägungsgrad Φ_m für Mauerwerke, die hauptsächlich vertikaler Belastung ausgesetzt sind (angegeben als Funktion der Exzentrizität)

(1) Unter Anwendung einer Vereinfachung der in 8.1 angegebenen allgemeinen Grundsätze darf der Verschwägungsgrad Φ_m für die Verifizierung von unbewehrten Mauerwerkswänden, die hauptsächlich vertikaler Belastung ausgesetzt sind, unter Berücksichtigung der Schlankheit der Wand und der Exzentrizität der Belastung für jeden Elastizitätsmodul E und die charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk f_k geschätzt werden anhand von:

$$\Phi_m = \begin{cases} A_1 - \frac{\lambda^2}{2,58A_1} & \text{wenn } \lambda < 1,14 A_1 \\ 0,65 \frac{A_1^3}{\lambda^2} & \text{wenn } \lambda \geq 1,14 A_1 \end{cases} \quad (\text{F.1})$$

Dabei ist

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_m}{t}, \quad (\text{F.2})$$

$$\lambda = h_{\text{ef}} / t_{\text{ef}} \sqrt{f_k / E} \quad (\text{F.3})$$

und e_m , t , h_{ef} , t_{ef} und f_k und E entsprechen der Festlegung in 8.2.2 und 5.7.1 und 5.8.2.

(2) Die aus der Gleichung (F.1) abgeleiteten Werte von Φ_m sind in grafischer Form in Bild F.1 und Bild F.2 dargestellt.

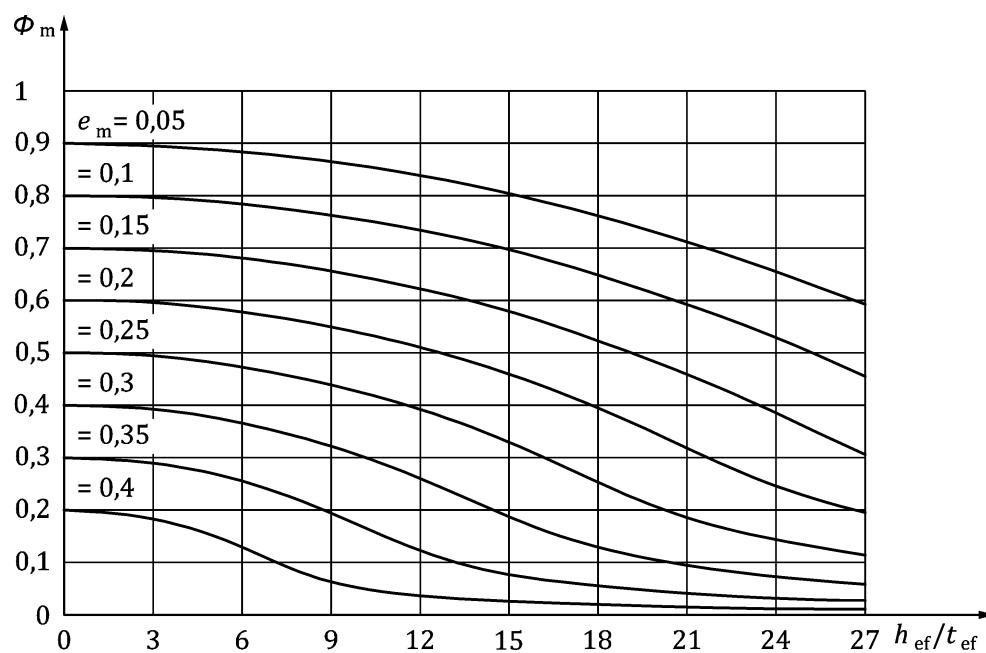


Bild F.1 — Werte von Φ_m im Vergleich zum Schlankheitsgrad für verschiedene Exzentrizitäten auf der Grundlage eines Werts für E von $1\,000\,f_k$

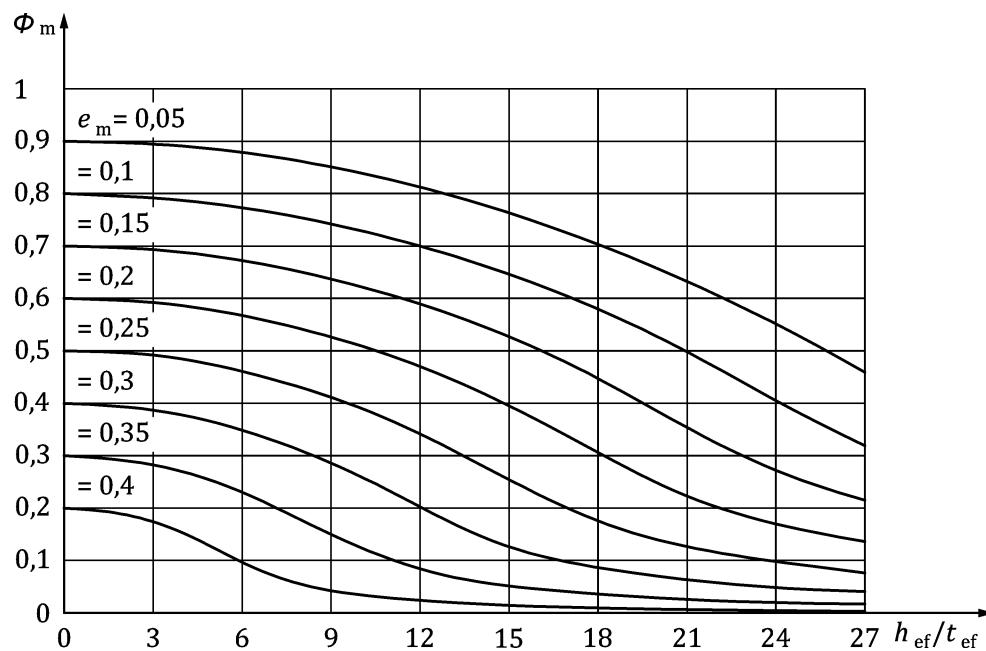


Bild F.2 — Werte von Φ_m im Vergleich zum Schlankheitsgrad für verschiedene Exzentrizitäten auf der Grundlage eines Werts für E von $700\,f_k$

F.4 Verschwägungsgrad Φ_M für Mauerwerke, die kombinierter vertikaler und seitlicher Belastung ausgesetzt sind (angegeben als Funktion der normalen Lastaufteilung)

(1) Der Verschwägungsgrad Φ_M für die Verifizierung von unbewehrten Mauerwerkswänden, die einer kombinierten vertikalen und seitlichen Belastung ausgesetzt sind, auf der Grundlage der in 8.5.4 enthaltenen Prinzipien und unter Berücksichtigung der Wirkungen zweiter Ordnung für jeden Elastizitätsmodul E und die charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk f_k darf geschätzt werden anhand von:

$$\Phi_M = \frac{1 - A_1}{1 - v} \quad (\text{F.4})$$

dabei ist

$$A_1 = \begin{cases} \frac{2,58v + \sqrt{(2,58v)^2 + 10,33\lambda^2}}{5,17} & \text{wenn } \lambda < 1,14 A_1 \\ \left(\frac{\lambda^2 v}{0,65} \right)^{1/3} & \text{wenn } \lambda \geq 1,14 A_1 \end{cases}, \quad (\text{F.5})$$

λ wie in F.3 (1) festgelegt und v die normale Lastaufteilung, berechnet als $v = N_{Ed}/(A f_d)$, dabei ist A die horizontale Bruttoquerschnittsfläche einer Wand.

(2) Die aus der Gleichung (F.4) abgeleiteten Werte von Φ_M sind in grafischer Form in Bild F.3 und Bild F.4 dargestellt.

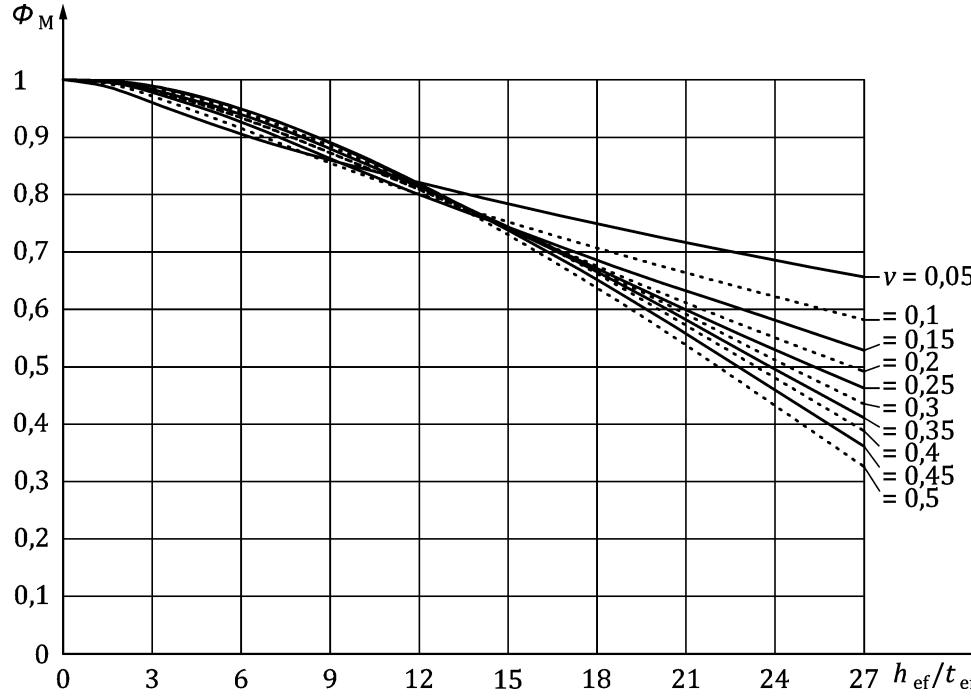


Bild F.3 — Werte von Φ_M im Vergleich zum Schlankheitsgrad für verschiedene Exzentrizitäten auf der Grundlage eines Werts für E von $1\,000 f_k$

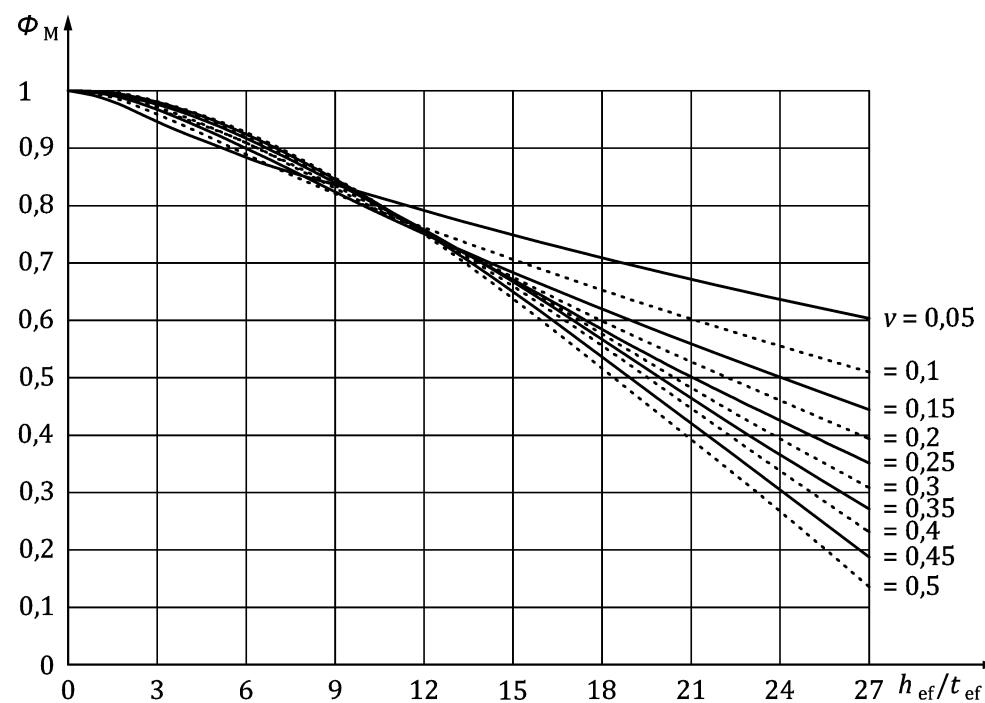


Bild F.4 — Werte von Φ_M im Vergleich zum Schlankheitsgrad für verschiedene Exzentrizitäten auf der Grundlage eines Werts für E von $700 f_k$

Anhang G
(informativ)**Anpassung der Seitenlast für Wände, die an drei oder vier Kanten gestützt und horizontaler und vertikaler Belastung außerhalb der Ebene ausgesetzt sind****G.1 Nutzung dieses informativen Anhangs**

(1) Dieser informative Anhang bietet eine zusätzliche Anleitung zu der Anleitung in 7.5.7.2 (1) für die Änderung des Biegemomentkoeffizienten.

ANMERKUNG Die nationale Auswahl zur Anwendung dieses informativen Anhangs ist im nationalen Anhang angegeben. Wenn ein nationaler Anhang keine Informationen zur Anwendung dieses informativen Anhangs enthält, kann diese Anleitung angewendet werden.

G.2 Zweck und Anwendungsbereich

(1) Dieser informative Anhang legt ein Verfahren zur Reduzierung der Seitenlast fest, wenn eine Wand aufgrund von ein oder zwei Aussteifungen entlang ihrer vertikalen Kanten auf ihre vertikale Stabilität überprüft wird.

G.3 Berechnung des Verschwächungsgrads für die Seitenlast

(1) Wenn eine Wand Teil einer zweischaligen Wand ist, darf die Seitenlast auf die beiden Schalen aufgeteilt werden [siehe 8.4.2 (6)].

ANMERKUNG Das Moment an der Oberseite der Wand (verursacht durch die Exzentrizität der vertikalen Last) über den inneren und äußeren Schalen einer zweischaligen Wand kann umverteilt werden, wenn in der Gestaltung geeignete Anker festgelegt werden.

(2) Die für die Verifizierung nach 8.2 verwendete auf die Wand wirkende Seitenlast darf unter Verwendung der Gleichung (G.1) um einen Faktor k reduziert werden:

$$k = 8 \mu \alpha \frac{l^2}{h^2} \quad (\text{G.1})$$

ANMERKUNG Der Faktor k gibt das Verhältnis zwischen der Tragfähigkeit einer vertikal verlaufenden Wand und der Seitenlastkapazität der tatsächlichen Wandfläche (unter Berücksichtigung der möglichen Kantenaussteifung) an.

Dabei ist

- k das Verhältnis zwischen der Seitenlastkapazität einer vertikal verlaufenden Wand zu der Seitenlastkapazität der tatsächlichen Wandfläche (unter Berücksichtigung der möglichen Kantenaussteifung);
- α der relevante Biegemomentkoeffizient nach 7.5.7.2;
- μ das orthogonale Verhältnis der charakteristischen Biegefestigkeiten des Mauerwerks nach 7.5.7.2;
- h die Höhe der Wand;
- l die Länge der Wand.

**Anhang H
(informativ)****Bewehrtes Mauerwerk, das Schubbelastung ausgesetzt ist: Erhöhung der Bemessungsschubfestigkeit von Mauerwerk f_{vd}** **H.1 Nutzung dieses informativen Anhangs**

(1) Dieser informative Anhang bietet eine zusätzliche Anleitung zu den Anleitungen in 8.8.2 (2) und 8.8.3 (3) für die Berechnung der Erhöhung der Bemessungsschubfestigkeit f_{vd} von bewehrten Mauerwerkbauteilen.

ANMERKUNG Die nationale Auswahl zur Anwendung dieses Informativen Anhangs ist im nationalen Anhang angegeben. Wenn ein nationaler Anhang keine Informationen zur Anwendung dieses informativen Anhangs enthält, kann diese Anleitung angewendet werden.

H.2 Zweck und Anwendungsbereich

(1) Dieser informative Anhang legt ein Verfahren zur Erhöhung der Bemessungsschubfestigkeit von bewehrten Mauerwerkteilen zur Berücksichtigung vorhandener vertikaler Bewehrungen fest, wenn der Beitrag zu der Schubbewehrung ignoriert wird ($V_{Rd2} = 0$).

(2) Dieses Verfahren gilt nur für Wände oder Balken, bei denen die Bewehrung in mit Beton nach 5.3 gefüllten Taschen, Kernen oder Hohlräumen mit einer Mörtelfestigkeit von mindestens 5 N/mm^2 platziert ist.

H.3 Berechnung der Bemessungsschubfestigkeit von Mauerwerk f_{vd}

(1) Der zur Berechnung von V_{Rd1} verwendete Wert von f_{vd} darf anhand der folgenden Gleichung bestimmt werden:

$$f_{vd} = \frac{(0,35 + 17,5 \rho)}{\gamma_M} \quad (\text{H.1})$$

sofern für f_{vd} kein größerer Wert als $0,7/\gamma_M \text{ N/mm}^2$ verwendet wird,

Dabei ist

$$\rho = \frac{A_s}{b d} \quad (\text{H.2})$$

A_s die Querschnittsfläche der Hauptbewehrung;

b die Breite des Abschnitts;

d die effektive Tiefe;

γ_M der Teilsicherheitsbeiwert für Mauerwerk.

(2) Für einfache gestützte bewehrte Balken oder Konsolen zur Aussteifung von Wänden und wenn das Verhältnis zwischen Schubweite α_v und effektiver Tiefe d sechs oder weniger beträgt, darf f_{vd} um den Faktor χ erhöht werden, der gegeben ist durch:

$$\chi = \left(2,5 - 0,25 \frac{\alpha_v}{d} \right) \quad (\text{H.3})$$

sofern für f_{vd} kein größerer Wert als $1,75/\gamma_M$ N/mm² verwendet wird. Die Schubweite α_v wird als maximales Biegemoment in dem Bauteil geteilt durch die maximale Schubkraft des Bauteils angenommen.

Anhang I (informativ)

Ein Bemessungsverfahren für komplex geformte Bauteile, die hauptsächlich vertikaler Belastung ausgesetzt sind

I.1 Nutzung dieses informativen Anhangs

(1) Dieser informative Anhang enthält eine zusätzliche Anleitung zu der Anleitung in 8.1 (5) zu einem elastischen Gestaltungsansatz für komplex geformte Bauteile.

ANMERKUNG Die nationale Auswahl zur Anwendung dieses Informativen Anhangs ist im nationalen Anhang angegeben. Wenn ein nationaler Anhang keine Informationen zur Anwendung dieses informativen Anhangs enthält, kann diese Anleitung angewendet werden.

I.2 Zweck und Anwendungsbereich

I.2.1 Allgemeines

(1) Dieser Informativ Anhang legt Gestaltungsregeln für ein komplex geformtes Bauteil mit gleichmäßigem Querschnitt jeder Form fest, das den Regeln in I.2.2 und I.2.3 unterliegt, sofern dieses Bauteil für Gestaltungszwecke als tragendes Bauteil zu behandeln ist.

(2) Die Regeln müssen in Verbindung mit den relevanten Regeln im normativen Teil von prEN 1996-1-1 verwendet werden. Siehe Bild I.1 für Beispiele für komplex geformte Bauteile.

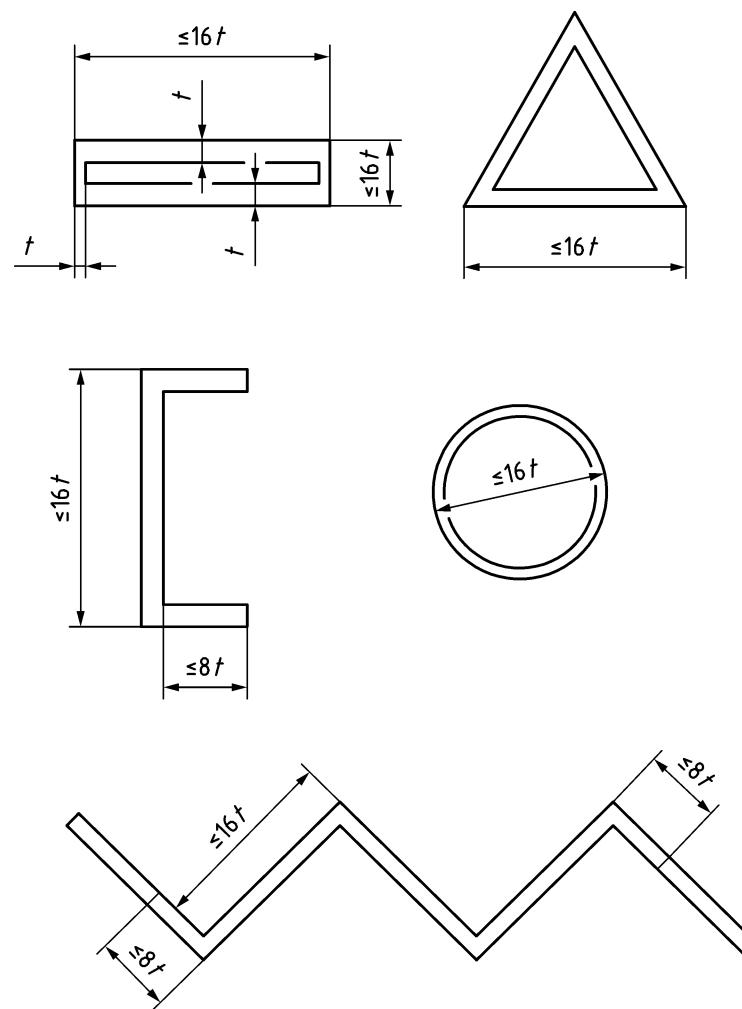


Bild I.1 — Beispiele für komplexe geformte Bauteile mit Längenbegrenzungen von Wandbestandteilen

I.2.2 Geometrische Erwägungen

(1) Kein herausstehender Abschnitt einer Wand, die Teil eines rechteckigen komplex geformten Bauteils ist, sollte länger als $8t$ sein und keine Länge einer Wand mit rechteckigem Querschnitt zwischen kreuzenden Wänden sollte länger als $16t$ sein, sofern nicht eine Berechnung für das lokale Beulen vorgenommen wird. Kreuzende Wände sollten keinen Winkel von mehr als 135° zueinander bilden, sofern die Steifigkeit nicht berechnet wird.

(2) Das Verhältnis zwischen mittlerem Durchmesser und Wanddicke eines hohlen kreisförmigen Querschnitts einer komplexen Form sollte nicht mehr als 10 betragen, sofern nicht das lokale Beulen berechnet wird.

I.2.3 Mauersteine

(1) Mauersteine der Gruppe 1, Gruppe 2 und Gruppe 3 dürfen für komplexe geformte Bauteile verwendet werden. Mauersteine der Gruppe 4 sollten nicht verwendet werden.

I.3 Gestaltung komplex geformter Bauteile

(1) Bei der Gestaltung komplex geformter Bauteile wird der Reduzierungsfaktor Φ_{cs} berechnet aus:

$$\Phi_{cs} = \frac{1}{\left(1 + \frac{e_m}{Z/A_{cs1}}\right) + \frac{(h_{ef}/r_g)^2}{K_E \pi^2}} \quad (I.1)$$

Dabei ist

- A_{cs1} die Querschnittsfläche des komplex geformten Bauteils;
- e_m die anhand der Gleichung (8.6) berechnete Exzentrizität in mittlerer Wandhöhe des komplex geformten Bauteils;
- Z das elastische Widerstandsmoment des komplex geformten Bauteils;
- h_{ef} die aus 7.5.1.3 ermittelte effektive Höhe des komplex geformten Bauteils, sofern anwendbar;
- K_E definiert den Kurzzeit-Sekantenelastizitätsmodul des mit einem gegebenen Mauerstein hergestellten Mauerwerks nach 5.8.2 (3);
- r_g der Trägheitsradius des komplex geformten Bauteils, berechnet aus:

$$r_g = \sqrt{\frac{I}{A_{cs1}}} \quad (I.2)$$

I das zweite Flächenmoment des Abschnitts des komplex geformten Bauteils.

Der Schlankheitsgrad komplex geformter Bauteile h_{ef}/r_g sollte für dieses Verfahren nicht mehr als 60 betragen. Die Exzentrizität der Last ab der Mittellinie des komplexen Abschnitts darf entlang der gesamten Höhe des Bauteils nicht mehr als Z/A_{cs1} betragen.

(2) Der Wert von N_{Rd} eines komplex geformten Bauteils sollte aus 8.2 bestimmt werden, indem Folgendes ersetzt wird:

- in Gleichung (8.2), Φ_{cs} für Φ , und A_{cs1} für t , sodass N_{Rd} als diskreter Widerstand und nicht als Widerstand pro Längeneinheit berechnet wird, sodass

$$N_{Rd} = \Phi_{cs} A_{cs1} f_d \quad (I.3)$$

Dabei ist

- f_d die nach 4.4.2 und 5.7.1 bestimmte Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks;
- in Gleichung (8.4), Φ_{cs} mit dem Schlankheitsgrad null in Gleichung (I.1), d. h. $h_{ef}/r_g = 0$;
- in Gleichung (8.5) und Gleichung (8.6) die Mindestexzentrizität durch $0,3 Z/A_{cs1}$, sodass sich die folgende Gleichung (8.5) ergibt

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,3 Z/A_{cs1} \quad (I.4)$$

- in 8.2.2(2), Φ_{cs} für Φ_m unter Verwendung des Schlankheitsgrads des komplex geformten Bauteils.

(3) Wenn die Gesamtlänge eines komplex geformten Bauteils weniger als das 4-fache der Gesamtbreite beträgt und eine Biegung über zwei Achsen auftritt, ist die in der Gleichung (I.1) zu verwendende Exzentrizität e_m , je nachdem, ob die Beulachse x oder y ist, durch Gleichung (I.5) und Gleichung (I.6) gegeben. Der verwendete Schlankheitsgrad, die Exzentrizität e und der Widerstandsmodul Z sollten für die Beulachse geeignet sein.

$$e_m = e_x \left(1 + \frac{e_y Z_x}{e_x Z_y} \right) \quad (\text{I.5})$$

$$e_m = e_y \left(1 + \frac{e_x Z_y}{e_y Z_x} \right) \quad (\text{I.6})$$

Sodass

$$A_{cs1} \frac{e_x}{Z_x} + A_{cs1} \frac{e_y}{Z_y} \leq 1 \quad (\text{I.7})$$

(4) Die Verifizierung eines komplex geformten Bauteils sollte unter Anwendung von 8.3.1 unter der Voraussetzung erfolgen, dass:

- in Gleichung (8.11), A_{cs2} anstelle von t und l_c verwendet wird, um einen diskreten Widerstand anstelle des Widerstands pro Längeneinheit zu erhalten, sodass

$$V_{Rd} = f_{vd} A_{cs2} \quad (\text{I.8})$$

Dabei ist

f_{vd} der Bemessungswert des Mauerwerks, berechnet nach 4.4.2 und 5.7.2 und σ_d die Bemessungsdruckfestigkeit senkrecht zum Schub in dem Bauteil in der betrachteten Ebene unter Verwendung der mittleren vertikalen Spannung über dem gestauchten Teil des komplex geformten Bauteils und ohne Berücksichtigung von Teilen unter Zug;

A_{cs2} die Querschnittsfläche des komplex geformten Bauteils, die zur Verfügung steht, um den Schub zu tragen, im Hinblick auf die geometrische Form des Planquerschnitts und die Verteilung des Schubs darüber.

ANMERKUNG 8.3.1 (4) ist relevant für jede Kreuzung in einem komplex geformten Bauteil.

(5) Die Verifizierung eines komplex geformten Bauteils, das seitlicher Belastung ausgesetzt ist, sollte unter Verwendung von 8.4 erfolgen.

(6) Die aus der Gleichung (I.1) abgeleiteten Werte des Verschwächungsgrads Φ_{cs} sind in grafischer Form in Bild I.2 und Bild I.3 und in Tabellenform in Tabelle I.2 und Tabelle I.3 dargestellt.

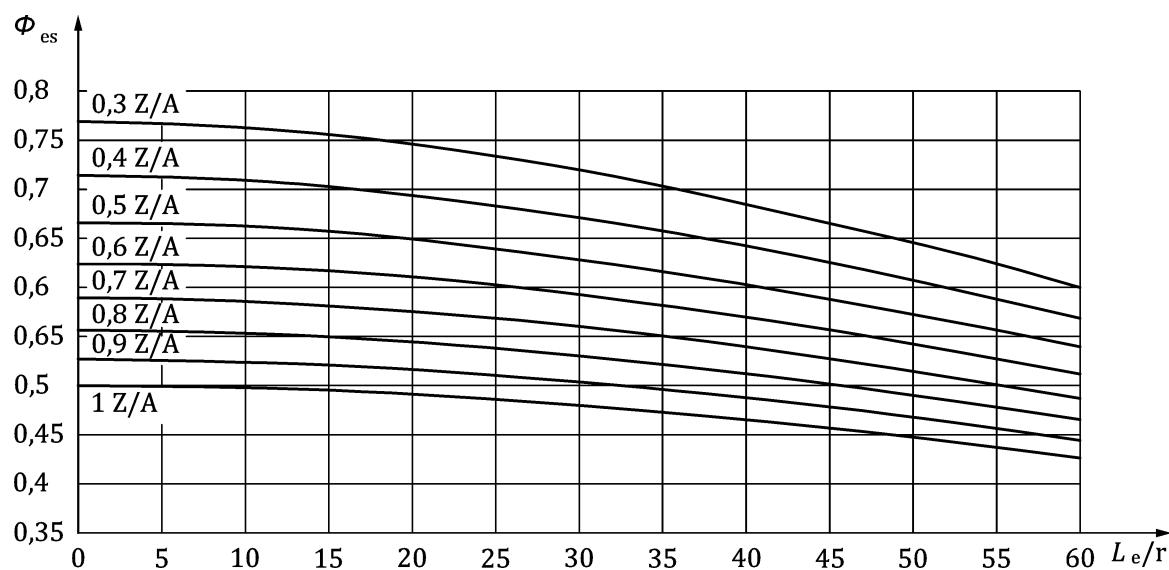


Bild I.2 — Werte des Verschwächungsgrads Φ_{cs} im Vergleich zum Verhältnis zwischen effektiver Länge (oder Höhe) und Trägheitsradius (L_e/r) für verschiedene Exzentrizitäten (Z/A) auf der Grundlage eines Werts für E von $1\,000 f_k$

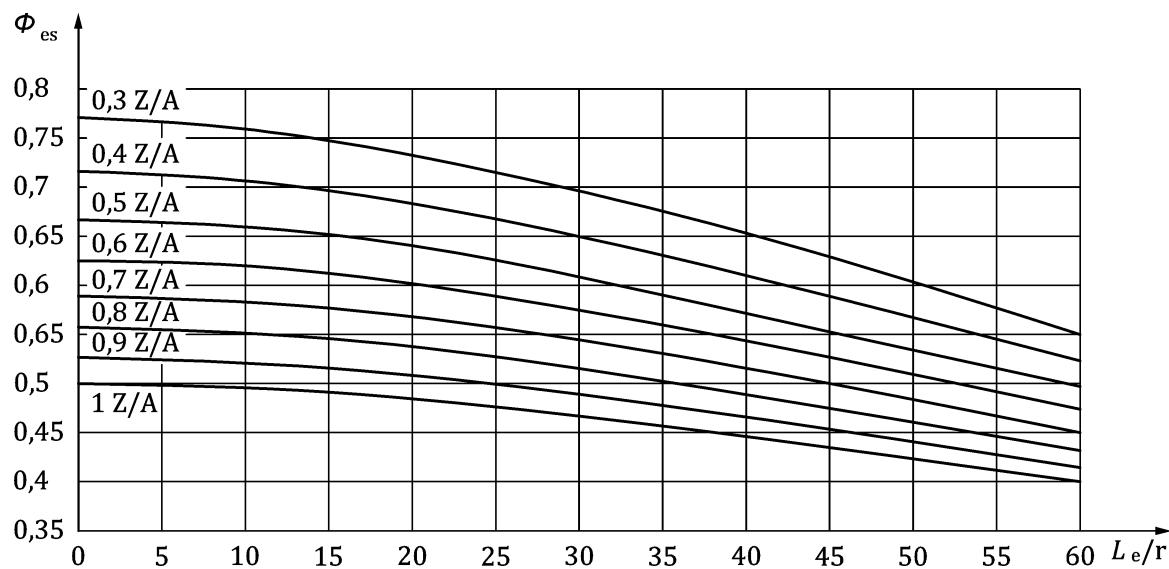


Bild I.3 — Werte des Verschwächungsgrads Φ_{cs} im Vergleich zum Verhältnis zwischen effektiver Länge (oder Höhe) und Trägheitsradius (L_e/r) für verschiedene Exzentrizitäten (Z/A) auf der Grundlage eines Werts für E von $700 f_k$

Bild I.1 — Werte des Verschwächungsgrads Φ_{cs} für verschiedene Werte des Verhältnisses zwischen effektiver Länge (oder Höhe) und Trägheitsradius (L_e/r) und Exzentrizitätsgrad auf der Grundlage eines Werts für E von $1\,000 f_k$

| L_e/r | Exzentrizitätsgrad (Z/A) | | | | | | | |
|---------|--------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,0 |
| 0 | 0,769 | 0,714 | 0,667 | 0,625 | 0,588 | 0,556 | 0,526 | 0,500 |
| 5 | 0,768 | 0,713 | 0,666 | 0,624 | 0,587 | 0,555 | 0,526 | 0,997 |
| 10 | 0,763 | 0,709 | 0,662 | 0,621 | 0,585 | 0,552 | 0,524 | 0,497 |
| 15 | 0,756 | 0,703 | 0,657 | 0,616 | 0,580 | 0,549 | 0,520 | 0,494 |
| 20 | 0,746 | 0,694 | 0,649 | 0,610 | 0,575 | 0,543 | 0,515 | 0,490 |
| 25 | 0,734 | 0,683 | 0,640 | 0,601 | 0,567 | 0,537 | 0,509 | 0,485 |
| 30 | 0,719 | 0,671 | 0,628 | 0,591 | 0,558 | 0,529 | 0,502 | 0,478 |
| 35 | 0,702 | 0,656 | 0,616 | 0,580 | 0,548 | 0,520 | 0,494 | 0,471 |
| 40 | 0,684 | 0,640 | 0,602 | 0,568 | 0,537 | 0,510 | 0,485 | 0,463 |
| 45 | 0,664 | 0,623 | 0,586 | 0,554 | 0,525 | 0,499 | 0,475 | 0,453 |
| 50 | 0,644 | 0,605 | 0,570 | 0,540 | 0,512 | 0,487 | 0,464 | 0,444 |
| 55 | 0,622 | 0,586 | 0,554 | 0,525 | 0,498 | 0,475 | 0,453 | 0,434 |
| 60 | 0,601 | 0,567 | 0,536 | 0,509 | 0,484 | 0,462 | 0,442 | 0,423 |

Bild I.2 — Werte des Verschwächungsgrads Φ_{cs} für verschiedene Werte des Verhältnisses zwischen effektiver Länge (oder Höhe) und Trägheitsradius (L_e/r) und Exzentrizitätsgrad auf der Grundlage eines Werts für E von $700 f_k$

| L_e/r | Exzentrizitätsgrad (Z/A) | | | | | | | |
|---------|--------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,0 |
| 0 | 0,769 | 0,714 | 0,667 | 0,625 | 0,588 | 0,556 | 0,526 | 0,500 |
| 5 | 0,767 | 0,712 | 0,665 | 0,624 | 0,587 | 0,554 | 0,525 | 0,499 |
| 10 | 0,761 | 0,707 | 0,660 | 0,619 | 0,583 | 0,551 | 0,522 | 0,496 |
| 15 | 0,750 | 0,698 | 0,652 | 0,613 | 0,577 | 0,546 | 0,517 | 0,492 |
| 20 | 0,736 | 0,686 | 0,642 | 0,603 | 0,569 | 0,538 | 0,511 | 0,486 |
| 25 | 0,719 | 0,671 | 0,629 | 0,592 | 0,559 | 0,529 | 0,502 | 0,478 |
| 30 | 0,699 | 0,653 | 0,613 | 0,578 | 0,546 | 0,518 | 0,493 | 0,469 |
| 35 | 0,677 | 0,634 | 0,596 | 0,563 | 0,533 | 0,506 | 0,481 | 0,459 |
| 40 | 0,653 | 0,613 | 0,578 | 0,546 | 0,518 | 0,492 | 0,469 | 0,448 |
| 45 | 0,628 | 0,591 | 0,558 | 0,528 | 0,502 | 0,478 | 0,456 | 0,436 |
| 50 | 0,602 | 0,568 | 0,537 | 0,510 | 0,485 | 0,463 | 0,442 | 0,423 |
| 55 | 0,575 | 0,544 | 0,516 | 0,491 | 0,468 | 0,447 | 0,428 | 0,410 |
| 60 | 0,549 | 0,521 | 0,495 | 0,471 | 0,450 | 0,431 | 0,413 | 0,397 |

**Anhang J
(informativ)****Verfahren für Wände unter kombinierter seitlicher und vertikaler Belastung unter Berücksichtigung von Beulen aufgrund vertikaler Belastung und Biegefestigkeit****J.1 Nutzung dieses informativen Anhangs**

(1) Dieser informative Anhang bietet eine zusätzliche Anleitung zu der Anleitung in 8.5.3 für die Verifizierung des Widerstands einer Wand.

ANMERKUNG Die nationale Auswahl zur Anwendung dieses Informativen Anhangs ist im nationalen Anhang angegeben. Wenn ein nationaler Anhang keine Informationen zur Anwendung dieses informativen Anhangs enthält, kann diese Anleitung angewendet werden.

J.2 Zweck und Anwendungsbereich

(1) Dieser informative Anhang legt ein Verfahren zur Verifizierung des Widerstands einer Wand unter Berücksichtigung der Beulwirkung aufgrund der vertikalen Last und ihrer Exzentrizität bei Anwendung der Biegefestigkeit fest.

(2) Dieses Verfahren sollte nicht angewendet werden, wenn der Ausfall des betrachteten Gebäudeteils kritisch für die Gesamtstabilität des Bauwerks ist.

J.3 Verifizierungen

(1) Die folgenden Bedingungen sollten erfüllt sein:

$$-\frac{N_{Ed}}{t} + \frac{6 N_{Rd}}{N_{Rd} - N_{Ed}} \frac{N_{Ed} e_m}{t^2} \leq f_{xd1} \quad (J.1)$$

$$+\frac{N_{Ed}}{t} + \frac{6 N_{Rd}}{N_{Rd} - N_{Ed}} \frac{N_{Ed} e_m}{t^2} \leq f_d \quad (J.2)$$

Dabei ist

N_{ed} der Bemessungswert der vertikalen Last;

N_{Rd} der Bemessungswert des vertikalen Widerstands der Wand, berechnet anhand der Gleichung (8.2), in der der Verschwächerungsgrad der Tragfähigkeit mit ϵ_i erhalten und nur als einit genommen wird;

t die Dicke der Wand;

e_m die anhand der Gleichung (8.6) berechnete Exzentrizität in mittlerer Wandhöhe;

f_{xd1} die Bemessungs-Biegezugfestigkeit von Mauerwerk mit Ausfallebene parallel zu den Lagerfugen;

f_d die Bemessungsdruckfestigkeit von Mauerwerk in der betrachteten Richtung.

- Entwurf -

- Entwurf -

EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE
EUROPÄISCHE NORM

DRAFT
prEN 1996-1-1

October 2019

ICS 91.010.30; 91.080.30

Will supersede EN 1996-1-1:2005+A1:2012

English Version

**Eurocode 6 - Design of masonry structures - Part 1-1:
 General rules for reinforced and unreinforced masonry
 structures**

Eurocode 6 : Calcul des ouvrages en maçonnerie -
 Partie 1-1: Règles générales pour ouvrages en
 maçonnerie armée et non armée

Eurocode 6 - Bemessung und Konstruktion von
 Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für
 bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk

This draft European Standard is submitted to CEN members for enquiry. It has been drawn up by the Technical Committee CEN/TC 250.

If this draft becomes a European Standard, CEN members are bound to comply with the CEN/CENELEC Internal Regulations which stipulate the conditions for giving this European Standard the status of a national standard without any alteration.

This draft European Standard was established by CEN in three official versions (English, French, German). A version in any other language made by translation under the responsibility of a CEN member into its own language and notified to the CEN-CENELEC Management Centre has the same status as the official versions.

CEN members are the national standards bodies of Austria, Belgium, Bulgaria, Croatia, Cyprus, Czech Republic, Denmark, Estonia, Finland, France, Germany, Greece, Hungary, Iceland, Ireland, Italy, Latvia, Lithuania, Luxembourg, Malta, Netherlands, Norway, Poland, Portugal, Republic of North Macedonia, Romania, Serbia, Slovakia, Slovenia, Spain, Sweden, Switzerland, Turkey and United Kingdom.

Recipients of this draft are invited to submit, with their comments, notification of any relevant patent rights of which they are aware and to provide supporting documentation.

Warning : This document is not a European Standard. It is distributed for review and comments. It is subject to change without notice and shall not be referred to as a European Standard.



EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION
 COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION
 EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG

CEN-CENELEC Management Centre: Rue de la Science 23, B-1040 Brussels

Contents

| | Page |
|--|-----------|
| European foreword..... | 7 |
| Introduction | 8 |
| 1 Scope..... | 11 |
| 1.1 Scope of prEN 1996-1-1..... | 11 |
| 1.2 Assumptions..... | 11 |
| 2 Normative references..... | 11 |
| 3 Terms, definitions and symbols..... | 12 |
| 3.1 Terms relating to masonry..... | 13 |
| 3.2 Terms relating to strength of masonry | 13 |
| 3.3 Terms relating to masonry units..... | 14 |
| 3.4 Terms relating to mortar | 15 |
| 3.5 Terms relating to concrete infill..... | 16 |
| 3.6 Terms relating to reinforcement..... | 16 |
| 3.7 Terms relating to ancillary components | 16 |
| 3.8 Terms relating to mortar joints | 16 |
| 3.9 Terms relating to wall types | 17 |
| 3.10 Miscellaneous terms | 18 |
| 3.11 Symbols..... | 19 |
| 4 Basis of design..... | 25 |
| 4.1 Requirements | 25 |
| 4.1.1 Basic requirements | 25 |
| 4.1.2 Reliability | 25 |
| 4.1.3 Durability | 25 |
| 4.2 Principles of limit state design..... | 25 |
| 4.3 Basic variables | 26 |
| 4.3.1 Actions..... | 26 |
| 4.3.2 Material, and product properties..... | 26 |
| 4.4 Verification by the partial factor method..... | 26 |
| 4.4.1 Design values of actions..... | 26 |
| 4.4.2 Design values of material properties..... | 26 |
| 4.4.3 Combination of actions | 26 |
| 4.4.4 Ultimate limit states..... | 26 |
| 4.4.5 Serviceability limit states..... | 27 |
| 4.5 Design assisted by testing | 27 |
| 5 Materials..... | 27 |
| 5.1 Masonry units | 27 |
| 5.1.1 Type of masonry units | 27 |
| 5.1.2 Specification and grouping of masonry units | 28 |
| 5.1.3 Properties of masonry units..... | 30 |
| 5.2 Mortar | 30 |
| 5.2.1 Type of masonry mortar | 30 |
| 5.2.2 Specification of masonry mortar | 30 |
| 5.2.3 Properties of masonry mortar | 30 |
| 5.3 Concrete infill | 31 |
| 5.3.1 Type of concrete infill..... | 31 |
| 5.3.2 Specification of concrete infill | 31 |
| 5.3.3 Properties of concrete infill | 31 |
| 5.4 Steel reinforcement..... | 31 |

| | | |
|-------|--|----|
| 5.4.1 | Type of reinforcing steel | 31 |
| 5.4.2 | Specification of reinforcing steel | 31 |
| 5.4.3 | Properties of reinforcing steel..... | 32 |
| 5.4.4 | Properties of bed joint reinforcement..... | 32 |
| 5.5 | Prestressing steel | 32 |
| 5.5.1 | Type of prestressing steel..... | 32 |
| 5.5.2 | Specification of prestressing steel..... | 32 |
| 5.5.3 | Properties of prestressing steel | 32 |
| 5.6 | Ancillary components | 32 |
| 5.6.1 | Damp proof courses..... | 32 |
| 5.6.2 | Wall ties..... | 32 |
| 5.6.3 | Straps, hangers and brackets | 32 |
| 5.6.4 | Prefabricated lintels..... | 32 |
| 5.6.5 | Prestressing devices..... | 32 |
| 5.7 | Mechanical properties of masonry..... | 32 |
| 5.7.1 | Characteristic compressive strength of masonry | 32 |
| 5.7.2 | Characteristic shear strength of masonry | 36 |
| 5.7.3 | Characteristic shear strength of the interface between masonry and prefabricated lintel..... | 38 |
| 5.7.4 | Characteristic flexural strength of masonry..... | 38 |
| 5.7.5 | Characteristic anchorage strength of reinforcement..... | 41 |
| 5.8 | Deformation properties of masonry..... | 41 |
| 5.8.1 | Stress-strain relationship | 41 |
| 5.8.2 | Modulus of elasticity..... | 42 |
| 5.8.3 | Shear modulus | 43 |
| 5.8.4 | Creep, moisture expansion or shrinkage and thermal expansion..... | 43 |
| 6 | Durability..... | 44 |
| 6.1 | General | 44 |
| 6.2 | Classification of environmental conditions | 44 |
| 6.3 | Durability of masonry | 44 |
| 6.3.1 | Masonry units | 44 |
| 6.3.2 | Mortar | 44 |
| 6.3.3 | Reinforcing steel | 44 |
| 6.3.4 | Prestressing steel | 46 |
| 6.3.5 | Prestressing devices | 46 |
| 6.3.6 | Ancillary components | 46 |
| 6.4 | Masonry below ground | 47 |
| 7 | Structural analysis | 47 |
| 7.1 | General | 47 |
| 7.2 | Structural behaviour in accidental situations (other than fire) | 47 |
| 7.3 | Imperfections..... | 48 |
| 7.4 | Second order effects | 48 |
| 7.5 | Analysis of structural members | 49 |
| 7.5.1 | Masonry walls subjected to mainly vertical loading..... | 49 |
| 7.5.2 | Unreinforced masonry walls subjected to mainly vertical loading..... | 54 |
| 7.5.3 | Reinforced masonry members subjected to mainly vertical loading..... | 54 |
| 7.5.4 | Confined masonry walls subjected to mainly vertical loading | 57 |
| 7.5.5 | Masonry walls subjected to in-plane horizontal loading | 57 |
| 7.5.6 | Reinforced masonry beams subjected to flexure and shear..... | 58 |
| 7.5.7 | Masonry walls subjected to mainly lateral loading..... | 59 |
| 8 | Ultimate limit states | 61 |
| 8.1 | General | 61 |

| | | |
|--------|---|----|
| 8.2 | Verification of unreinforced masonry walls subjected to mainly vertical loading | 62 |
| 8.2.1 | General..... | 62 |
| 8.2.2 | Reduction factor for slenderness and eccentricity | 63 |
| 8.2.3 | Concentrated loads..... | 65 |
| 8.3 | Verification of unreinforced masonry walls subjected to combined vertical and horizontal loading in the plane of the wall | 67 |
| 8.3.1 | In-plane shear resistance | 67 |
| 8.3.2 | Compressed part of the wall | 68 |
| 8.4 | Verification of unreinforced masonry walls subjected to mainly lateral loading | 69 |
| 8.4.1 | Loading types..... | 69 |
| 8.4.2 | Walls in flexure | 69 |
| 8.4.3 | Walls arching between supports | 70 |
| 8.4.4 | Out-of-plane shear resistance | 71 |
| 8.5 | Verification of unreinforced masonry walls subjected to combined vertical and lateral loading | 71 |
| 8.5.1 | General..... | 71 |
| 8.5.2 | Method using Φ factor | 72 |
| 8.5.3 | Method taking buckling and flexural strength into account | 72 |
| 8.5.4 | Method using the out-of-plane bending capacity of the wall | 72 |
| 8.6 | Ties | 73 |
| 8.7 | Verification of reinforced masonry members subjected to bending, bending and axial loading, or axial loading..... | 73 |
| 8.7.1 | General..... | 73 |
| 8.7.2 | Walls subjected to in-plane bending or in-plane bending and axial loading | 74 |
| 8.7.3 | Walls subjected to out-of-plane bending or out-of-plane bending and axial loading | 75 |
| 8.7.4 | Walls subjected to second order effects | 79 |
| 8.7.5 | Beams subjected to bending | 80 |
| 8.7.6 | Deep beams subjected to bending | 80 |
| 8.7.7 | Composite lintels subjected to bending | 82 |
| 8.8 | Verification of reinforced masonry members subjected to shear loading..... | 83 |
| 8.8.1 | General..... | 83 |
| 8.8.2 | Walls subjected to horizontal loads in the plane of the wall..... | 83 |
| 8.8.3 | Beams subjected to shear loading..... | 84 |
| 8.8.4 | Deep beams subjected to shear loading..... | 86 |
| 8.8.5 | Composite lintels subjected to shear loading | 86 |
| 8.9 | Prestressed masonry | 86 |
| 8.9.1 | General..... | 86 |
| 8.9.2 | Verification of members | 86 |
| 8.10 | Confined masonry | 87 |
| 8.10.1 | General..... | 87 |
| 8.10.2 | Verification of confined masonry walls subjected to mainly vertical loading | 87 |
| 8.10.3 | Verification of confined masonry walls subjected to combined vertical and horizontal loading in the plane of the wall | 88 |
| 8.10.4 | Verification of confined masonry walls subjected to other loading conditions | 89 |
| 9 | Serviceability limit states..... | 90 |
| 9.1 | General..... | 90 |
| 9.2 | Unreinforced masonry walls..... | 90 |
| 9.3 | Reinforced masonry members | 90 |
| 9.4 | Prestressed masonry members | 90 |
| 9.5 | Confined masonry members | 91 |
| 9.6 | Walls subjected to concentrated loads..... | 91 |
| 10 | Detailing | 91 |

| | | |
|--|---|------------|
| 10.1 | Masonry details | 91 |
| 10.1.1 | Masonry materials | 91 |
| 10.1.2 | Minimum thickness of wall | 91 |
| 10.1.3 | Minimum area of wall | 91 |
| 10.1.4 | Bonding of masonry..... | 92 |
| 10.1.5 | Mortar joints..... | 93 |
| 10.1.6 | Bearings under concentrated loads..... | 93 |
| 10.2 | Reinforcement details..... | 93 |
| 10.2.1 | General | 93 |
| 10.2.2 | Cover to reinforcement | 93 |
| 10.2.3 | Minimum area of reinforcement..... | 94 |
| 10.2.4 | Size of reinforcing steel | 94 |
| 10.2.5 | Anchorage and laps..... | 95 |
| 10.2.6 | Restraint of compression reinforcing steel..... | 97 |
| 10.2.7 | Spacing of reinforcing steel..... | 98 |
| 10.3 | Prestressing details | 98 |
| 10.4 | Confined masonry details | 98 |
| 10.5 | Connection of walls | 99 |
| 10.5.1 | Connection of walls to floors and roofs | 99 |
| 10.5.2 | Connection between walls..... | 100 |
| 10.6 | Chases and recesses on walls | 101 |
| 10.6.1 | General | 101 |
| 10.6.2 | Vertical chases and recesses..... | 101 |
| 10.6.3 | Horizontal and inclined chases..... | 101 |
| 10.7 | Damp proof courses..... | 102 |
| 10.8 | Thermal and long term movement | 102 |
| 11 | Execution | 103 |
| 11.1 | General | 103 |
| 11.2 | Design of structural members..... | 103 |
| 11.3 | Loading of masonry..... | 103 |
| Annex A (informative) Consideration of partial factor for materials relating to execution | | 104 |
| A.1 | Use of this Informative Annex..... | 104 |
| A.2 | Scope and field of application | 104 |
| A.3 | General | 104 |
| Annex B (informative) Method for calculating the second order effect..... | | 106 |
| B.1 | Use of this Informative Annex..... | 106 |
| B.2 | Scope and field of application | 106 |
| B.3 | Total moment including second order effects | 106 |
| Annex C (informative) Simplified methods for calculating the out-of-plane eccentricity of loading on walls..... | | 108 |
| C.1 | Use of this Informative Annex..... | 108 |
| C.2 | Scope and field of application | 108 |
| C.3 | Eccentricity with reinforced concrete floors | 108 |
| C.4 | Eccentricity with timber floors | 113 |
| Annex D (informative) Bending moment coefficients, α_2, in single leaf laterally loaded wall panels of thickness less than or equal to 250 mm | | 114 |

| | | |
|--|---|------------|
| D.1 | Use of this Informative Annex | 114 |
| D.2 | Scope and field of application..... | 114 |
| Annex E (informative) Limiting height and length to thickness ratios for unreinforced walls and walls with only bed joint reinforcement under the serviceability limit state..... | | 121 |
| E.1 | Use of this Informative Annex | 121 |
| E.2 | Scope and field of application..... | 121 |
| E.3 | Reinforced concrete floors | 121 |
| Annex F (informative) Capacity reduction for slenderness and eccentricity..... | | 123 |
| F.1 | Use of this Informative Annex | 123 |
| F.2 | Scope and field of application..... | 123 |
| F.3 | Reduction factor Φ_m for masonry walls subjected to mainly vertical loading (expressed as a function of eccentricity)..... | 123 |
| F.4 | Reduction factor Φ_M for masonry walls subjected to combined vertical and lateral loading (expressed as a function of normal load ratio) | 124 |
| Annex G (informative) Adjustment of lateral load for walls supported on three or four edges subjected to out-of-plane horizontal loading and vertical loading | | 127 |
| G.1 | Use of this Informative Annex | 127 |
| G.2 | Scope and field of application..... | 127 |
| G.3 | Calculation of the reduction factor for the lateral load..... | 127 |
| Annex H (informative) Reinforced masonry members subjected to shear loading: enhancement of the design shear strength of masonry, f_{vd}..... | | 128 |
| H.1 | Use of this Informative Annex | 128 |
| H.2 | Scope and field of application..... | 128 |
| H.3 | Calculation of the design shear strength of masonry, f_{vd} | 128 |
| Annex I (informative) A design method for complex shaped members subjected to mainly vertical loading | | 129 |
| I.1 | Use of this Informative Annex | 129 |
| I.2 | Scope and field of application..... | 129 |
| I.2.1 | Geometrical considerations | 130 |
| I.2.2 | Masonry units | 130 |
| I.3 | Design of complex shaped members..... | 130 |
| Annex J (informative) Method for walls under combined lateral and vertical loading taking buckling due to vertical loading and flexural strength into account | | 135 |
| J.1 | Use of this Informative Annex | 135 |
| J.2 | Scope and field of application..... | 135 |
| J.3 | Verifications..... | 135 |

European foreword

This document (prEN 1996-1-1:2019) has been prepared by Technical Committee CEN/TC 250 "Structural Eurocodes", the secretariat of which is held by BSI. CEN/TC 250 is responsible for all Structural Eurocodes and has been assigned responsibility for structural and geotechnical design matters by CEN.

This document is currently submitted to the CEN Enquiry.

This document will supersede EN 1996-1-1:2005+A1:2012.

The first generation of EN Eurocodes was published between 2002 and 2007. This document forms part of the second generation of the Eurocodes, which have been prepared under a Mandate M/515 given to CEN by the European Commission and the European Free Trade Association.

The Eurocodes have been drafted to be used in conjunction with relevant execution, material, product and test standards, and to identify requirements for execution, materials, products and testing that are relied upon by the Eurocodes.

The Eurocodes recognize the responsibility of each Member State and have safeguarded their right to determine values related to regulatory safety matters at national level through the use of National Annexes.

Introduction

Introduction to the Eurocodes

The Structural Eurocodes comprise the following standards generally consisting of a number of Parts:

- EN 1990 Eurocode: Basis of structural and geotechnical design
- EN 1991 Eurocode 1: Actions on structures
- EN 1992 Eurocode 2: Design of concrete structures
- EN 1993 Eurocode 3: Design of steel structures
- EN 1994 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures
- EN 1995 Eurocode 5: Design of timber structures
- EN 1996 Eurocode 6: Design of masonry structures
- EN 1997 Eurocode 7: Geotechnical design
- EN 1998 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance
- EN 1999 Eurocode 9: Design of aluminium structures
- <New parts>

Introduction to EN 1996 Eurocode 6

EN 1996 Eurocode 6 standards, , applies to the design of building and civil engineering works, or parts thereof, in unreinforced, reinforced, prestressed and confined masonry.

EN 1996 deals only with the requirements for resistance, serviceability and durability of structures. Other requirements, for example, concerning thermal or sound insulation, are not considered.

EN 1996 does not cover the special requirements of seismic design. Provisions related to such requirements are given in EN 1998, which complements, and is consistent with EN 1996.

EN 1996 does not cover numerical values of the actions on building and civil engineering works to be taken into account in the design. They are provided in EN 1991.

For the design of new structures, prEN 1996-1-1 is intended to be used, for direct application, together with EN 1990, EN 1991, EN 1992, EN 1993, EN 1994, EN 1995, EN 1997, EN 1998 and EN 1999.

prEN 1996-1-1 is intended for use by:

- committees drafting standards for structural design and related products, testing and execution standards;
- clients (e.g. for the formulation of their specific requirements on reliability levels and durability);
- designers and contractors;
- relevant authorities.

Verbal forms used in the Eurocodes

The verb "shall" expresses a requirement strictly to be followed and from which no deviation is permitted in order to comply with the Eurocodes.

The verb "should" expresses a highly recommended choice or course of action. Subject to national regulation and/or any relevant contractual provisions, alternative approaches could be used/adopted where technically justified.

The verb "may" expresses a course of action permissible within the limits of the Eurocodes.

The verb "can" expresses possibility and capability; it is used for statements of fact and clarification of concepts.

National standards implementing the Eurocodes

The National Standards implementing Eurocodes will comprise the full text of the Eurocode (including any annexes), as published by CEN, which may be preceded by a National title page and National foreword, and may be followed by a National Annex (informative).

The National Annex may only contain information on those parameters which are left open in the Eurocode for national choice, known as Nationally Determined Parameters, to be used for the design of building and civil engineering works to be constructed in the country concerned, i.e.:

- values and/or classes where alternatives are given in the Eurocode,
- values to be used where a symbol only is given in the Eurocode,
- country specific data (geographical, climatic, etc.), e.g. snow map,
- the procedure to be used where alternative procedures are given in the Eurocode,

and it may also contain:

- decisions on the application of informative annexes,
- references to non-contradictory complementary information to assist the user to apply the Eurocode.

National annex for prEN 1996-1-1

This standard gives values within notes indicating where national choices can be made. Therefore, the national standard implementing prEN 1996-1-1 can have a National Annex containing all Nationally Determined Parameters to be used for the design of building and civil engineering works to be constructed in the relevant country.

National choice is allowed in prEN 1996-1-1 through the following clauses:

- 4.4.4(2) Ultimate limit states;
- 5.2.2(2) Specification of masonry mortar;
- 5.7.1.2(1) Characteristic compressive strength of non-shell bedded masonry;
- 5.7.2.1 (1) and (2), and 5.7.2.2(4) Characteristic shear strength of masonry;
- 5.7.4(4) Characteristic flexural strength of masonry;
- 5.8.2(3) Modulus of elasticity;
- 5.8.4(3) Creep, moisture expansion or shrinkage and thermal expansion;
- 6.3.3 (2) and (3) Reinforcing steel;

- 7.5.1.4(3) Effective thickness of masonry walls;
- 8.3.1(2) In-plane shear resistance;
- 10.1.2(2) Minimum thickness of wall;
- 10.5.2.2(2) Cavity and veneer walls;
- 10.5.2.3(2) Double-leaf and collar jointed walls;
- 10.6.2(1) Vertical chases and recesses;
- 10.6.3(1) Horizontal and inclined chases.

National choice is allowed in prEN 1996-1-1 on the application of the informative annexes.

The National Annex can contain, directly or by reference, non-contradictory complementary information for ease of implementation, provided it does not alter any provisions of the Eurocodes.

1 Scope

1.1 Scope of prEN 1996-1-1

(1) The basis for the design of building and civil engineering works in masonry is given in this Part 1-1 of EN 1996, which deals with unreinforced masonry, reinforced masonry and confined masonry. Principles for the design of prestressed masonry are also given. This Part 1-1 of EN 1996 is not valid for masonry elements with a plan area of less than 0,04 m².

(2) Part 1-1 of EN 1996 gives detailed rules which are mainly applicable to ordinary buildings. The applicability of these rules can be limited, for practical reasons or due to simplifications; any limits of applicability are given in the text where necessary.

(3) Execution is covered to the extent that is necessary to indicate the quality of the construction materials and products that to be used and the standard of workmanship on site needed to comply with the assumptions made in the design rules.

(4) For those types of structures not covered entirely, for new structural uses for established materials, for new materials, or where actions and other influences outside normal experience have to be resisted, the provisions given in this Part 1-1 of EN 1996 can be applied, but with possible need for supplements.

(5) Part 1-1 of EN 1996 does not cover:

- resistance to fire (which is dealt with in EN 1996-1-2);
- particular aspects of special types of building (for example, dynamic effects on tall buildings);
- particular aspects of special types of civil engineering works (such as masonry bridges, dams, chimneys or liquid-retaining structures);
- particular aspects of special types of structures (such as arches or domes);
- masonry where gypsum, with or without cement, mortars are used;
- masonry where the units are not laid in a regular pattern of courses (rubble masonry);
- masonry reinforced with other materials than steel.

1.2 Assumptions

(1) The assumptions of EN 1990 apply to prEN 1996-1-1.

2 Normative references

The following documents are referred to in the text in such a way that some or all of their content constitutes requirements of this document. For dated references, only the edition cited applies. For undated references, the latest edition of the referenced document (including any amendments) applies.

EN 206, *Concrete. Specification, performance, production and conformity*

EN 771-1, *Specification for masonry units — Part 1: Clay masonry units*

EN 771-2, *Specification for masonry units — Part 2: Calcium silicate masonry units*

EN 771-3, *Specification for masonry units — Part 3: Aggregate concrete masonry units (Dense and lightweight aggregates)*

EN 771-4, *Specification for masonry units — Part 4: Autoclaved aerated concrete masonry units*

- Entwurf -

EN 771-5, *Specification for masonry units — Part 5: Manufactured stone masonry units*

EN 771-6, *Specification for masonry units — Part 6: Natural stone masonry units*

EN 772-1, *Methods of test for masonry units — Part 1: Determination of compressive strength*

EN 845-1, *Specification for ancillary components for masonry — Part 1: Ties, tension straps, hangers and brackets*

EN 845-2, *Specification for ancillary components for masonry — Part 2: Lintels*

EN 845-3, *Specification for ancillary components for masonry — Part 3: Bed joint reinforcement of steel meshwork*

EN 998-1, *Specification for mortar for masonry - Part 1: Rendering and plastering mortar*

EN 998-2, *Specification for mortar for masonry - Part 2: Masonry mortar*

EN 1015-11, *Methods of test for mortar for masonry - Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar*

EN 1052-1, *Methods of test for masonry - Part 1: Determination of compressive strength*

EN 1052-2, *Methods of test for masonry - Part 2: Determination of flexural strength*

EN 1052-3, *Methods of test for masonry - Part 3: Determination of initial shear strength*

EN 1052-4, *Methods of test for masonry - Part 4: Determination of shear strength including damp proof course*

EN 1052-5, *Methods of test for masonry - Part 5: Determination of bond strength by the bond wrench method*

EN 1990 series, *Eurocode - Basis of structural design*

EN 1991 series, *Eurocode 1 - Actions on structures*

EN 1992-1-1, *Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*

EN 1992-2, *Eurocode 2 - Design of concrete structures - Concrete bridges - Design and detailing rules*

EN 1996-2, *Eurocode 6 - Design of masonry structures - Part 2: Design considerations, selection of materials and execution of masonry*

EN 10088-1, *Stainless steels - Part 1: List of stainless steels*

prEN 10138 series, *Prestressing steels*

3 Terms, definitions and symbols

For the purposes of this document, the terms and definitions given in EN 1990 and the following apply.

3.1 Terms relating to masonry

3.1.1

masonry

assemblage of masonry units joined together with mortar

3.1.2

unreinforced masonry

masonry not containing sufficient reinforcement so as to be considered as reinforced masonry

3.1.3

reinforced masonry

masonry in which bars of reinforcing steel or bed joint reinforcement are embedded in mortar or concrete so that all the materials act together in resisting action effects

3.1.4

prestressed masonry

masonry in which internal compressive stresses have been intentionally induced by tensioned prestressing steel

3.1.5

confined masonry

masonry provided with reinforced concrete or reinforced masonry confining elements in the vertical (tie-column) and horizontal (tie-beam) direction, so that all materials act compositely in resisting action effects

3.1.6

masonry bond

disposition of units in masonry in a regular pattern to achieve common action

3.2 Terms relating to strength of masonry

3.2.1

characteristic strength of masonry

value of the strength of masonry having a prescribed probability of 5 % of not being attained in a hypothetically unlimited test series

Note 1 to entry: This value generally corresponds to a specified fractile of the assumed statistical distribution of the particular property of the material or product in a test series.

3.2.2

compressive strength of masonry

strength of masonry in compression without the effects of platen restraint, slenderness or eccentricity of loading

3.2.3

shear strength of masonry

strength of masonry in shear

3.2.4

flexural strength of masonry

out-of-plane strength of masonry in bending

3.2.5**anchorage bond strength**

bond strength, per unit surface area, between reinforcement and concrete or mortar, when the reinforcement is subjected to tensile or compressive forces

3.2.6**adhesion**

effect of mortar developing a tensile and shear resistance at the contact surface of masonry units

3.3 Terms relating to masonry units**3.3.1****masonry unit**

prefomed component, intended for use in masonry construction

3.3.2**groups 1, 1S, 2, 3 and 4 masonry units**

group designations for masonry units, including geometrical requirements, such as the percentage size and orientation of holes in the units when laid

3.3.3**bed face**

top or bottom surface of a masonry unit when laid as intended

3.3.4**frog**

depression, formed during manufacture, in one or both bed faces of a masonry unit

3.3.5**hole**

formed void which may or may not pass completely through a masonry unit

3.3.6**griphole**

formed void in a masonry unit to enable it to be more readily grasped and lifted with one or both hands or by machine

3.3.7**web**

solid material between the holes in a masonry unit

3.3.8**shell**

peripheral material between a hole and the face of a masonry unit

3.3.9**gross area**

area of a cross-section through the unit without reduction for the area of holes, voids and re-entrants

3.3.10**compressive strength of masonry units**

mean compressive strength of a specified number of masonry units (see EN 771-1 to EN 771-6)

3.3.11**normalized compressive strength of masonry units**

compressive strength of masonry units converted to the air dried compressive strength of an equivalent 100 mm wide x 100 mm high masonry unit (see EN 771-1 to EN 771-6)

3.4 Terms relating to mortar**3.4.1****masonry mortar**

mixture of one or more inorganic binders, aggregates and water, and sometimes additions and/or admixtures, for bedding, jointing and pointing of masonry

3.4.2**general purpose masonry mortar**

masonry mortar without special characteristics

3.4.3**thin layer masonry mortar**

designed masonry mortar with a maximum aggregate size less than or equal to a prescribed figure

3.4.4**lightweight masonry mortar**

designed masonry mortar with a dry hardened density equal to or below 1 300 kg/m³ according to EN 998-2

3.4.5**designed masonry mortar**

mortar whose composition and manufacturing method is chosen in order to achieve specified properties (performance concept)

3.4.6**prescribed masonry mortar**

mortar made in predetermined proportions, the properties of which are assumed from the stated proportions of the constituents (recipe concept)

3.4.7**factory made masonry mortar**

mortar batched and mixed in a factory

3.4.8**semi-finished factory made masonry mortar**

prebatched masonry mortar or a premixed lime and sand masonry mortar

3.4.9**prebatched masonry mortar**

mortar whose constituents are wholly batched in a factory, supplied to the building site and mixed there according to the manufacturers' specification and conditions

3.4.10**premixed lime sand masonry mortar**

mortar whose constituents are wholly batched and mixed in a factory, supplied to the building site, where further constituents specified or provided by the factory are added (e.g. cement) and mixed with the lime and sand

3.4.11**site-made mortar**

mortar composed of individual constituents batched and mixed on the building site

3.4.12**compressive strength of mortar**

mean compressive strength of a specified number of mortar specimens after curing for 28 days (see EN 1015-11)

3.5 Terms relating to concrete infill**3.5.1****concrete infill**

concrete used to fill pre-formed cavities or voids in masonry

3.6 Terms relating to reinforcement**3.6.1****reinforcing steel**

steel reinforcement bars for use in masonry

3.6.2**bed joint reinforcement**

reinforcing steel that is prefabricated for building into a bed joint

3.6.3**prestressing steel**

steel wires, bars or strands for use in masonry

3.7 Terms relating to ancillary components**3.7.1****damp proof course**

layer of sheeting, masonry units or other material used in masonry to resist the passage of water

3.7.2**wall tie**

device for connecting one leaf of a cavity wall across a cavity to another leaf or to a framed structure or backing wall

3.7.3**strap**

device for connecting masonry members to other adjacent components, such as floors and roofs

3.7.4**composite lintel**

lintel comprising a prefabricated part and a complementary element of in-situ masonry, above, acting together

3.8 Terms relating to mortar joints**3.8.1****bed joint**

mortar layer between the bed faces of masonry units

3.8.2**perpend joint (head joint)**

mortar joint perpendicular to the bed joint and to the face of the wall

3.8.3**longitudinal joint**

vertical mortar joint within the thickness of a wall, parallel to the face of the wall

3.8.4**thin layer joint**

joint made with thin layer mortar

3.8.5**jointing**

process of finishing a mortar joint as the work proceeds

3.8.6**pointing**

process of filling and finishing mortar joints where the surface of the joint has been raked out or left open for pointing

3.9 Terms relating to wall types**3.9.1****load-bearing wall**

wall primarily designed to carry an imposed load in addition to its own weight

3.9.2**single-leaf wall**

wall without a cavity or continuous vertical joint in its plane

3.9.3**cavity wall**

wall consisting of two parallel single-leaf walls, effectively tied together with wall ties or bed joint reinforcement. The space between the leaves is left as a continuous cavity or filled or partially filled with non-loadbearing thermal insulating material

Note 1 to entry: A wall consisting of two leaves separated by a cavity, where one of the leaves is not contributing to the resistance or stiffness of the other (possibly loadbearing) leaf, is to be regarded as a veneer wall.

3.9.4**double-leaf wall**

wall consisting of two parallel leaves with the longitudinal joint between filled solidly with mortar and securely tied together with wall ties or bed joint reinforcement so as to result in common action under load

3.9.5**collar jointed wall**

wall consisting of two parallel leaves spaced not more than 25 mm apart and securely tied together with wall ties or bed joint reinforcement so as to result in common action under load

3.9.6**grouted cavity wall**

wall consisting of two parallel leaves with the cavity filled with concrete or grout and securely tied together with wall ties or bed joint reinforcement so as to result in common action under load

3.9.7**faced wall**

wall with facing units bonded to backing units so as to result in common action under load

3.9.8**shell bedded wall**

wall in which the masonry units are bedded on two or more strips of mortar two of which are at the outside edges of the bed face of the units

3.9.9**veneer wall**

wall used as a facing but not bonded or contributing to the resistance of the backing wall or framed structure

3.9.10**shear wall**

wall to resist horizontal forces in its plane

3.9.11**spandrel wall**

the part of a wall between the top of a window and the sill of the window above, or other similar part

3.9.12**stiffening wall**

wall set perpendicular to another wall to give it support against horizontal forces or to resist buckling

3.9.13**non-loadbearing wall**

wall not considered to resist forces such that it can be removed without prejudicing the remaining integrity of the structure

3.9.14**complex shaped section**

wall with a cross-section of any shape requiring additional rules (e.g. Annex I) to design as a single section

3.10 Miscellaneous terms**3.10.1****chase**

channel formed in masonry

3.10.2**recess**

indentation formed in the face of a wall

3.10.3**grout**

pourable mixture of cement, sand and water, and additions and/or admixtures as required, for filling small voids or spaces

3.10.4**movement joint**

joint permitting free movement in the plane of the wall

3.10.5**built-in length**

length declared by the manufacturer of the prefabricated part needed to anchor the reinforcing bars, according to EN 845-2

3.10.6**tie-column**

reinforced concrete element, or masonry element with internal reinforcement, to act as a confining element of a masonry wall in the vertical direction

3.10.7**tie-beam**

reinforced concrete element, or masonry element with internal reinforcement, to act as a confining element of a masonry wall in the horizontal direction

3.10.8**equivalent cross section**

rectangular section with a thickness, t_{ef} , derived from the properties of a complex section

3.10.9**deep beam**

vertically loaded wall, or part of wall, bridging openings, such that the ratio of the overall height of the wall above the opening to the effective span of the opening is at least 0,5

3.11 Symbols

For the purposes of this document, the material-independent symbols given in EN 1990 and the following material-dependent symbols apply.

Latin upper case letters

- A loaded horizontal gross cross-sectional area of a wall;
- A_b area loaded by a concentrated load;
- A_{cs1} cross-sectional area of a complex shaped member;
- A_{cs2} cross-sectional area of the complex shaped member that is available to carry shear;
- A_{ef} effective area of bearing;
- A_s cross-sectional area of reinforcement;
- A_{sw} cross-sectional area of shear reinforcement;
- A_t gross cross-sectional area of a confined masonry wall, including the tie-columns;
- C rotational stiffness of a restraint;
- E short term secant modulus of elasticity of masonry;
- E_d design value of effect of actions;
- E_{lgterm} long term modulus of elasticity of masonry;

| | |
|-------------------|--|
| E_n | modulus of elasticity of member n ; |
| F_d | design compressive or tensile resistance of a wall tie; |
| $F_{t\text{kl}}$ | characteristic tensile resistance of the prefabricated part of the composite lintel declared by the manufacturer in accordance with EN 845-2; |
| G | shear modulus of masonry; |
| I_j | second moment of area of member j ; |
| K | constant used in the calculation of the compressive strength of masonry; |
| K_E | factor for use in calculating the short term secant modulus of elasticity of masonry made with a given unit; |
| M_{Ed} | design value of the moment applied; |
| M_{Edf} | design value of the moment below a floor; |
| M_{Edi} | design value of the moment for a plane of failure parallel or perpendicular to the bed joints; |
| M_{Edu} | design value of the moment above a floor; |
| M_i | end moment at node i ; |
| M_{id} | design value of the bending moment at the top or the bottom of a wall; |
| M_{md} | design value of the greatest moment at the mid-height of a wall; |
| M_{Rd} | design value of the moment of resistance; |
| $M_{1\text{Ed}}$ | first order design value of the moment applied; |
| N_{ad} | maximum design arch thrust per unit length of wall; |
| N_B | buckling load of a stiffening element; |
| N_{Ed} | design value of the vertical load; |
| N_{Edc} | design value of a concentrated vertical load; |
| N_{Edf} | design value of the load out of a floor; |
| N_{Edu} | design value of the load above the floor; |
| N_{id} | design value of the vertical load at the top or bottom of a wall; |
| N_{md} | design value of the vertical load at the mid-height of a wall; |
| N_{Rd} | design value of the vertical resistance of a masonry wall; |
| N_{Rdc} | design value of the concentrated vertical load resistance of a wall; |
| $N_{\text{Rd},i}$ | design value of the vertical load capacity of the top and/or bottom of a wall; |
| $N_{\text{Rd,m}}$ | design value of the vertical load capacity of the mid-height of a wall; |
| N_{VEd} | sum of the design value of the axial load on the structures that are braced by a given stiffening element and the axial load on the stiffening element considered; |
| R_d | design value of the resistance; |

| | |
|-----------|---|
| V_{Ed} | design value of a shear load; |
| V_{Rd} | design value of the shear resistance; |
| V_{Rdl} | design value of the limiting shear resistance; |
| V_{Rd1} | design value of the shear resistance of unreinforced masonry; |
| V_{Rd2} | design value of the contribution of the reinforcement for the shear resistance; |
| W_{Ed} | design lateral load per unit area; |
| Z | elastic section modulus of a unit height or length of the wall; |

Latin lower case letters

| | |
|------------|---|
| b | width of a section; |
| b_c | width of the compression face midway between restraints; |
| b_{ef} | effective width of a flanged member; |
| $b_{ef,l}$ | effective width of an L-shaped flanged member; |
| $b_{ef,t}$ | effective thickness of a T-shaped flanged member; |
| c_{nom} | nominal concrete cover; |
| d | effective depth of a cross section; |
| d_a | deflection of an arch under the design lateral load; |
| e_{he} | eccentricity at the top or bottom of a wall, resulting from horizontal loads; |
| e_{hm} | eccentricity at the mid-height of a wall, resulting from horizontal loads; |
| e_i | eccentricity at the top or the bottom of a wall; |
| e_{init} | initial eccentricity; |
| e_m | eccentricity at the mid-height of a wall; |
| e_2 | second order eccentricity of a wall; |
| f_b | normalised compressive strength of masonry units; |
| f_{bod} | design anchorage strength of reinforcing steel; |
| f_{bok} | characteristic anchorage strength of reinforcing steel; |
| f_{ck} | characteristic compressive cylinder strength of concrete infill at 28 days; |
| f_{cm} | mean compressive cylinder strength of concrete infill at 28 days; |
| f_{cvk} | characteristic shear strength of concrete infill; |
| f_d | design compressive strength of masonry in the direction being considered; |
| f_k | characteristic compressive strength of masonry in the direction being considered; |
| f_m | mean compressive strength of masonry mortar; |
| f_{vd} | design shear strength of masonry; |

| | |
|-------------------|---|
| f_{vk} | characteristic shear strength of masonry; |
| f_{vk0} | characteristic initial shear strength of masonry, under zero compressive stress; |
| f_{vk0i} | characteristic initial shear strength at zero precompression at the interface of the top surface of the prefabricated part and the masonry built on it (the complementary element); |
| f_{vlt} | limit to the value of f_{vk} ; |
| f_{xd} | design flexural strength appropriate to the plane of bending; |
| f_{xd1} | design flexural strength of masonry having the plane of failure parallel to the bed joints; |
| $f_{xd1,app}$ | apparent design flexural strength of masonry having the plane of failure parallel to the bed joints; |
| f_{xd2} | design flexural strength of masonry having the plane of failure perpendicular to the bed joints; |
| $f_{xd2,app}$ | apparent design flexural strength of masonry having the plane of failure perpendicular to the bed joints; |
| f_{xk1} | characteristic flexural strength of masonry having the plane of failure parallel to the bed joints; |
| f_{xk2} | characteristic flexural strength of masonry having the plane of failure perpendicular to the bed joints; |
| f_{yd} | design yield strength of reinforcement based on either f_{yk} or $f_{0,2k}$; |
| f_{yk} | characteristic yield strength of reinforcement; |
| $f_{0,2k}$ | characteristic 0,2 % proof-stress of reinforcement; |
| g | total of the widths of mortar strips; |
| h | clear height of a masonry wall; |
| h_c | height of a wall to the level of the load; |
| h_{ef} | effective height of a wall; |
| h_i | clear height of masonry wall i ; |
| h_{tot} | total height of a structure, from the top of the foundation, or of a shear wall; |
| h_u | height of a masonry unit; |
| k | ratio of the lateral load capacity of a vertically spanning wall to the lateral load capacity of the actual wall area, taking possible edge restraint into account; |
| k_f | relative flexibility of moment restraint; |
| k_m | ratio of slab stiffness to wall stiffness; |
| k_{tef} | factor to allow for the relative values of modulus of elasticity of two leaves; |
| $\kappa_{0,8MRd}$ | curvature corresponding to 80 % of the design value of the moment of resistance of a stiffening element; |

| | |
|-------------|---|
| l | length of a wall (between other walls, between a wall and an opening, or between openings); |
| l_a | length or height of a wall between supports capable of resisting an arch thrust; |
| l_b | straight anchorage length of reinforcing steel; |
| l_c | length of the compressed part of a wall; |
| l_{cl} | clear length of an opening; |
| l_{ef} | effective span of a masonry beam; |
| l_{efm} | effective length of a bearing at mid-height of a wall; |
| l_{fef} | effective distance between lateral restraints in a flanged wall; |
| l_r | clear distance between lateral restraints; |
| l_s | distance between shear walls; |
| m | number of vertical load bearing elements on one storey; |
| n | number of storeys; |
| n_{cmin} | minimum number of wall connectors per m^2 of wall; |
| n_i | stiffness factor of members; |
| n_t | number of wall ties or connectors per m^2 of wall; |
| n_{tmin} | minimum number of wall ties per m^2 of wall; |
| $q_{lat,d}$ | design lateral resistance per unit area of wall; |
| r_a | arch rise; |
| r_g | radius of gyration of a complex shaped member; |
| s | spacing of shear reinforcement; |
| t | thickness of a wall; |
| t_b | bearing length of a floor on a wall; |
| t_{bmin} | minimum allowed bearing length of a floor on a wall; |
| $t_{ch,h}$ | maximum depth of a horizontal or inclined chase; |
| $t_{ch,v}$ | maximum depth of a vertical chase or recess; |
| t_{ef} | effective thickness of a wall; |
| t_f | thickness of a flange; |
| t_i | thickness of wall i ; |
| t_{min} | minimum thickness of a wall; |
| t_{ri} | thickness of rib i ; |
| w_i | uniformly distributed design load i ; |
| x | neutral axis depth; |

- χ magnification factor for the shear resistance of reinforced walls;
 z lever arm;
 $1/r$ curvature at a particular section.

Greek upper case letters

- Δe additional eccentricity;
 Φ reduction factor for the vertical resistance of a single-leaf wall;
 Φ_{cs} reduction factor for the vertical resistance of complex shaped members;
 Φ_i reduction factor for the vertical resistance at the top or bottom of the wall;
 Φ_M reduction factor for the vertical resistance at the mid-height of the wall (expressed as a function of normal load ratio);
 Φ_m reduction factor for the vertical resistance at the mid-height of the wall (expressed as a function of eccentricity);

Greek lower case letters

- α constant for use in formula for compressive strength of masonry;
 α_h reduction factor for height of the imperfection inclination of a structure;
 α_m reduction factor for number of vertical loadbearing elements of the imperfection inclination of a structure;
 α_t coefficient of thermal expansion of masonry;
 α_v maximum bending moment in the member divided by the maximum shear force in the member;
 α_w angle of shear reinforcement to the axis of the beam;
 a_1 distance from the end of a wall to the nearest edge of a loaded area;
 $\alpha_{1,2}$ bending moment coefficients for use in lateral load design;
 β constant for use in formula for compressive strength of masonry;
 β_{con} enhancement factor for concentrated loads;
 γ_M partial factor for a material property, also accounting for model uncertainties and dimensional variations;
 δ factor used in the determination of the normalised compressive strength of masonry units;
 ε_{coo} final creep strain of masonry;
 ε_{el} elastic strain of masonry;
 ε_{mu} limiting compressive strain in masonry;
 ε_{m1} peak compressive strain in masonry;
 ε_{su} limiting strain of reinforcement;
 ε_{sy} yield strain of reinforcement;
 φ_∞ final creep coefficient of masonry;

- η factor for use in calculating the out-of-plane eccentricity of loading on walls;
- η_f factor defining the equivalent rectangular stress block;
- θ rotation of a restraint due to a moment acting on the restraint;
- θ_0 basic value of the imperfection inclination of a structure;
- θ_1 angle of imperfection inclination of a structure;
- μ orthogonal ratio of the flexural strengths of masonry;
- μ_f characteristic friction coefficient;
- ν normal load ratio;
- ρ longitudinal reinforcement ratio;
- ρ_d dry density;
- ρ_n factor related to the effective height depending on the edge restraint or stiffening of the wall;
- ρ_t stiffness coefficient for walls stiffened by piers;
- σ_d design compressive stress;
- ϕ diameter of the reinforcing steel.

4 Basis of design

4.1 Requirements

4.1.1 Basic requirements

(1) The design of masonry structures shall be in accordance with the general rules given in EN 1990 and the specific design provisions for masonry structures given in this Part 1-1 of EN 1996.

(2) The general arrangement of the structure and the interaction and connection of its various parts shall be such as to give appropriate stability and robustness during construction and use.

4.1.2 Reliability

(1) The reliability required for masonry structures shall be achieved by design in accordance with prEN 1996-1-1 and with other relevant Eurocodes combined with execution in accordance with the design.

4.1.3 Durability

(1) For the consideration of durability, 6 shall be followed.

4.2 Principles of limit state design

(1) For masonry structures, the ultimate limit state and serviceability limit state shall be considered for all aspects of the structure including ancillary components in the masonry.

(2) For masonry structures, all relevant design situations including relevant stages in the sequence of construction shall be considered.

NOTE For the selection of design situations, see EN 1990.

(3) In addition to designing the structure to support loads arising from normal use, it shall be ensured that there is a reasonable probability that the structure will not be damaged under the effect of misuse or accident to an extent disproportionate to the original cause.

NOTE No structure can be expected to be resistant to the excessive loads or forces, or loss of bearing members or portions of the structure, that could arise due to an extreme cause.

4.3 Basic variables

4.3.1 Actions

(1) The characteristic values of actions shall be obtained from the relevant Parts of EN 1991.

4.3.2 Material, and product properties

(1) Properties of materials and construction products and their geometrical data to be used for design should be those specified in the relevant European standards (EN), European technical specifications (TS) or according to a transparent and reproducible assessment that complies with all the requirements of a European assessment document (EAD), unless otherwise indicated in prEN 1996-1-1.

4.4 Verification by the partial factor method

4.4.1 Design values of actions

(1) Partial factors for actions shall be obtained from EN 1990.

(2) Design values of indirect actions arising from interacting components of other materials shall be determined using the relevant code and applicable partial safety factors.

(3) For serviceability limit states, imposed deformations should be introduced as estimated (mean) values.

4.4.2 Design values of material properties

(1) The design value for a material property is obtained by dividing its characteristic or declared value by the relevant partial factor for materials, γ_M .

4.4.3 Combination of actions

(1) Combination of actions shall be in accordance with the general rules given in EN 1990.

4.4.4 Ultimate limit states

(1) The verification of ultimate limit states shall be carried out in accordance with 8.

(2) The relevant values of the partial factor for materials γ_M shall be specified for the ultimate limit state either for persistent or transient situation, or for accidental situations.

NOTE The value of γ_M is given in Table 4.1 (NDP) unless the National Annex of a country gives different values.

Table 4.1 (NDP) — Partial factors on materials for masonry buildings

| Material | | γ_M |
|--------------------|---|------------|
| Masonry made with: | | |
| A | Units of Category I, designed mortar ^a | 2,0 |
| B | Units of Category I, prescribed mortar ^b | 2,2 |
| C | Units of Category II, any mortar ^{a, b, e} | 2,5 |

| Material | | γ_M |
|---------------------------|---|------------|
| Masonry made with: | | |
| D | Anchorage of reinforcing steel and bed joint reinforcement | 2,2 |
| E | Bed joint reinforcement, reinforcing steel and prestressing steel | 1,15 |
| F | Ancillary components ^{c, d} | 2,2 |
| G | Lintels according to EN 845-2 | 2,0 |

a Requirements for designed mortars are given in EN 998-2 and EN 1996-2.
 b Requirements for prescribed mortars are given in EN 998-2 and EN 1996-2.
 c Declared values are mean values.
 d Damp proof courses are assumed to be covered by masonry γ_M .
 e When the coefficient of variation for Category II units is not greater than 25 %.

(3) The value of γ_M may be related to a level of execution control.

NOTE Guidance on the selection of the partial factors γ_M based on the level of execution control is provided in Annex A.

4.4.5 Serviceability limit states

(1) The verification of serviceability limit states shall be carried out in accordance with 9.

(2) The value of γ_M for serviceability limit states shall be 1,0.

(3) Where simplified rules are given in the relevant clauses dealing with serviceability limit states, detailed calculations using combinations of actions may be neglected.

4.5 Design assisted by testing

(1) Structural properties of masonry may be determined by testing.

NOTE Annex D of EN 1990 provides guidance on design assisted by testing.

5 Materials

5.1 Masonry units

5.1.1 Type of masonry units

(1) Product properties of masonry units needed for the design according to this Eurocode shall be in accordance with the relevant product standard:

- EN 771-1 for clay units;
- EN 771-2 for calcium silicate units;
- EN 771-3 for aggregate concrete units (dense and lightweight aggregate);
- EN 771-4 for autoclaved aerated concrete units;
- EN 771-5 for manufactured stone units;

— EN 771-6 for dimensioned natural stone units.

5.1.2 Specification and grouping of masonry units

(1) Masonry units should be declared as Category I or Category II in accordance with EN 771-1 to EN 771-6.

(2) Masonry units may be grouped as Group 1S, Group 1, Group 2, Group 3 or Group 4, for the purposes of using the formulae and numerical values for the mechanical properties of masonry given in 5.7.1.4 (1), (2), (3), (4) and (5), and 5.7.1.5.

(3) In prEN 1996-1-1 all clauses applicable to Group 1 masonry units also apply to Group 1S masonry units.

(4) Masonry units not covered by the limitations on geometrical properties given in Table 5.1 may be used for masonry designed according to prEN 1996-1-1 when at least the characteristic compressive strength of masonry made from those units has been obtained from tests according to EN 1052-1 or is available from a database relevant to the type of masonry and the project.

NOTE 1 Normally the manufacturer will state the grouping and/or the relevant geometric properties of the units.

NOTE 2 This subclause is not intended to prevent the compressive strength, shear strength and flexural strength of masonry made with any particular unit from being obtained by tests.

Table 5.1 — Geometrical requirements for grouping of masonry units

| | Materials and limits for masonry units | | | | | | | |
|---|--|--------------------------------------|-----------------------|--|--|-----------------------------|--|--|
| | Group 1S (all materials) ^a | Group 1 (all materials) ^a | | Group 2 | Group 3 | Group 4 | | |
| | | | Units | Vertical holes | | Horizontal holes | | |
| Volume of all holes (% of the gross volume) | ≤ 5 | ≤ 25 | clay | > 25; ≤ 55 | > 25; ≤ 70 | > 25; ≤ 70 | | |
| | | | calcium silicate | > 25; ≤ 55 | not used | not used | | |
| | | | Concrete ^b | > 25; ≤ 60 | > 25; ≤ 70 | > 25; ≤ 50 | | |
| Volume of any hole (% of the gross volume) | No requirement | ≤ 12,5 | clay | each of multiple holes ≤ 2 gripholes up to a total of 12,5 | each of multiple holes ≤ 2 gripholes up to a total of 12,5 | each of multiple holes ≤ 30 | | |
| | | | calcium silicate | each of multiple holes ≤ 15 gripholes up to a total of 30 | not used | not used | | |
| | | | Concrete ^b | each of multiple holes ≤ 30 gripholes up to a total of 30 | each of multiple holes ≤ 30 gripholes up to a total of 30 | each of multiple holes ≤ 25 | | |
| Declared value of combined thickness of webs and shells (% of the overall width) | No requirement | No requirement | | web | shell | web | | |
| | | | clay | ≥ 5 | ≥ 8 | ≥ 3 | | |
| | | | calcium silicate | ≥ 5 | ≥ 10 | not used | | |
| | | | Concrete ^b | ≥ 15 | ≥ 18 | ≥ 15 | | |
| | | | clay | ≥ 16 | | ≥ 12 | | |
| | | | calcium silicate | ≥ 20 | | not used | | |
| | | | Concrete ^b | ≥ 18 | | ≥ 15 | | |
| | | | | | | ≥ 45 | | |
| <p>^a Group 1 and 1S units may contain indentations, for example frogs, grip holes or grooves in the bed face, if such indentations are to be filled with mortar in the finished wall.</p> <p>^b In the case of conical holes, or cellular holes, the mean value of the thickness of the webs and the shells is to be used.</p> | | | | | | | | |

5.1.3 Properties of masonry units

(1) The compressive strength of masonry units, to be used in design, shall be the normalised compressive strength, f_b , based on a 50 % fractile.

NOTE In the EN 771 series of standards, the normalised compressive strength is either:

- declared by the manufacturer; or
- obtained by converting the compressive strength by using EN 772-1, Annex A (Conversion of the compressive strength of masonry units to the normalised compressive strength).

(2) When the manufacturer declares the normalised compressive strength of masonry units as a characteristic strength based on other than a 50 % fractile, this value should be converted to the equivalent 50 % fractile.

(3) Flatness and plane parallelism of bed faces of units should be adequate when thin layer joints are to be used.

5.2 Mortar

5.2.1 Type of masonry mortar

(1) Factory made and semi-finished factory made masonry mortars shall be in accordance with EN 998-2.

(2) Site-made masonry mortar should be in accordance with EN 1996-2.

5.2.2 Specification of masonry mortar

(1) Masonry mortars should be classified by their compressive strength in N/mm².

(2) Prescribed masonry mortars should be described by the proportions of their constituents and may be linked to their compressive strength.

NOTE The proportions of the constituents of a prescribed mortar to achieve a given compressive strength can be found in the National Annex of a country, if the country requires it.

(3) General purpose masonry mortars may be designed mortars in accordance with EN 998-2 or prescribed masonry mortars in accordance with EN 998-2.

(4) Thin layer and lightweight masonry mortars should be designed mortars in accordance with EN 998-2.

5.2.3 Properties of masonry mortar

5.2.3.1 Compressive strength of masonry mortar

(1) The mean compressive strength of masonry mortar, f_m , shall be determined in accordance with EN 1015-11.

5.2.3.2 Adhesion between masonry units and mortar

(1) The adhesion between the masonry mortar and units shall be adequate for the intended use.

NOTE 1 Adequate adhesion will depend on the type of mortar used and the units to which that mortar is applied.

NOTE 2 Adhesion is related to the initial shear strength. EN 1052-3 deals with the determination of the initial shear strength of masonry and EN 1052-5 deals with the determination of the flexural bond strength.

5.3 Concrete infill

5.3.1 Type of concrete infill

(1) Concrete used for infill shall be in accordance with EN 206.

5.3.2 Specification of concrete infill

(1) Concrete infill shall be specified by the characteristic cylinder compressive strength, f_{ck} , at 28 days, in accordance with EN 206.

(2) The characteristic compressive strength of concrete infill should not be less than 20 N/mm².

(3) The concrete infill may be designed or prescribed.

(4) The workability of concrete infill shall be such as to ensure that holes will be completely filled, when the concrete is placed in accordance with EN 1996-2.

(5) The slump class specified for the concrete infill shall be adequate for its intended use. In most cases, the slump class S3 to S5 or flow class F4 to F6, in accordance with EN 206, may be used. In holes, where the smallest dimension is less than 85 mm, slump class S5 or flow class F6 should be used. Where high slump concretes are to be used, measures should be taken to reduce the resulting high shrinkage of the concrete.

(6) When concrete infill is to be used in holes whose least dimension is less than 100 mm or when the cover to the reinforcement is less than 25 mm, the maximum aggregate size should not exceed 10 mm. In all other cases, the maximum aggregate size of concrete infill should not exceed 20 mm.

5.3.3 Properties of concrete infill

(1) The characteristic compressive strength and shear strength of concrete infill shall be determined from tests on concrete specimens.

(2) Test results may be obtained from tests carried out for the project, or be available from a database relevant to the project.

(3) Where test data are not available the characteristic compressive strength at 28 days, f_{ck} , and the characteristic shear strength, f_{cvk} , of concrete infill may be taken from Table 5.2.

Table 5.2 — Characteristic strengths of concrete infill

| Characteristic compressive strength of concrete (N/mm ²) | 20 | 25 or greater |
|--|------|---------------|
| f_{ck} (N/mm ²) | 20 | 25 |
| f_{cvk} (N/mm ²) | 0,39 | 0,45 |

5.4 Steel reinforcement

5.4.1 Type of reinforcing steel

(1) Reinforcing steel may be carbon steel or austenitic stainless steel.

(X) Reinforcing steel should be ribbed or indented, and weldable.

5.4.2 Specification of reinforcing steel

(1) Reinforcing carbon steel shall be specified in accordance with EN 1992-1-1.

5.4.3 Properties of reinforcing steel

(1) The characteristic yield strength of reinforcement, f_{yk} , or the characteristic 0,2 % proof-stress of reinforcement, $f_{0,2k}$, shall be in accordance with EN 1992-1-1.

5.4.4 Properties of bed joint reinforcement

(1) The properties of bed joint reinforcement shall be in accordance with EN 845-3.

5.5 Prestressing steel**5.5.1 Type of prestressing steel**

(1) Prestressing steel shall meet the requirements given in EN 10138 series.

5.5.2 Specification of prestressing steel

(1) Prestressing steel shall be specified in accordance with EN 1992-1-1.

5.5.3 Properties of prestressing steel

(1) The properties of prestressing steel should be obtained from EN 1992-1-1.

5.6 Ancillary components**5.6.1 Damp proof courses**

(1) Damp proof courses shall resist the passage of (capillary) water.

5.6.2 Wall ties

(1) The properties of wall ties shall be in accordance with EN 845-1.

5.6.3 Straps, hangers and brackets

(1) The properties of straps, hangers and brackets shall be in accordance with EN 845-1.

5.6.4 Prefabricated lintels

(1) The properties of prefabricated lintels shall be in accordance with EN 845-2.

5.6.5 Prestressing devices

(1) Anchorages, couplers, ducts and sheaths shall be in accordance with EN 1992-1-1.

5.7 Mechanical properties of masonry**5.7.1 Characteristic compressive strength of masonry****5.7.1.1 General**

(1) The characteristic compressive strength of masonry, f_k , shall be determined from results of tests on masonry specimens according to EN 1052-1.

(2) Test results may be obtained from tests carried out for the project, or be available from a database relevant to the type of masonry and the project.

5.7.1.2 Characteristic compressive strength of non-shell bedded masonry

(1) The characteristic compressive strength of masonry should be determined from:

(i) evaluation of results of tests as described in 5.7.1.3; or

(ii) rules as described in 5.7.1.4.

NOTE Method (ii) is to be used unless the National Annex of a country chooses to use method (i).

5.7.1.3 Characteristic compressive strength of non-shell bedded masonry, based on tests

(1) The evaluation of test results may be expressed as a table, or in terms of Formula (5.1).

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta \quad (5.1)$$

where

f_k is the characteristic compressive strength of the masonry, in N/mm²;

K is a constant to be defined and, where relevant, modified according to 5.7.1.4(2) and/or 5.7.1.4(5);

α is a constant related to f_b ;

β is a constant related to f_m ;

f_b is the normalised compressive strength of the units, in the direction of the applied action effect, in N/mm²;

f_m is the mean compressive strength of the mortar, in N/mm².

(2) Limitations on the use of Formula (5.1) or limitations on the use of a table to be defined, if it is chosen to express the results in that way, should be given in terms of f_b , f_m , the coefficient of variation of the test results, and the geometrical properties or the grouping of the units.

5.7.1.4 Characteristic compressive strength of non-shell bedded masonry, based on rules

(1) The relationship between the characteristic compressive strength of the masonry, f_k , the normalised compressive strength of the units, f_b , and the mean compressive strength of the mortar, f_m , for non-shell bedded masonry may be obtained from Formulae (5.2) to (5.5) depending on the type of masonry and provided that the following requirements are satisfied:

- the masonry is detailed in accordance with 10;
- all joints satisfy the requirements of 10.1.5 (1) and (3) so as to be considered as filled (see 5.7.1.4(4) for unfilled joints);
- f_b is not taken to be greater than:
 - 75 N/mm² when units are laid in general purpose mortar;
 - 50 N/mm² when units are laid in thin layer mortar;
- f_m is not taken to be greater than:
 - 20 N/mm² nor greater than $2 f_b$ when units are laid in general purpose mortar;
 - 10 N/mm² when units are laid in lightweight mortar;
- the thickness of the masonry is equal to the width or length of the unit, so that there is no mortar joint parallel to the face of the wall through all or any part of the length of the wall;

- the coefficient of variation of the compressive strength of the masonry units is not greater than 25 %; and,
- for joints of thickness larger than 3 mm and smaller than 6 mm, the strength of the wall is based on general purpose mortar.

For masonry, other than dimensioned natural stone masonry, made with general purpose mortar and lightweight mortar, Formula (5.2) should apply:

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} \quad (5.2)$$

For dimensioned natural stone masonry made with general purpose mortar, Formula (5.3) should apply:

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,15} \quad (5.3)$$

For masonry made with thin layer mortar, in bed joints of nominal thickness 1 mm to 3 mm, and clay units of Groups 1 and 4, calcium silicate, aggregate concrete, autoclaved aerated concrete and dimensioned natural stone units, Formula (5.4) should apply:

$$f_k = K f_b^{0,85} \quad (5.4)$$

For masonry made with thin layer mortar, in bed joints of nominal thickness 1 mm to 3 mm, and clay units of Groups 2 and 3, Formula (5.5) should apply:

$$f_k = K f_b^{0,7} \quad (5.5)$$

where

- f_k is the characteristic compressive strength of the masonry, in N/mm²;
- K is a constant according to Table 5.3, and where relevant, modified according to 5.7.1.4(2) and/or 5.7.1.4(5)
- f_b is the normalised compressive strength of the units, in the direction of the applied action effect, in N/mm²;
- f_m is the mean compressive strength of the mortar, in N/mm².

NOTE 1 EN 998-2 gives no limit for the thickness of joints made of thin layer mortar. The limit on the nominal thickness of bed joints of 1 mm to 3 mm is to ensure that the thin layer mortar has the enhanced properties assumed to exist to enable Formulae (5.4) and (5.5) to be valid.

NOTE 2 In masonry made with thin layer mortar the compressive strength of the mortar, f_m , has no or a very limited influence on the masonry compressive strength and therefore does not occur as parameter in Formulae (5.4) and (5.5).

(2) Where action effects are parallel to the direction of the bed joints, the characteristic compressive strength of the masonry, f_k , may be determined from Formulae (5.2), (5.3), (5.4) or (5.5) using the normalized compressive strength of the masonry units, f_b , obtained from tests where the direction of application of the load to the test specimen is the same as the direction of the action effect in the masonry, but with the shape factor δ , as given in EN 772-1, not taken to be greater than 1,0. For Group 2 and 3 units, K should then be multiplied by 0,5.

NOTE The adjustment of f_b by applying the shape factor δ provides the normalized strength of a masonry unit and takes into account its height to width ratio.

(3) For masonry made of general purpose mortar where Group 2 and Group 3 aggregate concrete units are used with the vertical cavities filled completely with concrete, the value of f_k should be obtained by considering the units to be Group 1 with a compressive strength corresponding to the mean compressive strength of the units, f_b , or of the concrete infill, f_{cm} , whichever is the lesser.

(4) When the perpend joints are unfilled, Formulae (5.2), (5.3), (5.4) or (5.5) may be used, but the effect of any horizontal actions that might be applied to, or be transmitted by, the masonry should then be considered (see also 5.7.2.1(2) for the shear strength to be taken).

(5) For masonry made with general purpose mortar where there is a mortar joint parallel to the face of the wall through all or part of the length of the wall, the values of K may be obtained by multiplying the values given in Table 5.3 by 0,8.

Table 5.3 — Values of K for use with general purpose, thin layer and lightweight mortars

| Masonry unit | | General purpose mortar | Thin layer mortar^a | Lightweight mortar of density | |
|-----------------------------|---------|-------------------------------|--------------------------------------|---|---|
| | | | | $600 \leq \rho_d \leq 800 \text{ kg/m}^3$ | $800 < \rho_d \leq 1\,300 \text{ kg/m}^3$ |
| Clay | Group 1 | 0,55 | 0,75 | 0,30 | 0,40 |
| | Group 2 | 0,45 | 0,70 | 0,25 | 0,30 |
| | Group 3 | 0,35 | 0,50 | 0,20 | 0,25 |
| | Group 4 | 0,35 | 0,35 | 0,20 | 0,25 |
| Calcium silicate | Group 1 | 0,55 | 0,80 | ‡ | ‡ |
| | Group 2 | 0,45 | 0,65 | ‡ | ‡ |
| Aggregate concrete | Group 1 | 0,55 | 0,80 | 0,45 | 0,45 |
| | Group 2 | 0,45 | 0,65 | 0,45 | 0,45 |
| | Group 3 | 0,40 | 0,50 | ‡ | ‡ |
| | Group 4 | 0,35 | ‡ | ‡ | ‡ |
| Autoclaved aerated concrete | Group 1 | 0,55 | 0,80 | 0,45 | 0,45 |
| Manufactured stone | Group 1 | 0,45 | 0,75 | ‡ | ‡ |
| Dimensioned natural stone | Group 1 | 0,70 | 0,75 | ‡ | ‡ |

^a Bed joint $\geq 0,5 \text{ mm}$ and $\leq 3 \text{ mm}$.

‡ Combination of mortar/unit not normally used, so no value given.

5.7.1.5 Characteristic compressive strength of shell bedded masonry

(1) The characteristic compressive strength of shell bedded masonry may be obtained from 5.7.1.4 using the normalised compressive strength of the units f_b that is obtained for normal bedding (thus not obtained from tests on units tested in accordance with EN 772-1 for shell bedded units), provided that:

- the width of each strip of mortar is 30 mm or greater;
- the thickness of the masonry is equal to the width or length of the masonry units so that there is no longitudinal mortar joint through all or part of the length of the wall;
- the ratio g/t is not less than 0,4;
- K is taken from 5.7.1.4 when $g/t = 1,0$ or K is taken as half of those values when $g/t = 0,4$, with intermediate values obtained by linear interpolation,

where

g is the total of the widths of the mortar strips;

t is the thickness of the wall.

(2) The characteristic compressive strength of shell bedded masonry may be obtained from 5.7.1.4, provided that the normalised compressive strength of the units, f_b , used in the relevant formula is that obtained from tests on units tested in accordance with EN 772-1 for shell bedded units.

5.7.2 Characteristic shear strength of masonry

5.7.2.1 General

(1) The characteristic shear strength of masonry, f_{vk} , using general purpose mortar, or thin layer mortar in bed joints with a nominal thickness between 1 mm and 3 mm, or lightweight mortar with all joints in accordance with the requirements given in 10.1.5 so as to be considered as filled, should be taken from Formula (5.6).

$$f_{vk} = f_{vk0} + \mu_f \sigma_d \quad (5.6)$$

with f_{vk} not greater than f_{vlt}

where

f_{vk0} is the characteristic initial shear strength, under zero compressive stress (see 5.7.2.2);

M_f is the characteristic friction coefficient (see 5.7.2.3);

F_{vlt} is a limit to the value of f_{vk} ;

Σ_d is the design compressive stress perpendicular to the shear in the member at the level under consideration, using the appropriate combination of actions based on the average vertical stress over the compressed part of the wall that is providing shear resistance.

NOTE The value of f_{vlt} is 0,065 f_b , where f_b is the normalised compressive strength of the masonry units, as described in 5.1.3(1), for the direction of application of the load on the test specimens being perpendicular to the bed face, unless the National Annex of a country gives a different value.

(2) The characteristic shear strength of masonry using general purpose mortar, or thin layer mortar in bed joints with a nominal thickness between 1 mm and 3 mm, or lightweight mortar, and having unfilled perpend joints, but with adjacent faces of the masonry units closely abutted together and bed joints satisfying the requirements of 10.1.5, should be taken from Formula (5.7).

$$f_{vk} = 0,5 f_{vk0} + \mu_f \sigma_d \quad (5.7)$$

with f_{vk} not greater than f_{vlt}

where f_{vk0} , μ_f , f_{vlt} and σ_d are as defined in (1) above for filled perpend joints.

NOTE The value of f_{vlt} is $0,045 f_b$, where f_b is the normalised compressive strength of the masonry units, as described in 5.1.3(1), for the direction of application of the load on the test specimens being perpendicular to the bed face, unless the National Annex of a country gives a different value.

(3) In shell bedded masonry, where the units are bedded on two or more equal mortar strips, each at least 30 mm in width, f_{vk} may be taken from Formula (5.6) or Formula (5.7) and multiplying f_{vk0} by g/t , where g is the total of the widths of the mortar strips and t is the thickness of the wall.

(4) The vertical shear resistance of the junction of two masonry walls may be obtained from suitable tests for a specific project or it may be taken from an evaluation of test data. In the absence of such data, the characteristic vertical shear resistance may be based on the initial characteristic shear strength of masonry, under zero compressive stress, f_{vk0} , as given in 5.7.2.2(4), provided that the connection between the walls is in accordance with 10.5.2.1.

5.7.2.2 Characteristic initial shear strength

(1) The characteristic initial shear strength of masonry, f_{vk0} , shall be determined from tests in accordance with EN 1052-3.

(2) The characteristic initial shear strength, f_{vk0} , of a damp proof course shall be determined from tests in accordance with EN 1052-4.

(3) Test results may be obtained from tests carried out for the project, or be available from a database relevant to the type of masonry and the project.

(4) The characteristic initial shear strength of the masonry, f_{vk0} , should be determined from:

(i) the evaluation of results of tests as described in (3); or

(ii) the values given in Table 5.4, provided that general purpose mortars made in accordance with EN 1996-2 do not contain admixtures or additives for site-made mortars.

NOTE Method (ii) is to be used unless the National Annex of a country chooses to use method (i).

Table 5.4 — Values of the initial shear strength of masonry, f_{vk0}

| Masonry units | General purpose mortar of mean compressive strength f_m N/mm ² | f_{vk0} N/mm ² | Thin layer mortar ^a f_{vk0} N/mm ² | Lightweight mortar f_{vk0} N/mm ² |
|--|--|--------------------------------|--|--|
| | f_m N/mm ² | f_{vk0} N/mm ² | f_{vk0} N/mm ² | f_{vk0} N/mm ² |
| Clay | 10 to 20 | 0,30 | 0,30 | 0,15 |
| | 2,5 to 9 | 0,20 | | |
| | 1 to 2 | 0,10 | | |
| Calcium silicate | 10 to 20 | 0,20 | 0,40 | 0,15 |
| | 2,5 to 9 | 0,15 | | |
| | 1 to 2 | 0,10 | | |
| Aggregate concrete, autoclaved aerated concrete, manufactured stone and dimensioned natural stone | 10 to 20 | 0,20 | 0,30 | 0,15 |
| | 2,5 to 9 | 0,15 | | |
| | 1 to 2 | 0,10 | | |

^a Bed joint with a nominal thickness between 1 mm and 3 mm.

5.7.2.3 Characteristic friction coefficient

(1) The characteristic friction coefficient of a bed joint, μ_f shall be determined from tests in accordance with EN 1052-3.

(2) The characteristic friction coefficient, μ_f , of a damp proof course shall be determined from tests in accordance with EN 1052-4.

(3) Test results may be obtained from tests carried out for the project, or be available from a database relevant to the type of masonry and the project.

(4) The characteristic friction coefficient of the masonry, μ_f , should be taken as 0,4 for walls subjected to in-plane horizontal loading (in-plane shear of the wall).

(5) The characteristic friction coefficient of a joint, μ_f , may be taken as 0,6 when failure of a continuous horizontal joint is considered.

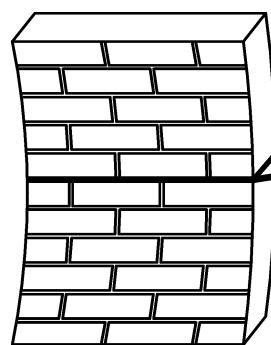
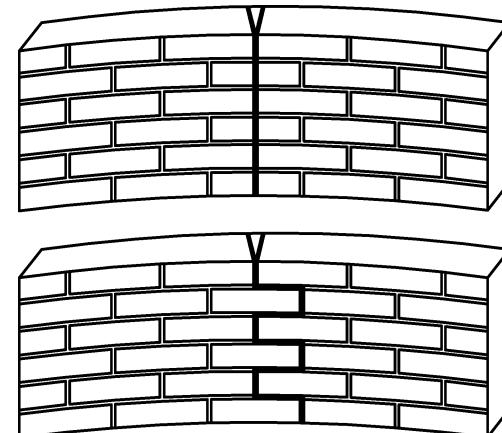
5.7.3 Characteristic shear strength of the interface between masonry and prefabricated lintel

(1) The characteristic initial shear strength of the interface between masonry and the surface of the prefabricated part of a composite lintel, f_{vk0i} , is declared by the manufacturer.

5.7.4 Characteristic flexural strength of masonry

(1) In relation to out-of-plane bending, the following situations should be considered (see Figure 5.1):

- flexural strength having a plane of failure parallel to the bed joints, f_{xk1} ;
- flexural strength having a plane of failure perpendicular to the bed joints, f_{xk2} .

**a) plane of failure parallel to bed joints, f_{xk1}** **b) plane of failure perpendicular to bed joints, f_{xk2}** **Figure 5.1 — Planes of failure of masonry in bending**

(2) The characteristic flexural strength of masonry, f_{xk1} and f_{xk2} , shall be determined from results of tests on masonry specimens according to EN 1052-2.

(3) Tests results may be obtained from tests carried out for the project, or be available from a database relevant to the type of masonry and the project.

(4) The characteristic flexural strength of masonry may be determined from the evaluation of results of tests as described in (3).

NOTE 1 Values of f_{xk1} and f_{xk2} , applicable both for non-shell bedded and shell bedded masonry, are given in Tables 5.5 (NDP) and 5.6 (NDP) unless the National Annex of a country gives different values.

NOTE 2 For masonry made with autoclaved aerated concrete units laid in thin layer mortar, f_{xk1} and f_{xk2} values are taken from Tables 5.5 (NDP) and 5.6 (NDP) or from the following formulae:

$$f_{xk1} = 0,035 f_b \text{, with filled and unfilled perpend joints;}$$

$$f_{xk2} = 0,035 f_b \text{, with filled perpend joints or } 0,025 f_b \text{, with unfilled perpend joints;}$$

unless the National Annex of a country gives different values.

NOTE 3 f_{xk1} is to be taken as zero for permanent mainly lateral loading (e.g. from lateral earth and water pressure), unless the National Annex of a country gives different values.

Table 5.5 (NDP) — Values of f_{xk1} , for plane of failure parallel to bed joints (filled or unfilled perpend joints)

| Masonry unit | f_{xk1} N/mm ² | | | |
|-----------------------------|--------------------------------|-----------------------------|--------------------------------|-----------------------------|
| | General purpose mortar | | Thin layer mortar ^a | Lightweight mortar |
| | $f_m < 5 \text{ N/mm}^2$ | $f_m \geq 5 \text{ N/mm}^2$ | $f_m \geq 5 \text{ N/mm}^2$ | $f_m \geq 5 \text{ N/mm}^2$ |
| Clay | 0,10 | 0,15 | 0,20 | 0,10 |
| Calcium silicate | 0,05 | 0,10 | 0,20 | not used |
| Aggregate concrete | 0,05 | 0,10 | 0,20 | not used |
| Autoclaved aerated concrete | 0,05 | 0,10 | 0,15 | 0,10 |
| Manufactured stone | 0,05 | 0,10 | not used | not used |
| Dimensioned natural stone | 0,05 | 0,10 | 0,15 | not used |

^a Bed joint with a normal thickness between 1 mm and 3 mm.

Table 5.6 (NDP) — Values of f_{xk2} , for plane of failure perpendicular to bed joints (filled perpend joints)

| Masonry unit | f_{xk2} N/mm ² | | | |
|-----------------------------|----------------------------------|-----------------------------|--------------------------------|-----------------------------|
| | General purpose mortar | | Thin layer mortar ^a | Lightweight mortar |
| | $f_m < 5 \text{ N/mm}^2$ | $f_m \geq 5 \text{ N/mm}^2$ | $f_m \geq 5 \text{ N/mm}^2$ | $f_m \geq 5 \text{ N/mm}^2$ |
| Clay | 0,20 | 0,40 | 0,20 | 0,15 |
| Calcium silicate | 0,20 | 0,40 | 0,30 | not used |
| Aggregate concrete | 0,20 | 0,40 | 0,30 | not used |
| Autoclaved aerated concrete | $\rho_d < 400 \text{ kg/m}^3$ | 0,20 | 0,20 | 0,15 |
| | $\rho_d \geq 400 \text{ kg/m}^3$ | 0,20 | 0,40 | 0,30 |
| Manufactured stone | 0,20 | 0,40 | not used | Not used |
| Dimensioned natural stone | 0,20 | 0,40 | 0,20 | not used |

^a Bed joint with a nominal thickness between 1 mm and 3 mm.

5.7.5 Characteristic anchorage strength of reinforcement

- (1) The characteristic anchorage strength of reinforcing bars bedded in mortar or concrete should be obtained from the results of tests.
- (2) The characteristic anchorage strength of reinforcing bars may be established from an evaluation of test data carried out for the project, or from a database relevant to the project.
- (3) Where test data are not available, for reinforcement embedded in concrete sections with dimensions greater than or equal to 150 mm, or where the concrete infill surrounding the reinforcement is confined within masonry units, so that the reinforcement can be considered to be confined, the characteristic anchorage strength, f_{bok} , should be taken from Table 5.7.

Table 5.7 — Characteristic anchorage strength of reinforcement in confined concrete infill

| Strength of concrete f_{ck} (N/mm ²) | 20 | 25 or greater |
|--|-----|---------------|
| f_{bok} for carbon and stainless steel bars (N/mm ²) | 3,4 | 4,1 |

- (4) Where test data are not available, for reinforcement bars embedded in mortar, or in concrete sections with dimensions less than 150 mm, or where the concrete infill surrounding the reinforcement is not confined within masonry units so that the reinforcement is considered not to be confined, the characteristic anchorage strength, f_{bok} , should be taken from Table 5.8.

Table 5.8 — Characteristic anchorage strength of reinforcement in mortar or concrete not confined within masonry units

| Strength of | mortar f_m (N/mm ²) | 2,5 | 5 | 10 | 15 | 20 or greater |
|--|--|----------|----------|----------|-----|---------------|
| | concrete f_{ck} (N/mm ²) | not used | not used | not used | 20 | 25 or greater |
| f_{bok} for carbon and stainless steel bars (N/mm ²) | No data available | 2,0 | | 2,1 | 2,3 | 2,4 |
| NOTE Interpolation is permitted between mortar strengths. | | | | | | |

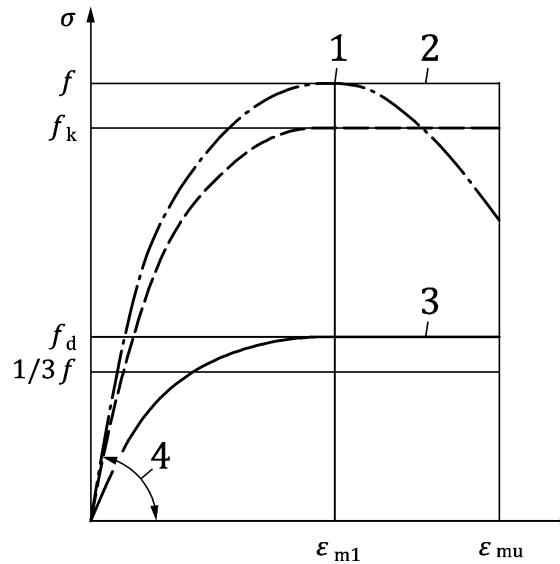
- (5) For prefabricated bed joint reinforcement, the characteristic anchorage length shall be obtained from EN 845-3.

5.8 Deformation properties of masonry

5.8.1 Stress-strain relationship

- (1) The stress-strain relationship of masonry in compression is nonlinear and may be taken as linear, parabolic, parabolic-rectangular (see Figure 5.2) or as rectangular, for the purposes of designing a masonry section (see 8.7.1(2)) subjected to bending, bending and axial loading, or axial loading.
- (2) The values of the peak compressive strain, ε_{m1} , the limiting compressive strain, ε_{mu} , and the factor η_f defining the equivalent rectangular stress block (see Figure 5.2) given in Table 5.9 may be used for defining the stress-strain relationship of masonry in compression.

(3) The equivalent rectangular stress block assumes a stress uniformly distributed over an equivalent compression zone, which, for walls not subjected to mainly vertical loading, may be taken with a depth of 0,8 times the actual compression zone with an equivalent compressive strength $\eta_f f_k$, with the factor η_f given in Table 5.9.

**Key**

- 1) typical
- 2) idealised diagram (parabolic-rectangular)
- 3) design diagram
- 4)

Figure 5.2 — Stress-strain relationship of masonry in compression**Table 5.9 — Parameters of stress-strain relationship of masonry in compression**

| Property | Group 1 units other than lightweight aggregate units | Group 1 lightweight aggregate units, Group 2, 3 and 4 units and units not fitting into Table 5.1 |
|--------------------|---|---|
| ε_{m1} | 0,002 | 0,00175 |
| ε_{mu} | 0,0035 | 0,002 |
| H_f | 1,0 | 0,85 |

5.8.2 Modulus of elasticity

(1) The short term secant modulus of elasticity, E , shall be determined by tests in accordance with EN 1052-1.

(2) Test results may be obtained from tests carried out for the project, or be available from a database relevant to the type of masonry and the project.

(3) In the absence of a value determined by tests in accordance with EN 1052-1, the short term secant modulus of elasticity of masonry made with a given unit, E , for use in structural analysis, may be taken to be $K_E f_k$.

NOTE The value of K_E is 1 000 unless the National Annex of a country gives a different value.

(4) The long term modulus of elasticity, E_{lgterm} , should be based on the short term secant value, reduced to allow for creep effects, (see 5.8.4), such that:

$$E_{lgterm} = \frac{E}{1 + \varphi_\infty} \quad (5.8)$$

where

φ_∞ is the final creep coefficient taken from 5.8.4(3)

5.8.3 Shear modulus

(1) The shear modulus, G , may be taken as 40 % of the elastic modulus, E .

5.8.4 Creep, moisture expansion or shrinkage and thermal expansion

(1) Coefficients of creep, moisture expansion or shrinkage and thermal expansion shall be determined by tests.

(2) Test results may be obtained from tests carried out for the project, or be available from a database relevant to the type of masonry and the project.

(3) The final creep coefficient, φ_∞ , long term moisture expansion or shrinkage, or the coefficient of thermal expansion, α_t , may be obtained from an evaluation of test data as described in (2).

NOTE Ranges of values for the deformation properties of masonry are given in the Table 5.10 (NDP), unless the National Annex of a country gives different values.

Table 5.10 (NDP) — Ranges of coefficients of creep, moisture expansion or shrinkage, and thermal properties of masonry

| Type of masonry unit | Final creep coefficient ^a | Long term moisture expansion or shrinkage ^b | Coefficient of thermal expansion, α_t , $10^{-6}/K$ |
|---|--------------------------------------|--|--|
| Clay | 0,5 to 1,5 | -0,2 to +1,0 | 4 to 8 |
| Calcium silicate | 1,0 to 2,0 | -0,4 to -0,1 | 7 to 11 |
| Dense aggregate concrete and manufactured stone | 1,0 to 2,0 | -0,6 to -0,1 | 6 to 12 |
| Lightweight aggregate concrete | 1,0 to 3,0 | -1,0 to -0,2 | 6 to 12 |
| Autoclaved aerated concrete | 0,5 to 1,5 | -0,4 to +0,2 | 7 to 9 |
| Natural stone | Magmatic | c | 5 to 9 |
| | Sedimentary | | 2 to 7 |
| | Metamorphic | | 1 to 18 |

^a The final creep coefficient $\varphi_\infty = \varepsilon_{\infty}/\varepsilon_{el}$, where ε_{∞} is the final creep strain and $\varepsilon_{el} = \sigma/E$. The total strain equals $\varepsilon_{\infty} + \varepsilon_{el}$.

^b Where the long term value of moisture expansion or shrinkage is shown as a negative number it indicates shortening and as a positive number it indicates expansion.

^c These values are normally very low.

6 Durability

6.1 General

(1) Masonry shall be designed to have the durability required for its intended use, taking into account the relevant environmental conditions.

(2) The required protection of the structure shall be established by considering its intended use, design working life (see EN 1990), maintenance programme and actions.

6.2 Classification of environmental conditions

(1) The classification of environmental conditions should be in accordance with EN 1996-2.

6.3 Durability of masonry

6.3.1 Masonry units

(1) Masonry units shall be sufficiently durable to resist the relevant exposure conditions for the design working life of the structure.

NOTE Guidance on design and construction to provide adequate durability is given in EN 1996-2.

6.3.2 Mortar

(1) Mortar in masonry shall be sufficiently durable to resist relevant micro exposure conditions for the design working life of the structure.

NOTE Guidance on design and construction to achieve adequate durability of mortar joints is given in 10 and EN 1996-2.

(2) Mortar shall not contain constituents which can have a detrimental effect on the properties or durability of the mortar or abutting materials.

6.3.3 Reinforcing steel

(1) Reinforcing steel in bar form shall be sufficiently durable, either by being corrosion resistant or adequately protected, so that, when placed in accordance with the application rules in 10, it will resist local exposure conditions for the design working life of the structure.

(2) The type of reinforcing steel in bar form, and the minimum level of protection for the reinforcing steel, should be chosen with regard to the relevant exposure class of the place of use.

NOTE Recommended reinforcing steels for durability are given in Table 6.1 (NDP), unless the National Annex of a country gives different values.

Table 6.1 (NDP) — Selection of reinforcing steel for durability

| Exposure class^a | Minimum level of protection for reinforcing steel | |
|-----------------------------------|--|---|
| | Located in mortar | Located in concrete with cover less than required according to (3) |
| MX1 | Unprotected carbon steel ^b | — |
| MX2 | Carbon steel, heavily galvanised or with equivalent protection ^c | Carbon steel heavily galvanised or with equivalent protection ^c |
| | Unprotected carbon steel, in masonry with a rendering mortar on the exposed face ^d | |
| MX3 | Austenitic stainless steel 1.4404 or 1.4301 according to EN 10088-1 | Carbon steel, heavily galvanised or with equivalent protection ^c |
| | Unprotected carbon steel, in masonry with a rendering mortar on the exposed face ^d | |
| MX4 | Austenitic stainless steel 1.4404 according to EN 10088-1 or carbon steel heavily galvanised or with equivalent protection ^b with a rendering mortar on the exposed face ^d | Austenitic stainless steel 1.4404 |
| MX5 | Austenitic stainless steel 1.4404 or 1.4301 according to EN 10088-1 ^e | Austenitic stainless steel 1.4404 or 1.4301 |

^a See EN 1992-2.
^b For the inner leaf of external cavity walls likely to become damp, unprotected carbon steel, heavily galvanised or with equivalent protection as in c, should be used.
^c Carbon steel should be galvanised with a minimum mass of zinc coating of 900 g/m² or galvanised with a minimum mass of zinc coating of 60 g/m² and provided with a bonded epoxy coating of at least 80 µm thickness, with an average of 100 µm.
^d The mortar should be general purpose or thin layer mortar, with $f_m \geq 4 \text{ N/mm}^2$; the side cover in Figure 10.2 should be increased to 30 mm and the masonry should be rendered with a rendering mortar in accordance with EN 998-1.
^e Austenitic stainless steel may not be suitable for all aggressive environments, and these should be considered on a project by project basis.

(3) Where unprotected carbon steel is used, it should be protected by concrete cover of depth c_{nom} . When there is masonry as well as concrete protecting the reinforcement, the required concrete cover may be reduced by 10 mm per 100 mm of masonry.

NOTE Values of c_{nom} are given in Table 6.2 (NDP), unless the National Annex of a country gives different values.

Table 6.2 (NDP) — Recommended values for the minimum concrete cover c_{nom} for carbon reinforced steel

| Exposure class | Minimum cement content^a kg/m³ | | | | |
|------------------------|--|------|-----------------|-----------------|-----------------|
| | 275 | 300 | 325 | 350 | 400 |
| MX1^b | Maximum water/cement ratio | | | | |
| | 0,65 | 0,60 | 0,55 | 0,50 | 0,45 |
| MX2 | Thickness of minimum concrete cover mm | | | | |
| | 20 | 20 | 20 ^c | 20 ^c | 20 ^c |
| MX3 | — | 35 | 30 | 25 | 20 |
| MX4 and MX5 | — | — | 40 | 30 | 25 |

^a All mixes are based on the use of normal-weight aggregate of 20 mm nominal maximum size. Where other sized aggregates are used, cement contents should be adjusted by +20 % for 14 mm aggregate and +40 % for 10 mm aggregate.

^b Alternatively, a ratio 1: 0 to ¼: 3: 2 (cement: lime: sand: 10 mm nominal aggregate mix by volume) may be used to meet exposure situation MX1, when the cover to reinforcement is a minimum of 15 mm.

^c These covers may be reduced to a minimum of 15 mm provided that the nominal maximum size of the aggregate does not exceed 10 mm.

^d Where the concrete infill may be subjected to freezing while still wet, frost resistant concrete should be used.

(4) Where galvanising is used to provide protection, the reinforcing steel should be galvanised after it has been bent to shape.

(5) For prefabricated bed joint reinforcement, EN 845-3 lists the protection systems that can be declared by the manufacturer.

NOTE Table C.3 of EN 1996-2 gives guidance on the minimum level of protection with regard to the relevant exposure class of the place of use.

6.3.4 Prestressing steel

(1) Prestressing steel shall be sufficiently durable, when placed in accordance with the application rules in 10, to resist relevant micro exposure conditions for the design working life of the structure.

(2) When prestressing steel is to be galvanised it should be of such a composition that it will not be adversely affected by the galvanising process.

6.3.5 Prestressing devices

(1) Anchorages, couplers, ducts and sheaths shall be corrosion resistant in the environmental condition in which they are used.

6.3.6 Ancillary components

(1) EN 1996-2 gives rules for the durability of ancillary components (damp proof courses, wall ties, straps, hangers and brackets, and support angles).

6.4 Masonry below ground

- (1) Masonry below ground shall be such that it is not adversely affected by the ground conditions or it shall be suitably protected therefrom.
- (2) When the masonry is in (permanent) contact with groundwater, exposure class MX2.2 should be used.
- (3) When the soil is likely to contain chemicals, which might be harmful to the masonry, exposure class MX4 should be used.

7 Structural analysis

7.1 General

- (1) For each relevant limit state verification, a calculation model of the structure shall be set up from:
 - an appropriate description of the structure, the materials from which it is made, and the relevant environment of its location;
 - the behaviour of the whole or parts of the structure, related to the relevant limit state;
 - the actions and how they are imposed.

NOTE General provisions for structural modelling and structural analysis are given in EN 1990.

- (2) Calculation models may be based on separate parts of the structure (such as walls) independently, provided that 4.1.1(2) is satisfied.
- (3) The response of the structure should be calculated using either nonlinear analysis, assuming a specific relationship between stress and strain (see 5.8.1), or linear analysis, assuming a linear relationship between stress and strain with a slope equal to the short term secant modulus of elasticity (see 5.8.2).
- (4) The results obtained from analysis of the calculation models should provide, in any member:
 - the axial loads due to vertical and horizontal actions;
 - the shear loads due to vertical and/or horizontal actions;
 - the bending moments due to vertical and/or lateral actions;
 - the torsional moments, if applicable.
- (5) In the case of confined masonry buildings, wall length and height should include the confining elements, with the elastic modulus and shear modulus of the masonry.

7.2 Structural behaviour in accidental situations (other than fire)

- (1) The structural behaviour under accidental situations should be considered using one of the following methods:
 - members designed to resist the effects of accidental actions given in EN 1991-1-7;
 - the hypothetical removal of essential loadbearing members in turn;
 - use of a tying system;
 - reducing the risk of accidental actions, such as the use of impact barriers against vehicle impact.

7.3 Imperfections

- (1) Imperfections should be taken into account in design.
- (2) Imperfections may be neglected in design for buildings with one or two storeys above ground level.
- (3) The unfavourable effects of possible global imperfections should be allowed for by assuming that the structure is inclined at an angle θ_1 , in rad, given by:

$$\theta_1 = \theta_0 \alpha_h \alpha_m \quad (7.1)$$

where

- θ_0 is the basic value of the inclination equal to 1/200;
- α_h is the reduction factor for height : $\alpha_h = 2 / \sqrt{h_{\text{tot}}}$, limited by $2 / 5 \leq \alpha_h \leq 1$;
- α_m is the reduction factor for number of vertical loadbearing elements: $\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + 1 / m)}$;
- h_{tot} is the height of the structure, in metres;
- m is the number of vertical load bearing elements on one storey that bear a significant part of the vertical load.

- (4) The resulting horizontal action should be added to the other actions.

7.4 Second order effects

- (1) Structures incorporating masonry walls designed according to prEN 1996-1-1 shall have their parts braced together adequately so that sway of the structure is either prevented or allowed for by calculation.
- (2) Sway of the structure may be disregarded if the following conditions apply:
 - the vertical stiffening elements, continuous throughout the height of the building, satisfy Formula (7.2) in the considered direction, and
 - the effect of the rotational stiffness of the restraint on second order effects can be ignored.

$$h_{\text{tot}} \sqrt{\frac{N_{\text{Ed}}}{\sum EI}} \leq 0,6 \text{ for } n \geq 4 \\ \leq 0,2 + 0,1n \text{ for } 1 \leq n < 4 \quad (7.2)$$

where

- h_{tot} is the total height of the structure from the top of the foundation;
- N_{Ed} is the design value of the vertical load (at the bottom of the building);
- $\sum EI$ is the sum of the bending stiffnesses of all vertical stiffening elements in the relevant direction. Openings in vertical stiffening elements of less than 2 m^2 with heights not exceeding 0,6 h may be neglected;
- n is the number of storeys above the ground.

NOTE The restraint can be from the foundation see EN 1997 or from another part of the structure, e.g. a basement.

(3) When the distribution of the horizontal loads over the vertical stiffening elements relative to the stiffness of these elements differs considerably, Formula (7.2) should be checked for each element separately.

(4) When the stiffening elements do not satisfy 7.4(2), calculations should be carried out to check that any sway can be resisted.

NOTE A method for calculating the second order effect due to sway is given in Annex B.

7.5 Analysis of structural members

7.5.1 Masonry walls subjected to mainly vertical loading

7.5.1.1 General

(1) When analysing walls subjected to mainly vertical loading, allowance in the design should be made for the following:

- vertical loads directly applied to the wall;
- second order effects;
- eccentricities calculated from a knowledge of the layout of the walls, the interaction of the floors and the stiffening walls;
- eccentricities resulting from construction imperfections and differences in the material properties of individual components.

NOTE 1 Permitted construction deviations are given in EN 1996-2.

NOTE 2 A simplified method for designing unreinforced masonry walls subjected to vertical loading is given in EN 1996-3.

(2) The internal forces may be calculated from the material properties given in 5, the joint behaviour, and from the principles of structural mechanics, either based on linear or nonlinear behaviour.

NOTE A simplified method for calculating the bending moments in walls is given in Annex C.

(3) An initial eccentricity, e_{init} , shall be assumed for the full height of a wall to allow for construction imperfections.

(4) The initial eccentricity, e_{init} , may be assumed to be $h_{\text{ef}}/450$, where h_{ef} is the effective height of the wall, calculated from 7.5.1.3.

7.5.1.2 Slenderness ratio of masonry walls

(1) The slenderness ratio of a loadbearing wall shall be obtained by dividing the value of the effective height, h_{ef} , calculated from 7.5.1.3, by the value of the effective thickness, t_{ef} , calculated from 7.5.1.4.

7.5.1.3 Effective height of masonry walls

(1) The effective height of a loadbearing wall shall be assessed taking account of the relative stiffness of the structural elements connected to the wall and the efficiency of the connections.

(2) A wall may be stiffened by floors, roofs, suitably placed cross walls, or any other similarly rigid structural elements to which the wall is connected.

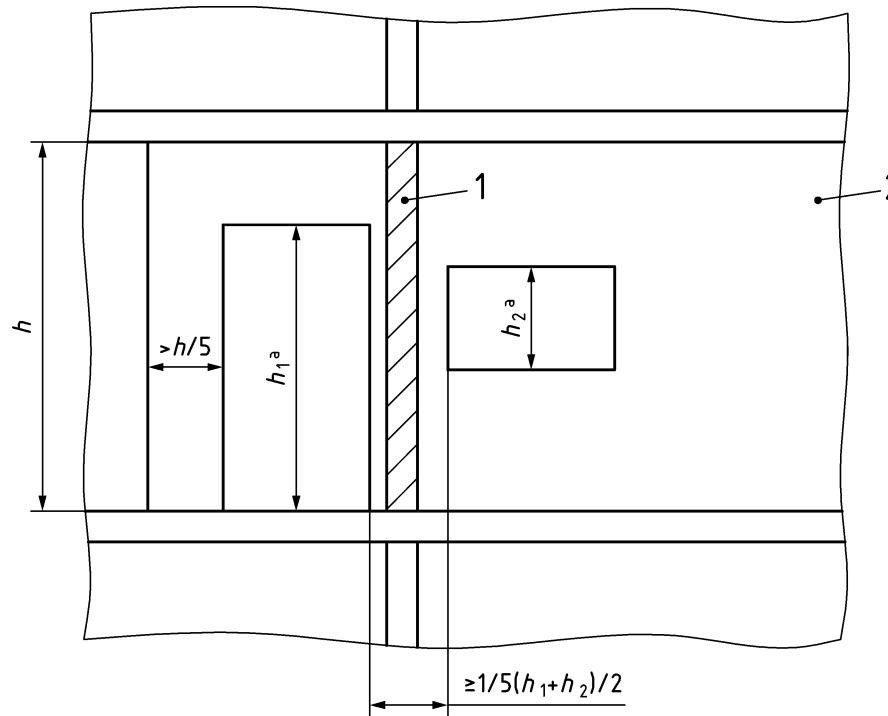
(3) Walls may be considered as stiffened at a vertical edge if:

- cracking between the wall and its stiffening wall is not expected to occur, i.e. both walls are made of materials with approximately similar deformation behaviour, are approximately evenly loaded, are erected simultaneously and bonded together, and differential movement between the walls, for example, due to shrinkage, loading, etc., is not expected, or
- the connection between a wall and its stiffening wall can resist tension and compression forces by anchors or ties, or other suitable means.

(4) Stiffening walls should either have:

- a length of at least 1/5 of the clear height and a thickness of at least 0,3 times the effective thickness of the wall to be stiffened, or
- a stiffness 3 times the stiffness of the wall to be stiffened.

(5) If the stiffening wall is interrupted by openings and (4) is not fulfilled, the minimum length of the wall between openings, encompassing the stiffened wall, should be as shown in Figure 7.1, and the stiffening wall should extend a distance of at least 1/5 of the storey height beyond each opening.



Key

- 1 stiffened wall
- 2 stiffening wall
- a door or window

Figure 7.1 — Minimum length of stiffening wall with openings

(6) Walls may be stiffened by members other than masonry walls provided that such members have the equivalent stiffness of the masonry stiffening wall, described in (4) above, and they are connected to the stiffened wall with anchors or ties designed to resist the tension and compression forces that will develop.

(7) If the stiffened wall is weakened by vertical chases and/or recesses, other than those allowed by 10.6, the reduced thickness of the wall should be used, or a free edge should be assumed at the position of the vertical chase or recess. A free edge should always be assumed when the thickness of the wall remaining after the vertical chase or recess has been formed is less than half the wall thickness.

(8) Walls with openings having:

- a clear height of more than 1/4 of the clear height of the wall, or
- a clear width of more than 1/4 of the wall length, or
- an area of more than 1/10 of the total area of the wall,

should be considered as having a free edge at the edge of the opening for the purposes of determining the effective height.

(9) The effective height, h_{ef} , of a wall should be taken as:

$$h_{\text{ef}} = \rho_n h \quad (7.3)$$

where

h is the clear storey height of the wall;

ρ_n is a factor related to the effective height where $n = 1, 2, 3$ or 4 depending on the edge restraint or stiffening the wall.

(10) The factor ρ_n may be assumed to be:

(i) For walls that have no top and no side restraint, but to which load may be applied, provided that the base of the wall is fully restrained:

$$\rho_1 = 2,0 \quad (7.4)$$

(ii) For walls restrained at the top and bottom:

$$\rho_2 = 1,0 \quad (7.5)$$

or when restrained by reinforced concrete floors or roofs spanning from both sides at the same level, or by a reinforced concrete floor spanning from one side only and having a bearing of at least 2/3 of the thickness of the wall such that the floor provides adequate restraint to rotation, and when the eccentricity of the load at the top of the wall is lower than 1/6 of the thickness of the wall,

$$\rho_2 = 0,75 \quad (7.6)$$

NOTE 1 Interpolation of the value of ρ_2 between 0,75 and 1,0 is permitted for load eccentricities between 1/6 and 1/3 t .

NOTE 2 Interpolation of the value of ρ_2 between 0,75 and 1,0 is permitted for walls containing courses of two types of masonry having significantly different stiffness properties.

(iii) For walls restrained at the top and bottom and stiffened on one vertical edge (with one free vertical edge):

- when $h \leq 3,5 l$,

- Entwurf -

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho_2 h}{3l} \right)^2} \rho_2 \quad (7.7)$$

with ρ_2 from (ii), or

- when $h > 3,5 l$,

$$\rho_3 = \frac{1,5l}{h} \geq 0,3 \quad (7.8)$$

where

l is the length of the wall.

(iv) For walls restrained at the top and bottom and stiffened on two vertical edges:

- when $h \leq 1,15 l$, with ρ_2 from (ii),

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho_2 h}{l} \right)^2} \rho_2 \quad (7.9)$$

or

- when $h > 1,15 l$,

$$\rho_4 = \frac{0,5l}{h} \quad (7.10)$$

where

l is the length of the wall.

7.5.1.4 Effective thickness of masonry walls

(1) The effective thickness, t_{ef} , of a single-leaf wall, a double-leaf wall, a collar jointed wall, a faced wall, a shell bedded wall and a grouted cavity wall, as defined in 3.9, should be taken as the actual thickness of the wall, t .

(2) The effective thickness, t_{ef} , of a wall stiffened by piers should be obtained from Formula (7.11):

$$t_{\text{ef}} = \rho_t t \quad (7.11)$$

where

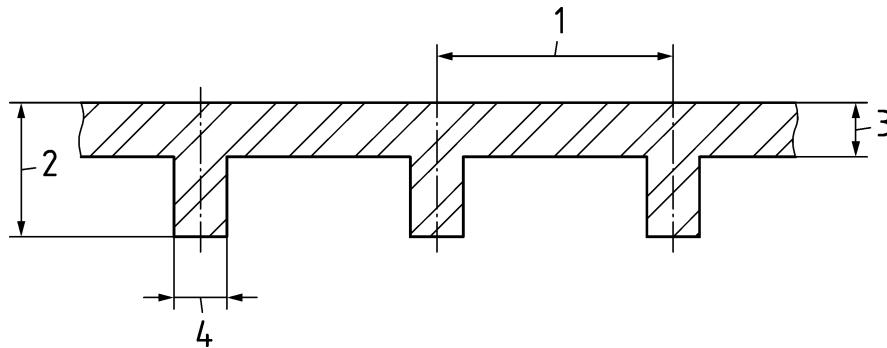
t is the thickness of the wall;

ρ_t is a coefficient obtained from Table 7.1.

Table 7.1 — Stiffness coefficient, ρ_t , for walls stiffened by piers, see Figure 7.2

| Ratio of pier spacing (centre to centre) to pier width | Ratio of pier depth to actual thickness of wall to which it is bonded | | |
|--|---|-----|-----|
| | 1 | 2 | 3 |
| 6 | 1,0 | 1,4 | 2,0 |
| 10 | 1,0 | 1,2 | 1,4 |
| 20 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |

NOTE Linear interpolation may be carried out between the values given.

**Key**

- 1 pier spacing
- 2 pier depth
- 3 thickness of wall
- 4 pier width

Figure 7.2 — Diagrammatic view of the definitions used in Table 7.1

(3) The effective thickness, t_{ef} , of a cavity wall in which both leaves are connected with wall ties in accordance with 8.6 should be determined using Formula (7.12):

$$t_{\text{ef}} = \sqrt[3]{k_{\text{tef}} t_1^3 + t_2^3} \quad (7.12)$$

where

t_1, t_2 are the actual thicknesses of the leaves, or their effective thicknesses calculated from Formula (7.11), when relevant, and t_1 is the thickness of the outer or unloaded leaf and t_2 is the thickness of the inner or loaded leaf;

k_{tef} is a factor to allow for the relative values of modulus of elasticity, E , of the leaves t_1 and t_2 .

NOTE The value of k_{tef} is E_1/E_2 , not to be taken larger than 2, unless the National Annex of a country gives a different value.

(4) When only one leaf of a cavity wall is loaded, Formula (7.12) may be used to calculate the effective thickness, provided that the wall ties have sufficient flexibility such that the loaded leaf is not affected

adversely by the unloaded leaf. In calculating the effective thickness, the thickness of the unloaded leaf should not be taken to be greater than the thickness of the loaded leaf.

7.5.2 Unreinforced masonry walls subjected to mainly vertical loading

(1) The slenderness ratio of an unreinforced masonry wall, see 7.5.1.2, should not be greater than 27.

7.5.3 Reinforced masonry members subjected to mainly vertical loading

7.5.3.1 Slenderness ratio limit for reinforced masonry walls

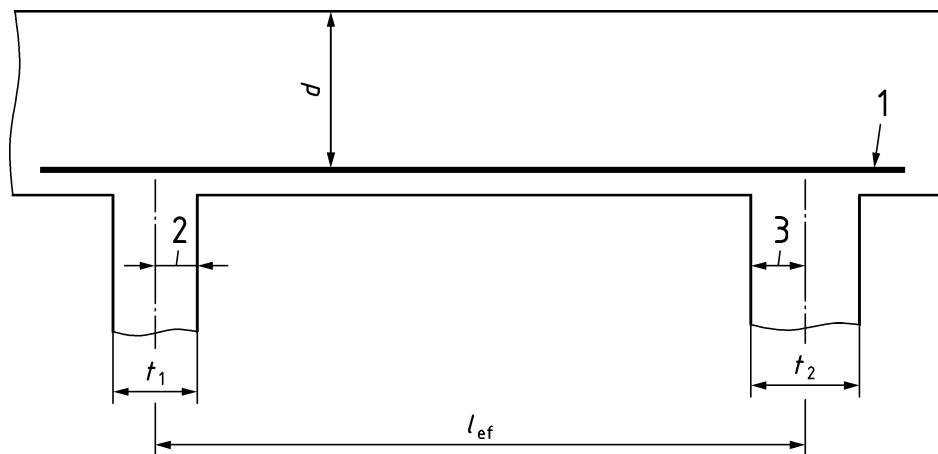
(1) When calculating the slenderness ratio of grouted cavity walls, the thickness of the wall should not be based on a cavity width greater than 100 mm.

(2) The slenderness ratio of the walls, see 7.5.1.2, should not be greater than 40.

7.5.3.2 Effective span of reinforced masonry beams (except deep beams)

(1) The effective span, l_{ef} , of simply supported or continuous masonry beams may be taken as the smaller of the following (see Figure 7.3):

- the distance between centres of supports;
- the clear distance between supports plus the effective depth, d .



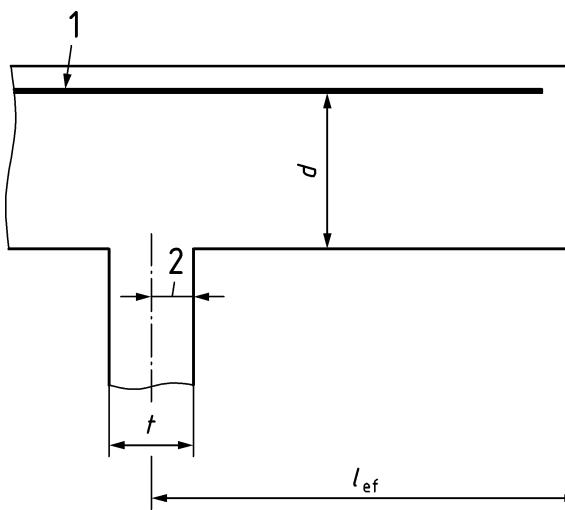
Key

- 1 reinforcement
- 2 $t_1/2$ or $d/2$ whichever is the smaller
- 3 $t_2/2$ or $d/2$ whichever is the smaller

Figure 7.3 — Effective span of simply supported or continuous masonry beams

(2) The effective span, l_{ef} , of a masonry cantilever may be taken as the smaller of the following (see Figure 7.4):

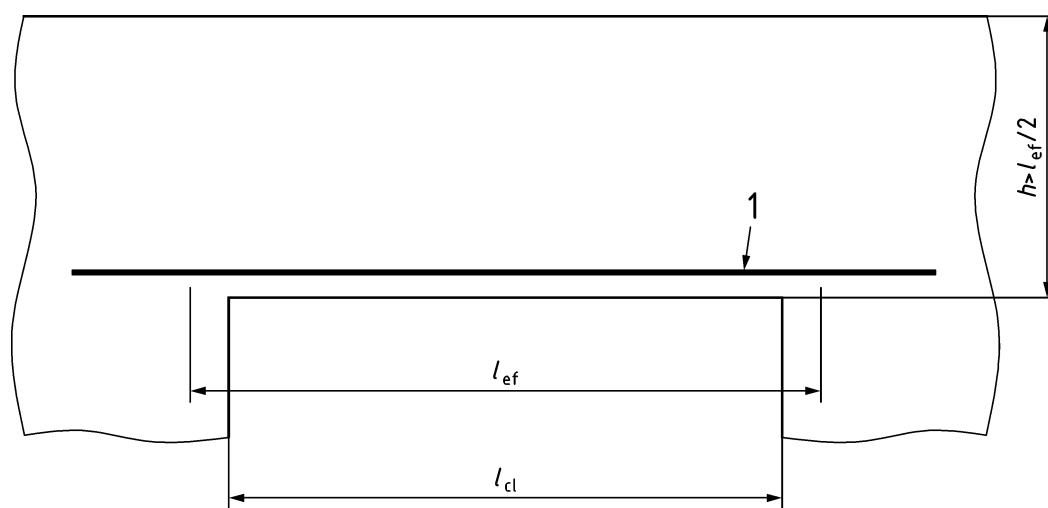
- the distance between the end of the cantilever and the centre of its support;
- the distance between the end of the cantilever and the face of the support plus half its effective depth, d .

**Key**

- 1 reinforcement
2 $t/2$ or $d/2$ whichever is the smaller

Figure 7.4 — Effective span of masonry cantilever**7.5.3.3 Deep reinforced masonry beams subjected to vertical loading**

- (1) The effective span of the deep beam, l_{ef} may be taken as the smaller of the following:
 - the distance between the centres of supports;
 - $1.15 l_{cl}$ where l_{cl} is the clear width of the opening or clear distance between supports, see Figure 7.5.
- (2) All the vertical loads acting on that part of the wall situated above the effective span of a deep beam should be taken into account, unless the loads can be taken by other means, for example, by upper floors acting as ties.
- (3) In determining the bending moments, the deep beam may be considered as simply supported between supports.

**Key**

- 1 reinforcement

Figure 7.5 — Effective span of a deep masonry beam

7.5.3.4 Composite lintels subjected to vertical loading

(1) Up to a clear span of 3 m, composite action may be assumed and differential movements between the concrete or masonry prefabricated and complementary part of the composite lintel due to temperature movement, shrinkage and creep may be neglected.

(2) Above a clear span of 3 m, composite action should not be assumed and an arch model with the prefabricated part acting as a tie may be used.

(3) The effective span of composite lintels should be taken as the clear width of the opening l_{cl} spanned by the lintel plus the declared built-in length (see Figure 8.10 in 8.7.7).

(4) In determining the bending moments, the composite lintel may be considered as simply supported between supports.

7.5.3.5 Redistribution of internal forces

(1) In masonry beams reinforced with steel bars, the linear elastic distribution of internal forces may be modified, assuming equilibrium, if the members have sufficient ductility, which may be assumed if the ratio of the neutral axis depth, x , to the effective depth, d , does not exceed 0,4 before redistribution of moments has been carried out.

(2) The influence on all aspects of a design from any redistribution of moments should be taken into account in accordance with EN 1992-1-1.

7.5.3.6 Limiting span of reinforced masonry beams

(1) The span of reinforced masonry beams should be limited to the appropriate value obtained from Table 7.2.

Table 7.2 — Limiting ratios of effective span to effective depth for beams

| | Ratio of effective span to effective depth (l_{ef}/d) |
|------------------|---|
| Simply supported | 20 |
| Continuous | 26 |
| Cantilever | 7 |

NOTE 1 To reduce the likelihood of cracking in brittle non-structural components the ratios may be decreased.
 NOTE 2 For free-standing walls not forming part of a building and subjected predominantly to wind loads, the ratios may be increased by 30 %, provided that such walls have no applied finish which may be damaged by deflections.

(2) In simply supported or continuous members, the clear distance between lateral restraints, l_r , should not exceed:

$$l_r \leq 60 b_c \text{ or} \quad (7.13)$$

$$l_r \leq \frac{250}{d} b_c^2, \text{ whichever is the lesser} \quad (7.14)$$

where

d is the effective depth of the member;

b_c is the width of the compression face midway between restraints.

(3) For a cantilever with lateral restraint provided only at the support, the clear distance from the end of the cantilever to the face of the support, l_r , should not exceed:

$$l_r \leq 25 b_c \text{ or} \quad (7.15)$$

$$l_r \leq \frac{100}{d} b_c^2, \text{ whichever is the lesser} \quad (7.16)$$

where

b_c is taken at the face of the support.

7.5.4 Confined masonry walls subjected to mainly vertical loading

(1) When analysing confined masonry walls subjected to mainly vertical loading, it should be assumed that the tie-columns are acting together with the masonry panel, thus considering the total wall length for the definition of the cross-section.

(2) The thickness, t , of a confined masonry wall should be taken as the effective thickness of the masonry panel, calculated from 7.5.1.4.

(3) The slenderness ratio of the walls should not be greater than 27.

7.5.5 Masonry walls subjected to in-plane horizontal loading

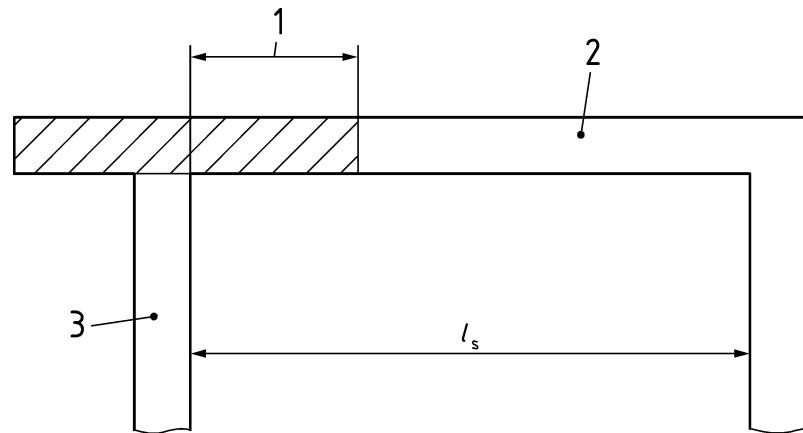
(1) When analysing masonry walls subjected to in-plane horizontal loading, the elastic stiffness of the walls, including any flanges, should be used as the stiffness of the wall. For walls higher than four times their length, the effect of shear deformations on the stiffness may be neglected.

(2) An intersecting wall, or a portion of such a wall, may be considered to act as a flange to a shear wall provided that the connection of the shear wall to the flange is able to resist the corresponding shearing actions, and provided the flange will not buckle within the length assumed.

(3) The length of any intersecting wall, which may be considered to act as a flange (see Figure 7.6), is the thickness of the shear wall plus, on each side of it - where appropriate - the least of:

- $h_{\text{tot}}/5$, where h_{tot} is the overall height of the shear wall;
- half the distance between shear walls (l_s), when connected by the intersecting wall;
- the distance to the end of the wall;
- half the clear height (h);
- eight times the thickness of the intersecting wall, t .

(4) In intersecting walls, openings with dimensions smaller than $h/4$ or $l/4$ may be disregarded. Openings with dimensions greater than $h/4$ or $l/4$ should be regarded as marking the end of the wall.

**Key**

1) the least of $\left\{ \begin{array}{l} h_{\text{tot}} / 5 \\ l_s / 2 \\ h / 2 \\ 8t \end{array} \right.$

- 2) intersecting wall
3) shear wall

Figure 7.6 — Flange widths that may be assumed for shear walls

(5) If the floors can be idealised as rigid diaphragms, the horizontal forces may be distributed to the shear walls in proportion to their stiffness.

(6) Where the plan arrangement of the shear walls is asymmetric, or for any other reason the horizontal force is eccentric to the overall stiffness centre of the structure, account shall be taken of the effect of the consequent rotation on the individual walls (torsional effects).

(7) If the floors are not sufficiently rigid when considered as horizontal diaphragms (for example, precast concrete units which are not interconnected) horizontal forces to be resisted by the shear walls should be taken to be the forces from the floors to which they are directly connected, unless a semi rigid analysis is carried out.

(8) The maximum horizontal load on a shear wall may be reduced by up to 15 % provided that global equilibrium is maintained.

(9) When deriving the relevant design load that assists shear resistance, the vertical load applied to slabs spanning in two directions may be distributed equally onto the supporting walls; in the case of floor or roof slabs spanning one way, a 45° spread of the load may be considered in deriving the axial load, at the lower storeys, on the walls not directly loaded.

(10) The distribution of shear stress along the compressed part of a wall may be assumed to be constant.

(11) When analysing confined masonry walls subjected to in-plane horizontal loading, it may be assumed that the tie-columns are acting together with the masonry panel, thus considering the total wall length for the definition of the geometry.

7.5.6 Reinforced masonry beams subjected to flexure and shear

(1) In calculating the design shear load in reinforced masonry beams and lintels with uniformly distributed loading, it may be assumed that the maximum shear load occurs at a distance d from the face of a support, where d is the effective depth of the member.

(2) When taking the maximum shear load at d from the face of a support, the following conditions should be satisfied:

- the loading and support reactions are such that they cause diagonal compression in the member (direct support);
- the shear load at the face of a support is such that it does not exceed the compressed strut strength (see section 8.8.3);
- at an end support, the tension reinforcement required at a distance $2,5 d$ from the face of the support is anchored into the support;
- at an intermediate support, the tension reinforcement required at the face of the support extends for a distance at least $2,5 d$, plus the anchorage length, into the span.

(3) In calculating the design shear load in reinforced masonry deep beams, it should be assumed that the maximum shear load occurs at the centreline of the support.

7.5.7 Masonry walls subjected to mainly lateral loading

7.5.7.1 General

(1) When analysing masonry walls subjected to mainly lateral loading, allowance should be made in the design for the following:

- the effect of damp proof courses;
- support conditions and continuity over supports.

(2) A faced wall should be analysed as a single-leaf wall constructed entirely of the units giving the lower flexural strength.

(3) A movement joint in a wall should be treated as an edge across which moment and shear cannot be transmitted.

NOTE Some specialised anchors are designed to transmit moment and/or shear across a movement joint.

(4) The reaction along an edge of a wall due to the load may be assumed to be uniformly distributed when designing the means of support. Restraint at a support can be provided by ties, by bonded masonry returns or by floors or roofs.

(5) Where laterally loaded walls are bonded (see 10.1.4) to vertically loaded walls, or where reinforced concrete floors bear onto them, the support may be considered as being continuous. A damp proof course should be considered as providing simple support. Where walls are connected to a vertically load bearing wall or other suitable structure by ties at the vertical edges, partial moment continuity at the vertical sides of the wall may be assumed, if the strength of the ties is verified to be sufficient.

(6) In the case of cavity walls, full continuity may be assumed even if only one leaf is continuously bonded across a support, provided that the cavity wall has ties in accordance with 8.6. The load to be transmitted from a wall to its support may be taken by ties to one leaf only, provided that there is adequate connection between the two leaves (see 8.6) particularly at the vertical edges of the walls. In all other cases, partial continuity may be assumed.

7.5.7.2 Calculation of applied moment

(1) When the wall is supported along 3 or 4 edges, the calculation of the applied moment, M_{Edi} , may be taken as:

- when the plane of failure is parallel to the bed joints, i.e. in the f_{xk1} direction:

$$M_{Ed1} = \alpha_1 W_{Ed} l^2 \text{ per unit length of the wall} \quad (7.17)$$

or,

- when the plane of failure is perpendicular to the bed joints, i.e. in the f_{xk2} direction:

$$M_{Ed2} = \alpha_2 W_{Ed} l^2 \text{ per unit height of the wall} \quad (7.18)$$

where

α_1, α_2 are bending moment coefficients taking account of the degree of fixity at the edges of the walls, and the height to length ratio of the walls; they should be obtained from a suitable theory;

l is the length of the wall;

W_{Ed} is the design lateral load per unit area.

NOTE Values of the bending coefficients α_1 and α_2 are given in Annex D for single-leaf walls with a thickness less than or equal to 250 mm, with $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, where μ is the orthogonal ratio of the design flexural strengths of the masonry, f_{xd1}/f_{xd2} , see 5.7.4 or $f_{xd1,app}/f_{xd2}$, see 8.5.3(1)(i) or $f_{xd1}/f_{xd2,app}$, see 8.7.3(7).

(2) The bending moment coefficient at a damp proof course may be taken as for an edge over which full continuity exists when the design vertical stress on the damp proof course equals or exceeds the design tensile stress caused by the moment arising due to the action.

(3) When the wall is supported only along its bottom and top edges, the applied moment may be calculated from normal engineering principles, taking into account any continuity.

(4) When irregular shapes of walls, or those with substantial openings, are to be designed, an analysis through a recognized method of obtaining bending moments in flat plates may be used, for example, finite element method or yield line analogy, taking into account the anisotropy of masonry when appropriate.

7.5.7.3 Dimensions

(1) In a laterally loaded panel or free standing wall built of masonry and designed in accordance with 8.4, the dimensions should be limited to avoid undue movements resulting from deflections, creep, shrinkage, temperature effects and cracking.

NOTE Limiting values for unreinforced walls and walls with only bed joint reinforcement are given in Annex E.

(2) The span of masonry walls reinforced with steel bars subjected to out-of-plane bending should be limited to the appropriate value obtained from Table 7.3.

Table 7.3 — Limiting ratios of effective span to effective thickness for reinforced walls subjected to out-of-plane bending

| | Ratio of effective span to thickness ($l_{\text{ef}}/t_{\text{ef}}$) |
|----------------------------|---|
| Simply supported | 35 |
| Continuous | 45 |
| Spanning in two directions | 45 |
| Cantilever | 18 |
| NOTE | For walls spanning in two directions, l_{ef} may be taken as the least of the height and the length of the wall. |

8 Ultimate limit states

8.1 General

(1) The resistance of masonry walls shall be based on the geometry of the wall, the effect of the applied eccentricities and the material properties of the masonry.

(2) The verification of ultimate limit states should be carried out in the following cases:

- walls subjected to mainly vertical loading (resistance to vertical loading and out-of-plane stability);
- walls subjected to concentrated loads;
- walls subjected to horizontal in-plane loading (shear and bending);
- walls subjected to lateral loading or to combined lateral and vertical loading;
- shear and bending in beams and spandrel walls.

(3) In calculating the vertical resistance of masonry walls, it may be assumed that:

- plane sections remain plane;
- the tensile strength of masonry perpendicular to bed joints is zero.

(4) The verification of unreinforced masonry spandrel walls should be carried out, when these elements are taken into account in the structural model.

(5) Complex shaped masonry members may be designed in accordance with 8.2, 8.3 and 8.4 using an equivalent cross-section. Walls with piers may be designed in accordance with 7.5.1.4(2). The ultimate limit state should be verified in accordance with (2) above. Torsional effects should also be considered, if relevant.

NOTE An alternative design approach for complex shaped masonry members subjected to mainly vertical loading is given in Annex I.

8.2 Verification of unreinforced masonry walls subjected to mainly vertical loading

8.2.1 General

(1) At the ultimate limit state, the design value of the vertical load applied to a masonry wall, N_{Ed} , shall be less than or equal to the design value of the vertical resistance of the wall, N_{Rd} , such that:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (8.1)$$

(2) The design value of the vertical resistance of a single-leaf wall per unit length, N_{Rd} , should be calculated using Formula (8.2):

$$N_{Rd} = \Phi t f_d \quad (8.2)$$

where

Φ is a reduction factor, Φ_i at the top or bottom of the wall, or Φ_m at the mid-height of the wall, as appropriate, allowing for the effects of slenderness and eccentricity of loading, obtained from 8.2.2;

t is the thickness of the wall;

f_d is the design compressive strength of the masonry, obtained from 4.4.2 and 5.7.1.

(3) In the case of partially supported floors, the thickness of the wall may be taken equal to the width of the support.

(4) Where the cross-sectional area of a wall is less than $0,1 \text{ m}^2$, the design compressive strength of the masonry, f_d , should be multiplied by the factor:

$$(0,7 + 3 A) \quad (8.3)$$

where

A is the loaded horizontal gross cross-sectional area of the wall, expressed in square metres.

(5) For cavity walls, each leaf should be verified separately, using the plan area of the loaded leaf and the slenderness ratio based upon the effective thickness of the cavity wall, calculated according to Formula (7.12).

(6) A faced wall should be designed in the same manner as a single-leaf wall constructed entirely of the weaker units, using the value of K from Table 5.3, appropriate to a wall with a longitudinal mortar joint.

(7) A double-leaf wall or a collar jointed wall, tied together according to 8.6, may be designed as a single-leaf wall, if both leaves have a load of similar magnitude, or, alternatively, as a cavity wall.

(8) When chases or recesses are outside the limits given in 10.6, the effect on loadbearing capacity should be taken into account as follows:

- vertical chases or recesses should be treated either as a wall end or, alternatively, the residual thickness of the wall should be used in the calculations of the design vertical load resistance;
- horizontal or inclined chases should be treated by verifying the strength of the wall at the chase position, taking account of the load eccentricity.

NOTE As a general guide, the reduction in vertical loadbearing capacity is to be taken proportional to the reduction in cross-sectional area due to any vertical chase or recess, provided that the reduction in area does not exceed 25 %.

8.2.2 Reduction factor for slenderness and eccentricity

(1) Assuming a rectangular stress block, the value of the reduction factor for slenderness and eccentricity, at the top or bottom of the wall (Φ_i) is given by:

$$\Phi_i = 1 - \frac{2e_i}{t} \quad (8.4)$$

where

e_i is the eccentricity at the top or the bottom of the wall, as appropriate, calculated using Formula (8.5):

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05t \quad (8.5)$$

where

M_{id} is the design value of the bending moment at the top or the bottom of the wall resulting from the eccentricity of the floor load at the support, analysed according to 7.5.1 (see Figure 8.1);

N_{id} is the design value of the vertical load at the top or bottom of the wall;

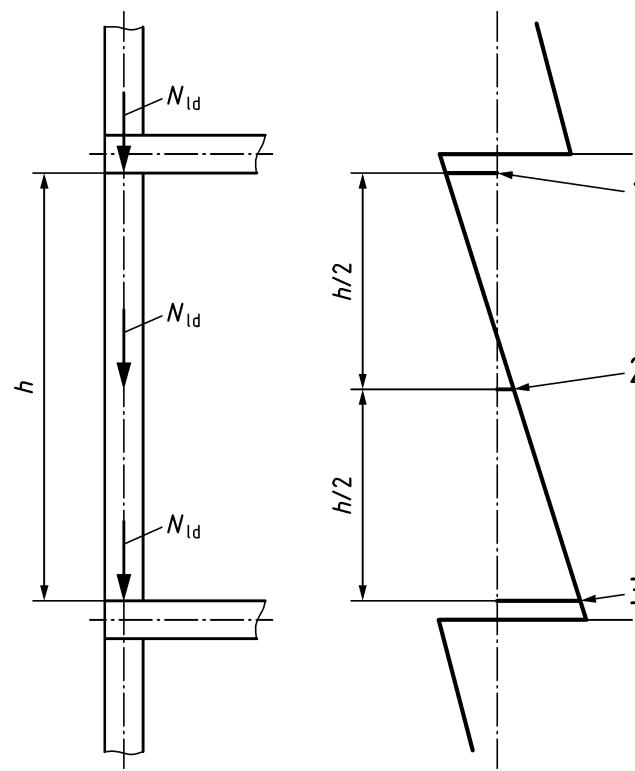
e_{he} is the eccentricity at the top or bottom of the wall, if any, resulting from horizontal loads (for example, wind);

e_{init} is the initial eccentricity with a sign that increases the absolute value of e_i (see 7.5.1.1);

t is the thickness of the wall.

NOTE 1 In Formula (8.5), each eccentricity is to be used with its appropriate sign relevant to the mechanical model used.

NOTE 2 When insulation reduces the wall cross section, see Figure C.4 in Annex C, the eccentricities due to the slab reaction and the load transfer to the external thinner masonry unit can be combined to define e_i .

**Key**1 M_{1d} (at underside of floor)2 M_{md} (at mid-height of wall)3 M_{2d} (at top of floor)**Figure 8.1 — Moments from calculation of eccentricities**

(2) By using a simplification of the general principles given in 8.1, and assuming a rectangular stress block the reduction factor at the mid-height of the wall, Φ_m , may be determined using the eccentricity at the mid-height of the wall, e_m , calculated using Formula (8.6):

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init} \geq 0,05 t \quad (8.6)$$

where

N_{md} is the design value of the greatest moment at the mid-height of the wall resulting from the moments at the top and bottom of the wall (see Figure 8.1), including any load applied eccentrically to the face of the wall (e.g. brackets);

N_{md} is the design value of the vertical load at the mid-height of the wall, including any load applied eccentrically to the face of the wall (e.g. brackets);

e_{hm} is the eccentricity at the mid-height of the wall resulting from horizontal loads (for example, wind);

e_{init} is the initial eccentricity with a sign that increases the absolute value of the eccentricity due to loads (see 7.5.1.1);

h_{ef} is the effective height, obtained from 7.5.1.3 or the appropriate restraint or stiffening condition;

t_{ef} is the effective thickness of the wall, obtained from 7.5.1.4.

NOTE 1 The inclusion of e_{hm} depends on the load combination being used for the verification; its sign relative to that of M_{md}/N_{md} is taken into account.

NOTE 2 In Formula (8.6), in the case of partially supported floors the thickness of the wall is assumed to be equal to the full thickness of the wall, taking the eccentricity of the vertical load with reference to the wall axis into account when a reduced thickness was assumed when calculating the bending.

NOTE 3 A method for calculating Φ_m is given in Annex F.

NOTE 4 In Formula (8.6), each eccentricity is used with its appropriate sign relevant to the mechanical model used.

(3) The load capacity of walls containing courses of two types of masonry having different strength properties, when the height of one type of masonry at the top and/or the bottom of the wall is less than $h/10$, should be taken as the lesser of:

- the load capacity of the top and/or bottom, $N_{Rd,i}$, determined using the strength properties for the weakest masonry; and,
- the load capacity of the mid-height of the wall, $N_{Rd,m}$, determined using the strength properties for the masonry in the wall between the units in the top and/or bottom.

A check should be made to avoid local bearing failure when a web or shell bears onto a low strength unit.

(4) For rectangular cross-sections under biaxial bending, the resulting reduction factor Φ_m may be assumed as the product of the Φ factors in each direction and the total axial resistance of the wall, given by $N_{Rd} = \Phi l t f_d$, should be verified. The Φ factor in the longitudinal direction of the wall should be calculated according to Formula (8.4), based on the longitudinal eccentricity of vertical loads, when the length of the wall l should be used instead of t .

8.2.3 Concentrated loads

(1) The design value of a concentrated vertical load, N_{Edc} , applied to a masonry wall, shall be less than or equal to the design value of the concentrated vertical load resistance of the wall, N_{Rdc} , such that

$$N_{Edc} \leq N_{Rdc} \quad (8.7)$$

(2) When a wall, built with Group 1 masonry units and detailed in accordance with 10, other than a shell bedded wall, is subjected to a concentrated load, the design value of the vertical load resistance of the wall is given by:

$$N_{Rdc} = \beta_{con} A_b f_d \quad (8.8)$$

where

β_{con} is an enhancement factor for concentrated loads given by Formula (8.9) (see also (3) and (4) below):

$$\beta_{con} = \left(1 + 0,3 \frac{a_1}{h_c} \right) \left(1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{ef}} \right) \quad (8.9)$$

which should not be less than 1,0 nor taken to be greater than:

- Entwurf -

$$1,25 + \frac{a_1}{2 h_c} \text{ or } 1,5 \text{ whichever is the lesser}$$

;

a_1 is the distance from the end of the wall to the nearer edge of the loaded area (see Figure 8.2);

h_c is the height of the wall to the level of the load;

A_b is the loaded area;

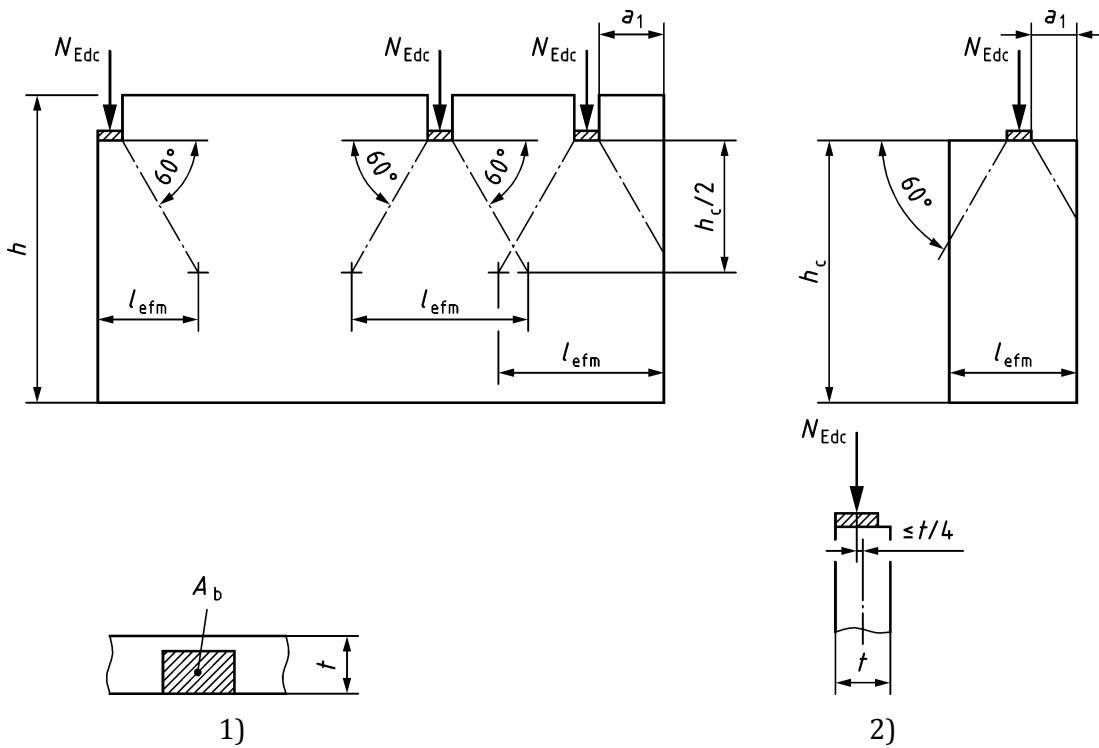
A_{ef} is the effective area of bearing given by: $l_{\text{efm}} t$;

l_{efm} is the effective length of the bearing as determined at the mid-height of the wall or pier (see Figure 8.2);

t is the thickness of the wall, taking into account the depth of recesses in bed joints greater than 5 mm;

A_b/A_{ef} is not to be taken greater than 0,45.

f_d is the design compressive strength of the masonry, obtained from 4.4.2 and 5.7.1.

**Key**

- 1 plan
- 2 section

Figure 8.2 — Walls subjected to concentrated load

(3) For walls built with Group 2, 3 and 4 masonry units, or masonry units which do not fit into Table 5.1, and/or when shell bedding is used, β_{con} should be taken as 1,0.

(4) Where the eccentricity of the load from the centreline of the wall is greater than $t/4$ (see Figure 8.2), β_{con} should be taken as 1,0.

(5) For unfilled perpend joints, the angle of spread in Figure 8.2 should be defined by the masonry bond, but not less than 60°.

(6) In all cases, the rules of 8.2.1 should be met at the mid-height of the wall below the bearings, including the effects of any other superimposed vertical loading, particularly for the case where concentrated loads are sufficiently close together for their effective lengths to overlap.

(7) Where the capacity of the masonry under a concentrated load is inadequate a spreader beam may be used. The spreader beam should be of adequate stiffness and size to effectively transfer the concentrated load to the supporting masonry. The wall may then be designed checking the concentrated load under the spreader beam.

8.3 Verification of unreinforced masonry walls subjected to combined vertical and horizontal loading in the plane of the wall

8.3.1 In-plane shear resistance

(1) At the ultimate limit state, the design value of the shear load applied to the masonry wall, V_{Ed} , shall be less than or equal to the design value of the shear resistance of the wall, V_{Rd} , such that:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (8.10)$$

(2) The design value of the shear resistance should be calculated using Formula (8.11):

$$V_{Rd} = f_{vd} t l_c \quad (8.11)$$

or as an alternative using Formula (8.12):

$$V_{Rd} = V_{Rdl} \quad (8.12)$$

where

f_{vd} is the design value of the shear strength of masonry, obtained from 4.4.2 and 5.7.2, based on the average vertical stress over the compressed part of the wall that is providing the shear resistance;

t is the thickness of the wall resisting the shear;

l_c is the length of the compressed part of the wall, ignoring any part of the wall that is in tension;

V_{Rdl} is the design value of the limiting shear resistance.

NOTE Formula (8.11) is to be used for the derivation of V_{Rd} , unless the National Annex of a country requires Formula (8.12) to be used and provides the values or derivation of V_{Rdl} .

(3) The length of the compressed part of the wall, l_c , may be calculated assuming a linear stress distribution of the compressive stresses, and taking into account any openings, chases or recesses; any portion of the wall subjected to vertical tensile stresses should not be used in calculating the area of the wall to resist shear.

(4) The connections between shear walls and flanges of intersecting walls shall be verified for vertical shear.

(5) When a continuous horizontal joint needs to be verified, e.g. owing to the presence of a different mortar joint from that used in the rest of the wall, or there is a damp proof course at the base, the design value of the shear resistance should be taken as the lesser of the resistance of the masonry and that of the continuous horizontal joint being considered.

8.3.2 Compressed part of the wall

(1) The compressed part of the wall shall be verified for the vertical loading applied to it under the effect of the in-plane horizontal loading.

(2) The verification may be carried out according to 8.2.1, taking into account the effect of lateral buckling using a reduction factor, Φ , in accordance with 8.2.2, if applicable.

(3) The verification may be carried out by checking that the design value of the moment applied to the masonry wall, M_{Ed} , is less than or equal to the design value of the moment of resistance of the wall, M_{Rd} , such that:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (8.13)$$

(4) In determining the design value of the moment of resistance, M_{Rd} , the distribution of stresses over the compressed part of the wall should be defined using an appropriate stress-strain relationship according to 5.8.1.

(5) For rectangular cross-sections of the wall, using the rectangular stress block, the design value of the moment of resistance M_{Rd} is given by:

$$M_{Rd} = \frac{N_{Ed}l}{2} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{tl\eta_f f_d} \right) \geq 0 \quad (8.14)$$

where

N_{Ed} is the design value of the vertical load;

f_d is the design value of the compressive strength of masonry, obtained from 4.4.2 and 5.7.1;

η_f is the factor defining the equivalent rectangular stress block, obtained from 5.8.1;

t is the thickness of the wall;

l is the total length of the wall, including any part in tension.

8.4 Verification of unreinforced masonry walls subjected to mainly lateral loading

8.4.1 Loading types

(1) Walls subjected to mainly wind loading should be designed using 8.4.2, 8.4.3 and 8.4.4, as relevant.

(2) Walls subjected to lateral earth and water pressure, with/or without vertical loads, may be designed using 8.2, 8.4.2, 8.4.3 and 8.4.4, as relevant.

NOTE A simplified method for designing basement walls subjected to lateral earth pressure is given in EN 1996-3.

(3) Walls subjected to horizontal accidental loads (for example, gas explosions) other than those resulting from seismic actions, should be designed in accordance with 8.2, 8.4.2, 8.4.3 and 8.4.4, as relevant.

8.4.2 Walls in flexure

(1) At the ultimate limit state, the design value of the moment applied to the masonry wall, M_{Ed} (see 7.5.7), shall be less than or equal to the design value of the moment of resistance of the wall, M_{Rd} , such that:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (8.15)$$

(2) The orthogonal strength ratio, μ , of the masonry should be taken into account in the design (see 7.5.7.2).

(3) The design value of the lateral moment of resistance of a masonry wall, M_{Rd} , per unit height or length, is given by:

$$M_{Rd} = f_{xd} Z \quad (8.16)$$

where

f_{xd} is the design flexural strength appropriate to the plane of bending, obtained from 5.7.4, 8.5.3(1)(i) or 8.7.3(7), as relevant;

Z is the elastic section modulus of unit height or length of the wall.

(4) When a load perpendicular to the bed joints is present, walls in flexure may be designed using 8.5.3.

(5) In assessing the elastic section modulus Z of a pier in a wall, the outstanding length of flange from the face of the pier should be taken as the least of:

- $8t$ for walls spanning vertically between restraints;
- $4t$ for cantilever walls;
- half the clear distance between piers;

where

t is the thickness of the wall.

(6) In a cavity wall, the design lateral load per unit area, W_{Ed} , may be distributed between the two leaves provided that the wall ties, or other connectors between the leaves, are capable of transmitting the actions to which the cavity wall is subjected. The apportionment between the two leaves may be in proportion either to their lateral resistance, or to the stiffness of each leaf. When using the resistance as the means of distribution, there should be enough deflection capacity in each leaf. When using the stiffness, each leaf should then be verified for its proportion of W_{Ed} .

(7) If a wall is weakened by chases or recesses outside the limits given in 10.6, this weakening should be taken into account when determining the load bearing capacity by using the reduced thickness of the wall at the chase or recess position.

8.4.3 Walls arching between supports

(1) At the ultimate limit state, the design lateral load effect due to arch action in a wall shall be less than or equal to the design load resistance under an arch action and the design strength of the supports for the arch shall be greater than the effect of the design lateral load.

(2) A masonry wall built solidly between supports capable of resisting an arch thrust may be designed assuming that a horizontal or vertical arch develops within the thickness of the wall.

(3) Analysis may be based on a three-pin arch, when the bearing of the arch thrust at the supports and at the central hinge should be assumed as 0,1 times the thickness of the wall, as indicated on Figure 8.3. If chases or recesses occur near the thrust-lines of the arch, their effect on the strength of the masonry should be taken into account.

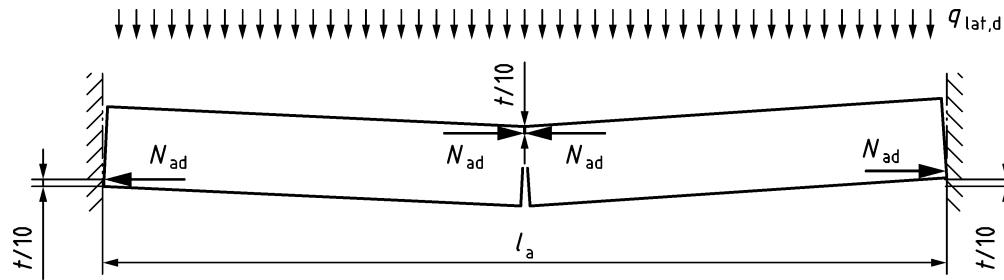


Figure 8.3 — Arch assumed for resisting lateral loads

(4) The arch thrust should be assessed from knowledge of the applied lateral load, the strength of the masonry in compression, the effectiveness of the junction between the wall and the support resisting the thrust, and the elastic and time dependent shortening of the wall. For vertical spanning, the arch thrust may be provided by a vertical load.

(5) The arch rise, r_a , is given by:

$$r_a = 0,9 t - d_a \quad (8.17)$$

where

- t is the thickness of the wall, taking into account the reduction in thickness resulting from recessed joints;
- d_a is the deflection of the arch under the design lateral load; it may be taken to be zero for walls having a length (or height, as applicable) to thickness ratio of 20 or less.

(6) The maximum design arch thrust per unit length of wall, N_{ad} , may be obtained from:

$$N_{ad} = 1,5 f_d \frac{t}{10} \quad (8.18)$$

and, where the lateral deflection is small, the design lateral resistance per unit area of wall, $q_{lat,d}$, is given by:

$$q_{lat,d} = f_d \left(\frac{t}{l_a} \right)^2 \quad (8.19)$$

where

- t is the thickness of the wall;
- f_d is the design compressive strength of the masonry in the direction of the arch thrust, obtained from 4.4.2 and 5.7.1;
- l_a is the length or the height of the wall between supports capable of resisting the arch thrust;

provided that the slenderness ratio in the considered direction does not exceed 20 and, in the case of vertical arching, any damp proof course or other plane of low frictional resistance in the wall can transmit the relevant lateral forces.

(7) When masonry units other than Group 1 are used, the enhancement factor of 1,5 in Formula (8.18) may not be applicable and, in this case, the result from Formula (8.19) should be multiplied by 0,72.

8.4.4 Out-of-plane shear resistance

(1) The design value of the out-of-plane shear resistance should be based on the characteristic initial shear strength, f_{vk0} , and the characteristic friction coefficient of the bed joint, as given in 5.7.2.3 (1) and (5), or of the damp proof course, μ_f , as given in 5.7.2.3(2). The method described for in-plane shear resistance in 8.3.1 can be taken as a reference, with inverted roles of the thickness t and length l of the wall.

8.5 Verification of unreinforced masonry walls subjected to combined vertical and lateral loading

8.5.1 General

(1) Unreinforced masonry walls that are subjected to both vertical and lateral loading may be verified by using any one of the methods given in 8.5.2, 8.5.3 or 8.5.4, as appropriate.

(2) Unreinforced masonry walls that are subjected to combined vertical loading, lateral loading and horizontal in-plane loading may be verified by using any of the methods given in 8.2.2(4) or 8.3.2(2), as appropriate.

8.5.2 Method using ϕ factor

(1) By using the relevant value of the eccentricity due to horizontal actions, e_{he} or e_{hm} , according to 8.2.2(1) or 8.2.2(2), a slenderness reduction factor, Φ , that takes into account the combined vertical and lateral loading, should be obtained, using Formulae (8.5) and (8.6), for use in Formula (8.2).

NOTE When a wall is supported along three or four edges, Annex G gives a method to reduce the horizontal out-of-plane load acting on the wall, to allow for both vertical and horizontal loads.

8.5.3 Method taking buckling and flexural strength into account

(1) Unreinforced masonry walls that are subjected to both vertical and lateral loading may be verified taking into account the flexural strength and the favourable effect of the vertical stress either by:

(i) using 8.4.2 with the apparent flexural strength, $f_{xd1,app}$, given by Formula (8.20), the orthogonal ratio specified in 8.4.2(2) being modified accordingly.

$$f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d \quad (8.20)$$

where

f_{xd1} is the design flexural strength of masonry with the plane of failure parallel to the bed joints, see 5.7.4;

σ_d is the design compressive stress on the wall, not taken to be greater than $0,15 N_{Rd}/A$ at the point in the wall at which the apparent flexural strength is being used, according to 8.2.1(2).

(ii) by calculating the resistance of the wall using Formula (8.2), taking the buckling effect due to the vertical load and its eccentricity and the flexural strength into account.

NOTE A method for verifying the resistance taking the flexural strength and the effect of buckling into account is given in Annex J.

(2) The enhancement of the wall capacity, either by increasing the design flexural strength of masonry, f_{xd1} , to an apparent flexural strength, $f_{xd1,app}$, method (i) above, or by taking the flexural strength and the effect of buckling into account, method (ii) above, shall not be used when failure of the building part under consideration is critical to the overall stability of the structure.

8.5.4 Method using the out-of-plane bending capacity of the wall

(1) Unreinforced masonry walls with a slenderness ratio h_{ef}/t_{ef} calculated in accordance with 7.5.1.2(1), may be designed checking that the design value of the moment applied to the masonry wall, M_{Ed} , is less than or equal to the design value of the moment of resistance of the wall, M_{Rd} , taking into account second order geometrical effects.

(2) When M_{Ed} is calculated with a first order analysis, second order effects should be taken into account by defining the reduced moment of resistance of the wall, where the bending reduction factor, should take into account second order effects. M_{Rd} may be calculated assuming a rectangular stress distribution on the cross-section of the wall. The method described in 8.3.2 can be taken as a reference, with inverted roles of the thickness t and length l of the wall.

NOTE A method for calculating the reduced moment of resistance of the wall is given in Annex F.

8.6 Ties

(1) For calculation of the structural resistance of ties, the combination of the following shall be taken into account:

- differential movement between the connected structural members, typically faced wall and backing leaf, e.g. due to temperature differences, changes of moisture and actions;
- horizontal wind action;
- force due to interaction of leaves in cavity walls.

(2) In determining the structural resistance of the ties, account shall be taken of any deviations from straightness and to any impairment of the material, including the risk of brittle failure due to the successive deformations to which they are subjected during and after the execution.

(3) Where walls, especially cavity walls and veneer walls, are subjected to lateral wind loads, the wall ties connecting the two leaves shall be capable of distributing the wind loads from the loaded leaf to the other leaf, backing wall or support.

(4) The minimum number of wall ties per unit area, n_t , should be obtained from:

$$n_t \geq \frac{W_{Ed}}{F_d} \quad (8.21)$$

but not less than according to 10.5.2.2,

where

W_{Ed} is the design value of the horizontal load, per unit area, to be transferred (see (7) for veneer walls);

F_d is the design compressive or tensile resistance of a wall tie, as appropriate to the design condition.

(5) The declared value of compressive or tensile resistance according to EN 845-1 should be divided by γ_M to obtain the design value.

(6) The wall ties should allow differential movement to take place between the leaves without causing damage.

(7) In the case of a veneer wall, W_{Ed} should be calculated on the basis that the wall ties are required to transmit all of the design horizontal wind load acting on the veneer wall to the backing structure.

8.7 Verification of reinforced masonry members subjected to bending, bending and axial loading, or axial loading

8.7.1 General

(1) At the ultimate limit state, the design value of the load applied to a reinforced masonry member, E_d , shall be less than or equal to the design value of the load resistance of the member, R_d , such that:

$$E_d \leq R_d \quad (8.22)$$

(2) The verification of reinforced masonry members subjected to bending, bending and axial loading, or axial loading, should be based on the following assumptions:

- plane sections remain plane;
- the reinforcement is subjected to the same variations in strain as in the adjacent masonry;
- the tensile strength of the masonry is taken to be zero;
- the maximum compressive strain and the stress-strain relationship of masonry are chosen according to the material, see 5.8.1, taking into account the compressive strength of the masonry in the direction of loading;
- the stress-strain relationship of the steel reinforcement is according to EN 1992-1-1, and the maximum tensile strain of the reinforcement, ε_{sv} , should be limited to 0,01.

(3) Reinforced masonry built with Group 4 units and subjected to mainly vertical loading is not covered by prEN 1996-1-1.

(4) The design compressive stress block for masonry or concrete infill may be based on 5.8.1(3) and Figure 5.2, where f_d is the design compressive strength of masonry, in the direction of loading, or concrete infill.

(5) When a compression zone contains both masonry and concrete infill, the compressive strength should be calculated using a stress block based on the compressive strength of the weakest material.

(6) Reinforced masonry members subjected to a small axial force may be designed for bending only, if the design average compressive stress in the cross section, σ_d , does not exceed:

$$\sigma_d \leq 0,3 f_d \quad (8.23)$$

where

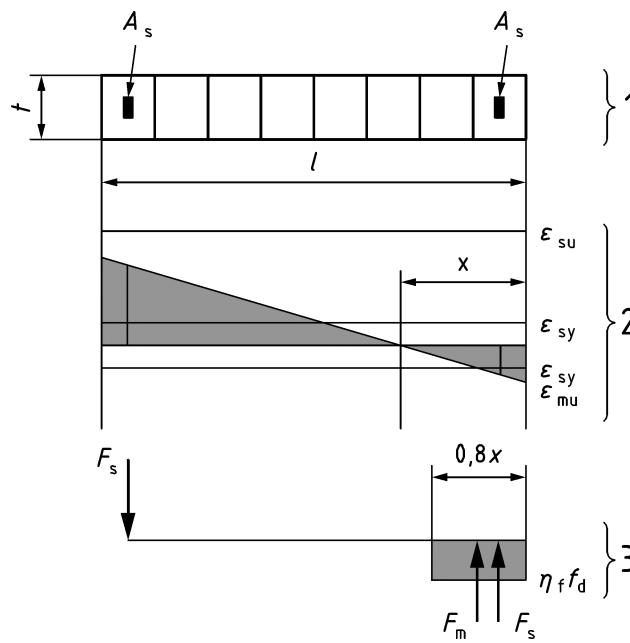
f_d is the design compressive strength of masonry.

(7) To calculate the design resistance of a reinforced masonry member subjected to bending, with or without axial force, the neutral axis depth should be consistent with moment and axial force equilibrium.

(8) A rectangular stress distribution with depth of the compressed zone and average compressive stress as indicated in 5.8.1(3) may be assumed for a reinforced member subjected to bending.

8.7.2 Walls subjected to in-plane bending or in-plane bending and axial loading

(1) For walls with symmetrical vertical reinforcement at the ends, the scheme in Figure 8.4 may be used to calculate the design resistance in case of a rectangular stress distribution.

**Key**

- 1 cross section
- 2 strains
- 3 internal forces

Figure 8.4 — Stress and strain distribution for a wall with symmetrical reinforcement**8.7.3 Walls subjected to out-of-plane bending or out-of-plane bending and axial loading**

(1) For the case of a singly reinforced rectangular cross-section, or when the contribution of reinforcement in compression is neglected, with the cross-section being subject to bending only, the design value of the moment of resistance, M_{Rd} , may be taken as:

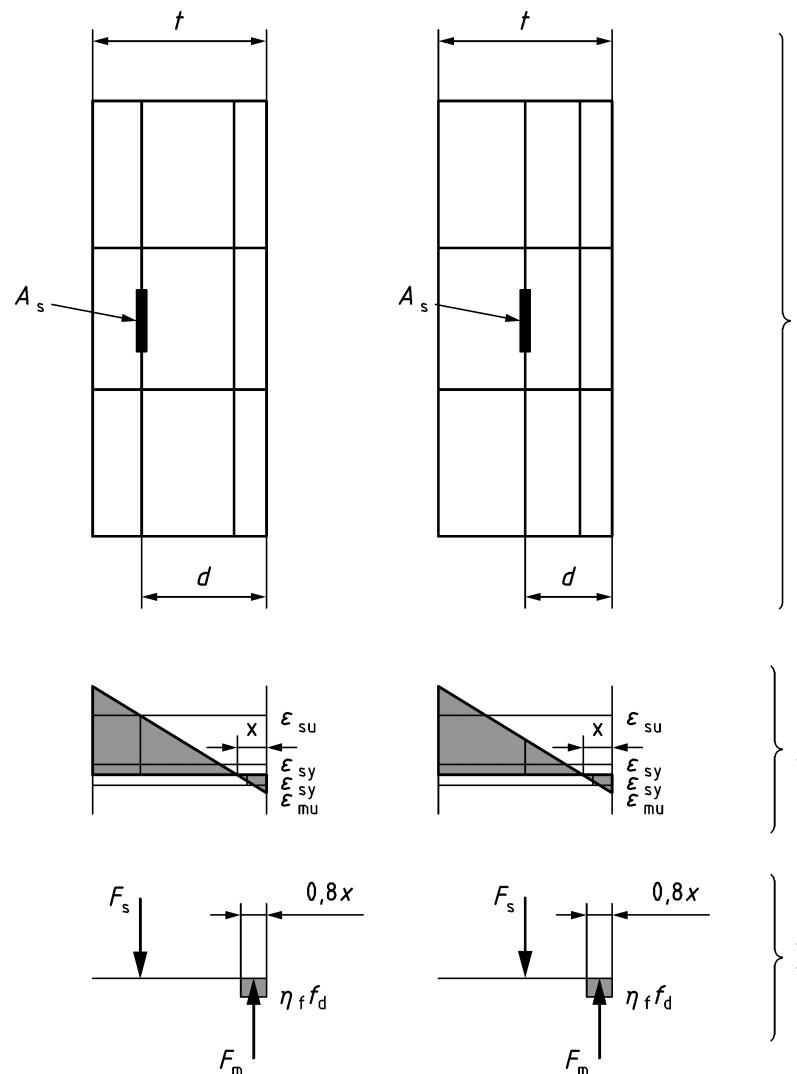
$$M_{Rd} = A_s f_{yd} z \quad (8.24)$$

where, based on the simplification illustrated in Figure 8.5, the lever arm of the internal forces, z , may be taken, for a section when the maximum compression and tension are reached together, as:

$$z = d \left(1 - 0.5 \frac{A_s f_{yd}}{b d \eta_f f_d} \right) \leq 0.9 d \quad (8.25)$$

where

- b is the width of the section;
- d is the effective depth of the section;
- A_s is the cross-sectional area of the reinforcement in tension;
- f_d is the design compressive strength of masonry, obtained from 4.4.2 and 5.7.1, or concrete infill, obtained from 4.4.2 and 5.3, whichever is the lesser;
- f_{yd} is the design yield strength of reinforcement based on either f_{yk} or $f_{0,2k}$;
- η_f is the factor defining the equivalent rectangular stress block, assumed equal to 1,0 for the concrete infill.

**Key**

- 1 cross section
- 2 strains
- 3 internal forces

Figure 8.5 — Stress and strain distribution for reinforced walls with single reinforcement

(2) In determining the design value of the moment of resistance, M_{Rd} , of reinforced masonry walls subject to bending according to (1), the design compressive strength, f_d , in Figure 8.5, may be taken over the depth from the compressed edge of the cross-section, $0,8 x$, when the design value of the moment of resistance, M_{Rd} , should not be taken to be greater than:

$$M_{Rd} \leq 0,37 \eta_f f_d b d^2 \quad (8.26)$$

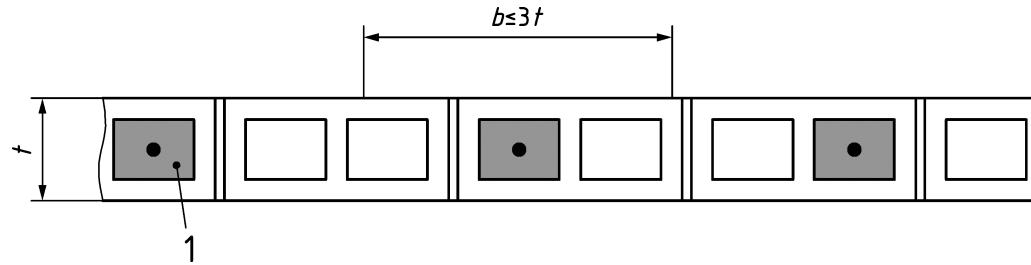
where

f_d is the design compressive strength of masonry in the direction of loading, obtained from 4.4.2 and 5.7.1, or concrete infill, obtained from 4.4.2 and 5.3, whichever is the lesser;

η_f is the factor defining the equivalent rectangular stress block, assumed equal to 1,0 for the concrete infill;

- b* is the width of the section;
d is the effective depth of the section;
x is the neutral axis depth.

(3) When the reinforcement in a section is concentrated locally such that the member cannot be treated as a flanged member (see 8.7.3(4)), the reinforced section should be considered as having a width of not greater than 3 times the thickness of the masonry (see Figure 8.6).



Key

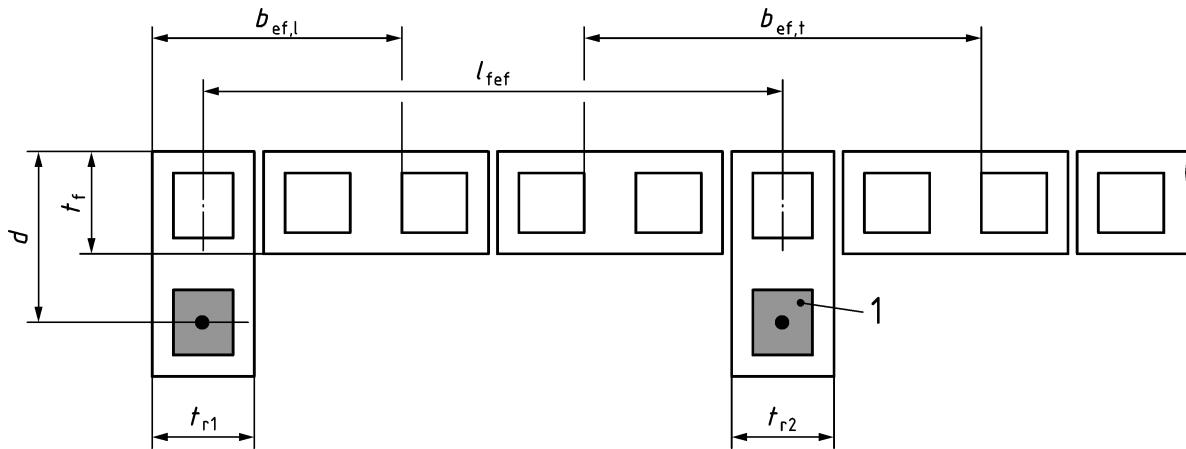
- 1 reinforcement

Figure 8.6 — Width of section for members with locally concentrated reinforcement

(4) In reinforced members, where the reinforcement is concentrated locally such that the member can act as a flanged member, for example with a T or L shape (see Figure 8.7), the thickness of the flange, t_f , should be taken as the thickness of the masonry but in no case greater than $0,5 d$, where d is the effective depth of the member. The masonry between the concentrations of reinforcement should be checked to ensure that it is capable of spanning between the supports so provided.

$$b_{ef,l} = \text{the least of } \begin{cases} t_{r1} + 8t_f \\ l_{fef}/2 \\ h/6 \\ \text{actual width of flange} \end{cases}$$

$$b_{ef,t} = \text{the least of } \begin{cases} t_{r2} + 16t_f \\ l_{fef}/3 \\ h/3 \\ \text{actual width of flange} \end{cases}$$

**Key**

1 reinforcement

Figure 8.7 — Effective width of flanges

where

 $b_{\text{ef},l}$ effective width of a flanged L-member; $b_{\text{ef},t}$ effective width of a flanged T-member; h clear height of a masonry wall; l_{fef} effective distance between lateral restraints; t_f thickness of a flange; t_{ri} thickness of rib i .(5) In the case of flanged members, the design value of the moment of resistance, M_{Rd} , may be obtained using Formula (8.24) but should not be taken to be greater than:

$$M_{\text{Rd}} = f_d \cdot b_{\text{ef}} \cdot t_f \left(d - 0,5 \cdot t_f \right) \quad (8.27)$$

where

 f_d is the design compressive strength of masonry, obtained from 4.4.2 and 5.7.1; d is the effective depth of the member; t_f is the thickness of the flange in accordance with (4); b_{ef} is the effective width of the flanged member, in accordance with (4).

(6) Where reinforcement is contained in a cavity between two leaves of masonry the width of the cavity for design purposes should not be taken to be greater than 100 mm.

(7) In walls reinforced with bed joint reinforcement to assist their resistance to lateral loads, when the strength of such reinforcement is needed to arrive at a bending moment coefficient α , (see 7.5.7.2), an

apparent flexural strength $f_{xd2,app}$ may be calculated by equating the design moment of resistance of the bed joint reinforced section to an unreinforced section of the same thickness, using:

$$f_{xd2,app} = \frac{6 A_s f_{yd} z}{t^2} \quad (8.28)$$

where

f_{yd} is the design yield strength of reinforcement based on either f_{yk} or $f_{0,2k}$;

A_s is the cross-sectional area of the bed joint reinforcement in tension, per meter;

t is the thickness of the wall;

z is the lever arm from Formula (8.25).

The design value of the moment of resistance of the wall, M_{Rd} , when determined in accordance with Formula (8.28), should not be taken to be greater than 1,5 times the moment of resistance when determined for the wall without reinforcement in accordance with 7.5.7.2.

8.7.4 Walls subjected to second order effects

(1) Reinforced masonry members with a slenderness ratio, calculated in accordance with 7.5.1.2(1), greater than 12, may be designed using the assumptions for reinforced members described in 8.7.1(2), taking into account second order effects, such that:

$$M_{Ed} = M_{1Ed} + N_{Ed} e_2 \quad (8.29)$$

where

M_{1Ed} is the first order design value of the moment applied;

N_{Ed} is the design value of the vertical load;

e_2 is the second order eccentricity of the vertical load, calculated from:

$$e_2 = \left(\frac{1}{r} \right) \frac{h_{ef}^2}{10} \quad (8.30)$$

where

h_{ef} is the effective height of the wall;

$(1/r)$ is the section curvature obtained from a moment-curvature ($M-1/r$) analysis of the wall section at the base.

Assuming the values of ultimate strain for masonry and yielding strain for steel, the second order eccentricity is:

- for masonry units of Group 1 other than lightweight aggregate units:

$$e_2 = \frac{h_{ef}^2}{1800 d} \quad (8.31)$$

- for units of Groups 2, 3 and 4 and Group 1 lightweight aggregate units, and masonry units not fitting into a group from Table 5.1:

$$e_2 = \frac{h_{\text{ef}}^2}{2400d} \quad (8.32)$$

where

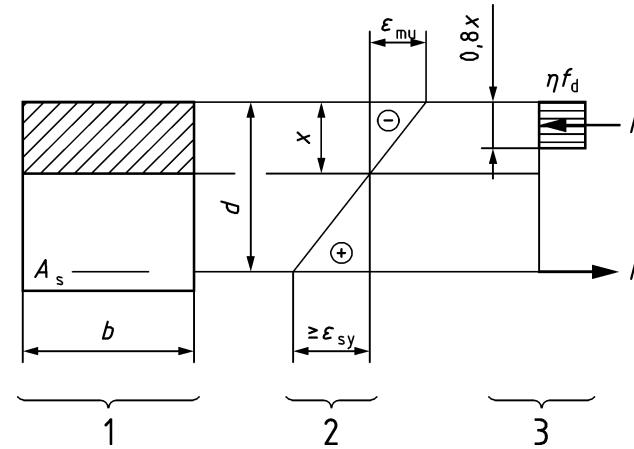
D is the effective depth of the section.

8.7.5 Beams subjected to bending

(1) To calculate the design resistance of a beam, the neutral axis depth and the values of internal axial forces should be based on the assumptions described in 8.7.1(2).

(2) For the case of beams subjected to bending only, a rectangular stress distribution with depth of the compressed zone and average compressive stress as indicated in 5.8.1(3) may be assumed. See also 8.7.2(1).

(3) For the case of a singly reinforced rectangular cross-section, or when the contribution of reinforcement in compression is neglected, with the cross-section being subject to bending only, a rectangular stress distribution may be assumed, see Figure 8.8. The design value of the moment of resistance, M_{Rd} , may be calculated in accordance with 8.7.3, taking into account the compressive strength in the relevant direction.



Key

- 1 cross section
- 2 strains
- 3 internal forces

Figure 8.8 — Stress and strain distribution for a section with single reinforcement

8.7.6 Deep beams subjected to bending

(1) In the case of deep beams, the design value of the moment of resistance, M_{Rd} , should be obtained from Formula (8.24),

where

A_s is the area of reinforcement in the bottom of the deep beam;

f_{yd} is the design yield strength of reinforcement based on either f_{yk} or $f_{0,2k}$;

z is the lever arm, which should be taken as the lesser of the following values:

$$z = 0,7 l_{ef} \quad (8.33)$$

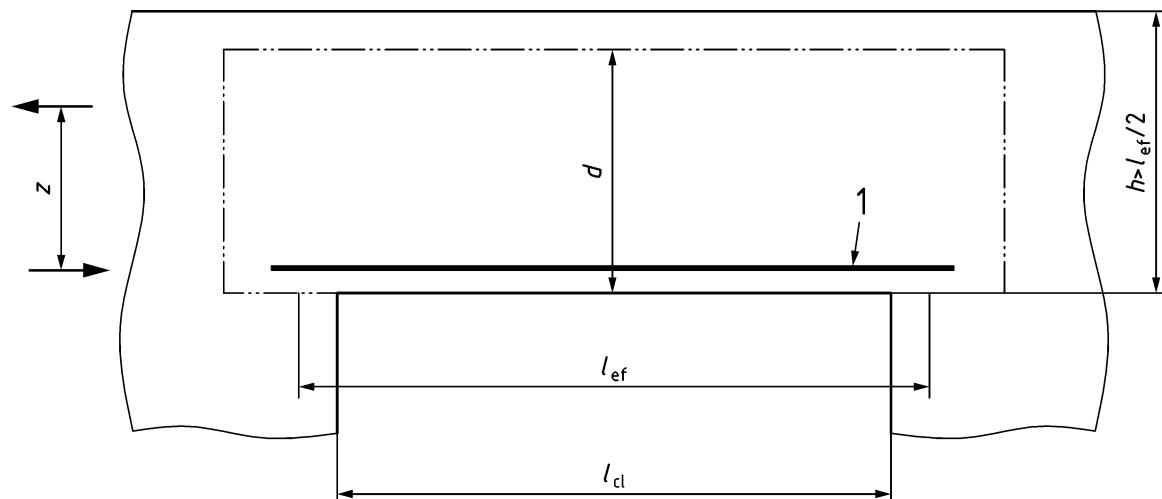
and

$$z = 0,4 h + 0,2 l_{ef} \quad (8.34)$$

where

l_{ef} is the effective span of the masonry beam, according to 7.5.3.3;

h is the clear height of the deep beam.



Key

1 reinforcement

Figure 8.9 — Reinforcement of a deep beam

(2) The design value of the moment of resistance, M_{Rd} , should not be taken to be greater than:

$$M_{Rd} \leq 0,37 \eta_f f_d b d^2 \quad (8.35)$$

where

B is the width of the beam;

D is the effective depth of the beam which may be taken as 1,2 z ;

F_d is the design compressive strength of masonry in the direction of loading, obtained from 4.4.2 and 5.7.1, or concrete infill, obtained from 4.4.2 and 5.3, whichever is the lesser;

H_f is the factor defining the equivalent rectangular stress block, obtained from 5.8.1 and assumed equal to 1,0 for the concrete infill.

(3) To resist cracking, reinforcement should be provided in the bed joints above the main reinforcement, to a height of $0,5 l_{\text{ef}}$ or $0,5 d$, whichever is the lesser, from the bottom face of the beam (see 10.2.3(3) and Figure 8.9).

(4) The reinforcing bars should be continuous or properly lapped over the full effective span, l_{ef} , and be provided with the appropriate anchorage length in accordance with 10.2.5.

(5) The resistance of the compression zone of the deep beam should be verified against buckling, if unrestrained, using the method for vertical loading on walls contained in 8.2.1.

(6) The vertical stress under the bearings should be checked according to 8.2.3.

8.7.7 Composite lintels subjected to bending

(1) When the load bearing capacity of a composite lintel is declared by the manufacturer according to EN 845-2, the design load bearing capacity should be greater or equal to the design load acting on the composite lintel, and no further checks for bending are needed.

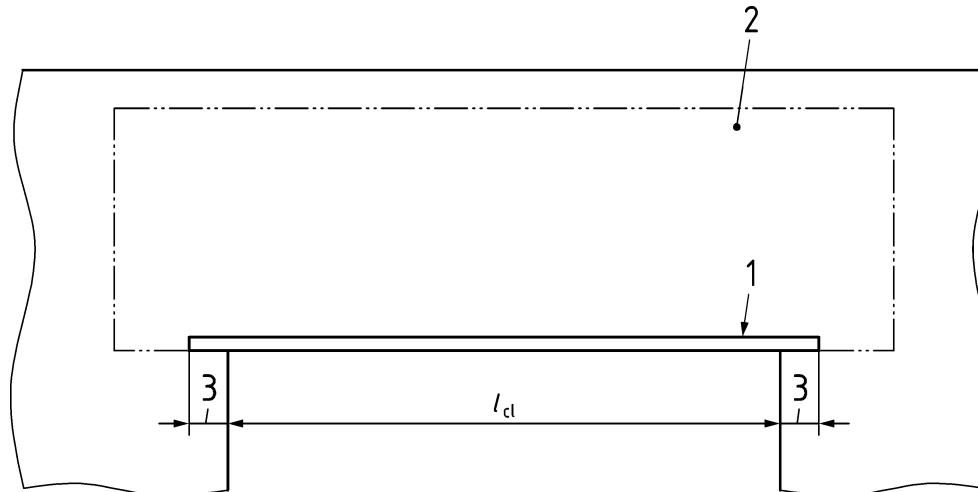
(2) The declared value of the load bearing capacity according to EN 845-2 should be divided by γ_M to obtain the design value.

(3) The design value of the moment of resistance, M_{Rd} , should be obtained from 8.7.6 when the composite lintel is considered as a deep beam or 8.7.3 when it is not.

(4) When calculating the moment of resistance according to 8.7.3 or 8.7.6, replace $A_s f_{y\text{d}}$ with F_{tkl}/γ_M where

F_{tkl} is the characteristic tensile resistance of the prefabricated part of the composite lintel declared by the manufacturer in accordance with EN 845-2; when a manufacturer also declares the tensile resistance in the serviceability limit state, F_{tkl} should not be taken to be greater than the serviceability value multiplied by γ_M for anchorage of reinforcing steel;

γ_M is the partial factor for material of the prefabricated part of the lintel.



Key

- 1 prefabricated part
- 2 complementary element
- 3 built-in length

Figure 8.10 — Composite lintel

(5) The vertical stress under the bearings should be checked according to 8.2.3.

8.8 Verification of reinforced masonry members subjected to shear loading

8.8.1 General

(1) At the ultimate limit state, the design value of the shear load applied to a reinforced masonry member, V_{Ed} , shall be less than or equal to the design value of the shear resistance of the member, V_{Rd} , such that:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (8.36)$$

(2) The design shear resistance of reinforced masonry members, V_{Rd} , may be calculated either by:

- ignoring the contribution of any shear reinforcement incorporated into the member, where the minimum area of shear reinforcement, as required by 10.2.3(5), is not provided, or
- taking into account the contribution of the shear reinforcement, where at least the minimum area of shear reinforcement, as required by 10.2.3(5), is provided.

(3) The extent of any contribution of concrete infill to the shear resistance of the reinforced masonry member should be considered, and, where the concrete infill makes a much greater contribution to the shear resistance than the masonry, EN 1992-1-1 should be used and the strength of the masonry should be ignored.

8.8.2 Walls subjected to horizontal loads in the plane of the wall

(1) For reinforced masonry walls containing vertical reinforcement, when the contribution of any shear reinforcement is being ignored, it should be verified that:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} \quad (8.37)$$

where

V_{Rd1} is the design value of the shear resistance of unreinforced masonry, given by:

$$V_{Rd1} = f_{vd} t d \quad (8.38)$$

where

f_{vd} is the design shear strength of masonry, obtained from 4.4.2 and 5.7.2, or concrete infill, obtained from 4.4.2 and 5.3, whichever is the lesser, and σ_d should be evaluated as $NEd/(t d)$, assuming NEd positive in compression; f_{vd} should be taken as 0 if the axial force NEd is tensile;

T is the thickness of the wall;

D is the distance between the tension reinforcement centroid and the maximum compressed fibre, or effective depth of the wall. In case of regularly spaced vertical reinforcement along the masonry wall section, d may be taken as 0,8 times the length of the wall.

(2) An enhancement in the design shear strength, f_{vd} , may be taken into account in the calculation of V_{Rd1} to allow for the presence of vertical reinforcement, when the contribution of any shear reinforcement is being ignored.

NOTE A method for calculating the enhancement in the design shear strength f_{vd} is given in Annex H.

(3) For reinforced masonry walls containing vertical reinforcement, when horizontal shear reinforcement is taken into account, it should be verified that:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2} \quad (8.39)$$

where

V_{Rd1} is given by Formula (8.38), and

V_{Rd2} is the design value of the contribution of the reinforcement, given by:

$$V_{Rd2} = 0,6 A_{sw} f_{yd} d / s \quad (8.40)$$

where

A_{sw} is the cross-sectional area of the horizontal shear reinforcement in a bed joint;

f_{yd} is the design yield strength of reinforcement based on either f_{yk} or $f_{0,2k}$;

D is the spacing of shear reinforcement;

S is the effective depth of the wall, not to be taken greater than the clear height of the wall.

(4) Where shear reinforcement is taken into account, it should also be verified that:

$$V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq 0,3 f_d t d \quad (8.41)$$

where

f_d is the design compressive strength of masonry in the vertical direction, obtained from 4.4.2 and 5.7.1, or the concrete infill, obtained from 4.4.2 and 5.3, whichever is the lesser;

T is the thickness of the wall;

D is the effective depth of the wall.

8.8.3 Beams subjected to shear loading

(1) For reinforced masonry beams when the contribution of any shear reinforcement is being ignored, it should be verified that:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} \quad (8.42)$$

where

V_{Rd1} is given by:

$$V_{Rd1} = f_{vd} b d \quad (8.43)$$

where

f_{vd} is the design shear strength of masonry, obtained from 4.4.2 and 5.7.2, or concrete infill, obtained from 4.4.2 and 5.3, whichever is the lesser, and σ_d should be taken as 0;

b is the minimum width of the beam over the effective depth;

d is the effective depth of the beam.

(2) The value of f_{vd} for use in determining V_{Rd1} may be increased by a factor:

$$1 \leq \frac{2d}{\alpha_v} \leq 4 \quad (8.44)$$

where

d is the effective depth of the beam;

α_v is the maximum bending moment in the member divided by the maximum shear force in the member;

provided that the increased value of f_{vd} is not taken to be greater than 0,3 N/mm².

(3) Alternatively, an enhancement in the design shear strength, f_{vd} , may be taken into account in the calculation of V_{Rd1} to allow for the presence of longitudinal reinforcement, when the contribution of any shear reinforcement is being ignored.

NOTE A method for calculating the enhancement in the design shear strength f_{vd} is given in Annex H.

(4) For masonry beams when shear reinforcement is taken into account, it should be verified that:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2} \quad (8.45)$$

where

V_{Rd1} is given by Formula (8.43), and

V_{Rd2} is given by:

$$V_{Rd2} = 0,6 A_{sw} f_{yd} d / s \quad (8.46)$$

where

A_{sw} is the cross-sectional area of shear reinforcement;

f_{yd} is the design yield strength of reinforcement based on either f_{yk} or $f_{0,2k}$;

s is the spacing of shear reinforcement;

D is the effective depth of the beam.

(5) It should also be verified that:

$$V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq 0,25 f_d b d \quad (8.47)$$

where

F_d is the minimum design compressive strength of the masonry in either the vertical or horizontal direction, obtained from 4.4.2 and 5.7.1, or the concrete infill, obtained from 4.4.2 and 5.3, whichever is the lesser;

B is the minimum width of the beam within the effective depth;

D is the effective depth of the beam.

8.8.4 Deep beams subjected to shear loading

(1) For deep beams, the verification given in 8.8.3 should be carried out, taking V_{Ed} as the shear force at the edge of the support, and the effective depth of the beam as $d = z$, calculated according to 8.7.6(1).

8.8.5 Composite lintels subjected to shear loading

(1) When the load bearing capacity of a composite lintel is declared by the manufacturer according to EN 845-2, the design load bearing capacity should be greater or equal to the design load acting on the composite lintel, and no further checks for shear are needed.

(2) The verification of composite lintels subjected to shear loading should be carried out according to 8.8.3 or 8.8.4 depending on whether the lintel is a deep beam or not. When the value of f_{vk0i} is smaller than the value of f_{vk0} according to 5.7.2.2(4), then f_{vd} should be taken as f_{vk0i} obtained from 5.7.3(1) divided by γ_M from 4.4.2.

8.9 Prestressed masonry**8.9.1 General**

(1) The design of prestressed masonry members should be based on the relevant principles given in EN 1992-1-1 with the design rules and properties of materials as set out in 5, 7 and 8.

(2) The design principles are applicable to members prestressed in one direction only.

(3) The serviceability limit state in bending needs always to be considered according to 9.4.

(4) The initial prestressing force applied shall be limited to an acceptable proportion of the characteristic ultimate load of the tendons to ensure safety against tendon failure.

(5) Loadbearing stresses and lateral bursting tensile forces at anchorages should be limited so as to avoid an ultimate load failure condition. Local bearing stresses may be limited by consideration of prestressing load acting in either the parallel or perpendicular direction to the bed joints. The anchorage design should consider the containment of the bursting tensile forces. The tensile stresses in the masonry should be limited to zero.

(6) Due allowance shall be made in the design for losses in prestressing forces.

NOTE Losses in prestressing forces can result from a combination of relaxation of tendons, elastic deformation of the masonry, moisture movement of masonry, creep of masonry, tendon losses during anchoring, friction effects and thermal effects.

8.9.2 Verification of members

(1) The design of prestressed masonry members in bending shall be based upon the following assumptions:

- in the masonry, plane sections remain plane;
- the stress distribution over the compressive zone is uniform and does not exceed f_d ;
- the maximum compressive strain of the masonry is chosen according to the material, see 5.8.1;
- the tensile strength of the masonry is ignored;
- bonded tendons or any other bonded reinforcement are subject to the same variations in strain as in the adjacent masonry;

- stresses in bonded tendons or any other bonded reinforcement are derived from the appropriate stress-strain relationship;
- stresses in unbonded tendons in post-tensioned members are limited to an acceptable proportion of their characteristic strength;
- the effective depth to unbonded tendons is determined taking into account any freedom of the tendons to move.

(2) The resistance of prestressed masonry members at the ultimate limit state shall be calculated using an acceptable theory in which all material behaviour characteristics and second order effects are taken into account.

(3) Where prestressing forces are considered as actions, the partial factors should be obtained from EN 1992-1-1.

(4) When members subjected to vertical loading in the plane of the member are of solid rectangular cross-section, the design method may be as given in 8.2 for unreinforced masonry. For non-solid rectangular members, geometric properties should be calculated. The prestressing of a member may need to be limited depending upon its effective slenderness and axial load carrying capacity.

(5) The design shear resistance of prestressed masonry members shall be greater than the design value of the applied shear load.

8.10 Confined masonry

8.10.1 General

(1) The design of confined masonry shall assume that the combination of masonry and tie elements is a structural member.

(2) Confined masonry members should be verified as a whole, no additional verifications for the confining elements being needed, provided that the minimum specified rules given in 10.4 are adopted.

(3) The resistance of confined masonry walls under vertical and horizontal loading should be verified for the effects of axial load, shear force and bending moment in the plane of the walls, and, when applicable, also for out-of-plane loading.

(4) Confined masonry built with Group 4 units and subjected to mainly vertical loading is not covered by prEN 1996-1-1.

8.10.2 Verification of confined masonry walls subjected to mainly vertical loading

(1) At the ultimate limit state, the design value of the vertical load applied to a confined masonry wall, N_{Ed} , shall be less than or equal to the design value of the vertical resistance of the wall, N_{Rd} , such that:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (8.48)$$

(2) The resistance to the vertical load should be obtained from the combined strength of the masonry and confining elements, any eccentricity of loading being considered. The design value of the vertical resistance of a confined masonry wall, N_{Rd} , is given by:

$$N_{Rd} = \Phi \left(f_d A_t + \sum A_s f_{yd} \right) \quad (8.49)$$

where

Φ is the reduction factor, Φ_i , at the top or bottom of the wall, or Φ_m , at the mid-height of the wall, as appropriate, allowing for the effects of slenderness and eccentricity of loading, obtained from 8.2.2;

f_d is the design compressive strength of masonry, obtained from 4.4.2 and 5.7.1;

A_t is the gross cross-sectional area of the wall, including the tie-columns;

A_s is the area of longitudinal steel reinforcement in each of the tie-columns;

f_{yd} is the design yield strength of reinforcement based on either f_{yk} or $f_{0,2k}$.

8.10.3 Verification of confined masonry walls subjected to combined vertical and horizontal loading in the plane of the wall

8.10.3.1 In-plane shear resistance

(1) At the ultimate limit state, the design value of the shear load applied to the wall, V_{Ed} , shall be less than or equal to the design value of the shear resistance of the wall, V_{Rd} , such that:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (8.50)$$

(2) The shear capacity of a confined masonry wall may be calculated as the sum of contributions of the masonry panel and tie-columns, neglecting the influence of the steel reinforcement of the tie-columns, given by:

$$V_{Rd} = f_{vd} t d, \text{ not to be taken greater than } 0,3 f_d t d \quad (8.51)$$

where

f_d is the design compressive strength of masonry in the vertical direction;

f_{vd} is the design shear strength of masonry, obtained from 4.4.2 and 5.7.2, based on the average vertical stress over the entire wall that is providing the shear resistance;

t is the thickness of the wall resisting the shear;

d is the effective depth of the wall (see Figure 8.11).

8.10.3.2 In-plane bending resistance

(1) At the ultimate limit state, the design value of the moment applied to a confined masonry wall, M_{Ed} , shall be less than or equal to the design value of the moment of resistance of the wall, M_{Rd} , such that:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (8.52)$$

(2) The capacity of a confined masonry wall under the combined effect of axial load and bending moment should be determined by considering the masonry panel as a shear wall acting together with the adjacent tie-columns. The flexural resistance of the wall may be calculated according to the stress diagram and equilibrium of internal forces in Figure 8.11, neglecting the reinforcement in compression.

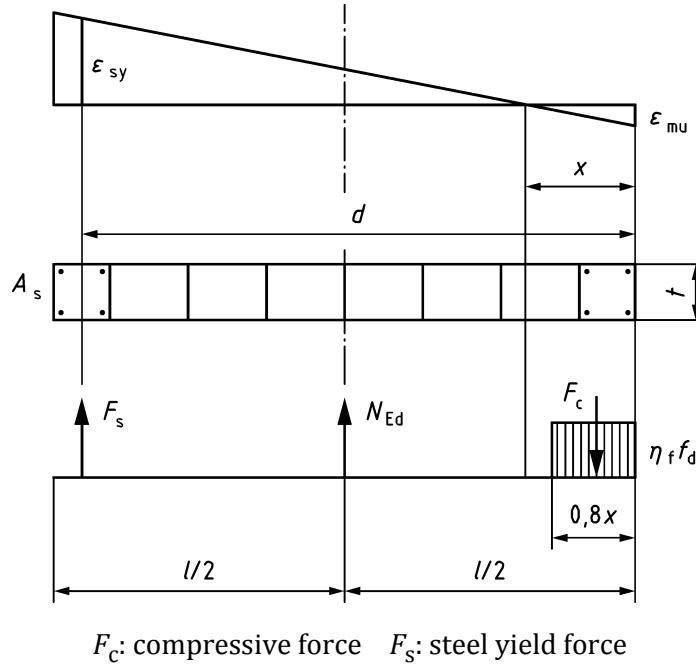


Figure 8.11 — Stress and internal force distributions in the wall

(3) The design value of the in-plane moment of resistance of a confined masonry wall, M_{Rd} , may be calculated from:

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} \left(d - 0,4x \right) + N_{Ed} \left(\frac{l}{2} - 0,4x \right) \quad (8.53)$$

where

A_s is the area of longitudinal steel reinforcement in each of the tie-columns;

f_{yd} is the design yield strength of reinforcement based on either f_{yk} or $f_{0,2k}$;

N_{Ed} is the design value of the vertical load;

l is the length of the wall;

d is the distance between the tension reinforcement centroid and the maximum compressed fibre, or effective depth;

x is the neutral axis depth.

8.10.4 Verification of confined masonry walls subjected to other loading conditions

(1) Confined masonry walls subjected to other loading conditions should be verified according to the rules in 8.4 and 8.5 for unreinforced masonry, taking into account 8.10.2 and 8.10.3 if applicable.

9 Serviceability limit states

9.1 General

- (1) A masonry structure shall be designed and constructed so as not to exceed the serviceability limit states.
- (2) Deflections that might adversely affect partitions, finishings (including added materials) or technical equipment, or might impair water-tightness should be checked.
- (3) The serviceability of masonry members should not be unacceptably impaired by the behaviour of other structural elements, such as deformations of floors or walls.

9.2 Unreinforced masonry walls

- (1) Allowance shall be made for differences in the properties of masonry materials so as to avoid overstressing or damage where they are interconnected.
- (2) In unreinforced masonry structures, separate checks at the serviceability limit states for cracking and deflection need not be carried out when the ultimate limit states have been satisfied.

NOTE Cracking could occur when the ultimate limit state is satisfied, e.g. due to roof slab rotation or walls with low vertical load.

- (3) Damage, due to stresses arising from restraints, should be avoided by appropriate specification and detailing (see Clause 10).
- (4) Masonry walls subjected to lateral wind loads shall not deflect adversely under such loads, or accidental contact of persons, nor respond disproportionately to accidental impacts.
- (5) A laterally loaded wall that satisfies the verification under the ultimate limit state may be considered to satisfy 9.1(1) if its dimensions are appropriately limited.

NOTE Limiting values of height and length to thickness ratios for unreinforced walls are given in Annex E.

9.3 Reinforced masonry members

- (1) Reinforced masonry members shall not crack unacceptably or deflect excessively under serviceability loading conditions.
- (2) Where reinforced masonry members are sized so as to be within the limiting dimensions given in 7.5.3.6 for beams and 7.5.7.3(2) for walls, it may be assumed that the lateral deflection of a wall and the vertical deflection of a beam will be acceptable.
- (3) When the modulus of elasticity is used in calculations of deflections, the long-term modulus of elasticity, E_{lgterm} , should be applied as obtained from 5.8.2.
- (4) Cracking of reinforced masonry members subjected to bending, e.g. reinforced masonry beams, will be limited so as to satisfy the serviceability limit state when the limiting dimensions in 7.5.3.6 for beams and 7.5.7.3(2) for walls, and the detailing rules in 10, are followed.

9.4 Prestressed masonry members

- (1) Prestressed masonry members shall not exhibit flexural cracking nor deflect excessively under serviceability loading conditions.
- (2) Serviceability load conditions at transfer of prestress and under design loads after prestressing losses should be considered. For specific structural forms and loading conditions, other design cases should be considered where relevant.

(3) The analysis of a prestressed masonry member under the serviceability limit state should be based on the following assumptions:

- in the masonry, plane sections remain plane;
- stress is proportional to strain;
- tensile stress in the masonry is limited so as to avoid excessive crack widths and to ensure durability of the prestressing steel;
- the prestressing force is constant after all losses have occurred.

(4) If the assumptions in (3), above, are followed, serviceability limit states will be satisfied, although additional deflection verification may need to be carried out.

9.5 Confined masonry members

(1) Confined masonry members shall not exhibit flexural cracking nor deflect excessively under serviceability loading conditions.

(2) The verification of confined masonry members at the serviceability limit states should be based on the assumptions given for unreinforced masonry members.

9.6 Walls subjected to concentrated loads

(1) Bearings that satisfy the ultimate limit state when verified in accordance with Formulae (8.7), (8.8) or (8.9) may be deemed to satisfy the serviceability limit state.

10 Detailing

10.1 Masonry details

10.1.1 Masonry materials

(1) Masonry units shall be suitable for the type of masonry, its location and its durability requirements.

(2) Mortar, concrete infill and reinforcement shall be appropriate to the type of unit and the durability requirements.

(3) Masonry mortars for use in confined and reinforced masonry should have a mean compressive strength, f_m , not less than 5 N/mm², except when bed joint reinforcement is used, when f_m should not be less than 2 N/mm².

10.1.2 Minimum thickness of wall

(1) The minimum thickness of a wall shall be that required to give a robust wall.

(2) The minimum thickness, t_{min} , of a loadbearing wall should satisfy the outcome of the calculations according to this standard.

NOTE The value of t_{min} is the outcome of the calculations, unless the National Annex of a country gives a different value.

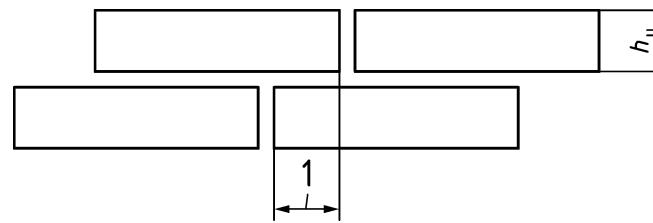
10.1.3 Minimum area of wall

(1) A load-bearing wall shall have a minimum net area on plan of 0,04 m², after allowing for any chases or recesses.

10.1.4 Bonding of masonry

10.1.4.1 Manufactured units

- (1) Masonry units shall be bonded together with mortar in accordance with proven practice.
- (2) Masonry units in an unreinforced masonry wall shall be overlapped on alternate courses so that the wall acts as a single structural element.
- (3) In unreinforced masonry, masonry units less than or equal to a height of 250 mm should overlap by a length equal to at least 0,4 times the height of the unit or 40 mm, whichever is the greater (see Figure 10.1). For units greater than 250 mm high, the overlap should be the greater of 0,2 times the height of the unit or 100 mm. At corners or junctions, the overlap of the units should not be less than the thickness of the units if this would be less than the rules given above; cut units should be used to achieve the specified overlap in the remainder of the wall.



Key

- 1) overlap when $h_u \leq 250 \text{ mm}$: overlap $\geq 0,4 h_u$ or 40 mm, whichever is the greater
- when $h_u > 250 \text{ mm}$: overlap $\geq 0,2 h_u$ or 100 mm, whichever is the greater

where

h_u is the height of a unit.

Figure 10.1 — Overlap of masonry units

- (4) Bonding arrangements not meeting the minimum overlap rules may be used in reinforced masonry where experience or experimental data indicate that they are satisfactory.
- (5) Where non-loadbearing walls abut loadbearing walls, allowance for differential deformation due to creep and shrinkage should be taken into account. When such walls are not bonded together, they should be tied together with suitable connectors allowing for differential deformations.
- (6) The differential deformation behaviour of materials should be taken into account if different materials are to be rigidly connected together.

10.1.4.2 Dimensioned natural stone units

- (1) Sedimentary and metamorphosed sedimentary natural stone should normally be specified to be laid with its bedding planes horizontal or near horizontal.
- (2) Adjacent natural stone masonry facing units should overlap by a distance equal to at least 0,25 times the dimension of the smaller unit, with a minimum of 40 mm, unless other measures are taken to ensure adequate strength.
- (3) In walls where the masonry units do not extend through the thickness of the wall, bonding units with a length equal to between 0,6 and 0,7 times the thickness of the wall, should be built at a spacing not exceeding 1 m, both vertically and horizontally. Such masonry units should have a height not less than 0,3 times their length.

10.1.5 Mortar joints

(1) Bed joints and perpend joints made with general purpose and lightweight mortars should have an actual thickness not less than 6 mm nor more than 15 mm, and bed and perpend joints made with thin layer mortars should have a bed joint with a nominal thickness between 1 mm and 3 mm. Joints of thickness between 3 mm and 6 mm may be constructed, if the mortars have been specially developed for the particular use and the design has been based on the use of general purpose mortar.

(2) Bed joints should be horizontal unless the designer specifies otherwise.

(3) Perpend joints may be considered to be filled if mortar is provided to the full height of the joint over a minimum of 40 % of the width of the unit, except in case of reinforced masonry.

(4) Perpend joints should be fully filled with mortar when the reinforcement in masonry is used to increase bending and shear resistance.

10.1.6 Bearings under concentrated loads

(1) Concentrated loads should bear on a wall with a minimum length required from calculations according to 8.2.3.

10.2 Reinforcement details

10.2.1 General

(1) Reinforcing steel shall be located such that it acts compositely with the masonry.

(2) Where simple supports are assumed in the design, consideration shall be given to the effects of any fixity that might be provided by the masonry.

(3) Reinforcing steel in masonry designed as a bending member should be provided over a support where the masonry is continuous, whether the beam has been designed as continuous or not. Where this occurs, an area of steel not less than 50 % of the area of the tension reinforcement required at mid-span should be provided in the top of the masonry over the support and anchored in accordance with 10.2.5.1. In all cases at least 25 % of the reinforcing steel required at mid-span should be carried through to the support and similarly anchored.

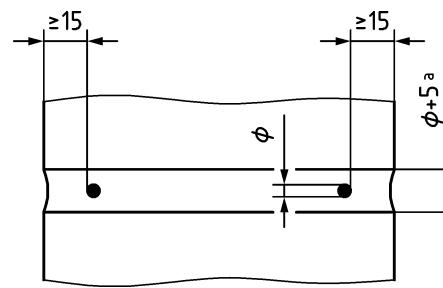
10.2.2 Cover to reinforcement

(1) To allow bond strength to develop where reinforcing steel in bar form or bed joint reinforcement is located in mortar in bed joints:

- the minimum depth of mortar cover from the reinforcing steel to the face of the masonry should be 15 mm (see Figure 10.2);
- mortar cover above and below reinforcing steel placed in bed joints should be provided, so that the thickness of the joint is at least 5 mm greater than the diameter of the reinforcing steel, for general purpose and lightweight mortars.

NOTE 1 By using grooves in one or both bed faces of the unit, the minimum thickness of mortar around reinforcement can be accommodated in a thinner joint.

NOTE 2 See also 6.3.3 for durability requirements on cover to reinforcing steel.

**Key**

- 1) for general purpose and lightweight mortars

Figure 10.2 — Cover to reinforcing steel in bed joints

(2) For filled cavity or special bond construction, the minimum cover for reinforcing steel selected according to 6.3.3(2) should be 20 mm for mortar or the concrete cover, as appropriate, or the diameter of the bar, whichever is the greater.

(3) The cut ends of all reinforcing steel, except stainless steel, should have the same minimum cover as that appropriate to unprotected carbon steel in the exposure situation being considered, unless alternative means of protection are used.

10.2.3 Minimum area of reinforcement

(1) In reinforced masonry members where reinforcing steel is provided to enhance the strength in the plane of the member, the area of main steel should not be less than 0,05 % of the effective cross-sectional area of the member, taken as the product of its effective width and its effective depth, but need not to be greater than 1,25 times the amount needed to resist the effects of the fundamental load combinations.

(2) In walls where reinforcing steel is provided in the bed joints to enhance resistance to lateral (out-of-plane) loads, the total area of such reinforcement should not be less than 0,03 % of the gross cross-sectional area of the wall (i.e. 0,015 % in each face), but need not to be greater than 1,25 times the amount needed to resist the effects of the fundamental load combinations.

(3) Where reinforcement is provided in bed joints to help control cracking or to provide ductility, the total area of the steel should not be less than 0,03 % of the gross cross-sectional area of the wall.

(4) In reinforced grouted cavity masonry members designed to span in one direction only, secondary reinforcing steel should be provided in the direction perpendicular to the main steel principally to distribute stresses. The area of this secondary reinforcing steel should not be less than 0,05 % of the gross cross-sectional area of the member.

(5) Where shear reinforcing steel is required in the member, the area of shear reinforcement should not be less than 0,04 % for walls, and 0,05 % for beams, of the gross cross-sectional area of the member.

10.2.4 Size of reinforcing steel

(1) The maximum size of reinforcing steel used shall be such as to enable proper embedment in the mortar or concrete infill.

(2) Reinforcing steel in bar form should have a minimum diameter of 5 mm.

(3) The maximum size of reinforcing steel used shall be such that the anchorage stresses, as given in 10.2.5, are not exceeded and the cover to the reinforcement, as given in 10.2.2, is maintained.

10.2.5 Anchorage and laps

10.2.5.1 Anchorage of tension and compression reinforcing steel

(1) Reinforcing steel shall be provided with sufficient anchorage length so that the internal forces to which it is subjected are transmitted to the mortar or concrete infill and that longitudinal cracking or spalling of the masonry does not occur.

(2) Anchorage should be achieved by straight anchorage, bends, hooks or loops as shown in Figure 10.3. Alternatively, stress transfer may be by means of an appropriate mechanical device proven by tests.

(3) Bends, hooks or loops should not be used to anchor reinforcing steel in compression.

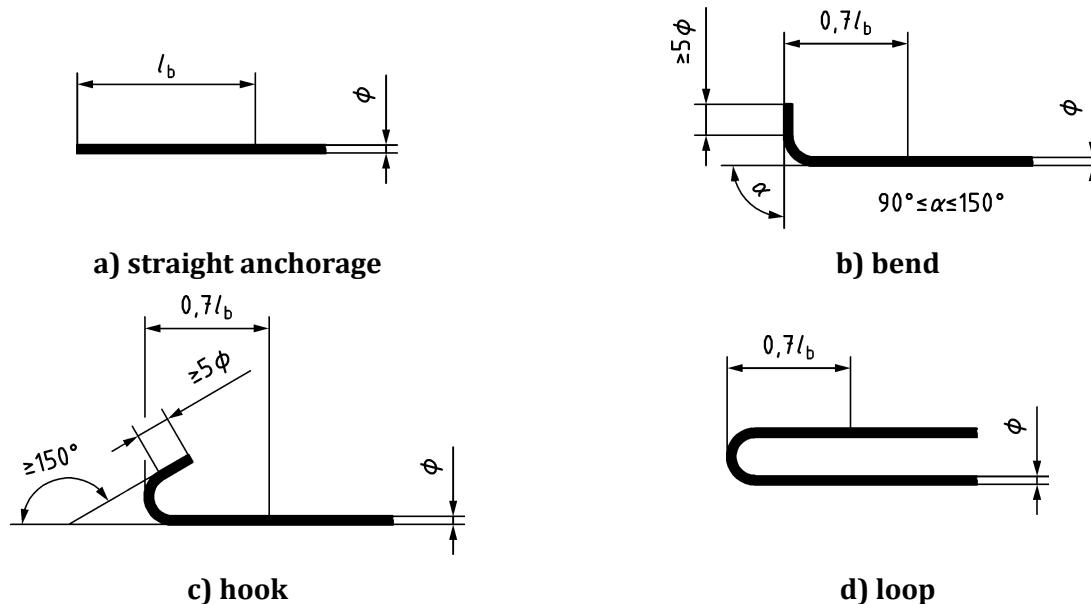


Figure 10.3 — Anchorage details

(4) The straight anchorage length l_b required for a bar, assuming constant bond stress, should be obtained from:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \frac{f_{yd}}{f_{bod}} \quad (10.1)$$

where

ϕ is the diameter of the reinforcing steel;

f_{yd} is the design yield strength of reinforcement based on either f_{yk} or $f_{0,2k}$;

f_{bod} is the design anchorage strength of reinforcing steel, obtained from Table 5.7 or 5.8 and 5.7.5, as appropriate, and 4.4.2.

(5) For bars ended by bends, hooks and loops (see Figure 10.3 b), c) and d)) or an equivalent welded-on transverse bar, the anchorage length in tension may be reduced to $0,7 l_b$.

(6) Where the stress in reinforcing steel is lower than the design strength, the anchorage length may be reduced proportionally provided that:

(i) For reinforcing steel in tension the anchorage length is not less than the greater of:

— $0,3 l_b$, or

- 10 bar diameters, or
- 100 mm.

(ii) For reinforcing steel in compression the anchorage length is not less than the greater of:

- $0,6 l_b$ or
- 10 bar diameters, or
- 100 mm.

(7) When anchoring reinforcing bars, transverse reinforcing steel should be provided evenly distributed along the anchorage length, with at least one reinforcing steel bar placed in the region of a curved anchorage (see Figure 10.3 b), c) and d)). The total area of transverse reinforcing steel should be not less than 25 % of the area of one anchored reinforcing steel bar.

(8) Where bed joint reinforcement is used, the anchorage length should be that declared by the manufacturer of the bed joint reinforcement.

10.2.5.2 Lapping of tension and compression reinforcing steel

- (1) The length of laps shall be sufficient to transmit the design forces.
- (2) The lap length of two reinforcing steel bars should be calculated in accordance with 10.2.5.1, based on the smaller of the two bars lapped.
- (3) The lap length between two reinforcing steel bars should be:
 - l_b for bars in compression and for bars in tension where less than 30 % of the bars in the section are lapped and where the clear distance between the lapped bars in a transverse direction is not less than 10 bar diameters and the concrete or mortar cover is not less than 5 bar diameters.
 - $1,4 l_b$ for bars in tension where either 30 % or more of the bars at the section are lapped or if the clear distance between the lapped bars in a transverse direction is less than 10 bar diameters or the concrete or mortar cover is less than 5 bar diameters.
 - $2 l_b$ for bars in tension where both 30 % or more of the bars at the section are lapped and the clear distance between the lapped bars is less than 10 bar diameter or the concrete or mortar cover is less than 5 bar diameters.

(4) Laps between reinforcing steel bars should not be located at areas of high stress or where the dimensions of a section change, for example, a step in a wall thickness. The clear distance between two lapped bars should be less than two bar diameters or 20 mm, whichever is the greater.

(5) Where bed joint reinforcement is used the lap length should be taken as the anchorage length declared by the manufacturer of the bed joint reinforcement, taking into account the partial factor γ_M . Laps between bed joint reinforcement should not be located at areas of high stress. When the geometry of bed joint reinforcement makes it necessary to lap lengths of such reinforcement according to the spacing of cross wires or diagonal wires, so that the full anchorage length cannot be provided, the reduced tensile strength of the lapped length provided should be used in calculations.

10.2.5.3 Anchorage of shear reinforcing steel

- (1) The anchorage of shear reinforcing steel, including stirrups, should be effected by means of bends or hooks (see Figure 10.3 b) and c)), where appropriate, with a longitudinal reinforcing bar provided inside the bend or hook.

(2) The anchorage is considered to be effective where the curve of the bend is extended by a straight length of 10 bar diameters or 70 mm, whichever is the greater, and the curve of the hook is extended by a straight length of 5 bar diameters or 50 mm, whichever is the greater (see Figure 10.4).

**Key**

- | | |
|---------------------------------|--------------------------------|
| 1) 10 ϕ but at least 70 mm | 2) 5 ϕ but at least 50 mm |
| a) with bends | b) with hooks |

Figure 10.4 — Anchorage of shear reinforcement

10.2.5.4 Curtailment of tension reinforcing steel

(1) In any member subjected to bending, every reinforcing steel bar should extend, except at end supports, beyond the point at which it is no longer needed, for a distance equal to the effective depth of the member or 12 times the diameter of the bar, whichever is the greater. The point at which reinforcing steel is theoretically no longer needed is where the design resistance moment of the section, considering only the continuing bars, is equal to the applied design moment. However, reinforcing steel should not be curtailed in a tension zone unless at least one of the following conditions is satisfied for all arrangements of design load considered:

- the reinforcing steel bars extend at least the anchorage length appropriate to their design strength from the point at which they are no longer required to resist bending;
- the design shear capacity at the section where the reinforcing steel stops is greater than twice the shear force due to design loads, at that section;
- the continuing reinforcing steel bars at the section where the reinforcing steel stops provide double the area required to resist the bending moment at that section.

(2) Where there is little or no end fixation for a member in bending, at least 25 % of the area of the tension reinforcing steel required at mid-span should be carried through to the support. This reinforcement may be anchored in accordance with 10.2.5.1, or by providing an effective anchorage length equivalent to 12 times the bar diameter beyond the face of the support, where no bend or hook begins before the face of the support.

(3) Where the distance from the face of a support to the nearer edges of a principal load is less than twice the effective depth, all the main reinforcing steel in a member subjected to bending should continue to the support and be provided with an anchorage equivalent to 20 times the bar diameter.

10.2.6 Restraint of compression reinforcing steel

(1) Reinforcing steel bars in compression shall be restrained to prevent local buckling.

(2) In members where the area of longitudinal reinforcing steel is greater than 0,25 % of the cross-sectional area of the masonry and any concrete infill, and more than 25 % of the design axial load resistance is to be used, links surrounding the longitudinal bars should be provided.

(3) Where links are required, they should be not less than 4 mm in diameter or 1/4 of the maximum diameter of the longitudinal bars, whichever is the greater, and the spacing should not exceed the least of:

- the smaller lateral dimension of the wall;
- 300 mm;
- 12 times the main bar diameter.

(4) Vertical reinforcing steel corner bars should be supported by an internal angle at every link spacing and this angle should not exceed 135°. Internal vertical reinforcing bars need only to be restrained by internal angles at alternate link spacings.

10.2.7 Spacing of reinforcing steel

(1) The spacing of reinforcing steel shall be sufficiently large so as to allow the concrete infill or mortar to be placed and compacted.

(2) The clear distance between adjacent parallel reinforcing steel should not be less than the maximum size of the aggregate plus 5 mm, or the bar diameter, or 10 mm whichever is the greater.

(3) When the main reinforcing steel is concentrated in cores or pockets of hollow units or small pockets formed by the arrangement of units, the total area of main reinforcing steel should not exceed 4 % of the gross cross-sectional area of the infill in the core or pocket, except at laps where it should not exceed 8 %.

(4) When the main reinforcing steel is concentrated in purpose arranged pockets, the flanges of the reinforced section should be limited as in accordance with 8.7.3(4) and the spacing may be up to 1,5 m.

(5) Where shear reinforcing steel is required, the spacing of stirrups should not be greater than 0,75 times the effective depth of the member.

(6) Bed joint reinforcement should be placed in bed joints spaced at 600 mm, or less, centres.

10.3 Prestressing details

(1) Detailing of prestressing devices should be in accordance with EN 1992-1-1.

10.4 Confined masonry details

(1) Vertical and horizontal confining elements should be connected to the wall, so that they act together as a single structural member when subjected to actions. Top and sides confining elements shall be cast after the masonry has been built so that they act together.

(2) The connection between the confining elements and the masonry wall is achieved by the adhesion between the components. The confining elements may include toothing to improve the connection between them and the masonry wall.

(3) The reinforcement in confining elements made using special purpose masonry units should be cast into the masonry with concrete or mortar.

(4) Confining elements should be provided at every floor level and, vertically, at every intersection between walls and at both sides of every opening having an area of more than 1,5 m². Confining elements may be required within the walls so that the spacing is not greater than 5 m between the vertical elements and 4 m between the horizontal elements.

(5) Confining elements should have a cross-sectional area not less than 0,02 m², with a minimum dimension of 150 mm along the face of the wall, and be provided with longitudinal steel reinforcement having a minimum area equivalent to 0,8 % of the cross-sectional area of the confining element, but not

less than 200 mm² or 4 bars of 8 mm. Stirrups not less than 5 mm in diameter, spaced at not greater than 250 mm or the wall thickness, whichever is the lesser, should also be provided. Within 0,6 m of the tie-element ends the stirrups should be spaced at not greater than 150 mm centres. The detailing of the reinforcements should be in accordance with 10.2.

(6) In confined masonry walls where Group 1 and Group 2 units are used, the units adjacent to the confining elements should be overlapped according to the rules prescribed in 10.1.4 for bonding of masonry. Alternatively, reinforcing bars of not less than 5 mm diameter bars, or equivalent, and spaced at not greater than 300 mm centres, should be anchored in the concrete infill and in the mortar joints.

(7) The characteristic compressive strength of concrete for confining elements should not be less than 20 N/mm² or the masonry compressive strength, whichever is larger. When confining elements made using special purpose masonry units are used, the mortar strength should not be less than 10 N/mm² or the masonry compressive strength, whichever is larger.

(8) The lap length of reinforcing steel bars in confining element should not be less than 60 bar diameters.

10.5 Connection of walls

10.5.1 Connection of walls to floors and roofs

10.5.1.1 General

(1) Where walls are assumed to be restrained by floors or roofs, the walls shall be connected to the floors or roofs so as to provide for the transfer of the design horizontal loads to the bracing elements.

(2) Transfer of horizontal loads to the bracing elements should be made by the floor or roof structure, for example, reinforced or precast concrete or timber joists incorporating boarding, provided the floor or roof structure is capable of developing diaphragm action, or by a ring beam capable of transferring the resulting shear and bending action effects. Either the frictional resistance of the bearing of structural members on masonry walls, or metal straps of suitable end fixing, should be capable of resisting the transfer loads.

(3) Where a floor or roof bears on a wall, the bearing length shall be sufficient to provide the required bearing capacity and shear resistance, allowing for manufacturing and erection tolerances.

(4) The minimum bearing length of floors or roofs on walls should be as required by calculation.

10.5.1.2 Connection by straps

(1) Where straps are used they shall be capable of transferring the horizontal loads between the wall and the restraining structural element.

(2) When the surcharge on the wall is negligible, for example, at a gable wall/roof junction, special consideration is necessary to ensure that the connection between the straps and the wall will be effective.

(3) The spacing of straps between walls and floors or roofs should be not greater than 2 m for buildings up to 4 storeys high, and 1,25 m for higher buildings.

10.5.1.3 Connection by frictional resistance

(1) Where concrete floors, roofs or ring beams bear directly on a wall, the frictional resistance shall be capable of transferring the horizontal loads.

10.5.1.4 Ring ties and ring beams

(1) When the transfer of horizontal loads to the bracing elements is to be achieved by the use of ring beams, or ring ties, they should be placed in every floor level or directly below. The ring ties may consist of reinforced concrete, reinforced masonry, steel or wood and should be able to support a minimum design tensile force of 50 kN.

(2) When the ring ties are not continuous, additional measures should be undertaken to ensure continuity.

(3) Ring ties made of reinforced concrete should contain a minimum of two equal steel reinforcing bars. The laps should be designed in accordance with EN 1992-1-1 and staggered, if possible. The full cross-section of parallel continuous reinforcing bars situated in floors, provided that they are at a distance of not greater than 0,5 m from the middle of the wall, may be considered.

(4) If floors without diaphragm action are used, or sliding layers are put under the floor bearings, the horizontal stiffening of the walls should be ensured by ring beams or statically equivalent measures.

10.5.2 Connection between walls

10.5.2.1 Intersections

(1) Intersecting loadbearing walls shall be joined together so that the required vertical and horizontal loads can be transferred between them.

(2) The joint at the intersection of walls should be made either by:

- masonry bond (see 10.1.4), or
- connectors or reinforcement extending into each wall.

(3) Intersecting loadbearing walls should be erected simultaneously.

10.5.2.2 Cavity and veneer walls

(1) The two leaves of a cavity wall shall be effectively tied together.

(2) Wall ties connecting together the two leaves of a cavity wall or between a veneer wall and its backing wall should be not less than the number calculated according to 8.6, where relevant, nor less than $n_{t\min}$ per m^2 .

NOTE 1 The rules for the use of wall ties are given in EN 1996-2.

NOTE 2 When connecting elements, for example, bed joint reinforcement, are used to connect two leaves of a wall together, each tying element is to be treated as a wall tie.

NOTE 3 The minimum number of wall ties or connectors per m^2 of wall, $n_{t\min}$, is 2, unless the National Annex of a country gives a different value.

10.5.2.3 Double-leaf and collar jointed walls

(1) The two leaves of a double-leaf wall or collar jointed wall shall be effectively tied together.

(2) Wall connectors connecting the two leaves of a double-leaf wall or collar jointed wall, calculated according to 8.6(4), should have a sufficient cross-sectional area, with not less than $n_{c\min}$ wall ties or connectors per square metre of the double-leaf wall or collar jointed wall, and be evenly distributed.

NOTE 1 Some forms of bed joint reinforcement can also function as connectors between the two leaves of a double-leaf wall or collar jointed wall.

NOTE 2 The minimum number of wall ties or connectors per m^2 of wall, $n_{c\min}$, is 2, unless the National Annex of a country gives a different value.

10.6 Chases and recesses on walls

10.6.1 General

- (1) Chases and recesses shall not impair the stability of the wall.
- (2) Chases and recesses should not pass through lintels or other structural items built into a wall nor should they be allowed in reinforced masonry members unless specifically allowed for by the designer.
- (3) In cavity walls, the provision of chases and recesses should be considered separately for each leaf.

10.6.2 Vertical chases and recesses

- (1) The reduction in vertical load, shear and flexural resistance resulting from vertical chases and recesses may be neglected if such vertical chases and recesses are not deeper than $t_{ch,v}$, the depth of the recess or chase should include the depth of any hole reached when forming the recess or chase. If this limit is exceeded, the vertical load, shear and flexural resistance should be checked by calculation with the masonry section reduced by the chases or recesses.

NOTE Recommended $t_{ch,v}$ values are given in Table 10.1 (NDP), unless the National Annex of a country gives different values.

Table 10.1 (NDP) — Sizes of vertical chases and recesses in masonry, allowed without calculation

| Thickness of wall mm | Chases and recesses formed after construction of masonry | | Chases and recesses formed during construction of masonry | |
|---------------------------------|---|--------------------------|--|--------------------------|
| | max. depth mm | max. width mm | min. wall thickness remaining mm | max. width mm |
| 85 to 115 | 30 | 100 | 70 | 300 |
| 116 to 175 | 30 | 125 | 90 | 300 |
| 176 to 225 | 30 | 150 | 140 | 300 |
| 226 to 300 | 30 | 175 | 175 | 300 |
| > 300 | 30 | 200 | 215 | 300 |

NOTE Vertical chases which do not extend more than one third of the storey height above floor level can have a depth up to 80 mm and a width up to 120 mm, if the thickness of the wall is 225 mm or more.

(2) The maximum depth of the recess or chase includes the depth of any hole reached when forming the recess or chase.

(3) The horizontal distance between adjacent chases or between a chase and a recess or an opening should not be less than 225 mm.

(4) The horizontal distance between any two adjacent recesses, whether they occur on the same side or on opposite sides of the wall, or between a recess and an opening, should not be less than twice the width of the wider of the two recesses.

(5) The cumulative width of vertical chases and recesses should not exceed 0,13 times the length of the wall.

10.6.3 Horizontal and inclined chases

- (1) Any horizontal and inclined chases should be positioned within one eighth of the clear height of the wall, above or below a floor. The total depth, including the depth of any hole reached when forming the

chase, should be less than $t_{ch,h}$ providing that the eccentricity in the region of the chase is less than $t/3$. If this limit is exceeded, the vertical load, shear and flexural resistance should be checked by calculation taking the reduced cross-section into account.

NOTE Recommended $t_{ch,h}$ values are given in Table 10.2 (NDP), unless the National Annex of a country gives different values.

Table 10.2 (NDP) — Sizes of horizontal and inclined chases in masonry, allowed without calculation

| Thickness of wall mm | Maximum depth mm | |
|---------------------------------------|-----------------------------------|--------------------------|
| | Unlimited length | Length ≤ 1 250 mm |
| 85 to 115 | 0 | 0 |
| 116 to 175 | 0 | 15 |
| 176 to 225 | 10 | 20 |
| 226 to 300 | 15 | 25 |
| > 300 | 20 | 30 |

(2) The maximum depth of the chase should include the depth of any hole reached when forming the chase.

(3) The horizontal distance between the end of a chase and an opening should not be less than 500 mm.

(4) The horizontal distance between adjacent chases of limited length, whether they occur on the same side or on opposite sides of the wall, should be not less than twice the length of the longest chase.

(5) In walls of thickness greater than 175 mm, the permitted depth of the chase may be increased by 10 mm if the chase is machine cut accurately to the required depth. If machine cuts are used, chases up to 10 mm deep may be cut in both sides of walls of thickness not less than 225 mm.

(6) The width of chase should not exceed half the residual thickness of the wall.

10.7 Damp proof courses

(1) Damp proof courses shall be capable of transferring the horizontal and vertical design loads without suffering or causing damage; they shall have sufficient surface frictional resistance to prevent unintended movement of the masonry resting on them.

(2) No damp proof course should be inserted between the prefabricated part and the complementary element of a composite lintel. In the event that one is considered to be necessary, it should be able to resist the vertical compression and the horizontal shear forces that occur at the interface, see 8.7.7(5) and 8.8.5(2).

10.8 Thermal and long term movement

(1) Allowance shall be made for the effects of movements such that the performance of the masonry is not affected adversely.

NOTE Information on the allowance for movement in masonry is given in EN 1996-2.

11 Execution

11.1 General

(1) The requirements of EN 1996-2 shall be satisfied.

11.2 Design of structural members

(1) The overall stability of the structure or of individual walls during construction should be considered; if special precautions are needed for the site work, they should be specified.

11.3 Loading of masonry

(1) Masonry shall not be subjected to load until it has achieved adequate strength to resist the load without damage.

(2) Backfilling against retaining walls should not be carried out until the wall is capable of resisting loads from the filling operation, taking account of any compacting forces or vibrations.

(3) Attention should be paid to walls which are temporarily unrestrained during construction, but which can be subjected to wind loads or construction loads, and temporary shoring should be provided, if necessary, to maintain stability.

Annex A
(informative)**Consideration of partial factor for materials relating to execution****A.1 Use of this Informative Annex**

(1) This Informative Annex provides additional guidance to that given in 4.4.4 for the partial factors for materials γ_M for the ultimate limit state.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex is given in the National Annex. If the National Annex contains no information on the application of this informative annex, Table 4.1 (NDP) can be used.

A.2 Scope and field of application

(1) This Informative Annex specifies general conditions that should be taken into account when the partial factors for materials are related to the quality of execution.

A.3 General

(1) When a country chooses to link values of γ_M from 4.4.4 to execution control, the following should be considered:

- the availability of appropriately qualified and experienced personnel, employed by the contractor, for supervision of the work;
- the availability of appropriately qualified and experienced personnel, independent of the contractor's staff, for the inspection of the work;
- the existence of a supervision/inspection plan at the start of work on site to clarify the responsibilities for inspection and to schedule inspections that are to be carried out;
- assessment of the site properties of the mortar and concrete infill;
- the way in which mortars are mixed and the constituents are batched, for example, either by weight or in appropriate measuring boxes.

NOTE Table A.1 contains some suggested values of γ_M .

Table A.1 — Suggested partial factors on materials for masonry buildings with increasing level of control

| Material | | Values of γ_M | | | | |
|-------------------------------|---|----------------------|-----|-----|-----|-----|
| Level of control ^a | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| Masonry made with: | | | | | | |
| A | Units of Category I, designed mortar ^b | 2,5 | 2,2 | 2,0 | 1,7 | 1,5 |
| B | Units of Category I, prescribed mortar ^c | 2,7 | 2,5 | 2,2 | 2,0 | 1,7 |
| C | Units of Category II, any mortar ^{b, c, f} | 3,0 | 2,7 | 2,5 | 2,2 | 2,0 |
| D | Anchorage of reinforcing steel and bed joint reinforcement | 2,7 | 2,5 | 2,2 | 2,0 | 1,7 |
| E | Bed joint reinforcement, reinforcing steel and prestressing steel | 1,15 | | | | |
| F | Ancillary components ^{d, e} | 2,7 | 2,5 | 2,2 | 2,0 | 1,7 |
| G | Lintels according to EN 845-2 | 2,5 to 1,5 | | | | |

a The number of levels that a country wants to apply, is free
 b Requirements for designed mortars are given in EN 998-2 and EN 1996-2.
 c Requirements for prescribed mortars are given in EN 998-2 and EN 1996-2.
 d Declared values are mean values.
 e Damp proof courses are assumed to be covered by masonry γ_M .
 f When the coefficient of variation for Category II units is not greater than 25 %.

Annex B
(informative)**Method for calculating the second order effect****B.1 Use of this Informative Annex**

(1) This Informative Annex provides additional guidance to that provided in 7.4 for the calculation of second order effects by means of a moment magnification factor.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex is given in the National Annex. If the National Annex contains no information on the application of this informative annex, it can be used.

B.2 Scope and field of application

(1) This Informative Annex specifies a method to determine second order effects of stiffening elements that do not satisfy 7.4(2).

B.3 Total moment including second order effects

(1) The second order effect should be determined by using a moment magnification factor applied to the first order moment, M_{1Ed} .

(2) The total moment M_{Ed} including second order effects may be determined from:

$$M_{Ed} = M_{1Ed} \left(1 + \frac{1}{N_B / N_{VED} - 1} \right) \quad (\text{B.1})$$

where

M_{1Ed} is the first order moment;

N_B is the buckling load of the stiffening element;

N_{VED} is the sum of the design value of the axial load on the structures that are braced by the stiffening element and the axial load on the stiffening element considered.

(2) The buckling load of the stiffening element N_B is:

$$N_B = 7,8 \frac{n}{n + 1,6} \frac{1}{1 + 3,9k_f} \frac{EI}{h_{tot}^2} \quad (\text{B.2})$$

where

n is the number of storeys above the ground;

k_f is the relative flexibility of moment restraint, equal to $EI/(C h_{tot})$;

- EI is the bending stiffness of the stiffening element derived from $0,8M_{Rd}/\kappa_{0,8MRd}$ using a relation between the stress and strain according to 5.8.1 (see Figure B.1);
- C is the rotational stiffness of the restraint, equal to M/θ ;
- θ is the rotation of the restraint due to moment M acting on the restraint;
- h_{tot} is the total height of the structure from the top of the foundation.

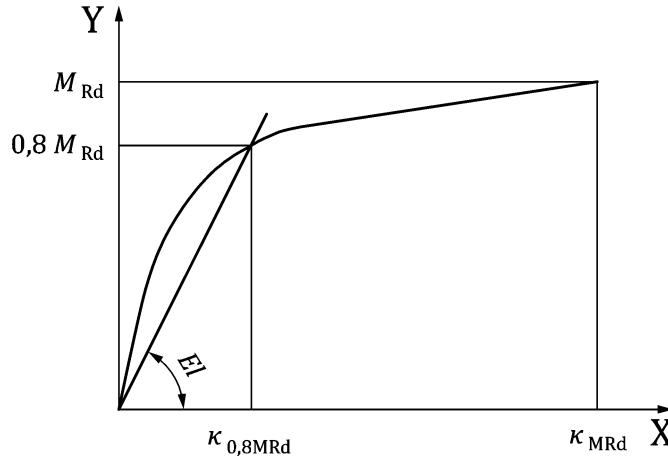


Figure B.1 — Moment-curvature diagram of the stiffening element

Annex C
(informative)**Simplified methods for calculating the out-of-plane eccentricity of loading on walls****C.1 Use of this Informative Annex**

(1) This Informative Annex provides additional guidance to that provided in 7.5.1.1 for calculating the out-of-plane eccentricity of loading on walls.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex is given in the National Annex. If the National Annex contains no information on the application of this informative annex, it can be used.

C.2 Scope and field of application

(1) This Informative Annex specifies methods to calculate the out-of-plane eccentricity of the vertical load on a wall in a wall-floor joint (local analysis) in several situations but does not apply to a global structural analysis of a building.

C.3 Eccentricity with reinforced concrete floors

(1) In calculating the eccentricity of loading on walls supporting reinforced concrete floors, the joint between the wall and the floor may be simplified by using uncracked cross sections and assuming elastic behaviour of the materials.

(2) A frame analysis or a single joint analysis may be used. The results obtained are valid only for the single joint analysis and global effects may need to be considered additionally.

(3) Joint analysis may be simplified as shown in Figure C.1; for fewer than four members, those not existing are to be ignored. The ends of the members remote from the junction are to be taken as fixed unless they are known to take no moment at all, when they are to be taken as hinged. The end moment at node 1, M_1 , may be calculated from Formula (C.1) and the end moment at node 2, M_2 , may be calculated from Formula (C.2).

$$M_1 = -\frac{w_1 h_1^2}{4(n_1 - 1)} + \frac{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \left[\frac{w_1 h_1^2}{4(n_1 - 1)} - \frac{w_2 h_2^2}{4(n_2 - 1)} + \frac{q_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{q_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right] \quad (\text{C.1})$$

$$M_2 = -\frac{w_2 h_2^2}{4(n_2 - 1)} - \frac{\frac{n_2 E_2 I_2}{h_2}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \left[\frac{w_1 h_1^2}{4(n_1 - 1)} - \frac{w_2 h_2^2}{4(n_2 - 1)} + \frac{q_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{q_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right] \quad (\text{C.2})$$

where

n_i is the stiffness factor of members, taken as 4 for members fixed at both ends, 3 for members simply supported at the end away from the node, and, in case of cantilever beams, 0 for the stiffness term and 1,5 for the loading term;

E_i is the modulus of elasticity of member i , where $i = 1, 2, 3$ or 4 ;

I_i is the second moment of area of member i , where $i = 1, 2, 3$ or 4 (in the case of a cavity wall in which only one leaf is loadbearing, I_i should be taken as that of the loadbearing leaf only);

h_1 is the clear height of member 1;

h_2 is the clear height of member 2;

l_3 is the clear span of member 3;

l_4 is the clear span of member 4;

w_1 is the design uniformly distributed wind load on member 1;

w_2 is the design uniformly distributed wind load on member 2;

q_3 is the design uniformly distributed load on member 3;

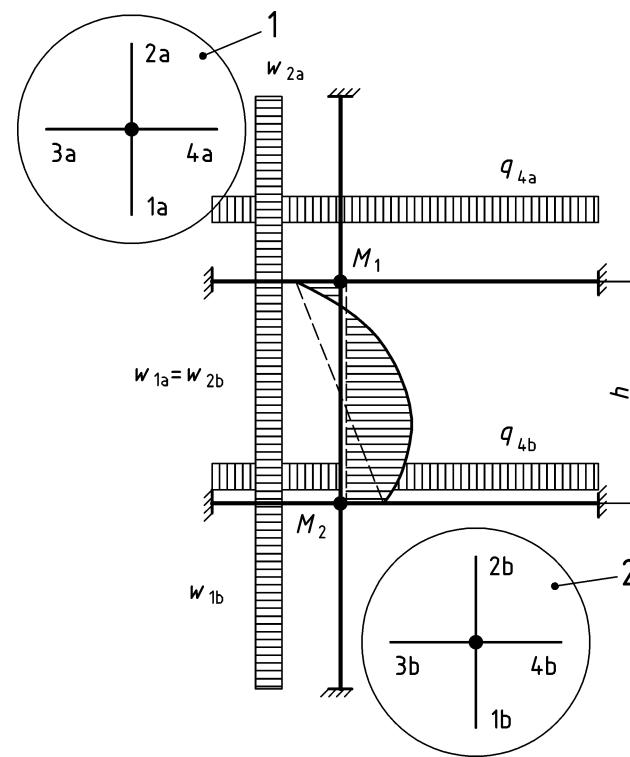
q_4 is the design uniformly distributed load on member 4.

NOTE 1 In the case of a slab spanning in two directions, the slab span used in Formulae (C.1) and (C.2) needs to be considered as an effective slab spanning in one direction, with a value of:

- 2/3 of the shorter slab span, in case the ratio of the longer to the shorter span does not exceed 2;
- the shorter span in all other cases.

NOTE 2 When the bearing length of the wall is different from the length of the slab resting on the wall, the relevant moments of inertia need to be used in Formulae (C.1) and (C.2).

NOTE 3 Alternative analyses for the moment distribution due to wind loads can be used.

**Key**

- 1) Frame a
- 2) Frame b

Figure C.1 — Simplified frame diagram

NOTE 4 Moment M_1 is found from frame a and moment M_2 from frame b.

(4) The eccentricity, obtained from the calculations in accordance with (1) above may be reduced by multiplying it by a factor η to account for a non-fully rigid joint.

NOTE The results of the calculations will usually be conservative because the true fixity, i.e. the ratio of the actual moment transmitted by a joint to that which would exist if the joint was fully rigid, of the floor/wall junction will not be achieved.

(5) η may be obtained experimentally, or it may be taken as:

$$\eta = 1 - \frac{k_m}{4} \quad (\text{C.1})$$

where

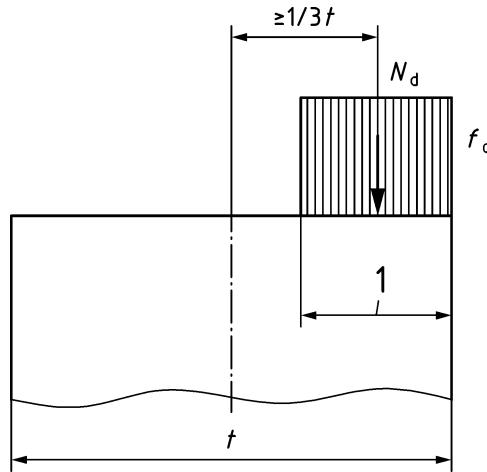
$$k_m = \frac{n_3 \frac{E_3 I_3}{l_3} + n_4 \frac{E_4 I_4}{l_4}}{n_1 \frac{E_1 I_1}{h_1} + n_2 \frac{E_2 I_2}{h_2}} \leq 2 \quad (\text{C.2})$$

and where the symbols have the meaning attributed to them in (3), above.

(6) If the eccentricity, e_i (see Formula (8.5)), calculated in accordance with (3), (4) and (5) above is greater than 0,33 times the thickness of the wall, t , and N_{Ed} per unit of length is not greater than $0,33 t f_d$, the design may be based on (7) below.

(7) The eccentricity of loading to be used in design, equal to e_i , may be based on the load being resisted by the minimum required bearing depth, not taken to be more than 0,33 times the wall thickness, at the face of the wall, stressed to the appropriate design strength of the material (see Figure C.2). In this case, Φ_i in Formula (8.4) should be taken equal to the required bearing depth divided by t .

NOTE The eccentricity based on this annex can lead to rotation of the floor or beam such as to cause a crack on the tension side of the wall.



Key

- 1) required bearing depth $\leq 0,33 t$

Figure C.2 — Eccentricity obtained from design load resisted by stress block

(8) If the reinforced concrete floor slab is partially supported on the wall:

(i) to obtain M_1 and M_2 at the top or bottom of the wall on which the slab is partially supported, the thickness of the wall, in Formulae (C.1) and (C.2), should be assumed to be that of the bearing length, t_b , at position 1 or 2 on Figure C.3, provided that t_b is not taken to be less than 0,5 t . The moment at the mid-height (position 3) should be adopted with reference to the axis of the wall by considering an additional eccentricity calculated as $\Delta e = (t - t_b)/2$.

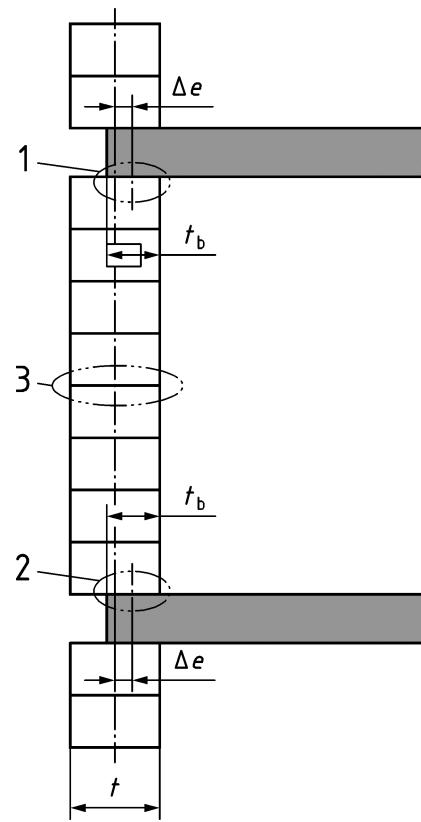


Figure C.3 — Thickness to be used for the design of a wall at top/bottom or mid-height

(ii) if masonry is used in the joint to fill the gap left by the floor slab being partially supported on the wall, in at least a thickness $t_{b\min}$ as in Figure C.4, and it is made of units with at least the strength of the ones of the wall itself, its contribution to the node stiffness may be calculated adopting a suitable model, other than according to (i).

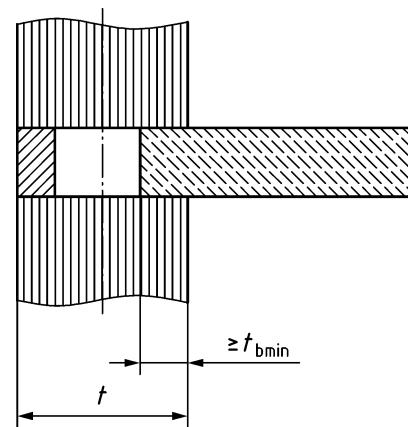


Figure C.4 — Floor slab partially supported on a wall

(9) Instead of carrying out a frame analysis, it may be assumed that the load transmitted to a wall by a single floor or roof acts at one third of the depth of the bearing area from the loaded face of the wall or loadbearing leaf. The resultant eccentricity of the load at any level may be calculated on the assumption that the total vertical load on a wall is axial immediately above a lateral support.

C.4 Eccentricity with timber floors

(1) In case of timber floors:

(i) when joist hangers are used, the load transmitted to the wall/leaf should be assumed to be applied at the face of the wall/leaf;

(ii) when joists rest on the wall/leaf, the load transmitted to the wall/leaf should be assumed to act at one third of the depth of the bearing area from the loaded face of the wall/ leaf;

moment diagrams in Figures C.5 or C.6 may be used. If the joint at the bottom of the wall is designed so as to be not capable of being rotated by the floor at that level, then the moment diagram represented in Figure C.6 should be used.

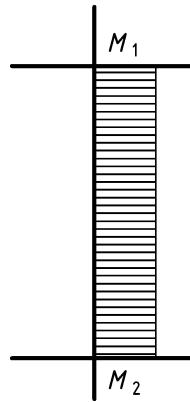


Figure C.5 — Simplified moment diagram in case of timber joists

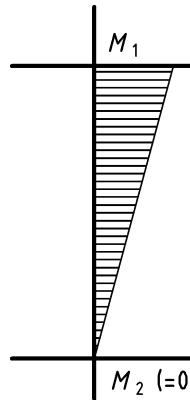


Figure C.6 — Simplified moment diagram in case of timber joists, with joint at the bottom of the wall designed as not capable of being rotated by the floor at that level

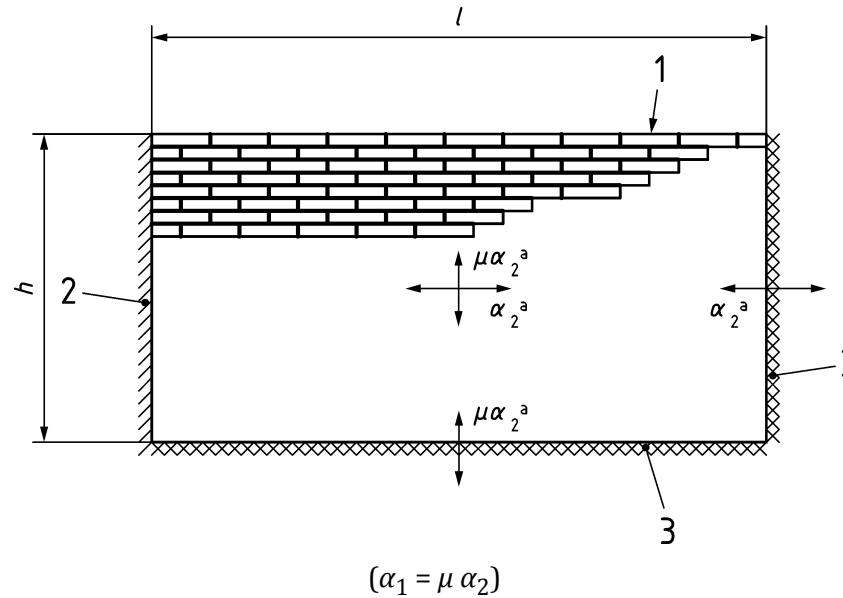
Annex D
(informative)**Bending moment coefficients, α_2 , in single leaf laterally loaded wall panels of thickness less than or equal to 250 mm****D.1 Use of this Informative Annex**

(1) This Informative Annex provides additional guidance to that provided in 7.5.7.2 for calculating the bending moment coefficients in laterally loaded wall panels.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex is given in the National Annex. If the National Annex contains no information on the application of this informative annex, it can be used.

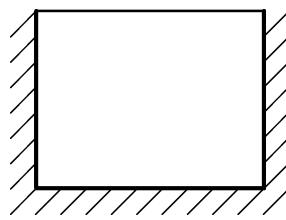
D.2 Scope and field of application

(1) This Informative Annex specifies tables with values for the bending moment coefficient α_2 for various wall support conditions as defined in Figure D.1.

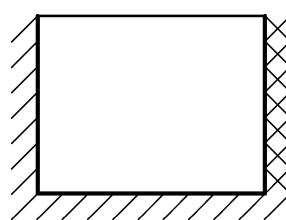
**Key**

- 1) free edge
- 2) simply supported edge
- 3) fully restrained/continuous edge
- 4) moment coefficients in the indicated directions

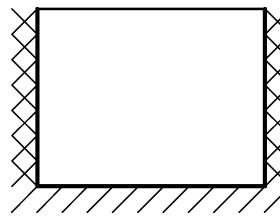
Figure D.1 — Key to support conditions used in tables

Table D.1 — Wall support condition A**Wall support condition A**

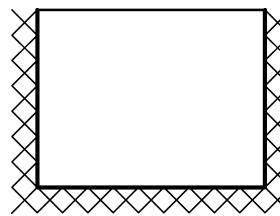
| μ | h/l | | | | | | | |
|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0,30 | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 |
| 1,00 | 0,031 | 0,045 | 0,059 | 0,071 | 0,079 | 0,085 | 0,090 | 0,094 |
| 0,90 | 0,032 | 0,047 | 0,061 | 0,073 | 0,081 | 0,087 | 0,092 | 0,095 |
| 0,80 | 0,034 | 0,049 | 0,064 | 0,075 | 0,083 | 0,089 | 0,093 | 0,097 |
| 0,70 | 0,035 | 0,051 | 0,066 | 0,077 | 0,085 | 0,091 | 0,095 | 0,098 |
| 0,60 | 0,038 | 0,053 | 0,069 | 0,080 | 0,088 | 0,093 | 0,097 | 0,100 |
| 0,50 | 0,040 | 0,056 | 0,073 | 0,083 | 0,090 | 0,095 | 0,099 | 0,102 |
| 0,40 | 0,043 | 0,061 | 0,077 | 0,087 | 0,093 | 0,098 | 0,101 | 0,104 |
| 0,35 | 0,045 | 0,064 | 0,080 | 0,089 | 0,095 | 0,100 | 0,103 | 0,105 |
| 0,30 | 0,048 | 0,067 | 0,082 | 0,091 | 0,097 | 0,101 | 0,104 | 0,107 |
| 0,25 | 0,050 | 0,071 | 0,085 | 0,094 | 0,099 | 0,103 | 0,106 | 0,109 |
| 0,20 | 0,054 | 0,075 | 0,089 | 0,097 | 0,102 | 0,105 | 0,108 | 0,111 |
| 0,15 | 0,060 | 0,080 | 0,093 | 0,100 | 0,104 | 0,108 | 0,110 | 0,113 |
| 0,10 | 0,069 | 0,087 | 0,098 | 0,104 | 0,108 | 0,111 | 0,113 | 0,115 |
| 0,05 | 0,082 | 0,097 | 0,105 | 0,110 | 0,113 | 0,115 | 0,116 | 0,117 |

Table D.2 — Wall support condition B**Wall support condition B**

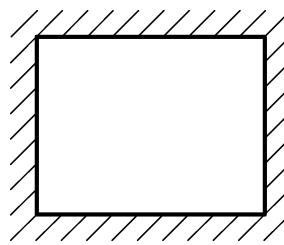
| μ | h/l | | | | | | | |
|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0,30 | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 |
| 1,00 | 0,024 | 0,035 | 0,046 | 0,053 | 0,059 | 0,062 | 0,065 | 0,068 |
| 0,90 | 0,025 | 0,036 | 0,047 | 0,055 | 0,060 | 0,063 | 0,066 | 0,068 |
| 0,80 | 0,027 | 0,037 | 0,049 | 0,056 | 0,061 | 0,065 | 0,067 | 0,069 |
| 0,70 | 0,028 | 0,039 | 0,051 | 0,058 | 0,062 | 0,066 | 0,068 | 0,070 |
| 0,60 | 0,030 | 0,042 | 0,053 | 0,059 | 0,064 | 0,067 | 0,069 | 0,071 |
| 0,50 | 0,031 | 0,044 | 0,055 | 0,061 | 0,066 | 0,069 | 0,071 | 0,072 |
| 0,40 | 0,034 | 0,047 | 0,057 | 0,063 | 0,067 | 0,070 | 0,072 | 0,074 |
| 0,35 | 0,035 | 0,049 | 0,059 | 0,065 | 0,068 | 0,071 | 0,073 | 0,074 |
| 0,30 | 0,037 | 0,051 | 0,061 | 0,066 | 0,070 | 0,072 | 0,074 | 0,075 |
| 0,25 | 0,039 | 0,053 | 0,062 | 0,068 | 0,071 | 0,073 | 0,075 | 0,077 |
| 0,20 | 0,043 | 0,056 | 0,065 | 0,069 | 0,072 | 0,074 | 0,076 | 0,078 |
| 0,15 | 0,047 | 0,059 | 0,067 | 0,071 | 0,074 | 0,076 | 0,077 | 0,079 |
| 0,10 | 0,052 | 0,063 | 0,070 | 0,074 | 0,076 | 0,078 | 0,079 | 0,080 |
| 0,05 | 0,060 | 0,069 | 0,074 | 0,077 | 0,079 | 0,080 | 0,081 | 0,082 |

- Entwurf -**Table D.1 — Wall support condition C****Wall support condition C**

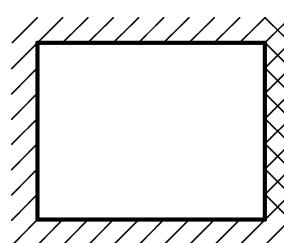
| μ | h/l | | | | | | | | |
|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--|
| | 0,30 | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 | |
| 1,00 | 0,020 | 0,028 | 0,037 | 0,042 | 0,045 | 0,048 | 0,050 | 0,051 | |
| 0,90 | 0,021 | 0,029 | 0,038 | 0,043 | 0,046 | 0,048 | 0,050 | 0,052 | |
| 0,80 | 0,022 | 0,031 | 0,039 | 0,043 | 0,047 | 0,049 | 0,051 | 0,052 | |
| 0,70 | 0,023 | 0,032 | 0,040 | 0,044 | 0,048 | 0,050 | 0,051 | 0,053 | |
| 0,60 | 0,024 | 0,034 | 0,041 | 0,046 | 0,049 | 0,051 | 0,052 | 0,053 | |
| 0,50 | 0,025 | 0,035 | 0,043 | 0,047 | 0,050 | 0,052 | 0,053 | 0,054 | |
| 0,40 | 0,027 | 0,038 | 0,044 | 0,048 | 0,051 | 0,053 | 0,054 | 0,055 | |
| 0,35 | 0,029 | 0,039 | 0,045 | 0,049 | 0,052 | 0,053 | 0,054 | 0,055 | |
| 0,30 | 0,030 | 0,040 | 0,046 | 0,050 | 0,052 | 0,054 | 0,055 | 0,056 | |
| 0,25 | 0,032 | 0,042 | 0,048 | 0,051 | 0,053 | 0,054 | 0,056 | 0,057 | |
| 0,20 | 0,034 | 0,043 | 0,049 | 0,052 | 0,054 | 0,055 | 0,056 | 0,058 | |
| 0,15 | 0,037 | 0,046 | 0,051 | 0,053 | 0,055 | 0,056 | 0,057 | 0,059 | |
| 0,10 | 0,041 | 0,048 | 0,053 | 0,055 | 0,056 | 0,057 | 0,058 | 0,059 | |
| 0,05 | 0,046 | 0,052 | 0,055 | 0,057 | 0,058 | 0,059 | 0,059 | 0,060 | |

Table D.2 — Wall support condition D**Wall support condition D**

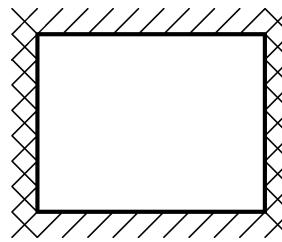
| μ | h/l | | | | | | | | |
|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--|
| | 0,30 | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 | |
| 1,00 | 0,013 | 0,021 | 0,029 | 0,035 | 0,040 | 0,043 | 0,045 | 0,047 | |
| 0,90 | 0,014 | 0,022 | 0,031 | 0,036 | 0,040 | 0,043 | 0,046 | 0,048 | |
| 0,80 | 0,015 | 0,023 | 0,032 | 0,038 | 0,041 | 0,044 | 0,047 | 0,048 | |
| 0,70 | 0,016 | 0,025 | 0,033 | 0,039 | 0,043 | 0,045 | 0,047 | 0,049 | |
| 0,60 | 0,017 | 0,026 | 0,035 | 0,040 | 0,044 | 0,046 | 0,048 | 0,050 | |
| 0,50 | 0,018 | 0,028 | 0,037 | 0,042 | 0,045 | 0,048 | 0,050 | 0,051 | |
| 0,40 | 0,020 | 0,031 | 0,039 | 0,043 | 0,047 | 0,049 | 0,051 | 0,052 | |
| 0,35 | 0,022 | 0,032 | 0,040 | 0,044 | 0,048 | 0,050 | 0,051 | 0,053 | |
| 0,30 | 0,023 | 0,034 | 0,041 | 0,046 | 0,049 | 0,051 | 0,052 | 0,053 | |
| 0,25 | 0,025 | 0,035 | 0,043 | 0,047 | 0,050 | 0,052 | 0,053 | 0,054 | |
| 0,20 | 0,027 | 0,038 | 0,044 | 0,048 | 0,051 | 0,053 | 0,054 | 0,055 | |
| 0,15 | 0,030 | 0,040 | 0,046 | 0,050 | 0,052 | 0,054 | 0,055 | 0,056 | |
| 0,10 | 0,034 | 0,043 | 0,049 | 0,052 | 0,054 | 0,055 | 0,056 | 0,057 | |
| 0,05 | 0,041 | 0,048 | 0,053 | 0,055 | 0,056 | 0,057 | 0,058 | 0,059 | |

Table D.3 — Wall support condition E**Wall support condition E**

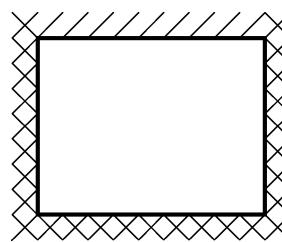
| μ | h/l | | | | | | | |
|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0,30 | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 |
| 1,00 | 0,008 | 0,018 | 0,030 | 0,042 | 0,051 | 0,059 | 0,066 | 0,071 |
| 0,90 | 0,009 | 0,019 | 0,032 | 0,044 | 0,054 | 0,062 | 0,068 | 0,074 |
| 0,80 | 0,010 | 0,021 | 0,035 | 0,046 | 0,056 | 0,064 | 0,071 | 0,076 |
| 0,70 | 0,011 | 0,023 | 0,037 | 0,049 | 0,059 | 0,067 | 0,073 | 0,078 |
| 0,60 | 0,012 | 0,025 | 0,040 | 0,053 | 0,062 | 0,070 | 0,076 | 0,081 |
| 0,50 | 0,014 | 0,028 | 0,044 | 0,057 | 0,066 | 0,074 | 0,080 | 0,085 |
| 0,40 | 0,017 | 0,032 | 0,049 | 0,062 | 0,071 | 0,078 | 0,084 | 0,088 |
| 0,35 | 0,018 | 0,035 | 0,052 | 0,064 | 0,074 | 0,081 | 0,086 | 0,090 |
| 0,30 | 0,020 | 0,038 | 0,055 | 0,068 | 0,077 | 0,083 | 0,089 | 0,093 |
| 0,25 | 0,023 | 0,042 | 0,059 | 0,071 | 0,080 | 0,087 | 0,091 | 0,096 |
| 0,20 | 0,026 | 0,046 | 0,064 | 0,076 | 0,084 | 0,090 | 0,095 | 0,099 |
| 0,15 | 0,032 | 0,053 | 0,070 | 0,081 | 0,089 | 0,094 | 0,098 | 0,103 |
| 0,10 | 0,039 | 0,062 | 0,078 | 0,088 | 0,095 | 0,100 | 0,103 | 0,106 |
| 0,05 | 0,054 | 0,076 | 0,090 | 0,098 | 0,103 | 0,107 | 0,109 | 0,110 |

Table D.4 — Wall support condition F**Wall support condition F**

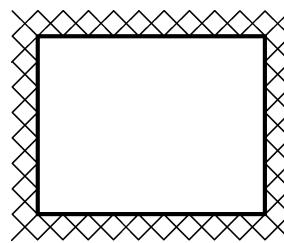
| μ | h/l | | | | | | | |
|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0,30 | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 |
| 1,00 | 0,008 | 0,016 | 0,026 | 0,034 | 0,041 | 0,046 | 0,051 | 0,054 |
| 0,90 | 0,008 | 0,017 | 0,027 | 0,036 | 0,042 | 0,048 | 0,052 | 0,055 |
| 0,80 | 0,009 | 0,018 | 0,029 | 0,037 | 0,044 | 0,049 | 0,054 | 0,057 |
| 0,70 | 0,010 | 0,020 | 0,031 | 0,039 | 0,046 | 0,051 | 0,055 | 0,058 |
| 0,60 | 0,011 | 0,022 | 0,033 | 0,042 | 0,048 | 0,053 | 0,057 | 0,060 |
| 0,50 | 0,013 | 0,024 | 0,036 | 0,044 | 0,051 | 0,056 | 0,059 | 0,062 |
| 0,40 | 0,015 | 0,027 | 0,039 | 0,048 | 0,054 | 0,058 | 0,062 | 0,064 |
| 0,35 | 0,016 | 0,029 | 0,041 | 0,050 | 0,055 | 0,060 | 0,063 | 0,066 |
| 0,30 | 0,018 | 0,031 | 0,044 | 0,052 | 0,057 | 0,062 | 0,065 | 0,067 |
| 0,25 | 0,020 | 0,034 | 0,046 | 0,054 | 0,060 | 0,063 | 0,066 | 0,069 |
| 0,20 | 0,023 | 0,037 | 0,049 | 0,057 | 0,062 | 0,066 | 0,068 | 0,070 |
| 0,15 | 0,027 | 0,042 | 0,053 | 0,060 | 0,065 | 0,068 | 0,070 | 0,072 |
| 0,10 | 0,032 | 0,048 | 0,058 | 0,064 | 0,068 | 0,071 | 0,073 | 0,074 |
| 0,05 | 0,043 | 0,057 | 0,066 | 0,070 | 0,073 | 0,075 | 0,077 | 0,078 |

- Entwurf -**Table D.5 — Wall support condition G****Wall support condition G**

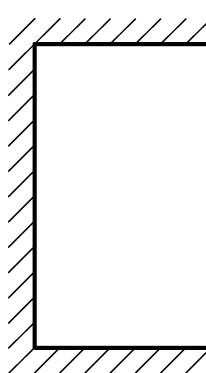
| μ | h/l | | | | | | | | |
|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--|
| | 0,30 | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 | |
| 1,00 | 0,007 | 0,014 | 0,022 | 0,028 | 0,033 | 0,037 | 0,040 | 0,042 | |
| 0,90 | 0,008 | 0,015 | 0,023 | 0,029 | 0,034 | 0,038 | 0,041 | 0,043 | |
| 0,80 | 0,008 | 0,016 | 0,024 | 0,031 | 0,035 | 0,039 | 0,042 | 0,044 | |
| 0,70 | 0,009 | 0,017 | 0,026 | 0,032 | 0,037 | 0,040 | 0,043 | 0,045 | |
| 0,60 | 0,010 | 0,019 | 0,028 | 0,034 | 0,038 | 0,042 | 0,044 | 0,046 | |
| 0,50 | 0,011 | 0,021 | 0,030 | 0,036 | 0,040 | 0,043 | 0,046 | 0,048 | |
| 0,40 | 0,013 | 0,023 | 0,032 | 0,038 | 0,042 | 0,045 | 0,047 | 0,049 | |
| 0,35 | 0,014 | 0,025 | 0,033 | 0,039 | 0,043 | 0,046 | 0,048 | 0,050 | |
| 0,30 | 0,016 | 0,026 | 0,035 | 0,041 | 0,044 | 0,047 | 0,049 | 0,051 | |
| 0,25 | 0,018 | 0,028 | 0,037 | 0,042 | 0,046 | 0,048 | 0,050 | 0,052 | |
| 0,20 | 0,020 | 0,031 | 0,039 | 0,044 | 0,047 | 0,050 | 0,052 | 0,054 | |
| 0,15 | 0,023 | 0,034 | 0,042 | 0,046 | 0,049 | 0,051 | 0,053 | 0,055 | |
| 0,10 | 0,027 | 0,038 | 0,045 | 0,049 | 0,052 | 0,053 | 0,055 | 0,057 | |
| 0,05 | 0,035 | 0,044 | 0,050 | 0,053 | 0,055 | 0,056 | 0,057 | 0,058 | |

Table D.6 — Wall support condition H**Wall support condition H**

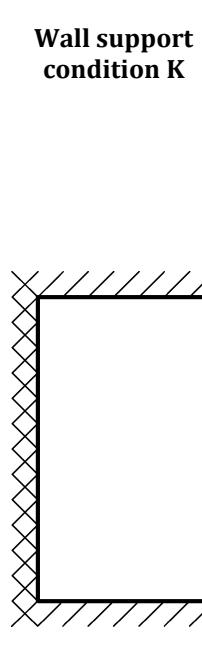
| μ | h/l | | | | | | | | |
|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--|
| | 0,30 | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 | |
| 1,00 | 0,005 | 0,011 | 0,018 | 0,024 | 0,029 | 0,033 | 0,036 | 0,039 | |
| 0,90 | 0,006 | 0,012 | 0,019 | 0,025 | 0,030 | 0,034 | 0,037 | 0,040 | |
| 0,80 | 0,006 | 0,013 | 0,020 | 0,027 | 0,032 | 0,035 | 0,038 | 0,041 | |
| 0,70 | 0,007 | 0,014 | 0,022 | 0,028 | 0,033 | 0,037 | 0,040 | 0,042 | |
| 0,60 | 0,008 | 0,015 | 0,024 | 0,030 | 0,035 | 0,038 | 0,041 | 0,043 | |
| 0,50 | 0,009 | 0,017 | 0,025 | 0,032 | 0,036 | 0,040 | 0,043 | 0,045 | |
| 0,40 | 0,010 | 0,019 | 0,028 | 0,034 | 0,039 | 0,042 | 0,045 | 0,047 | |
| 0,35 | 0,011 | 0,021 | 0,029 | 0,036 | 0,040 | 0,043 | 0,046 | 0,047 | |
| 0,30 | 0,013 | 0,022 | 0,031 | 0,037 | 0,041 | 0,044 | 0,047 | 0,049 | |
| 0,25 | 0,014 | 0,024 | 0,033 | 0,039 | 0,043 | 0,046 | 0,048 | 0,051 | |
| 0,20 | 0,016 | 0,027 | 0,035 | 0,041 | 0,045 | 0,047 | 0,049 | 0,052 | |
| 0,15 | 0,019 | 0,030 | 0,038 | 0,043 | 0,047 | 0,049 | 0,051 | 0,053 | |
| 0,10 | 0,023 | 0,034 | 0,042 | 0,047 | 0,050 | 0,052 | 0,053 | 0,054 | |
| 0,05 | 0,031 | 0,041 | 0,047 | 0,051 | 0,053 | 0,055 | 0,056 | 0,056 | |

Table D.7 — Wall support condition I**Wall support condition I**

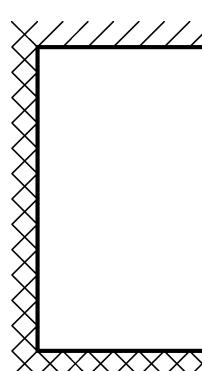
| μ | h/l | | | | | | | |
|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0,30 | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 |
| 1,00 | 0,004 | 0,009 | 0,015 | 0,021 | 0,026 | 0,030 | 0,033 | 0,036 |
| 0,90 | 0,004 | 0,010 | 0,016 | 0,022 | 0,027 | 0,031 | 0,034 | 0,037 |
| 0,80 | 0,005 | 0,010 | 0,017 | 0,023 | 0,028 | 0,032 | 0,035 | 0,038 |
| 0,70 | 0,005 | 0,011 | 0,019 | 0,025 | 0,030 | 0,033 | 0,037 | 0,039 |
| 0,60 | 0,006 | 0,013 | 0,020 | 0,026 | 0,031 | 0,035 | 0,038 | 0,041 |
| 0,50 | 0,007 | 0,014 | 0,022 | 0,028 | 0,033 | 0,037 | 0,040 | 0,042 |
| 0,40 | 0,008 | 0,016 | 0,024 | 0,031 | 0,035 | 0,039 | 0,042 | 0,044 |
| 0,35 | 0,009 | 0,017 | 0,026 | 0,032 | 0,037 | 0,040 | 0,043 | 0,045 |
| 0,30 | 0,010 | 0,019 | 0,028 | 0,034 | 0,038 | 0,042 | 0,044 | 0,046 |
| 0,25 | 0,011 | 0,021 | 0,030 | 0,036 | 0,040 | 0,043 | 0,046 | 0,048 |
| 0,20 | 0,013 | 0,023 | 0,032 | 0,038 | 0,042 | 0,045 | 0,047 | 0,050 |
| 0,15 | 0,016 | 0,026 | 0,035 | 0,041 | 0,044 | 0,047 | 0,049 | 0,051 |
| 0,10 | 0,020 | 0,031 | 0,039 | 0,044 | 0,047 | 0,050 | 0,052 | 0,054 |
| 0,05 | 0,027 | 0,038 | 0,045 | 0,049 | 0,052 | 0,053 | 0,055 | 0,056 |

Table D.8 — Wall support condition J**Wall support condition J**

| μ | h/l | | | | | | | |
|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0,30 | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 |
| 1,00 | 0,009 | 0,023 | 0,046 | 0,071 | 0,096 | 0,122 | 0,151 | 0,180 |
| 0,90 | 0,010 | 0,026 | 0,050 | 0,076 | 0,103 | 0,131 | 0,162 | 0,193 |
| 0,80 | 0,012 | 0,028 | 0,054 | 0,083 | 0,111 | 0,142 | 0,175 | 0,208 |
| 0,70 | 0,013 | 0,032 | 0,060 | 0,091 | 0,121 | 0,156 | 0,191 | 0,227 |
| 0,60 | 0,015 | 0,036 | 0,067 | 0,100 | 0,135 | 0,173 | 0,211 | 0,250 |
| 0,50 | 0,018 | 0,042 | 0,077 | 0,113 | 0,153 | 0,195 | 0,237 | 0,280 |
| 0,40 | 0,021 | 0,050 | 0,090 | 0,131 | 0,177 | 0,225 | 0,272 | 0,321 |
| 0,35 | 0,024 | 0,055 | 0,098 | 0,144 | 0,194 | 0,244 | 0,296 | 0,347 |
| 0,30 | 0,027 | 0,062 | 0,108 | 0,160 | 0,214 | 0,269 | 0,325 | 0,381 |
| 0,25 | 0,032 | 0,071 | 0,122 | 0,180 | 0,240 | 0,300 | 0,362 | 0,428 |
| 0,20 | 0,038 | 0,083 | 0,142 | 0,208 | 0,276 | 0,344 | 0,413 | 0,488 |
| 0,15 | 0,048 | 0,100 | 0,173 | 0,250 | 0,329 | 0,408 | 0,488 | 0,570 |
| 0,10 | 0,065 | 0,131 | 0,224 | 0,321 | 0,418 | 0,515 | 0,613 | 0,698 |
| 0,05 | 0,106 | 0,208 | 0,344 | 0,482 | 0,620 | 0,759 | 0,898 | 0,959 |

Table D.9 — Wall support condition K

| μ | h/l | | | | | | | |
|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0,30 | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 |
| 1,00 | 0,009 | 0,021 | 0,038 | 0,056 | 0,074 | 0,091 | 0,108 | 0,123 |
| 0,90 | 0,010 | 0,023 | 0,041 | 0,060 | 0,079 | 0,097 | 0,113 | 0,129 |
| 0,80 | 0,011 | 0,025 | 0,045 | 0,065 | 0,084 | 0,103 | 0,120 | 0,136 |
| 0,70 | 0,012 | 0,028 | 0,049 | 0,070 | 0,091 | 0,110 | 0,128 | 0,145 |
| 0,60 | 0,014 | 0,031 | 0,054 | 0,077 | 0,099 | 0,119 | 0,138 | 0,155 |
| 0,50 | 0,016 | 0,035 | 0,061 | 0,085 | 0,109 | 0,130 | 0,149 | 0,167 |
| 0,40 | 0,019 | 0,041 | 0,069 | 0,097 | 0,121 | 0,144 | 0,164 | 0,182 |
| 0,35 | 0,021 | 0,045 | 0,075 | 0,104 | 0,129 | 0,152 | 0,173 | 0,191 |
| 0,30 | 0,024 | 0,050 | 0,082 | 0,112 | 0,139 | 0,162 | 0,183 | 0,202 |
| 0,25 | 0,028 | 0,056 | 0,091 | 0,123 | 0,150 | 0,174 | 0,196 | 0,217 |
| 0,20 | 0,033 | 0,064 | 0,103 | 0,136 | 0,165 | 0,190 | 0,211 | 0,234 |
| 0,15 | 0,040 | 0,077 | 0,119 | 0,155 | 0,184 | 0,210 | 0,231 | 0,253 |
| 0,10 | 0,053 | 0,096 | 0,144 | 0,182 | 0,213 | 0,238 | 0,260 | 0,279 |
| 0,05 | 0,080 | 0,136 | 0,190 | 0,230 | 0,260 | 0,286 | 0,306 | 0,317 |

Table D.12 — Wall support condition L

| μ | h/l | | | | | | | |
|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0,30 | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 2,00 |
| 1,00 | 0,006 | 0,015 | 0,029 | 0,044 | 0,059 | 0,073 | 0,088 | 0,102 |
| 0,90 | 0,007 | 0,017 | 0,032 | 0,047 | 0,063 | 0,078 | 0,093 | 0,107 |
| 0,80 | 0,008 | 0,018 | 0,034 | 0,051 | 0,067 | 0,084 | 0,099 | 0,114 |
| 0,70 | 0,009 | 0,021 | 0,038 | 0,056 | 0,073 | 0,090 | 0,106 | 0,122 |
| 0,60 | 0,010 | 0,023 | 0,042 | 0,061 | 0,080 | 0,098 | 0,115 | 0,131 |
| 0,50 | 0,012 | 0,027 | 0,048 | 0,068 | 0,089 | 0,108 | 0,126 | 0,142 |
| 0,40 | 0,014 | 0,032 | 0,055 | 0,078 | 0,100 | 0,121 | 0,139 | 0,157 |
| 0,35 | 0,016 | 0,035 | 0,060 | 0,084 | 0,108 | 0,129 | 0,148 | 0,165 |
| 0,30 | 0,018 | 0,039 | 0,066 | 0,092 | 0,116 | 0,138 | 0,158 | 0,176 |
| 0,25 | 0,021 | 0,044 | 0,073 | 0,101 | 0,127 | 0,150 | 0,170 | 0,190 |
| 0,20 | 0,025 | 0,052 | 0,084 | 0,114 | 0,141 | 0,165 | 0,185 | 0,206 |
| 0,15 | 0,031 | 0,061 | 0,098 | 0,131 | 0,159 | 0,184 | 0,205 | 0,226 |
| 0,10 | 0,041 | 0,078 | 0,121 | 0,156 | 0,186 | 0,212 | 0,233 | 0,252 |
| 0,05 | 0,064 | 0,114 | 0,164 | 0,204 | 0,235 | 0,260 | 0,281 | 0,292 |

Annex E
(informative)

Limiting height and length to thickness ratios for unreinforced walls and walls with only bed joint reinforcement under the serviceability limit state

E.1 Use of this Informative Annex

(1) This Informative Annex provides additional guidance to that in 7.5.7.3(1) and 9.2(5) for the dimensions of laterally loaded walls.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex is given in the National Annex. If the National Annex contains no information on the application of this informative annex, it can be used.

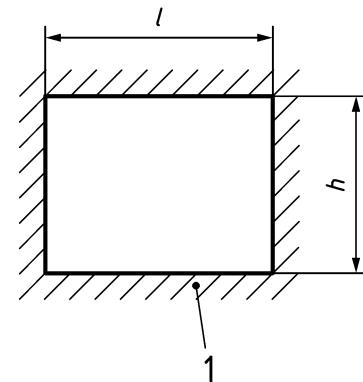
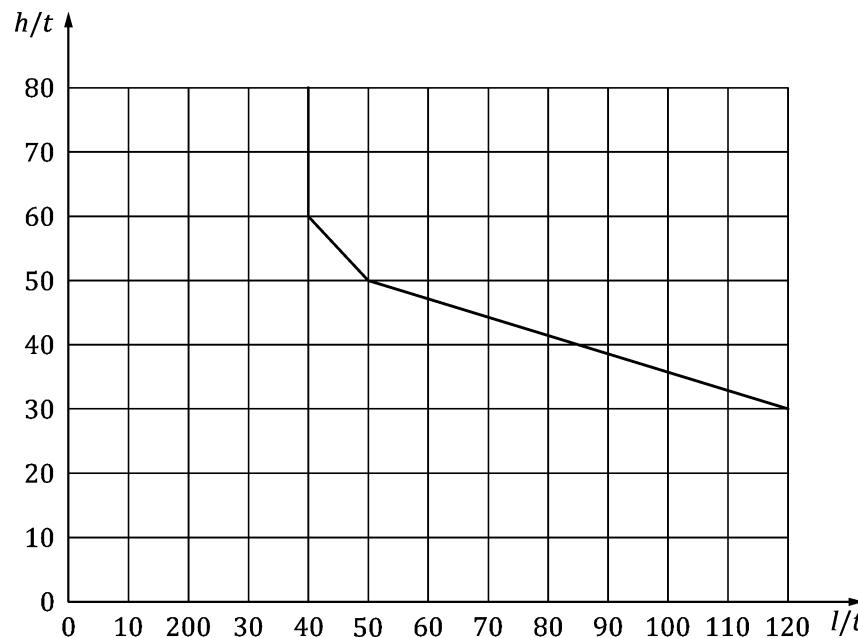
E.2 Scope and field of application

(1) This Informative Annex specifies limits for the slenderness of laterally loaded walls for various wall support conditions in relation to the serviceability limit state and applies to walls with a thickness larger than or equal to 100 mm.

E.3 Reinforced concrete floors

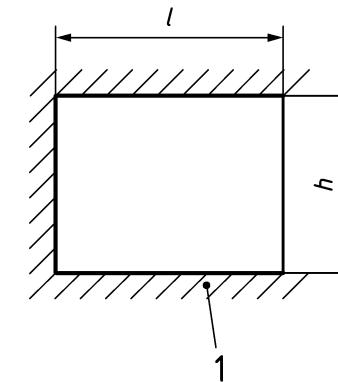
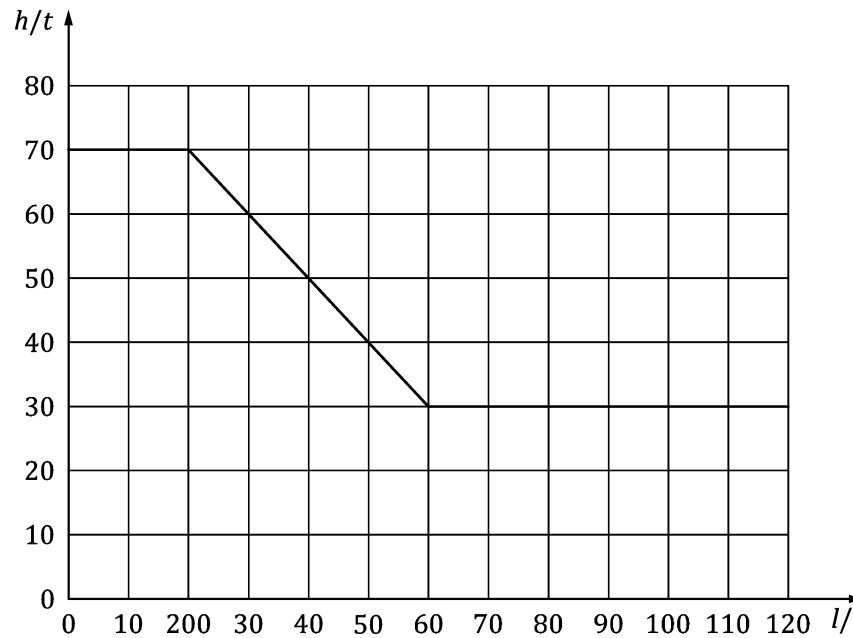
(1) Notwithstanding the ability of a wall to satisfy the ultimate limit state, its size should be limited to that which results from use of Figures E.1, E.2 or E.3, depending on the restraint conditions as shown on the figures, where h is the clear height of the wall, l is the length of the wall and t is the thickness of the wall; for cavity walls use t_{ef} in place of t .

(2) Where walls are restrained at the top and bottom, but not at the ends, h should be limited to $30 t$.

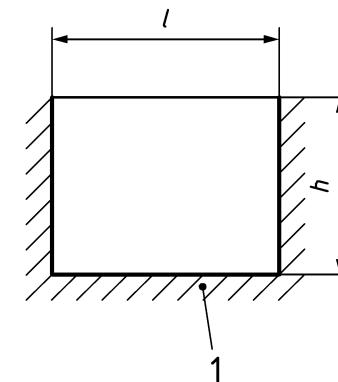
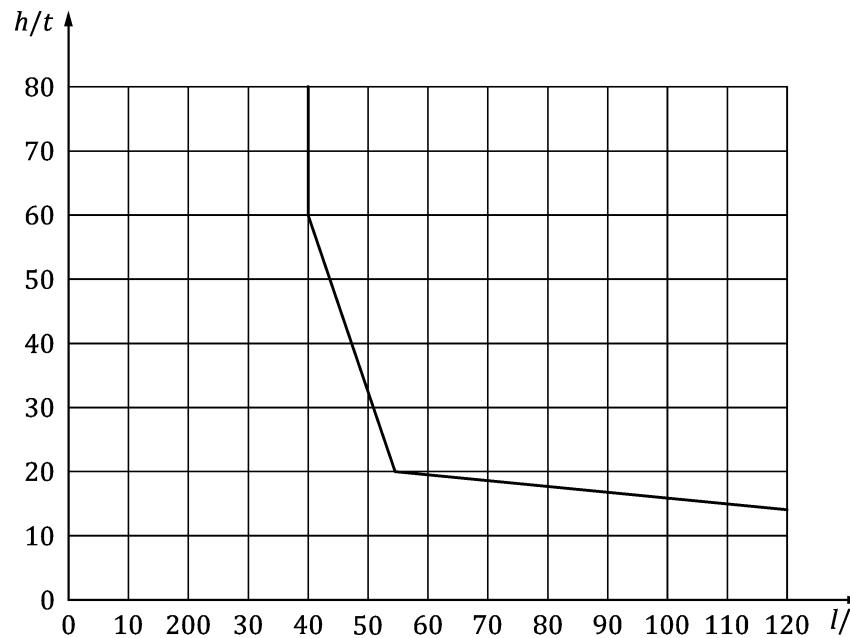


Key

- 1) simply supported or with full continuity

Figure E.1 — Limiting height and length to thickness ratios of walls restrained on all four edges**Key**

- 1) simply supported or with full continuity

Figure E.2 — Limiting height and length to thickness ratios of walls restrained at the bottom, the top and one vertical edge**Key**

- 1) simply supported or with full continuity

Figure E.3 — Limiting height and length to thickness ratios of walls restrained at the edges, the bottom, but not the top

Annex F
(informative)**Capacity reduction for slenderness and eccentricity****F.1 Use of this Informative Annex**

(1) This Informative Annex provides additional guidance to that in 8.2.2(2) and 8.5.4(2) for the capacity reduction due to second order effects of walls subjected mainly to compression and to combined vertical and lateral loading.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex is given in the National Annex. If the National Annex contains no information on the application of this informative annex, it can be used.

F.2 Scope and field of application

(1) This Informative Annex specifies a method to determine the capacity reduction in the mid-height of a wall due to second order effects of walls subjected to mainly vertical and to combined vertical and lateral loading.

F.3 Reduction factor Φ_m for masonry walls subjected to mainly vertical loading (expressed as a function of eccentricity)

(1) Using a simplification of the general principles given in 8.1, the reduction factor, Φ_m , for the verification of unreinforced masonry walls subjected to mainly vertical loading, taking into account the slenderness of the wall and the eccentricity of loading, for any modulus of elasticity E and characteristic compressive strength of masonry f_k , may be estimated from:

$$\Phi_m = \begin{cases} A_1 - \frac{\lambda^2}{2,58A_1} & \text{if } \lambda < 1,14A_1 \\ 0,65 \frac{A_1^3}{\lambda^2} & \text{if } \lambda \geq 1,14A_1 \end{cases} \quad (\text{F.1})$$

where

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_m}{t}, \quad (\text{F.2})$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} \quad (\text{F.3})$$

and e_m , t , h_{ef} , t_{ef} , and f_k and E are as defined in 8.2.2, and 5.7.1 and 5.8.2, respectively.

(2) The values of Φ_m derived from Formula (F.1) are given in graphical form in Figures F.1 and F.2.

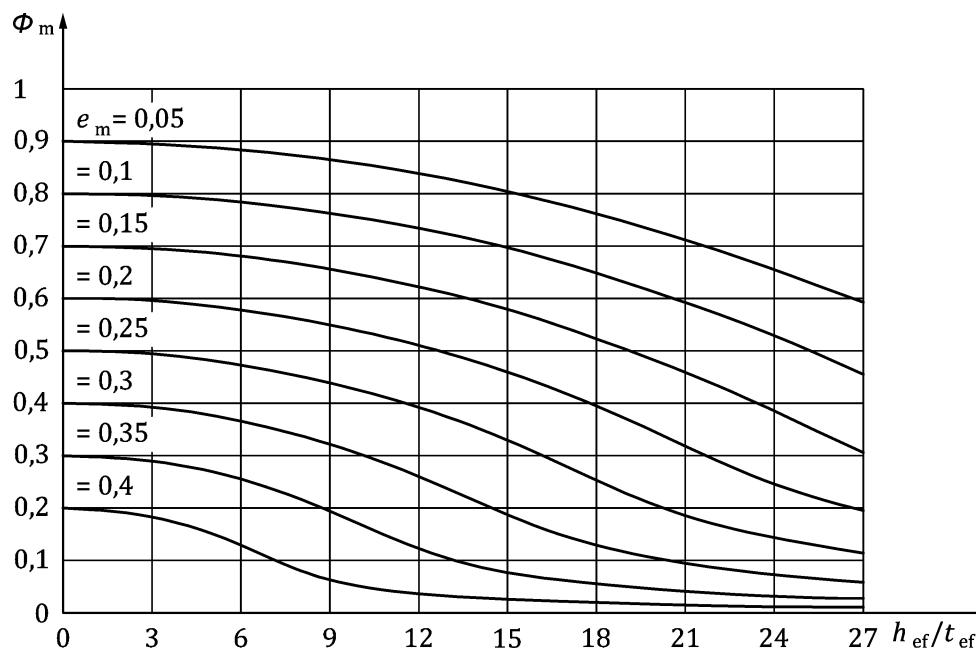


Figure F.1 — Values of Φ_m against slenderness ratio for different eccentricities, based on an E of $1000 f_k$

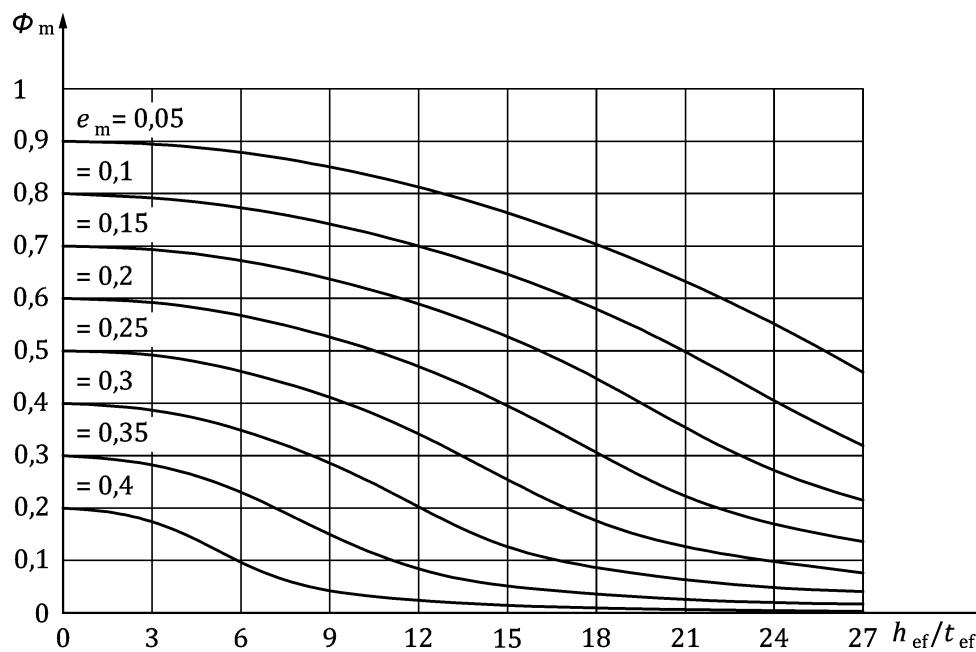


Figure F.2 — Values of Φ_m against slenderness ratio for different eccentricities, based on an E of $700 f_k$

F.4 Reduction factor Φ_M for masonry walls subjected to combined vertical and lateral loading (expressed as a function of normal load ratio)

(1) The reduction factor, Φ_M , for the verification of unreinforced masonry walls subjected to combined vertical and lateral loading using the principles given in 8.5.4, taking into account the second order effects, for any modulus of elasticity E and characteristic compressive strength of masonry f_k , may be estimated from:

Printed copies are uncontrolled

$$\phi_M = \frac{1 - A_1}{1 - \nu} \quad (F.4)$$

where

$$A_1 = \begin{cases} \frac{2,58\nu + \sqrt{(2,58\nu)^2 + 10,33\lambda^2}}{5,17} & \text{if } \lambda < 1,14A_1 \\ \left(\frac{\lambda^2\nu}{0,65}\right)^{1/3} & \text{if } \lambda \geq 1,14A_1 \end{cases}, \quad (F.5)$$

λ is as defined in F.3(1), and ν is the normal load ratio calculated as $\nu = N_{Ed}/(A f_d)$, where A is the horizontal gross cross-sectional area of a wall.

(2) The values of ϕ_M derived from Formula (F.4) are given in graphical form in Figures F.3 and F.4.

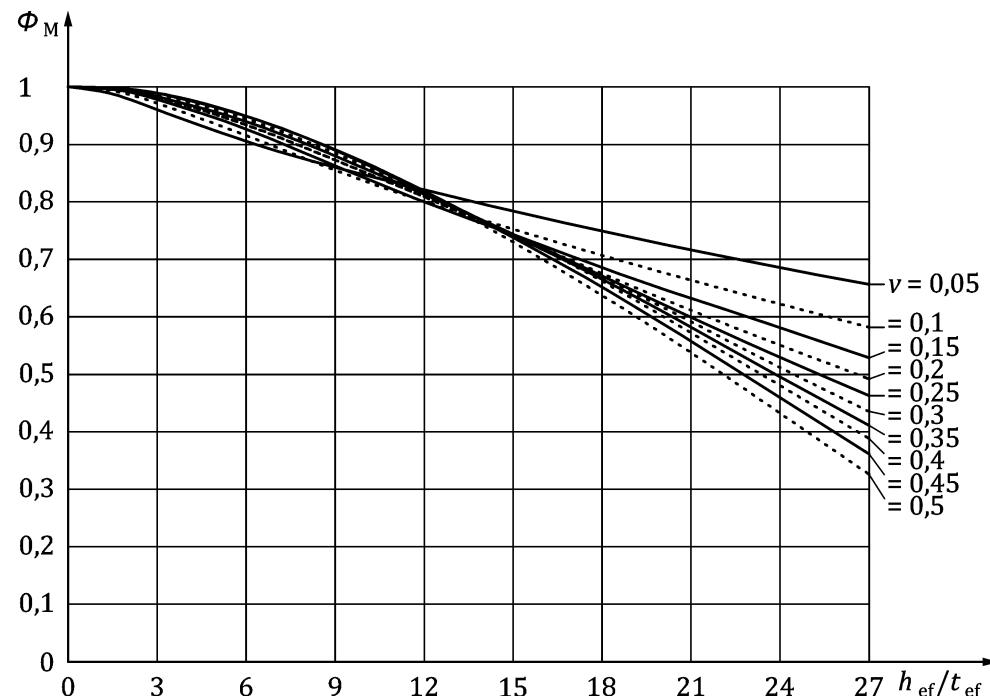


Figure F.3 — Values of Φ_M against slenderness ratio for different eccentricities, based on an E of $1000 f_k$

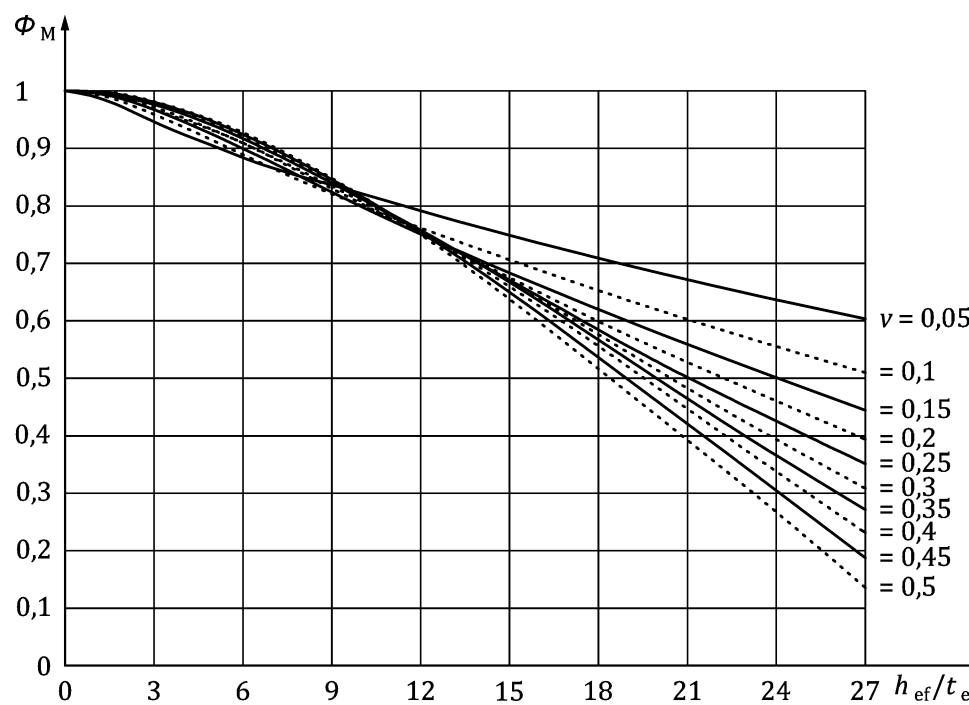


Figure F.4 — Values of Φ_M against slenderness ratio for different eccentricities, based on an E of $700 f_k$

Annex G
(informative)**Adjustment of lateral load for walls supported on three or four edges subjected to out-of-plane horizontal loading and vertical loading****G.1 Use of this Informative Annex**

(1) This Informative Annex provides additional guidance to that in 7.5.7.2(1) for modifying the bending moment coefficient.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex is given in the National Annex. If the National Annex contains no information on the application of this informative annex, it can be used.

G.2 Scope and field of application

(1) This Informative Annex specifies a method to reduce the lateral load when a wall is verified for vertical stability due to one or two restraints along its vertical edges.

G.3 Calculation of the reduction factor for the lateral load

(1) If the wall is a part of a cavity wall, the lateral load may be divided between the two leaves (see 8.4.2(6)).

NOTE The moment at the top of the wall (caused by the eccentricity of the vertical load) over the inner and outer leaves of a cavity wall can be redistributed if adequate ties are specified in the design.

(2) The lateral load acting on the wall for use in the verification according to 8.2, may be reduced by a factor k using Formula (G.1):

$$k = 8 \mu \alpha \frac{l^2}{h^2} \quad (\text{G.1})$$

NOTE The factor k expresses the ratio between the load capacity of a vertically spanning wall and the lateral load capacity of the actual wall area (taking possible edge restraints into account).

where

- k is the lateral load capacity of a vertically spanning wall divided by the lateral load capacity of the actual wall area (taking edge restraint into account);
- α is the relevant bending moment coefficient in accordance with 7.5.7.2;
- μ is the orthogonal ratio of characteristic flexural strengths of the masonry in accordance with 7.5.7.2;
- h is the height of the wall;
- l is the length of the wall.

Annex H
(informative)**Reinforced masonry members subjected to shear loading: enhancement of the design shear strength of masonry, f_{vd}** **H.1 Use of this Informative Annex**

(1) This Informative Annex provides additional guidance to that in 8.8.2(2) and 8.8.3(3) for the calculation of the enhancement in the design shear strength, f_{vd} , of reinforced masonry members.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex is given in the National Annex. If the National Annex contains no information on the application of this informative annex, it can be used.

H.2 Scope and field of application

(1) This Informative Annex specifies a method to enhance the design shear strength of reinforced masonry members to allow for the presence of vertical reinforcement, when the contribution of the shear reinforcement is ignored ($V_{Rd2} = 0$).

(2) The method only applies to walls or beams where the main reinforcement is placed in pockets, cores or cavities filled with concrete as described in 5.3 and with a mortar strength of at least 5 N/mm².

H.3 Calculation of the design shear strength of masonry, f_{vd}

(1) The value of f_{vd} used to calculate V_{Rd1} may be obtained from the following formula:

$$f_{vd} = \frac{(0,35 + 17,5 \rho)}{\gamma_M} \quad (H.1)$$

provided that f_{vd} is not taken to be greater than $0,7/\gamma_M$ N/mm²,

where

$$\rho = \frac{A_s}{b d} \quad (H.2)$$

A_s is the cross-sectional area of the primary reinforcement;

b is the width of the section;

d is the effective depth;

γ_M is the partial factor for masonry.

(2) For simply supported reinforced beams or cantilever retaining walls, and where the ratio of the shear span, α_v , to the effective depth, d , is six or less, f_{vd} may be increased by a factor χ , given by:

$$\chi = \left(2,5 - 0,25 \frac{\alpha_v}{d} \right) \quad (H.3)$$

provided that f_{vd} is not taken to be greater than $1,75/\gamma_M$ N/mm². The shear span, α_v , is taken to be the maximum bending moment in the member divided by the maximum shear force in the member.

Annex I (informative)

A design method for complex shaped members subjected to mainly vertical loading

I.1 Use of this Informative Annex

(1) This Informative Annex provides additional guidance to that in 8.1(5) on an elastic design approach for complex shaped members.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex is given in the National Annex. If the National Annex contains no information on the application of this informative annex, it can be used.

I.2 Scope and field of application

I.2.1 General

(1) This Informative Annex specifies design rules for a complex shaped member of uniform cross-section of any shape, subject to the rules in I.2.2 and I.2.3, if it is to be treated as a structural member for design purposes.

(2) The rules shall be used in conjunction with the relevant rules given in the normative part of prEN 1996-1-1. See Figure I.1 for examples of complex shaped members.

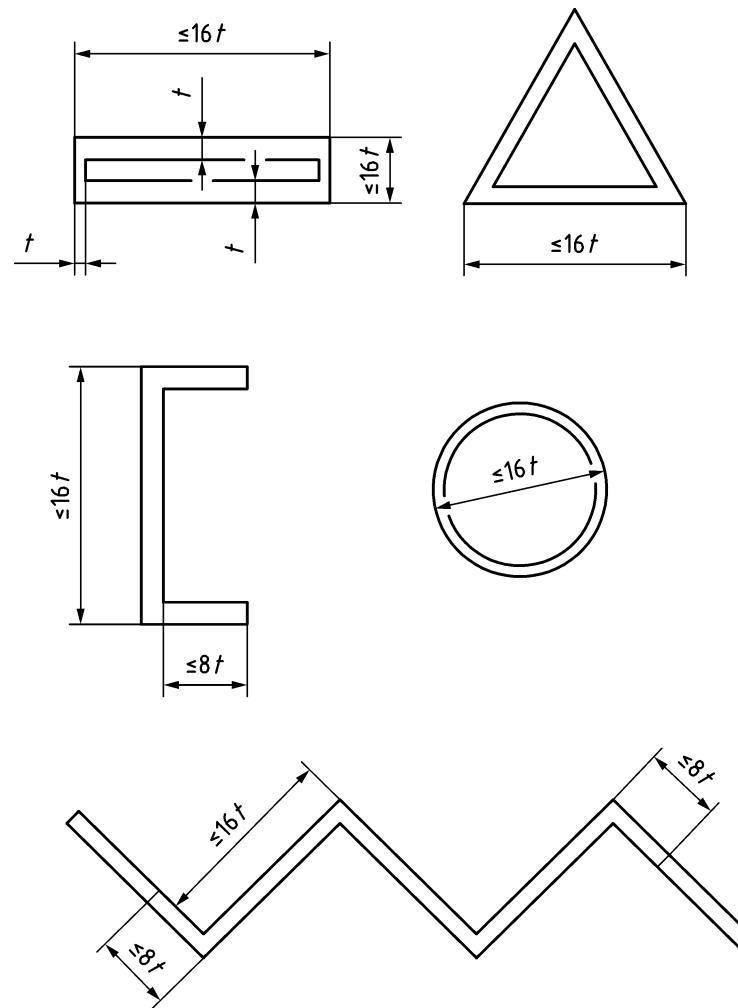


Figure I.1 — Examples of complex shaped members showing limitations on length of constituent walls

I.2.2 Geometrical considerations

- (1) No outstanding leg of a wall forming part of a rectangular complex shaped member should be longer than $8 t$, and no length of wall of rectangular section between intersecting walls should be longer than $16 t$ unless a calculation for local buckling is performed. Intersecting walls should not be at an angle greater than 135° to each other unless a calculation for stiffness is performed.
- (2) The ratio of median diameter to wall thickness of a hollow circular section forming a complex shape should not be greater than 10 unless a calculation for local buckling is performed.

I.2.3 Masonry units

- (1) Group 1, 2 and 3 masonry units may be used for complex shaped members. Group 4 units should not be used.

I.3 Design of complex shaped members

- (1) In the design of complex shaped members, the reduction factor, Φ_{cs} , is computed from:

$$\Phi_{cs} = \frac{1}{\left(1 + \frac{e_m}{Z/A_{cs1}}\right) + \frac{(h_{ef}/r_g)^2}{K_E \pi^2}} \quad (I.1)$$

where

A_{cs1} is the cross-sectional area of the complex shaped member;

e_m is the eccentricity at the mid-height of the complex shaped member, calculated using Formula (8.6);

Z is the elastic section modulus of the complex shaped member;

h_{ef} is the effective height of the complex shaped member, obtained from 7.5.1.3 as appropriate;

K_E defines the short term secant modulus of elasticity of masonry made with a given unit, obtained from 5.8.2(3);

r_g is the radius of gyration of the complex shaped member, calculated from:

$$r_g = \sqrt{\frac{I}{A_{cs1}}} \quad (I.2)$$

I is the second moment of area of the section of the complex shaped member.

The slenderness ratio of complex shaped masonry members, h_{ef}/r_g , should not exceed 60 for this method. The eccentricity of the load from the centreline of the complex section shall not be greater than Z/A_{cs1} throughout the height of the member.

(2) The N_{Rd} of a complex shaped member should be obtained from 8.2, substituting:

- in Formula (8.2), Φ_{cs} for Φ , and A_{cs1} for t , so that N_{Rd} is calculated as a discrete resistance, rather than a resistance per unit length, so that

$$N_{Rd} = \Phi_{cs} A_{cs1} f_d \quad (I.3)$$

where

f_d is the design compressive strength of the masonry, obtained from 4.4.2 and 5.7.1;

- in Formula (8.4), Φ_{cs} with the slenderness ratio set at zero in Formula (I.1), i.e. $h_{ef}/r_g = 0$;
- in Formulae (8.5) and (8.6), the minimum eccentricity with $0,3 Z/A_{cs1}$, so that Formula (8.5) becomes

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,3 Z / A_{cs1} \quad (I.4)$$

- in 8.2.2(2), Φ_{cs} for Φ_m using the slenderness ratio of the complex shaped member.

(3) When the overall length of a complex shaped member is less than 4 times the overall width, and if there is biaxial bending, the eccentricity, e_m , to be used in Formula (I.1), depending upon whether the

axis of buckling is x or y, is given by Formulae (I.5) and (I.6). The slenderness ratio, the eccentricity e and the section modulus Z used should be those appropriate for the axis of buckling.

$$e_m = e_x \left(1 + \frac{e_y}{e_x} \frac{Z_x}{Z_y} \right) \quad (I.5)$$

$$e_m = e_y \left(1 + \frac{e_x}{e_y} \frac{Z_y}{Z_x} \right) \quad (I.6)$$

such that

$$A_{cs1} \frac{e_x}{Z_x} + A_{cs1} \frac{e_y}{Z_y} \leq 1 \quad (I.7)$$

(4) The verification of a complex shaped member in shear should be performed using 8.3.1, provided that:

- in Formula (8.11), A_{cs2} is used, instead of t and l_c , to give a discrete resistance rather than a resistance per unit length, so that

$$V_{Rd} = f_{vd} A_{cs2} \quad (I.8)$$

where

f_{vd} is the design value of the shear strength of masonry, obtained from 4.4.2 and 5.7.2, and σ_d is the design compressive stress perpendicular to the shear in the member at the level under consideration, using the average vertical stress over the compressed part of the complex shaped member, ignoring any part that is in tension;

A_{cs2} is the cross-sectional area of the complex shaped member that is available to carry shear, having regard to the geometrical shape of the plan cross-section and the distribution of shear across it.

NOTE 8.3.1(4) is relevant to each of the intersections in a complex shaped member.

(5) The verification of a complex shaped member subjected to lateral loading should be performed using 8.4.

(6) The values of the reduction factor Φ_{cs} derived from Formula (I.1) are given in graphical form in Figures I.2 and I.3, and in tabular form in Tables I.1 and I.2.

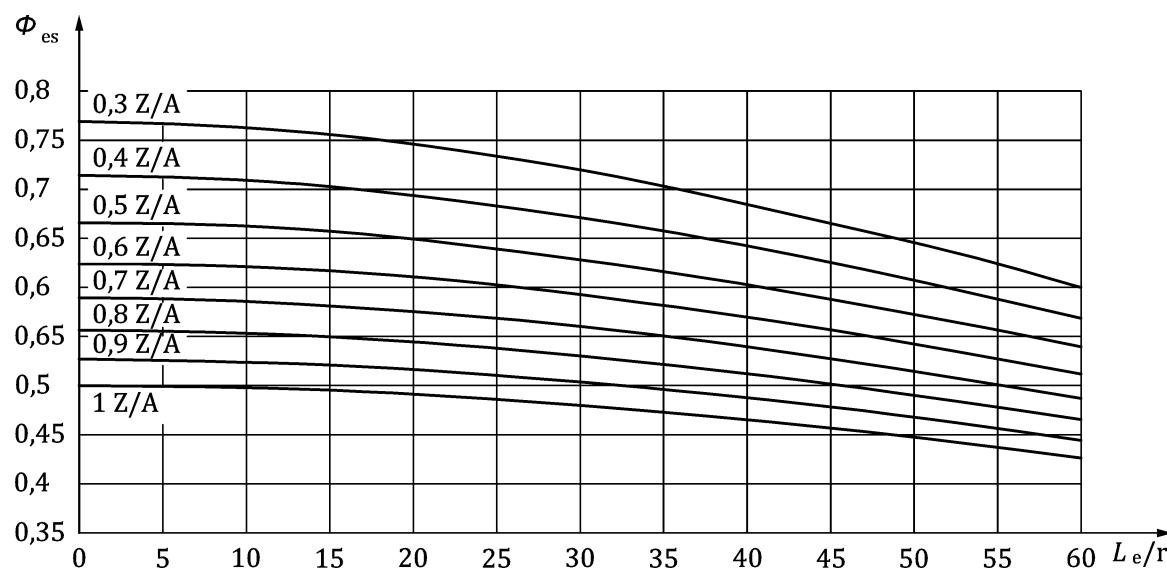


Figure I.2 — Values of reduction factor Φ_{cs} against effective length (or height) to gyration radius ratio (L_e/r) for different eccentricities (Z/A), based on an E of $1000 f_k$

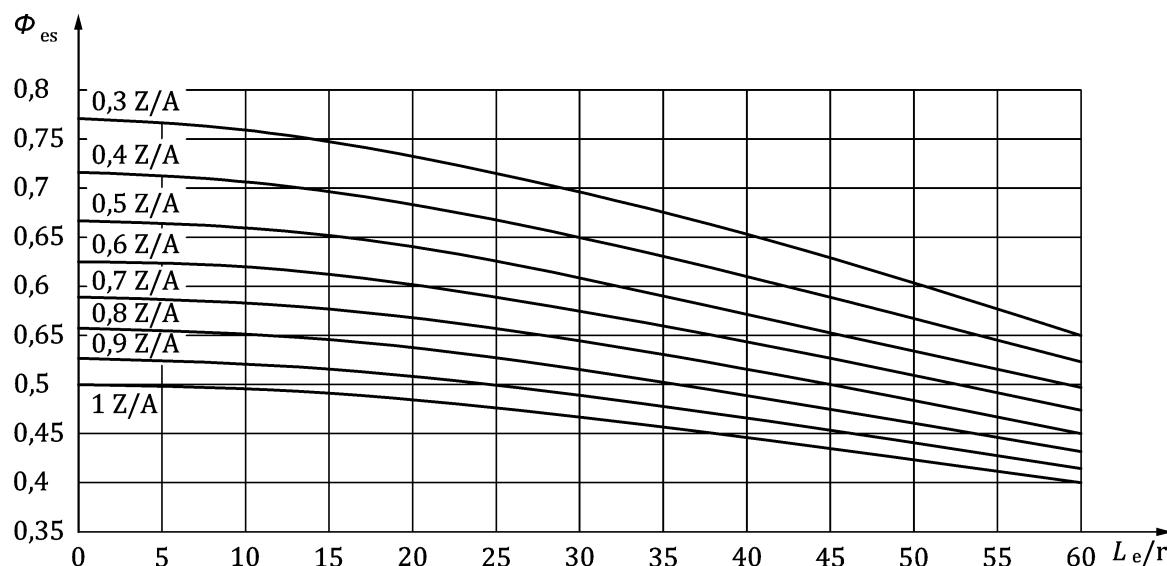


Figure I.3 — Values of reduction factor Φ_{cs} against effective length (or height) to gyration radius ratio (L_e/r) for different eccentricities (Z/A), based on an E of $700 f_k$

- Entwurf -**Table I.1 — Values of reduction factor Φ_{cs} for different values of the effective length (or height) to gyration radius ratio (L_e/r) and eccentricity ratio, based on an E of 1000 f_k**

| L_e/r | Eccentricity ratio (Z/A) | | | | | | | |
|---------|--------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,0 |
| 0 | 0,769 | 0,714 | 0,667 | 0,625 | 0,588 | 0,556 | 0,526 | 0,500 |
| 5 | 0,768 | 0,713 | 0,666 | 0,624 | 0,587 | 0,555 | 0,526 | 0,997 |
| 10 | 0,763 | 0,709 | 0,662 | 0,621 | 0,585 | 0,552 | 0,524 | 0,497 |
| 15 | 0,756 | 0,703 | 0,657 | 0,616 | 0,580 | 0,549 | 0,520 | 0,494 |
| 20 | 0,746 | 0,694 | 0,649 | 0,610 | 0,575 | 0,543 | 0,515 | 0,490 |
| 25 | 0,734 | 0,683 | 0,640 | 0,601 | 0,567 | 0,537 | 0,509 | 0,485 |
| 30 | 0,719 | 0,671 | 0,628 | 0,591 | 0,558 | 0,529 | 0,502 | 0,478 |
| 35 | 0,702 | 0,656 | 0,616 | 0,580 | 0,548 | 0,520 | 0,494 | 0,471 |
| 40 | 0,684 | 0,640 | 0,602 | 0,568 | 0,537 | 0,510 | 0,485 | 0,463 |
| 45 | 0,664 | 0,623 | 0,586 | 0,554 | 0,525 | 0,499 | 0,475 | 0,453 |
| 50 | 0,644 | 0,605 | 0,570 | 0,540 | 0,512 | 0,487 | 0,464 | 0,444 |
| 55 | 0,622 | 0,586 | 0,554 | 0,525 | 0,498 | 0,475 | 0,453 | 0,434 |
| 60 | 0,601 | 0,567 | 0,536 | 0,509 | 0,484 | 0,462 | 0,442 | 0,423 |

Table I.2 — Values of reduction factor Φ_{cs} for different values of the effective length (or height) to gyration radius ratio (L_e/r) and eccentricity ratio, based on an E of 700 f_k

| L_e/r | Eccentricity ratio (Z/A) | | | | | | | |
|---------|--------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,0 |
| 0 | 0,769 | 0,714 | 0,667 | 0,625 | 0,588 | 0,556 | 0,526 | 0,500 |
| 5 | 0,767 | 0,712 | 0,665 | 0,624 | 0,587 | 0,554 | 0,525 | 0,499 |
| 10 | 0,761 | 0,707 | 0,660 | 0,619 | 0,583 | 0,551 | 0,522 | 0,496 |
| 15 | 0,750 | 0,698 | 0,652 | 0,613 | 0,577 | 0,546 | 0,517 | 0,492 |
| 20 | 0,736 | 0,686 | 0,642 | 0,603 | 0,569 | 0,538 | 0,511 | 0,486 |
| 25 | 0,719 | 0,671 | 0,629 | 0,592 | 0,559 | 0,529 | 0,502 | 0,478 |
| 30 | 0,699 | 0,653 | 0,613 | 0,578 | 0,546 | 0,518 | 0,493 | 0,469 |
| 35 | 0,677 | 0,634 | 0,596 | 0,563 | 0,533 | 0,506 | 0,481 | 0,459 |
| 40 | 0,653 | 0,613 | 0,578 | 0,546 | 0,518 | 0,492 | 0,469 | 0,448 |
| 45 | 0,628 | 0,591 | 0,558 | 0,528 | 0,502 | 0,478 | 0,456 | 0,436 |
| 50 | 0,602 | 0,568 | 0,537 | 0,510 | 0,485 | 0,463 | 0,442 | 0,423 |
| 55 | 0,575 | 0,544 | 0,516 | 0,491 | 0,468 | 0,447 | 0,428 | 0,410 |
| 60 | 0,549 | 0,521 | 0,495 | 0,471 | 0,450 | 0,431 | 0,413 | 0,397 |

Annex J
(informative)

Method for walls under combined lateral and vertical loading taking buckling due to vertical loading and flexural strength into account

J.1 Use of this Informative Annex

(1) This Informative Annex provides additional guidance to that in 8.5.3 for the verification of the resistance of a wall.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex is given in the National Annex. If the National Annex contains no information on the application of this informative annex, it can be used.

J.2 Scope and field of application

(1) This Informative Annex specifies a method to verify the resistance of a wall taking the buckling effect due to the vertical load and its eccentricity into account when using the flexural strength.

(2) The method should not be used when failure of the building part under consideration is critical to the overall stability of the structure.

J.3 Verifications

(1) The following conditions should be fulfilled:

$$-\frac{N_{Ed}}{t} + \frac{6 N_{Rd}}{N_{Rd} - N_{Ed}} \frac{N_{Ed} e_m}{t^2} \leq f_{xd1} \quad (J.1)$$

$$+\frac{N_{Ed}}{t} + \frac{6 N_{Rd}}{N_{Rd} - N_{Ed}} \frac{N_{Ed} e_m}{t^2} \leq f_d \quad (J.2)$$

where

N_{ed} is design value of the vertical load;

N_{Rd} is the design value of the vertical resistance of the wall, calculated using Formula (8.2), in which the capacity reduction factor is obtained with e_i taken as e_{init} only;

t is the thickness of the wall;

e_m is the eccentricity at the mid-height of the wall, calculated using Formula (8.6);

f_{xd1} is the design flexural strength of masonry having the plane of failure parallel to the bed joints;

f_d is the design compressive strength of masonry in the direction being considered.