Schubert
Schneider
Schoch

Mauerwerksbau-Praxis nach Eurocode

3. Auflage

Bauwerk BBB
Beuth

7541014/10787806875Bi/de

Mauerwerksbau-Praxis nach Eurocode

7541014/10787806875Biblio

Schubert / Schneider / Schoch (Hrsg.)

Mauerwerksbau-Praxis nach Eurocode

Autoren
Dr.-Ing. Christoph Butenweg
Dr. Dieter Figge
Dr.-Ing. Christoph Gellert
Dipl.-Ing. Heinz-Werner Jedamzik
Dr.-Ing. Thomas Kranzler
Dr.-Ing. Udo Meyer
Dipl.-Ing. Hannah Norda
Prof. Dr.-Ing. Rainer Oswald
Dr.-Ing. Reiner Pohl
Prof. Dipl.-Ing. Klaus-Jürgen Schneider
Dipl.-Ing. Torsten Schoch
Dr.-Ing. Peter Schubert
Dipl.-Ing. Hermann Waltke

3., vollständig überarbeitete Auflage

Beuth Verlag GmbH · Berlin · Wien · Zürich

7541014/10787806875Biblio

Bauwerk

© 2014 Beuth Verlag GmbH
Berlin · Wien · Zürich
Am DIN-Platz
Burggrafenstraße 6
10787 Berlin

Telefon: +49 30 2601-0
Telefax: +49 30 2601-1260
Internet: www.beuth.de
E-Mail: info@beuth.de

Das Werk einschließlich aller seiner Teile ist urheberrechtlich geschützt.
Jede Verwertung außerhalb der Grenzen des Urheberrechts ist ohne schriftliche Zustimmung des Verlages unzulässig und strafbar. Das gilt insbesondere für Vervielfältigungen, Übersetzungen, Mikroverfilmungen und die Einspeicherung in elektronische Systeme.

Die im Werk enthaltenen Inhalte wurden vom Verfasser und Verlag sorgfältig erarbeitet und geprüft. Eine Gewährleistung für die Richtigkeit des Inhalts wird gleichwohl nicht übernommen. Der Verlag haftet nur für Schäden, die auf Vorsatz oder grobe Fahrlässigkeit seitens des Verlages zurückzuführen sind. Im Übrigen ist die Haftung ausgeschlossen.

Druck und Bindung:
Zakład Graficzny Colonel S.A., Kraków

Gedruckt auf säurefreiem, alterungsbeständigem Papier nach DIN EN ISO 9706.

ISBN 978-3-410-22739-7

7541014/10787806875Biblio

Geleitwort zum Fachbuch „Mauerwerksbau-Praxis“ des Bauwerk Verlages

Nicht nur aus der Sicht der Tradition, sondern auch aus der Sicht der aktuellen Marktanteile, ist der Mauerwerksbau eine Bauweise, die die Baupraxis prägt. Nunmehr seit Jahrzehnten werden mehr als 76 Prozent aller Außen- und Innenwände im Wohnungsneubau mit Mauerwerk errichtet. Auch im Bereich des Nichtwohnbaus werden seit langem bis zu 33 Prozent aller Wände in Mauerwerk ausgeführt.

Ob Mauerziegel- oder Kalksandsteine, Porenbeton- oder Leichtbetonsteine – es wird wohl keinen Bauingenieur und Architekten geben, der in seiner baupraktischen Tätigkeit nicht mit diesen Baustoffen in Berührung kommt. Das trifft sowohl auf Bauaufgaben im Bereich der Modernisierung und Sanierung sowie auf den Neubau zu.

Im vorliegenden Buch wird zum einen sehr umfassend über alle wichtigen fachlichen Bereiche des Mauerwerks mit anwendungstechnischen und bauphysikalischen Grundlagen des Mauerwerksbaus informiert, so dass es sich sehr gut für die Lehre und Ausbildung eignet. Zum anderen sind die Beiträge sehr praxisnah gestaltet und geben wertvolle Hinweise für die tägliche Arbeit von planenden und bauausführenden Fachleuten. So hat nach fast zwei Jahrzehnten Vorbereitungszeit die Ablösung der alten nationalen Normen durch die Eurocodes als neues europäisches Normungswerk begonnen. Aus heutiger Sicht wird das alte nationale Normenwerk der DIN 1053 noch für eine Übergangszeit bis zum 31.12.2015 anwendbar sein und dann durch den Eurocode 6 abgelöst. Die Fachbeiträge des vorliegenden Buches beziehen sich deshalb ganz aktuell auf den vollständig vorliegenden Eurocode 6 „Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten“ und seine Anwendbarkeit.

Die Deutsche Gesellschaft für Mauerwerks- und Wohnungsbaubau e. V. – DGfM e. V. –, als Dachgesellschaft der deutschen Mauerwerksindustrie, dankt den Herausgebern und Autoren des Fachbuches für die gelungene Arbeit und empfiehlt, das zusammengestellte Fachwissen über die Mauerwerksbau-Praxis zur Anwendung in der Lehre, aber auch zur Weiterbildung bereits erfahrener Mauerwerksexperten.

Deutsche Gesellschaft für Mauerwerks- und Wohnungsbau e. V.

Berlin, im April 2014

Dr. Ronald Rast
Geschäftsführer

7541014/10787806875Biblio

Inhaltsverzeichnis

A Grundlagen ... 17

1 Baustoffe ... 17
1.1 Mauersteine ... 17
1.1.1 Allgemeines, Normung ... 17
1.1.2 Herstellung der Mauersteine ... 20
1.1.3 Wichtige Eigenschaften, Anforderungen ... 26
1.1.3.1 Genormte Eigenschaften, Anforderungen ... 26
1.1.3.2 Nichtgenormte wichtige Eigenschaften, Anforderungen ... 27
1.1.4 Qualitätssicherung ... 29
1.2 Mauermörtel ... 34
1.2.1 Definition ... 34
1.2.2 Mörtelarten ... 34
1.2.3 Zusammensetzung ... 34
1.2.4 Lieferformen ... 34
1.2.5 Mörteleigenschaften, Anforderungen ... 35
1.2.6 Herstellung, Verarbeiten des Mörtels auf der Baustelle ... 42
1.2.7 Anwendung der Mörtel ... 42
1.2.8 Qualitätssicherung ... 44
1.2.9 Neuentwicklungen ... 44
1.3 Putze ... 45
1.3.1 Definition, Putzarten, Putznormen, Aufgaben ... 45
1.3.2 Zusammensetzung der Putzmörtel, kennzeichnende Merkmale, Lieferformen ... 47
1.3.3 Putzgrund, Putzträger, Putzbewehrung ... 49
1.3.4 Putzweise ... 49
1.3.5 Ausführung, Nachbehandlung ... 49
1.3.6 Risssicherheit von Außenputzen ... 49
1.3.7 Eigenschaftswerte von Putzen ... 50
1.3.8 Anwendung von Putzen, Putzsystemen ... 52
1.3.8.1 Außenputze ... 52
1.3.8.2 Innenputze ... 56
1.3.8.3 Leichtputze ... 56
1.3.8.4 Wärmedämmputze ... 56
1.3.8.5 Sanierputzsysteme ... 57
1.3.9 Qualitätssicherung ... 57
1.4 Ausblühungen, Auslaugungen ... 57

2 Natursteinmauerwerk ... 58
2.1 Allgemeines ... 58
2.2 Neubau von Natursteinmauerwerk nach DIN EN 1996-1-1/NA ... 58
2.2.1 Allgemeines ... 58
2.2.2 Natursteine ... 58
2.2.3 Mauermörtel ... 58
2.2.4 Mauerwerk ... 59
2.2.4.1 Mauerwerksarten nach DIN EN 1996-1/NA ... 59
2.2.4.2 Verbandsarten ... 59
2.2.4.3 Ausführung des Mauerwerks ... 61
2.2.4.4 Bemessungsgrundlagen ... 62
2.3 Instandsetzung von Natursteunmauerwerk ... 64

3 Tragverhalten von Mauerwerk ... 64
3.1 Allgemeines ... 64
3.2 Druckbeanspruchung ... 66
3.2.1 Beanspruchung ... 66
3.2.1.1 Spannungszustand; Einflüsse auf die Druckfestigkeit ... 66
3.2.1.2 Druckfestigkeit ... 68
3.2.1.3 Charakteristische Festigkeitswerte ... 70
3.2.1.4 Prüfung ... 75

7541014/10787806875Biblio

3.2.2 Beanspruchung parallel zu den Lagerfugen ... 75
3.2.2.1 Spannungszustand zu den Lagerfugen ... 75
3.2.2.2 Druckfestigkeit ... 75
3.2.2.3 Charakteristische Festigkeitswerte ... 77
3.2.2.4 Prüfung ... 77
3.3 Zug- und Biegezugbeanspruchung ... 77
3.3.1 Allgemeines, Bedeutung ... 77
3.3.2 Beanspruchung senkrecht zu den Lagerfugen ... 77
3.3.2.1 Spannungszustand ... 77
3.3.2.2 Zug- und Biegezugfestigkeit ... 77
3.3.2.3 Zulässige Spannungen ... 78
3.3.3 Beanspruchung parallel zu den Lagerfugen ... 78
3.3.3.1 Spannungszustand ... 78
3.3.3.2 Zug- und Biegezugfestigkeit ... 80
3.3.3.3 Charakteristische Festigkeitswerte ... 82
3.3.4 Prüfung ... 84
3.4 Schubbeanspruchung ... 84
3.4.1 Spannungszustand ... 84
3.4.2 Schubfestigkeit ... 85
3.4.3 Charakteristische Festigkeitswerte ... 85
3.4.4 Prüfung ... 87

B Mauerwerkskonstruktion unter besonderer Berücksichtigung der Bauphysik ... 89

1 Bauphysik Allgemeines ... 89

2 Feuchteschutz ... 89
2.1 Allgemeines ... 89
2.2 Tauwasserschutz ... 90
2.3 Schlagregenschutz ... 97

3 Wärmeschutz ... 102
3.1 Allgemeines ... 102
3.2 *U*-Wert Berechnung für Mauerwerkskonstruktionen nach DIN EN ISO 6946 ... 103
3.3 Mindestwärmeschutz ... 106
3.4 Wärmebrücken ... 106
3.4.1 Wirkung von Wärmebrücken ... 106
3.4.2 Berücksichtigung des Einflusses zusätzlicher Verluste über Wärmebrücken ... 107
3.4.3 Transmissionswärmeverluste unter Beachtung zusätzlicher Verluste über Wärmebrücken ... 109
3.4.4 Gleichwertigkeitsnachweise für Mauerwerkskonstruktionen nach Beiblatt 2 ... 110
3.5 Mauerwerkskonstruktionen unter Berücksichtigung der EnEV 2014 ... 115

4 Schallschutz ... 120
4.1 Allgemeines ... 120
4.2 Einschalige Mauerwerkskonstruktionen ... 120
4.3 Zweischalige Mauerwerkskonstruktionen ... 124
4.3.1 Allgemeines ... 124
4.3.2 Zweischalige Haustrennwand ... 125
4.4 Wände mit Türen und/oder Fenstern ... 128
4.5 Bauakustische Anforderungen an Mauerwerkswände nach DIN 4109 ... 129
4.6 Flankierende Schallübertragung ... 129
4.7 Künftiges Rechenverfahren ... 131
4.7.1 Eingangsdaten ... 136
4.7.2 Berechnungsbeispiele ... 140
4.7.2.1 Berechnung des bewerteten Bau-Schalldämm-Maßes der Wohnungstrennwand ... 141
4.7.2.2 Berechnung des bewerteten Bau-Schalldämm-Maßes der Wohnungstrenndecke ... 143
4.7.2.3 Berechnung des bewerteten Bau-Schall-dämm-Maßes einer Haustrennwand ... 145

7541014/10787806875Biblio

5 Konstruktionsdetails unter besonderer Berücksichtigung bauphysikalischer Anforderungen 147

6 Abdichtung von erdberührtem Mauerwerk ... 195
6.1 Notwendigkeit einer Abdichtung ... 195
6.2 Regelwerke ... 195
6.2.1 Bedeutung von Normen ... 195
6.2.2 Regelwerkübersicht ... 195
6.3 Planung der Abdichtung ... 196
6.4 Beanspruchung erdberührter Bauteile ... 196
6.4.1 Voruntersuchungen und Beanspruchungarten ... 196
6.4.2 Bodenfeuchtigkeit und nicht stauendes Sickerwasser ... 197
6.4.3 Druckwasser aus Stauwasser ... 198
6.4.4 Druckwasser aus Grund- oder Hochwasser ... 198
6.5 Dränmaßnahmen und Schutzschichten ... 199
6.5.1 Dränmaßnahmen ... 199
6.5.2 Schutzschichten ... 199
6.6 Abdichtungen gegen Bodenfeuchtigkeit und nicht stauendes Sickerwasser ... 200
6.6.1 Abdichtung/Feuchteschutz von Bodenplatten ... 200
6.6.2 Abdichtung von Außenwandflächen ... 200
6.6.2.1 Abdichtung mit kunststoffmodifizierten Bitumendickbeschichtungen (KMB) (s. Abb. B.6.5 und B.6.6) ... 200
6.6.2.2 Bahnenförmige Wandabdichtungen ... 202
6.6.2.3 Abdichtung mit Bitumenheißaufstrichen ... 202
6.6.3 Querschnittsabdichtungen ... 203
6.6.3.1 Anzahl und Lage ... 203
6.6.3.2 Bahnenförmige Querschnittsabdichtungen ... 203
6.6.3.3 Schlämmen als Querschnittsabdichtung ... 203
6.6.3.4 Detailausbildung der Querschnittsabdichtung ... 204
6.6.4 Anschluss Kellerwand – Kellerboden ... 204
6.6.5 Sockel ... 205
6.6.5.1 Sockelhöhe und Türschwellen ... 205
6.6.5.2 Verputzte Sockel ... 205
6.6.5.3 Verblendschalensockel ... 205
6.6.6 Durchdringungen (z. B. Hausanschlüsse) und Bewegungsfugen bei der Abdichtung mit PMB ... 206
6.6.7 Lichtschächte und Kelleraußentreppen ... 206
6.7 Fußpunktabdichtungen in Verblendschalen ... 207
6.7.1 Notwendigkeit ... 207
6.7.2 Abdichtungsstoffe ... 207
6.7.3 Anordnung und Anschlüsse ... 207
6.7.4 Entwässerungsöffnungen ... 208
6.7.5 Ausführungsvarianten ... 208
6.8 Vereinfachte Abdichtungen gegen aufstauendes Sickerwasser ... 208
6.8.1 Anwendungsfälle ... 208
6.8.2 Abdichtungen mit PMB im Stauwasser ... 209
6.8.3 Bahnenförmige Abdichtungen im Stauwasser ... 209
6.8.4 Anschluss der Wandabdichtung an die Bodenplatte im Stauwasser ... 210
6.9 Abdichtung gegen drückendes Wasser ... 210
6.10 Feuchtigkeitserscheinungen in sachgerecht abgedichteten Kellern ... 211

7 Zweischalige Außenwände aus Mauerwerk nach EC 6 ... 212
7.1 Allgemeines ... 212
7.2 Wandaufbau ... 212
7.3 Konstruktion ... 212
7.3.1 Innenschale, Schalenabstand ... 212
7.3.2 Außenschale, Verankerung, Öffnungen ... 213
7.3.3 Abdichtung ... 216
7.3.4 Dehnungsfugen ... 217
7.4 Baustoffe ... 218
7.4.1 Innenschale ... 218
7.4.2 Außenschale ... 220
7.4.3 Anker, Abfangungen ... 223

7541014/10787806875Biblio

7.4.4 Wärmedämmstoffe ... 223
7.4.5 Abdichtung ... 223
7.5 Ausführung ... 223
7.5.1 Innenschale ... 223
7.5.2 Wärmedämmung ... 223
7.5.3 Außenschale ... 223
7.5.4 Abdichtung ... 225
7.6 Eigenschaften ... 225
7.7 Stürze in der Verblendschale ... 226
7.8 Außenwandsanierung mit Verblendmauerwerk ... 226
7.9 Anwendung ... 228

8 Fertigbauteile aus Mauerwerk – Praxis heute ... 229
8.1 Einführung ... 229
8.2 Planung und Herstellung von vorgefertigten Mauertafeln ... 229
8.2.1 Arbeitsvorbereitung ... 229
8.2.2 Herstellung ... 229
8.2.3 Qualitätssicherung ... 231
8.3 Transport und Montage ... 232
8.3.1 Transport ... 232
8.3.2 Montage ... 234
8.3.3 Zu beachtende Vorschriften und Merkblätter ... 238
8.4 Zusammenfassung der Vorteile vorgefertigter Mauertafeln ... 238
8.5 Aktueller Stand der Technik und Ausblick ... 240

C Brandschutz ... 243

1 Einleitung ... 243

2 Begriffe ... 243
2.1 Allgemeines ... 243
2.2 Baustoffklassen nach DIN 4102-1 und Euroklassen ... 244
2.3 Feuerwiderstandsklassen nach DIN 4102-2 und DIN EN 13501-2 ... 244
2.4 Unterscheidung von Wänden nach ihrer Funktion in DIN 4102-4 und DIN EN 1996-1-2/NA ... 246
2.5 Raumabschließende Wände (Trennwände und Brandwände) ... 247
2.6 Einstufung von Wänden nach Landesbauordnungen ... 249

3 Einflüsse auf den Feuerwiderstand von Mauerwerksbauteilen ... 250

4 Brandschutztechnische Anforderungen an Bauteile ... 251
4.1 Bauaufsichtliche Anforderungen ... 251
4.2 Beispiele für Anforderungen an übliche Gebäude ... 255
4.2.1 Allgemeines ... 255
4.2.2 Freistehendes Einfamilienhaus (Gebäudeklasse 1) ... 255
4.2.3 Einfamilien-Reihenhäuser und Doppelhaus-Hälften (Gebäudeklasse 2) ... 256
4.2.4 Dreigeschossiges Mehrfamilienhaus (Gebäudeklasse 3) ... 256
4.2.5 Fünfgeschossiges Mehrfamilienhaus (Gebäudeklasse 5) ... 258

5 DIN EN 1996-1-2 – Europäische Bemessungsnorm für den Brandschutz mit Mauerwerk ... 258

D Berechnung und Konstruktion von Mauerwerk nach EC 6 (DIN 1096) ... 261

1 Grundsätzliches ... 261
1.1 Unterschied zwischen dem genaueren und dem vereinfachten Berechnungsverfahren ... 261
1.2 Hinweise zu Einwirkungen ... 262
1.2.1 Vorbemerkungen ... 262
1.2.2 Einwirkungskombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit ... 262
1.2.3 Vereinfachung der Lastkombinationen ... 263
1.2.4 Abminderung der Nutzlasten bei sekundären Traggliedern ... 263

7541014/10787806875Biblio

2 Statisch-konstruktive Grundlagen 264
2.1 Standsicherheit 264
2.1.1 Standsicheres Konstruieren 264
2.1.2 Windnachweis für Wind rechtwinklig zur Wandebene 264
2.1.3 Lastfall „Lotabweichung“ 265
2.1.4 Beispiele für Decken mit und ohne Scheibenwirkung 265
2.1.5 Ringbalken 265
2.1.5.1 Allgemeines 265
2.1.5.2 Bemessung von Ringbalken 265
2.1.6 Ringanker 266
2.1.6.1 Aufgabe eines Ringankers 266
2.1.6.2 Hinweise zur Anordnung von Ringankern 267
2.1.6.3 Lage der Ringanker 267
2.1.6.4 Konstruktion von Ringankern 267
2.1.7 Anschluss der Wände an Decken und Dachstuhl 268
2.1.8 Gewölbe, Bogen, gewölbte Kappen 269
2.1.8.1 Allgemeines 269
2.1.8.2 Ermittlung der Stützlinie 269
2.1.8.3 Ermittlung der Schnittgrößen aus der Stützlinie 271
2.1.8.4 Berechnung von Mauerwerksbögen nach dem Stützlinienverfahren 271
2.1.8.5 Gewölbte Kappen zwischen Trägern 271
2.2 Wandarten und Mindestabmessungen 273
2.2.1 Statisch-konstruktive Hinweise 273
2.2.2 Tragende Wände und Pfeiler 273
2.2.2.1 Begriff 273
2.2.2.2 Mindestdicken von tragenden Wänden 273
2.2.2.3 Mindestabmessungen von tragenden Pfeilern 273
2.2.3 Nichttragende Wände 273
2.2.3.1 Begriff 273
2.2.3.2 Nichttragende Außenwände 274
2.2.3.3 Nichttragende innere Trennwände 274
2.2.4 Zweischalige Außenwände 275
2.2.5 Aussteifung von Wänden/Mindestbreite 277
2.3 Lastannahmen 278
2.4 Lastermittlung/Auflagerkräfte 280
2.4.1 Allgemeines 280
2.4.2 Mauerwerkswände, rechtwinklig zu einachsig gespannten Deckenplatten 280
2.4.3 Mauerwerkswände, parallel zu einachsig gespannten Decken 280
2.4.4 Zweiachsig gespannte Decken 280
2.5 Längsdruck und Biegung (klaffende Fuge) 281
2.6 Lastverteilung 283

3 Vereinfachtes Berechnungsverfahren nach DINEN 1996-3/NA 284
3.1 Anwendungsgrenzen für das vereinfachte Berechnungsverfahren f_k 284
3.2 Mauerwerk – charakteristische Festigkeiten f_k 285
3.3 Tragfähigkeitsnachweis 287
3.4 Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft N_{Ed} 287
3.5 Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft N_{Rd} 287
3.6 Abminderungsbeiwerte Φ bei geschosshohen Wänden 287
3.6.1 Abminderungsbeiwert Φ_1 („Deckendrehwinkel“) 287
3.6.2 Abminderungsbeiwert Φ_2 („Knicken“) 288
3.7 Knicklängen 288
3.7.1 Zweiseitig gehaltene Wände 288
3.7.2 Drei- und vierseitig gehaltene Wände 288
3.8 Zahlenbeispiele 289
3.9 Teilflächenlasten 290
3.9.1 Nachweisgleichung 290
3.9.2 Tragwiderstand 290
3.9.3 Randnahe Einzellast 290
3.9.4 Randnahe Einzellast bei Lochsteinen 290
3.10 Kelleraußenwände 290

7541014/10787806875Biblio

4 Genaueres Berechnungsverfahren nach DIN EN 1996-1-1/NA 292
4.1 Vorbemerkungen 292
4.2 Räumliche Steifigkeit 292
4.3 Genauere Berechnung der Wandmomente 293
4.3.1 Vereinfachte Annahmen und Vorzeichendefinition 293
4.3.2 Rahmenformeln bei gleichen Geschosshöhen und gleichen Wanddicken und Mauerwerksfestigkeitsklassen 294
4.3.2.1 Abkürzungen und Bezeichnungen 294
4.3.2.2 Deckenknoten im Außenwandbereich 294
4.3.2.3 Deckenknoten im Innenwandbereich 296
4.3.3 Wandmomente bei beliebigen Geschosshöhen und beliebigen Wand- und Deckendicken 299
4.3.3.1 Abkürzungen und Bezeichnungen 299
4.3.3.2 Deckenknoten im Außenwandbereich 299
4.3.3.3 Deckenknoten im Innenwandbereich 301
4.3.3.4 Deckenknoten mit Kragarm (Außenwandbereich) 303
4.3.4 Genauere Ermittlung der Wandmomente bei Mauerwerksbauten mit Decken aus Holzbalken, Stahlträgern oder Fertigteilen 305
4.3.4.1 Allgemeines 305
4.3.4.2 Abkürzungen und Bezeichnungen 305
4.3.4.3 Deckenknoten im Außenwandbereich 305
4.3.4.4 Deckenknoten im Innenwandbereich 308
4.3.4.5 Deckenknoten mit Kragarm (Außenwandbereich) 310
4.3.5 Allgemeine Ableitung der Formeln für die Ermittlung der Wandmomente 312
4.4 Näherungsweise Berechnung der Wandmomente (5 %-Regel) 313
4.5 Berücksichtigung von Wandmomenten bei parallel spannenden Decken 314
4.6 StatischKonstruktive Maßnahmen bei „klaffenden Fugen“ 314
4.7 Wandmomente infolge von Horizontallasten 314
4.8 Aussteifung von Wänden/Mindestbreite 314
4.9 Tragfähigkeit unter vorwiegend vertikaler Belastung 315
4.10 Einwirkung N_{Ed} 315
4.10.1 Wohn- und Bürogebäude 315
4.10.2 Allgemeiner Fall 315
4.11 Tragwiderstand N_{Rd} (Tragfähigkeit) 316
4.11.1 Bemessungswert N_{Rd} der Tragfähigkeit 316
4.11.2 Abminderungsfaktoren $\Phi_{o,u}$ 316
4.11.3 Abminderungsfaktor Φ_m 316
4.11.4 Knicklängen 317
4.11.5 Abminderungsfaktor bei Berechnung von Windscheiben 317
4.11.6 Kombinierte Beanspruchung (Doppelbiegung) 317
4.12 Teilflächenlasten 317
4.12.1 Nachweisgleichung 317
4.12.2 Tragwiderstand 317
4.12.3 Randnahe Einzellast 317
4.12.4 Teilflächenlast rechtwinklig zur Wandebene 317
4.13 Schubbeanspruchung 318
4.13.1 Allgemeines 318
4.13.2 Tragfähigkeitsnachweis 318
4.13.3 Schubwiderstand bei Scheibenschub und Rechteckquerschnitten 318
4.13.4 Charakteristische Schubfestigkeit f_{vk} bei Scheibenschub 319
4.13.5 Schubwiderstand V_{Rd} bei Elementmauerwerk 319
4.13.6 Schubwiderstand bei unvermörtel-tem Elementmauerwerk mit $h_u > l_u$ 320
4.13.7 Schubwiderstand V_{Rd} bei Plattenschub 320
4.13.8 Schubfestigkeit f_{vd} bei Plattenschub 320
4.14 Nachweis der Randdehnung bei Scheibenschub 320
4.15 Plattenbiegung 320
4.15.1 Nachweisgleichung 320
4.15.2 Charakteristische Biegefestigkeit f_{xk} 320
4.16 Mitwirkende Plattenbreite bei Aussteifungsscheiben 321
4.17 Beispiele 321
4.17.1 Zahlenbeispiel/Rahmenberechnung 321

7541014/10787806875Biblio

4.17.2 Zahlenbeispiel Aussteifungsscheibe (Mittelwand) ... 323
4.17.3 Komplexbeispiel (Hinweise) ... 324
4.18 Kelleraußenwände nach DIN EN 1996-1-1/NA ... 324
4.19 Weitere Bemessungsbeispiele ... 325

E Vermeiden von schädlichen Rissen ... 331

1 Allgemeines ... 331

2 Formänderungen, Verformungseigenschaften ... 331
2.1 Formänderungsarten, Formänderungswerte ... 331
2.2 Lastabhängige Formänderungen ... 331
2.2.1 Allgemeines ... 331
2.2.2 Formänderungswerte infolge kurzzeitiger Lasteinwirkung ... 333
2.2.3 Formänderungen infolge langzeitiger Lasteinwirkung (Kriechen) ... 335
2.3 Lastunabhängige Formänderungen ... 335
2.3.1 Feuchtedehnung (Schwinden, Quellen, irreversibles Quellen) ... 335
2.3.2 Wärmedehnung ... 339
2.4 Prüfung ... 339

3 Entstehen von Rissen ... 340

4 Beurteilung der Rissgefahr ... 341
4.1 Formänderungsunterschiede überwiegend in vertikaler Richtung: Verformungsfall V ... 341
4.1.1 Verformungsfall V1: Innenwand verkürzt sich stärker als Außenwand ... 341
4.1.2 Verformungsfall V2:Außenwand verkürzt sich stärker als Innenwand ... 342
4.1.3 Beurteilung der Risssicherheit ... 343
4.1.4 Maßnahmen zur Erhöhung der Risssicherheit bzw. zur Rissvermeidung ... 344
4.2 Formänderungsunterschiede in horizontaler Richtung; Verformungsfall H – nicht oder nur wenig belastete Mauerwerkswände ... 345
4.2.1 Verformungsvorgang, Beurteilung der Risssicherheit ... 345
4.2.2 Möglichkeiten zur Vergrößerung der rissfreien Wandlänge bzw. der Risssicherheit 345
4.2.3 Dehnungsfugen ... 347

5 Rissgefahr im Mauerwerk durch Verbindung mit Bauteilen aus anderen Baustoffen (Beton/Stahl) ... 351
5.1 Allgemeines ... 351
5.2 Massive Dachdeckenkonstruktionen auf Mauerwerkswänden ... 351
5.2.1 Allgemeines ... 351
5.2.2 Längsverformung der Dachdecke rechtwinklig zur Mauerwerkswand ... 351
5.2.3 Längsverformung der Dachdecke in Wandlängsrichtung ... 351
5.2.4 Biegeverformung infolge der Durchbiegung der Dachdecke ... 352
5.2.5 Risssicherheitskriterien nach Din 18530 ... 352
5.2.6 Maßnahmen zur Erhöhung der Risssicherheit ... 352
5.3 Mauerwerkswände in Verbindung mit Geschossdecken ... 354
5.4 Betonringbalken ... 356
5.5 Lange Gebäude ... 356

6 Vermeidung von schädlichen Rissen durch Lagerfugenbewehrung ... 357
6.1 Rissursachen, Möglichkeiten der Bewehrungsführung ... 357
6.2 Vorteile der konstruktiven Bewehrung in Lagerfugen ... 357
6.3 Gründe für eine Beschränkung der Rissbreite ... 357
6.4 Erforderlicher Mindestbewehrungsgehalt für bewehrtes Mauerwerk bei Zwangsbeanspruchung ... 359
6.4.1 Grundlagen ... 359
6.4.2 Zentrische Mauerwerkszugfestigkeit $\beta_{Z,mw}$ und Mauerwerksbiegezugfestigkeit $\beta_{BZ,mw}$ parallel zu den Lagerfugen ... 360
6.4.3 Stahlspannung $\sigma_{s,R}$ am Riss ... 361
6.4.4 Mindestbewehrungsgehalte ... 362
6.4.5 Rechenbeispiele zur Ermittlung des Mindesbewehrungsgehaltes ... 363

7541014/10787806875Biblio

F Erdbebenberechnung von Mauerwerksbauten nach DIN EN 1998-1:2010-12 ... 367

1 Einführung ... 367

2 Erdbebeneinwirkung ... 367
2.1 Erdbebenzonen und Untergrundklassen ... 367
2.2 Definition der Einwirkung ... 369
2.3 Elastisches horizontales Antwortspektrum ... 369
2.4 Elastisches vertikales Antwortspektrum ... 370
2.5 Horizontales Bemessungspektrum ... 371
2.5.1 Definition des Verhaltensbeiwertes q ... *371*
2.5.2 Verhaltensbeiwerte für Mauerwerksbauten ... 371
2.6 Vertikales Bemessungsspektrum ... 373
2.7 Bedeutungsbeiwerte ... 373

3 Erdbebengerechter Entwurf ... 373
3.1 Grundrissgestaltung ... 374
3.2 Aufrissgestaltung ... 374
3.3 Gründungen ... 374

4 Berechnungsverfahren ... 375
4.1 Vereinfachtes Antwortsprektrenverfahren ... 377
4.2 Multimodales Antwortspektrenverfahren ... 378
4.2.1 Anzahl der zu berücksichtigenden Eigenformen ... 378
4.2.2 Kombination der modalen Schnittgrößen ... 378
4.2.3 Kombination der Beanspruchungsgrößen der Erdbebenkomponenten ... 378
4.3 Nichtlineare statische Verfahren ... 378
4.3.1 Bauwerkskapazität ... 378
4.3.2 Verformungsbasierter Nachweis ... 379
4.3.3 Normative Randbedingung nach DIN EN 1998-1/NA (01.2011) ... 380
4.4 Nichtlineare Zeitverlaufsberechnungen ... 380

5 Berücksichtigung von Torsionswirkungen ... 380
5.1 Ansatz zufälliger Torsionswirkungen ... 381
5.2 Torsionswirkungen im vereinfachten Antwortspektrenverfahren ... 381
5.2.1 Regelmäßige Grundrisse ... 381
5.2.2 Unregelmäßige Grundrisse ... 381
5.2.3 Ansatz von Torsionswirkungen in räumlichen Tragwerksmodellen ... 382
5.3 Vergleich mit DIN 4149 ... 382

6 Nachweis der Standsicherheit ... 383
6.1 Vereinfachter Nachweis ... 383
6.2 Tragfähigkeit ... 385
6.3 Duktilität ... 386
6.4 Gleichgewicht ... 386
6.5 Horizontale Scheiben ... 386
6.6 Gründungen ... 386
6.7 Fugen ... 386
6.8 Wesentliche Unterschiede zur DIN 4149 (04.2005) ... 386

7 Berechnungsmodelle für Mauerwerksbauten ... 386
7.1 Ersatzstab ... 387
7.2 Ebenes Rahmenmodell ... 387
7.3 Pseudo 3D-Modelle mit äquivalenten Rahmenmodellen ... 389
7.4 Räumliche Modelle ... 391

8 Berechnungsbeispiel: Mahrfamilienhaus ... 391
8.1 Vereinfachter Nachweis nach DIN EN 1998-1 (12.2010) ... 391
8.2 Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren mit Ersatzstab ... 396
8.2.1 Tragwerksmodell ... 396
8.2.2 Ermittlung der Stockwerksmassen ... 397
8.2.3 Ermittlung der Systemsteifigkeiten ... 398
8.2.4 Ermittlung der Erdbebenersatzkräfte in x- und y-Richtung ... 399

7541014/10787806875Biblio

8.2.5 Verteilung der Erdbebenersatzkräfte auf die Wandscheiben ... 400
8.2.6 Standsicherheitsnachweis mit DIN EN 1996-1-1 (12.2010) ... 402
8.2.7 Nachweis der exzentrischen Druckbeanspruchung ... 402
8.2.8 Schubnachweis ... 403
8.2.9 Nachweisergebnisse ... 404
8.2.10 Nachweisvergleich: DIN EN 1996-1-1 (12.2010) und DIN 1053-100 (08.2006) ... 404
8.3 Nichtlinearer statischer Nachweis ... 404

G Ausführung von Mauerwerk ... 413

1 Allgemeines ... 413

2 Lagern der Baustoffe ... 413
2.1 Mörtel ... 413
2.2 Mauersteine, Ergänzungsprodukte ... 414

3 Bauseitige Kontrollen und Güteprüfungen ... 414

4 Herstellen des Mörtels ... 414
4.1 Werkmörtel ... 414
4.2 Baustellenmörtel ... 414

5 Herstellen des Mauerwerks ... 415
5.1 Materialbedarf und Arbeitszeit ... 415
5.2 Mauerwerksverbände ... 415
5.3 Verbinden von Wänden und Querwänden ... 417
5.4 Untere Ausgleichsschicht, Kimmschicht ... 418
5.5 Mörtelauftrag ... 419
5.5.1 Allgemeines ... 419
5.5.2 Normalmörtel, Leichtmörtel ... 419
5.5.3 Dünnbettmörtel ... 420
5.6 Verlegen der Mauersteine ... 422
5.6.1 Verarbeitungsgewichte ... 422
5.6.2 Vorbehandlung der Mauersteine ... 423
5.6.3 Lagegerechtes Verlegen der Mauersteine; Steinhöhe, Schichthöhe ... 423
5.6.4 Ausführung von Stoßfugen ... 423
5.6.5 Überbindemaß ... 428

6 Sichtmauerwerk ... 428
6.1 Außenschale von zweischaligem Mauerwerk ... 428
6.2 Sichtmauerwerk für Innenwände ... 429

7 Kellermauerwerk ... 429

8 Zulässige Wandhöhen ... 430

9 Schlitze und Aussparungen ... 430

10 Ebenheit ... 432

11 Schutz des Mauerwerks ... 432
11.1 Schutz vor Durchfeuchtung ... 432
11.2 Schutz vor Frosteinwirkung ... 433
11.3 Schutz des jungen Mauerwerks vor mechanischer Beanspruchung ... 434

12 Rationalisierte Bauausführung ... 434
12.1 Ergänzungsprodukte ... 434
12.2 Bausätze ... 436
12.3 Fertigteile aus Mauerwerk ... 436
12.4 Baustellenorganisation ... 436
12.5 Mauerlehren ... 443
12.6 Hilfsmittel für das Verlegen von Steinen, Elementen ... 443

7541014/10787806875Biblio

H Nachhaltig bauen mit Mauerwerk ... 445

1 Einführung ... 445

2 Nachhaltigkeit von Massivhäusern ... 447
2.1 Mauerwerk für Wohngebäude ... 447
2.1.1 Einschalige Außenwände ... 447
2.1.2 Außenwände mit Außendämmung ... 448
2.1.3 Zweischalige Außenwände ... 449
2.1.4 Innenwände ... 449
2.2 Ökologische Qualität der gemauerten Wände ... 449
2.2.1 EPD, Umweltproduktdeklaration ... 449
2.3 Recycling, Entsorgung ... 450

3 Energiesparendes Bauen ... 450
3.1 Gebäudehülle ... 450

4 Ökologisches Bauen ... 453

5 Ökonomische Aspekte ... 454
5.1 Herstellkosten ... 454
5.2 Instandhaltung ... 454
5.3 Anpassung an Nutzungsänderungen ... 454
5.4 Sanierung oder Abriss und Neubau ... 455
5.5 Lebensdauer und Marktwert ... 455

6 Soziokulturelle und funktionale Qualität ... 456
6.1 Sicher bei Wind und Wetter ... 456
6.2 Brandsicherheit ... 456
6.3 Akustische Behaglichkeit ... 456
6.4 Thermische Behaglichkeit ... 456
6.5 Strahlenschutz ... 457

7 Schlussbemerkungen ... 458

I Statische Berechnung für ein zweigeschossiges Wohnhaus ... 459

K Anhang

1 Beiträge aus der Mauerwerksbauindustrie ... 489
XELLA: M1 – Ein massives Plusenergiehaus von Xella und Elbehaus ... 489
Schlagmann POROTON: Schallschutz im Wohnungs- und Objektbau ... 492
Unipor: Außenwand-Decken-Knoten von monolithischem Ziegelmauerwerk ... 496
2 Mauerwerksbau – Fachausdrücke deutsch-englisch ... 503

3 Literaturverzeichnis ... 507

4 Normenverzeichnis ... 515

6 Autorenverzeichnis ... 531

5 Stichwortverzeichnis ... 533

7541014/10787806875Biblio

A Grundlagen

Dr.-Ing. P. Schubert

1 Baustoffe

1.1 Mauersteine

1.1.1 Allgemeines, Normung

Im Wesentlichen sind folgende 4 Mauersteinarten zu unterscheiden: Mauerziegel, Kalksandsteine, Porenbetonsteine sowie Leichtbeton- und Normalbetonsteine. Außerdem werden noch Hüttensteine produziert, die jedoch nur eine sehr geringe Marktbedeutung besitzen. Eine Übersicht über die Marktanteile der verschiedenen Mauersteine gibt **Abb. A.1.1.**

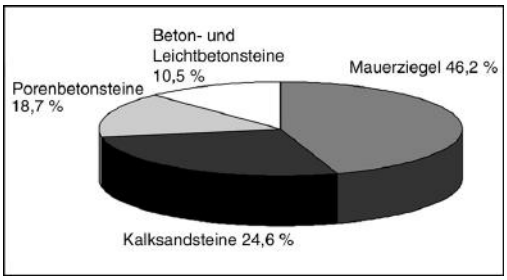


Abb. A.1.1 Marktanteile von Mauersteinen, 2006

Der Anwendungsbereich, Begriffe (Steinsorten, Ausgangsstoffe), Anforderungen (Maße, Maßabweichungen, Rohdichte- und Festigkeitsklassen, Bezeichnung, Kennzeichnung, Prüfung, Qualitätssicherung (Eigen- und Fremdüberwachung) sowie Lieferangaben sind in den nachfolgend aufgeführten Normen für jede Steinart bzw. -sorte festgelegt.

Mauerziegel, Kalksandsteine, Porenbetonsteine sowie Leichtbeton- und Betonsteine sind in den europäischen Produktnormen der Normreihe DIN EN 771 genormt. Entsprechen sie diesen Normen, dürfen die Mauersteine mit einem CE-Kennzeichen versehen werden. Sie sind aber wegen abweichender Bestimmungen, fehlender Angaben, Anforderungen und Eigenschaften in Deutschland nicht ohne weiteres anwendbar. Deshalb wurden sogenannte Anwendungsnormen und Restnormen (Bezeichnung: Mauersteine mit besonderen Eigenschaften) erarbeitet. Damit sind 2 „Anwendungswege“ möglich: Die europäische Produktnorm zusammen mit der Anwendungsnorm oder die Restnorm zusammen mit der europäischen Produktnorm. Der zweite Weg ist vorzuziehen, da er praktisch mit der bisherigen deutschen Verfahrensweise identisch ist, d. h. Bezeichnungen, Anforderungen usw. bleiben unverändert. Nachfolgend wird deshalb nur auf die Restnormen (mit Angabe der zugehörigen DIN EN) Bezug genommen.

In den Produktnormen der Reihe 771-1 bis 771-4 wird bei der Steindruckfestigkeit zwischen Kategorie I und II unterschieden. Bei Steinen der Kategorie I darf die Wahrscheinlichkeit, dass die deklarierte Druckfestigkeit unterschritten wird, nicht größer als 5 % sein. Alle nachfolgend aufgeführten DIN-Vornormen (V) gelten für Mauersteine der Kategorie I.

- Mauerziegel

DIN 105-100:2012-01. Mauerziegel – Teil 100: Mauerziegel mit besonderen Eigenschaften/DIN EN 771-1: 2011-7 (Ersatz für DIN V 105, Teile 1 und 2 sowie DIN 105, Teile 3 und 4: Vollziegel, Hochlochziegel – Rohdichteklassen $\geq$ 1,2; Hochlochziegel – Rohdichteklassen $\leq$ 1,0; Hochfeste Ziegel, hochfeste Klinker; Keramikklinker)

DIN 105-5:2013-06. Mauerziegel – Teil 5: Leichtlanglochziegel und Leichtlanglochziegelplatten

DIN 105-6:2013-06. Mauerziegel – Teil 6: Planziegel

DIN 105-7. Wärmedämmziegel, in Vorbereitung

- Kalksandsteine

DIN V 106:2005-10. Kalksandsteine mit besonderen Eigenschaften/DIN EN 771-2: 2011-07. (Ersatz für DIN V 106, Teile 1 und 2: Vollsteine, Lochsteine, Hohlblocksteine, Plansteine, Planelemente, Fasensteine, Bauplatten, Formsteine; Vormauersteine, Verblender)

- Porenbetonsteine

DIN V 4165-100:2005-10. Porenbetonsteine – Teil 100: Plansteine und Planelemente mit besonderen Eigenschaften/DIN EN 771-4: 2011-07. (Ersatz für DIN V 4165: Porenbetonsteine; Plansteine, Planelemente)

- Leichtbetonsteine

DIN V 18151-100:2005-10. Hohlblöcke aus Leichtbeton – Teil 100: Hohlblöcke mit besonderen Eigenschaften/DIN EN 771-3:2011-07. (Ersatz für DIN V 18151: Hohlblöcke aus Leichtbeton)

DIN V 18152-100:2005-10. Vollsteine und Vollblöcke aus Leichtbeton – Teil 100: Vollsteine und Vollblöcke mit besonderen Eigenschaften/DIN EN 771-3 (Ersatz für DIN V 18152: Vollsteine, Vollblöcke aus Leichtbeton)

- Betonsteine

DIN V 18153-100:2005-10. Mauersteine aus Beton (Normalbeton) – Teil 100: Mauersteine mit besonderen Eigenschaften/DIN EN 771-3. (Ersatz für DIN V 18153: Mauersteine aus Beton (Normalbeton))

- Hüttensteine (europäisch nicht geregelt)

DIN 398:1976-06. Vollsteine, Lochsteine, Hohlblocksteine.

7541014/10787806875Biblio

Tafel A.1.1 Beispiele für Mauerstein-Zulassungen

Zulassungsgrund	Beispiele
1	2
Nicht genormter Zuschlag	Schaumglas Müllverbrennungsschlacke Schwerzuschläge (schwere Gesteinskörnungen)
Nicht genormte Maße	Dezimetermauerwerk, Vorsatzschale
Nicht genormter Lochanteil, Lochausbildung	erhöhter Lochanteil, Schlitzreihen, spezielle Lochung, Stegdicken, Summe der Stegdicken
Nicht genormtes Format	Großformatsteine, Planelemente
Kammerfüllung	Schaumkunststoff, Mineralfaserdämmstoff Perlite-Leichtzuschlag Schallschutz-Verfüllziegel
Nicht genormte Steinform	H-Steine, Schlitzsteine, Verschiebeziegel
Besonderer Steinaufbau	Dreischalensteine, Glasfaserbetonsteine
Nicht genormte Rohdichteklasse	$\geq 2{,}4$ (Schallschutz)
Besondere Herstellart	Vermauerung mit Gießmörtel Schalungssteinmauerwerk Trockenmauerwerk

Tafel A.1.2 Unterscheidung von Mauersteinen nach Größe und (genormter) Vermauerungsart

Steinhöhe mm	Vermauerung		Bezeichnung
	Normalfuge	Dünnbettfuge	
1	2	3	4
≤ 113	×		Steine
$\leq 123/124$		×	Plansteine
$> 113; \leq 238$	×		Blöcke, Blocksteine
$> 123/124$ $\leq 248/249$		×	Planblöcke
> 238	×		Elemente
$> 248/249$		×	Planelemente

Weitere Normen der Reihe: DIN EN 771 – ohne Anwendungs- und Restnormen – sind:

DIN EN 771-5: 2011-07. Festlegungen für Mauersteine – Teil 5: Betonwerksteine

DIN EN 771-6: 2011-07. Festlegungen für Mauersteine – Teil 6: Natursteine

Neben den genormten Mauersteinen gibt es eine Vielzahl von Mauersteinen, die nicht der jeweiligen Mauersteinnorm entsprechen und deshalb einer bauaufsichtlichen Zulassung durch das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt), Berlin, bedürfen. In einem besonderen bauaufsichtlichen Zulassungsverfahren werden diese Steine geprüft, bewertet, und sie erhalten, wenn keine Anwendungsbedenken bestehen, für eine befristete Zeit eine verlängerbare bauaufsichtliche Zulassung. Solche Zulassungen gibt es z. B. für ausgeschäumte Steine bzw. für Steine mit integrierter Wärmedämmung, Leichthochlochziegel mit einem von DIN 105-100 abweichenden Lochbild oder für großformatige Elemente (**Tafel A.1.1**). Die Verarbeitung bauaufsichtlich zugelassener Steine erfolgt nach DIN 1053-1, sofern in der Zulassung nichts anderes bestimmt ist.

Die verschiedenen Mauersteinarten und -sorten ermöglichen unterschiedliche optimierte Kombinationen in bezug auf Festigkeit, Verformungsverhalten, Wärmedämmung, Wärmespeicherung, Schallschutz, Witterungsschutz (Feuchteschutz, Frostwiderstand) sowie Oberflächengestaltung (Ästhetik). Diese verschiedenen Eigenschaften sind im Wesentlichen abhängig von Ausgangsmaterial, Herstellungsvorgang, Lochung und Stoffrohdichte. Da die Mauersteine z. T. in besonderem Maße der technischen Weiterentwick-

7541014/10787806875Biblio

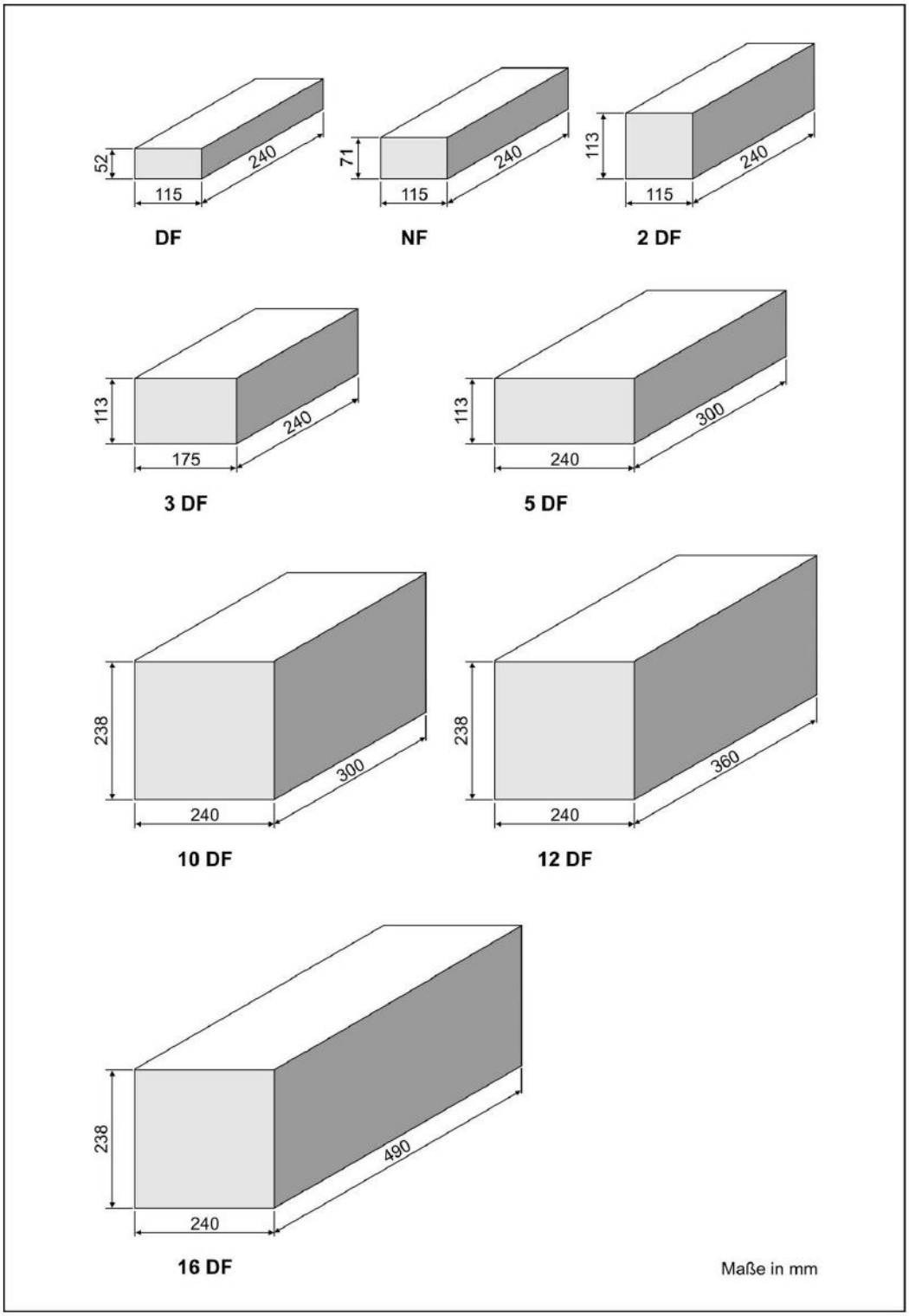


Abb. A1.2 Größe (Formate) von Mauersteinen – Beispiele

7541014/10787806875Biblio

lung unterliegen (z. B. hinsichtlich Wärmedämmung und Rationalisierung des Vermauerns), wird auf die Angaben der Steinhersteller verwiesen.

Die Mauersteine unterscheiden sich sowohl in der *Größe* als auch im Anteil und in der Form der *Lochungen*. In Bezug auf die Steingröße kann nach Mauersteinen, Blöcken bzw. Blocksteinen und Elementen unterteilt werden (s. **Tafel A.1.2**). Die Steinformate sind im oktametrischen System nach DIN 4172 (07.1955), Maßordnung im Hochbau – unter Berücksichtigung einer Stoßfugenbreite von 10 mm und einer Lagerfugendicke von 12 mm bei Mauerwerk mit Normal- und Leichtmörtel bzw. von jeweils 1 bis 3 mm bei Mauerwerk mit Dünnbettmörtel – festgelegt worden.

Das kleinste Steinformat ist das Format DF: 240 mm Länge × 113 mm Breite × 52 mm Höhe. Aus diesem Format sind die meisten größeren Formate unter Bezug auf das Verhältnis der Steinvolumina abgeleitet, z. B. 2 DF, 5 DF, 10 DF usw. Die Größe der Mauersteine wird als Vielfaches von DF oder durch die direkten Steinmaße Länge, Breite, Höhe angegeben (**Abb. A.1.2**).

Unterschiede bei den *Lochungen* bestehen im Lochanteil senkrecht zur Lagerfläche (nach den Steinnormen bis 50 %), in der Lochform (kreis-, rechteck- bzw. kammer-, schlitzförmige Löcher), in den Stegdicken und im Lochbild (Lochanordnung). Die Lochungen dienen entweder zur einfacheren Handhabung (Verlegung) der Mauersteine – z. B. Grifföffnungen, Grifftaschen, Hantierlöcher – oder zur Verbesserung der Wärmedämmung. Hierfür eignen sich besonders schmale, schlitzförmige Lochungen, die gegeneinander versetzt sind, um den Wärmestromweg zu verlängern. Dies ist technologisch nicht in allen Fällen möglich. Bei größeren Lochungen muss die im Mauerwerk obenliegende Lagerfläche der Steine geschlossen sein (Deckel), damit der Mörtelauftrag für eine vollständig vermörtelte Lagerfuge möglich ist.

Aus Rationalisierungsgründen ist bei einer zunehmenden Anzahl von Steinen die Stoßfläche so ausgebildet, dass sie entweder nur noch teilweise (Mörteltasche) oder gar nicht mehr (Nut-und-Feder-Ausbildung – überwiegend angewendet) vermörtelt werden muss.

Auf dem Markt werden Vollsteine, Lochsteine, Vollblöcke und Hohlblöcke sowie Elemente und Sonderformen angeboten. Aus produktionstechnischen Gründen ist bei manchen Vollsteinen ein bestimmter Lochanteil notwendig. Steine mit einem Lochanteil senkrecht zur Lagerfläche bis zu 15 % werden noch als Vollsteine bezeichnet. Da der Anwender Mauersteine im Regelfall nach Festigkeit (Statik) und Rohdichte (Schall- und Wärmeschutz) auswählt, ist für ihn die Frage, ob es sich um einen Voll-, Lochstein, Voll- oder Hohlblock handelt, von untergeordneter Bedeutung.

Die *Maßtoleranzen* der Mauersteine müssen in Abhängigkeit von der Vermörtelungsart (Normalfuge oder Dünnbettfuge) entsprechend begrenzt werden. Mauersteine für Dünnbettvermörtelung werden Plansteine bzw. Planelemente genannt und besitzen eine hohe Maßgenauigkeit. Die zulässige Maßtoleranz in Steinhöhe beträgt $\pm 1{,}0$ mm. Sie müssen außerdem Anforderungen an die Ebenheit und Palanparallelität erfüllen.

1.1.2 Herstellung der Mauersteine

● Mauerziegel

Mauerziegel werden aus Ton, tonhaltigen Massen mit oder ohne Sand, Zusatzstoffen geformt, getrocknet und anschließend gebrannt. Porenbildende Zusatzstoffe, z. B. Sägemehl, Strohhäcksel, Papierfangstoffe oder Polystyrolkugeln, dienen der Verminderung der Stoffrohdichte (Leichthochlochziegel). Die Zusätze verdampfen beim Brennen und hinterlassen überwiegend kugelförmige Luftporen. Mauerziegel mit ausreichend hohem, nachgewiesenem Frostwiderstand werden *Vormauerziegel* genannt. Sie können für außenliegendes Sichtmauerwerk verwendet werden. Bis zur Sinterung gebrannte Mauerziegel mit nachgewiesenem Frostwiderstand und einer Scherbenrohdichte von mindestens 1,90 kg/dm^3 sowie einer Druckfestigkeitsklasse von mindestens 28 werden als *Klinker* bezeichnet. Die Herstellung von Mauerziegeln ist schematisch in **Abb. A.1.3** dargestellt. Das Mischgut wird aufbereitet und durch auswechselbare Mundstücke gepresst. Der austretende Strang wird in einer Schneidevorrichtung in Rohlinge mit der vorgesehenen Steinhöhe vereinzelt. Anschließend werden die Rohlinge getrocknet, um ein Zertreiben beim nachfolgenden Brennen zu verhindern. Die Festigkeit der Mauerziegel ergibt sich durch den Brennvorgang, und zwar durch Trockensinterung (Umwandlung der Rohstoffpartikel in einen festen Zustand) oder durch Schmelzsinterung (Verkittung durch partielle Schmelzflüsse). Die Trockensinterung findet bei Ziegeln, die Schmelzsinterung bei Klinkern statt. Die Brenntemperatur beträgt i. a. zwischen 900 und 1100 °C. Mit zunehmender Brenntemperatur wachsen Rohdichte und Druckfestigkeit.

Nach dem Brennen und Abkühlen besitzen die Mauerziegel ihre „endgültigen" Eigenschaften und sind sofort verwendungsfähig. Die Mauerziegel werden grundsätzlich unterschieden in LD-Ziegel (Low Density – niedrige Rohdichte; Rohdichteklassen bis 1,00) und HD-Ziegel (High Density – hohe Rohdichte; Rohdichteklassen über 1,00). Für die Mauerziegel gelten folgende Kurzbezeichnungen:

Mz	Vollziegel
HLz	Hochlochziegel
WDz	Wärmedämmziegel
VMz	Vormauer-Vollziegel
VHLz	Vormauer-Hochlochziegel
KMz	Vollklinker
KHLz	Hochlochklinker
HLzT	Mauertafelziegel
KK	Keramik-Vollklinker
KHK	Keramik-Hochlochklinker

7541014/10787806875Biblio

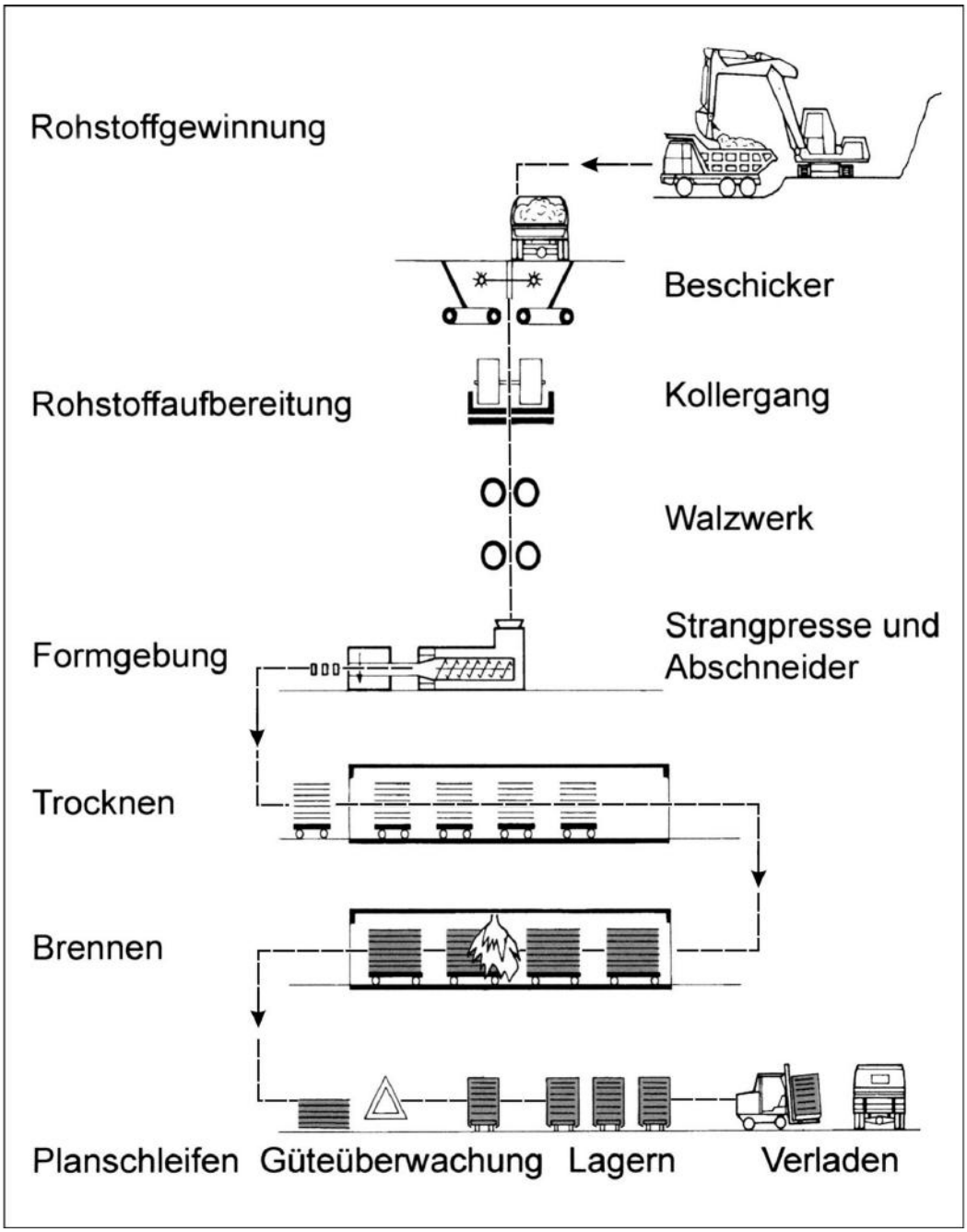


Abb. A1.3 Herstellung von Mauerziegeln – Herstellschema (Quelle: Ziegel Zentrum Süd e.V.)

Lz Langlochziegel
LLz Leichtlanglochziegel
LLp Leichtlanglochziegelplatte
PMz Planvollziegel
PHLz Planhochlochziegel
PVMz Vormauer-Planziegel
PVHLz Vormauer-Planhochlochziegel
PKMz Planvollklinker
PKHLz Planhochochklinker
Vormauerziegel mit ausreichend hohem Frostwiderstand erhalten als Vorsatz zum Kurzzeichen bzw. nach dem ersten Kurzzeichen den Buchstaben V (VMz, VHLz). Bei Leichthochlochziegeln mit besonders guten Wärmedämmeigenschaften sind am Markt

7541014/10787806875Biblio

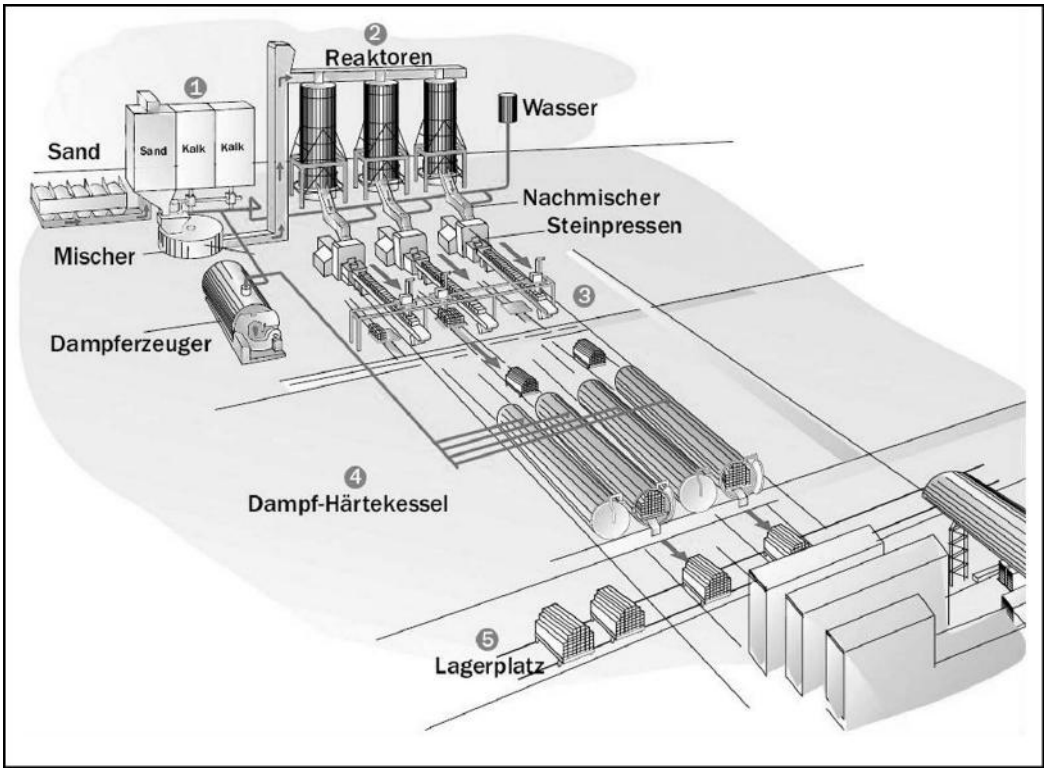


Abb. A.1.4 Herstellung von Kalksandsteinen – Herstellschema (Quelle: BV Kalksandsteinindustrie e. V.)

häufig nicht die DIN-Bezeichnungen, sondern die Handelsnamen üblich.

● Kalksandsteine

Kalksandsteine werden vorwiegend aus kalk- und kieselsäurehaltigen Zuschlägen hergestellt. Die Ausgangsstoffe Quarzsand i. a. der Korngröße 0 bis 4 mm und Branntkalk CaO werden in Silos gelagert, im Verhältnis von etwa 12 : 1 Masseteile intensiv gemischt und in Reaktoren geleitet. Der Branntkalk löscht unter Wasserverbrauch zu Kalkhydrat ab. Im Nachmischer wird das Mischgut auf Pressfeuchte eingestellt. Danach werden die Steinrohlinge in vollautomatischen Pressen geformt, auf den Härtewagen gestapelt und in den Härtekessel (Autoklaven) gefahren. Dort erfolgt die Festigkeitsbildung bei ca. 200 °C unter Wasserdampfdruck. Es entstehen Calciumsilikathydrate, die den Hydratationsprodukten des Zements ähnlich sind und hohe Festigkeiten ergeben.

Das Herstellverfahren für Kalksandsteine ist schematisch in **Abb. A.1.4** dargestellt.

Nach dem Verlassen des Autoklavens und einer ausreichenden Abkühlung sind die Kalksandsteine verwendungsfähig. Sie besitzen nahezu ihre Endeigenschaften, eine gewisse Nacherhärtung (max. 10 bis 20 % Druckfestigkeitszuwachs) ist möglich.

Kalksandvormauersteine (mindestens Druckfestigkeitsklasse 10, ausreichender Frostwiderstand) und Kalksandverblender (mindestens Druckfestigkeitsklasse 16, besondere Anforderungen an Maßhaltigkeit, schädliche Einschlüsse und Frostwiderstand) sind für Sichtmauerwerk mit unterschiedlichen Anforderungen bestimmt.

Für Kalksandsteine gelten folgende Kurzbezeichnungen:

KS	Voll- und Blocksteine	
KS L	Loch- und Hohlblocksteine	
KS Vm	Vormauersteine	
KS Vb	Verblender	
KS Vm L	Vormauersteine	} als Loch- und
KS Vb L	Verblender	} Hohlblocksteine
KS P	Planstein	
KS XL	Planelement ohne Längsnut, ohne Lochung	
KS XL-N	Planelement mit Längsnut, ohne Lochung	
KS XL-E	Planelement ohne Längsnut, mit Lochung	
	Die Planelemente werden unterteilt in werkseitig konfektionierte Bausätze (KS XL-PE) und Rasterelemente (oktametrisch) im Baukastenprinzip (KS XL-RE)	
KS F	Fasenstein	
KS BP	Bauplatte	

7541014/10787806875Biblio

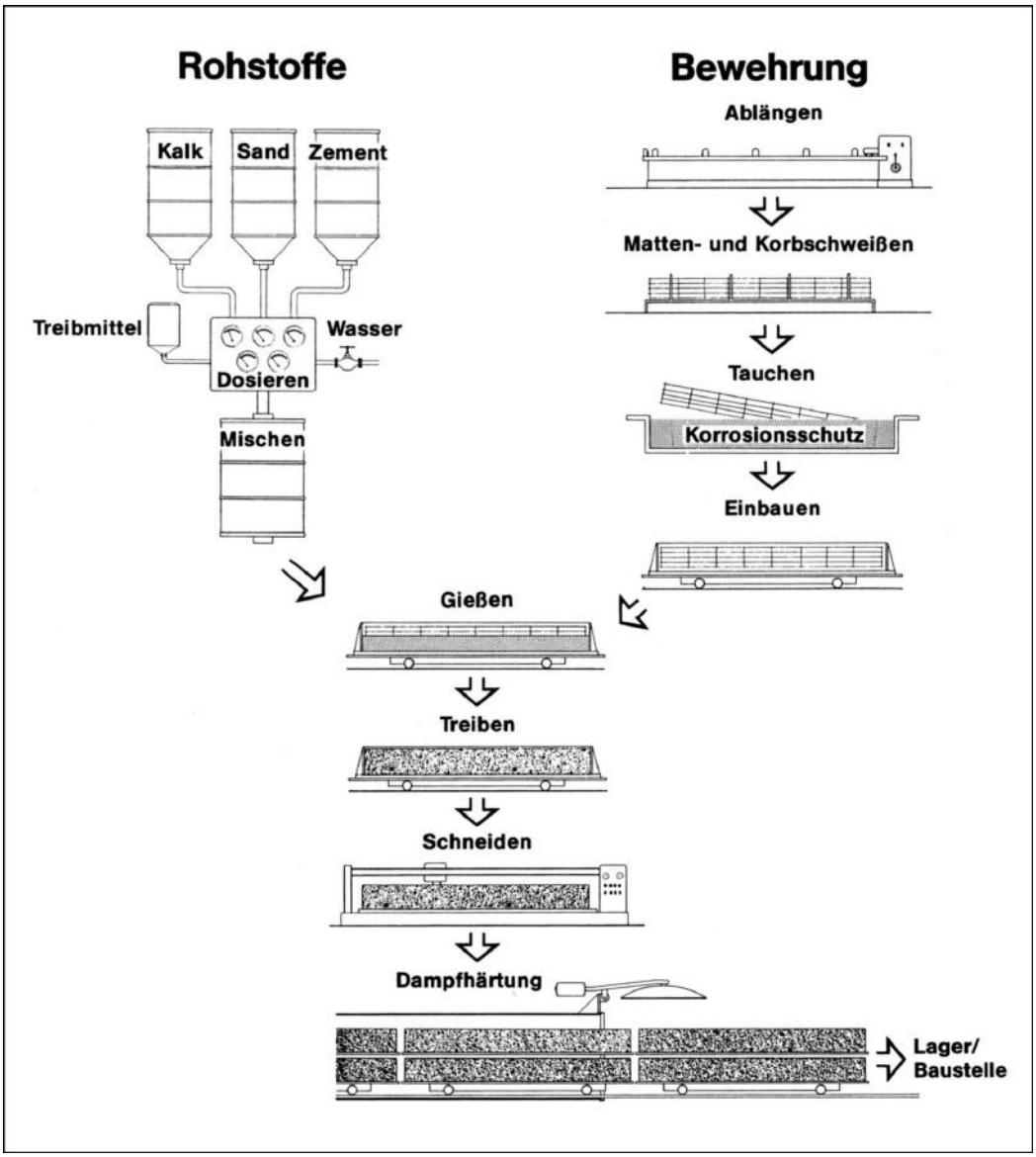


Abb. A.1.5 Herstellung von Porenbetonbauteilen – Herstellschema (Quelle: BV Porenbeton e.V.)

● Porenbetonsteine

Porenbetonsteine bestehen aus dampfgehärtetem Porenbeton. Das ist ein feinporiger Beton, der aus Zement und/oder Kalk und feingemahlenen oder feinkörnigen, kieselsäurehaltigen Stoffen (meist Quarzmehl) unter Verwendung von porenbildenden Zusätzen (i. d. R. Aluminiumpulver), Wasser und ggf. Zusatzmitteln hergestellt und in gespanntem Dampf gehärtet wird. Die Herstellung von Porenbetonsteinen erfolgt in ähnlicher Weise wie die nach **Abb. A.1.5** für Porenbetonbauteile.

Die gießförmige Rohmasse enthält zur Luftporenbildung ein sogenanntes Treibmittel (Aluminiumpulver) und wird in große Formen eingefüllt. Dort kommt es zu einer Reaktion des Treibmittels mit dem Calciumhydroxid, wodurch Wasserstoffgas entsteht, das Poren erzeugt und die Rohmasse aufbläht. Das Wasserstoffgas diffundiert schon während des Herstellungsvorganges aus dem Porenbeton, so dass sich danach nur noch Luft in den Poren befindet. Nach dem Treibvorgang und dem Erreichen einer ausreichenden Schneidefestigkeit wird der junge Porenbeton mit Hilfe von Schneiddrähten in die gewünschten Steinformate geschnitten. Anschließend erfolgt die Dampfhärtung im Autoklaven analog zu den Kalksandsteinen. Nach dem Herstellvorgang besitzen Porenbetonsteine praktisch ihre Endeigenschaften.

7541014/10787806875Biblio

Tafel A.1.3 Wesentliche Merkmale von *genormten* Mauersteinen

Merkmal Eigenschaft	Mauerziegel	Kalksand-steine	Leichtbetonsteine		Betonsteine	Porenbeton-steine
1	2	3	4		5	6
Zusammensetzung	Lehm, Ton, Wasser, Zusätze	Kalk, Sand, Wasser, Zusätze	hydr. Bindemittel, Zuschlag, Zusätze, Wasser			Kalk, Zement, Quarzmehl, Gasbildner, Wasser
Konsistenz der Rohmasse	plastisch	erdfeucht	steif		steif	flüssig
Formgebung	Strang, Schneiden	Pressen in Steinform	Rütteln in Steinform			Schneiden
Härtung	Brennen	Dampfhär-tung	Lufthärtung/Wärmebehandlung			Dampfhärtung
Vollsteine (≤ 15 % L) Lochsteine Voll-, Hohlblöcke Plansteine Planelemente	 × × – – –	 × × × × ×	 × × × × –		 × – × × –	 – – – × ×
Formate bzw. Maße ($L \times B \times H$)[1]	DF bis 21 DF	DF bis 998/365/623	DF bis 24 DF	8DF bis 24 DF	DF bis 24 DF	2DF bis 1499/500/624
Bezeichnung	HLz, WDz, Mz, VMz, VHLz KMz, KHLz KK, KHK Lz	KS, KS L, KS Vm, KS Vb KS P KS XL (Planele-ment)	V, Vbl, Vbl S, Vbl SW V-P, Vbl-P	Hbl Hbl-P	Hbn, Vbn, Vn, Tbn, Vm, Vmb VN-P Vbn-P Hbn-P	PP, PPE
ρ_N (kg/dm^3)	0,8 bis 2,4	0,6 bis 2,2	0,45 bis 2,00	0,45 bis 1,60	0,8 bis 2,4	0,35 bis 1,00
β_N (N/mm^2)	(2; 4) 4 bis 28 (36 bis 60)	4 bis 28 (36 bis 60)	2 bis 20	2 bis 12	(2; 4) 6 bis 48	2 bis 6 (8)
min λ[2] (W/(m · K))	0,19 (0,07)	0,50	0,14 (0,065)		0,60	0,11 (0,07)

[1] Höchstwerte der Einzelmaße
[2] Bemessungswert der Wärmeleitfähigkeit min λ von Mauerwerk; Klammerwerte: min λ in allg. bauaufsichtlichen Zulassungen

Für Porenbetonsteine gelten folgende Kurzbezeichnungen:

PP Porenbeton-Plansteine
PPE Porenbeton-Planelemente

● Leichtbeton- und Betonsteine

Steine und Blöcke aus *Leichtbeton* werden aus Gesteinskörnungen nach DIN EN 13055-1/DIN V 18004 sowie DIN EN 12620 und Zementen nach DIN EN 197-1 sowie DIN 1164-10 (oder bauaufsichtlich zugelassene hydraulische Bindemittel) hergestellt. Die Verwendung von bestimmten Zusatzstoffen und Zusatzmitteln ist zulässig.

Analoge Regelungen gelten für die Herstellung von Mauersteinen aus *Beton* (Normalbeton).

Die Leichtbeton- und Betonsteine werden überwiegend mit haufwerkporigem, z. T. auch mit dichtem Gefüge hergestellt. Je nach Vorbehandlung (Lufthärtung, Wärmebehandlung) erreichen sie spätestens im Alter von 28 Tagen, z. T. auch früher, ihre Solldruckfestigkeit. Die Hohlblöcke enthalten kammerförmige Lochungen. Bei der Steinkurzbezeichnung wird die Anzahl der Kammern vorangestellt (z. B. 3 K). Es gelten folgende Kurzbezeichnungen:

DIN V 18 151-100

Hbl Hohlblock
Hbl-P Plan-Hohlblock
Vorsatz: Kammerzahl, z. B.: 3 K Hbl

7541014/10787806875Biblio

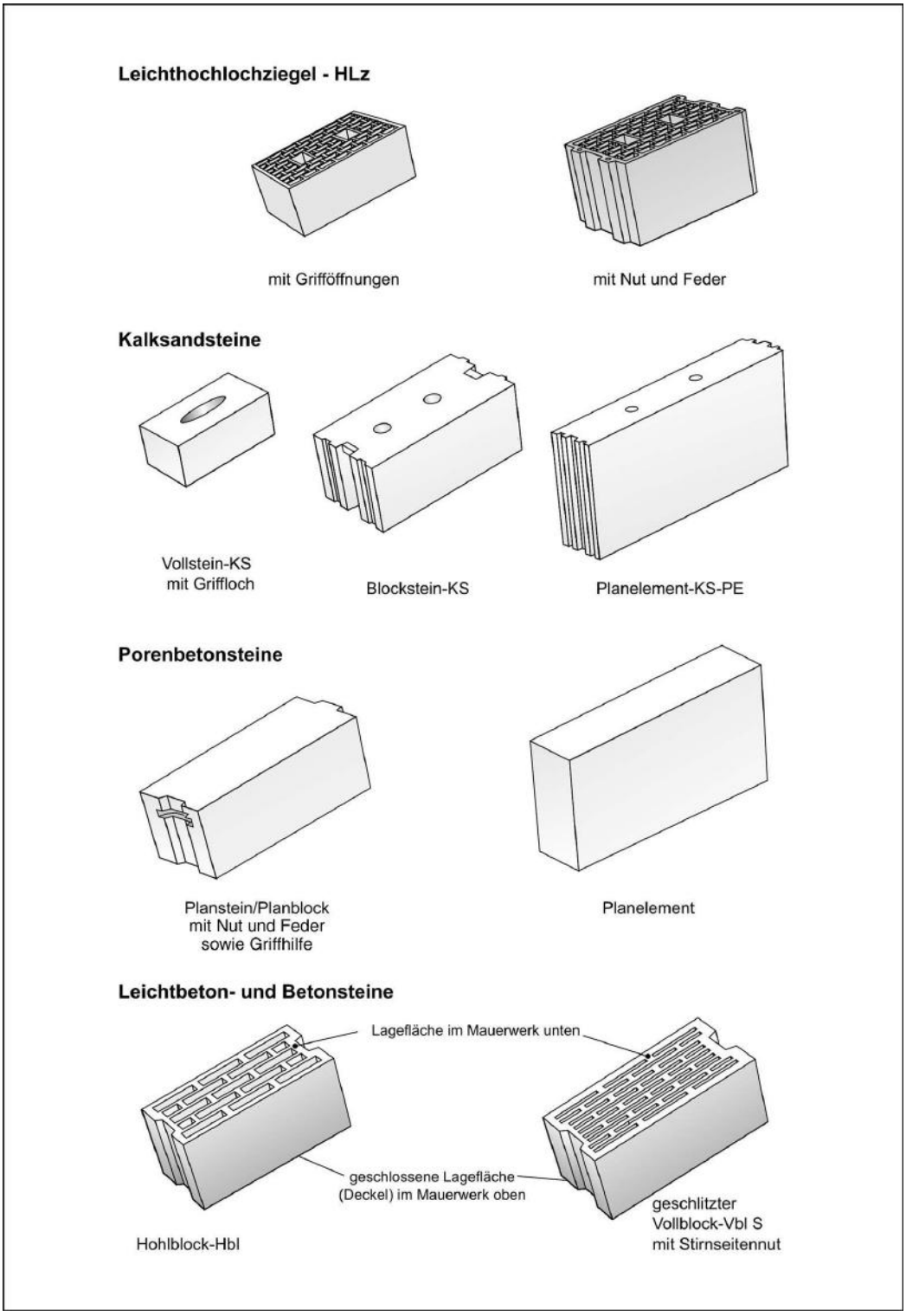


Abb. A.1.6 Mauersteine – Beispiele

7541014/10787806875Biblio

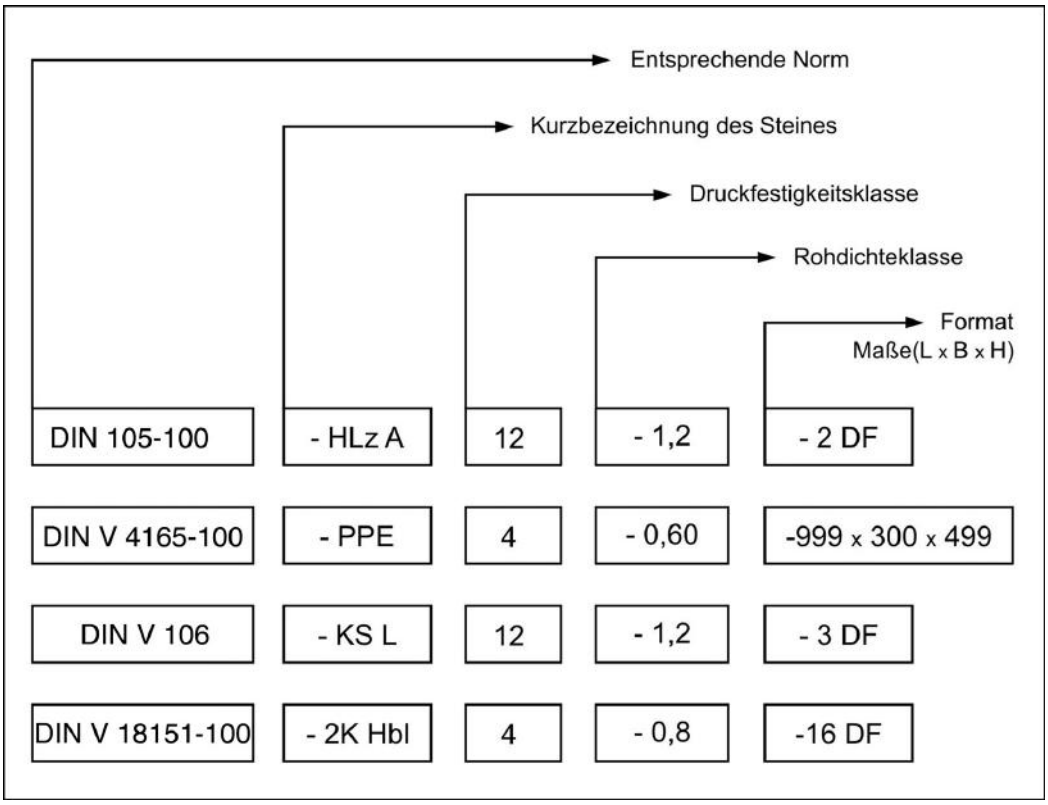


Abb. A.1.7.1 Bezeichnung von Mauersteinen – Beispiele

DIN V 18 152-100

V	Vollstein
V-P	Plan-Vollstein
Vbl	Vollblock ohne Schlitze
Vbl S	Vollblock mit Schlitzen
Vbl SW	Vollblock mit Schlitzen und besonderen Wärmedämmeigenschaften
Vbl-P	Plan-Vollblock ohne Schlitze
Vbl S-P	Plan-Vollblock mit Schlitzen
Vbl SW-P	Plan-Vollblock mit Schlitzen und besonderen Wärmedämmeigenschaften

DIN V 18 153-100

Hbn	Hohlblock
Hbn-P	Plan-Hohlblock
Vbn	Vollblock
Vbn-P	Plan-Vollblock
Vn	Vollstein
Vn-P	Plan-Vollstein
Vm	Vormauerstein
Vmb	Vormauerblock

Zusatzbezeichnungen beziehen sich u. a. auf die Ausbildung der Steinstoßflächen, z. B. N + F für Nut- und Federausbildung sowie SN für eine Stirnseitennut.

Die **Tafel A.1.3** enthält eine Übersicht über die wesentlichen Merkmale von genormten Mauersteinen. Beispiele für Mauersteine und deren Bezeichnung (s. auch Abschn. A.1.1.4) enthalten die **Abbildungen A.1.6** und **A.1.7.1** bis **A.1.7.5.**

1.1.3 Wichtige Eigenschaften, Anforderungen

1.1.3.1 Genormte Eigenschaften, Anforderungen

Druckfestigkeit β_D

Die Prüfung – Druckbeanspruchung in Richtung Steinhöhe wie im Mauerwerk – erfolgt i. d. R. an ganzen Steinen, bei kleinen Steinhöhen auch an gehälfteten Steinprüfkörpern, bei Elementen auch an Teilproben (s. **Abb. A.1.8**). Der Prüfwert wird mit einem von der Stein- bzw. Prüfkörperhöhe h abhängenden Formfaktor *f* multipliziert (**Tafel A.1.4**). Der Formfaktor soll den querdehnungsbehindernden Einfluss der stählernen Lasteinleitungsplatten berücksichtigen.

Die Steinnormen enthalten Anforderungen an den Mittelwert und den kleinsten Einzelwert der Druckfestigkeit. Die Druckfestigkeitswerte werden einer Steinfestigkeitsklasse zugeordnet, die der Nennfes-

7541014/10787806875Biblio

tigkeit (5%-Quantil, charakteristische Festigkeit) entspricht. Die Nennfestigkeit wiederum entspricht etwa dem kleinsten zulässigen Einzelwert und ist 20 % niedriger als der Mittelwert. Für Mauersteine gibt es Festigkeitsklassen von 2 bis 60 (s. **Tafel A.1.5**).

Trockenrohdichte ρ_d

Bei Mauersteinen für Mauerwerk nach Eignungsprüfung (EM) darf der Variationskoeffizient bei der Druckfestigkeitsprüfung höchstens 15 % betragen. Die Steine sind zusätzlich mit EM zu kennzeichnen (s. aber Abschn. A.3.1).

Die Trockenrohdichte ist wichtig für die Beurteilung von Wärmeschutz- und Schallschutzeigenschaften sowie für die Lastannahmen. Die Mauersteine werden Rohdichteklassen von 0,35 bis 1,0 kg/dm^3 (Abstufung jeweils 0,1, z. T. auch 0,05) sowie 1,2 bis 2,4 kg/dm^3 (Abstufung jeweils 0,2) zugeordnet (s. **Tafel A.1.5**).

Im Allgemeinen gilt: Je kleiner die Steinrohdichte, desto geringer sind Druckfestigkeit und Schalldämmung, und desto höher ist die Wärmedämmung.

Frosttauwechselwiderstand

Eine Anforderung besteht nur für Vormauersteine und Verblender sowie Klinker (Sichtmauerwerk, Verblendschalen).

Ausblühneigung (wasserlösliche Salze) und treibende Einschlüsse

Es bestehen Anforderungen für Mauerziegel.

Feuchtetechnische Eigenschaften

Die Kenntnis der feuchtetechnischen Eigenschaften kapillare Wasseraufnahme, Wasserdampfdiffusion, Gleichgewichtsfeuchte ist für die Anwendung wichtig

(Werte für den Wasserdampfdiffusionswiderstand und die Gleichgewichtsfeuchte finden sich in DIN 4108-4).

Wärmeleitfähigkeit (Bemessungswert λ*)*

λ-Werte für Mauerwerk enthalten DIN 4108-4 bzw. die jeweiligen Mauerstein-Zulassungen.

Der derzeitig niedrigste λ-Wert beträgt 0,060 W/(m · K).

1.1.3.2 Nichtgenormte wichtige Eigenschaften, Anforderungen

Druckfestigkeit in Steinlängsrichtung $\beta_{D,l}$

Die Kenntnis von $\beta_{D,l}$ ist wichtig für die Beurteilung der Biegetragfähigkeit und Schubtragfähigkeit von Mauerwerk (s. Abschn. A.3.3 und A.3.4).

Zugfestigkeit β_Z in Richtung Steinlänge bzw. -breite

Die Steinzugfestigkeit wird für die Beurteilung der Mauerwerkstragfähigkeit – vor allem bei Zugbeanspruchung (s. Abschn. A.3.3) – benötigt.

Die Steinlängszugfestigkeit $\beta_{Zl,st}$ lässt sich näherungweise aus der Normdruckfestigkeit $\beta_{D,st}$ (mit Formfaktor) ableiten

$\beta_{Zl,st} = a \cdot \beta_{D,st}$

Für den Faktor a können die folgenden Werte aus [Schubert – 10] angesetzt werden:

– Mauerziegel	0,026
– Kalksandsteine	
Vollsteine, 2DF, NF	0,06
Vollsteine mit Griffloch, 2DF	0,05
Lochsteine, 2DF	0,04
– Porenbetonsteine	
Festigkeitsklasse 2	0,18
Festigkeitsklasse ≥ 4	0,09
– Leichtbetonsteine	
V2, Vbl2	0,10
Hbl2	0,09
V, Vbl, Hbl ≥ 4	0,06

E-Modul und Querdehnung

Die beiden Eigenschaftswerte sind wichtig für die Beurteilung der Mauerwerksdruckfestigkeit und deren Optimierung – Zusammenwirken von Mauerstein und Mauermörtel (s. dazu auch Abschn. A.3.2).

Widerstand gegen schädliche Stoffe wie SO_2, CO_2

Diese Eigenschaft ist vor allem für Sichtmauerwerk von Bedeutung, um schädliche Reaktionen, welche die Dauerhaftigkeit beeinträchtigen, auszuschließen. Im Allgemeinen ist der Widerstand der Mauersteine ausreichend hoch.

7541014/10787806875Biblio

Tafel A.1.4 Prüfung der Druckfestigkeit von Mauersteinen – Formfaktoren

Nennmaß der Stein- bzw. Prüfkörperhöhe in mm[1)]	Formfaktor f
1	2
$40 \leq h < 52$	0,6
$52 \leq h < 75$	0,8
$75 \leq h < 100$	0,9
$100 \leq h < 175$	1,0
$175 \leq h < 238$	1,1[2)]
≥ 238	1,2[2)]

[1)] Für Teilproben aus Elementen gelten besondere Faktoren
[2)] Gilt nur für die Druckfestigkeitsklassen ≥ 4: Für die Druckfestigkeitsklasse 2 ist $f = 1,0$ einzusetzen

Tafel A.1.5 Mauersteine; Druckfestigkeits-(β_N) und Rohdichte-(ϱ_N)klassen-Anforderungen

Druckfestigkeit			Rohdichte (Trockenrochdichte)	
Klasse	Mindestdruckfestigkeit[1)]		Klasse	Wertebereich[3)]
	Mittelwert	Einzelwert[2)]		Mittelwert
	N/mm^2			kg/dm^3
1	2	3	4	5
2	2,5	2,0	0,35	0,31 bis 0,35
4	5,0	4,0	0,40	0,36 bis 0,40
6	7,5	6,0	0,45	0,41 bis 0,45
8	10,0	8,0	0,50	0,46 bis 0,50
10	12,5	10,0	0,55	0,51 bis 0,55
12	15,0	12,0	0,60	0,56 bis 0,60
16	20,0	16,0	0,65	0,61 bis 0,65
20	25,0	20,0	0,70	0,66 bis 0,70
28	35,0	28,0	0,80	0,71 bis 0,80
36	45,0	36,0	0,90	0,81 bis 0,90
48	60,0	48,0	1,00	0,91 bis 1,00
60	75,0	60,0	1,20	1,01 bis 1,20
			1,40	1,21 bis 1,40
			1,60	1,41 bis 1,60
			1,80	1,61 bis 1,80
			2,00	1,81 bis 2,00
			2,20	2,01 bis 2,20
			2,20	2,01 bis 2,50[4)]
			2,40	2,21 bis 2,40

[1)] Entspricht Prüfkörperfestigkeit × Formfaktor
[2)] Entspricht dem 5%-Quantil der Grundgesamtheit mit 90 % Aussagewahrscheinlichkeit
[3)] Zulässige Unter- bzw. Überschreitung der Klassengrenzen durch Einzelwerte:
- Klassenstufung 0,05: 0,03 (DIN V 4165-100)
  0,05 (DIN V 18151-100, DIN V 18 152-100)
- Klassenstufung 0,10: 0,05 (DIN 105-100, LD-Ziegel; DIN V 106, DIN V 4165-100)
  0,10 (DIN 105-100, HD-Ziegel; DIN V 18151-100, DIN V 18152-100, DIN V 18153-100)
- Klassenstufung 0,20: 0,10

[4)] Gilt für hochfeste Ziegel, Klinker und Keramikklinker

7541014/10787806875Biblio

Tafel A.1.6 Kontrollen und Prüfungen auf der Baustelle (nach DIN EN 1996-2/NA:2012-01, NCI Anhang NA.F)

Mauersteine und Elemente	Bauausführender Unternehmer: Kontrolle Übereinstimmung von Kennzeichnung und Angaben auf Lieferschein oder Beipackzettel mit bautechnischen Unterlagen
Werkmörtel	Kontrolle Lieferschein oder Verpackungsaufdruck: – Übereinstimmung der Angaben über Mörtelart und Mörtelgruppe mit den bautechnischen Unterlagen sowie Sortennummer und Lieferwerk mit der Bestellung – ob Kennzeichnung mit Übereinstimmungszeichen, d. h. Ü-Zeichen und/oder Konformitätszeichen, d. h. CE-Zeichen, ausgewiesen ist
Normalmörtel MG IIIa	Nachweis der Mörteldruckfestigkeit nach DIN EN 1015-11 an jeweils 3 Prismen aus 3 verschiedenen Mischungen je Geschoss, jedoch mind. je 10 m^3 Mörtel. Die Druckfestigkeitsanforderungen nach DIN EN 998-2/DIN V 20000-412 bzw. DIN V 18580 sind zu erfüllen.
Baustellenmörtel	Bei „Rezeptmörtel“ nach DIN V 18580: 2007-03, Tabelle A.1 ist die Einhaltung des Mischungsverhältnisses während der Bauausführung regelmäßig zu überprüfen
Gebäude mit mehr als 6 gemauerten Geschossen	Prüfung der Mörteldruckfestigkeit wie bei Normalmörtel MG IIIa, auch an Normalmörtel MG II, IIa und III sowie bei Leichtmörtel mind. aber je 20 m^3 und an Dünnbettmörtel mind. je 2 m^3 Mörtel. Auf diese Prüfungen darf in den 3 obersten Geschossen verzichtet werden.

1.1.4 Qualitätssicherung

Die Hersteller von Mauersteinen müssen ihre Produkte mit einer CE-Kennzeichnung versehen, um sie in *Verkehr* bringen zu dürfen. „Die CE-Kennzeichnung darf dann erfolgen, wenn eine DoP (Declaration of Performance) vorliegt. Nach Einführung der europäischen Bauproduktenverordnung (EU-BauPVO) ist seit dem 01.07.2013 jedem Produkt, das über eine europäische Norm geregelt ist, eine Leistungserklärung (DoP) beizufügen. Die CE-Kennzeichnung garantiert demzufolge die Übereinstimmung des Produktes mit der deklarierten Leistung. Die DoP kann z. B. über die Angabe der DoP-Identnummer auf dem Lieferschein elektronisch abgerufen werden. Kennzeichen-Beispiele enthalten die **Abb. A.1.7.2** bis **A.1.7.5**.

Eine CE-Kennzeichnung kann auch erfolgen, wenn keine harmonisierte Norm vorliegt, sondern eine DoP auf Basis einer Technischen Bewertung (früher ETA).“

Um die Mauersteine *anwenden* zu können, müssen sie zusätzlich der entsprechenden Anwendungsnorm DIN V 20000-401 ff genügen. Entsprechen die Mauersteine außer der DIN EN 771-1 ff auch der zugehörigen Restnorm (s. Abschn. A.1.1.1), so können sie ggf. zusätzlich ein Ü-Zeichen erhalten und es entfällt der Nachweis bezüglich der Anwendungsnorm. Zusätzlich ist nach Einführung der europäischen Bauproduktenverordnung [EU-BauPVO] seit dem 01.07.2013 jedem Produkt, das über eine europäische Norm geregelt ist, eine Leistungserklärung (DoP – Declaration of Performance) beizufügen. Die DoP kann z.B. über die Angabe der DoP-Identnummer auf dem Lieferschein elektronisch abgerufen werden. Kennzeichen-Beispiele enthalten die **Abb. A.1.7.2 bis A.1.7.5.**

Die Qualitätsnachweise erfolgen durch Erstprüfung des Produktes, eine Erstinspektion des Herstellwerkes und die lfd. Überwachung des Werkes sowie der werkseigenen Produktionskontrolle des Herstellers durch eine notifizierte Stelle.

Angaben zu den notwendigen Kontrollen und Prüfungen auf der Baustelle sind in der **Tafel A.1.6** aufgeführt.

7541014/10787806875Biblio

CE

Ziegelwerk Muster,
Ziegelstraße 1,
12345 Ziegelhausen

13

xxxx-CPR-1234

EN 771-1:2011

HD – Mauerziegel der Kategorie I, 240 x 115 x 71 mm

Mauerziegel für tragendes und nichttragendes, geschütztes und ungeschütztes Mauerwerk

DoP Nr. AXX12-12346

Grenzabmaße	Mittelwert	Klasse	T1
	Maßspanne	Klasse	R1
Form und Ausbildung		Form a) nach 5.3.2 EN 771-1	
Druckfestigkeit (Mittelwert) ⊥ zur Lagerfuge		N/mm²	≥ 43,8
Verbundfestigkeit nach DIN EN 998-2 für Normal- und Leichtmauermörtel		N/mm²	0,15
Gehalt an aktiven löslichen Salzen		Klasse	S2
Brandverhalten		Euroklasse	A1
Wasseraufnahme		Masse%	≤ 6
Wasserdampfdurchlässigkeit		μ	50/100
Brutto-Trockenrohdichte (Mittelwert)		kg/m³ (kg/dm³)	1900 (1,90)
		Abweichung (Klasse)	D1
Frostwiderstand		Klasse	F2

Zusätzliche Herstellerangaben nach DIN 105-100 / DIN 20000-401		
Ziegelbezeichnung	**KMz / NF**	
Druckfestigkeitsklasse	**28**	
Rohdichteklasse	**2,0**	
Gehalt an aktiven löslichen Salzen	Klasse S3	

Freiwillige Angaben:	
Produktbezeichnung	**Klinker bunt**
Artikelnummer	**101112**

CE

Ziegelwerk Muster,
Ziegelstraße 1,
12345 Ziegelhausen

13

xxxx-CPR-1234

EN 771-1:2011

LD – Mauerziegel der Kategorie I, 247 x 300 x 238 mm

Mauerziegel für tragendes und nichttragendes, geschütztes Mauerwerk

DoP Nr.: AXX12-12347

Grenzabmaße	Mittelwert	Klasse	T2
	Maßspanne	Klasse	R2
Form und Ausbildung		Form d) 5.2.2.1 EN 771-1	
Druckfestigkeit (Mittelwert) ⊥ zur Lagerfuge		N/mm²	≥ 8,4
Verbundfestigkeit nach DIN EN 998-2 für Normal- und Leichtmauermörtel		N/mm²	0,15
Brandverhalten		Euroklasse	A1
Wasserdampfdurchlässigkeit		μ	5/10
Brutto-Trockenrohdichte (Mittelwert)		kg/m³	750
		Abweichung (Klasse)	D2
Wärmeleitfähigkeit		W/mK	NPD
Frostwiderstand		Klasse	F0

Zusätzliche Herstellerangaben nach DIN 105-100 / DIN 20000-401	
Ziegelbezeichnung	**HLzB / N+F**
Druckfestigkeitsklasse	**8**
Rohdichteklasse	**0,8**

Freiwillige Angaben:	
Produktbezeichnung	**Blockziegel ABC**
Artikelnummer	**111213**

Abb. A.1.7.2 CE-(Ü)-Kennzeichnung und DoP Nr. von Mauersteinen – Mauerziegel – Beispiele (Quelle: Bundesverband Ziegelindustrie e. V.)

7541014/10787806875Biblio

CE
13

Mustermann GmbH
Am Musterwerk 1
12345 Musterstadt

Prod.-Id.: KS L-R 12-1,4 6 DF
DoP: ABCDE 012 3456 789 -1
EN 771-2:2011
NB 0839

CS P I 15,6/16,3 1210-1400 248x175x238 T1 G2 A1 B0,15/0,30

Erläuterung CE-Kurzkennzeichnung:

1	Steinart:	CS (Kalksandstein)
2	Verwendungszweck:	P (geschützt)
3	Kategorie:	I
4	Mittlere Druckfestigkeit:	15,6 N/mm²
	Probekörper:	ganzer Stein
	Normierte Druckfestigkeit:	16,3 N/mm²
5	Brutto-Trockenrohdichte:	1210 kg/m³ bis 1400 kg/m³
6	Maße (Länge x Breite x Höhe):	248 x 175 x 238 mm
7	Abmaßklasse:	T1
8	Steingruppe:	G2
9	Brandverhalten:	Klasse A1
10	Charakt. Anfangs-Scherfestigkeit:	0,15 N/mm² (NM), 0,30 N/mm² (DM)
	Frostwiderstandsklasse:	NPD
	Wasseraufnahme:	NPD
	Wasserdampfdiffusionskoeffizient:	NPD
	Wärmeleitfähigkeit:	NPD

Abb. A.1.7.3 CE-(Ü)-Kennzeichnung von Mauersteinen
Kalksandsteine – Beispiel
(Quelle: Bundesverband Kalksandsteinindustrie e. V.)

CE

El-Be-Steinwerke,
Werkstraße 1,
56789 Mauerhausen

13

0794-CPR-1234

EN 771-3:2011-07

Lb-Hohlblock, Kategorie I, 490 x 240 x 238 mm

Leichtbetonstein für tragendes und nichttragendes, geschütztes Mauerwerk

1234-567

Steintyp		3 K Hbl	
Form und Ausbildung		Mauerstein der Gruppe I gemäß beiliegender Darstellung *)	
Grenzabmaße	Abmaßklasse		D 1
	Maßspanne	mm	+3 / -5
Formbeständigkeit		Übliche Feuchtedehnung	NPD
Festigkeitsklasse			4
Druckfestigkeit (Mittelwert) ⊥ zur Lagerfuge		N/mm²	≥ 5,0
Verbundfestigkeit nach DIN EN 998-2 für Dünnbettmörtel		N/mm²	0,15
Gefährliche Substanzen		ZA.3 EN 771-3	Letzter Absatz
Brandverhalten		Brandklasse	A1
Wasseraufnahmefähigkeit		Darf nicht ungeschützt verwendet werden	
Wasserdampfdurchlässigkeit		μ	5/10
Bruttotrockenrohdichte		min kg/dm³ max kg/dm³	0,71 0,80
Äquiv. Wärmeleitfähigkeit DIN EN 1745		W/mK	NPD
Frostwiderstand		Darf nicht ungeschützt verwendet werden	

(NPD = no performance determined = Kennwert nicht festgelegt)

*) Skizze, Zeichnung, Foto

Abb. A.1.7.4 CE-Kennzeichnung von Mauersteinen Leichtbetonsteine – Beispiel
(Quelle: Bundesverband Leichtbeton e. V.)

7541014/10787806875Biblio

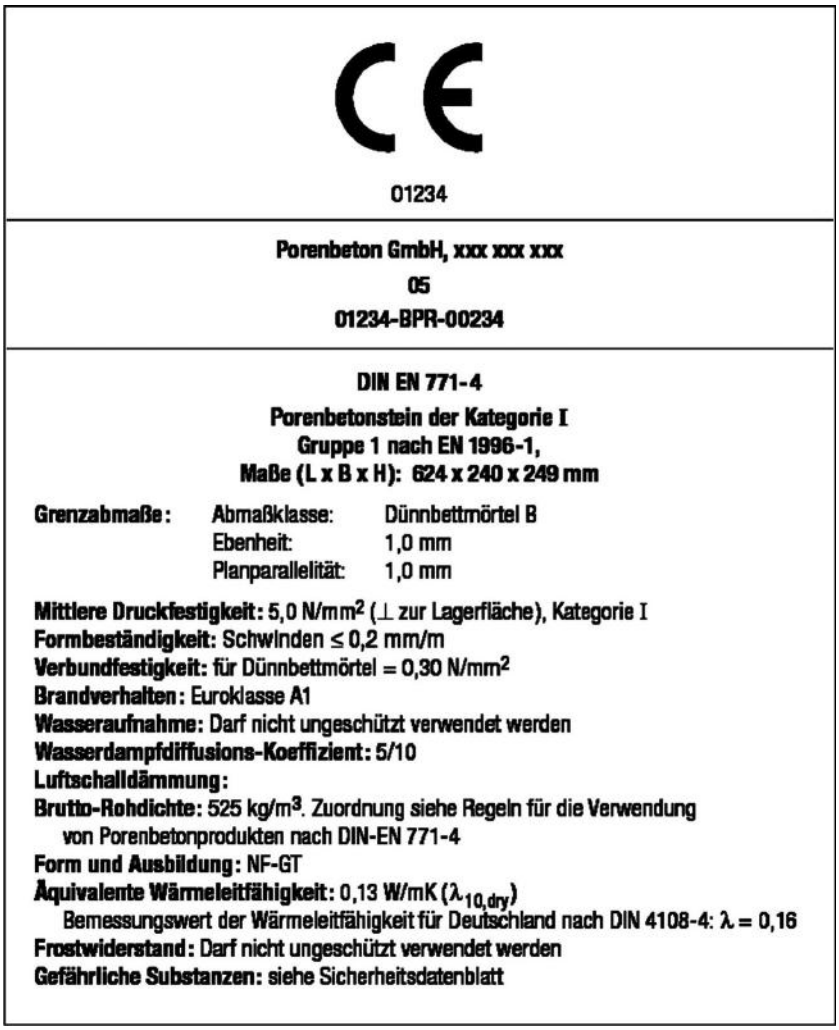


Abb. A.1.7.5 CE-Kennzeichnung von Mauersteinen
Porenbetonsteine – Beispiel
(Quelle: Bundesverband Porenbeton e. V.)

7541014/10787806875Biblio

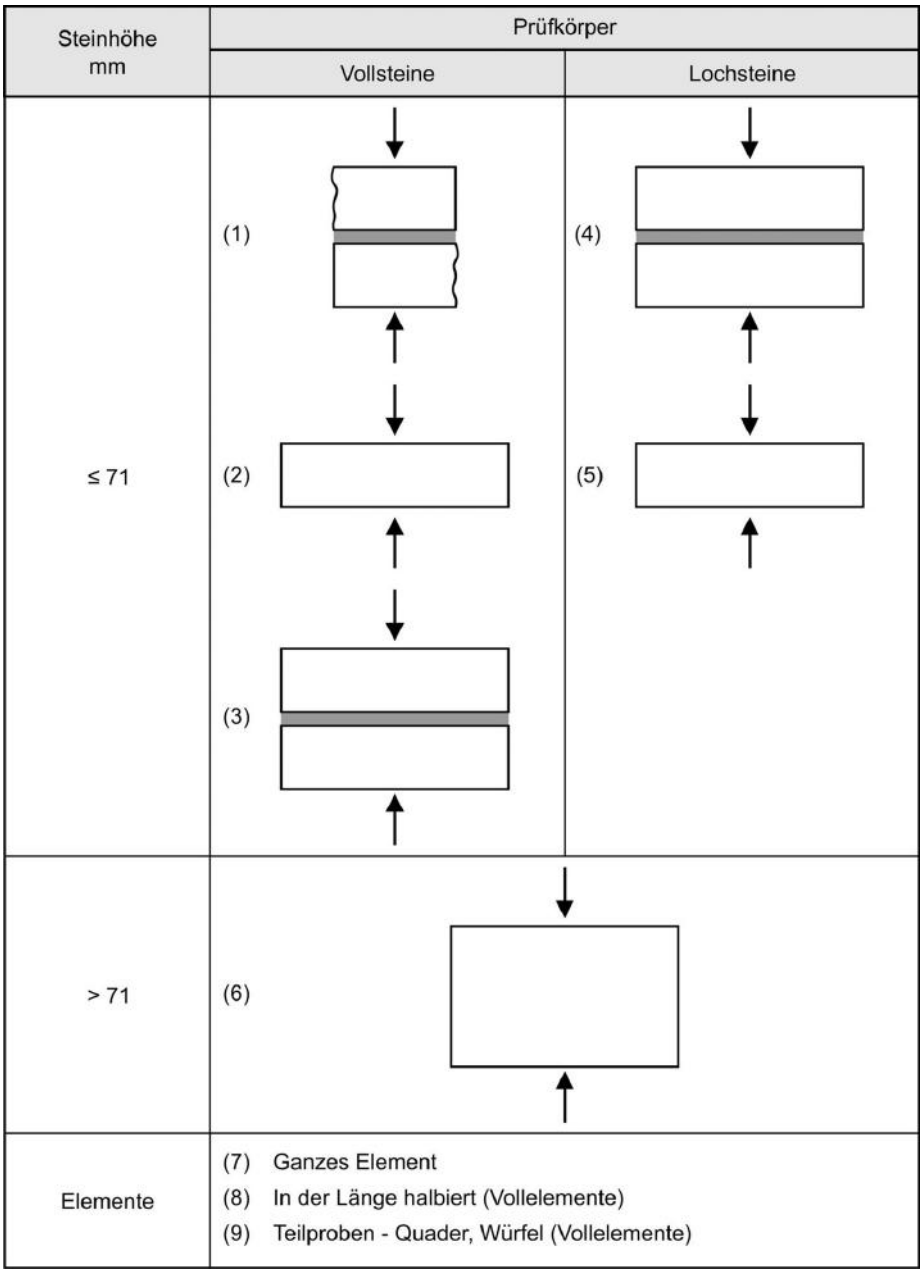


Abb. A.1.8 Prüfung der Druckfestigkeit von Mauersteinen – Prüfkörper

7541014/10787806875Biblio

1.2 Mauermörtel

1.2.1 Definition

Mauermörtel ist ein Gemisch aus Gesteinkörnung(en) (Zuschlag, Sand), Bindemittel(n) sowie ggf. Zusatzstoffen und Zusatzmitteln. Mauermörtel werden zur Herstellung der Lager-, Stoß- und Längsfugen im Mauerwerk sowie zum nachträglichen Verfugen verwendet. Wesentliche Aufgaben des Mauermörtels sind der Ausgleich der Maßtoleranzen der Mauersteine, deren kraftschlüssige Verbindung und ein funktionsgerechter Fugenabschluss bei Sichtmauerwerk.

Mauermörtel sind in DIN V 18 580 (03.2007) (in Verbindung mit DIN EN 998-2 (12.2010)) genormt.

1.2.2 Mörtelarten (Abb. A.1.9)

Normalmörtel (NM)

sind Baustellen- oder Werkmörtel mit Gesteinskörnungen i. d. R. mit dichtem Gefüge und einer Trockenrohdichte $\rho_d \geq 1500$ kg/m^3. Normalmörtel können als Rezeptmörtel (ohne Zusätze) nach **Tafel A.1.7** hergestellt werden. Wegen der großen, langjährigen Erfahrung mit diesen Mörteln sind weniger Eigenschaftsnachweise erforderlich (s. Abschn. A.1.2.4). Sobald bei Rezeptmörteln Zusätze verwendet werden, sind Eignungsprüfungen erforderlich.

Die Normalmörtel werden nach steigender Mindestdruckfestigkeit in die Gruppen I, II, IIa, III und IIIa eingeteilt.

Hinweise zum Einfluss des Bindemittels auf die Erhärtung gibt die **Tafel A.1.8**.

Leichtmörtel (LM)

sind Werk-Trocken- oder Werk-Frischmörtel mit leichten Gesteinskörnungen (Leichtzuschlägen) ggf. auch mit Anteilen von Gesteinskörnungen mit dichtem Gefüge. Die Trockenrohdichte der Leichtmörtel muss kleiner als 1500 kg/m^3 sein. Sie werden nach der Wärmeleitfähigkeit $\lambda_{10,tr}$ in die Gruppen LM 21($\lambda_{10,tr}$ = 0,21 W/(m · K)) und LM 36 ($\lambda_{10,tr}$ = 0,36 W/(m · K)) eingeteilt. Die beiden Gruppen unterscheiden sich zudem nach Trockenrohdichte ($\rho_d \leq$ 700 bzw. 1000 kg/m^3) und Querdehnungsmodul (s. Abschn. A.2.2.4).

Dünnbettmörtel (DM)

sind Werk-Trockenmörtel aus Gesteinskörnung mit i. d. R. dichtem Gefüge und einem Größtkorn von 1,0 mm. Sie werden der Gruppe III zugeordnet. Die Trockenrohdichte muss $\geq$ 1300 kg/m^3 sein.

1.2.3 Zusammensetzung

In DIN V 18580 sind geeignete Ausgangsstoffe aufgeführt. Bei Verwendung anderer geeigneter Ausgangsstoffe ist für den betreffenden Mauermörtel eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung erforderlich.

Zusatzmittel sind Zusätze, die die Mörteleigenschaften durch chemische oder physikalische Wirkung ändern und in geringer Menge zugegeben werden, wie z. B. Luftporenbildner, Verflüssiger, Dichtungsmittel, Erstarrungsbeschleuniger und Verzögerer, sowie Mittel, die den Haftverbund zwischen Mörtel und Stein günstig beeinflussen.

Zusatzmittel dürfen nicht zu Schäden am Mörtel oder am Mauerwerk führen. Sie dürfen auch die Korrosion der Bewehrung oder der stählernen Verankerungen nicht fördern. Diese Anforderung gilt für Betonzusatzmittel nach DIN EN 934-2 mit den nach DIN V 20000-100 für Stahlbeton geltenden Verwendungsregeln und solche mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung als erfüllt.

Für andere Zusatzmittel ist die Unschädlichkeit nach den Zulassungsrichtlinien für Betonzusatzmittel durch Prüfung des Halogengehaltes und durch die elektrochemische Prüfung nachzuweisen.

Durch Zugabe von Luftporenbildnern darf die Trockenrohdichte des Mauermörtels um höchstens 300 kg/m^3 verringert werden. Der Chloridgehalt darf höchstens 0,1 M.-% – bezogen auf die Trockenmasse des Mörtels – betragen.

1.2.4 Lieferformen

Zu unterscheiden sind:

– Baustellenmörtel und
– Werkmörtel.

Baustellenmörtel wird auf der Baustelle aus den angelieferten, trocken sowie sauber zu lagernden Ausgangsstoffen hergestellt. Er darf nur als Normalmauermörtel hergestellt werden. Die Ausgangsstoffe müssen mit Waagen oder Zumessbehältern abgemessen werden. Wird die Mörtelzusammensetzung nach **Tafel A.1.7** eingehalten, sind keine weiteren Nachweise erforderlich. Andernfalls und stets bei Normalmörtel der Gruppe IIIa ist eine Erstprüfung mit dem Mörtel durchzuführen und es sind die Anforderungen der DIN V 18 580 einzuhalten.

Der Werkmörtelanteil beträgt heute etwa 80 bis 90 %. Durch die werkmäßige Herstellung ist eine hohe Gleichmäßigkeit der Eigenschaftswerte erreichbar und eine gezielte Optimierung von Eigenschaftswerten für den jeweiligen Anwendungsfall möglich. Bei Werkmörteln gibt es folgende Lieferformen:

- Werk-Trockenmörtel

ein fertiges Gemisch der Ausgangsstoffe, dem bei der Aufbereitung auf der Baustelle nur noch Wasser zugemischt werden darf, um eine verarbeitbare Konsistenz zu erreichen. Werk-Trockenmörtel wird im Silo oder in Säcken auf die Baustelle geliefert.

- Werk-Vormörtel (Kalk-Sand-Werk-Vormörtel)

ein Gemisch aus Zuschlägen und Kalk sowie ggf. weiteren Zusätzen. Auf der Baustelle werden weitere

7541014/1078780687 5Biblio

Tafel A.1.7 Rezeptmörtel (Normalmauermörtel); Zusammensetzung Mischungsverhältnis in Raumteilen (aus DIN V 18 580)

Mörtel-Gruppe MG	Luftkalk		Hydraulischer Kalk (HL2)	Hochhydraulischer Kalk (HL5), Putz- und Mauerbinder (MC5)	Zement	Sand[1] aus natürlichem Gestein
	Kalkteig	Kalkhydrat				
1	2	3	4	5	6	7
I	1	–	–	–	–	4
	–	1	–	–	–	3
	–	–	1	–	–	3
	–	–	–	1	–	4,5
II	1,5	–	–	–	1	8
	–	2	–	–	1	8
	–	–	2	–	1	8
	–	–	–	1	–	3
IIa	–	1	–	–	1	6
	–	–	–	2	1	8
III	–	–	–	–	1	4

[1] Die Werte des Sandanteils beziehen sich auf den lagerfeuchten Zustand

Tafel A.1.8 Rezeptmörtel (Normalmauermörtel – s. auch Tafel A.1.7) Erhärtung, Druckfestigkeit

Bindemittel	Erhärtung		Druckfestigkeit im Alter von 28 d	MG
	Art	Verlauf		
1	2	3	4	5
Luftkalk	karbonatisch	sehr langsam bis langsam	sehr klein ca. 1 . . . 2 N/mm^2	I
Wasserkalk	hydraulisch karbonatisch			
hydraulischer Kalk				
Luftkalk/Wasserkalk und Zement	im wesentlichen hydraulisch	mittel bis schnell	mittel ca. 2 . . . 10 N/mm^2	II IIa
hochhydraul. Kalk/ PM-Binder mit oder ohne Zement				
Zement	hydraulisch	schnell	mittel bis sehr hoch	III

Bestandteile, z. B. Zement, nach Herstelleranweisung und Wasser zugeben. Werk-Vormörtel ist vor allem in Norddeutschland verbreitet.

- Werk-Frischmörtel (Nassmörtel)

gebrauchsfertiger Mörtel in verarbeitbarer Konsistenz, der in Fahrmischern auf die Baustelle geliefert, dort in Mörtelkübeln entladen wird und i. d. R. 36 h verarbeitbar ist.

- Mehrkammer-Silomörtel

In einem Silo sind in getrennten Kammern die Mörtelausgangsstoffe enthalten. Sie werden unter Wasserzugabe automatisch dosiert und gemischt, so dass am Mischerauslauf auf der Baustelle verarbeitungsfähiger Mörtel entnommen werden kann. Bei Mehrkammer-Silomörtel darf das Mischungsverhältnis baustellenseitig nicht verändert werden.

1.2.5 Mörteleigenschaften, Anforderungen an die Mörtel, Bedeutung der Mörtelkennwerte für Mauerwerk

Die bedeutendsten Eigenschaften des Mauermörtels sind eine ausreichend gute Verarbeitbarkeit, ein auf die Steineigenschaften abgestimmtes Wasserrückhaltevermögen (Behinderung des Wasserabsaugens durch den Mauerstein), die Druckfestigkeit, die Verbundfestigkeit zum Mauerstein, die Wärmeleitfähigkeit bzw. Trockenrohdichte bei Leichtmörteln sowie deren Querverformungsverhalten im Hinblick auf die zulässigen Druckspannungen für Mauerwerk (s. dazu auch Abschn. A.3.2).

7541014/1078780687 5Biblio

Tafel A.1.9 Anforderungen an Mauermörtel (außer Rezeptmörtel[1]) nach DIN V 18 580 bzw. DIN EN 998-2
Prüfalter für Festmörteleigenschaften: 28 d; Festigkeiten: Mindestwerte
NM, MGI (M1): Keine Anforderungen

Prüfgröße Prüfnorm	Kurz-Zeichen Einheit	Normalmauermörtel (NM)				Leichtmauermörtel (LM)		Dünnbett-Mörtel (DM)
		Mörtelgruppe nach DIN 1053-1						
		II	IIa	III	IIIa	LM21	LM36	III
		Mörtelklasse nach DIN EN 998-2						
		M2,5	M5	M10	M20	M5	M5	M10
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Druckfestigkeit DIN EN 1015-11	β_D N/mm²	2,5	5	10	20	5	5	10
Fugendruckfestigkeit DIN 18 555-9	$\beta_{D,F}$ N/mm²							
Verfahren I	$\beta_{D,FI}$	1,25	2,5	5,0	10,0	2,5		–
Verfahren II	$\beta_{D,FII}$	2,5	5,0	10,0	20,0	5,0		–
Verfahren III	$\beta_{D,FIII}$	1,75	3,5	7,0	14,0	3,5		–
Druckfestigkeit bei Feuchtlagerung nach (DIN 18 555-3) DIN EN 1015-11	$\beta_{D,f}$ N/mm²	–	–	–	–	–	–	≥ 70 % vom Istwert β_D
Verbundfestigkeit Charakteristische Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit)[2] DIN EN 1052-3	f_{vk0} N/mm²	0,04	0,08	0,10	0,12	0,08		0,20
Haftscherfestigkeit (Mittelwert) DIN 18 555-5	β_{HS} N/mm²	0,10	0,20	0,25	0,30	0,20		0,50
Trockenrohdichte[3] DIN EN 1015-10	ρ_d kg/m³	≥1500				≤ 700	≤ 1000	–
		–				max. Abweichung +10% vom Istwert		
Querdehnungsmodul DIN 18 555-4	E_q N/mm²	–				≥ 7500	≥ 15 000	–
Längsdehungsmodul DIN 18 555-4	E_l N/mm²	–				≥ 2000	≥ 3000	–
Wärmeleitfähigkeit DIN EN 1745	$\lambda_{10,tr}$ W/(m · K)	–				≤ 0,18[4]	≤ 0,27[4]	–
Verarbeitbarkeitszeit DIN EN 1015-9	t_v *h*	–				–	–	≥ 4
Korrigierbarkeitszeit DIN EN 1015-9	t_k min	–				–	–	≥ 7

[1] Für diese gelten die Anforderungen als erfüllt
[2] Prüfung darf ohne Vorbelastung an 5 Prüfkörpern erfolgen; $f_{vk0} = 0{,}8 \cdot f_{vo}$
[3] Der ρ_d-Wert bei Erstprüfung ist mit ±10 % Grenzabweichung einzuhalten
[4] Bei Nachweis $\lambda_{10,tr}$ nach DIN EN 1745 wenn $\rho_d > 700$ bzw. > 1000 kg/m³

7541014/10787806875Biblio

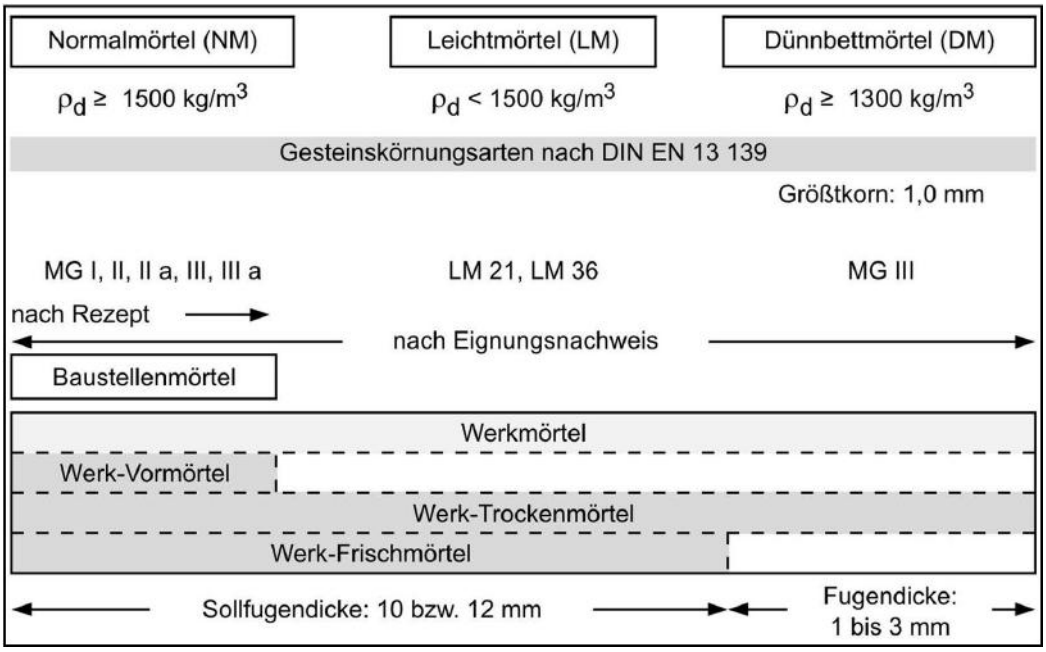


Abb. A.1.9 Merkmale von Mauermörteln nach DIN V 18580

Tafel A.1.10 Bedeutung der Mörtelkennwerte für die Mauerwerkeigenschaften

Mörtelkennwert	beeinflusste Mauerwerkseigenschaften		wichtig für Mörtelart
1	2		3
Druckfestigkeit – β_D – $\beta_{D,F}$ (Fugendruckfestigkeit)	Druckfestigkeit; Druckfestigkeit $\beta_{D,F}$ ist aussagekräftiger als $\beta_{D,N}$		NM, LM
Haftscherfestigkeit β_{HS} (Stein/Mörtel)	Zug-, Biegezug-, Schubfestigkeit Witterungsschutz Dauerhaftigkeit		NM, LM, DM
Quer-, Längsdehnungsmodul E_q, E_l	Druckfestigkeit		LM
Trockenrohdichte ρ_d	Wärmeschutz	Eigenlast Schallschutz	LM
Wärmeleitfähigkeit λ			

Die Anforderungen an Normal-, Leicht- und Dünnbettmörtel sind in der **Tafel A.1.9** zusammengestellt. Die **Tafel A.1.10** gibt Hinweise auf die Bedeutung der zu prüfenden Mörteleigenschaftswerte für das Mauerwerk. In der **Abb. A.1.10** sind die wesentlichen Einflüsse auf die Eigenschaften des Mörtels im Mauerwerk dargestellt.

Bei Normalmörteln – ausgenommen Rezeptmörtel (s. **Tafel A.1.7**) – und Leichtmörteln ist außer der *Druckfestigkeit* nach Norm (DIN EN 1015-11) bei der Eignungsprüfung auch die *Druckfestigkeit des Mörtels in der Lagerfuge* nach DIN 18 555-9 nachzuweisen. Die Prüfung erfolgt im Alter von 28 d an Mörtelproben aus der Lagerfuge von 2 miteinander vermauerten Kalksand-Referenzsteinen (KS-RF).

Auf diese Weise wird der Einfluss des Mörtel-Stein-Kontaktes (im Wesentlichen das Absaugen von Mörtelwasser durch den Stein) auf die Mörteldruckfestigkeit im Mauerwerk berücksichtigt. Als Mauerstein wurde ein Kalksandstein als Referenzstein gewählt, der nach dem Erkenntnisstand die ungünstigsten Bedingungen für die Mörteldruckfestigkeit ergibt. Diese Prüfung war notwendig geworden, weil frühere Untersuchungen gezeigt hatten, dass der Unterschied zwischen Norm- und Fugenfestigkeit des Mörtels fallweise sehr viel größer als bisher bekannt war. Die

7541014/10787806875Biblio

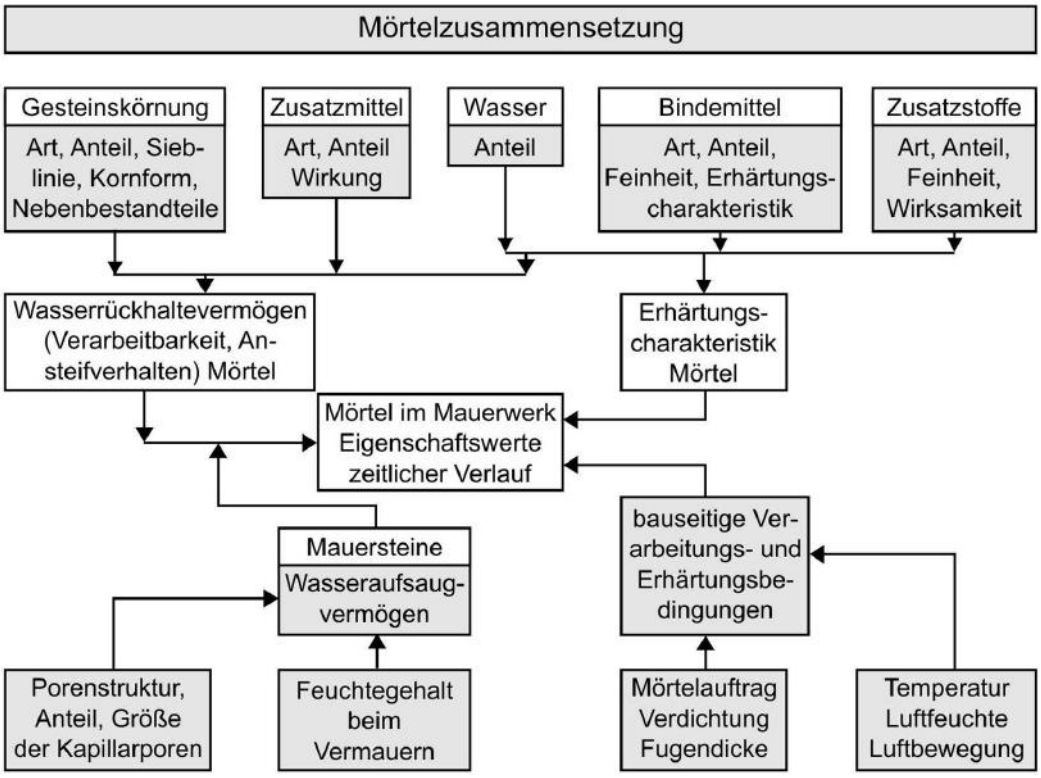


Abb. A.1.10 Einflüsse auf die Eigenschaften des Mauermörtels im Mauerwerk

Fugendruckfestigkeit betrug teilweise nur 1/10 der Normdruckfestigkeit. Dies führte z. T. zu einem deutlichen Unterschreiten des Sicherheitsniveaus. Durch den Nachweis ausreichender Fugendruckfestigkeit (s. **Tafel A.1.9**) sollen derartige Minderfestigkeiten ausgeschlossen werden.

Die Prüfung kann nach 3 verschiedenen Verfahren durchgeführt werden, s. **Abb. A.1.11**. Beim Verfahren I wird der Frischmörtel in eine Gitterform zwischen die 2 KS-RF eingebracht. Im Alter von 28 d werden die Mörtelquader aus der Gitterform entnommen und auf Druckfestigkeit geprüft. Bei den Verfahren II und III werden aus der Lagerfuge ausgesägte Mörtelscheiben geprüft. Das Verfahren III wird auch für die Bestimmung der Druckfestigkeit des Mörtels in ausgeführtem Mauerwerk angewendet.

Die Anforderung an die *Haftscherfestigkeit* in DIN V 18 580 (s. **Tafel A.1.9**) betrifft Normalmörtel – außer Rezeptmörtel-, Leichtmörtel und Dünnbettmörtel. Durch diese Verbundprüfung (s. **Abb. A.1.12**) zwischen Mörtel und dem gleichen Referenz-Kalksandstein wie für die Prüfung der Fugendruckfestigkeit soll eine nach Mörteln bzw. Mörtelgruppen abgestufte Mindestverbundfestigkeit gewährleistet werden. Diese wird – entsprechend abgemindert – für die Bemessung von Mauerwerk auf Zug bzw. Biegezug und Schub angesetzt (s. Abschn. A.3.3 und A.3.4).

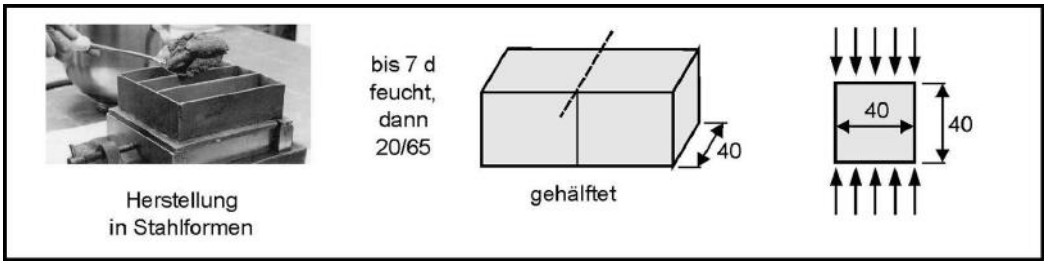
Da besonders bei Leichtmörteln die Druckfestigkeit des Mauerwerks durch die i. a. relativ große Querverformbarkeit des Mörtels in der Fuge verringert werden kann, wird bei diesen Mörteln der *Querdehnungsmodul* E_q als dafür charakteristischer Eigenschaftswert ermittelt. Er ist der Sekantenmodul aus der Spannung bei 1/3 der Höchstspannung und der zugehörigen Querdehnung, ermittelt an einem größeren Mörtelprisma, s. **Abb. A.1.13**. Bei der Prüfung wird der Längsdehnungsmodul mitbestimmt. Der Querdehnungsmodul wird wesentlich durch die Eigenschaften der leichten Gesteinskörnung (Leichtzuschlag) bestimmt, s. **Abb. A.1.14**. Je kleiner E_q ist, desto größer ist die Querverformbarkeit des Mörtels und desto geringer ist die Mauerwerksdruckfestigkeit, vor allem bei höherfesten Mauersteinen (s. Abschn. A.3.2).

Die zulässigen Mauerwerksdruckspannungen sind deshalb für LM 21 i. a. kleiner als für LM 36 (s. auch **Abb. A.3.6**).

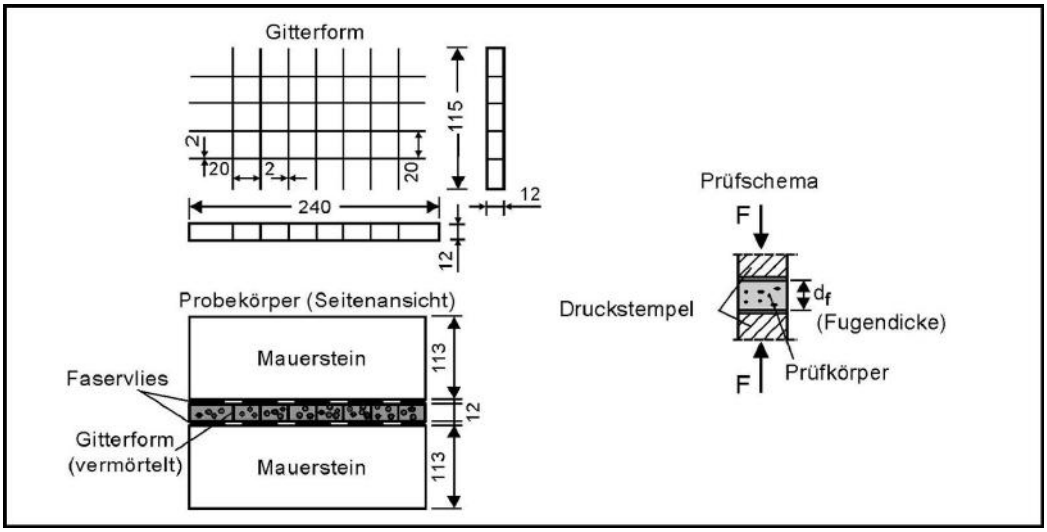
Zur Abgrenzung von Normal- und Leichtmörteln und deren Gruppenunterscheidung (LM 21, LM 36) ist die *Trockenrohdichte* zu bestimmen.

Bei den Dünnbettmörteln kann sich die *Druckfestigkeit durch Feuchtlagerung* wegen der vorhandenen

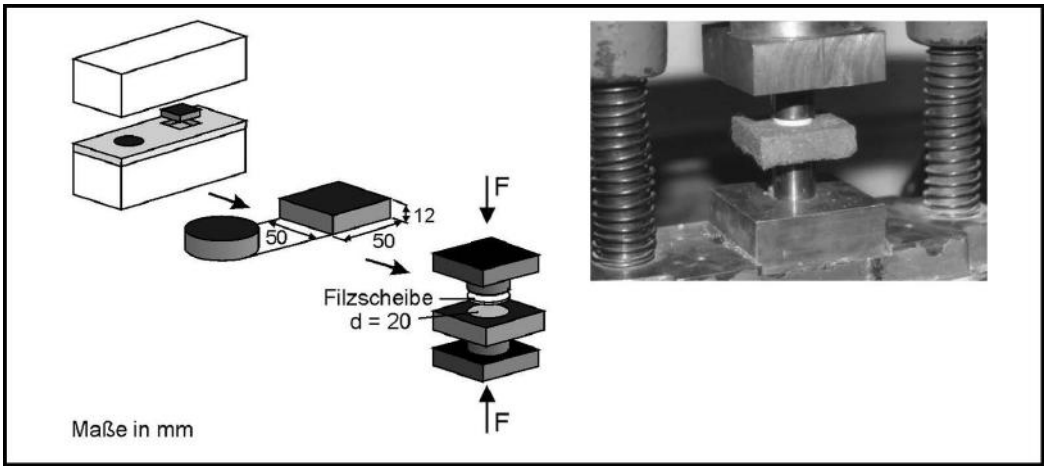
7541014/10787806875Biblio



(1) ohne Steinkontakt nach DIN 1015-11 – β_D



(2) mit Steinkontakt nach DIN 18 555-9; Fugendruckfestigkeit Verfahren I – $\beta_{D,FI}$



(3) mit Steinkontakt nach DIN 18 555-9; Fugendruckfestigkeit Verfahren III (ibac) – $\beta_{D,FIII}$

Abb. A.1.11 Prüfverfahren zur Bestimmung der Druckfestigkeit von Mauermörtel

7541014/10787806875Biblio

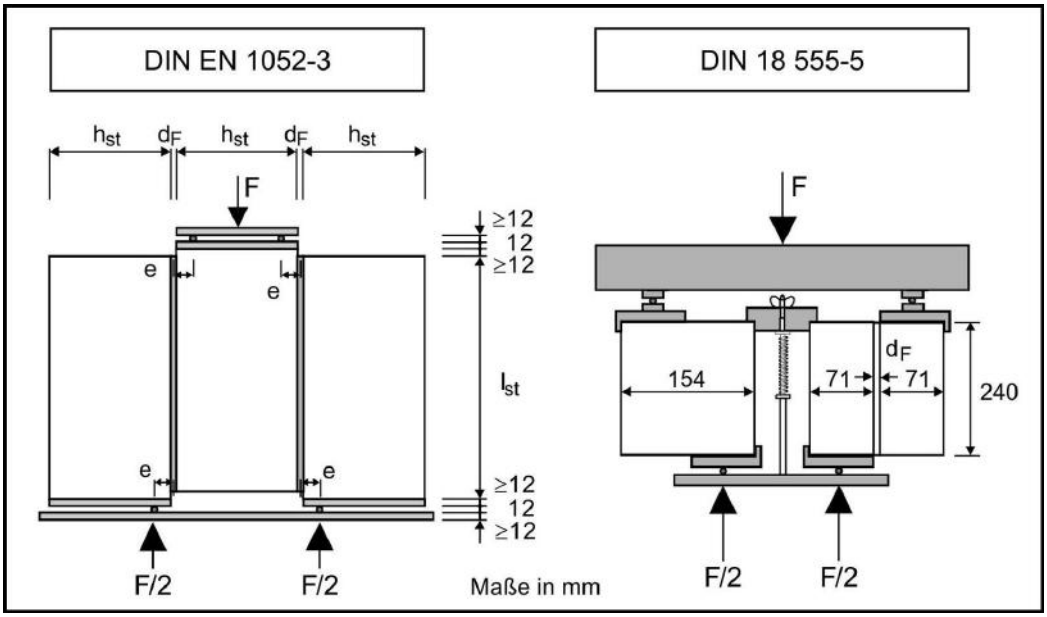


Abb. A.1.12 Prüfverfahren zur Bestimmung der Haftscherfestigkeit von Mauermörtel

Tafel A.1.11 Unzulässige Anwendungen (N) nach DIN 1053-1 von Mauermörtel

Anwendungsbereich	Normalmörtel MG			Leichtmörtel	Dünnbettmörtel
	I	II/IIa	III/IIIa		
1	2	3	4	5	6
Gewölbe	N[3)]	–	–	N	N
Kellermauerwerk	N[3)]	–	–	–	–
> 2 Vollgeschosse	N	–	–	–	–
Wanddicke < 240 mm[1)]	N	–	–	–	–
Nichttragende Außenschale von zweischaligen Außenwänden – Verblendschale – Geputzte Vormauerschale	 N N	 – –	 N[2)] N[2)]	 N –	 – –
Sichtmauerwerk, außen mit Fugenglattstrich	N	–	–	N	–
Ungünstige Witterungsbedingungen (Nässe, niedrige Temperaturen)	N	–	–	–	–
Mauersteine mit einer Maßabweichung in der Höhe von mehr als 1,0 mm	–	–	–	–	N
Mauerwerk nach Eignungsprüfung (EM) – DIN 1053-2[4)]	N	–	–	–	–

[1)] Bei zweischaligen Wänden mit oder ohne durchgehende Luftschicht gilt als Wanddicke die Dicke der Innenschale.
[2)] Außer nachträglichem Verfugen und für Mauerwerkbereiche mit statischer Bewehrung.
[3)] Anwendung erlaubt für die Instandsetzung von Natursteinmauerwerk aus MG I.
[4)] Bisher nicht bauaufsichtlich eingeführt.

7541014/10787806875Biblio

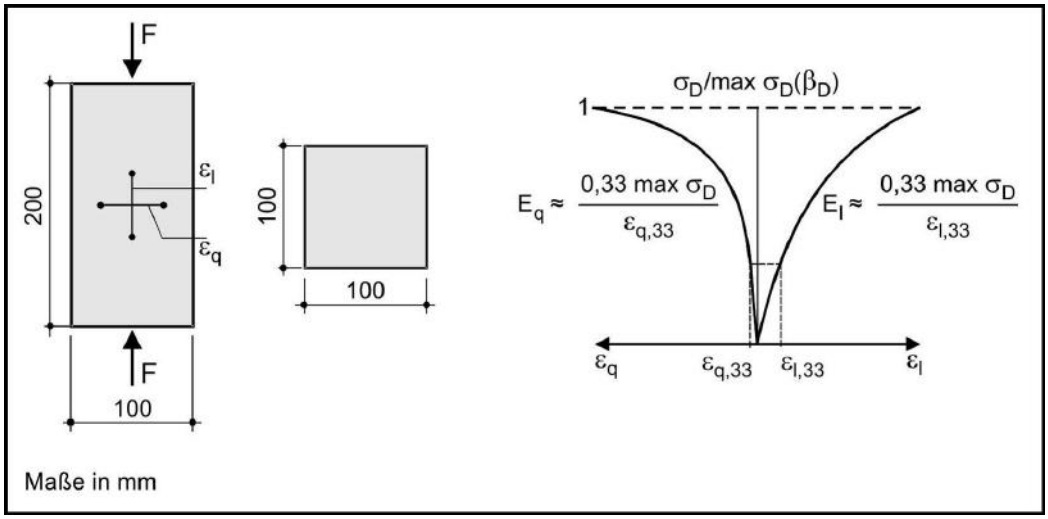


Abb. A.1.13 Prüfverfahren zur Bestimmung des Längs- und Querdehnungsmoduls von Mauermörtel

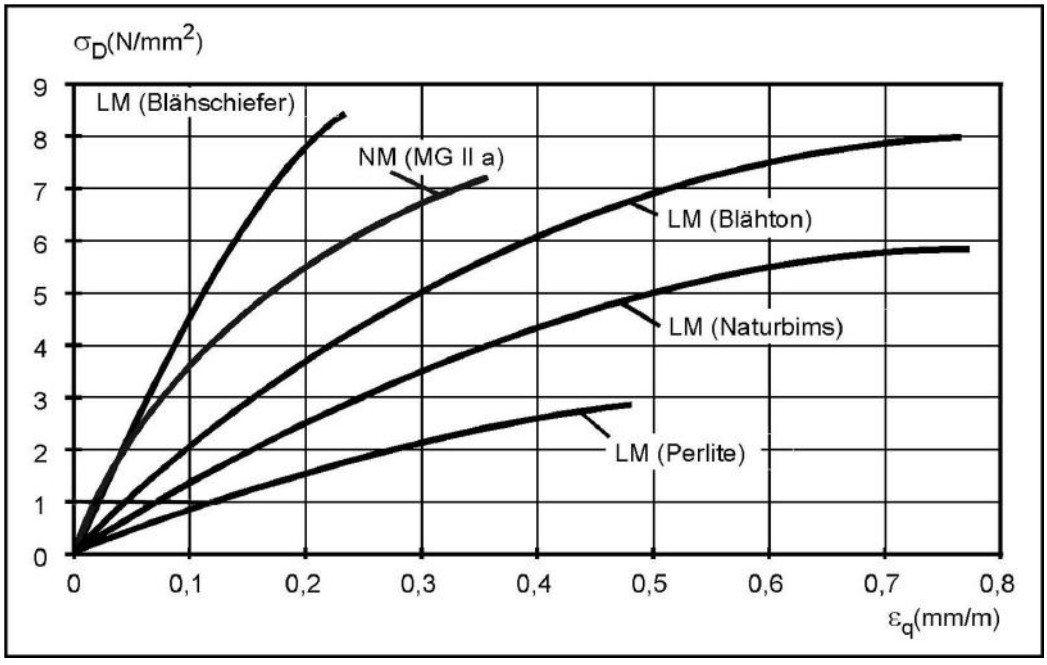


Abb. A.1.14 Einfluss der Gesteinskörnung (Zuschlag) auf die Größe der Querverformbarkeit; Druckspannungs-Querdehnungslinien

organischen Bestandteile verringern. Durch eine entsprechende Prüfung muss nachgewiesen werden, dass der Festigkeitsabfall nicht unakzeptabel hoch ist (s. **Tafel A.1.9**). Wichtig ist außerdem, dass der angemischte Dünnbettmörtel ausreichend lange (mindestens 4 Stunden) verarbeitbar (*Verarbeitbarkeitszeit*) und nach Auftrag auf dem Stein der aufzusetzende Stein noch kurzzeitig (mindestens 7 Minuten) in seiner Lage im Dünnbettmörtel korrigiert werden kann (*Korrigierbarkeitszeit*). Beide Anforderungen sind durch Prüfungen nachzuweisen (s. **Tafel A.1.9**).

7541014/10787806875Biblio

Tafel A.1.12 Anwendungsempfehlungen von Mauermörtel

Bauteil			Normalmörtel	Leichtmörtel	Dünnbettmörtel
1			2	3	4
Außenwände	einschalig	ohne Wetterschutz (Sichtmauerwerk)	+ (vorzugsweise MG II, IIa)	–	0
		mit Wetterschutz (z. B. Putz)	– bis +	0 bis +	0 bis +
	zweischalig	Außenschale (Verblendschale)	+ (nur MG II, IIa)	–	0
		Innenschale	+	– bis +[1)]	0 bis +
Innenwände	schalldämmend		+	0	+
	wärmedämmend		0 bis – (vorzugsweise MG II, IIa)	+	+
	hochfest		+ (MG III, IIIa)	–	+

\+ empfehlenswert, 0 möglich, – nicht empfehlenswert
[1)] Bei wärmedämmendem Mauerwerk.

1.2.6 Herstellung, Verarbeiten des Mörtels auf der Baustelle

Alle Mörtel müssen eine verarbeitungsgerechte Konsistenz aufweisen und sich vollfugig vermauern lassen. Etwaige Herstell- bzw. Mischanweisungen des Herstellers sind zu befolgen. Anhaltswert für die Regelkonsistenz von Normal- und Leichtmörteln ist ein Ausbreitmaß von etwa 170 mm, die Verarbeitung mit dem Mörtelschlitten erfordert meist eine etwas weichere Konsistenz. Die Mörtel müssen vor Erstarrungsbeginn verarbeitet sein.

Die Ausgangsstoffe für *Baustellenmörtel* sind trocken und witterungsgeschützt (Bindemittel, Zusätze) bzw. sauber (Zuschlag) zu lagern. Für das Abmessen der Ausgangsstoffe sind Waagen oder Zumessbehälter mit volumetrischer Einteilung – keinesfalls Schaufeln! – zu benutzen. Die Ausgangsstoffe sind so lange zu mischen, bis ein augenscheinlich gleichmäßiges Gemisch entstanden ist.

Werk-Trockenmörtel darf baustellenseits nur die erforderliche Wassermenge zugegeben werden.

Werk-Vormörtel darf auf der Baustelle nur die erforderliche Wassermenge und die angabegemäße Bindemittelmenge zugegeben werden. Die Mörtel sind in einem Mischer gebrauchsfertig aufzubereiten.

Mehrkammer-Silomörtel werden unter Wasserzugabe automatisch dosiert und gemischt. Am Mischerauslauf wird verarbeitungsgerechter Mörtel ausgegeben.

Werk-Frischmörtel ist gebrauchsfertig zu liefern. Er darf bauaufsichtlich nicht mehr verändert werden – keine Wasserzugabe! Die Kübel mit WFM sollen vor ungünstigen Witterungseinflüssen durch Abdecken, z. B. mit Folie oder Schaltafel, geschützt werden.

1.2.7 Anwendung der Mörtel

Nicht zulässige Anwendungen von Normal-, Leicht- und Dünnbettmörteln sind in der **Tafel A.1.11** zusammengestellt.

Die Anwendungsbeschränkungen für *Normalmörtel* der Gruppe I beziehen sich auf statisch und durch Feuchte stärker beanspruchtes Mauerwerk. Dies ist berechtigt und notwendig, da für Mörtel der Gruppe I keinerlei Festigkeitsanforderungen bestehen und dieser Mörtel überwiegend karbonatisch (durch Reaktion mit Luftkohlensäure) erhärtet, was bei langzeitig hoher Feuchtigkeit nicht möglich ist. Die Anwendbarkeit bei Gewölben und Kellermauerwerk – vor allem aus denkmalpflegerischen Gründen – für die Instandsetzung von Natursteinmauerwerk ist erlaubt.

Besonders bei Verblendschalen soll der Mörtel gut und hohlraumfrei verarbeitbar und sehr verformbar (kleiner Elastizitätsmodul) sein, um eine möglichst große Dichtigkeit gegen Niederschlag und eine hohe Risssicherheit der Verblendschale zu erreichen. Dies ist mit Mörteln der Gruppen III und IIIa nicht oder nur sehr eingeschränkt möglich. Deshalb sind diese Mörtel für das Vermauern von Verblendschalen nicht zugelassen. Mörtel der Gruppe III ist abweichend davon allerdings zulässig für das nachträgliche Verfugen und in Bereichen von Verblendschalen, die als bewehrtes Mauerwerk nach DIN 1053-3 ausgeführt werden.

7541014/10787806875Biblio

CE

0778

Mörtel GmbH
Musterstraße 1
D-12345 Musterstadt

13

Nr. AAA-PPP-6793-NM

EN 998-2 :2010

Normalmauermörtel (G)

Normalmauermörtel nach Eignungsprüfung zur Verwendung in Wänden , Pfeilern und Trennwänden aus Mauerwerk (Innen- und Außenbauteile), die Anforderungen an die Standsicherheit unterliegen.

Druckfestigkeit:	M 5
Verbundfestigkeit:	Charakteristische Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit): 0,15 N/mm² (Tabellenwert)
Chloridgehalt:	≤ 0,1 M.-%
Brandverhalten:	A 1
Wasseraufnahme:	≤ 0,40 kg/(m²·min^{0,5})
Wasserdampfdurchlässigkeit:	15/35 (Tabellenwert)
Wärmeleitfähigkeit:	$\lambda_{10,dry,mat}$ ≤ 0,82 W/(m·K) für P=50% $\lambda_{10,dry,mat}$ ≤ 0,89 W/(m·K) für P=90% *(Tabellenwerte)*
Dauerhaftigkeit: (Frostwiderstand)	Aufgrund vorliegender Erfahrungen bei sachgerechter Anwendung geeignet für stark angreifende Umgebung nach EN 998-2 Anhang B
Gefährliche Substanzen:	NPD

Abb. A.1.15a CE-Kennzeichnung von Mauermörtel (Quelle: Industrieverband Werkmörtel e. V.)

7541014/10787806875Biblio



Abb. A.1.15b Ü-Kennzeichnung von Mauermörtel, Beispiel

Die Anwendungseinschränkungen bei *Leichtmörteln* betreffen zum einen Gewölbe, wo wegen des Schwindens und der größeren Querverformbarkeit des Leichtmörtels eine wesentliche Beeinträchtigung des Tragverhaltens zu erwarten ist, und zum anderen außenliegendes Sichtmauerwerk, wo höhere langzeitige Durchfeuchtung des Mörtels (Leichtzuschlag) und Frostgefährdung eintreten können.

Dünnbettmörtel kommen dann nicht in Frage, wenn durch den Mörtel größere Maßtoleranzen auszugleichen sind (Gewölbe, keine Plansteine).

Anwendungsempfehlungen gibt die **Tafel A.1.12.**

Der heute am meisten verwendete Normalmörtel ist Mörtel der Gruppe IIa. Dieser Mörtel ist sehr gut verarbeitbar, ergibt genügend hohe Druckfestigkeits- und Haftscherfestigkeitswerte und ist zudem wegen seines nicht zu hohen E-Moduls noch ausreichend verformungsfähig, um Spannungen im Mauerwerk (z. B. durch das Schwinden der Steine) vermindern zu können.

1.2.8 Qualitätssicherung

Mauermörtel, der DIN EN 998-2 entspricht, darf mit einem CE-Kennzeichen versehen werden, s. Beispiel **Abb. A.1.15a**.

Um Mauermörtel in Deutschland anwenden zu können, muss er zusätzlich der Anwendungsnorm DIN V 20000-412 entsprechen. Dies ist i. d. R. vom Verwender zu prüfen und zu bescheinigen.

Entspricht Mauermörtel der „Restnorm“ DIN V 18580 (und DIN EN 998-2) – Kennzeichnung durch CE und Ü (Übereinstimmungszeichen, s. **Abb. A.1.15b**), so ist er wie bisher ohne weiteres anwendbar (s. auch [Riechers – 05]). Dieser „Zweite Weg“ ist deshalb vorzuziehen und wird auch von der Mörtelindustrie beschritten.

Die Qualitätssicherung für die Werk-Mauermörtel beinhaltet eine Erstprüfung des Produktes und eine umfangreiche werkseigene Produktionskontrolle (WPK).

Das System der WPK wird von einer unabhängigen Stelle, die für die Überwachung und Zertifizierung anerkannt und EU-weit notifiziert ist, unter Bezug auf DIN EN 998-2 überprüft. Bei positivem Ergebnis erhält der Hersteller ein Zertifikat und darf die Konformität des Produktes mit DIN EN 998-2 erklären sowie das Produkt CE kennzeichnen.

Wie auch bei den Mauersteinen, s. Abschn. A.1.1.4, muss der Mörtelhersteller eine Leistungserklärung (DoP) abgeben.

Das Ü-Zeichen darf zusätzlich angebracht werden, wenn der Mauermörtel auch DIN V 18580 entspricht.

Bauseitige erforderliche Kontrollen und Prüfungen sind in **Tafel A.1.13**, aufgeführt.

1.2.9 Neuentwicklungen

Dünnbettmörtel

Bei Dünnbettmauerwerk aus „Mauerstein-Elementen“ mit hoher Rohdichte hat sich die Verwendung eines Dünnbettmörtels mit Stützkorn als vorteilhaft erwiesen. Der Mörtel enthält einen bestimmten Anteil Zuschlagkörner der Korngröße über 1 mm (üblicher Überkornanteil). Dadurch wird ein zu starkes Zusammendrücken der Dünnbett-Lagerfuge nach dem Aufsetzen von schweren Mauerstein-Elementen verhindert und deren genaues Ausrichten erleichtert. Das Stützkorn kann auch aus Leichtzuschlag bestehen. In diesem Fall werden die Stützkörner beim Ausrichten der Mauerstein-Elemente z. T. „planmäßig“ zerdrückt.

Diese Dünnbettmörtel mit „normalem“ bzw. leichtem Stützkorn entsprechen DIN V 18580. In der DIN sind für Dünnbettmörtel auch leichte Gesteinskörnungen (Leichtzuschlag) zugelassen.

Bei Dünnbettmauerwerk aus Mauersteinen mit hohem Lochanteil und relativ dünnen Stegen führt die Anwendung eines Dünnbettmörtels, der auch nach dem Auftrag eine geschlossene Lagerfuge – sozusagen einen Deckel – über den Steinlochungen bildet, zu mehreren Vorteilen: Die Mauerwerkfestigkeiten werden durch die Vergrößerung der wirksamen Verbundfläche zwischen Mauerstein und Lagerfugenmörtel deutlich verbessert; eine mögliche Konvektion in vertikaler Richtung wird verhindert und die Schalllängsdämmung wird erhöht.

7541014/10787806875Biblio

Tafel A.1.13 Prüfungen auf der Baustelle (Angaben zu den Erstprüfungen enthält die Tafel A.1.9)

Mauermörtel	Art der Prüfung
Baustellenmörtel allgemein	Regelmäßige Kontrolle auf richtiges Mischungsverhältnis über die gesamte Bauzeit
Werkmörtel allgemein	Kontrolle von Lieferschein bzw. Verpackungsaufdruck auf Übereinstimmung mit der Bestellung
Werkmörtel und Baustellenmörtel der Mörtelgruppe IIIa	Prüfung der Mörteldruckfestigkeit an je 3 Prismen aus 3 Mischungen je Geschoss; mind. je 10 m^3 Mörtel
Werkmörtel und Baustellenmörtel bei Gebäuden mit mehr als 6 gemauerten Vollgeschossen	Prüfung der Mörteldruckfestigkeit an je 3 Prismen aus 3 Mischungen je Geschoss; mind. je 20 m^3 Mörtel; nicht erforderlich für die obersten 3 Geschosse

Um die Deckelung zu erreichen, bedarf es einer besonderen Mörtelzusammensetzung, einer angepassten Mörtelkonsistenz und eines besonderen Mörtelschlittens.

Mittelbettmörtel

Viele Mauersteine werden heute mit deutlich geringeren Maßtoleranzen hergestellt als für die „normale“ dicke Lagerfuge (auch als Dickbettfuge bezeichnet) erforderlich. Für derartige Mauersteine, die nicht der Plansteinqualität entsprechen, wurde der Mittelbettmörtel für eine Soll-Lagerfugendicke von 6 mm mit ± 2 mm baupraktischer Abweichung entwickelt.

Die Mauersteine müssen einer Maßtoleranz für die Steinhöhe von höchstens ± 2 mm entsprechen.

Der Mittelbettmörtel wird als Normal- und Leichtmörtel hergestellt und i. d. R. mit Mörtelschlitten aufgetragen. Außer der Verwendbarkeit von Mauersteinen mit höherer Maßtoleranz für die Steinhöhe als bei Plansteinen ergeben sich die gleichen Vorteile wie für den Dünnbett-Deckelmörtel.

Mittelbettmörtel darf nur mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung (ABZ) angewendet werden. Solche ABZ bestehen für Leicht-Mittelbettmörtel und Normal-Mittelbettmörtel sowohl allgemein als auch in Verbindung mit bestimmten Mauersteinen und zwar in den Lieferformen Werk-Frischmörtel und Werk-Trockenmörtel.

Bei Anwendung von Mittelbettmörtel wird nicht in jedem Fall die oktametrische Maßordnung – Steinhöhe plus Fugendicke ein gradzahlig Vielfaches des Modulmaßes 125 mm – eingehalten, was jedoch kein Problem bedeutet. Erfüllt ein Mittelbettmörtel mit ABZ zusätzlich die Anforderungen der DIN EN 998-2 (CE-Kennzeichnung) und der DIN V 18580 (Ü-Zeichen), so kann er auch für Mauerwerk mit „normaldicker“ Fuge (Lagerfugendicke 12 mm) verwendet werden.

1.3 Putze

1.3.1 Definition, Putzarten, Putznormen, Aufgaben

Putz ist ein an Wänden oder Decken ein- oder mehrlagig in bestimmter Dicke aufgetragener Belag aus Putzmörteln oder Beschichtungsstoffen mit putzartigem Aussehen, der seine endgültigen Eigenschaften erst durch Verfestigung am Baukörper erreicht.

Grundsätzlich zu unterscheiden ist zwischen Innen- und Außenputz sowie zwischen Putzen (Putzarten) für verschiedene Anforderungen, wie:

- wasserhemmender, wasserabweisender Putz
- Außen- oder Innenputz mit erhöhter Festigkeit bzw. Abriebfestigkeit
- Innenwand- und Innendeckenputz für Feuchträume
- Putze für Sonderzwecke: Leichtputz, Wärmedämmputz, Putz als Brandschutzbekleidung, Putz mit erhöhter Strahlungsabsorption.

Die Lagen eines Putzes (Unter-, Oberputze), die in ihrer Gesamtheit und in Wechselwirkung mit dem Putzgrund die Anforderungen an den Putz erfüllen, werden als Putzsystem bezeichnet. Mineralische Putze bzw. Putze aus mineralischen Bindemitteln sind in

- DIN EN 998-1 (12.2010): Festlegungen für Mörtel im Mauerwerksbau. Teil 1: Putzmörtel und
- DIN V 18550 (04.2005): Putz und Putzsysteme – Ausführung

genormt.

Die DIN V 18550 ersetzt zusammen mit der europäischen Norm DIN EN 998-1 die bisherige deutsche Putznorm DIN 18550, Teile 1 bis 4.

DIN EN 998-1 gilt für im Werk hergestellte Putzmörtel aus anorganischen Bindemitteln für Außen- und Innenputz. Die Norm enthält Definitionen und Anforderungen. Die DIN V 18550 enthält die Ausführungsregeln für das Verputzen mit Putzen nach DIN EN 998-1 und DIN 1168 (Baugipse).

Die Putzarten lassen sich nach **Tafel A.1.14** charakterisieren.

7541014/10787806875Biblio

Tafel A.1.14 Putzarten

Putzart	Mörtelgruppen	Grenzwert Trockenrohdichte kg/m³	Besondere Kennzeichen
1	2	3	4
Normalputz (NP)	PI bis PIV CSI bis CSIV	≈ 1400 bis 1900	Mineralische Bindemittel Zuschlag i. allg. 0,25 bis 4 mm
	P Org 1 P Org 2		Organische Bindemittel (Kunstharzputze), wasserabweisend
Wärmedämmputz (Systeme) (WDP)	CSI	≥ 200	Wärmedämmender und wasserhemmender Unterputz aus mineralischen Bindemitteln; Bemessungswert (Rechenwert) $\lambda \leq 0{,}2$ W/(m · K)[1]; Druckfestigkeit ≥ 0,40 N/mm²
	–	≤ 600	Wasserabweisender, mineralischer Oberputz, Druckfestigkeit 0,80 bis 3,0 N/mm²
Leichtputz (LP)	s. Tafel A.1.24	≤ 1300	Nur Werkmörtel; mineralische Bindemittel, mineralische und/oder organische Zuschläge, Druckfestigkeit mind. 2,5 N/mm², soll 5,0 N/mm² nicht überschreiten, Putzsystem muss wasserabweisend sein
[1] gilt für $\rho_d \leq 600$ kg/m³ als erfüllt. Kleinere λ-Werte nach CE-Deklaration bzw. besonderem Nachweis			

Tafel A.1.15 Putzmörtelgruppen

Putz mit mineralischen Bindemitteln (mineralische Putze) – DIN V 18550		
Putzmörtelgruppe	Bindemittelart bzw. Mörtelart	
P I	Luftkalkmörtel, Wasserkalkmörtel, Mörtel mit hydraulischem Kalk	
P II	Kalkzementmörtel, Mörtel mit hochhydraulischem Kalk oder mit Putz- und Mauerbinder	
P III	Zementmörtel mit oder ohne Zusatz von Kalkhydrat	
P IV	Gipsmörtel und gipshaltige Mörtel	
Putz mit organischen Bindemitteln (Kunstharzputze) – DIN 18558		
Putzmörtelgruppe	Typ Beschichtungsstoff	Anwendung
P Org 1	Beschichtungen mit putzartigem Aussehen	Außen- und Innenputz
P Org 2		Innenputz

Tafel A.1.16 Klassifizierung der Eigenschaften von Fest-Putzmörtel – DIN EN 998-1

Eigenschaft	Kategorien	Eigenschaftswerte
Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen in N/mm²	CS I CS II CS III CS IV	0,4 bis 2,5 1,5 bis 5,0 3,5 bis 7,5 ≥ 6
Kapillare Wasseraufnahme in kg/(m² · min^{0,5})	W 0 W 1 W 2	Nicht festgelegt c ≤ 0,40 c ≤ 0,20
Wärmeleitfähigkeit in W/(m · K)	T 1 T 2	≤ 0,1 ≤ 0,2

7541014/10787806875Biblio

Tafel A.1.17 Zusammenfassung der Anforderungen an Festmörtel – DIN EN 998-1

Nr.	Prüfparameter	Prüfverfahren nach DIN EN	Normalputzmörtel	Leichtputzmörtel	Edelputzmörtel	Einlagenputzmörtel für außen	Sanierputzmörtel	Wärmedämmputzmörtel
1	2	3	4	5	6	7	8	9
L1	Trockenrohdichte (kg/m^3)	1015-10	Deklarierter Bereich der Werte	Deklarierter Bereich der Werte ≤ 1300	Deklarierter Bereich der Werte	Deklarierter Bereich der Werte	Deklarierter Bereich der Werte	Deklarierter Bereich der Werte
L2	Druckfestigkeit (Kategorien) – s. Tafel A.1.16	1015-11 [a]	CS I bis CS IV	CS I bis CS III	CS I bis CS IV	CS I bis CS IV	CS II	CS I bis CS II
L3	Haftzugfestigkeit (N/mm^2 und Bruchbild A, B oder C)	1015-12	≥ deklarierter Wert und Bruchbild	≥ deklarierter Wert und Bruchbild	≥ deklarierter Wert und Bruchbild	–	≥ deklarierter Wert und Bruchbild	≥ deklarierter Wert und Bruchbild
L4	Haftzugfestigkeit nach der Bewitterung (N/mm^2 und Bruchbild A, B oder C)	1015-21	–	–	–	deklarierter Wert und Bruchbild	–	–
L5	Kapillare Wasseraufnahme (Kategorien) – s. Tafel A.1.16 (für Mörtel zur Verwendung in Außenbauteilen)	1015-18	W 0 bis W 2	W 0 bis W 2	W 0 bis W 2	W 1 bis W 2	≥ 0,3 kg/m^2 nach 24 h	W 1
L6	Wassereindringung nach der Prüfung der Wasseraufnahme (in mm)	1015-18	–	–	–	–	≤ 5 mm	–
L7	Wasserdurchlässigkeit auf bestimmten Untergründen nach der Bewitterung (ml/cm^2 nach 48 h)	1015-21	–	–	–	≤ 1 ml/cm^2 nach 48 h	–	–
L8	Koeffizient der Wasserdampfdurchlässigkeit (μ) (für Mörtel zur Verwendung in Außenbauteilen)	1015-19 [a,b]	≤ deklarierter Wert	≤ deklarierter Wert	≤ deklarierter Wert	≤ deklarierter Wert	≤ 15	≤ 15
L9	Wärmeleitfähigkeit (Mittelwerte für $\lambda_{10,dry,mat}$) ($W/(m \cdot k)$[c] (für Mörtel zur Verwendung in Bauteilen, an die wärmeschutztechnische Anforderungen gestellt werden)	1745:2012, Tabelle A.12	Tabellenwert	Tabellenwert	Tabellenwert	Tabellenwert	Tabellenwert	–
L10		1745:2012, 4.2.2	–	–	–	–	–	T 1: ≤ 0,10 T 2: ≤ 0,20
L11	Brandverhalten (Klasse)	13501	Nach 5.2.2 anzugeben					
L12	Dauerhaftigkeit	–	Nach 5.2.3 anzugeben					

[a] Zur Bestimmung der Lagerbedingungen ist der Luftkalkgehalt als Calciumhydroxid $Ca(OH)_2$ zu berechnen.

[b] Im Gegensatz zum Prüfverfahren nach EN 1015-19, mit dem der Feuchtedurchlasskoeffizient Λ (in $kg/m^2 \cdot s \cdot Pa$) bestimmt wird, wird in dieser Norm der Wasserdampf-Diffusionsleitkoeffizient μ ermittelt.
Die Berechnung von μ aus Λ erfolgt nach der folgenden Gleichung $\mu = (1{,}94 \cdot 10^{-10})/\Lambda$
Dabei entspricht $1{,}94 \cdot 10^{-10}$ dem Wasserdampfdiffusionsfaktor in Luft bei 20 °C und 101 325 Pa Atmosphärendruck.

[c] Ein anderes Fraktil darf verwendet werden. Wenn dies der Fall ist, ist das Fraktil zusammen mit dem zusätzlichen Wert für $\lambda_{10,dry,mat}$ anzugeben.

Aufgaben von Putzen bzw. Putzsystemen sind:

- Schaffung von ebenen Oberflächen als Sichtflächen oder Untergrund für Anstriche, Tapeten, Beschichtungen
- Beständigkeit gegen in Innenräumen langzeitig einwirkende Feuchtigkeit (Innenwand- und Deckenputze in Feuchträumen)
- ausreichende mechanische Beanspruchbarkeit bzw. Abriebfestigkeit (z. B. Sockelputz, Treppenhauswände, Außenwandputz als Träger von Beschichtungen – z. B. Kellerwandputze – oder mit erhöhter mechanischer Beanspruchung)
- Witterungsschutz, vor allem Feuchteschutz (Regenschutz)
- ästhetisch ansprechende Oberflächenausbildung (z. B. Strukturierung, Farbgebung).

1.3.2 Zusammensetzung der Putzmörtel, kennzeichnende Merkmale, Lieferformen

Putzmörtel ist ein Gemisch von einem oder mehreren Bindemitteln, Zuschlag mit einem überwiegenden Kornanteil zwischen 0,25 und 4 mm und Wasser, gegebenenfalls auch Zusätzen. In Sonderfällen kann bei

7541014/10787806875Biblio

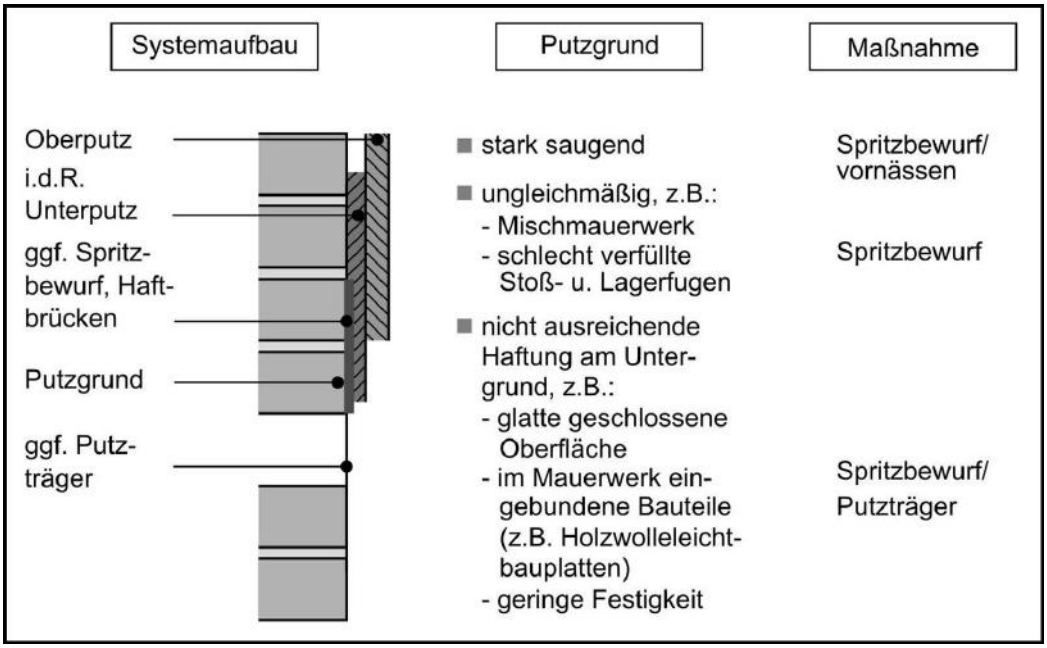


Abb. A.1.16 Vorbehandlung Putzgrund

Tafel A.1.18 Putzgrund, Anforderungen, Mängel, Maßnahmen

Anforderungen	Mängelfälle, -ursachen	Maßnahmen
1	2	3
ausreichende Festigkeit, Steifigkeit	Mauersteine mit sehr gering beanspruchbarer putzseitiger Außenschale	Verwenden geeigneter Mauersteine: Außenschale genügend dick, fest, rissfrei, steif
	bereichsweise sehr geringe Festigkeit	Putzträger mit ausreichender Überdeckung (mind. 100 mm)
Keine Schwachstellen	zu breite offene Fugen, Mörteltaschen und Nut- und Federflächen der Mauersteine	Vermörteln! (s. auch DIN EN 1996-1-1/NA)
	Materialwechsel	Spritzbewurf/Vornässen, Spritzbewurf
	größere, schädliche Risse	Ggf. Risse schließen bzw. überbrükken (Bewehrung, Putzträger)
ausreichende Ebenheit	sehr uneben, größere Vertiefungen, Erhöhungen	Ausgleichen, Ausgleichsputz
gleichmäßige günstige Rauigkeit, Saugfähigkeit	Sehr ungleich; zu glatt/zu große, zu kleine Saugfähigkeit	Spritzbewurf/Vornässen, Spritzbewurf
Sauber, trocken, frostfrei	Verschmutzungen, Verunreinigungen – Staub, Lockerteile/ durchnässt, gefroren	Reinigen/günstige Witterungsbedingungen abwarten (Austrocknen, Erwärmen)
geringe unschädliche Formänderungen	zu großes Schwinden, Quellen, Kriechen nach Putzauftrag	möglichst lange Standzeit vor Putzauftrag
keine schädlichen Reaktionen zwischen Putzgrundbaustoffen und Putz	Sulfate in Mörtel, Steinen des Putzgrundes (vor allem bei Natursteinmauerwerk)	soweit möglich, Entfernen der schädlich wirkenden Stoffe bzw. geeignete Putzzusammensetzung

7541014/10787806875Biblio

Mörtel für Oberputz der Kornanteil > 4 mm überwiegen. Bei Mörteln aus Baugipsen und Anhydritbindern kann der Zuschlag entfallen.

Putzmörtel werden nach der Art des Bindemittels bestimmten Mörtelgruppen zugeordnet (s. **Tafel A.1.15**).

Für Putzmörtel kommen neben den Kalken und Zementen als Bindemittel auch Gips und Anhydrit zur Verwendung. Die beiden letztgenannten Bindemittel sind nicht wasserbeständig und deshalb nur für Innenputze zulässig. Die Zusammensetzung der Putzmörtelgruppe PI bis PIII entspricht etwa den Mauermörtelgruppen MGI bis MG III, die Putzmörtelgruppe PIV sind Gipsmörtel und gipshaltige Mörtel die jeweils auch Kalk enthalten können.

Die Eigenschaften von Fest-Putzmörtel sind in DIN EN 998-1 klassifiziert, s. **Tafel A.1.16**.

Normalputzmörtel kann nach Rezept und/oder nach Eignungsprüfung hergestellt werden. Leichtputz- und Wärmedämmputzmörtel sind Mörtel nach Eignungsprüfung. Anforderungen an Fest-Putzmörtel enthält die **Tafel A.1.17**.

1.3.3 Putzgrund, Putzträger, Putzbewehrung

Die Beschaffenheit des Putzgrundes ist vor dem Putzauftrag zu prüfen (Augenschein, Wisch-, Kratz-, Benetzungsprobe, Temperatur).

Ist der *Putzgrund* ausreichend fest, in seinen putzrelevanten Eigenschaften genügend gleichmäßig, eben, nicht zu glatt, nicht zu saugfähig, sauber, trocken und frostfrei, so ist eine Putzgrundvorbehandlung nicht erforderlich und die erste Putzlage (Unterputz) kann direkt auf den Putzgrund aufgebracht werden. Andernfalls muss der Putzgrund je nach Erfordernis vorbehandelt werden (s. auch **Abb. A.1.16** und **Tafel A.1.18**). Ein Spritzbewurf (dieser ist keine Putzlage!) kann voll deckend (zu stark saugender Putzgrund, Mischmauerwerk) oder nicht volldeckend – warzenförmige Struktur – (zu schwach saugender Putzgrund) ausgeführt werden. Zur Verbesserung der Putzhaftung können auch Putzhaftbrücken oder Grundierungen angewendet werden.

Putzträger müssen beständig sein und das dauernde Haften des Putzes gewährleisten. Durch Putzträger können die Putzhaftung verbessert und ggf. die Putzlagen vom Putzgrund weitgehend getrennt werden. Als Putzträger können z. B. metallische Draht- bzw. Gittergewebe oder Matten, wie Ziegeldrahtgewebe, Rippenstreckmetall, verwendet werden. Sie müssen allseits mind. 200 mm in den geeigneten Putzgrund reichen.

Durch eine im Putz angeordnete Bewehrung, z. B. aus Metall, mineralischen Fasern oder Kunststofffasern, kann die Bildung größerer, schädlicher Risse vermieden werden. Dies setzt jedoch voraus, dass die Steifigkeit und Festigkeit der Bewehrung auf die Putzeigenschaften abgestimmt ist (keine sehr verformbare Bewehrung mit kleinem E-Modul in steifem Putz mit hohem E-Modul!) und die Bewehrung sachgerecht angebracht wird (faltenfrei, straff eingelegt, ausreichende Stoßüberlappung mind. 100 mm, auf benachbarte Bauteile mind. 200 mm, lagerecht, d. h. i. allg. in der obersten Schicht des Unterputzes).

1.3.4 Putzweise

Die Putzweise kennzeichnet die Ausführungsweise des Oberputzes, vor allem hinsichtlich der Oberflächenbearbeitung und der dadurch hervorgerufenen Struktur. Putzweisen sind z. B. gefilzter oder geglätteter Putz, geriebener Putz (Reibeputz), Kellenwurfputz, Spritzputz, Kratzputz und Waschputz.

In der Regel sind feine Haarrisse auf der Putzoberfläche nicht sicher zu vermeiden (s. auch Abschn. A.1.3.6). Damit diese optisch weitgehend unsichtbar bleiben, empfiehlt sich eine „raue“ Oberflächenstruktur, z. B. ein Kratzputz.

1.3.5 Ausführung, Nachbehandlung

Geputzt werden darf nur bei vertretbaren Witterungsbedingungen bzw. bei entsprechenden Schutzmaßnahmen wie z. B. gegen Frost, Regeneinwirkung. Der Putzgrund muss frostfrei sein, die Bauteiltemperatur muss mind. +5 °C betragen. Auf Spritzbewurf darf erst geputzt werden, wenn der Spritzmörtel ausreichend erhärtet ist, frühestens nach 1 Tag. Der Putzmörtel ist gleichmäßig dick aufzutragen. Die Folgelage darf erst aufgebracht werden, wenn die vorhergehende Lage ausreichend trocken, trag- und haftfähig ist.

Die Standzeit beträgt mind. 1 Tag je mm Putzdicke. Vor dem Auftrag der nächsten Putzlage ist die Oberfläche der vorhergehenden Lage ggf. aufzurauen oder vorzunässen.

Mineralische Putze sind vor zu schneller Austrocknung zu schützen und ggf. zu befeuchten.

Folgende *Putzdicken* – mittlere Dicke, Mindestdicke (einzelne Stellen) – sind einzuhalten:
- Außenputze: 20 mm, 15 mm
  einlagige wasserabweisende Putze aus Werk-Trockenmörtel: 15 mm, 10mm
- Innenputze: 15 mm, 10mm
  einlagige Innenputze aus Werk-Trockenmörtel: 10mm, 5 mm
- Wärmedämmputze: 20 mm

Wichtige Hinweise für die Ausführung von Außenputz auf Mauerwerk enthalten die [Leitlinien „Verputzen“ – 07] und das [Merkblatt „Außenputz“ – 10].

1.3.6 Risssicherheit von Außenputzen

Risse in begrenztem Umfang in der Putzoberfläche sind in der Regel nicht zu beanstanden, wenn sie den

7541014/10787806875Biblio

technischen und optischen Wert des Putzes nicht beeinträchtigen (s. dazu auch DIN V 18550, Abschn. 7.1 und C.2.4.) Erst bei größeren und dann schädlichen Rissen kann Feuchtigkeit – vor allem bei Schlagregenbeanspruchung – in den Putz und von da aus ggf. in den Putzgrund eindringen und zu Schäden (Abplatzungen, Ablösungen durch Frosteinwirkung, Verminderung der Wärmedämmung bei Wärmedämmputzen) führen.

Die DIN V 18550 enthält in Abschn. C eine Rissklassifizierung nach putzbedingten und Putzgrund-/konstruktiv bedingten Rissen.

Außenputze bzw. Putz schwindet wie auch andere Baustoffe durch Wasserabgabe (Austrocknung). Dieses Schwinden wird nach ausreichender Anfangsfestigkeit des Putzes durch den in der Regel nicht bzw. nicht in gleicher Weise schwindenden Putzgrund behindert. Die dadurch entstehenden Zugspannungen im Putz führen zu Rissen, wenn die vergleichsweise geringe Zugfestigkeit (etwa 10 bis 20 % der Druckfestigkeit) überschritten wird. Dehnt sich der Putzgrund Mauerwerk, z. B. durch das irreversible Quellen von Mauerziegeln, gleichzeitig aus, während der Putz schwindet, so vergrößert sich die Rissgefahr entsprechend.

Schädliche Risse im Außenputz bzw. Putz können jedoch auch eine Reihe anderer Ursachen haben (s. **Tafel A.1.19**). In vielen Fällen sind schädliche Risse im Außenputz auf konstruktiv-statische Ursachen zurückzuführen.

Werden die im Wesentlichen schwindbedingten Risse im Putz jedoch nicht durch einen ausreichend steifen und festen Putzgrund fein verteilt und damit unschädlich schmal (Haarrisse), dann entstehen breite, schädliche Risse in größerem Abstand (s. dazu **Abb. A.1.17**). Um diese Risse zu vermeiden, ist eine entsprechende Abstimmung von Putz und Putzgrund unerlässlich. Das heißt, dass die Festigkeit bzw. Steifigkeit vom Putzgrund zur Putzoberfläche nicht zu nehmen soll. Dies entspricht der „alten" Putzregel, s. auch DIN V 18550, Abschn. 8.1. Anzustreben ist eine deutliche Abnahme nach außen.

Leichtmauerwerk aus hochwärmedämmenden Leichtsteinen und Leichtmörteln hat als Putzgrund eine vergleichsweise geringe Festigkeit und Steifigkeit (kleiner E-Modul, ggf. geringe Dicke der Steinaußenstege). Bei diesem Putzgrund ist besonders darauf zu achten, dass geeignete, ausreichend angepasste Außenputze angewendet werden.

Geeignet sind Putze mit einer niedrigen Druckfestigkeit (am Putzgrund!) von etwa höchstens 5 N/mm^2, kleinem E-Modul, hoher Zugbruchdehnung und großem Relaxationsvermögen (Spannungsabbau) sowie geringer Schwinddehnung. Um die Eignung nachzuweisen, werden Untersuchungen an den Putzmörteln und an Putzproben vom Putzgrund (geputzte Einzelsteine bzw. Mauerwerksprobekörper) empfohlen – s. dazu in [Schubert – 06 und Schubert – 11]. Leicht- und Wärmedämmputze

Tafel A.1.19 Außenputz (Putz); Ursachen für schädliche Risse

Konstruktiv-statisch
Zu große Verformungsunterschiede von Mauerwerkbauteilen oder Mauerwerk-Betonbauteilen, z. B. ● Innenquer-, Außenwände → Vertikale Verformungsunterschiede ● Verformung Stahlbetondecken → Durchbiegung (Schwinden, Kriechen) → Horizontalverformung (Temperatur) ● Ringbalken → Temperatur, Schwinden ● Ausfachungswände in Stahlbetonrahmen → Temperatur, Schwinden, Kriechen
Putzgrund (s. Tafel A.1.18)
● Materialwechsel → Putzträger, Untergrundbehandlung fehlen oder nicht geeignet ● zu ungleichmäßig → Saugfähigkeit, Rauigkeit ● Schwachstellen → zu breite, unvermörtelte Fugen; größere Risse ● zu große/zu unterschiedliche Verformungen → irreversibles Quellen/Brüstungsbereiche
Putz
● nicht ausreichend auf Putzgrund abgestimmt ● nicht richtig ausgeführt → Vorbehandlung Putzgrund, Putzauftrag, Nachbehandlung

(s. auch DIN V 18550 und Abschn. A.1.3.8.3 sowie 1.3.8.4) sind als Außenputze auf Leichtmauerwerk grundsätzlich geeignet. Bei Leichtputzen sollte jedoch auf entsprechende Eignungsnachweise nicht verzichtet werden. Seit längerem sind Leichtputzsysteme verfügbar, deren Eignung für Leichtmauerwerk durch Laboruntersuchungen und Praxiserfahrungen nachgewiesen wurde.

Es stehen auch Risssicherheitsnachweise zur Verfügung, mit denen die Vermeidung schädlicher Risse rechnerisch in guter Näherung nachgewiesen werden kann [Schubert – 06].

Wertvolle Hinweise siehe WTA-Merkblatt – 08] und [Merkblatt „Außenputz" – 10].

1.3.7 Eigenschaftswerte von Putzen

Um den verschiedenen Anforderungen zu genügen, muss der Putz, vor allem der Außenputz, eine ganze Reihe von Eigenschaften erfüllen. Neben den feuchtetechnischen und ggf. wärmeschutztechnischen

7541014/10787806875Biblio

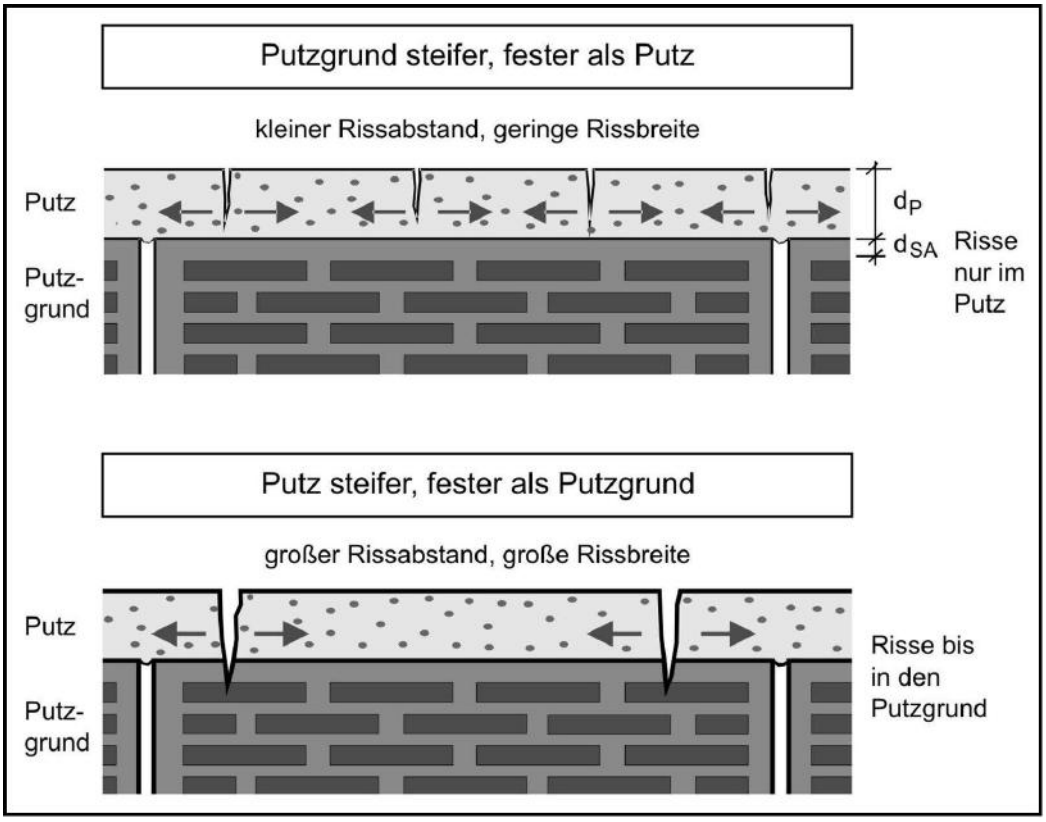


Abb. A.1.17 Putzrisse – Einfluss Putzgrund/Putz

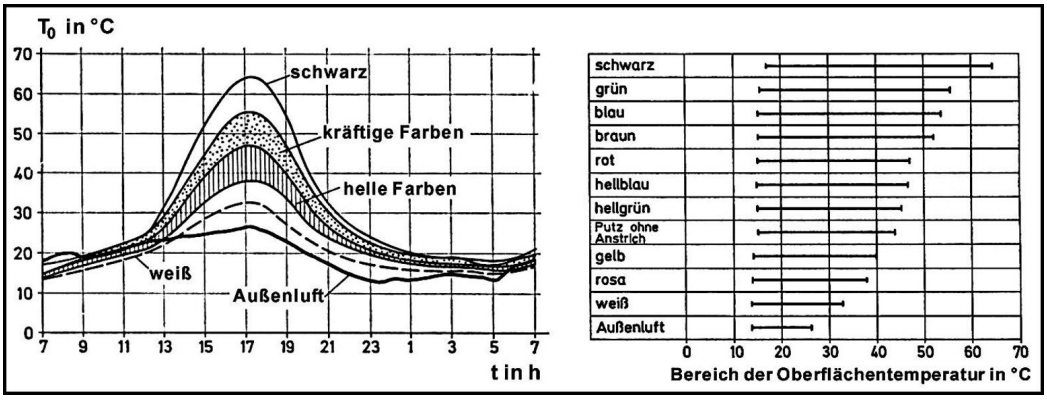


Abb. A.1.18 Oberflächentemperatur von Außenputzen (nach Frank, Künzel, Schüle)

Eigenschaften sind es vor allem solche, welche die Risssicherheit und die ausreichende Haftung des Putzes am Putzgrund betreffen. Eine Übersicht über diese Eigenschaften und ihre Bedeutung gibt die **Tafel A.1.20**.

Aufgrund zahlreicher Untersuchungen können heute Zusammenhänge zwischen verschiedenen Putzmörteleigenschaften in quantitativer Form angegeben werden (s. **Tafel A.1.21**). Sie gelten in guter Näherung auch für Putze auf Putzgrund [Schubert – 06]. Mit Hilfe dieser Zusammenhänge ist es möglich, Putzmörtel bzw. Putz unter Bezug auf einige wenige Prüfungen ausreichend -vor allem im Hinblick auf Risssicherheit – mit den verfügbaren Risssicherheitskriterien [Schubert – 06] zu beurteilen.

7541014/10787806875Biblio

Tafel A.1.20 Putz – wichtige Eigenschaften

Eigenschaft	Wichtig für
1	2
Druckfestigkeit β_D	Mechanische Beanspruchbarkeit, Anpassung an Putzgrund (Putzregel)
Zugfestigkeit β_Z	Risssicherheit
Haftzugfestigkeit β_{HZ} Haftscherfestigkeit β_{HS}	Ausreichende Haftung am Putzgrund, Risssicherheit
(Druck-E-Modul E_D) Zug-E-Modul E_Z, Bruchdehnung ε_u	Größe der entstehenden Spannungen, Risssicherheit
Feuchtedehnung (Schwinden ε_s, Quellen ε_q) Wärmedehnung ε_T	
Relaxation ψ (Spannungsabbau) (Kriechen, Kriechzahl φ)	Risssicherheit

Tafel A.1.21 Putzmörtel; Eigenschaftszusammenhänge, Bezugsalter: 28 d

Eigenschaftskenngrößen	Regressionsgleichung	Korrelationskoeffizient
1	2	3
Zugfestigkeit β_Z Druckfestigkeit β_D	$\beta_Z = 0{,}15 \cdot \beta_D$	0,92
Zug-E-Modul $E_{Z,33}$ Druckfestigkeit β_D	$E_{Z,33} = 943 \cdot \beta_D$	0,88
Zug-E-Modul $E_{Z,33}$ Zugfestigkeit β_Z	$E_{Z,33} = 6048 \cdot \beta_Z$	0,86
Dynamischer E-Modul E_{dyn} Zug-E-Modul $E_{Z,33}$	$E_{dyn} = 0{,}92 \cdot E_{Z,33}$	0,91

1.3.8 Anwendung von Putzen, Putzsystemen

1.3.8.1 Außenputze

Hauptaufgabe von Außenputzen als „Gebäudehaut" ist der dauerhafte Schutz des Putzgrundes vor Witterungs- und ggf. Umwelteinflüssen. Dies betrifft in erster Linie den Feuchteschutz (Schutz vor Regen, Schlagregen). Der Putz soll das Eindringen von Wasser, unbedingt jedoch das Durchdringen von Wasser durch den Putz, sicher verhindern, um durchfeuchtungsbedingte Eigenschaftsverschlechterungen wie z. B. Verringerung der Wärmedämmung zu vermeiden. Dafür muss der Außenputz je nach Schlagregenbeanspruchungsgruppe (s. DIN 4108-3) z. B. wasserhemmende oder sogar wasserabweisende Eigenschaften aufweisen. Andererseits soll der Außenputz eine möglichst hohe Wasserdampfdurchlässigkeit besitzen, um den Wasserdampftransport nach außen nicht zu behindern.

Außenputze müssen im Sockelbereich wasserabweisend und ausreichend widerstandfähig gegen mechanische Beanspruchung und kombinierte Einwirkung von Feuchte und Frost sein. Infrage kommen dafür besonders Putze der Kategorie CS IV (s. **Tafel A.1.22**). Es ist jedoch besonders auf die mechanische Verträglichkeit – Festigkeit, Steifigkeit (Putzregel) – mit dem Putzgrund zu achten. Dies wird in DIN V 18550, Abschnitt 7.4.3 z. B. dadurch berücksichtigt, dass für Sockelputz bei Leichtmauerwerk als Putzgrund (Steindruckfestigkeitsklassen unter 8) Putze der Kategorie CS III verwendet werden sollen.

Außenputz kann auch wesentlich zur Verbesserung des Wärmeschutzes beitragen. Er ist dann als Wärmedämmputz bzw. als Wärmedämmputzsystem auszuführen (s. Abschn. A.1.3.8.4).

Unabhängig von besonderen technischen Funktionen hat der Außenputz stets wichtige gestalterische Aufgaben (z. B. durch Oberflächenstrukturierung und Farbgebung) zu übernehmen. Bewährte Außenputzsysteme sind in **Tafel A.1.22** aufgeführt.

Alle diese Aufgaben können nur sicher erfüllt werden, wenn der Putz frei von größeren Rissen, welche die technische Funktion beeinträchtigen, aber auch frei von optisch störenden kleinen Rissen bleibt (s. dazu Abschn. A.1.3.6). Um das zu erreichen, ist nicht nur die Putzregel einzuhalten, sondern es sollten auch die Beanspruchungen, denen der Putz ausgesetzt ist, weitestgehend verringert werden. Dies betrifft z. B. die Einwirkung von Niederschlagwasser und Temperatur. Die direkte Beanspruchung der Putzfassade durch Niederschlagwasser bzw. Schlagregen kann durch sachgerechte Wasserführung und ausreichenden Dachüberstand wesentlich vermindert werden.

Durch Sonneneinstrahlung wird der Putz erwärmt (**Abb. A.1.18**). Wegen der hohen Wärmedämmung der modernen Wandbaustoffe wird die eingestrahlte Wärme langsamer vom Mauerwerk aufgenommen.

Dies führt zu einer stärkeren Erwärmung des Außenputzes. Bei plötzlicher Abkühlung, z. B. durch ein Gewitter, kommt es zu schneller Kontraktion des Putzes. Diese Vorgänge verursachen thermische, rissfördernde Spannungen (Druckspannung bei Erwärmung, Zugspannung bei Abkühlung). Durch Wahl einer hellen Putzoberfläche lassen sich derartige Beanspruchungen – wie Abb. A.1.18 zeigt – deutlich verringern.

7541014/10787806875Biblio

Tafel A.1.22 Bewährte Putzsysteme für Außenputze – DIN V 18550

Zeile	Anforderung bzw. Putzanwendung	Mörtelgruppe für Unterputz	Druckfestigkeitskategorie des Unterputzes nach DIN EN 998-1	Mörtelgruppe bzw. Beschichtungsstoff-Typ für Oberputz	Druckfestigkeitskategorie des Oberputzes nach DIN EN 998-1
1	2	3	4	5	6
1	ohne besondere Anforderung	–	–	P I	CS I
2		P I	CS I	P I	CS I
3 a		–	–	P II	CS II
3 b		–	–	P II	CS III
4 a		P II	CS II	P I	CS I
4 b		P II	CS III	P I	CS I
5 a		P II	CS II	PII	CS II
5 b		P II	CS III	P II	CS II
5 c		P II	CS III	P II	CS III
6		P II	CS III	P Org 1	–
7		–	–	P Org 1[a]	–
8		–	–	P III	CS IV
9	wasserhemmend	P I	CS I	P I	CS I
10		–	–	P I	CS I
11 a		–	–	P II	CS II
11 b		–	–	P II	CS III
12 a		P II	CS II	P I	CS I
12 b		P II	CS III	P I	CS I
13 a		P II	CS II	P II	CS II
13 b		P II	CS III	P II	CS II
13 c		P II	CS III	P II	CS III
14		P II	CS III	P Org 1	–
15		–	–	P Org 1[a]	–
16		–	–	P III	CS IV
17	wasserabweisend	P I	CS I	P I	CS I
18 a		P II	CS II	P I	CS I
18 b		P II	CS III	P I	CS I
19		–	–	P I	CS I
20 a		–	–	P II	CS II
20 b		–	–	P II	CS III
21 a		P II	CS II	P II	CS II
21 b		P II	CS III	P II	CS II
21 c		P II	CS III	P II	CS III
22		P II	CS III	P Org 1	–
23		–	–	P Org 1[a]	–
24		–	–	P III	CS IV
25	Kellerwandaußenputz	–	–	P IIIb	CS IV
26	Außensockelputz	–	–	P III[b]	CS IV
27		P III	CS IV	P III[b]	CS IV
30		P III	CS IV	P II[b]	CS III
31		P II	CS III	P II[b]	CS II[c]
32d		P II	CS II[c]	P II[b]	CS II[b]

a Nur bei Beton mit geschlossenem Gefüge als Putzgrund.
b Ein Sockelputz sowie ein Kellerwandaußenputz sind im erdberührten Bereich immer abzudichten. Der Putz dient als Träger der vertikalen Abdichtung
c $> 2{,}5\ N/mm^2$
d Gilt nur für Sanierputze.

7541014/10787806875Biblio

Tafel A.1.23 Bewährte Putzsysteme für Innenputze – DIN V 18 550

Zeile	Anforderung bzw. Putzanwendung	Mörtelgruppe, Beschichtungsstoff-Typ, Druckfestigkeitskategorie			
		Unterputz		Oberputz	
		DIN V 18550	DIN EN 998-1	DIN V 18550[a]	DIN EN 998-1
1	2	3	4	5	6
1	übliche Beanspruchung	–	–	P I	CS I
2		P I	CS II	P I	CS I
3		–	–	P II	CS II
4 a		P II	CS II	P I	CS I
4 b		P II	CS II	P II	CS II
4 c		P II	CS II	P IV	b
4 d		P II	CS II	P Org 1	–
4 e		P II	CS II	P Org 2	–
5		–	–	PIII	CS IV
6 a		P III	CS III	P I	CS I
6 b		P III	CS III	P II	CS II
6 c		P III	CS IV	P II	CS III
6 d		P III	CS IV	P III	CS IV
6 e		P III	CS III	P Org 1	–
6 f		P III	CS III	P Org 2	–
7		–	–	P IV	b
8 a		P IV	b	P I[d]	CS I
8 b		P IV	b	P II[d]	CS II
8 c		P IV	b	P IV	b
8 d		P IV	b	P Org 1	–
8 e		P IV	b	P Org 2	–
9 a		–	–	P Org 1[c]	–
9 b		–	–	P Org 2[c]	–
10	Feuchträume	–	–	P II	CS II
11		P II	CS II	P I[d]	CS I
12 a		P II	CS II	P II	CS II
12 b		P II	CS III	P Org 1	–
13 a		–	–	P III	CS III
13 b		–	–	P III	CS IV
14 a		P III	CS III	P II	CS II
14 b		P III	CS IV	P III	CS IV
14 c		P III	CS III	P Org 1	–
14 d		P III	CS IV	P Org 1	–
15		–	–	P Org 1[c]	–

a Oberputze dürfen mit abschließender Oberflächengestaltung oder ohne ausgeführt werden (z. B. bei zu beschichtenden Flächen).
b Druckfestigkeit $\geq 2{,}0\ N/mm^2$
c Nur bei Beton mit geschlossenem Gefüge als Putzgrund
d Dünnlagige Oberputze.

7541014/1078780687 5Biblio

Tafel A.1.24 Übersicht der Qualitätsstufen für Innenputzoberflächen (aus DIN V 18550, Anhang B – normativ)

Qualitätsstufe[a]	Abgezogene Putzoberfläche		Geglättete Putzoberfläche		Gefilzte/abgeriebene Putzoberfläche	
	Beschaffenheit/ Eignung der Oberflächen	Maßtoleranz	Eignung der Oberflächen	Maßtoleranz	Eignung der Oberflächen	Maßtoleranz
Q 1	Geschlossene Putzfläche	–	–	–	–	–
Q 2 Standard	Geeignet z. B. für: – dekorative Oberputze ≥ 2,0 mm – Wandbeläge aus Keramik (Fliesen), Natur- und Kunststein usw.	Standardanforderungen an die Ebenheit nach DIN 18202: 1997-04, Tabelle 3, Zeile 6	Geeignet für: – dekorativ Oberputze > 1,0 mm – mittel bis grob strukturierte Wandbekleidungen, z. B. Raufasertapeten mit mittlerer oder grober Körnung – matte, gefüllte Anstriche/Beschichtungen (z. B. Dispersionsanstrich), die mit grober Lammfell- oder Strukturrolle aufgetragen werden	Standardanforderungen an die Ebenheit nach DIN 18202: 1997-04, Tabelle 3, Zeile 6	Gefilzte oder abgeriebene Putzoberflächen sind geeignet für: – matte, nicht strukturierte Anstriche/ Beschichtungen Abgeriebene Putzoberflächen sind auch geeignet für: – grob strukturierte Wandbekleidungen, z. B. Raufasertapeten mit grober Körnung	Standardforderungen an die Ebenheit nach DIN 18202: 1997-04, Tabelle 3, Zeile 6
Q 3	Geeignet z. B. für: – dekorative Oberputze ≥ 2,0 mm – Wandbeläge aus Fein-Keramik, großformatige Fliesen, Glas, Natur- und Kunststeine usw.	Erhöhte Anforderungen an die Ebenheit[b] nach DIN 18202: 1997-04, Tabelle 3, Zeile 7	Geeignet für: – dekorative Oberputze ≤ 1,0 mm – fein strukturierte Anstriche/Beschichtungen	Standardanforderungen an die Ebenheit nach DIN 18202: 1997-04, Tabelle 3, Zeile 6	Putzoberflächen der Qualitätsstufe 3 sind geeignet für: – matte, nicht strukturierte Anstriche/ Beschichtungen	Standardanforderungen an die Ebenheit nach DIN 18202: 1997-04, Tabelle 3, Zeile 6
Q 4	–	–	Geeignet für glatte oder strukturierte Wandbekleidungen mit Glanz, z. B.: – Metall, Venyl- oder Seidentapeten – Lasuren oder Anstriche/Beschichtungen bis zum mittleren Glanz – Spachtel- und Glättetechniken	Erhöhte Anforderungen an die Ebenheit[c] nach DIN 18202: 1997-04, Tabelle 3, Zeile 7	Diese Qualitätsstufe wird nur durch Aufbringen einer zusätzlichen Lage aus Dekor/Filzputz, gegebenenfalls mit Anstrich/Beschichtung, erreicht. Der Unterputz muss mindestens der Qualitätsstufe 3 von eben abgezogenen Putzen entsprechen.	Erhöhte Anforderungen an die Ebenheit[c] nach DIN 18202: 1997-04, Tabelle 3, Zeile 7

[a] Bei den Qualitätsstufen Q 2 bis Q 4 muss immer die Ausführungsart „abgezogen“ oder „geglättet“ oder „gefilzt“ oder „abgerieben“ zu der Herstellung der Putzoberfläche genannt werden, z. B. „Q 2 – geglättet“.
[b] Ausführung mit Unterputzprofilen oder Putzleisten.
[c] Im Allgemeinen sind Unterputzprofile oder Putzleisten einzusetzen.

7541014/1078780687 5Biblio

Tafel A.1.25 Putzsysteme für Außenputze mit Leichtputz – DIN V 18550

Unterputz (Leichtputz)		Oberputz[1)]	
Mörtelgruppe	Druckfestigkeitskategorie	Mörtelgruppe	Druckfestigkeitskategorie
DIN V 18550	DIN EN 998-1	DIN V 18550	DIN EN 998-1
1	2	3	4
–	–	P I	CS I
–	–	P II	CS II
P II	CS II	P I	CS I
P II	CS II	P II	CS II
P II	CS III	P II	CS II/CS III[2)]

[1)] Leichtputze mit organischem Zuschlag mit porigem Gefüge sind außen nur als Unterputze zu verwenden.

[2)] Wird ein Leichtputz als Sockelputz verwendet, ist er im erdberührten Bereich immer zusätzlich abzudichten.

1.3.8.2 Innenputze

Die wichtigsten Funktionen des Innenputzes sind die Herstellung ebener und fluchtgerechter Flächen sowie die vorübergehende Aufnahme von überhöhter Raumfeuchte. Um dies zu gewährleisten, sollte die Putzdicke nicht zu klein gewählt werden.

Innenputze können auch den Schall- und Brandschutz verbessern.

Bewährte Innenputzsysteme sind in **Tafel A.1.23** angegeben.

Dünnlagenputze werden einlagig 3 bis 5 mm dick aufgetragen. Es werden besondere Anforderungen an die Untergrund-Ebenheit gestellt. Die Ebenheitsanforderungen an die fertige, geputzte Wand nach DIN 18202 sind bereits an die rohe Mauerwerkswand zu stellen.

Nach DIN V 18550 muss bei der Planung die Oberflächenbeschaffenheit von Innenputzen beschrieben werden. Dazu gibt die DIN in Anhang B 4 Qualitätsstufen hinsichtlich Eignung und Anwendung in Abhängigkeit von der Bearbeitung der Putzoberfläche sowie Maßtoleranzen (Ebenheit) an, s. **Tafel A.1.24**.

1.3.8.3 Leichtputze

Leichtputze sind wegen der geringen Steifigkeit (E-Modul) und Festigkeit (Druck-, Zugfestigkeit) sowie weiterer günstiger Eigenschaften (vergleichsweise niedriges Schwinden, hohe Relaxation – Spannungsabbau) besonders als Außenputz auf Leichtmauerwerk – Putzregel! – geeignet (s. auch Abschn. 1.3.6). Superleichtputze, Ultraleichtputze sowie Faserleichtputze sind Weiterentwicklungen, die an hochwärmedämmende und damit „weiche" Putzgründe – „leichtes Leichtmauerwerk" – optimal angepasst sind. Geeignete Putzsysteme für Leichtputze als Außenputz sind in **Tafel A.1.25** aufgeführt. Das Leichtputzsystem muss wasserabweisend sein.

1.3.8.4 Wärmedämmputze

Wärmedämmputze bzw. Wärmedämmputzsysteme werden zur Verbesserung der Wärmedämmung von einschaligen Außenwänden bei Neubauten sowie zur wärmeschutztechnischen Verbesserung und Instandsetzung von Altbauten eingesetzt. Hinweise zum

Tafel A.1.26 Wärmedämmputz

Wärmedämmputzsysteme nach DIN V 18550 bzw. nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung
● Putzsysteme aus wärmedämmendem Unterputz – WDP – und wasserabweisendem Oberputz – OP; – aufeinander abgestimmte WDP und OP; Werk-Trockenmörtel – OP: Einschichtig, z. B. Kratzputz; zweischichtig mit Ausgleichs-, Strukturschicht – WDP: überwiegender Zuschlag EPS
Ausführungsbestimmungen für WDP-Systeme nach DIN V 18550
● Auftragsdicke WDP: 20 bis i. d. R. 100 mm ● Auftragsdicke Oberputz auf WDP mit EPS-Leichtzuschlag: 6 bis 12 mm, i. M. 8 mm; Ausgleichsschicht bei mehrschichtigem Oberputz mind. 4 mm; bei WDP mit anderen Leichtzuschlägen nach Herstellervorschriften ● Auftrag Oberputz: frühestens 7 d nach Auftrag WDP; bei großer Dicke WDP: Wartezeit 1 d je 5 mm Dicke WDP; längere Zwischenzeiten bei ungünstiger Witterung (z. B. niedrige Temperatur, hohe Luftfeuchte) ● Anordnung von Putzträgern: ggf. wellenförmige oder ebene Putzträger aus geschweißtem Drahtnetz mit Befestigungselementen bei schwierigem Putzgrund, z. B. bei zu wenig saugendem Altputz
Vorteile von Wärmedämmputz
● fugenlose Außendämmung – keine Schwachstellen (Fugen), bauphysikalisch günstig, Verminderung Einfluss von Wärmebrücken ● nachträglich aufbringbar – Altbausanierung ● geringe Anforderungen an Putzgrund – Ausgleich von größeren Unebenheiten, wenig fester Putzgrund möglich, gut geeignet für Leichtmauerwerk ● geringere Temperaturänderungen (Formänderungen) in der Mauerwerk-Außenwand und in der Raumluft

7541014/1078780687 5Biblio



CE

Mörtel GmbH
Musterstraße 1
D-12345 Musterstadt

13

Nummer der Leistungserklärung
IWMEV-AAA-PPP-6789-CR

Die Leistungserklärung ist über den obenstehenden QR-Code oder unter www.dopcap.eu und Angabe der Nummer dieser Leistungserklärung elektronisch abrufbar.

EN 998-1 :2010

Edelputzmörtel CR

Putzmörtel für die Verwendung als Außen- und Innenputz für Wände, Decken, Pfeiler und Trennwände

Brandverhalten:	A 1
Wasseraufnahme:	W 1
Wasserdampfdurchlässigkeit:	$\mu \leq 20$
Haftzugfestigkeit:	$\geq 0{,}08$ N/mm² bei Bruchbild A, B oder C
Wärmeleitfähigkeit:	$\lambda_{10,dry,mat} \leq 0{,}39$ W/(m·K) für P=50% $\lambda_{10,dry,mat} \leq 0{,}43$ W/(m·K) für P=90% *(Tabellenwerte)*
Dauerhaftigkeit:	NPD
Gefährliche Substanzen:	NPD

Abb. A.1.19 CE-Kennzeichnung von Putzmörtel, Beispiel (Quelle: Industrieverband Werkmörtel e. V.)

Putzsystem, zu Ausführungsbestimmungen und zu Vorteilen von Wärmedämmputz werden in der **Tafel A.1.26** in Kurzform gegeben, s. auch **Tafel A.1.14**.

Für Sockelbereiche, besonders solche mit starker Belastung, sollte Wärmedämmputz vor allem wegen der geringen mechanischen Beanspruchbarkeit nicht bzw. nur mit zusätzlichen Maßnahmen angewendet werden.

1.3.8.5 Sanierputzsysteme

Sanierputze sind porenreiche Sonderputze mit einer hohen Porosität von über 40 Vol.-%, sehr hoher Wasserdampfdurchlässigkeit und geringer kapillarer Leitfähigkeit. Das Putzsystem (in DIN EN 998-1 Abkürzung R) besteht in der Regel aus Spritzbewurf, ggf. Saniergrundputz und Sanierputz. Sanierputze werden zur Sanierung von feuchten, salzbelastetem Mauerwerk eingesetzt.

Die im Mauerwerk gelösten Salze werden kapillar in den Sanierputz transportiert und kristallisieren dort unschädlich aus. Die hohe Wasserdampfdurchlässigkeit des Sanierputzes begünstigt die Austrocknung des Mauerwerks, bewirkt jedoch nicht eine „Mauerwerkstrocknung“. Weitere Informationen finden sich z. B. in [WTA-Merkblatt – 04].

1.3.9 Qualitätssicherung

Putzmörtel, die der DIN EN 998-1 entsprechen, dürfen mit dem CE-Kennzeichen versehen werden, s. Beispiel **Abb. 1.19**.

Die Verwendung der Putze nach DIN EN 998-1 regelt die DIN V 18550.

Zusätzlich muss der Hersteller eine Leistungserklärung (DoP), s. auch Abschn.A.1.1.4, abgeben

1.4 Ausblühungen, Auslaugungen

Ausblühungen können auftreten, wenn wasserlösliche Salze im Mauerwerk in Wasser gelöst werden, durch Wasserwanderung an die Oberfläche transportiert werden und dort auskristallisieren. Es sind also alle Voraussetzungen – wasserlösliche Salze, Wasser zum Lösen und Transportieren und ein geeignetes Porensystem – erforderlich, damit Ausblühungen entstehen können. Geschieht das Auskristallisieren auf der Oberfläche, sind die Ausblühungen sichtbar und stellen i. W. einen optischen Mangel dar. Unter der Oberfläche kristallisierende Salze können Gefügeschäden verursachen. Die hauptsächlichen Ausblühsalze sind Magnesium-, Natrium-, Kalium- und Calciumsulfate.

Die wasserlöslichen Salze können aus dem Mauerstein, aus dem Mauermörtel, aus der Umwelt, aus aufsteigender Feuchtigkeit sowie aus Austauschreaktionen zwischen Mörtel und Stein herrühren. Die Ausblühneigung lässt sich vorab nur mit eingeschränkter Sicherheit ermitteln. Zu empfehlen ist die Prüfung von vermörtelten Zweistein-Probekörpern.

Diese sollten hochkant bis zu einem Viertel der Prüfkörperhöhe in destilliertem Wasser gelagert und über einen ausreichend langen Zeitraum (etwa 1 Monat) auf Ausblühungen kontrolliert werden.

Die Beseitigung von Ausblühungen sollte möglichst durch trockenes Abbürsten – ggf. mehrmals – erfolgen. Sollen die Ausblühungen abgewaschen werden, so ist darauf zu achten, dass stets von unten nach oben mit möglichst viel Wasser vorgenässt und anschließen abgewaschen wird. Bei der umgekehrten Vorgehensweise würden die abgewaschenen, gelösten Salze beim Ablaufen von den noch trockenen unteren Randbereichen aufgesaugt werden. Bei zu verputzenden Bauteilen sind sichtbare putzschädigende Ausblühungen vor dem Putzauftrag zu beseitigen.

7541014/1078780687SBiblio

Auslaugungen entstehen, wenn in Wasser gelöstes Kalkhydrat (i. w. aus dem Mörtel) an die Oberfläche transportiert wird und dort mit dem Kohlendioxid der Luft zu Calciumcarbonat („weißer Belag“) reagiert. Die Beseitigung soll auch in diesem Fall vorzugsweise durch trockenes Abbürsten erfolgen. Es können aber auch besondere Reinigungsmittel angewendet werden.

Um Ausblühungen und Auslaugungen zu vermeiden, sollen der Anteil ausblühfähiger Salze und der Kalkhydrat-Anteil im Mauerstein bzw. Mauermörtel möglichst klein sein. Der Anteil ausblühfähiger Salze ist in DIN 105-100 für Vormauerziegel und Klinker begrenzt.

Die wirksamste Maßnahme gegen Ausblühungen und Auslaugungen ist das Trockenhalten des Mauerwerks.

2 Natursteinmauerwerk

2.1 Allgemeines

Grundsätzlich zu unterscheiden ist zwischen neu zu errichtendem Natursteinmauerwerk und der Instandsetzung von vorhandenem Natursteinmauerwerk. Der letztgenannte Fall hat derzeit wesentlich mehr Bedeutung als der Neubau mit Natursteinmauerwerk. Naturstein-Mauerwerk wird in DIN EN 1996-1-1/NA: 2012-05, NCI, Anhang NA.L, die Bemessung in DIN EN 1996-1-1/NA behandelt.

Die DIN EN beziehen sich jedoch prinzipiell nur auf den Neubau, wobei es wegen dessen – im Allgemeinen und vor allem im Vergleich zu künstlichen Steinen – geringer Bedeutung durchaus gerechtfertigt gewesen wäre, das Natursteinmauerwerk außerhalb dieser DIN EN zu behandeln. Vorstellbare Anwendungen der DIN EN sind somit im Wesentlichen Neubau oder Ersatz einzelner Bauteile bzw. Bauteilbereiche.

2.2 Neubau von Natursteinmauerwerk nach DIN EN 1996-1-1/NA

2.2.1 Allgemeines

Natursteine für Mauerwerk dürfen nur aus gesundem Gestein (keine Struktur-, Verwitterungsschäden) gewonnen werden. Natursteine für Sichtmauerwerk müssen ausreichenden Widerstand gegen Witterungseinflüsse, vor allem Frosttauwechsel, Temperatur- und Feuchtewechsel, besitzen.

Geschichtete (lagerhafte) Natursteine sind im Mauerwerk so zu verlegen, dass die planmäßigen Bauwerksspannungen senkrecht zur Schichtung wirken, s. **Abb. A.2.1**.

In den Maueransichtsflächen darf die Steinlänge nicht größer sein als die fünffache Steinhöhe und sie darf die Steinhöhe nicht unterschreiten.

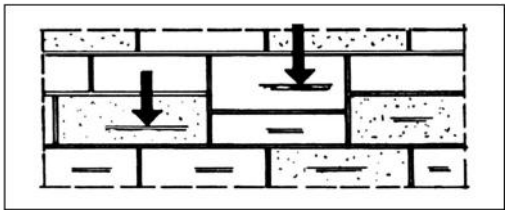


Abb. A.2.1 Verlegung geschichteter lagerhafter Natursteine

2.2.2 Natursteine

Die Natursteine sind in DIN EN 771-6 (07.2011), Festlegungen für Mauersteine – Teil 6: Natursteine, genormt. Die Festigkeitswerte sind 5%-Quantilwerte, die Prüfnormen zur Bestimmung der Eigenschaftswerte sind in der DIN EN 771-6 angegeben.

Die verschiedenen Gesteinsarten können erfahrungsgemäß unterschiedlichen Mindestdruckfestigkeiten zugeordnet werden, s. **Tafel A.2.1**.

Eigenschaftswerte von Natursteinen sind in [Schubert – 10] zusammengestellt.

Tafel A.2.1 Erfahrungswerte für die Mindestdruckfestigkeit der Gesteinsarten (aus DIN 1053-1)

Gesteinsarten	Mindestdruckfestigkeit
	N/mm^2
1	2
Kalkstein, Travertin, vulkanische Tuffsteine	20
Weiche Sandsteine (mit tonigem Bindemittel) und dergleichen	30
Dichte (feste) Kalksteine und Dolomite (einschließlich Marmor), Basaltlava und dergleichen	50
Quarzitische Sandsteine (mit kieseligem Bindemittel), Grauwacke und dergleichen	80
Granit, Syenit, Diorit, Quarzporphyr, Melaphyr, Diabas und dergleichen	120

2.2.3 Mauermörtel

Zulässig sind nur Normalmauermörtel nach DIN V 18580 und zwar Mörtel der Gruppen I, II, IIa und III. Für Sichtmauerwerk außen sollte Mörtel der Gruppe I wegen der Witterungsbeanspruchung nicht verwendet werden. Mörtel der Gruppen II und IIa sind zu empfehlen, da sie gut verarbeitbar sind und ein günstiges Verformungsverhalten (Abbau von Zwangspannungen) besitzen.

7541014/10787806875Biblio

2.2.4 Mauerwerk

2.2.4.1 Mauerwerksarten nach DIN EN 1996-1-1/NA

(1) Tragendes Mauerwerk
Für tragendes Mauerwerk dürfen nur maßhaltige Natursteine der Kategorie I nach DIN EN 771-6 verwendet werden. Das Mauerwerk muss außer Eigenlasten auch andere Lasten aufnehmen können. Es kann auch der Gebäudeaussteifung dienen.

(2) Schwergewichtsmauerwerk
Das Mauerwerk kann für freistehende Wände oder Stützwände verwendet werden.

(3) Verblendmauerwerk
Das Mauerwerk darf nur unter den nachfolgend genannten Bedingungen zum tragenden Querschnitt gerechnet werden, s. auch **Abb. A.2.2**.
- das Verblendmauerwerk muss gleichzeitig mit dem Hintermauerwerk im Verband errichtet werden
- es müssen mind. 30 % der Steine des Verblendmauerwerks in das Hintermauerwerk einbinden. Es kann auch jede 3. Schicht nur aus Bindersteinen ausgeführt werden.
- Die Bindersteine müssen mind. 240 mm lang sein und mind. 100 mm in das Hintermauerwerk einbinden.
- Die Verblendsteine müssen mind. 115 mm dick sein, ihre Dicke muss mind. 1/3 ihrer Höhe betragen.
- Für die Ermittlung der zulässigen Beanspruchung des gesamten Bauteiles (Verblendschale, Hintermauerwerk) ist das Mauerwerk mit der niedrigsten zulässigen Beanspruchung maßgebend.
- Geschichtete Natursteine dürfen abweichend von Abschnitt A.2.2.1 parallel zur Schichtung in Lastrichtung vermauert werden, wenn ihre charakteristische Druckfestigkeit parallel zur Schichtung mind. 20 N/mm^2 beträgt.

(4) Vorsatzschalen
Nichtragende Vorsatzschalen sind nach DIN EN 1996-2/NA: 2012-01, NCI Anhang NA.D ausführen; für die Steinlänge gelten in Bezug auf die Steinhöhe keine Begrenzungen; für geschichtete Natursteine gilt (3), letzter Spiegelstrich.

(5) Trockenmauerwerk, s. **Abb. A.2.3**
Die Natursteine sind in handwerksgerechtem Verband mit möglichst wenig Fugen und möglichst kleinen Hohlräumen zu verlegen. Größere Hohlräume sind mit kleinen Steinen so auszufüllen, dass durch Einkeilen Spannung zwischen den Mauersteinen entsteht.
Das Mauerwerk darf nur für Schwergewichtsmauern angewendet werden; für den Bemessungswert der Eigenlast sind höchstens 75 % der Steinrohwichte anzusetzen.
Für geschichtete Steine gilt (3), letzter Spiegelstrich.

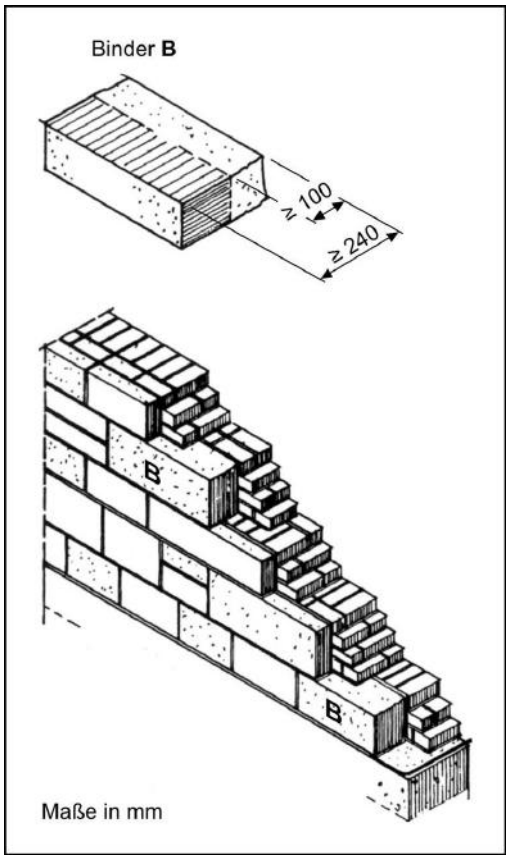


Abb. A.2.2 Verblendmauerwerk

2.2.4.2 Verbandsarten

Nach DIN EN 1996-1-1/NA werden die verschiedenen Mauerwerksverbände grundsätzlich unterschieden in polygonale und orthogonale Verbände.

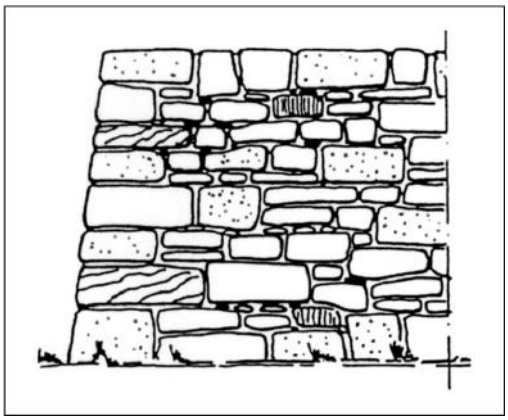


Abb. A.2.3 Trockenmauerwerk (nur für Schwergewichtsmauern – Stützmauern)

7541014/10787806875Biblio

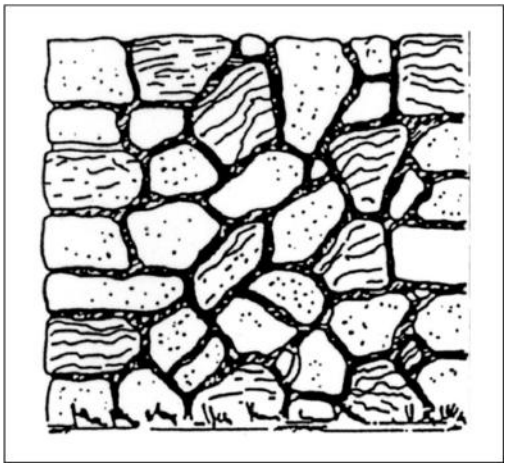


Abb. A.2.4 Zyklopenmauerwerk

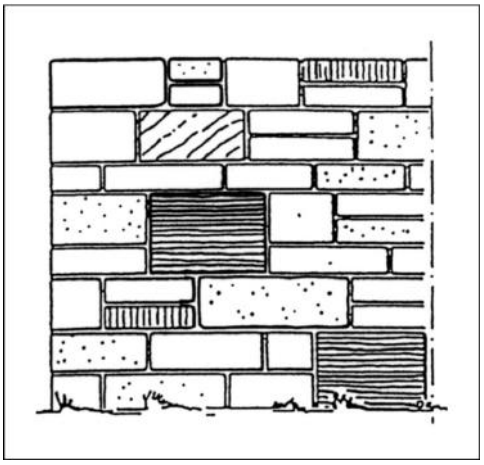


Abb. A.2.7 Unregelmäßiges Schichtenmauerwerk

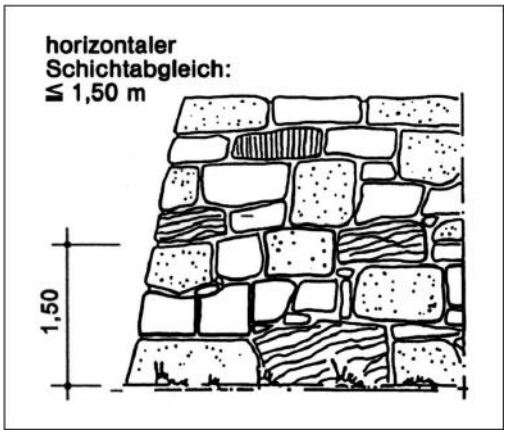


Abb. A.2.5 Bruchstein-Schichtenmauerwerk

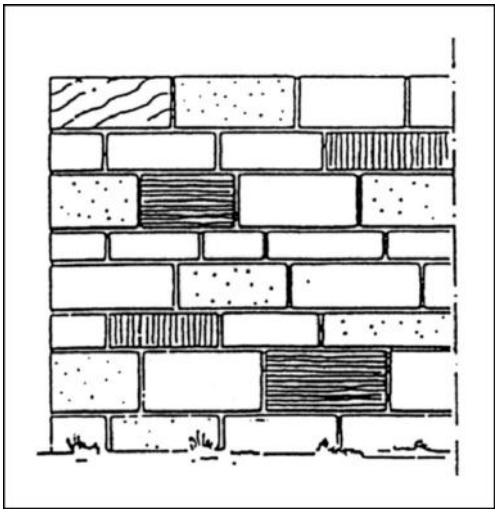


Abb. A.2.8 Regelmäßiges Schichtenmauerwerk

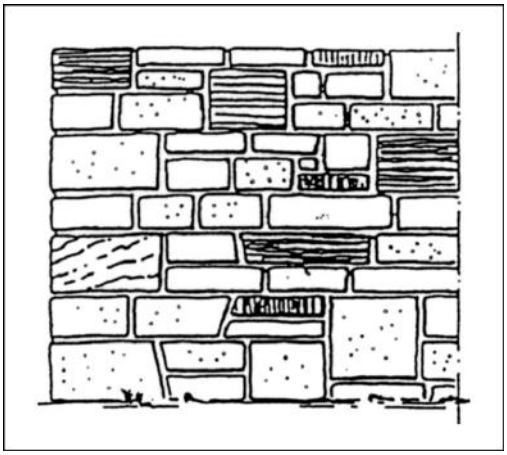


Abb. A.2.6 Hammerrechtes Schichtenmauerwerk

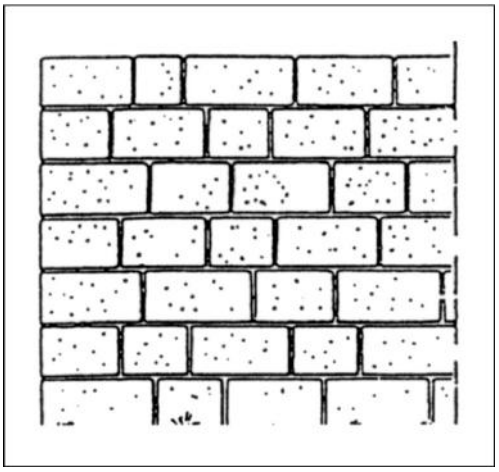


Abb. A.2.9 Quadermauerwerk

7541014/10787806875Biblio

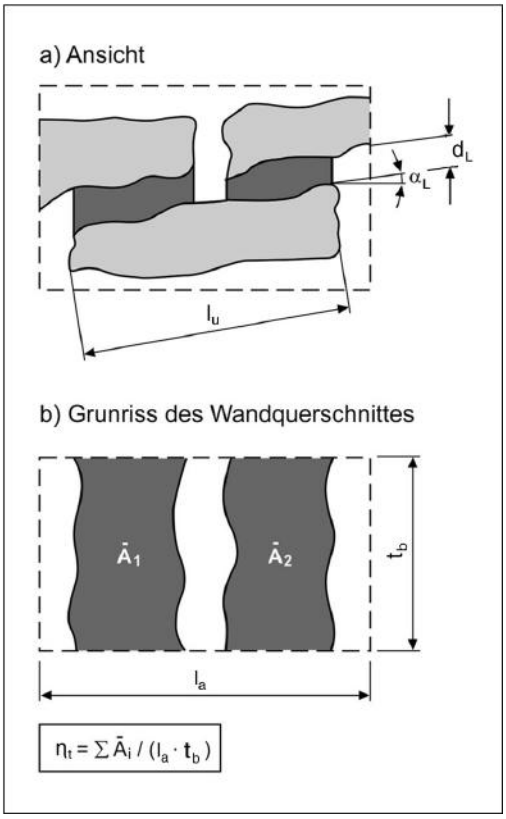


Abb. A.2.10 Darstellung der Einstufungswerte d_L/l_u, α_L, n_t in Tafel A.2.2

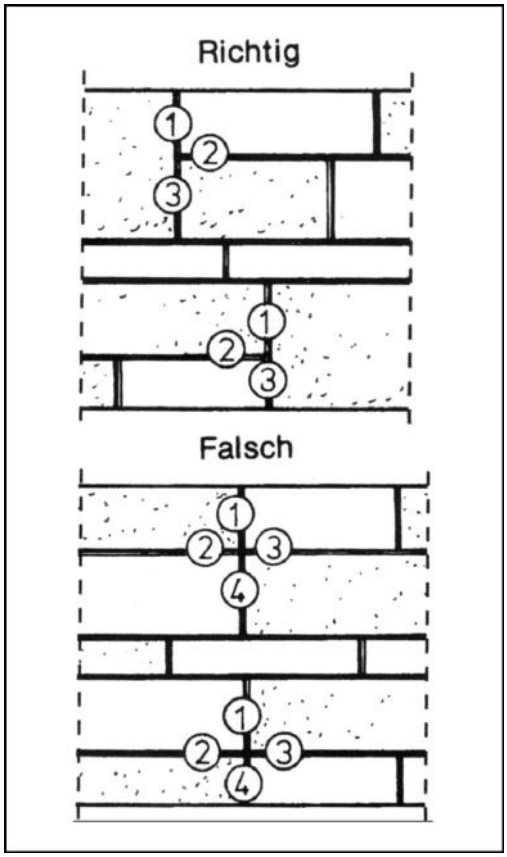


Abb. A.2.11 Zusammentreffen von Fugen (zulässig: höchstens 3)

Polygonale Mauerwerksverbände sind
Findlings-, Bruchstein-Zyklopen- und Zyklopenmauerwerk (**Abb. A.2.4**)

Orthogonale Mauerwerksverbände sind
Bruchstein-Schichtenmauerwerk, **Abb. A.2.5**, Schichtenmauerwerk der Güteklassen N2 (**Abb. A.2.6**) und N3 (unregelmäßig (**Abb. A.2.7**), regelmäßig (**Abb. A.2.8**)) sowie Quadermauerwerk, **Abb. A.2.9**.

Anforderungen an die Mauerwerksverbände enthält die Tafel A.2.2. Einstufungs-Werte in der Tafel sind in der **Abb. A.2.10** dargestellt.

Bei Bruchstein-Schichtenmauerwerk und Schichtenmauerwerk muss in Höhenabständen von höchstens 1,50 m eine Lagerfuge auf der gesamten Dicke auf einer Ebene abgeglichen werden.

2.2.4.3 Ausführung des Mauerwerks

Das Natursteinmauerwerk muss im ganzen Querschnitt handwerksgerecht ausgeführt werden, d. h., dass

- an der Vorder- und Rückfläche nirgends mehr als 3 Fugen zusammenstoßen, **Abb. A.2.11**
- keine Stoßfuge durch mehr als 2 Schichten durchgeht, **Abb. A.2.12**
- auf 2 Läufer mind. 1 Binder kommt oder Binder- und Läuferschichten miteinander abwechseln
- die Binder mind. 1,5fach so lang sind wie ihre Höhe und die Einbindetiefe der Binder in das Hintermauerwerk das 0,4fache der Binderlänge, mind. jedoch 120 mm beträgt
- die Läufer – ausgenommen Verblendmauerwerk – mind. so breit wie hoch sind, ihre Breite jedoch mind. 100 mm beträgt
- das Überbindemaß mind. beträgt: 0,4 × Steinhöhe bei orthogonalen Verbänden, 100 mm bei Schichtenmauerwerk, 150 mm bei Quadermauerwerk
- in der untersten Schicht und an den Ecken die größten Steine – ggf. in Höhe von 2 Schichten – eingebaut werden.

Unvermeidbare Zwischenräume im Inneren des Mauerwerks sind mit allseits von Mörtel umhüllten Steinstücken auszufüllen. Dies gilt auch entsprechend für breitere Fugen in Mauerwerkansichtsflächen von Zyklopen-, Bruchstein- und Schichtenmauerwerk.

7541014/10787806875Biblio

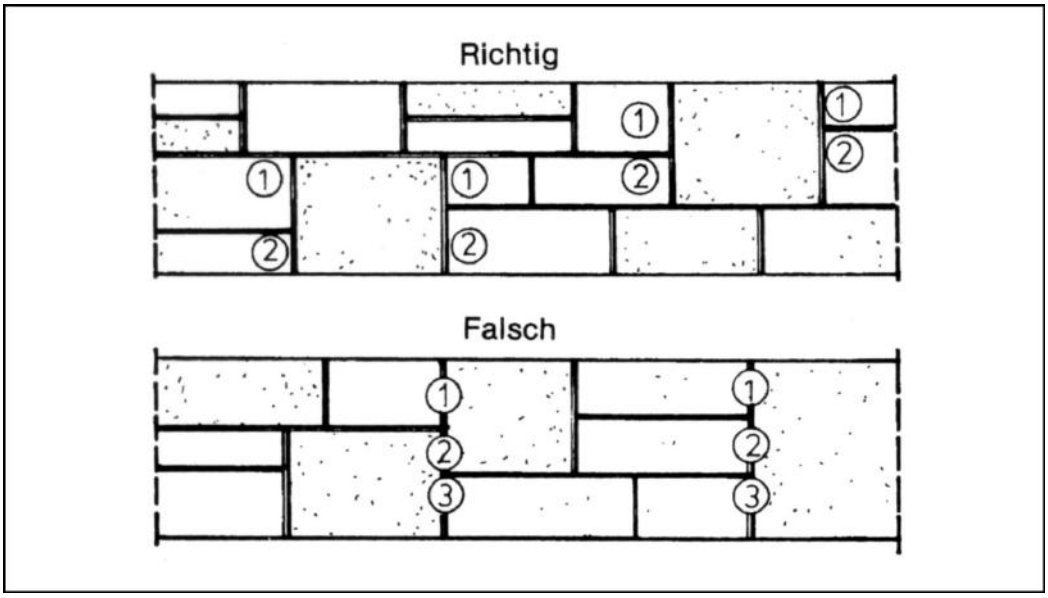


Abb. A.2.12 Schichtdurchgang von Stoßfugen (zulässig: höchstens über 2 Schichten)

Eine lückenlose Verfugung ist erforderlich, wenn die Sichtflächen des Mauerwerks Witterungseinflüssen ausgesetzt sind. Die Fugen der Sichtflächen sollten möglichst direkt durch Fugenglattstrich (s. Kapitel G) geschlossen werden. Wird nachträglich verfugt, so muss der Verfugmörtel lückenlos mind. so tief wie die Fuge breit ist, jedoch mind. 20 mm tief eingebracht werden.

Die Festigkeit des Mauermörtels soll nicht größer sein als die Steinfestigkeit.

Stark saugende Natursteine, wie vor allem Tuffsteine und Sandsteine, sind vor dem Vermauern ausreichend vorzunässen, damit dem Mörtel nicht zuviel Wasser entzogen und ein ausreichender Verbund zwischen Mörtel und Stein erreicht wird. Eine an den Mörtel und Stein angepasste Nachbehandlung – Schutz des frischen Mauerwerks gegen zu starkes und schnelles Austrocknen – ist zu empfehlen. Weitere Hinweise bzw. Einschränkungen hinsichtlich der Ausführung bei ungünstigen Witterungsbedingungen gelten sinngemäß wie für Mauerwerk aus künstlichen Steinen (s. Abschn. G.2.1, G.2.2 und G.10).

2.2.4.4 Bemessungsgrundlagen

Natursteinmauerwerk ist nach seiner Ausführung – vor allem Steinform, Verband, Fugenausbildung – in die Güteklassen N1 bis N4 (s. **Tafel A.2.2** und **Abb. A.2.10**) einzustufen. Die Anhaltswerte Fugenhöhe/Steinlänge, Neigung der Lagerfuge und Übertragungsfaktor sind als charakteristische Werte anzusehen.

Die Mindestwanddicke von tragendem Natursteinmauerwerk beträgt 240 mm, der Mindestquerschnitt 0,1 m^2.

Die charakteristische Druckfestigkeit der Natursteine (nach DIN EN 771-6) für tragendes Mauerwerk muss in den Güteklassen N1 bis N3 mind. 20 N/mm^2, in der Güteklasse N4 mind. 5 N/mm^2 betragen.

Nachweis bei zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung

Charakteristische Druckfestigkeitswerte f_k enthält die **Tafel A.2.3**.

Die Bemessung erfolgt nach dem vereinfachten Verfahren (DIN EN 1996-3) oder dem genaueren Verfahren (DIN EN 1996-1-1) mit den f_k-Werten der **Tafel A.2.3**.

Wände mit einer Schlankheit h_{ef}/t über 10 sind nur in den Güteklassen N3 und N4 zulässig, Schlankheiten über 20 sind unzulässig.

Beim Knicknachweis darf der Kriecheinfluss vernachlässigt werden.

Zug- und Biegebeanspruchung

Für die Güteklassen N1 bis N3 sind Zug- und Biegezugspannungen i. d. R. unzulässig.

Für die Güteklasse N4 gilt der Nachweis der Biegebeanspruchung nach DIN EN 1996-1-1/NA, NPD zu 3.6.3 (3).

Querkraftbeanspruchung

Es gilt:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0{,}4 \cdot \sigma_{Dd} \leq 0{,}025 \cdot f_{bk} \leq 0{,}6 \text{ N/mm}^2$$

7541014/10787806875Biblio

Tafel A.2.2 Anforderungen an Verbandsarten nach DIN EN 1996-1-1/NA:2012-05

Kriterien	Mauerwerksverbände	polygonale Mauerwerksverbände			orthogonale Mauerwerksverbände			
		Findlingsmauerwerk	Bruchsteinzyklopenmauerwerk	Zyklopenmauerwerk	Bruchsteinschichtenmauerwerk	Schichtenmauerwerk		Quadermauerwerk
1. Güteklasse[a]		–	N 1		N 1	N 2	N 3	N 4[b]
2. Steinform		rundlich	polyedrich	polyedrich	annähernd quaderförmig bis wildförmig polyedrisch	quaderförmig bis annähernd quaderförmig	quaderförmig	quaderförmig
3. Steinbearbeitung	3.1 Bearbeitung	keine – gering	bruchrau	hammerrecht	bruchrau	hammerrecht, mindestens 120 mm Tiefe	bearbeitet mindestens 150 mm Tiefe	maßgerecht, auf ganzer Tiefe
	3.2 Dicke der Lagerfuge d_L	–		≤ 30 mm	–	≤ 30 mm	≤ 30 mm	mach Maß ≤ 20 mm
	3.3 Verhältnis d_L/l_u	–	≤ 0,25	≤ 0,20	≤ 0,25	≤ 0,20	≤ 0,13	≤ 0,07
4. Verband und Fugenverlauf	4.1 Übertragungsfaktor η_t	–	≥ 0,5	≥ 0,5	≥ 0,5	≥ 0,65	≥ 0,75	≥ 0,85
	4.2 Fugenneigung α_L	–	–	–	$\tan \alpha_L \leq 0{,}30$	$\tan \alpha_L \leq 0{,}15$	$\tan \alpha_L \leq 0{,}10$	$\tan \alpha_L \leq 0{,}05$
	4.3 Fugenverlauf, Stein- und Schichthöhen	wilder Polygonalverband (opus incertum)		–	unregelmäßiges Schichtenmauerwerk mit versetzten Lagerfugen und wechselnden Stein- und Schichthöhen			
			Polygonalverband (opus antiquum)		–	regelmäßiges Schichtenmauerwerk mit durchgehenden Lagerfugen und wechselnden Schichthöhen		
		keine differenzierbaren Lager- und Stoßfugen			–		regelmäßiges Schichtenmauerwerk mit durchgehenden Lagerfugen und konstanten Schichthöhen	

[a] Diese Güteklassen stellen Grundeinstufungen dar. Je nach Ausführung (insbesondere Steinform, Verband und Fugenausbildung) sind in Abhängigkeit von den jeweiligen Anforderungen auch abweichende Güteklasseneinstufungen möglich.

[b] Gilt auch bei tragendes Mauerwerk aus maßgerechten Steinen der Toleranzklassen D1 bis D3 nach DIN EN 771-6: 2011-07, Tabelle 1.

7541014/10787806875Biblio

Tafel A.2.3 Charakteristische Werte f_k der Druckfestigkeit von Natursteinmauerwerk mit Normalmauermörtel nach DIN EN 1996-1-1/NA

Güteklasse	Steinfestigkeit[b] f_{bk}	Werte f_k[a] in Abhängigkeit von der Mörtelgruppe			
		I	II	IIa	III
	N/mm²	N/mm²			
1	2	3	4	5	6
N 1	≥ 20	0,6	1,4	2,2	3,3
	≥ 50	0,8	1,7	2,5	3,9
N 2	≥ 20	1,1	2,5	3,9	5,0
	≥ 50	1,7	3,0	4,4	5,5
N 3	≥ 20	1,4	4,2	5,5	6,9
	≥ 50	1,9	5,5	6,9	9,7
	≥ 100	2,8	6,9	8,3	11,1
N 4	≥ 20	3,3	5,5	6,9	8,3
	≥ 50	5,5	9,7	11,1	13,9
	≥ 100	8,3	12,5	15,2	19,4

[a] entspricht dem 5%-Quantilwert bei 95 % Aussagewahrscheinlichkeit.
[b] Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.
[c] Bei Fugendicken über 40mm sind die Werte f_k um 20 % zu vermindern.

f_{vk0} charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk ohne Auflast in N/mm² MG I: 0,08; MG II: 0,18; MG III: 0,22, MG III: 0,26

σ_{Dd} Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung im untersuchten Lastfall an der Stelle der maximalen Schubspannung. Für Rechteckquerschnitte gilt $\sigma_{Dd} = N_{ed}/A$ mit A: überdrückter Querschnitt. Im Regelfall ist die minimale Einwirkung $N_{ed} = 1{,}0\ N_G$ maßgebend.

2.3 Instandsetzung von Natursteinmauerwerk

Eine erfolgreiche Instandsetzung setzt eine sehr sorgfältige, umfassende Vorgehensweise und Bearbeitung unter Einbezug der entsprechenden Fachleute voraus (s. auch [Schubert – 93], [Knöfel – 93]). Die Thematik kann hier nur „angerissen" werden. Im folgenden werden einige stichwortartige Hinweise dazu gegeben.

- Eingehende, sorgfältige Zustandsaufnahme des Bauwerks oder Bauteils, vor allem in Bezug auf Standsicherheit, Gebrauchsfähigkeit, Feuchtebelastung (Niederschlagswasser, Bodenfeuchtigkeit), Salzbelastung, Mauerwerks(Wand)aufbau („Schalen"-, „Klamottenmauerwerk"), Hohlräume, Verwitterungszustand, Eigenschaften des Fugenmörtels (Gehalt an schädlich wirkenden Bestandteilen wie Sulfaten)
- Inhaltliche und zeitliche Abklärung der Instandsetzungsmaßnahmen mit allen notwendigen Fachleuten wie Architekten, Denkmalpflegern, Geologen bzw. Mineralogen, Baustoffkundlern, Tragwerksplanern, Bauphysikern u. a.
- Ggf. Probeausführungen
- Intensive fachliche Betreuung und Überwachung der Instandsetzung mit gründlicher Qualitätskontrolle
- Wirksamkeitskontrolle am Bauwerk
- Langzeitige Bauwerkskontrolle.

Weiterführende Literatur zur Thematik Instandsetzung von Natursteinmauerwerk ist z. B. [Schubert – 95], [Wenzel – 95], [Warnecke – 95], [Schubert – 93], [Schubert – 92], [Knöfel –93].

3 Tragverhalten von Mauerwerk

3.1 Allgemeines

Mauerwerk ist im Allgemeinen ein Verbundwerkstoff aus Mauersteinen und Mauermörtel. Seine Anwendung ist durch den Eurocode 6 (EC 6), d. h. durch die folgenden Normenteile oder durch bauaufsichtliche Zulassungen geregelt:

– DIN EN 1996-1-1 (02.2013): Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und un-

7541014/10787806875Biblio

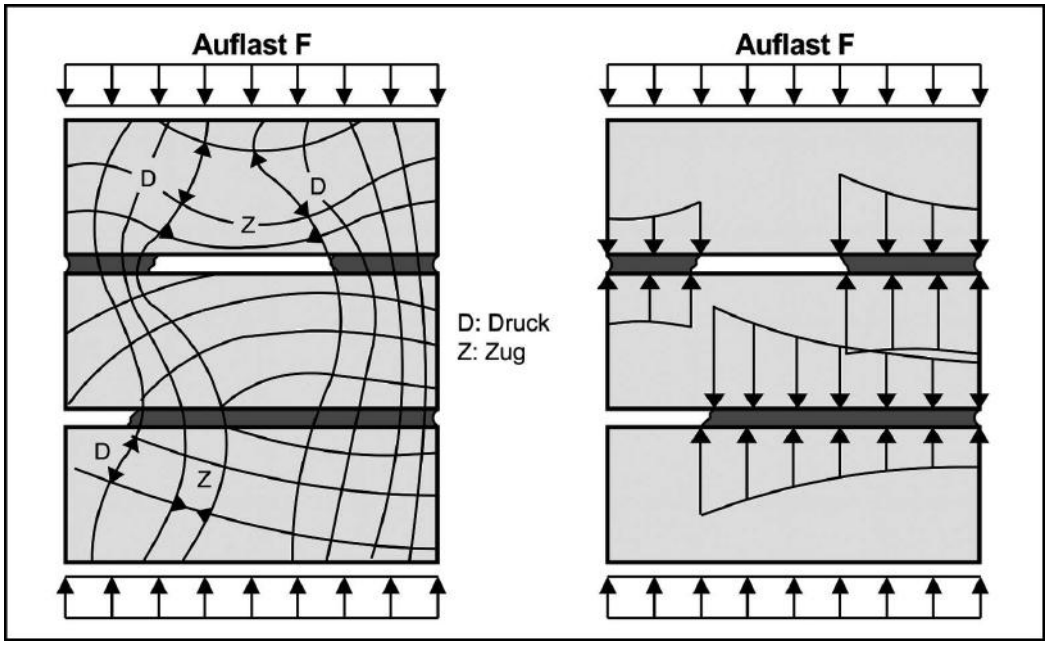


Abb. A.3.1 Spaltzugkräfte und Spannungsspitzen in der Lagerfuge (D, Z: Druck-, Zugtrajektorien)

bewehrtes Mauerwerk; deutsche Fassung EN 1996-1-1:2005 + A1:2012 mit DIN EN 1996-1-1/NA (05.2012) und Änderung A1: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk

– DIN EN 1996-1-2 (04.2011): Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung Für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1996-1-2:2005 + AC:2010 mit DIN EN 1996-1-2/NA (06.2013): Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Allgemeine Regeln – Teil 1-2: Tragwerksbemessung für den Brandfall

– DIN EN 1996-2 (12.2010): Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk; Deutsche Fassung EN 1996-2:2006 + AC: 2009 mit DIN EN 1996-2/NA (01.2012): Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk

– DIN EN 1996-3 (12.2012): Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten; Deutsche Fassung EN 1996-3:2006 + AC:2009 mit DIN EN 1996-3/NA (01.2012) und Änderung A1: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten

Das jeweilige Nationale Anwendungsdokument (NA) enthält zulässige, von der Bezugsnorm abweichende, sicherheitsrelevante (länderspezifische) Regelungen sowie ergänzende, der Bezugsnorm nicht widersprechende Angaben (NCI).

Die DIN 1053-2 (11.1996) enthält die Verfahrensweise zur Festlegung von Mauerwerksfestigkeitsklassen durch Eignungsprüfungen an Mauerwerk. Sie ist jedoch nicht bauaufsichtlich eingeführt worden. In DIN 1053-4 (04.2013) sind Fertigbauteile aus Mauerwerk genormt.

Die Bemessung von Mauerwerk erfolgt bezogen auf charakteristische Festigkeitswerte.

Mauerwerk kann auch ohne Mörtel als Trockenmauerwerk (nach Zulassung) angewendet werden. Mauerwerk muss im Verband ausgeführt werden, d. h., die Mauersteine sind schichtweise mit dem Überbindemaß gegeneinander zu versetzen.

Durch den Mauerwerksverband können Horizontalkräfte durch Haftung und/oder Reibung zwischen Stein und Mörtel übertragen bzw. aufgenommen werden. Der Verband ist deshalb i. A. eine wesentliche Voraussetzung für die Flächentragwirkung von Mauerwerkbauteilen als Platte bzw. Scheibe, d. h. für die Zug- bzw. Biegezug- und Schubbeanspruchbarkeit.

7541014/10787806875Biblio

Der Einfluss des Mauerwerkverbandes auf die Druckfestigkeit ist mit etwa 10 bis 20 % vergleichsweise gering.

Der Mörtel in den Fugen, i. W. der Lagerfugenmörtel, sorgt für die Kraftübertragung von Mauerstein zu Mauerstein und durch Ausgleich von Maßabweichungen der Mauersteine für eine gleichmäßigere Spannungsverteilung. Durch unvollständig vermörtelte Lagerfugen entstehen Spannungsspitzen (s. **Abb. A.3.1**).

In den Normen des EC 6 werden meist andere Formelzeichen verwendet als bisher in den deutschen Normen und Fachveröffentlichungen. Im Folgenden werden nur für bemessungsrelevante Werte die Formelzeichen des EC 6 verwendet.

3.2 Druckbeanspruchung

3.2.1 Beanspruchung

3.2.1.1 Spannungszustand; Einflüsse auf die Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeit von Mauerwerk ist sehr viel größer als die Zug- und Biegezugfestigkeit. Deshalb wird Mauerwerk vorzugsweise für druckbeanspruchte Bauteile verwendet.

Wird Mauerwerk senkrecht zu den Lagerfugen auf Druck beansprucht, so entstehen im Mauerstein Querzugspannungen. Das Druckversagen tritt durch Überschreiten der Steinquerzugfestigkeit $\beta_{Z,st}$ ein.

Da sich bei druckbeanspruchtem Mauerwerk der Mörtel in der Lagerfuge wegen seiner gegenüber dem Mauerstein i. A. größeren Querverformbarkeit stärker als dieser querverformen will, daran jedoch durch den Verbund mit dem Stein gehindert wird, resultieren daraus zusätzliche Querzugspannungen im Stein und entsprechende Querdruckspannungen im Mörtel (s. **Abb. A.3.2**). Die zusätzlichen Querzugspannungen wachsen mit dem Querverformungsunterschied $\Delta\varepsilon_q$ zwischen Mörtel und Stein und verringern die Druckfestigkeit des Mauerwerks. Diese wird somit i. W. von der Steinquerzugfestigkeit und der Mörtelquerverformung bestimmt (s. auch [Schubert – 85/1]).

Da aber die Steinquerzugfestigkeit relativ schwierig zu bestimmen ist, ist die Steindruckfestigkeit nach wie vor die maßgebende mechanische Eigenschaftskenngröße. Aus zahlreichen Untersuchungen der letzten Jahre ist jedoch heute der Zusammenhang zwischen Druck- und Querzugfestigkeit (ersatzweise häufig die Spaltzugfestigkeit) der Mauersteine relativ gut bekannt (s. **Tafel A.3.1**). Dies erlaubt eine differenziertere und fundiertere Betrachtung des Einflusses der Steinfestigkeit auf die Mauerwerksfestigkeit. Kleinere Verhältniswerte $\beta_{Z,st}/\beta_{D,st}$ führen in der Regel bei gleich großer Steindruckfestigkeit zu niedrigerer Mauerwerksdruckfestigkeit.

Tafel A.3.1 Mauersteine; Steinzug-/Steindruckfestigkeit $\beta_{Z,st}/\beta_{D,st}$ Anhaltswerte (aus [Schubert – 10])

Steinart Steinsorte	Norm	$\beta^{1)}_{Z,st}/\beta^{2)}_{D,st}$
1	2	3
Mz HLz	DIN V 105-100	0,04 0,03
KS o. GL KS m. GL KS L	DIN V 106	0,06 0,05 0,04
PP 2 PP 4, 6, 8	DIN V 4165-100	0,18 0,09
V2, Vbl 2 Hbl 2	DIN V 18152-100 DIN V 18151-100	0,105 0,086
V, Vbl ≥ 4 Hbl ≥ 4	DIN V 18152-100 DIN V 18151-100	0,062

[1)] Richtung Steinlänge
[2)] mit Formfaktor
o. GL, m. GL: ohne, mit Griffloch

Bei Verwendung von Mörteln mit stets der gleichen Art der Gesteinskörnung (Zuschlagart), also z. B. *Normalmörtel* aus Gesteinskörnung mit dichtem Gefüge (Sand), kann der Mörteleinfluss auf die Mauerwerksdruckfestigkeit ausreichend genau durch die Mörteldruckfestigkeit wiedergegeben werden. *Leichtmörtel* können jedoch, bedingt durch die anderen Arten der Gesteinskörnung (verschiedene leichte Gesteinskörnungen – Leichtzuschläge) bei gleicher Mörteldruckfestigkeit eine größere Querverformbarkeit besitzen und damit zu geringerer Mauerwerksdruckfestigkeit führen. Dies wird in der DIN V 18580 (Mörtelnorm) durch den Querdehnungsmodul E_q der Leichtmörtel berücksichtigt. Je kleiner E_q ist, desto größer ist die Querverformung und damit auch der ungünstige Einfluss des Leichtmörtels auf die Mauerwerksdruckfestigkeit (s. auch [Schubert – 85/2]). Dieser nachteilige Einfluss der Leichtmörtel nimmt auch mit größerer Steindruckfestigkeit zu, weil sich dann der Querdehnungsunterschied zwischen Leichtmörtel und Mauersteinen erhöht. In DIN EN 1996-1-1/NA bzw. in DIN V 18580 (Mörtelnorm) werden die Leichtmörtel je nach der Größe von E_q bzw. von Trockenrohdichte/ Wärmeleitfähigkeit in 2 Gruppen (LM 21, LM 36) mit entsprechend unterschiedlichen charakteristischen Mauerwerkdruckfestigkeiten eingeteilt (s. Abschn. A.3.2.1.3, **Abb. A.3.4**).

Bei *Dünnbettmörtel* ist ein Einfluss der Querverformbarkeit auf die Mauerwerksdruckfestigkeit wegen der geringen Mörtelfugendicke von 1 bis 3 mm praktisch nicht vorhanden. Im Wesentlichen dadurch bedingt, aber auch wegen der größeren Maßgenauigkeit der Mauersteine und der höheren Verbundfestigkeit zwischen Stein und Mörtel (s. auch Tafel A.3.2),

7541014/10787806875Biblio

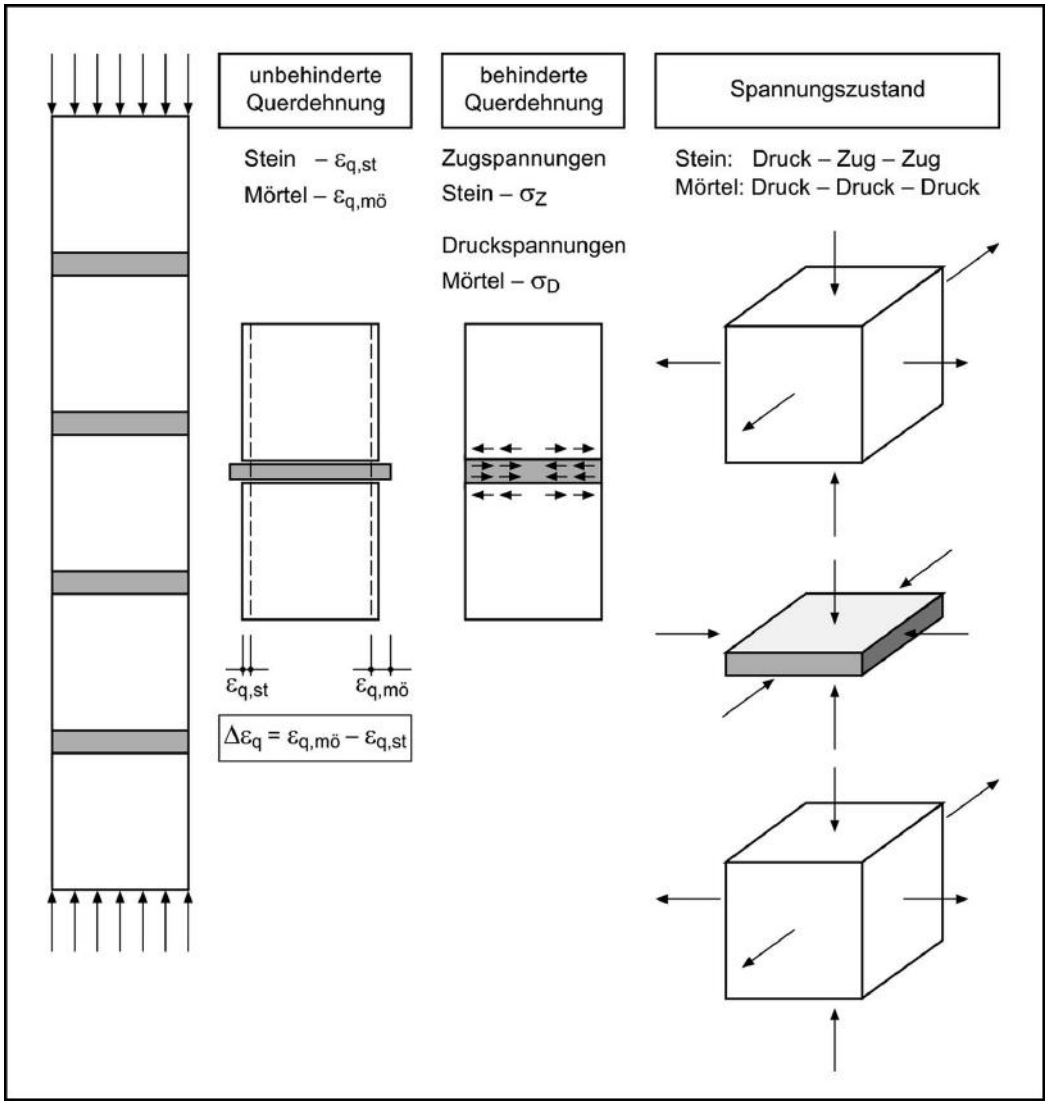


Abb. A.3.2 Mauerwerk unter Druckbeanspruchung; Spannungszustand, vereinfachte schematisierte Darstellung

Tafel A.3.2 Mauersteine, Mauermörtel; Haftscherfestigkeit β_{HS} in N/mm² (lufttrockene Mauersteine) Anhaltswerte (aus [Schubert – 10]) und Werte in Klammern aus {Brameshuber u. a. – 06]

Mauerstein	Mörtelart, -gruppe					
	II	IIa, LM	III	IIIa	DM	
1	2	3	4	5	6	
HLz	0,3	0,5 (0,45)	0,7	1,0	≥ 0,4	
KS, KS L	0,1	0,2 (0,20; 0,25)	0,3 (0,30)	0,4	≥ 0,6	(0,85)
Hbl, V, Vbl	0,4	0,6 (0,55)	0,7	0,9		(1,70)
PP	–	–	–	–		(0,75)

7541014/10787806875Biblio

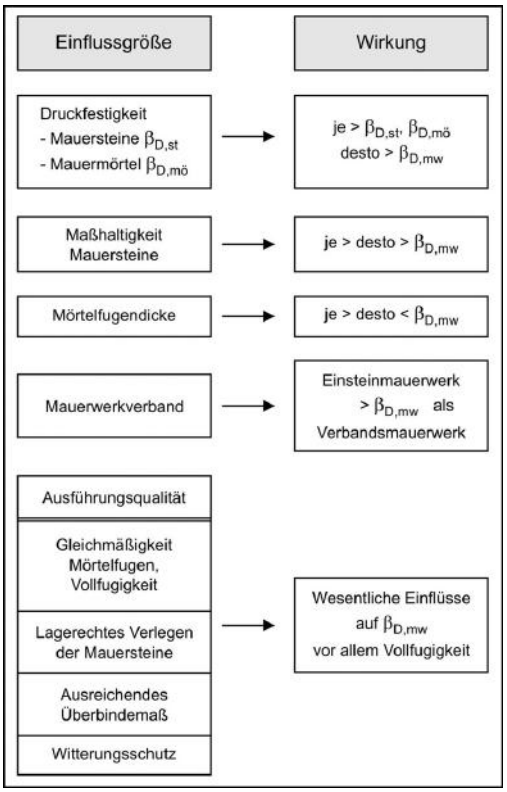


Abb. A.3.3 Einflussgrößen auf die Mauerwerksdruckfestigkeit und ihre Wirkung

sind die charakteristischen Druckfestigkeiten für Mauerwerk mit Dünnbettmörtel i. d. R. erheblich größer als für Mauerwerk mit Normalmörtel der Mörtelgruppe III, der in Bezug auf die Mörteldruckfestigkeit mit Dünnbettmörtel vergleichbar ist.

Der *Feuchtegehalt der Mauersteine beim Vermauern* kann die Mauerwerksdruckfestigkeit beträchtlich, nach Stein- und Mörtelart unterschiedlich stark, beeinflussen: Zum einen die Mauersteinfestigkeit selbst (s. [Schubert/Schmidt – 90]), zum anderen die Druckfestigkeit des Mörtels in der Lagerfuge. Dies betrifft vor allem Normalmörtel, weniger Leichtmörtel, s. auch [Riechers – 02]. Bei Dünnbettmörtel ist ein solcher Einfluss praktisch nicht vorhanden bzw. wirkt sich nicht auf die Mauerwerkdruckfestigkeit aus. Bei Mauerziegeln ist der Einfluss des Feuchtegehaltes nicht so groß wie bei anderen Mauersteinen. Die größte Mauerwerksdruckfestigkeit mit Mauerziegeln wird erreicht, wenn trockene Steine vermauert werden; bei Kalksandsteinen dagegen mit feuchten Steinen [Metje – 84].

Auch der *Verband* beeinflusst die Mauerwerksdruckfestigkeit. Da bei Normal- und Leichtmörtel-Mauerwerk im Stoßfugenbereich wegen der geringen Haftzugfestigkeit zwischen Mörtel und Stein keine wesentlichen Kräfte aufgenommen werden können, müssen diese über den Verbund Lagerfuge/Stein im Bereich über und unter der Stoßfuge übertragen werden. Deshalb ist z. B. die Mauerwerksdruckfestigkeit eines Pfeilers mit Stoßfugen etwas geringer als die eines stoßfugenfreien Pfeilers. Wegen der geringen Haftzugfestigkeit im Stoßfugenbereich unterscheidet sich die Mauerwerksdruckfestigkeit von gleichem Mauerwerk mit vermörtelten und nicht vermörtelten Stoßfugen nur wenig. Aus den genannten Gründen ergibt sich eine weitere Verringerung der Mauerwerksdruckfestigkeit, wenn auch in Richtung Wanddicke die Steine im Verband vermauert werden und damit weitere Stoßfugen (Längsfugen) – so zwischen den Läufersteinen – entstehen. Bei diesem – als Verbandsmauerwerk bezeichneten – Mauerwerk ist die Druckfestigkeit um 10 bis 20 % geringer als beim Einsteinmauerwerk (Steinbreite gleich Wanddicke).

Bei Dünnbettmauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen ist die Verbundfestigkeit im Stoßfugenbereich wesentlich höher als bei Mauerwerk mit Normal- und Leichtmörtel. Dies wirkt sich i. d. R. günstig auf die Mauerwerkdruckfestigkeit aus.

Von großem Einfluss ist der *Vermörtelungsgrad der Lagerfugen*. Nach [Kirtschig/Meyer – 89] verändert sich die Mauerwerksdruckfestigkeit proportional mit der Größe der auf die Gesamtfläche der Lagerfuge (Sollfläche)bezogenen sachgerecht vermörtelten Fläche (Istfläche).

Die wesentlichen Einflüsse auf die Mauerwerkdruckfestigkeit und ihre Wirkung sind in **Abb. A.3.3** aufgeführt.

3.2.1.2 Druckfestigkeit

Da bislang in Stein- und Mörtelnormen als mechanische Eigenschaftskenngröße nur die Druckfestigkeit $\beta_{D,st}$ bzw. $\beta_{D,mö}$ enthalten, nachzuweisen und anzugeben ist, kann die Mauerwerksdruckfestigkeit $\beta_{D,mw}$ rechnerisch i. allg. auch nur in Abhängigkeit von diesen Druckfestigkeiten dargestellt werden. Dies ist heute wegen der Vielzahl vorhandener Versuchsergebnisse (mehr als 2000 Mauerwerksversuche) möglich.

In guter Näherung kann die Mauerwerksdruckfestigkeit auf empirischer Basis aus der Steindruckfestigkeit und der Mörteldruckfestigkeit aus folgendem Zusammenhang errechnet werden:

$$\beta_{D,mw} = a \cdot \beta^{b}_{D,st} \cdot \beta^{c}_{D,mö}$$

Für alle Mauersteinarten und Normalmörtel ergibt sich nach [Mann – 83] die Gleichung (Mittelwerte)

$$\beta_{D,mw} = 0{,}83 \cdot \beta^{0{,}66}_{D,st} \cdot \beta^{0{,}18}_{D,mö}$$

Die Aussagegenauigkeit dieser Gleichung wird erheblich verbessert, wenn nach Stein- und Mörtelarten unterschieden wird. Heute existiert eine Reihe von Gleichungen zur Errechnung der Mauerwerksdruckfestigkeit für spezielle Stein-Mörtel-Kombinationen, welche die Druckfestigkeit des Mauerwerks mit guter

7541014/10787806875Biblio

Tafel A.3.3 Rechenansätze zur Bestimmung der mittleren Mauerwerkdruckfestigkeit $\beta_{D,mw\ in\ N/mm^2}$ senkrecht zu den Lagerfugen, Schlankheit $\lambda = 10$ (aus [Schubert – 10])
$\beta_{D,mw} = a \cdot \beta_{D,st}^{b} \cdot \beta_{D,mö}^{c}$ ($\beta_{D,st}$: Steindruckfestigkeit mit Formfaktor in N/mm², $\beta_{D,mö}$: Mörteldruckfestigkeit in N/mm²)

Mauerwerk			n	a	b	c	BEST
Mauersteine		Mörtel					
Art	Sorte						
1	2	3	4	5	6	7	8
Leichtbetonsteine	V, Vbl, Hbl	DM	35	0,85	0,84	0	97
		LM	80	0,85	0,58	0,15	82
		NM	167	0,82	0,73	0,07	87
	V, Vbl	LM	21	0,70	0,66	0,16	76
	Hbl	LM	59	0,86	0,57	0,14	83
	V, Vbl	NM	61	0,85	0,72	0,09	94
	Hbl	NM	106	0,89	0,69	0,05	78
	V, Vbl	DM	20	0,63	1,00	0	97
Porenbetonsteine	PB	NM	140	0,98	0,68	0,02	67
				0,99	0,69	0	64
		LM	17	0,80	0,64	0,09	–[1)]
				0,99	0,64	0	–[1)]
	PP	DM	162	0,63	1,00	0	94
				0,83	0,86	0	96
Normalbetonsteine	Hbn	NM	15	0,03	1,82	0,23	88
Kalksandsteine	KS (Vollsteine)	NM	276	0,70	0,74	0,21	81
	KS (Blocksteine)	NM	24	0,44	0,92	0,17	96
	KS L (Lochsteine)	NM	108	0,85	0,57	0,20	66
	KS L (Hohlblocksteine)	NM	70	0,99	0,64	0,05	72
	KS (Blocksteine, Planelemente)	DM	66	0,53	1,00	0	70
Mauerziegel	Mz	NM	55	0,73	0,73	0,16	(52)
	HLz		342	0,55	0,56	0,46	88
	Leichthochlochziegel	DM	9	0,75	0,72	0	78
		LM 21	17	0,67	0,50	0,05	(41)
		LM 21	17	0,18	1,00	0	(46)
		LM 36	13	0,47	0,82	0	70
		LM 36	13	0,28	1,00	0	67
		NM	28	0,26	0,82	0,42	77

[1)] Zu wenig Versuchswerte n: Anzahl der Versuchswerte BEST: Bestimmtheitsmaß

7541014/10787806875Biblio

Tafel A.3.4 Einteilung von Mauerwerk

Mauerwerk		Mauersteine		Mauermörtel	
Gruppe	Festigkeits-klasse	Rohdichte-klasse	Festigkeits-klasse	Art	Gruppe[2)]
1	2	3	4	5	6
Leichtmauer-werk (LMW)	≤ 4 (≤ 5)	≤ 1,0	≤ 6 (8, 12)[1)]	LM DM (NM)[3)]	LM 21, LM 36 III (II, IIa, III)[3)]
Normalmauer-werk (NMW)	≥ 2,5 (4) ≤ 11	≥ 1,0 (≤ 1,4)	≥ 12 ≤ 28	NM DM	II, IIa, III (IIIa)[3)] III
Hochfestes Mauerwerk (HMW)	≥ 11 ≤ 20	≥ 1,6	≥ 36 ≤ 60	NM DM	(IIa)[3)], III, IIIa III

[1)] ( ) Leichthochlochziegel, sonst nicht sinnvoll.
[2)] Mindestdruckfestigkeit im Alter von 28 d in N/mm²: II: 2,5; IIa: 5; III: 10; IIIa: 20
[3)] ( ): nicht sinnvoll

Genauigkeit wiedergeben. Sie sind in der **Tafel A.3.3** (aus [Schubert – 10]) zusammengestellt.

Bei Mauerwerk mit Dünnbettmörtel kann davon ausgegangen werden, dass die Mörteldruckfestigkeit ohne wesentlichen Einfluss auf die Mauerwerksdruckfestigkeit ist. Dies ist dadurch erklärbar, dass wegen der dünnen Mörtelfuge (1 bis 3 mm) und der hohen Verbundfestigkeit zwischen Dünnbettmörtel und Mauersteinen ungünstige Einflüsse aus Querverformungsunterschieden zwischen Stein und Mörtel nicht mehr auftreten. Die Angaben in **Tafel A.3.3** bestätigen dies.

In verschiedenen Fällen kann es notwendig werden, die Druckfestigkeit von ausgeführtem Mauerwerk zu beurteilen. Eine ausführliche Abhandlung dazu findet sich in [Schubert – 95].

Mauerwerk kann nach **Tafel A.3.4** eingeteilt werden.

In den **Abb. A.3.4** und **A.3.5** sind beispielhaft Mittelwertkurven der Mauerwerksdruckfestigkeit für verschiedene Mauersteinarten und Mörtelarten dargestellt. Daraus wird deutlich:

- Der Einfluss der Mörteldruckfestigkeit auf $\beta_{D,mw}$ ist bei Steinen mit niedriger Druckfestigkeit meist sehr gering. Dies ist auf die dann geringen Querverformungsunterschiede zwischen Stein und Mörtel zurückzuführen.
- Die $\beta_{D,mw}$-Werte für Leichtmörtel-Mauerwerk sind vor allem bei großer Steindruckfestigkeit – wegen des zunehmenden Querverformungsunterschiedes zwischen Stein und Mörtel – deutlich kleiner als für Normalmörtel-Mauerwerk. Zu beachten ist dabei allerdings, dass die Verwendung von Leichtmörtel nur mit wärmedämmenden Mauersteinen ($\beta_{N,st} \leq 12$) sinnvoll ist.
- Für Dünnbettmörtel-Mauerwerk ergeben sich vergleichsweise hohe $\beta_{D,mw}$-Werte, vor allem bei größerer Steindruckfestigkeit, weil bei Dünnbettmörtel der sonst i. allg. ungünstige Einfluss der Mörtelquerverformung nicht auftritt.

Wegen der geringeren Stein-Querzugfestigkeit der Lochsteine ist die Mauerwerkdruckfestigkeit bei gleicher Steindruckfestigkeit niedriger als für Mauerwerk mit Vollsteinen, s. **Abb. A.3.4**.

3.2.1.3 Charakteristische Festigkeitswerte

Bei der Bemessung von Mauerwerkbauteilen auf Druck wird auf die charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk f_k bezogen. Diese kann nach DIN EN 1996-1-1 aus folgender Gleichung ermittelt werden:

$$f_k \approx K \cdot f_b^{\alpha} \cdot f_m^{\beta}$$

mit

- f_k charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk in N/mm² bezogen auf die theoretische Schlankheit $\lambda = 0$
- K Konstante, ggf. verschieden je nach Mauerwerk
- α, β Konstanten, ggf. verschieden je nach Mauerwerk
- f_b normierte Mauersteindruckfestigkeit in Lastrichtung in N/mm²
- f_m Druckfestigkeit des Mauermörtels in N/mm²

Nach NA ist f_b zu ersetzen durch die umgerechnete mittlere Steindruckfestigkeit einschl. Formfaktor in Lastrichtung f_{st}

DIN EN 1996-1-1/NA/A1 enthält Tabellen der Gleichungsparameter für verschiedenes *Einsteinmauerwerk*. Den Tabellenwerten liegt i.w. eine entsprechende aktuelle Auswertung von Untersuchungsergebnissen zugrunde [Brameshuber/Graubohm – 10].

Die Tafeln A.3.5a bis A.3.5d enthalten f_k-Werte, die aus den Gleichungsparametern für verschiedenes Mauerwerk errechnet wurden.

7541014/10787806875Biblio

Tafel A.3.5a Charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm² nach DIN EN 1996-1-1/NA/A1; Einsteinmauerwerk mit Normalmörtel aus Hochlochziegeln HLz A, HLz B, Hlz W, Mauertafelziegeln T1 bis T4, Leichtlanglochziegeln LLz sowie Kalksand-Loch- und Hohlblocksteinen KS L

f_{st}	HLz A, HLz B, T1, KS L				HLz W, T2, T3, T4, LLz[1)]			
	NM II	NM IIa	NM III	NM IIIa	NM II	NM IIa	NM III	NM IIIa
2,5	–	–	–	–	–	–	–	–
5,0	2,1	2,4	–	–	1,7	1,9	2,3	2,6
7,5	2,7	3,1	–	–	2,2	2,5	2,9	3,3
10,0	3,1	3,9	–	–	2,5	3,2	3,5	3,9
12,5	3,5	4,5	5,0	5,6	2,8	3,6	4,0	4,5
15,0	3,9	5,0	5,6	6,2	3,1	4,0	4,4	5,0
20,0	4,6	5,9	6,6	7,4	3,7	4,7	5,2	5,9
25,0	5,3	6,7	7,6	8,4	4,2	5,4	6,0	6,7
35,0	–	–	9,2	10,2	5,1	6,6	7,3	8,2
45,0	–	–	10,7	11,9	5,9	7,6	8,4	9,5
60,0	–	–	12,6	14,0	7,0	9,0	10,0	11,2
75,0	–	–	14,4	16,0	8,0	10,2	11,4	12,8

[1)] f_k darf bei HLz W und T4 nicht größer angesetzt werden als für f_{st} = 15,0; bei T2 und T3 nicht größer als für f_{st} = 25,0

Tafel A.3.5b Charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm² nach DIN EN 1996-1-1/NA/A1; Einsteinmauerwerk mit Normal- und Leichtmörtel aus Vollziegeln Mz und Kalksand-Vollsteinen KS sowie Kalksand-Blocksteinen

f_{st}	Mz, KS, KS-Blocksteine				Mz, KS[1)]	
	NM II	NM IIa	NM III	NM IIIa	LM21	LM36
2,5	1,9	–	–	–	1,2	1,3
5,0	2,8	–	–	–	1,6	2,2
7,5	3,6	4,0	–	–	2,2	2,8
10,0	4,2	4,7	–	–	2,5	3,3
12,5	4,8	5,4	6,0	–	2,8	–
15,0	5,4	6,0	6,7	7,5	3,1	–
20,0	6,3	7,1	8,0	8,9	–	–
25,0	7,2	8,1	9,0	10,1	–	–
35,0	8,8	9,8	11,0	12,3	–	–
45,0	10,2	11,4	12,8	14,3	–	–
60,0	–	–	15,1	16,9	–	–

[1)] i. d. R. für Mauerwerk mit Kalksandsteinen nicht sinnvoll

7541014/10787806875Biblio

Tafel A.3.5c Charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm² nach DIN EN 1996-1-1/NA/A1; Einsteinmauerwerk mit Normal- und Leichtmörtel aus Leichtbeton- und Betonsteinen

Mauersteine	Mauermörtel	f_{st}							
		2,5	5,0	7,5	10,0	12,5	15,0	20,0	25,0
V, Vbl	II	1,5	2,5	3,4	–	–	–	–	–
	IIa	1,6	2,7	3,7	4,5	5,4	6,1	–	–
	III	1,8	3,0	4,0	5,0	5,8	6,7	8,3	9,8
Vbl S, Vbl SW	II	1,4	2,1	2,7	–	–	–	–	–
	IIa	1,6	2,4	3,1	3,9	4,5	5,0	–	–
	III	1,9	2,9	3,6	4,4	5,0	5,6	–	–
Vn, Vbn Vm, Vmb	II	1,9	2,8	4,0	–	–	–	–	–
	IIa	2,1	2,9	4,0	5,0	5,4	6,0	–	–
	III	2,4	2,9	4,0	5,0	6,0	6,7	8,0	9,1
Hbl, Hbn	II	1,4	2,2	2,9	–	–	–	–	–
	IIa	1,6	2,4	3,1	3,7	4,3	4,8	–	–
	III	1,7	2,6	3,3	4,0	4,6	5,1	6,1	7,1
Vollsteine	LM 21	1,4	2,3	3,0	3,6	–	–	–	–
Lochsteine	LM 36	1,4	2,3	3,0	3,6	4,2	4,7	–	–

Tafel A.3.5d Charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm² nach DIN EN 1996-1-1/NA/A1; Einsteinmauerwerk mit Dünnbettmörtel aus Kalksand-Plansteinen, Kalksand-Planelementen und Porenbetonsteinen

f_{st}	KS-XL	KS-XL-N KS-XL-E	KS-P	KS L-P	Vollsteine aus Porenbeton
2,5	1,7	1,7	1,7	2,0	1,8
5,0	2,9	2,9	2,9	3,0	3,0
7,5	4,0	4,0	4,0	3,7	4,1
10,0	5,0	5,0	5,0	4,4	5,1
12,5	6,0	6,0	6,0	5,0	–
15,0	9,4	7,0	7,0	5,6	–
20,0	11,2	8,8	8,8	6,6	–
25,0	12,9	10,5	10,5	7,6	–
35,0	16,0	13,8	13,8	–	–
45,0	–	–	16,8	–	–

7541014/10787806875Biblio

Tafel A.3.6a Charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm² nach DIN EN 1996-3/NA/A1; Einsteinmauerwerk mit Normalmörtel aus Hochlochziegeln HLz A, HLz B, Mauertafelziegeln T1, Vollziegeln, Kalksandsteinen

Steindruckfestigkeitsklasse SFK	HLz A, HLz B, T1, KS-Loch- und Hohlblocksteine				Vollziegel, KS-Vollsteine, KS-Blocksteine			
	NM II	NM IIa	NM III	NM IIIa	NM II	NM IIa	NM III	NM IIIa
2	–	–	–	–	–	–	–	–
4	2,1	2,4	2,9	–	2,8	–	–	–
6	2,7	3,1	3,7	–	3,6	4,0	–	–
8	3,1	3,9	4,4	–	4,2	4,7	–	–
10	3,5	4,5	5,0	5,6	4,8	5,4	6,0	–
12	3,9	5,0	5,6	6,3	5,4	6,0	6,7	7,5
16	4,6	5,9	6,6	7,4	6,4	7,1	8,0	8,9
20	5,3	6,7	7,5	8,4	7,2	8,1	9,1	10,1
28	5,3	6,7	9,2	10,3	8,8	9,9	11,0	12,4
36	5,3	6,7	10,6	11,9	10,2	11,4	12,7	14,3
48	5,3	6,7	12,5	14,1	10,2	11,4	15,1	16,9
60	5,3	6,7	14,3	16,0	10,2	11,4	15,1	16,9

Tafel A.3.6b Charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm² nach DIN EN 1996-3/NA/A1; Einsteinmauerwerk mit Normalmörtel aus Hochlochziegeln Hlz W, Mauertafelziegeln T2 bis T4, Leichtlanglochziegeln LLz

Steindruckfestigkeitsklasse SFK	NM II	NM IIa	NM III	NM IIIa
4	1,7	2,0	2,3	2,6
6	2,2	2,5	2,9	3,3
8	2,5	3,2	3,5	4,0
10	2,8	3,6	4,0	4,5
12	3,1	4,0	4,5	5,0
16	3,7(3,1)	4,7(4,0)	5,3(4,5)	5,9(5,0)
20	4,2(3,1)	5,4(4,0)	6,0(4,5)	6,7(5,0)
Werte in Klammern: Mauerwerk mit Hochlochziegeln HLz W und Mauertafelziegeln T4				

7541014/10787806875Biblio

Tafel A.3.6c Charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm² nach DIN EN 1996-3/NA/A1; Einsteinmauerwerk mit Normal- und Leichtmörtel aus Leichtbeton- und Betonsteinen

Mauerstein	Mörtelgruppe	Steindruckfestigkeitsklasse SFK							
		2	4	6	8	10	12	16	20
Hbl, Hbn	II	1,4	2,2	2,9	2,9	2,9	2,9	–	–
	IIa	1,5	2,4	3,1	3,7	4,3	4,8	–	–
	III, IIIa	1,7	2,6	3,3	4,0	4,6	5,1	–	–
V, Vbl	II	1,5	2,5	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4
	IIa	1,6	2,7	3,7	4,5	5,4	6,1	6,1	6,1
	III, IIIa	1,8	3,0	4,0	5,0	5,9	6,7	8,3	9,8
Vn, Vbn	II	–	2,8	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6[1)]
Vm, Vmb	IIa	–	2,9	4,0	4,7	5,4	6,0	6,0	6,0[1)]
	III,IIIa	–	2,9	4,0	5,0	6,0	6,7	8,0	9,1[1)]
Vbl S,	II	1,4	2,1	2,7	2,7	2,7	2,7	–	–
Vbl SW	IIa	1,6	2,4	3,1	3,9	4,5	5,0	–	–
	III, IIIa	1,8	2,9	3,7	4,4	5,0	5,6	–	–
Vollsteine Lochsteine	LM21/ LM36	1,4	2,3	3,0	3,6	–	–	–	–

[1)] Steinfestigkeitsklasse ≥ 20

Tafel A.3.6d Charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm² nach DIN EN 1996-3/NA/A1; Einsteinmauerwerk mit Dünnbettmörtel aus Kalksand-Plansteinen, Kalksand-Planelementen und Porenbetonsteinen PP

Steindruckfestigkeitsklasse SFK	Planelemente		Plansteine		PP
	KS XL	KS XL-N KS XL-E	KS P	KS L-P	
2	–	–	–	–	1,8
4	2,9	2,9	2,9	2,9	3,0
6	4,0	4,0	4,0	3,7	4,1
8	5,0	5,0	5,0	4,4	5,1
10	6,0	6,0	6,0	5,0	–
12	9,4	7,0	7,0	5,6	–
16	11,2	8,8	8,8	6,6	–
20	12,9	10,5	10,5	7,6	–
28	16,0	13,8	13,8	7,6	–
36	16,0	13,8	16,8	7,6	–
48	16,0	13,8	16,8	7,6	–
60	16,0	13,8	16,8	7,6	–

7541014/10787806875Biblio

Tafel A.3.6e Charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm² nach DIN EN 1996-3/NA/A1; Einsteinmauerwerk mit Leichtmauermörtel aus Mauerziegeln und Kalksandsteinen

Steindruckfestigkeitsklasse SFK	LM 21	LM 36
2	1,2	1,3
4	1,6	2,2
6	2,2	2,9
8	2,5	3,3
10	2,8	3,3
12	3,0	3,3
16	3,0	3,3
20	3,0	3,3
28	3,0	3,3

In DIN EN 1996-3/NA/A1 („Vereinfachte Berechnungsmethoden“) sind die f_k-Werte für *Einsteinmauerwerk* in Abhängigkeit von Steindruckfestigkeitsklasse, Mörtelart und -gruppe für verschiedene Mauersteine angegeben. Die **Tafeln A.3.6** enthalten die f_k-Werte für verschiedenes Mauerwerk mit Normal- und Leichtmörtel sowie für Dünnbettmauerwerk aus Kalksand- und Porenbetonsteinen. Dünnbettmauerwerk aus anderen Plansteinen bedarf der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung. Bei *Verbandsmauerwerk* mit Normalmörtel sind die f_k-Werte mit 0,8 zu multiplizieren.

In der **Tafel 3.5** ergibt sich die Steinfestigkeitsklasse SFK aus der mittleren Steinfestigkeit f_{st} zu SFK = 0,8 $\cdot f_{st}$.

Beispiel: für f_{st} = 5,0 ist SFK = 4.

3.2.1.4 Prüfung

Die Druckfestigkeit von Mauerwerk wird im Regelfall an kleinen Mauerwerkwänden nach DIN 18554-1 s. **Abb. A.3.7**, DIN EN 1052-1 (12.1998) bzw. durch zentrische Belastung bis zum Versagen ohne Berücksichtigung der Schlankheit bestimmt. Die Druckspannung σ_D wird stetig mit konstanter Belastungs- oder Verformungsgeschwindigkeit bis zum Bruch gesteigert. Die Druckfestigkeit β_D ergibt sich aus

$$\beta_D = \frac{\max \sigma_D}{A}$$

A: Belastete Querschnittsfläche

Durch Messung der Längsverformung ε_l (ggf. auch der Querverformung ε_q) können die Spannungs(σ_D)-Dehnungs(ε)-Linie und der Elastizitätsmodul E als Sekantenmodul bei einmaliger Belastung und 1/3 der Höchstspannung ermittelt werden:

$$E = 0{,}33 \cdot \frac{\max \sigma_D}{\varepsilon_l} \quad .$$

Wenn erforderlich, können nach der gleichen Verfahrensweise auch geschosshohe Wände geprüft werden.

3.2.2 Beanspruchung parallel zu den Lagerfugen

3.2.2.1 Spannungszustand, Einflüsse auf die Druckfestigkeit

Bei Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen muss die Kraftübertragung zwischen den einzelnen Mauersteinen ausschließlich über den Lagerfugenverbund erfolgen, d. h., die Haftscherfestigkeit wird maßgebend.

Sind die Stoßfugen vermörtelt, kann es zum Ablösen der einzelnen „Schichtsäulen“ kommen, wenn deren Steifigkeit sich wesentlich von derjenigen der „Mörtelscheibe“ unterscheidet, d. h. die Steifigkeit bzw. die Steifigkeitsunterschiede der Schichten beeinflussen den Spannungszustand.

Die wesentlichen Einflüsse auf die Druckfestigkeit sind:

- Die Längsdruckfestigkeit der Mauersteine
- Die Haftscherfestigkeit zwischen Mauerstein und Lagerfugenmörtel
- Die Ausführung der Stoßfugen: vermörtelt, unvermörtelt
- Der Mauerwerkverband: Einstein-, Verbandsmauerwerk; das Überbindemaß
- Die Steifigkeitsverhältnisse zwischen Mauerstein und Lagerfugen bzw. zwischen den Mauersteinschichten und den Lagerfugen.

Die Beanspruchbarkeit auf Längsdruck wird durch Auflast senkrecht zu den Lagerfugen vergrößert. Diesbezügliche Untersuchungsergebnisse sind nicht bekannt.

3.2.2.2 Druckfestigkeit

Untersuchungsergebnisse sind in [Schubert – 01] zusammengestellt und ausgewertet. Der Einfluss der Stoßfugenausführung ist sehr hoch; für Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen ergaben sich rd. doppelt so hohe Druckfestigkeitswerte wie für Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen. Höhere Steinlängsdruckfestigkeit führte bei Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen zu deutlich vergrößerter Mauerwerkslängsdruckfestigkeit.

Die Verhältniswerte der Mauwerkdruckfestigkeit parallel zu den Lagerfugen/Mauerwerkdruckfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen liegen im Bereich von rd. 0,2 bis rd. 0,8. Sie sind für Mauerwerk mit Voll-

7541014/10787806875Biblio

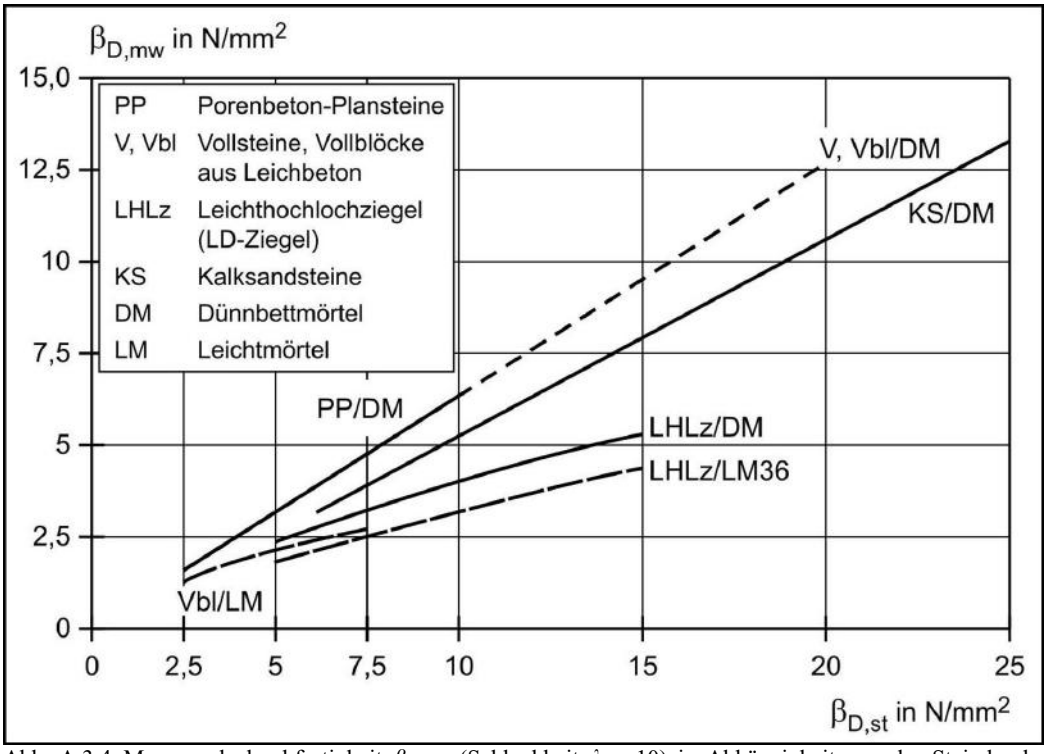


Abb. A.3.4 Mauerwerksdruckfestigkeit $\beta_{D,mw}$ (Schlankheit λ = 10) in Abhängigkeit von der Steindruckfestigkeit $\beta_{D,st}$

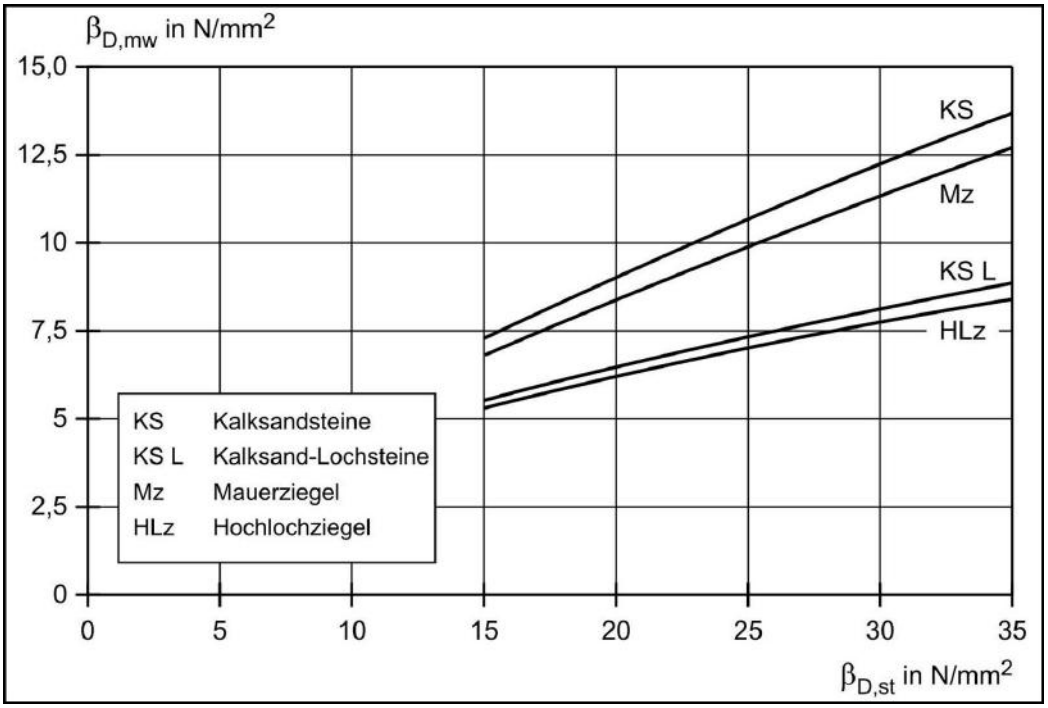


Abb. A.3.5 Mauerwerksdruckfestigkeit $\beta_{D,mw}$ (Schlankheit λ = 10) in Abhängigkeit von der Steindruckfestigkeit $\beta_{D,st}$, Normalmörtel MG IIa

7541014/10787806875Biblio

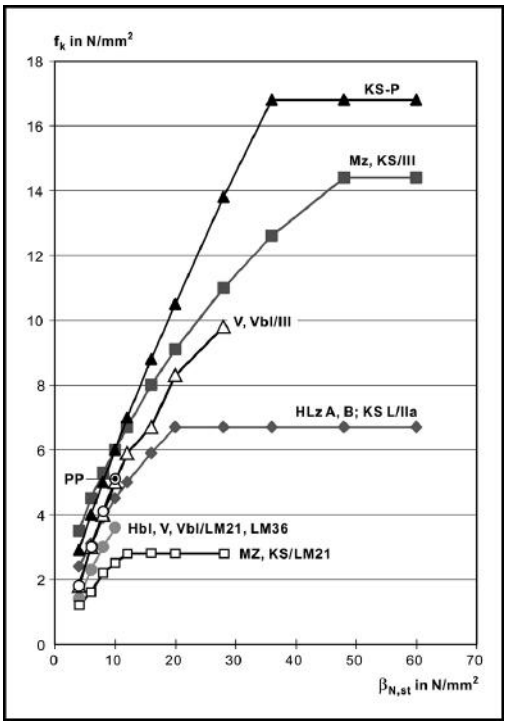


Abb. A.3.6 Charakteristische Druckfestigkeit von Einsteinmauerwerk f_k nach DIN EN 1996-3/NA in Abhängigkeit von Steindruckfestigkeitsklasse $\beta_{N,st}$ (SFK); ausgewählte Stein-Mörtel-Kombinationen

steinen i. d. R. größer als für Mauerwerk mit Lochsteinen.

3.2.2.3 Charakteristische Festigkeitswerte

Nach DIN EN 1996-1-1/NA darf die charakteristische Druckfestigkeit nach der Gleichung

$$f_k \approx K \cdot f_b^{\alpha} \cdot f_m^{\beta}$$

bestimmt werden, wobei für f_b die mittlere Druckfestigkeit der Mauersteine in Lastrichtung (Längsdruckfestigkeit) aus der CE-Deklaration zu entnehmen ist.

Der zugehörige *K*-Wert aus den Tabellen NA.4 bis NA.10 ist mit 0,5 zu multiplizieren.

3.2.2.4 Prüfung

Ein genormtes Prüfverfahren existiert bislang nicht. Empfohlen wird die Prüfung mit dem in [Schubert – 01] beschriebenen Verfahren.

3.3 Zug- und Biegezugbeanspruchung

3.3.1 Allgemeines, Bedeutung

Die *Zugfestigkeit von Mauerwerk* senkrecht und parallel zu den Lagerfugen ist vor allem bei Bauteilen ohne wesentliche Auflast (kein „Überdrücken" der Zugspannungen) von Bedeutung. In diesen Bauteilen können durch behinderte Formänderungen (Schwinden, Abkühlen) Zugspannungen entstehen (s. dazu auch Kapitel E), die bei Überschreiten der Zugfestigkeit schädliche Risse verursachen. Diese Risse beeinträchtigen i. d. R. nicht die Standsicherheit, jedoch die Gebrauchsfähigkeit. Zur Beurteilung der Risssicherheit – aber auch für die Bemessung einer konstruktiven Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung – wird die Zugfestigkeit benötigt.

Die Kenntnis der *Biegezugfestigkeit von Mauerwerk* senkrecht und parallel zu den Lagerfugen ist für die Bemessung von Mauerwerksbauteilen auf Biegung (ohne und mit Bewehrung) erforderlich. Solche Bauteile sind z. B. auf Erddruck beanspruchte Kellerwände unter Terrassen (geringe Auflast), Ausfachungen, Verblendschalen sowie freistehende Wände.

3.3.2 Beanspruchung senkrecht zu den Lagerfugen

3.3.2.1 Spannungszustand, Einflüsse auf die Zug-, Biegezugfestigkeit

Das Mauerwerk versagt i. allg. durch Überschreiten der Haftzugfestigkeit β_{HZ} zwischen Mauerstein und Lagerfugenmörtel. Nur bei hoher Haftzugfestigkeit (z. B. bei Dünnbettmörtel) und geringer Zugfestigkeit der Mauersteine in Richtung Steinhöhe wird die Steinzugfestigkeit für das Versagen maßgebend (s. **Abb. A.3.8**).

Die Haftzugfestigkeit und damit die Zug-, Biegezugfestigkeit ist bei Mauerwerk mit Normal- und Leichtmörtel meist vergleichsweise klein, auch bedingt durch häufige Ausführungsmängel (nicht vollflächiger Mörtelauftrag auf die Steinlagerflächen) sowie Randschwinden von Mauermörtel und ggf. Mauersteinen. Deutlich größer sind die Festigkeiten bei Dünnbettmauerwerk und bei Mauerwerk aus Lochsteinen (wegen der wesentlich höheren Verbundfestigkeit Dünnbettmörtel – Mauerstein bzw. der „Verklammerung" des Mörtels durch Eindringen in die Steinlochungen – bilden von Mörteldornen).

3.3.2.2 Zug-, Biegezugfestigkeit

Zugfestigkeitswerte sind nicht bekannt. Die Biegezugfestigkeitswerte werden meist von der Biegehaftzugfestigkeit bestimmt. Die derzeit verfügbaren Versuchswerte sind in **Abb. A.3.9** dargestellt [Schmidt/Schubert – 04]. Nach deren Auswertung wären folgende charakteristische Biegezugfestigkeitswerte f_{xk1} ansetzbar, die auch durch neuere Versuche bestätigt werden:

- Mauerwerk mit Normal- und Leichtmörtel $f_{xk1} = 0{,}05$ N/mm²
- Mauerwerk mit Dünnbettmörtel $f_{xk1} = 0{,}15$ N/mm²

7541014/10787806875Biblio

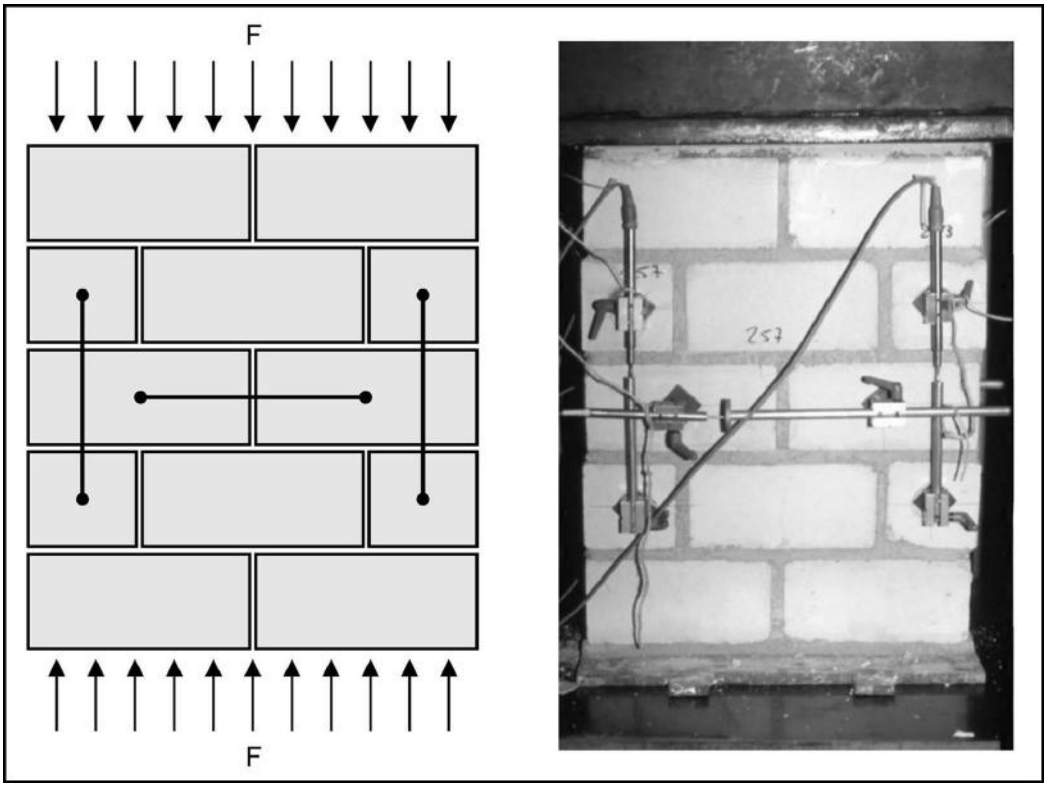


Abb. A.3.7 Prüfung der Druckfestigkeit von Mauerwerk; Prüfkörper mit Vorrichtung zur Messung der Längs- und Querverformung

3.3.2.3 Zulässige Spannungen, Rechenfestigkeiten, charakteristische Festigkeitswerte

Nach DIN EN 1996-1-1/NA dürfen Zug- bzw. Biegezugspannungen bzw. -festigkeiten in tragenden Wänden nicht in Rechnungen gestellt werden.

Ausgenommen davon sind Wände aus Planelementen, die nur durch zeitweise einwirkende Lasten rechtwinklig zur Oberfläche beansprucht werden (z. B. Wind auf Ausfachungsmauerwerk). Für diesen Fall darf eine charakteristische Biegezugfestigkeit f_{xk1} = 0,2 N/mm^2 angesetzt werden. Ein Versagen der Wand darf nicht zu einem größeren Einsturz oder zum Stabilitätsverlust des gesamten Tragwerks führen.

3.3.3 Beanspruchung parallel zu den Lagerfugen

3.3.3.1 Spannungszustand, Einflüsse auf die Zug-, Biegezugfestigkeit

Bei zentrischer, *einaxialer (reiner) Zugbeanspruchung* versagt das Mauerwerk durch Überschreiten der Steinzugfestigkeit $\beta_{Z,st}$ oder der Scherfestigkeit β_a in den Lagerfugen zwischen Mauerstein und Mauermörtel (s. **Abb. A.3.10**). Dabei wird davon ausgegangen, dass im Stoßfugenbereich keine oder nur sehr geringe Zugkräfte übertragen werden können. Dies trifft für das heute im Stoßfugenbereich planmäßig meist nur teilweise oder gar nicht (Nut- und Federausbildung) vermörtelte Mauerwerk zu. Aber auch bei planmäßig voll vermörtelten Stoßfugen mit Normal- und Leichtmörtel ist die Haftzugfestigkeit zwischen Mörtel und Stein schon wegen der i. allg. mangelhaft ausgeführten Vermörtelung und dem Mörtelschwinden (Ablösen vom Stein) vernachlässigbar gering. Nur bei vollständig vermörtelten Stoßfugen mit Dünnbettmörtel ergeben sich nennenswerte Verbundfestigkeiten.

Die *Steinzugfestigkeit* ist, bedingt durch stoffliche Unterschiede, aber auch wegen möglicher Lochungen und deren Anteil und Form je nach Steinart und -sorte, verschieden groß. Die in **Tafel A.3.1** angegebenen Anhaltswerte (bezogen auf die Steindruckfestigkeit) unterscheiden sich um bis zum 6fachen.

Die *Scherfestigkeit* zwischen Stein und Lagerfuge wird durch die Adhäsion zwischen Stein und Mörtel bzw. durch die Kohäsion im Mörtelfugenbereich und den Reibungsanteil $\mu \cdot \sigma_D$ (μ: Reibungswert, σ_D: Druckspannung senkrecht zur Lagerfuge) bestimmt. Adhäsion und Kohäsion werden als Haftscher-

7541014/10787806875Biblio

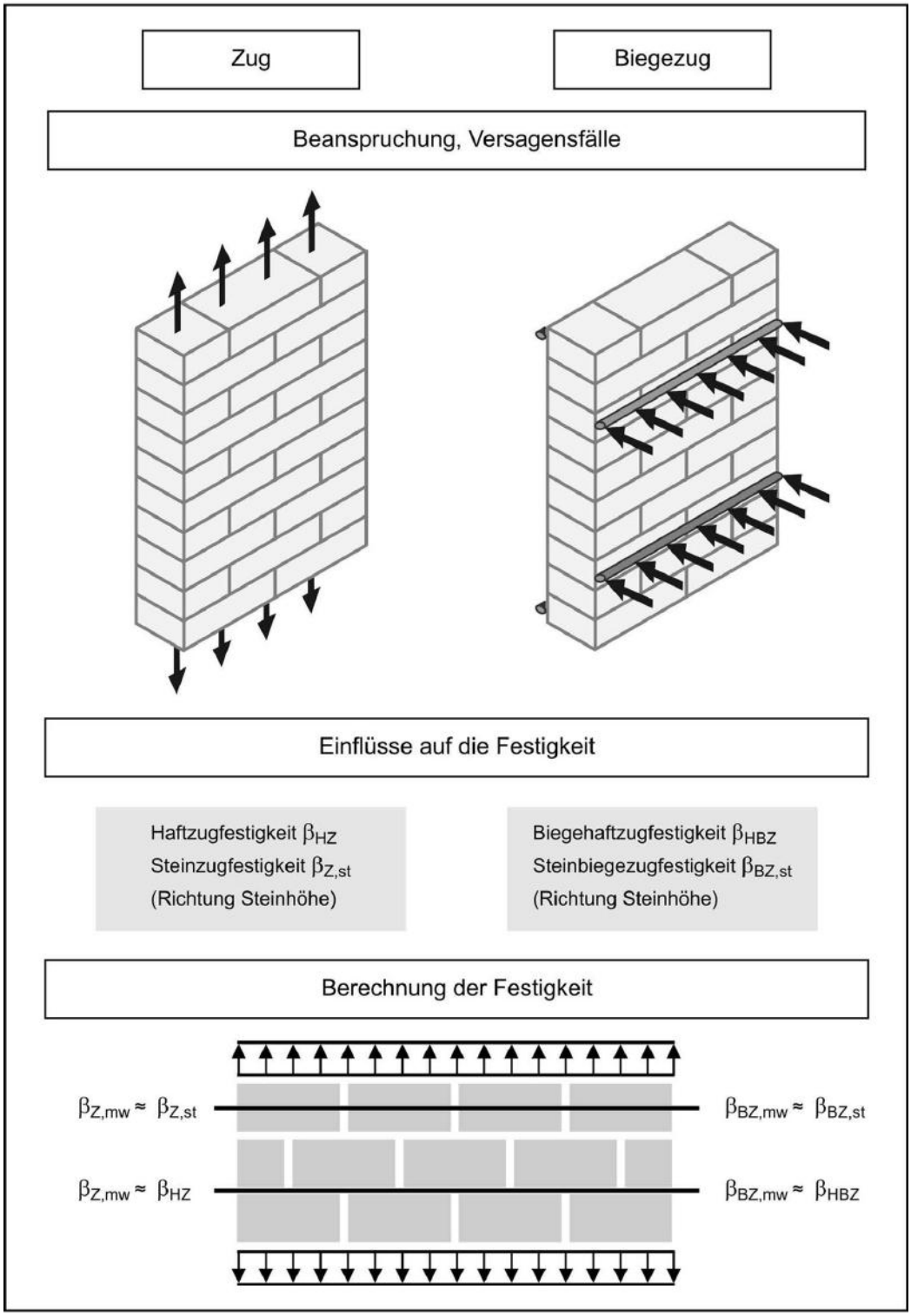


Abb. A.3.8 Mauerwerk unter Zug- und Biegezugbeanspruchung senkrecht zu den Lagerfugen

7541014/10787806875Biblio

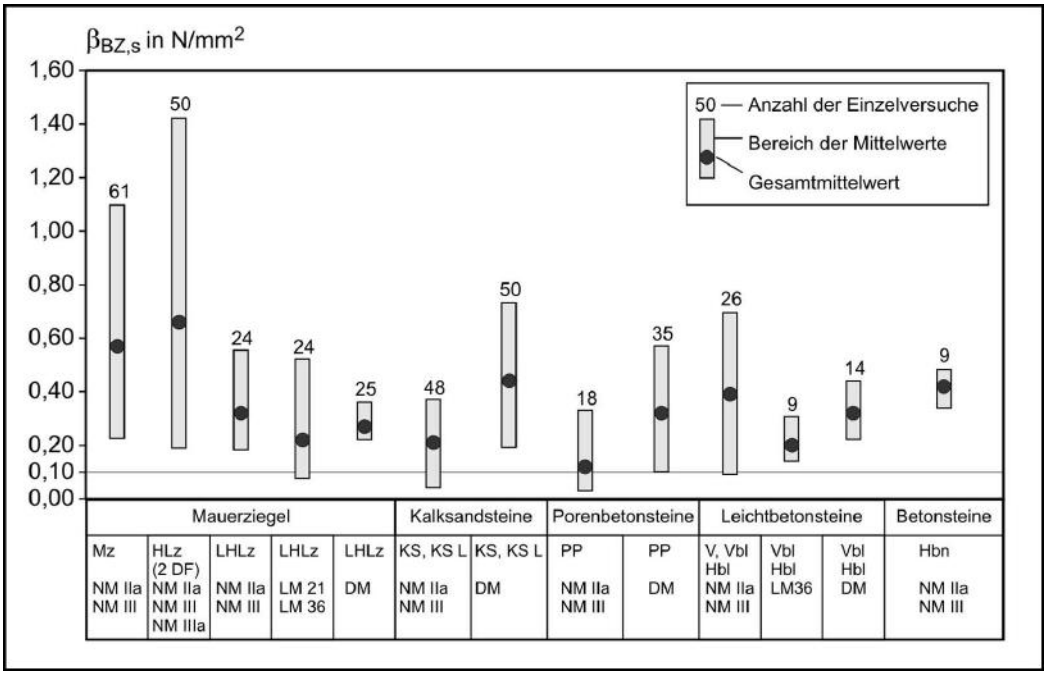


Abb. A.3.9 Biegezugfestigkeit von Mauerwerk senkrecht zu den Lagerfugen $\beta_{BZ,s}$; Versuchsergebnisse

festigkeit β_{HS} bezeichnet. Die Scherfestigkeit β_a ist dann

$$\beta_a = \beta_{HS} + \mu \cdot \sigma_D$$

Die *Haftscherfestigkeit* hängt von den für den Haftverbund (Adhäsion) maßgebenden Bedingungen in der Grenzfläche zwischen Stein und Mörtel (vor allem Oberflächenrauigkeit, Porenstruktur, Feuchtegehalt des Steines, Mörtelzusammensetzung (z. B. Sandsieblinie)) und von der Mörtelfestigkeit (Kohäsion) ab. Wegen der beträchtlichen Unterschiede in den Adhäsionseigenschaften ergeben sich auch je nach Steinart sehr unterschiedliche β_{HS}-Werte (s. **Tafel A.3.2**).

Bedingt durch die günstigen Adhäsionsbedingungen, sind die β_{HS}-Werte bei Leicht- und Normalmörtel für die Hochlochziegel am größten. Die kleinsten Werte wurden für Kalksand- und Porenbetonsteine ermittelt. Mit Dünnbettmörtel ergeben sich bei allen Mauersteinen hohe β_{HS}-Werte zwischen i. allg. 0,5 bis über 1 N/mm^2.

Die Haftscherfestigkeit wird nach DIN 18555-5 bzw. nach DIN EN 1052-3 (Haftscherfestigkeit und Scherfestigkeit) geprüft.

Bei *einachsiger Biegezugbeanspruchung* wird bislang für die Bemessung auf die zuvor aufgeführten Eigenschaftswerte für die einachsige Zugbeanspruchung Bezug genommen. Zutreffender wären bei den Mauersteinen die Biegezugfestigkeit und ggf. die Längsdruckfestigkeit sowie für den Verbund die Torsionsscherfestigkeit. Unter der Voraussetzung, dass in den Stoßfugen keine Kräfte übertragen werden können und die Biegezugspannungen über Torsionsmomente in die nächsten Steinlagen übertragen werden, entstehen im Lagerfugenbereich Torsionsschubspannungen und im Mauerstein Biegezugspannungen („gegenseitiges Verdrehen der Mauersteine"), s. [Schmidt/Schubert – 04]. Unter Anwendung der Torsionstheorie und mit den entsprechenden Eigenschaftswerten kann die Biegezugfestigkeit – wie in [Schmidt/Schubert – 04] zunächst für Vollsteine gezeigt wurde – zutreffender und genauer rechnerisch ermittelt werden. Die notwendigen Eigenschaftswerte sind durch direkte Prüfung, möglicherweise auch über Zusammenhänge mit bekannten Eigenschaften zu ermitteln.

3.3.3.2 Zug- und Biegezugfestigkeit

Die Mauerwerks*zugfestigkeit* $\beta_{Z,mw}$ kann rechnerisch aus $\beta_{Z,st}$, β_{HS} und den geometrischen Verhältnissen nach einem vereinfachten i. d. R. hinreichend genauen Verfahren (s. **Abb. A.3.10**) ermittelt werden. Sie entspricht dem kleineren der beiden Werte $\beta_{Z,mw}$ aus Steinzugfestigkeit und Haftscherfestigkeit. Nach neuesten Forschungsergebnissen kann die tatsächliche Mauerwerkzugfestigkeit bei Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen wegen auftretender Spannungsspitzen in Einzelfällen erheblich geringer sein als rechnerisch ermittelt.

Derzeit vorliegende Versuchswerte – auch für den Zug-E-Modul wurden in [Schubert – 09] veröffentlicht.

7541014/10787806875Biblio

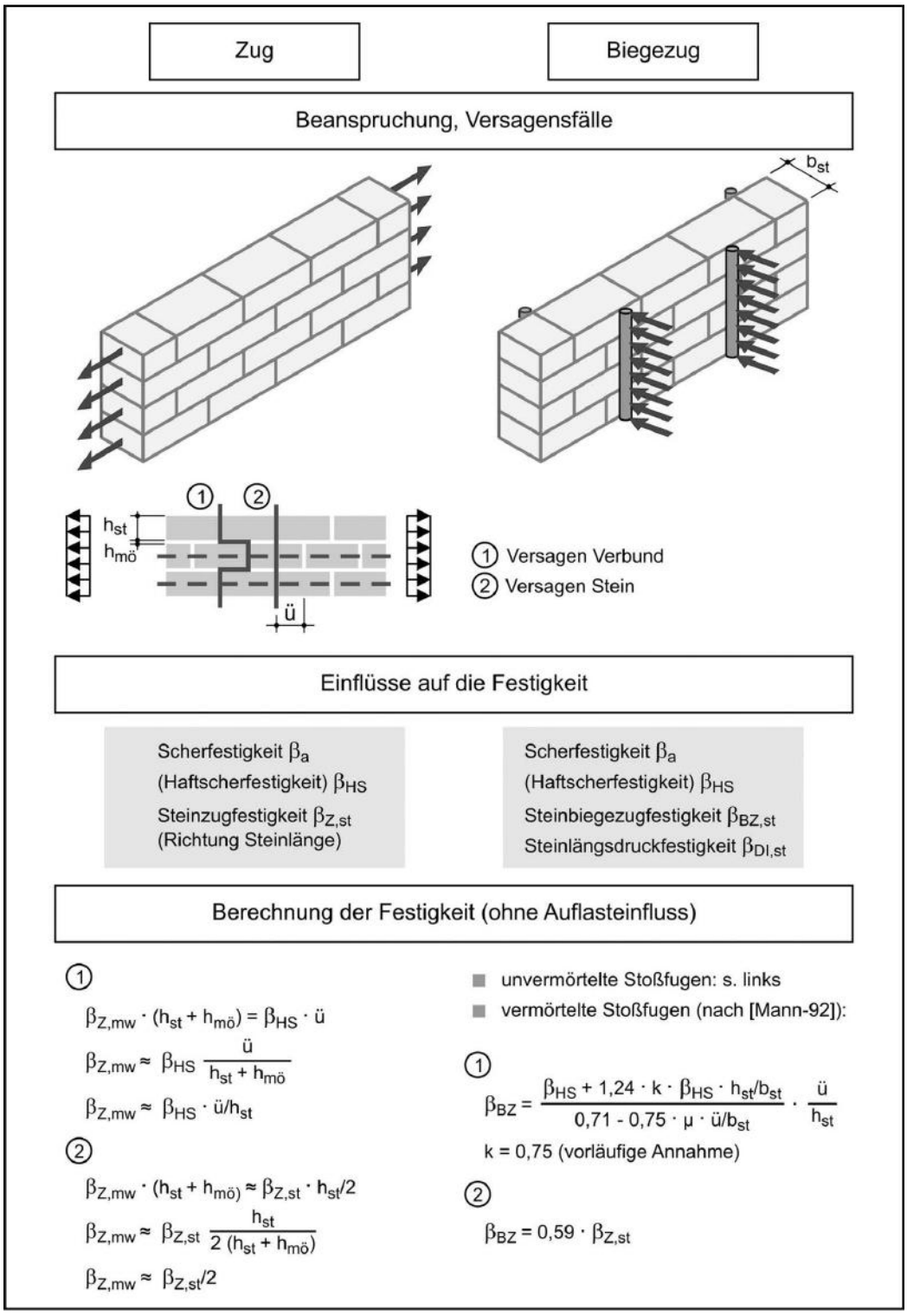


Abb. A.3.10 Mauerwerk unter Zug- und Biegezugbeanspruchung parallel zu den Lagerfugen

7541014/10787806875Biblio

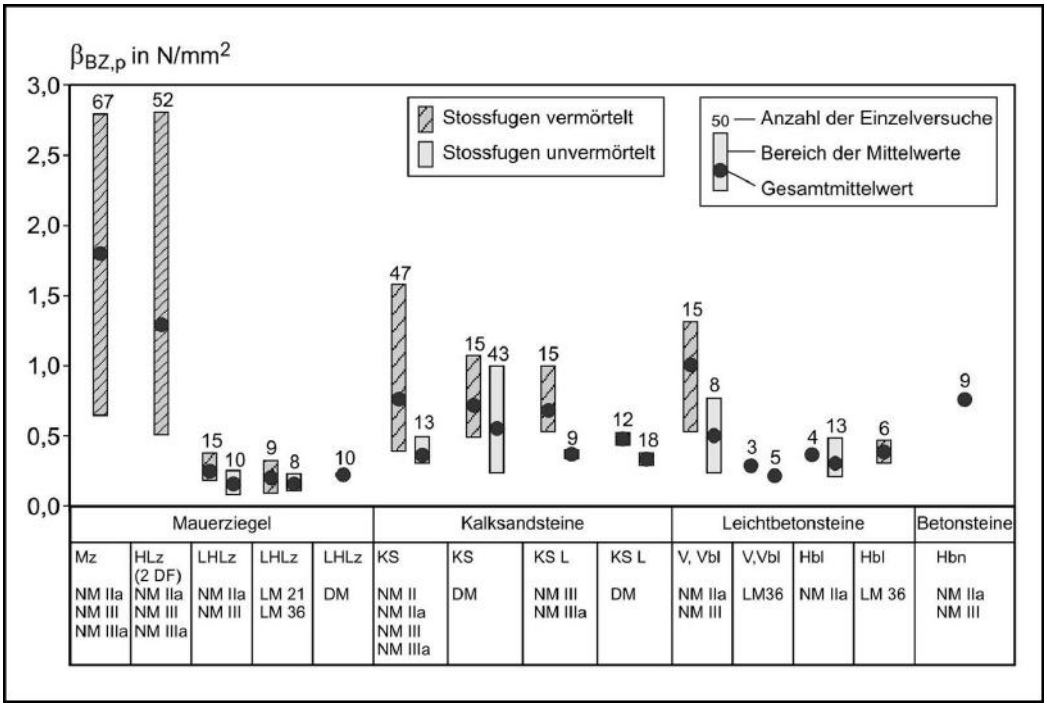


Abb. A.3.11 Biegezugfestigkeit von Mauerwerk parallel zu den Lagerfugen; $\beta_{BZ,p}$; Versuchsergebnisse

Die *Biegezugfestigkeit* von Mauerwerk wird hauptsächlich bestimmt durch die Scherfestigkeit zwischen Lagerfugenmörtel und Stein, die Steinbiegezugfestigkeit und die Druckfestigkeit der Steine in Wandlängsrichtung (Biegedruckzone). Diese kann vor allem bei Blocksteinen mit hohem Lochanteil sehr niedrig sein (in Einzelfällen weniger als 10% der Normdruckfestigkeit), so dass in diesen Fällen das Versagen des Steins die Biegezugfestigkeit des Mauerwerks bestimmt.

Zur rechnerischen Ermittlung der Biegezugfestigkeit wurde in [Mann – 92] ein Modellansatz (s. **Abb. A.3.10**) entwickelt und mit Versuchswerten verglichen. Im allgemeinen ergab sich keine ausreichend gute Übereinstimmung. Der Rechenansatz ist als eine sehr gute Ausgangsbasis für die noch notwendige Weiterentwicklung und Absicherung anzusehen, die derzeit betrieben wird (s. Abschn. 3.3.3.1).

Eine deutliche Vergrößerung der Zug- und Biegezugfestigkeit des Mauerwerks ist durch Verwendung von Dünnbettmörtel bei ausreichend zug- und druckfesten Mauersteinen möglich.

Derzeit verfügbare Versuchswerte sind in [Schmidt/Schubert – 04] aufgeführt und in **Abb. A.3.11** dargestellt. Für Dünnbettmauerwerk aus Porenbeton-Plansteinen ließ sich in guter Näherung ein Zusammenhang zwischen Biegezugfestigkeit und Druckfestigkeit der Plansteine herleiten, da stets Steinzugversagen auftrat und der Zusammenhang Steinzug-Steindruckfestigkeit bekannt ist (**Abb. A.3.11/1**).

3.3.3.3 Charakteristische Festigkeitswerte

Die charakteristische Zug- bzw. Biegezugfestigkeit f_{xk2} nach DIN EN 1996-1-1/NA/A1 hängt im Wesentlichen von der Haftscherfestigkeit f_{vk0}, der vorhandenen Druckspannung (Auflast) σ_d, dem Verhältniswert Überbindemaß l_{ol}/Steinhöhe h_u und der rechnerischen Steinzugfestigkeit $f_{bt,cal}$ ab (s. auch NA/A1):

$$f_{xk2} = (\alpha \cdot f_{vk0} + 0{,}6 \cdot \sigma_d) \cdot l_{ol}/h_u$$

$\alpha = 1{,}0$ für vermörtelte Stoßfugen

$\alpha = 0{,}5$ für unvermörtelte Stoßfugen

$$f_{xk2} = 0{,}5 \cdot f_{bt,cal} \leq 0{,}7$$

der kleinere der beiden f_{xk2} – Werte ist maßgebend.

Der Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung σ_d gilt für den untersuchten Lastfall. Im Regelfall ist er mit dem geringsten zugehörigen Wert einzusetzen.
Die Werte für f_{vk0} und $f_{bt,cal}$ aus DIN EN 1996-1-1/NA sind in den Tafeln A.3.7 und A.3.8 angegeben. In der **Tafel A.3.8** ist f_{st} die umgerechnete mittlere Steindruckfestigkeit (mittlere Mindestdruckfestigkeit für die jeweilige Steinfestigkeitsklasse, s. auch **Tafel A.1.5**, Spalte 2).

7541014/10787806875Biblio

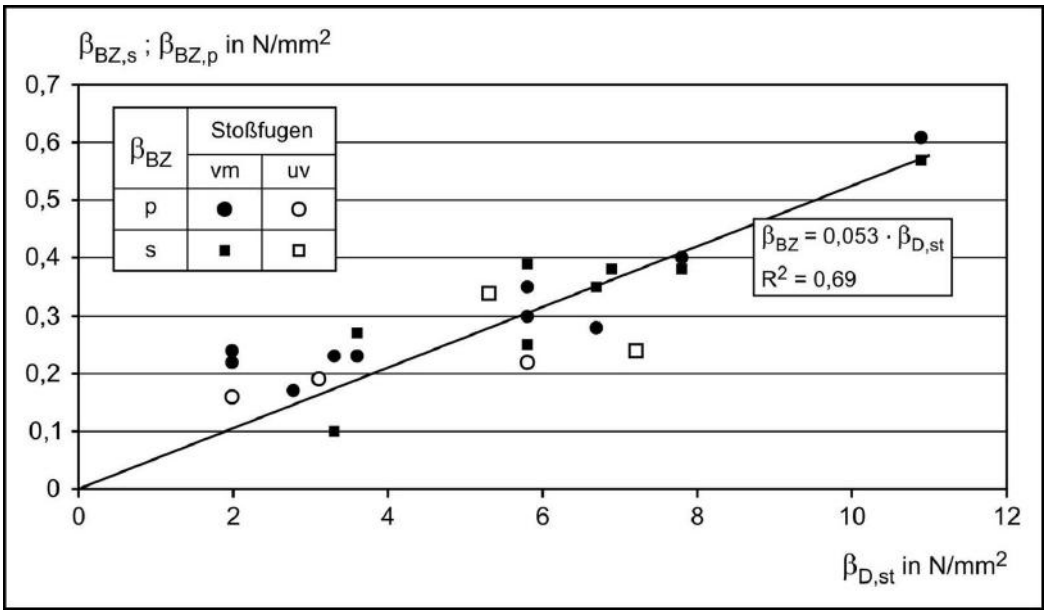


Abb. A.3.11/1 Biegezugfestigkeit von Dünnbettmauerwerk aus Porenbeton-Plansteinen senkrecht und parallel zu den Lagerfugen $\beta_{BZ,s}$, $\beta_{BZ,p}$ in Abhängigkeit von der Plansteindruckfestigkeit $\beta_{D,st}$

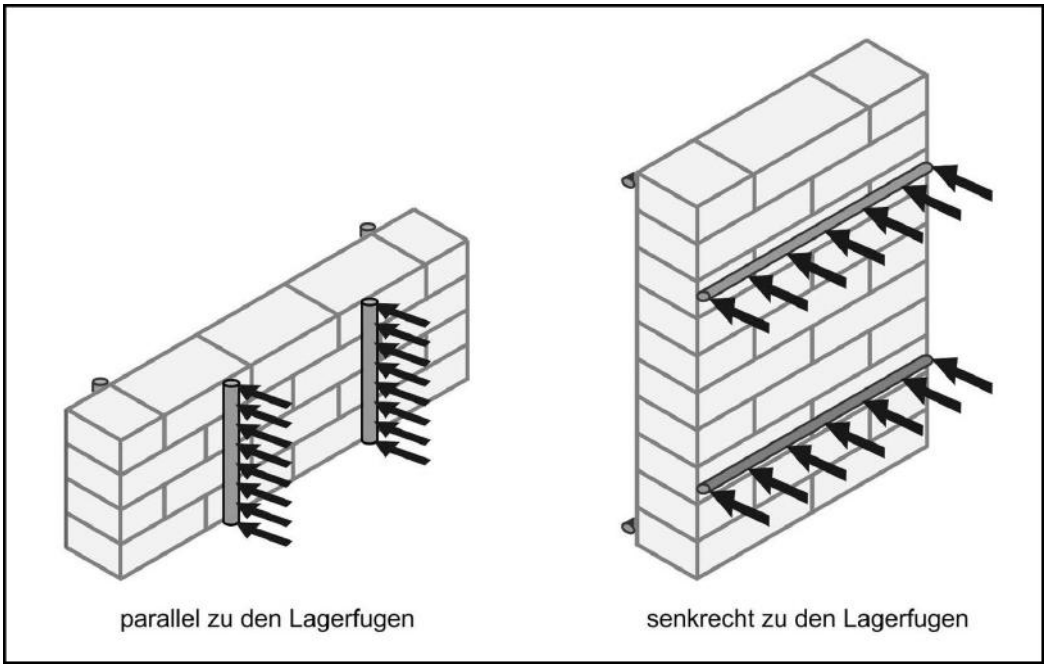


Abb. A.3.12 Prüfung der Biegezugfestigkeit von Mauerwerk; Prüfkörper, Belastung

7541014/10787806875Biblio

Tafel A.3.7 Werte für f_{vko} in N/mm² nach DIN EN 1996-1-1/NA

Normalmauermörtel mit einer Festigkeit f_m in N/mm²				DM	LM
2,5	5,0	10	20		
0,08	0,18	0,22	0,26	0,22	0,18

Tafel A.3.8 Werte $f_{bt,cal}$ in N/mm² aus DIN EN 1996-1-1/NA

Mauersteine	$f_{bt,cal}$
Vollsteine ohne Grifflöcher oder Grifftaschen	$0{,}032 \cdot f_{st}$
Hochlochsteine und Steine mit Grifflöchern oder Grifftaschen	$0{,}026 \cdot f_{st}$
Hohlblocksteine	$0{,}020 \cdot f_{st}$
Porenbeton-Plansteine der Länge ≥ 498 mm, Höhe ≥ 248 mm	$0{,}082/1{,}25 \cdot (1/(0{,}7 + (f_{st}/25)^{0{,}5}) \cdot f_{st}$

3.3.4 Prüfung

Die Biegezugfestigkeit senkrecht und parallel zu den Lagerfugen wird an kleinen Wänden bei einachsiger Beanspruchung nach DIN EN 1052-2 (10.1999) ermittelt. Das Prüfschema zeigt **Abb. A.3.12**. Unter Bezug auf die Prüfergebnisse werden die charakteristischen Biegezugfestigkeiten f_{xk1}, f_{xk2} bestimmt. Als weitere Prüfung ist die Biegehaftzugfestigkeit von horizontalen Lagerfugen in Mauerwerk (bond wrench-Verfahren) in EN 1052-5 (06.2005) genormt. Bei der Prüfung wird die Lagerfuge zwischen jeweils 2 Einzelsteinen auf Biegung senkrecht zur Fuge beansprucht.

3.4 Schubbeanspruchung

3.4.1 Spannungszustand, Einflüsse auf die Schubfestigkeit

Die Schubbeanspruchbarkeit von Mauerwerk wird unter Bezug auf die Schubbruchtheorie von Mann [Mann/Müller – 85] ermittelt. Dieser Theorie liegen folgende wesentliche Erkenntnisse zugrunde:

a) In den vertikalen Fugen (Stoßfugen) können keine bzw. nur geringe Schubspannungen τ übertragen werden. Gründe dafür sind: es existieren keine Druckspannungen senkrecht zur Stoßfuge, deshalb auch keine Reibungskräfte; die Stoßfugen sind häufig nicht vollfugig vermörtelt; es treten Randablösungen durch Schwinden auf.

b) In den horizontalen Fugen wirken Schubspannungen und erzeugen ein Drehmoment am Einzelstein. Das notwendige Gleichgewicht gegen Verdrehen kann wegen a) nur durch ein vertikal wirkendes Kräftepaar aus den Druckspannungen erreicht werden, und zwar so, dass σ_x auf einer Steinhälfte größer (σ_1), auf der anderen Steinhälfte kleiner (σ_2) ist (s. **Abb. A.3.13**).

Wird näherungsweise nur der Einzelstein betrachtet, so ergibt sich aus den Gleichgewichtsbedingungen:

$$2 \cdot \Delta\sigma_x \cdot \frac{\Delta y}{2} \cdot \frac{\Delta y}{2} = \tau \cdot \Delta y \cdot \Delta x$$

$$\Delta\sigma_x = \tau \cdot 2 \frac{\Delta x}{\Delta y}$$

$$\sigma_{1,2} = \sigma_x \pm \tau \cdot 2 \frac{\Delta x}{\Delta y}$$

Es sind im Wesentlichen folgend 3 Versagensfälle zu unterscheiden (s. **Abb. A.3.14**):

① Versagen der Lagerfuge auf Abscheren (bei geringen Druckspannungen)

Die Scherfestigkeit zwischen Mörtel und Stein im Bereich der Steinhälfte mit der kleineren Druckspannung σ_2 wird überschritten. Die Schubfestigkeit ist abhängig von Haftscherfestigkeit β_{HS}, Reibungsbeiwert μ und σ_2.

② Versagen der Mauersteine auf Schub- bzw. Zugbeanspruchung (bei mittleren Druckspannungen)

Wegen a) (s. oben) müssen die Mauersteine jeder 2. Schicht die doppelten Schubkräfte übertragen. Aus Druck- und Schubspannungen ergeben sich schiefe Hauptzugspannungen, die bei Überschreiten der Steinzugfestigkeit zum Bruch führen. Die Schubfestigkeit ist im wesentlichen von der Steinzugfestigkeit abhängig.

③ Versagen des Mauerwerks auf Druck (bei hohen Druckspannungen)

Überschreiten der Beanspruchbarkeit der Mauersteine auf Druck im Bereich der höheren Druckspannungen σ_1. Die Schubfestigkeit ist im Wesentlichen von der Stein- bzw. Mauerwerksdruckfestigkeit abhängig.

Die vom Mauerwerk aufnehmbaren Schubspannungen sind als Hüllkurven-Diagramm dargestellt (s. **Abb. A.3.14**).

In den letzten Jahren wird umfangreiche Forschung betrieben, um die Schubfestigkeit allgemeingültiger – unter Einbezug des modernen Mauerwerks aus großformatigen Mauersteinen bzw. Elementen – und genauer theoretisch und experimentell bestimmen zu können, s. dazu [Graubner u.a. – 05]. Dort finden sich in Abschn.4 auch Schubfestigkeitswerte.

7541014/10787806875Biblio

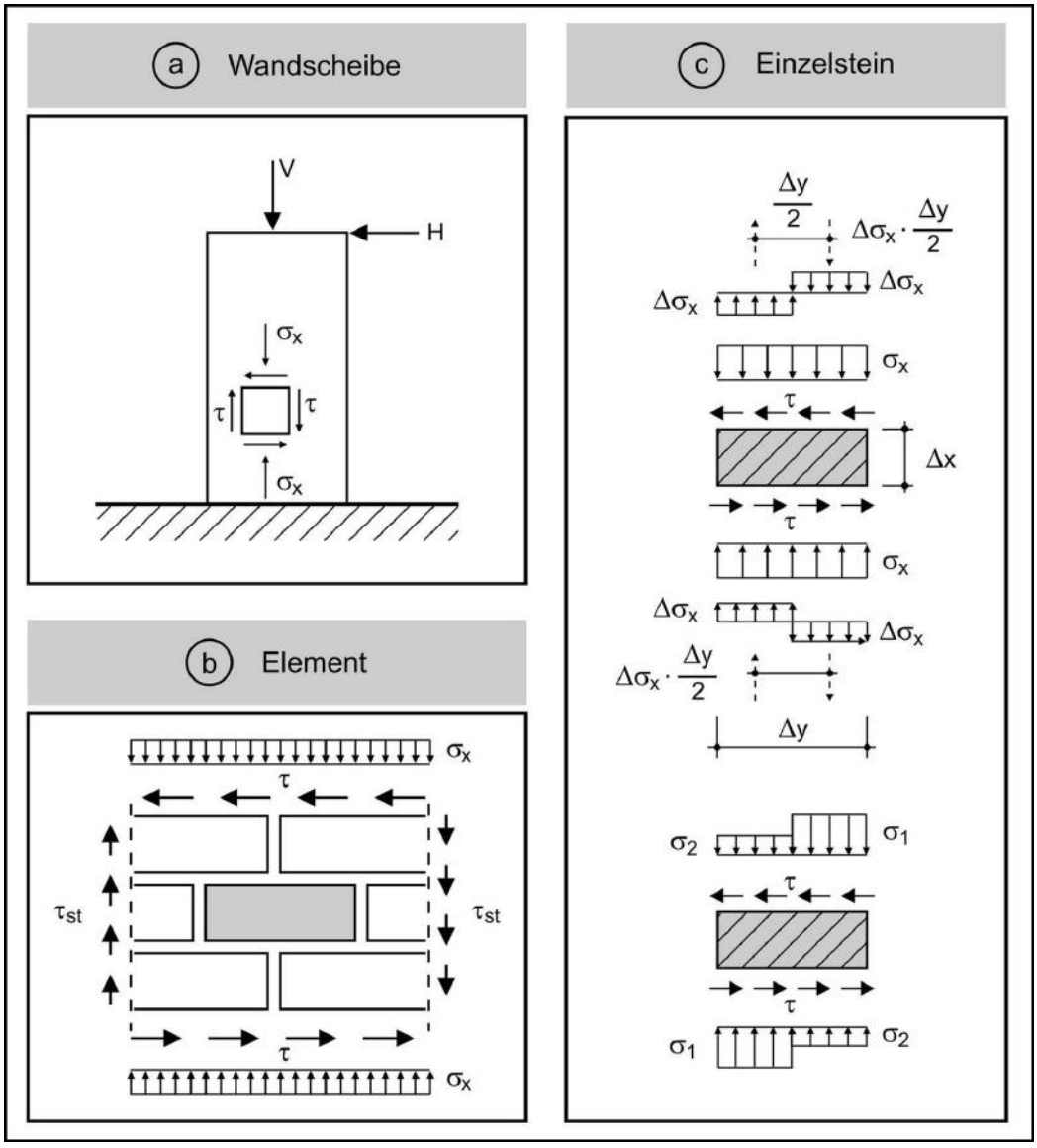


Abb. A.3.13 Mauerwerk unter Schubbeanspruchung; Spannungszustände, Bruchtheorie ([Mann/Müller – 85])

3.4.2 Schubfestigkeit

Die Schubfestigkeit kann unter Bezug auf die Rechenansätze in [Mann/Müller – 85] ermittelt werden.

3.4.3 Charakteristische Festigkeitswerte

Den zulässigen Schubspannungen bzw. den Rechenfestigkeiten (Traglasten) liegen das Hüllkurven-Diagramm nach [Mann/Müller – 85] bzw. die rechnerisch formulierten Versagenskriterien ① bis ③ – s. **Abb. A.3.14** – zugrunde.

Die charakteristische Schubfestigkeit darf nach DIN EN 1996-1-1/NA wie folgt ermittelt werden:

Scheibenschub, Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen

$f_{vlt1} = f_{vko} + 0{,}4 \cdot \sigma_{Dd}$ (Reibungsversagen)

$f_{vlt2} = 0{,}45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \sigma_{Dd}/f_{bt,cal}}$ (Steinzugversagen)

Bei Mauerwerk aus Porenbeton-Plansteinen mit glatten Stirnflächen und vollflächig vermörtelten Stoßfugen kann f_{vlt2} mit dem Faktor 1,2 erhöht werden.

7541014/10787806875Biblio

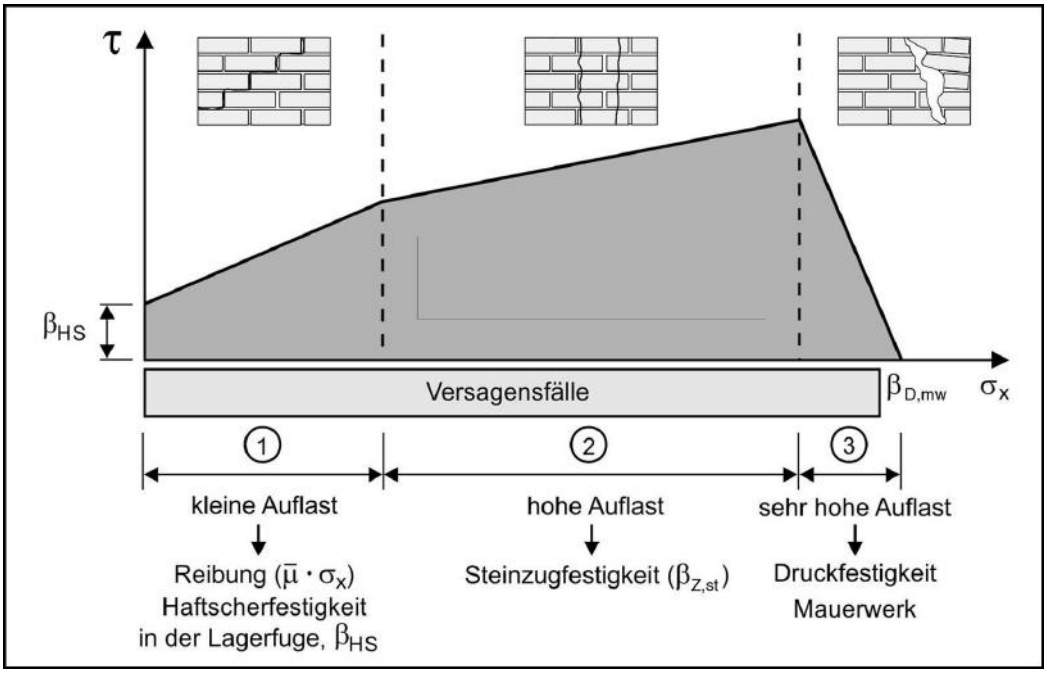


Abb. A.3.14 Mauerwerk unter Schubbeanspruchung; Hüllkurvendiagramm ([Mann/Müller – 85]) und Versagensfälle

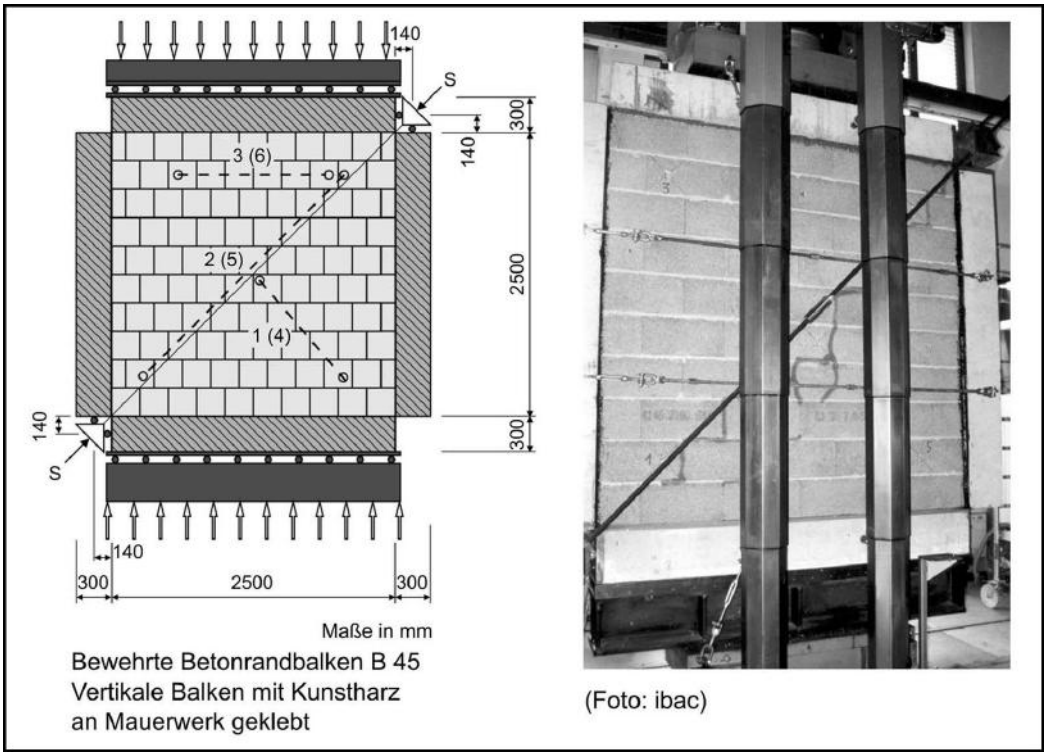


Abb. A.3.15 Prüfung der Schubfestigkeit von Mauerwerk; Prüfkörper, Belastung, Vorrichtung zur Messung der Verformungen

7541014/10787806875Biblio

f_{vko} Haftscherfestigkeit, s. **Tafel A.3.7**

σ_{Dd} Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung an der Stelle der maximalen Schubspannung. Für Rechteckquerschnitte gilt $\sigma_{Dd} = N_{ed}/A$, mit A überdrückter Querschnitt; im Regelfall ist die minimale Einwirkung $N_{ed} = 1{,}0\ N_{Gk}$ maßgebend.

$f_{bt,cal}$ rechnerische Steinzugfestigkeit, s. **Tafel A.3.8**

Der kleinere der beiden Werte f_{vlt} ist maßgebend. Der Randdehnungsnachweis nach NCI zu 7.2 ist zu führen.

Scheibenschub, Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen

Statt f_{vko} ist $0{,}5 \cdot f_{vko}$ anzusetzen.

Plattenschub, Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen

$f_{vlt} = f_{vko} + 0{,}6 \cdot \sigma_{Dd}$

Plattenschub, Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen

Statt f_{vko} ist $2/3 \cdot f_{vko}$ anzusetzen.

3.4.4 Prüfung

Ein genormtes Prüfverfahren existiert bislang nicht. Derzeitig wird die Schubfestigkeit – für allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen – an geschosshohen Wänden nach einem vom Deutschen Institut für Bautechnik, Berlin, vorgeschriebenen Verfahren ermittelt, s. **Abb. A.3.15** und Abschn. 4 in [Graubner u.a. – 05.].

7541014/10787806875Biblio

B Mauerwerkskonstruktion unter besonderer Berücksichtigung der Bauphysik

Dipl.-Ing. T. Schoch, Abschn. 1 bis 5

1 Bauphysik Allgemeines

Der Begriff „Bauphysik“ wurde in Deutschland erstmals in den 1960er Jahren benutzt, seinerzeit vor allem für die Beschreibung von Wasserdampfdiffusion und ersten Betrachtungen zum Einfluss unterschiedlicher Heizsysteme und Regelungssysteme auf den Energiebedarf eines Gebäudes. Heute gilt die Bauphysik allgemeinhin als die Wissenschaft der Transportmechanismen von Wärme, Kälte, Schall, Feuchtigkeit und Licht. Die Forschung und Anwendung bezieht sich sowohl auf die Transportmechanismen innerhalb eines Gebäudes, eines Raumes als auch auf solche, die innerhalb einer Konstruktion ablaufen. Im Prinzip ist die Bauphysik ein Wetterbericht für das Gebäude – zugegeben, vielleicht mit etwas höherer Vorhersagepräzision. Aber ihre Abhängigkeit vom Außenklima und vom Verhalten der Nutzer eines Gebäudes machen sie nicht weniger kritikanfällig.

Wände aus Mauerwerk erfüllen unterschiedliche bauphysikalische Anforderungen. In den meisten Fällen sind diese Anforderungen heute aus einer Vielzahl von Normen und Richtlinien herzuleiten, die das Ziel verfolgen, ein Bauwerk möglichst über eine lange Zeit gebrauchstauglich für seinen Nutzer zu halten. Das setzt voraus, dass die Bedingungen, die an eine Konstruktion aus Mauerwerk im gesamten Lebenszyklus gestellt werden, möglichst genau bekannt sind. Ständig neue Anforderungen, die vor allem aus der Notwendigkeit resultieren, ökonomisch und zugleich ökologisch zu bauen, verändern sowohl das Material „Mauerstein“ als auch die Konstruktion als Ganzes. Diese komplexen bauphysikalischen Anforderungen sind überdies immer für die Randbedingungen, welche in den Gebäuden vorzufinden sind, zu spezifizieren. Die Nutzungsart (wie z. B. Wohngebäude, Industriehalle, Schwimmhalle) des Gebäudes nimmt hierbei eine ebenso herausragende Rolle ein wie beispielsweise seine hauptsächliche Konstruktionsart (z. B. Massivbau, Skelettbau, Kombinationen aus Massivbau und Leichtbau etc.).

Mit der über Jahrhunderte bewährten Konstruktionsart „Mauerwerk“ lassen sich eine Vielzahl dieser bauphysikalischen Anforderungen auf einfache Art lösen. Das geflügelte Wort „etwas konstruktiv zu lösen“ scheint dem Mauerwerksbau entsprungen oder – wenn dies nicht der Fall sein sollte – zumindest auf den Leib geschnitten zu sein. Eine Vielzahl einfacher bauphysikalisch-konstruktiver Regeln haben mittlerweile Einzug ins Normwerk gehalten und ermöglichen dem Planer größtenteils auch ohne Berechnungen das konstruktiv Richtige zu tun. Und dennoch: Gerade die ökonomischen Anforderungen an Bauwerke, die einhergehen mit immer neuen Konstruktionselementen, mit kürzeren Bauzeiten und nicht zuletzt auch mit ständig steigenden Anforderungen der Bewohner an einen wirtschaftlichen Wärmeschutz, an die Vermeidung von Feuchteschäden, an den Schallschutz und an den glücklicherweise selten gebrauchten Brandschutz, mahnen zu einer größeren Sorgfalt. Ein modernes Gebäude, selbst wenn viele Einzelteile noch an historische Mauerwerksbauten erinnern mögen, hat sich bauphysikalisch grundlegend gewandelt, Behaglichkeitsanforderungen stehen neben den ökonomischen fast im gleichen Rang. Nicht zu unterschätzen sind die ebenfalls gestiegenen Anforderungen an eine möglichst tadellose Gebrauchstauglichkeit – Risse im Mauerwerk, sein sie auch noch so klein, werden nicht akzeptiert. Berechnungen der Gebrauchstauglichkeit des Mauerwerks, die stets auch ein solides bauphysikalisches Wissen voraussetzen, erlangen ähnliche Bedeutung wie der Nachweis der Tragfähigkeit. Und nicht zuletzt wird mit der notwendigen Reduzierung des weltweiten CO_2-Ausstoßes die Mauerwerkskonstruktion im sommerlichen wie winterlichen Wärmeschutz vor neue Anforderungen gestellt.

In den folgenden Abschnitten werden die Anforderungen, die auf der Grundlage der bauaufsichtlich eingeführten nationalen und europäischen Normen insbesondere an Mauerwerk in Wohngebäuden zu stellen sind, abgebildet und erläutert. Konstruktionsbeispiele, die diese von den Normen gestellten Anforderungen erfüllen, ergänzen die theoretischen Ausführungen.

Auf die Darstellung aller heute möglichen „Instrumente“ der Bauphysik, wie zum Beispiel von instationären Berechnungen des Feuchte- oder Wärmetransportes wird verzichtet. Dieser Verzicht folgt der Überlegung, dass für den Nachweis der heute üblichen Mauerwerkskonstruktionen diese Instrumente, zumindest im Wohnbau, entbehrlich sind.

2 Feuchteschutz

2.1 Allgemeines

Als Feuchteschutz wird im Allgemeinen der Schutz des Mauerwerks gegen Wasser verstanden. Normativ beschränkt sich der konstruktive Feuchteschutz auf das errichtete Gebäude. Im baupraktischen Sinne umfasst ein wirksamer Feuchteschutz auch Maßnahmen, die sowohl beim Transport als auch beim Ver-

7541014/10787806875Biblio

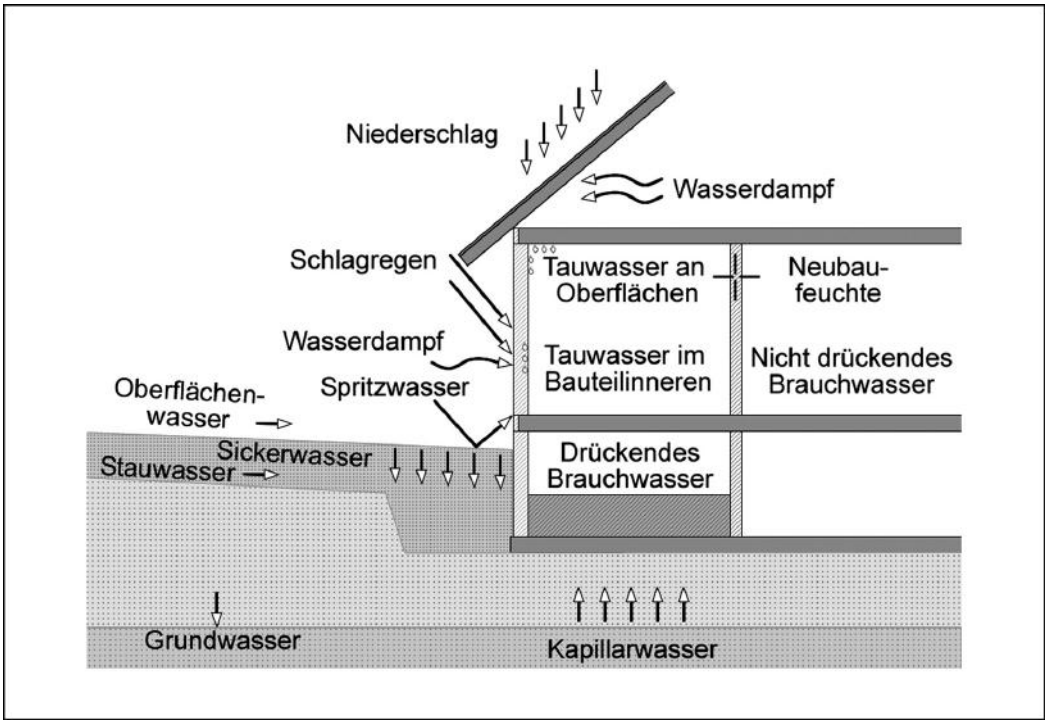


Abb. B 2.1 Einwirkungen von Wasser und Feuchtigkeit auf Bauwerke

mauern der Mauersteine erforderlich werden, um das zu erstellende Mauerwerk vor Feuchtigkeit zu schützen (siehe auch Abschnitt I). **Abb. B.2.1** zeigt mögliche Quellen der Einwirkung von Feuchtigkeit auf ein Bauwerk.

Der konstruktive Feuchteschutz dient vor allem der Sicherstellung eines behaglichen Raumklimas und der Aufrechterhaltung wichtiger bauphysikalischer Eigenschaften der an der Konstruktion beteiligten Baustoffe. Durchfeuchtete Bauteile können folgende negative Eigenschaften aufweisen:

- Verringerung der Tragfähigkeit
- Höhere Wärmeleitfähigkeit
- Günstige Wachstumsbedingungen für Schimmelpilze
- Rissneigung bei Austrocknung

Um einen wirksamen Schutz gegen die in **Abb. B.2.1** dargestellten Einwirkungen zu gewährleisten, sind Mauerwerkskonstruktionen grundsätzlich nach den allgemein anerkannten Regeln der Technik zu planen und auszuführen. Um die möglichen Einwirkungen von Tauwasser aus der Raumluft unter winterlichen Bedingungen und die Einwirkung von Schlagregen auf das Mauerwerk soweit zu begrenzen, dass keine Schäden auftreten, ist DIN E 4108-3 zu beachten. Alle Ausführungen in diesem Kapitel beruhen auf dem Entwurf zur DIN 4108-3, Januar 2012. Anforderungen an die ordnungsgemäße Abdichtung gegen Bodenfeuchte, Sickerwasser und drückendes Wasser regeln die Normteile der DIN 18195. Im Abschnitt 8.7 „Bauliche Durchbildung“ der DIN EN 1996-1-1 werden konstruktive Anforderungen genannt, die unter anderem auch dazu dienen, das Eindringen von Wasser in die Konstruktion zu verhindern oder zumindest zu verringern. In **Tafel B.2.1** sind konstruktive Regeln für Außenwände aufgeführt.

2.2 Tauwasserschutz

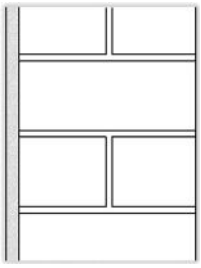
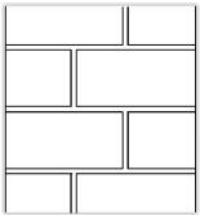
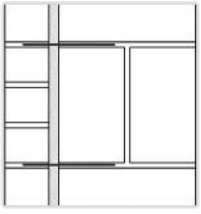
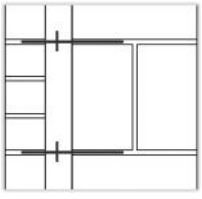
Gemäß DIN E 4108-3 ist für den überwiegenden Teil der Außenwandkonstruktion mit Mauerwerk kein Nachweis der Kondensatbildung erforderlich. Als Voraussetzung für den Wegfall eines solchen Nachweises definiert die DIN E 4108-3 folgende Randbedingungen:

1. Die Bauteile verfügen über den Mindestwärmeschutz nach DIN 4108-2.
2. Die Konstruktionen werden luftdicht nach DIN 4108-7 ausgeführt.

Der Grund für diese Vereinfachung besteht darin, dass für die üblichen Mauerwerkskonstruktionen kein Tauwasserrisiko besteht bzw. der Feuchtetransport, z. B. bei kapillaraktiven Materialien, wesentlich durch Kapillaritätseffekte beeinflusst und nur zum Teil durch Diffusionsvorgänge bestimmt wird.

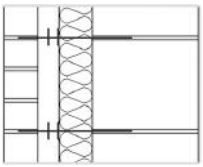
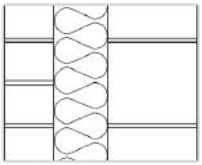
7541014/10787806875Biblio

Tafel B.2.1 Konstruktive Regeln für Außenwände

Konstruktion	Anforderungen und Hinweise	Mindestdicke in mm		
verputzt 	Werden nicht frostbeständige Steine verwendet, so darf nur Außenputz verwendet werden, der die Anforderungen nach DIN V 18550 in Verbindung mit DIN EN 998-1 erfüllt. Ansonsten ist ein zusätzlicher Witterungsschutz vorzusehen.	175 mm		
Unverputzt 	Verblendmauerwerk: In jeder Schicht zwei Steinreihen gleicher Höhe mit 20 mm dicker Längsmörtelfuge, schichtweise versetzt, Vollfugigkeit. Außenfuge nach Vorschrift.	310 mm		
Zweischalige Außenwände (nur Innenschale tragend)		Mindestdicken in mm		
		Außen	Innen	Abstand der Schalen in mm
mit Putzschicht 	Putzschicht durchgehend auf der Außenschale der Innenschale. Sie kann entfallen, wenn Außenschale verputzt. Außenschale ist vollfugig zu vermauern, Entwässerungsöffnungen unten mit ca. 7500 mm^2 auf 20 m^2 Wandfläche, vertikale Dehnfugen sind anzuordnen in Abhängigkeit von den klimatischen Bedingungen.	90	115	Fingerspalt
Mit Luftschicht 	Luftschichtdicke min. 60 mm, ist Fugenmörtel an einer Hohlraumseite abgestrichen, dann min. = 40 mm, max. Schalenabstand 150 mm (Änderung über Zulassung möglich), Lüftungsöffnung oben und unten 7500 mm^2 auf 20 m^2, Luftschichtbeginn ab 100 mm über OK Erdreich, vertikale Dehnfugen sind anzuordnen in Abhängigkeit von den klimatischen Bedingungen.	90	115	60 (40)

7541014/10787806875Biblio

Tafel B 2.1 (Fortsetzung)

Konstruktion	Anforderungen und Hinweise	Mindestdicke in mm		
Mit Luftschicht und Wärmedämmung 	Luftschichtdicke ≥ 40 mm: Der Fugenmörtel muss an einer Hohlraumseite abgestrichen sein. Keine Mörtelbrücken zwischen Außenschale und Wärmedämmung, Dämmung dicht stoßen und eben verlegen. Ansonsten Ausführung wie ohne Wärmedämmung.	90	115	40
Mit Kerndämmung 	Max. Schalenabstand: 150 mm, Außenschale vollfugig, Verwendung von glasierten Steinen oder Steinen mit Oberflächenbeschichtung nur dann, wenn erhöhter Frostwiderstand der Steine nachgewiesen werden konnte. Entwässerungsöffnungen am Fußpunkt 500 mm^2 auf 20 m^2 Wandfläche (inkl. Türen und Fenster). Es dürfen nur Dämmstoffe verwendet werden, die nachgewiesen dauerhaft wasserabweisend sind.	90	115	150

Nach DIN E 4108-3 fallen folgende Wandkonstruktionen unter diese Vereinfachung:

a) Ein- und zweischaliges Mauerwerk nach DIN 1053-1, Wände aus Normalbeton nach DIN EN 206-1 bzw. DIN 1045-2, Wände aus gefügedichtem Leichtbeton nach DIN 1045-2, DIN EN 206-1 und DIN 1045-1, Wände aus haufwerksporigem Leichtbeton nach DIN 4213, DIN EN 992 und DIN EN 1520, jeweils mit Innenputz und folgenden Außenschichten:

- Außenputz nach DIN EN 998-1 in Verbindung mit DIN V 18550;
- angemörtelte oder angemauerte Bekleidungen nach DIN 18515-1 und DIN 18515-2, bei einem Fugenanteil von mindestens 5 %;
- hinterlüftete Außenwandbekleidungen nach DIN 18516-1 mit und ohne Wärmedämmung;
- Außendämmungen nach DIN 4108-10 oder Wärmedämmputz nach DIN EN 998-1 in Verbindung mit DIN V 18550 bzw. nach bauaufsichtlicher Zulassung oder durch ein nach DIN EN 13499 oder DIN EN 13500 genormtes bzw. bauaufsichtlich zugelassenes Wärmedämmverbundsystem.

b) Wände mit Innendämmung

Wände, wie unter 5.3.2.1, mit einem Wärmedurchlasswiderstand der Innendämmung von $R \leq 0{,}5\ m^2 \cdot K/W$. Bei einem Wärmedurchlasswiderstand der Wärmedämmschicht von $0{,}5 < R \leq 1{,}0\ m^2 \cdot K/W$ ist ein Wert $s_{d,\,i} \geq 0{,}5$ m der Wärmedämmschicht einschließlich der raumseitigen Bekleidung erforderlich; das Einströmen von Raumluft in bzw. hinter die Innendämmung ist durch geeignete Maßnahmen zu unterbinden;

c) Erdberührte Kelleraußenwände, mit Abdichtungen nach DIN 18195, Teile 4 bis 6, aus

a. einschaligem Mauerwerk oder Beton, jeweils mit Perimeterdämmung nach DIN 4108-10 oder Zulassung;

b. einschaligem, wärmedämmenden Mauerwerk nach DIN 1053-1 bei wohnähnlicher Nutzung mit $\theta_i \geq 19°C$ und $\phi < 60\,\%$ im Winter bzw. $\phi < 70\,\%$ im Sommer.

d) Bodenplatten mit Perimeterdämmung und Abdichtungen nach DIN 18195

wobei der Anteil der raumseitigen Schichten am Gesamtwärmedurchlasswiderstand der Bodenplatte nicht mehr als 20 % betragen darf.

ANMERKUNG Ein Nachweis mit dem hier zugrundeliegenden Perioden-Bilanzverfahren ist bei erdberührten Bauteilen nicht möglich. Es sind andere Verfahren nach dem Stand der Technik anzuwenden; es wird auf Anhang E und die Literaturhinweise verwiesen.

Die wasserdampfdiffusionsäquivalente Luftschichtdicke s_d ist definiert als die Dicke einer ruhenden Luftschicht, die den gleichen Wasserdampfdiffu-

7541014/10787806875Biblio

sionswiderstand besitzt wie die betrachtete Bauteilschicht bzw. das aus Schichten zusammengesetzte Bauteil. Sie bestimmt den Widerstand gegen Wasserdampfdiffusion. Die wasserdampfdiffusionsäquivalente Luftschichtdicke ist eine Schicht- bzw. Bauteileigenschaft. Sie ist für eine Bauteilschicht nach Gleichung (1) definiert.

$$s_d = \mu \cdot d \tag{1}$$

Für mehrschichtige, ebene Bauteile gilt die Addition der einzelnen wasserdampfdiffusionsäquivalenten Luftschichtdicken nach Gleichung (2).

$$s_d = \mu_1 d_1 + \mu_2 d_2 + \ldots + \mu_n d_n = \sum_{j=1}^{n} \mu_j d_j \tag{2}$$

Dabei ist

μ die Wasserdampf-Diffusionswiderstandszahl;

d die Schichtdicke, in m;

j der Index für die Einzelschichten; $j = 1,2, \ldots n$;

n die Anzahl der Einzelschichten

Im Ergebnis der Berechnung ist zu unterscheiden zwischen:

a. diffusionsoffenen Schichten mit $s_d \leq 0{,}5$ m

b. diffusionshemmende Schichten mit $0{,}5\,\text{m} < s_d < 1500\,\text{m}$

c. diffusionsdichte Schichten mit $s_d \geq 1500$ m

Weicht die gewählte Konstruktion von den oben genannten Aufbauten ab oder herrschen im Gebäude andere Raumluftfeuchten als die in DIN 4108-3 genannten vor, so ist ein Nachweis des Tauwasserschutzes mit einem in DIN 4108-3 vorgeschlagenen Verfahren zu führen. Da das in DIN 4108-3 enthaltene Berechnungsverfahren (Glaser-Verfahren) keine kapillaren Transportprozesse in der Konstruktion berücksichtigt, sollte insbesondere bei extremen Temperatur-/Feuchtigkeitsverhältnissen auf instationäre Berechnungsprogramme (z. B. Delphin, WUFI) zurückgegriffen werden. Diese ermöglichen eine realistische Einschätzung möglicher Tauwassermengen und deren Austrocknung unter Einbeziehung kapillarer Transportmechanismen in den Konstruktionen. Auch konvektive Transportmechanismen (z. B. die Wirkung einer belüfteten Schicht) können mit diesen Programmen berechnet werden.

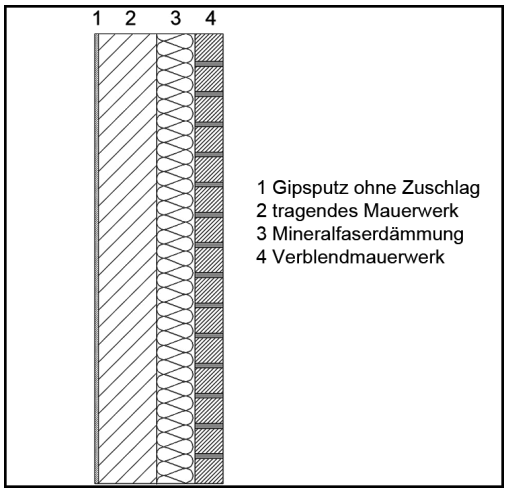


Abb. B 2.2 Konstruktionsaufbau

7541014/10787806875Biblio

Tafel B.2.2 Schichtaufbau und Materialkennwerte

Schichtbezeichnung von innen nach außen	Schichtdicke in m	Bemessungswert der Wärmeleitfähigkeit λ in W/(m · K)	Unterer und oberer μ-Richtwert nach DIN 4108-4
Gipsputz ohne Zuschlag	0,015	0,51	10/10
Mauerwerk	0,175	0,99	15/25
Mineralfaserdämmung	0,120	0,04	1/1
Verblender	0,115	0,81	50/50

Hinweis für die Verwendung von μ-Werten nach DIN E 4108-3: Es sind die für die Tauperiode ungünstigeren μ-Werte zu verwenden, welche dann auch für die Verdunstungsperiode beizubehalten sind. Ob ein Wert günstig oder ungünstig ist, ergibt sich erst aus der Berechnung, sodass mehrere Rechengänge erforderlich werden können.

Klimabedingungen für die Beurteilung der Tauwasserbildung und verdunstung im Inneren von Bauteilen

Klima	Temperatur	Relative Luftfeuchte	Wasserdampfteildruck	Dauer		
	θ	ϕ	p	t		
	°C	%	Pa	d	h	s
Tauperiode von Dezember bis Februar						
Innenklima	20	50	1168	90	2160	$7776 \cdot 10^3$
Außenklima	–5	80	321			
Verdunstungsperiode von Juni bis August[a]						
Wasserdampfteildruck Innenklima			1200	90	2160	$7775 \cdot 10^3$
Wasserdampfteildruck Außenklima			1200			
Sättigungsdampfdruck im Tauwasserbereich: – Wände, die Aufenthaltsräume gegen Außenluft abschließen; Decken unter nicht ausgebauten Dachräumen			1700			
– Dächer, die Aufenthaltsräume gegen Außenluft abschließen			2000			
a In der Verdunstungsperiode werden im Rahmen des Perioden-Bilanzverfahrens nicht die Temperaturen und Luftfeuchten, sondern nur die gerundeten Wasserdampfteildrücke als Klima-Randbedingung vorgegeben.						

Diffusionswiderstände

Schicht	μ_{min} [–]	μ_{max} [–]	$\mu_{min} \cdot s$ [m]	$\mu_{max} \cdot s$ [m]	s_d [m]
1 Gipsputz	10	10	0,15	0,15	0,15
2 KS -Rasterelemente DIN V 106	15	25	2,63	4,38	2,63
3 Dämmung 040	1	1	0,12	0,12	0,12
5 Verblendmauerwerk 1800	50	50	5,75	5,75	5,75
					$\Sigma \mu \cdot s = 8{,}65$

7541014/10787806875Biblio

Bestimmung der Temperatur- und der Dampfdruckverteilung

Schicht/ Schichtgrenze	Temperatur	p_{sat} in [Pa]	p in [Pa]
Innere Oberfläche	19,1	2337	1168
Schichtgrenze Putz/Mauerwerk	18,9	2178	1153
Schichtgrenze Mauerwerk/ Dämmung	17,6	2013	896
Schichtgrenze Dämmung/Verblender	–3,7	448*	448*
Äußere Oberfläche	–4,7	411	321
p_{sat} = Sättigungsdampfdruck			
p = Dampfteildruck			

* Tauwasser

Klimabedingter Feuchteschutz nach DIN E 4108-3 (2012)

Fall b, Tauwasserausfall in einer Ebene

Tauwassermenge:

$$Mc = \delta_0 \left(\frac{p_i - p_c}{s_{d,c}} - \frac{p_c - p_e}{s_{d,T} - s_{d,c}} \right) \times t_c$$

$M_c = 0{,}35\ \text{kg/m}^2$

$p_e = 321\, p_a$

$p_c = 448\, p_a$

$s_{d,T} = 8{,}65$

$s_{d,c} = 2{,}90$

$\delta_0 = 2{,}0 \times 10^{-10}$

Verdunstungsmenge:

$$Mc = \delta_0 \left(\frac{p_c - p_i}{s_{d,c}} + \frac{p_c - p_e}{s_{d,T} - s_{d,c}} \right) \times t_{ev}$$

$M_{ev} = 0{,}35\ \text{kg/m}^2$

$p_i = 1200\, p_a$

$p_e = 1200\, p_a$

$s_c = 1700\, p_a$

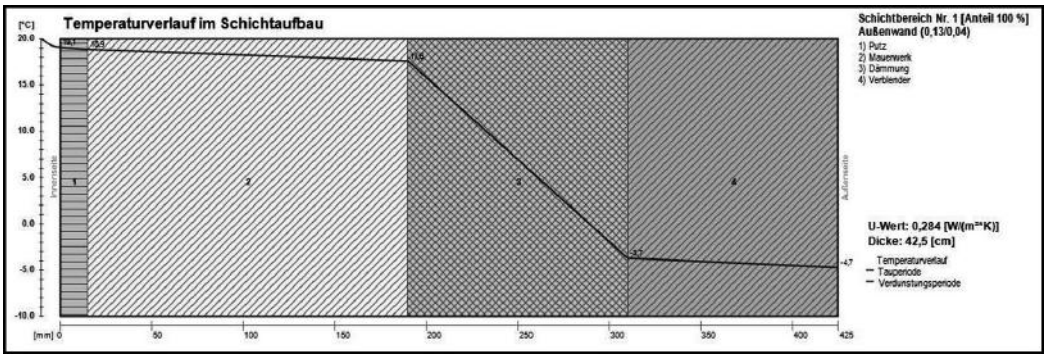
$s_{d,T} = 8{,}65$

$s_{d,c} = 2{,}90$

$\delta_0 = 2{,}0 \times 10^{-10}$

Die Tauwasserbildung im Bauteil ist im Sinne von DIN E 4108-3 unschädlich, da $M_c < M_{ev}$ und $M_c < 1{,}0$ bzw. $0{,}5\ \text{kg/m}^2$

7541014/10787806875Biblio



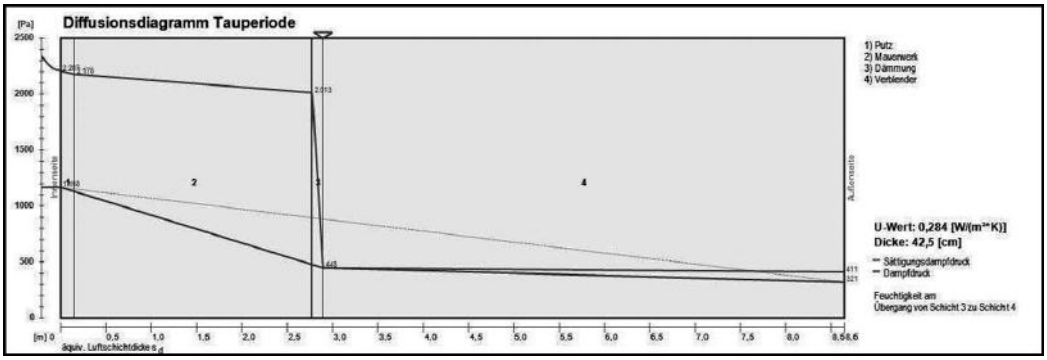


Abb. B.2.3 Dampfdruckverlauf in der Tauperiode

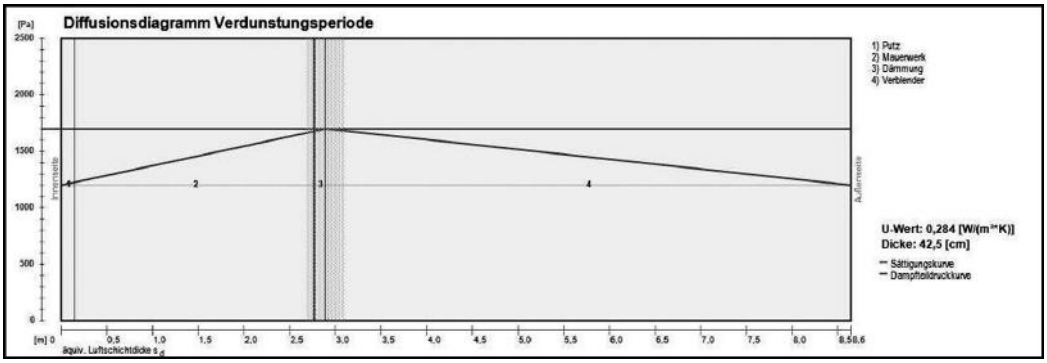


Abb. B.2.4 Dampfdruckverlauf in der Verdunstungsperiode

7541014/10787806875Biblio

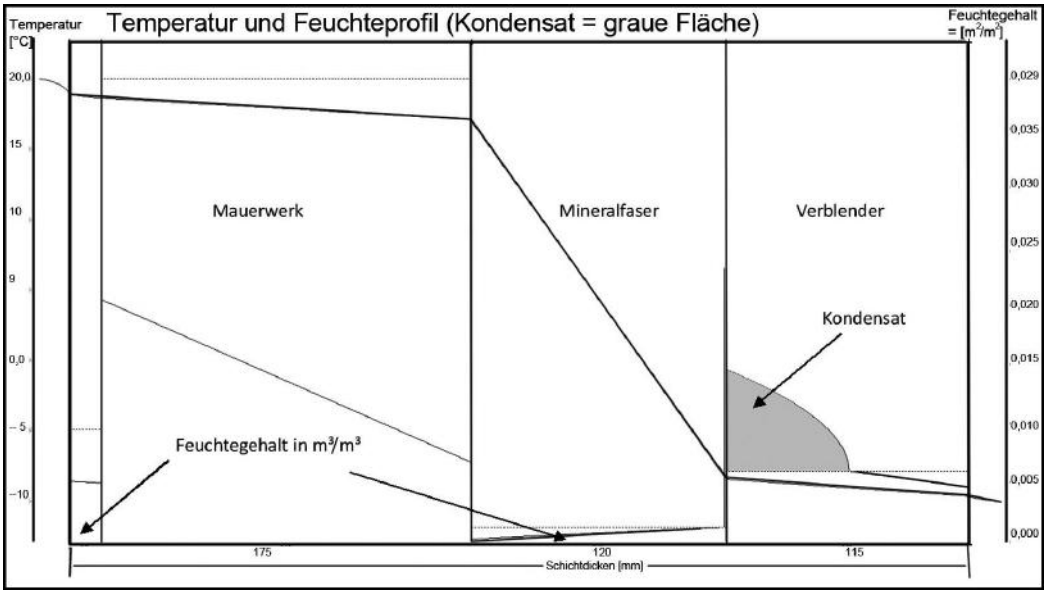


Abb. B.2.5 Feuchtegehalt in der Konstruktion (links = innen; rechts = außen)

Die Berechnungsergebnisse nach DIN E 4108-3 können in sogenannten Glaserdiagrammen getrennt nach Tau- und Verdunstungsperiode dargestellt werden. **Abb. B.2.3** zeigt den Dampfdruck und Temperaturverlauf in der Tauperiode, **Abb. B.2.4** den Verlauf für die Verdunstungsperiode. Tauwasser in der Verdunstungsperiode tritt immer dann auf, wenn der Dampfdruck in der Konstruktion den Sättigungsdruck erreicht. Der Sättigungsdruck ist mit den Temperatur- und Feuchterandbedingungen (siehe oben) vorgegeben, der konkrete Dampfdruck ergibt sich aus den tatsächlichen Temperaturbedingungen innerhalb der Konstruktion und der aufgrund wasserdampfdiffusionsäquivalente Luftschichtdicke s_d transportierbaren Feuchtigkeitsmenge.

In **Abb. B.2.5** ist der Feuchteverlauf innerhalb der Konstruktion unter der Voraussetzung dargestellt, dass die entstehende Tauwassermenge durch Kapillarkräfte vom Taupunkt wegtransportiert werden kann (Berechnung mit dem Programm COND vom IBK Dresden)

Im Gegensatz zum „Glaserverfahren" erfolgt unter Beachtung der kapillaren Leitfähigkeit eine Weiterleitung und Verteilung des Tauwassers. Mit dieser für die Praxis realistischen Betrachtung können auch Wandkonstruktionen nachgewiesen werden, die unter den Randbedingungen der DIN E 4108-3 mit dem „Glaserverfahren" nicht mehr zulässig sind.

2.3 Schlagregenschutz

Schlagregenbeanspruchungen von Außenwänden entstehen bei Regen und gleichzeitiger Windanströmung auf die Fassade. Das Regenwasser kann durch kapillare Saugwirkung der Wand aufgenommen werden oder infolge des Winddrucks über Risse, Spalten, Fugen oder fehlerhafte Abdichtungen in die Konstruktion eindringen.

Ein ausreichender Schlagregenschutz einer Außenwand zur Begrenzung der kapillaren Wasseraufnahme und zur Sicherstellung der Verdunstungsmöglichkeiten kann durch konstruktive Maßnahmen (z. B. Außenwandbekleidung, Verblendmauerwerk, Schutzschichten im Inneren der Konstruktion) oder durch Putze bzw. Beschichtungen erzielt werden. Die zu treffenden Maßnahmen richten sich nach der Intensität der Schlagregenbeanspruchung, die durch Wind und Niederschlag sowie durch die örtliche Lage und die Gebäudeart bestimmt wird. Gemäß DIN E 4108-3 sind in Deutschland die in **Abb. B.2.6** dargestellten Beanspruchungsbereiche zu beachten.

Beanspruchungsgruppe I – geringe Schlagregenbeanspruchung

In der Regel gilt diese Beanspruchungsgruppe für Gebiete mit Jahresniederschlagsmengen unter 600 mm sowie für besonders windgeschützte Lagen auch in Gebieten mit größeren Niederschlagsmengen.

Beanspruchungsgruppe II – mittlere Schlagregenbeanspruchung

In der Regel gilt diese Beanspruchungsgruppe für Gebiete mit Jahresniederschlagsmengen von 600 mm bis 800 mm oder für windgeschützte Lagen auch in Gebieten mit größeren Niederschlagsmengen sowie für Hochhäuser oder für Häuser in exponierter Lage in Gebieten, die aufgrund der regionalen Regen- und Windverhältnisse einer geringen Schlagregenbeanspruchung zuzuordnen wären.

7541014/10787806875Biblio

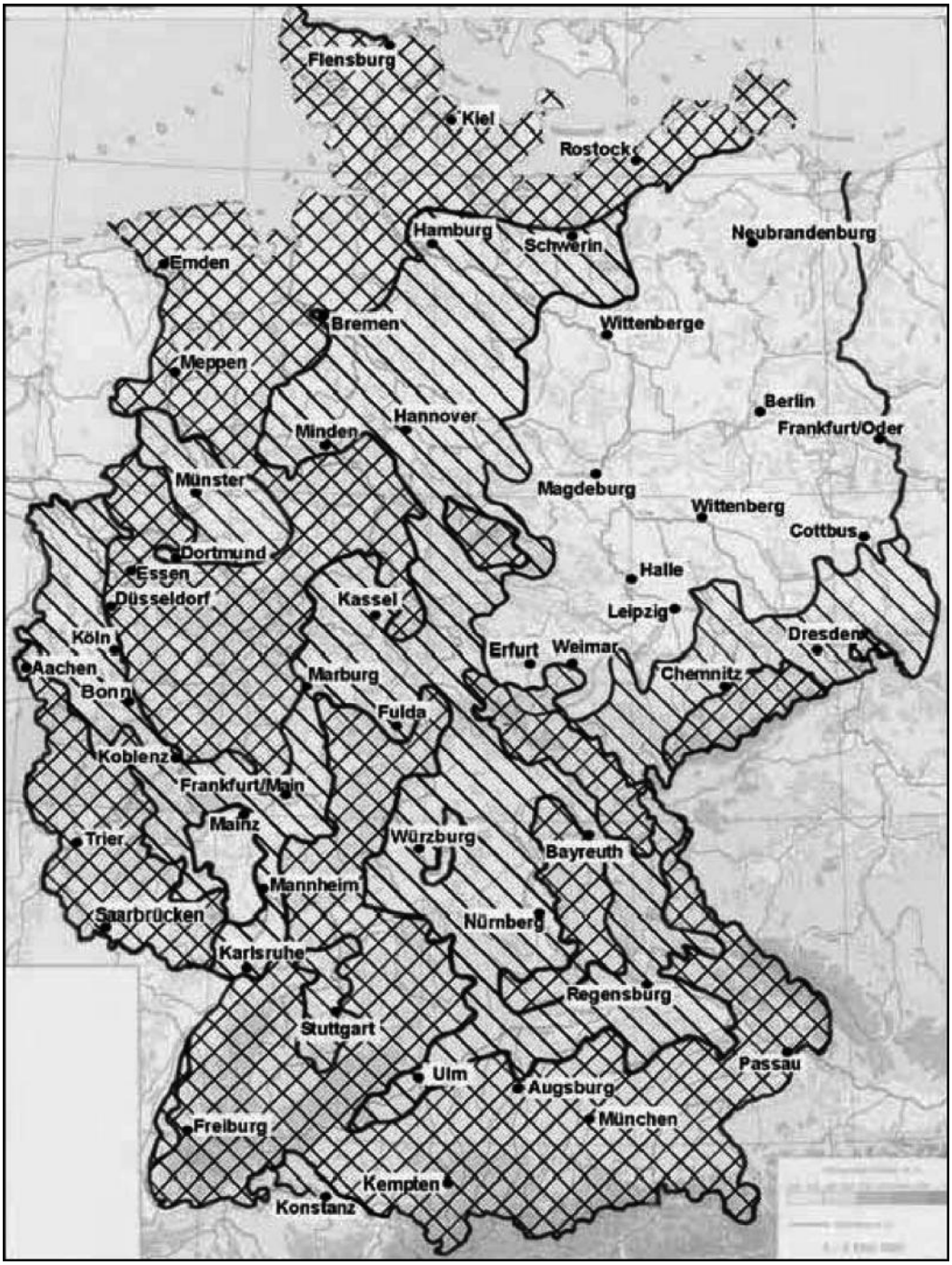


Abb. B.2.6 Schlagregenbeanspruchung in Deutschland

Beanspruchungsgruppe III – starke Schlagregenbeanspruchung

In der Regel gilt diese Beanspruchungsgruppe für Gebiete mit Jahresniederschlagsmengen über 800 mm oder für windreiche Gebiete auch mit geringeren Niederschlagsmengen (z. B. Küstengebiete, Mittel- und Hochgebirgslagen, Alpenvorland) sowie für Hochhäuser oder für Häuser in exponierter Lage in

7541014/10787806875Biblio

Gebieten, die aufgrund der regionalen Regen- und Windverhältnisse einer mittleren Schlagregenbeanspruchung zuzuordnen wären.

Die in **Abb. B.2.6** dargestellten Bereiche gelten zur überschlägigen Ermittlung der zu erwartenden Beanspruchung, gegebenenfalls sind vor Baubeginn Informationen zu örtlichen Abweichungen einzuholen.

Putze und Beschichtungen

Die Regenschutzwirkung von Putzen und Beschichtungen wird vor allem durch deren Wasseraufnahmekoeffizienten W_w, deren wasserdampfdiffusionsäquivalente Luftschichtdicke s_d und durch das Produkt aus beiden Größen ($W_w \cdot s_d$) nach **Tafel B.2.3** bestimmt.

Als Wasseraufnahmekoeffizient W_w wird die von einem Probekörper je Flächeneinheit und Wurzel aus der Zeit aufgenommene Wassermenge bezeichnet. Er kennzeichnet die Intensität der kapillaren Saugfähigkeit, z. B. von Putzen oder Oberflächenbeschichtungen im Hinblick auf die Beurteilung der Regenschutzwirkung. Der Wasseraufnahmekoeffizient ist eine Stoff- bzw. Oberflächeneigenschaft.

Tafel B.2.3 Kriterien für den Regenschutz von Putzen und Beschichtungen

Kriterien für den Regenschutz	Wasseraufnahmekoeffizient W_w kg/(m² · h^{0,5})	Wasserdampfdiffusionsäquivalente Luftschichtdicke s_d m	Produkt $W_w \cdot s_d$ kg/(m · h^{0,5})
wasserhemmend	$0,5 < w < 2,0$	[a])	[b])
wasserabweisend	$w \leq 0,5$	$\leq 2,0$	$\leq 0,2$

[a]) siehe hierzu auch DIN V 18550
[b]) Keine Festlegung bei wasserhemmenden Putzen bzw. Beschichtungen

Beispiele und Hinweise zur Erfüllung des Schlagregenschutzes

Außenwände

Beispiele für die Anwendung von in DIN 1053 genannten Wandbauarten in Abhängigkeit von der Schlagregenbeanspruchung sind in **Tafel B.2.4** aufgeführt.

Tafel B.2.4 – Beispiele für die Zuordnung von Wandbauarten und Beanspruchungsgruppen

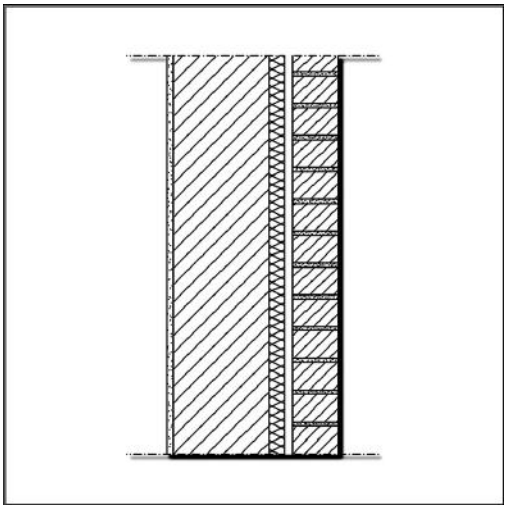
Zeile	**Beanspruchungsgruppe I**	**Beanspruchungsgruppe II**	**Beanspruchungsgruppe III**
	geringe Schlagregenbeanspruchung	mittlere Schlagregenbeanspruchung	starke Schlagregenbeanspruchung
1	Außenputz nach DIN EN 998-1 in Verbindung mit DIN V 18550 ohne besondere Anforderungen an den Schlagregenschutz auf	Wasserhemmender Außenputz nach DIN EN 998-1 in Verbindung mit DIN V 18550 auf	Wasserabweisender Außenputz nach DIN EN 998-1 in Verbindung mit DIN V 18550 oder Kunstharzputz nach DIN 18558 auf
	– Außenwänden aus Mauerwerk, Wandbauplatten, Beton u. ä. – sowie verputzten außenseitigen Wärmebrückendämmungen		
2	Einschaliges Sichtmauerwerk nach DIN 1053-1 mit einer Dicke von 31 cm (mit Innenputz)	Einschaliges Sichtmauerwerk nach DIN 1053-1 mit einer Dicke von 37,5 cm (mit Innenputz)	Zweischaliges Verblendmauerwerk nach DIN 1053-1 mit Luftschicht und Wärmedämmung oder mit Kerndämmung (mit Innenputz)
3	Außenwände mit im Dickbett oder Dünnbett angemörtelten oder Platten nach DIN 18515-1		Außenwände mit im Dickbett oder Dünnbett angemörtelten Fliesen Fliesen oder Platten nach DIN 18515-1 mit wasserabweisendem Ansetzmörtel
4	Außenwände mit gefügedichter Betonaußenschicht nach DIN EN 206-1 bzw. DIN 1045-2 sowie DIN 1045-1		
5	Wände mit hinterlüfteten Außenwandbekleidungen nach DIN 18516-1, DIN 18516-3 und DIN 18516-4[a]		
6	Wände mit Außendämmung durch ein Wärmedämmputzsystem nach DIN EN 998-1 in Verbindung mit DIN V 18550 oder durch ein nach DIN EN 13499 oder DIN EN 13500 genormtes bzw. bauaufsichtlich zugelassenes Wärmedämmverbundsystem		
7	Außenwände in Holzbauart mit Wetterschutz nach DIN 68800-2		

[a] Offene Fugen zwischen den Bekleidungspiatten beeinträchtigen den Regenschutz nicht.

7541014/10787806875Biblio

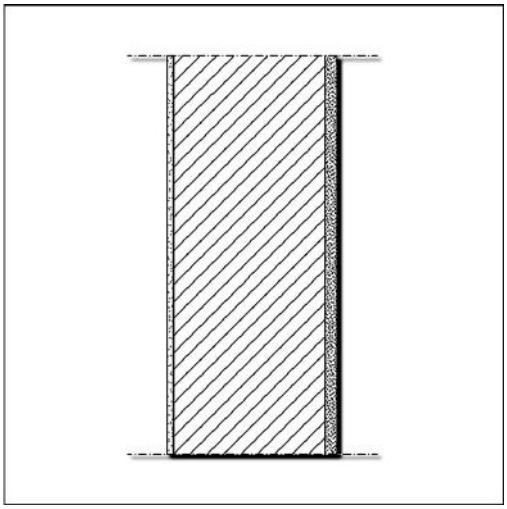
Beispiel:

Zweischalige Außenwand mit Dämmung und Luftschicht, Beanspruchungsgruppe III



Gefordert nach Tafel B 2.4:

Einschalige Außenwand mit Außen- und Innenputz, Beanspruchungsgruppe III



Gefordert nach Tafel B 2.4:

Ausführung gemäß DIN 1053-1 bzw. DIN EN 1996-1-1. Besonders zu beachten sind auch die Hinweise nach Abschnitt B.1. Um eine Durchfeuchtung der Innenschale zu verhindern, kommt der richtigen Anordnung der Drahtanker eine besondere Bedeutung zu. Die Anordnung der Drahtanker muss sicherstellen, dass das über Fugen und Öffnungen eingedrungene Wasser über die angeordneten Tropfscheiben zu den Entwässerungsöffnungen abgeleitet werden können. **Abb. B.2.7** zeigt eine richtige Anordnung der Anker und Tropfscheiben.
Wasserabweisender Außenputz nach DIN EN 998-1 in Verbindung mit DIN V 18550 oder Kunstharzputz nach DIN 18558.

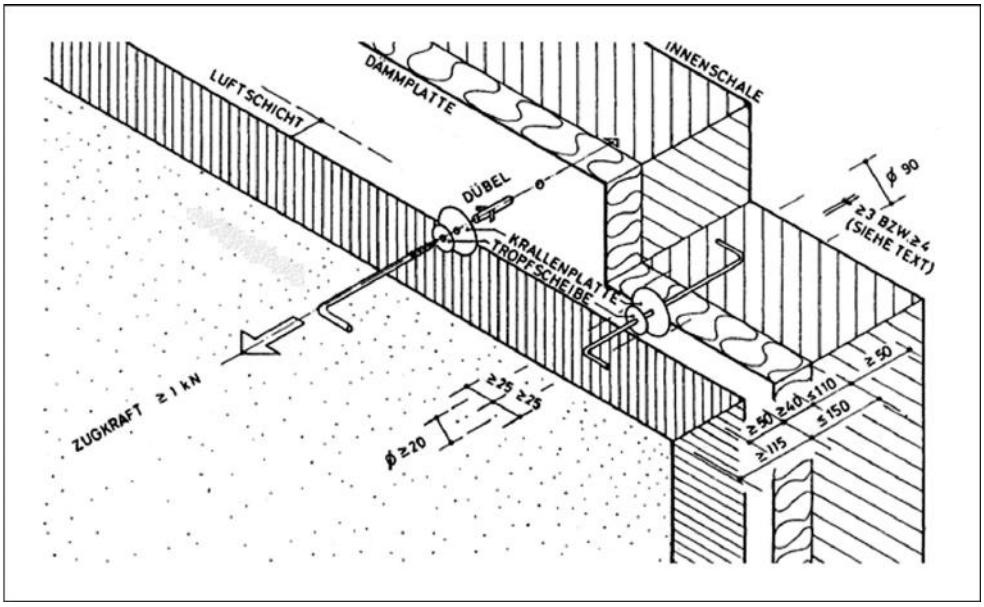


Abb. B.2.7 Zweischalige Außenwände, Verankerung der Außenschale durch Drahtanker

7541014/10787806875Biblio

Fugen und Anschlüsse

Der Schlagregenschutz eines Gebäudes muss auch im Bereich der Fugen und Anschlüsse sichergestellt sein. Zur Erfüllung dieser Anforderungen können die Fugen und Anschlüsse entweder durch Fugendichtstoffe (siehe auch DIN 18540) oder durch konstruktive Maßnahmen gegen Schlagregen abgedichtet werden. Beispiele für die Anwendung von Fugenabdichtungen sind in Abhängigkeit von der Schlagregenbeanspruchung in **Tafel B 2.4** angegeben. Die Zuordnung der Fugenabdichtungsarten erfolgt nach **Tafel B 2.5**.

Tafel B.2.5 Beispiele für die Zuordnung von Fugenabdichtungsarten und Beanspruchungsgruppen nach DIN E 4108-3

Zeile	Fugenart	Beanspruchungsgruppe I geringe Schlagregen-beanspruchung	Beanspruchungsgruppe II mittlere Schlagregen-beanspruchung	Beanspruchungsgruppe III starke Schlagregen-beanspruchung
1	Vertikal-fugen	Konstruktive Fugenausbildung [a]		
2		Fugen nach DIN 18540 [a]		
3	Horizontal-fugen	Offene, schwellenförmige Fugen, Schwellenhöhe h = 60 mm (siehe Abb. B.2.7a)	Offene, schwellenförmige Fugen, Schwellenhöhe h = 80 mm (siehe Abb. B.2.7a)	Offene, schwellenförmige Fugen, Schwellenhöhe h = 100 mm (Abb. B.2.7a)
4		Fugen nach DIN 18540 mit zusätzlichen konstruktiven Maßnahmen, z. B. mit Schwellenhöhe h = 50 mm		

[a] Fugen nach DIN 18540 dürfen nicht bei Bauten in einem Bergsenkungsgebiet verwendet werden. Bei Setzungsfugen ist die Verwendung nur dann zulässig, wenn die Verformungen bei der Bemessung der Fugenmaße berücksichtigt werden.

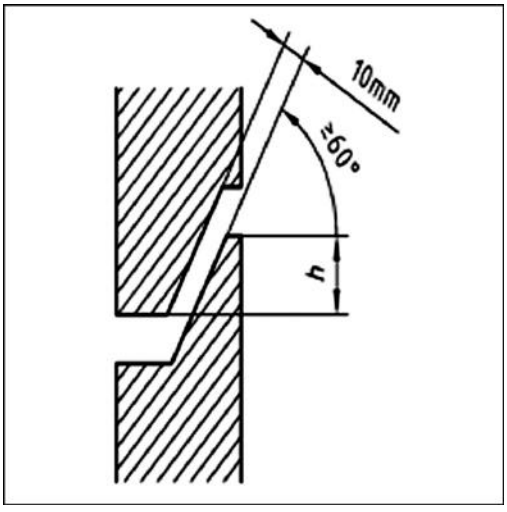


Abb. B.2.7a Offene, schwellenförmige Fuge

Legende

h Schwellenhöhe
unterer Schwellenbereich (links) nach außen, der Schwellenbereich (rechts) nach innen

Insbesondere bei Sichtmauerwerk sind handwerklich korrekt ausgeführte Fugen notwenig, um ein Durchdringen des Regens auf die Innenseite zu verhindern. **Abb. B.2.8** stellt richtige Ausführungsmöglichkeiten sowie Fehlerquellen bei der Erstellung von Fugen im Sichtmauerwerk dar.

7541014/10787806875Biblio

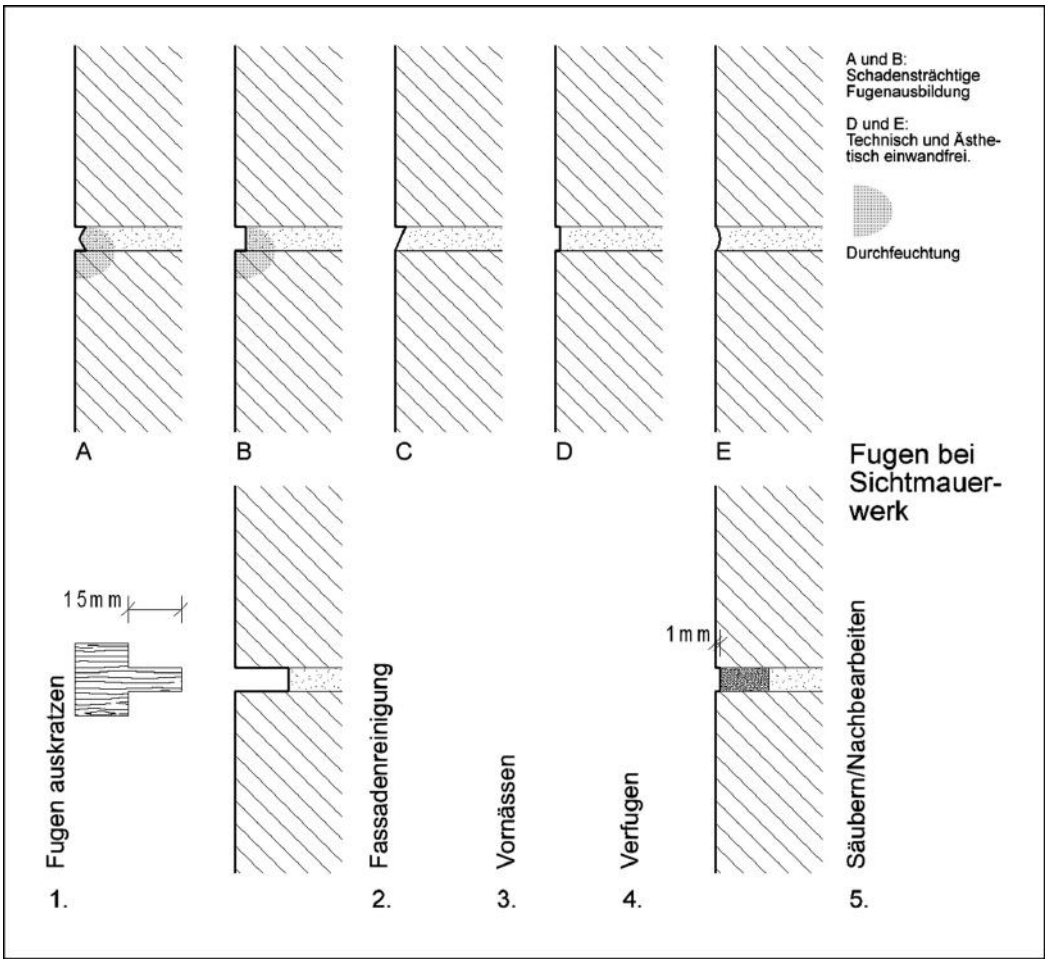


Abb. B.2.8 Fugenausbildung bei Sichtmauerwerk

Hinweise zur Luftdichtheit

Wände müssen luftdicht sein, um eine Durchströmung und Mitführung von Raumluftfeuchte, die zu Tauwasserbildung in der Konstruktion führen kann, zu unterbinden. Auf die Luftdichtheit von Anschlüssen und Durchdringungen (z. B. Wand/Dach) sowie bei Installationen (z. B. Steckdosen) ist besonders zu achten. Auch Querströmungen in Belüftungsschichten innerhalb einer Konstruktion zwischen unterschiedlich beheizten Räumen sind zu vermeiden, z. B. durch Abschottung. Mauerwerk nach DIN EN 1996-1 allein ist nicht luftdicht im Sinne dieser Anforderung; diese Wandbauarten müssen auf einer Seite eine Putzschicht haben oder es sind andere Maßnahmen zu treffen. Im Allgemeinen wird es ausreichen, die Stoß- und Lagerfugen mittels Innenputz oder eines Spachtels luftdicht herzustellen, da die Mauersteine selbst über eine ausreichende Luftdichtheit nach DIN 4108-7 verfügen.

3 Wärmeschutz

3.1 Allgemeines

Der bauliche Wärmeschutz von Mauerwerkskonstruktionen hat folgende Aufgaben:

- Sicherstellung eines geringen Wärmeverlustes der Gebäude
- Vermeidung einer kritischen Oberflächenfeuchte, um mikrobielles Wachstum (Schimmelpilze) auszuschließen
- Speicherung von Wärme, um eine Überhitzung von Räumen im Sommer zu vermeiden
- Gewährleistung einer angenehmen Oberflächentemperatur (Behaglichkeit)

Heute übliche Konstruktionen aus Mauersteinen können sowohl allein (monolithisch) als auch im Zu-

7541014/10787806875Biblio

sammenwirken mit Wärmedämmstoffen (mehrschalige Ausführung) diese Anforderungen erfüllen. Die wesentliche Stoffeigenschaft ist dabei die Wärmeleitfähigkeit, die Auskunft darüber erteilt, welcher Wärmestrom in einer Zeiteinheit durch einen Mauerwürfel mit 1 m Kantenlänge geleitet werden kann, wenn die Temperaturdifferenz an der Oberfläche 1 Kelvin beträgt. Sie ist vor allem abhängig von der Rohdichte des Mauersteins und seines Feuchtegehaltes. Schlecht wärmeleitende Mauersteine sind vor allem Hochlochziegel, Porenbetonsteine und Betonsteine mit Leichtzuschlägen (z. B. Blähton). Der Bemessungswert – das ist der Wert, der für den wärmetechnischen Nachweis anzusetzen ist – derartiger Mauersteine liegt heutzutage zwischen 0,07 W/(m · K) und 0,21 W/(m · K). Die Bemessungswerte der Wärmeleitfähigkeit werden in Normen (z. B. DIN 4108-4) oder in bauaufsichtlichen Zulassungen veröffentlicht.

Für Mauerwerkskonstruktionen ergibt sich die Güte des baulichen Wärmeschutzes aus dem Wärmedurchgangskoeffizient, dem *U*-Wert. Der *U*-Wert für Mauerwerkskonstruktionen wird nach der europäischen Norm DIN EN ISO 6946 ermittelt.

Neben dem *U*-Wert werden Begriffe wie thermischer Leitwert, Wärmedurchgangswiderstand und Wärmedurchlasswiderstand verwendet. In der Bauphysik ist der thermische Leitwert definiert als der Quotient aus dem Wärmestrom und der Temperaturdifferenz zwischen zwei wärmetechnisch durch die betrachtete Konstruktion in Verbindung stehenden Umgebungen. Der thermische Leitwert kann sowohl auf die Fläche der Konstruktionen, ihre Länge oder auf die Konstruktion schlechthin bezogen sein.

Der Wärmedurchlasswiderstand kennzeichnet den Widerstand einer Bauteilschicht (z. B. eines Mauerwerks) gegen den Wärmestrom unter Beachtung der vorhandenen Schichtdicke. Der Wärmedurchgangswiderstand ergibt sich aus der Summe aller Wärmedurchlasswiderstände und den an der inneren und äußeren Oberfläche vorhandenen Wärmeübergangswiderständen.

3.2 *U*-Wert Berechnung für Mauerwerkskonstruktionen nach DIN EN ISO 6946

Symbole, Formelzeichen

Mit der DIN EN ISO 6946 werden folgende Symbole und Formelzeichen für die Nachweisführung bindend.

Tafel B.3.1 Symbole, Größen und Einheiten

Symbol	Größe	Einheit
A	Fläche	m^2
R	Bemessungswert des Wärmedurchlasswiderstandes	$(m^2 \cdot K)/W$
R_g	Wärmedurchlasswiderstand des Luftraumes	$(m^2 \cdot K)/W$
R_{se}	äußerer Wärmeübergangswiderstand	$(m^2 \cdot K)/W$
R_{si}	innerer Wärmeübergangswiderstand	$(m^2 \cdot K)/W$
R_T	Wärmedurchgangswiderstand (von einer Umgebung zur anderen)	$(m^2 \cdot K)/W$
R'_T	Oberer Grenzwert des Wärmedurchgangswiderstandes	$(m^2 \cdot K)/W$
R''_T	Unterer Grenzwert des Wärmedurchgangswiderstandes	$(m^2 \cdot K)/W$
U	Wärmedurchgangskoeffizient	$W/(m^2 \cdot K)$
d	Dicke	m
h	Wärmeübergangskoeffizient	$W/(m^2 \cdot K)$
λ	Bemessungswert der Wärmeleitfähigkeit	$W/(m \cdot K)$

U-Wert homogener Konstruktionen

Als thermisch homogene Konstruktionen werden solche bezeichnet, die aus einzelnen oder mehreren Schichten konstanter Dicke mit einheitlich oder als einheitlich anzusehenden thermischen Eigenschaften bestehen. Auf die Definition bezogen sind zum Beispiel alle Mauerwerkskonstruktionen als thermisch homogen anzusehen.

Die *U*-Wert-Berechnung nach DIN EN ISO 6946 ist auf der Grundlage der nachfolgend dargestellten Gleichung durchzuführen:

$$U = \frac{l}{R_{si} + \sum_j R_j + R_{se}} + \Sigma \Delta U \quad W/(m^2 \cdot K) \qquad (3)$$

7541014/10787806875Biblio

R_{si} Wärmeübergangswiderstand der Innenseite in $(m^2 \cdot K)/W$

R_{se} Wärmeübergangswiderstand der Außenseite in $(m^2 \cdot K)/W$

R_j Wärmedurchlasswiderstand der Schichten in $(m^2 \cdot K)/W$

ΔU Korrekturwerte des Wärmedurchgangskoeffizienten

Die Werte der Wärmeübergangswiderstände sind in der **Tafel B.3.2** zusammengestellt.

Tafel B.3.2 Wärmeübergangswiderstände in $(m^2 \cdot K)/W$

	Richtung des Wärmestromes		
	Aufwärts	**Horizontal**	**Abwärts**
R_{si}	0,10	0,13	0,17
R_{se}	0,04	0,04	0,04

Für die Wärmedurchlasswiderstände ruhender Luftschichten enthält DIN EN ISO 6946 Standardwerte. Diese werden in Abhängigkeit von der Richtung des Wärmestromes definiert und nach oben für eine maximale Schichtdicke von 300 mm begrenzt. Bei Luftschichtdicke größer als 300 mm empfiehlt die Norm die Anwendung der DIN EN ISO 13789, die Wärmeströme solcher Luftschichten sind demnach mittels Wärmebilanz nachzuweisen.

Ruhende Luftschichten im Sinne der Norm sind solche, die von der Umgebung abgeschlossen sind. Wie aus der DIN 4108 bekannt, können Luftschichten, die nur kleine Öffnungen aufweisen, ebenfalls als ruhend angesehen werden. Die Öffnungen sollen jedoch so angeordnet sein, dass kein Luftstrom durch die Schicht möglich ist und die Öffnungen eine Fläche von

- 500 mm^2 je m Länge (in horizontaler Richtung) für vertikale Luftschichten;
- 500 mm^2 je m^2 Oberfläche für horizontale Luftschichten

nicht überschreiten. Entwässerungsöffnungen (Drainageöffnungen) in Form von offenen vertikalen Fugen in der Außenschale von zweischaligem Mauerwerk erfüllen in der Regel die oben genannten Kriterien.

Die bei der Berechnung zu berücksichtigenden Wärmedurchlasswiderstände sind in **Tafel B.3.3** dargestellt, Zwischenwerte können linear interpoliert werden.

Bei schwach belüfteten Luftschichten kann als Bemessungswert des Wärmedurchlasswiderstandes die Hälfte des Tafelwertes verwendet werden.

Schwach belüftete Luftschichten sind solche, deren Luftaustausch mit der Außenumgebung über Öffnungen mit folgenden maximalen Querschnittsflächen erfolgt:

Tafel B.3.3 Wärmedurchlasswiderstände ruhender Luftschichten in $(m^2 \cdot K)/W$

Dicke der Luftschicht in mm	Richtung des Wärmestromes		
	Aufwärts	**Horizontal**	**Abwärts**
0	0,00	0,00	0,00
5	0,11	0,11	0,11
7	0,13	0,13	0,13
10	0,15	0,15	0,15
15	0,16	0,17	0,17
25	0,16	0,18	0,19
50	0,16	0,18	0,21
100	0,16	0,18	0,22
300	0,16	0,18	0,23

- über 500 mm^2 bis $\leq$ 1500 mm^2 je m Länge (in horizontaler Richtung) für vertikale Luftschichten;
- über 500 mm^2 bis $\leq$ 1500 mm^2 je m^2 Oberfläche für horizontale Luftschichten.

Bei stark belüfteten Luftschichten sind bei der Berechnung des Wärmedurchlasswiderstandes des Bauteils die Luftschicht und alle nach außen folgenden Schichten nicht zu berücksichtigen. Der äußere Wärmeübergangswiderstand entspricht dem bei ruhenden Luftschichten.

Als stark belüftete Luftschichten werden solche bezeichnet, deren Luftaustausch mit der Umgebung über nachfolgend aufgeführte Querschnittsflächen erfolgt:

- $\geq$ 1500 mm^2 je m Länge (in horizontaler Richtung) für vertikale Luftschichten;
- $\geq$ 1500 mm^2 je m^2 Oberfläche für horizontale Luftschichten.

Werden zweischalige Wände nach DIN 1053 mit Luftschicht ausgeführt, so ist unter Beachtung der geforderten Lüftungsöffnungen von stark belüfteten Luftschichten auszugehen. Luftschicht und Verblendmauerwerk werden demnach bei der Berechnung des *U*-Wertes nicht berücksichtigt.

Die in Gleichung (3) enthaltenen Korrekturwerte des Wärmedurchgangskoeffizienten berücksichtigen besondere konstruktive Einflüsse, wie zum Beispiel die Art der Anbringung der Dämmschichten und den zusätzlichen Wärmestrom über Befestigungsteile (z. B. Drahtanker bei zweischaligem Mauerwerk, Dachbefestigungen).

Die nach der Norm zu ermittelnden Korrekturwerte sind jedoch in der Regel äußerst gering und erreichen deshalb nur selten den Schwellenwert von 3%, ab dem der Einfluss überhaupt erst zu berücksichtigen ist.

7541014/10787806875Biblio

U-Wert nach DIN EN ISO 6946:

Schichtbezeichnung von innen nach außen	Schichtdicke in m	Bemessungswert der Wärmeleitfähigkeit λ in W/(m · K)	Bemessungswert des Wärmedurchlasswiderstandes R in m² K/W
Gipsputz ohne Zuschlag	0,015	0,51	0,029
Kalksandstein 1800 kg/m³	0,175	0,99	0,177
Mineralfaserdämmung	0,12	0,04	3,00
Luftschicht	0,040		–
Verblender	0,115	0,81	–
R_T der Schichten			**3,206**
innerer Wärmeübergangswiderstand (Wärmestrom horizontal) R_{si}			0,13
äußerer Wärmeübergangswiderstand (Wärmestrom horizontal) R_{se}			0,13
U-Wert Bauteil in W/(m² · K)		**0,288**	

Konstruktionsbeispiel:

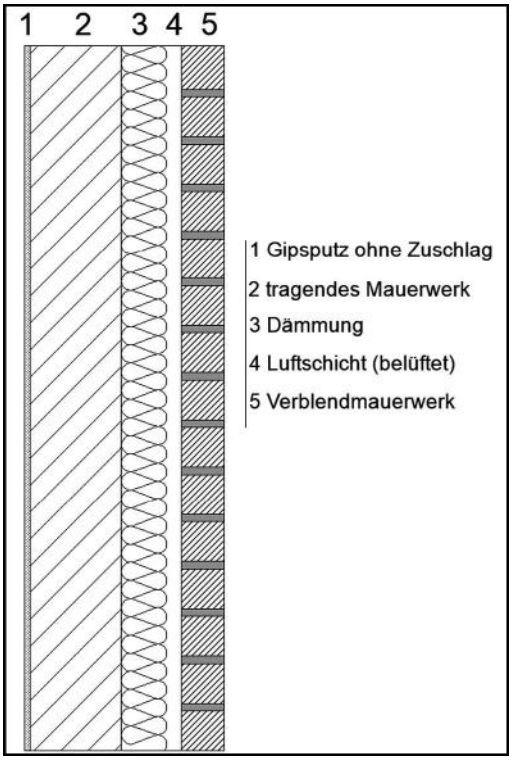


Abb. B.2.9 Zweischaliges Mauerwerk

Da es sich um eine stark belüftete Luftschicht handelt, werden die Wärmedurchlasswiderstände der Luftschicht und des Verblenders nicht berücksichtigt, der äußere Wärmeübergangswiderstand wird dem inneren gleichgesetzt.

Nach DIN EN ISO 6946 ist für Mauerwerksanker über Luftschichten eine Korrektur des Wärmedurchgangskoeffizienten vorzunehmen.

Die Korrektur ist nach folgender Gleichung zu ermitteln:

$$\Delta U_f = \alpha \frac{\lambda_f A_f n_f}{d_0} \left(\frac{R_1}{R_{T,h}}\right)^2 \quad (4)$$

wobei der Koeffizient α wie folgt angegeben ist:

$\alpha = 0{,}8$, wenn das Befestigungselement die Dämmschicht vollständig durchdringt,

$\alpha = 0{,}8 \cdot \frac{d_1}{d_0}$ bei einem in eine Aussparung

eingebauten Befestigungselement (siehe Bild D.1).

Dabei ist

λ_f die Wärmeleitfähigkeit des Befestigungselementes, in W/(m · K);

n_f die Anzahl der Befestigungselemente je Quadratmeter;

A_f die Querschnittsfläche eines Befestigungselementes, in m²;

d_0 die Dicke der Dämmschicht, die das Befestigungselement enthält, in m;

d_1 die Dicke des Befestigungselements, das die Dämmschicht durchdringt, in m;

d_f die Dicke des Befestigungselementes, das die Dämmschicht durchdringt, in m;

R_1 der Wärmedurchlasswiderstand der von den Befestigungselementen durchdrungenen Dämmschicht, in (m² · K)/W;

$R_{T,h}$ der nach 6.1 ermittelte Wärmedurchgangswiderstand des Bauteiles ohne Berücksichtigung von Wärmebrücken, in (m² · K)/W.

7541014/1078780687 5Biblio

Beispiel:

Gebäudehöhe: 12 m

Windzone nach DIN EN 1991-1-4 (Nationaler Anhang): 4

Erforderliche Anzahl Drahtanker gemäß DIN EN 1996-1-1/NA: 8

U-Wert des Mauerwerks: 0,288 W/(m^2 · K)

Durchmesser der Drahtanker: 4 mm

Wärmeleitfähigkeit der Drahtanker λ_f: 15 W/(m · K)

Dicke der Dämmschicht d_0: 0,12 m

Anker durchdringt die Dämmung vollständig: $\alpha = 0{,}8$ nach DIN EN ISO 6946

Fläche eines Ankers A_f: $1{,}26 \cdot 10^{-5}$ m^2

Wärmedurchlasswiderstand der vom Befestigungselement durchdrungenen Dämmschicht: R_1 = 3,00 (m^2 · K)/W

Wärmedurchgangswiderstand des Bauteils: $R_{T,h} = 3{,}472$ (m» · K)/W

Korrekturwert des Wärmedurchgangswiderstandes:

$$\Delta U_f = \alpha \cdot \frac{\lambda_f \cdot A_f \cdot n_f}{d_0} \cdot \left(\frac{R_f}{R_{T,h}}\right)^2$$

$$\Delta U_f = 0{,}8 \cdot \frac{15 \cdot 1{,}26 \cdot 10^{-5} \cdot 8}{0{,}12} \cdot \left(\frac{3{,}00}{3{,}472}\right)^2 = 0{,}0075$$

Da die Gesamtkorrektur unter 3 % des U-Wertes liegt, braucht sie nicht berücksichtigt zu werden. Der U-Wert beträgt demnach 0,29 W/(m^2 · K), da er gemäß DIN EN ISO 6946 auf zwei Dezimalstellen zu runden ist.

Der U-Wert der Konstruktion wird im wärmetechnischen Nachweis zum Beispiel nach EnEV zur quantitativen Beschreibung des Wärmeverlustes verwendet, obgleich der Verlauf des Außenklimas und das Nutzerverhalten in einem Gebäude im Tagesverlauf und über die Heizperiode hinweg alles andere als zeitlich konstant ist. Dieser Umstand führt vielerorts zu kritischen Betrachtungen des U-Wertes und seiner Bedeutung bei der Energieeinsparung von Gebäuden bis hin zur kompletten Infragestellung vorhandener Rechenansätze.

Die Energie- und Wärmeflüsse im Gebäude lassen sich mit Lösungen der bekannten Fourier-Gleichung für stationäre Temperaturfelder beschreiben (quasistationäre Näherung). Die instationäre Fouriersche Wärmetransportgleichung wird dabei in wärmequellenfreien Materialien ($W = 0$) über einen Zeitraum $\tau = t_1 - t_0$ (z. B. eine Heizperiode) integriert.

Für die über ausreichend lange Zeiträume τ gemittelte dreidimensionalen Temperaturfelder ϑ (x, y, z) und dreidimensionalen Transmissions-Wärmeströme $q_T(x, y, z)$ lassen sich instationäre Wärmetransportprozesse durch die Gleichungen der stationären Fourier Wärmeleitungsgleichung beschreiben. Auch unter quasistationären Verhältnissen wie im Fall der langen Heizperiode mit ähnlichen Außentemperaturen zu Beginn und am Ende der Heizperiode bestimmt der Wärmedurchgangskoeffizient U den mittleren Transmissions-Wärmeverlust Q_T:

$$Q_T = \overline{q} \cdot A \cdot \tau = U \cdot A \cdot (\overline{\vartheta_i} - \overline{\vartheta_e}) \cdot \tau \qquad (5)$$

3.3 Mindestwärmeschutz

Mindest-Wärmeschutz im Winter (nach DIN 4108-2)

Im Winter und ganz allgemein in der kälteren Jahreszeit sollen die Wärmeverluste der beheizten Räume nach außen möglichst minimiert werden.

Unabhängig von der gerade geltenden Verordnung zum energiesparenden Wärmeschutz sind die von der DIN 4108-2 vorgegebenen Mindestwerte für den baulichen Wärmeschutz einzuhalten.

Mindest-Anforderungen an normale Bauteile

Die Mindestanforderungen an den Wärmeschutz von Außenbauteilen sind in **Tafel B.3.4** angegeben. Hierunter sind Bauteile zu verstehen, die im Gegensatz zu leichten Bauteilen eine flächenbezogene Masse von wenigstens 300 kg/m^2 besitzen. Die Anforderungen beziehen sich auf den Wärmedurchlasswiderstand der Bauteile und berücksichtigen daher nicht den Wärmeübergangswiderstand an den Oberflächen.

Zusätzliche Anforderungen an leichte Bauteile

Aufgrund der geringeren Wärmespeicherfähigkeit sind bei Mauerwerkskonstruktionen mit einer flächenbezogenen Masse unter 100 kg/m^2 höhere Anforderungen an den Mindestwert des Wärmedurchlasswiderstandes zu erfüllen. Statt des in **Tafel B.3.4** angegebenen Wertes von 1,2 m^{2}W/K ist für diese Konstruktionen ein Wert von 1,75 m^{2}W/K nachzuweisen.

3.4 Wärmebrücken

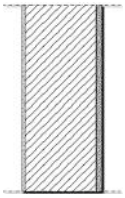
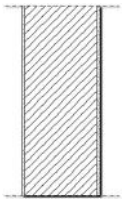
3.4.1 Wirkung von Wärmebrücken

Wärmebrücken sind örtlich begrenzte Bereiche von Konstruktionen mit einer erhöhten Wärmestromdichte, die sich sowohl aus geometrischen (Ecken) als auch aus konstruktiven Einflüssen (Vorhandensein von Baustoffen mit erhöhter Wärmeleitfähigkeit) ergeben kann. Durch den lokal erhöhten Wärmefluss sinkt die Oberflächentemperatur auf der Seite mit der höheren Raumtemperatur (Bauteilinnenseite). Daraus folgend ergeben sich vor allem zwei Problemfelder im Zusammenhang mit Wärmebrücken:

1. Erhöhte Transmissionswärmeverluste über das Außenbauteil.

7541014/10787806875Biblio

Tafel B.3.4 Mindestanforderungen an den Wärmedurchlasswiderstand von Mauerwerk mit einen Mindestflächengewicht von 100 kg/m²

Bauteil		Mindestwert des Wärmedurchlasswiderstandes R in $m^2 \cdot K/W$
Außenwände, Wände von Aufenthaltsräumen gegen Bodenräume, Durchfahrten, offene Hausflure, Garagen, Erdreich		1,2
 **Beispiel:** Außenwand $d = 30$ cm; $\lambda = 0{,}18$ W/(m · K); $R = 0{,}30/0{,}18 = 1{,}66 > 1{,}2$ (Putz kann vernachlässigt werden)		
Treppenhauswände	zu Treppenräumen mit wesentlich niedrigeren Innentemperaturen; Innentemperaturen ≤ 10°C, aber Treppenräume mindestens frostfrei	0,25
	Zu Treppenräumen mit Innentemperaturen > 10°C	0,07
 **Beispiel: 24 cm** KS-Treppenhauswand zu Treppenräumen mit Innentemperatur < 10°C $\lambda = 0{,}99$ W/(m · K); $R = 0{,}24/0{,}99 = 0{,}24$; Innenputz je 1 cm Gipsputz mit $\lambda = 0{,}51$ $R = 0{,}02/0{,}51 = 0{,}039$; $R_{ges} = 0{,}24 + 0{,}039 = 0{,}28 > 0{,}25$		

2. Anstieg der relativen Luftfeuchte aufgrund des Absinkens der Oberflächentemperatur.

Besonders die letztgenannte Tatsache kann einen weiteren Negativeffekt hervorrufen: die Schimmelpilzbildung. Da Schimmelpilze lediglich eine hohe relative Feuchte, jedoch kein Tauwasser zur Sporenkeimung benötigen, fällt der Vermeidung hoher relativer Feuchten an Bauteiloberflächen besondere Aufmerksamkeit zu.

Prinzipiell lassen sich Wärmebrücken in zwei Gruppen einteilen:

1. Geometrisch bedingte Wärmebrücken.
2. Stofflich bedingte Wärmebrücken.

In der Praxis findet man häufig auch Überlagerungen beider Arten. Typischer Vertreter einer geometrischen Wärmebrücke ist eine Außenecke. In der ungestörten Wand ist die Fläche, die auf der Innenseite Wärme aufnimmt gleich groß wie die Außenfläche, die diese Wärme wieder abgibt. An der Ecke ist, geometrisch bedingt, die Außenfläche größer, es kommt zu einer intensiveren Abkühlung der Innenfläche, oftmals vor allem der Innenkante.

Die stofflich bedingten Wärmebrücken sind in einem Bauwerk vor allem an Flächen und Punkten anzutreffen, an denen aufgrund von Erfordernissen der Tragwerksplanung auf Stoffe mit erhöhter Tragfähigkeit zurückgegriffen werden muss (z. B. Anordnung einer Stahlbetonstütze als Aussteifungsstütze im Mauerwerk) bzw. überall dort, wo die einzelnen Tragsysteme eines Bauwerks ineinander greifen (z. B. Auflagerung der Decken auf dem Mauerwerk).

3.4.2 Berücksichtigung des Einflusses zusätzlicher Verluste über Wärmebrücken

Wird der Heizwärmebedarf des Gebäudes nach dem Monatsbilanzverfahren der DIN V 4108-6 berechnet, so kann die Wirkung von konstruktiv und geometrisch bedingten Wärmebrücken auf den Transmissionswärmeverlust der Gebäudehülle mittels drei normativ gleichwertiger Verfahren Berücksichtigung finden.

7541014/10787806875Biblio

a) Berechnung nach DIN EN ISO 10211-2 (Ψ-Werte).

b) Pauschalierte Berücksichtigung mit ΔU_{WB} = 0,05 W/(m² · K) unter Berücksichtigung der Planungsgrundsätze nach DIN 4108 BBl. 2.

c) Pauschalierte Berücksichtigung mit ΔU_{WB} = 0,10 W/(m² · K), sofern DIN 4108 BBl. 2 unberücksichtigt bleiben soll bzw. die Konstruktionen nicht als gleichwertig zu betrachten sind (siehe auch Abschnitt 3.4.3).

Der pauschale Wärmebrückenzuschlag und der längenbezogene Wärmedurchgangskoeffizient stehen dabei in folgender mathematischer Beziehung zueinander:

$$\Delta U_{WB} = \frac{\Sigma(\Psi \cdot l)}{A} \quad (6)$$

ΔU_{WB} Wärmebrückenkorrekturwert nach DIN V 4108-6

Ψ Längenbezogener Wärmedurchgangskoeffizient

l Länge der Wärmebrücke

A Wärmeübertragende Umfassungsfläche

Ein Wärmebrückenkorrekturfaktor von 0,05 W/(m² · K) beschreibt demzufolge, dass einem Quadratmeter wärmeübertragender Umfassungsfläche ein längenbezogener Wärmebrückenverlustkoeffizient von 0,05 W/(m · K) mit einer Konstruktionslänge von 1 m zuzuordnen ist.

Die Berechnung des ψ-Wertes erfolgt unter Beachtung der DIN EN ISO 10211 mit der folgenden Gleichung:

$$\Psi = L^{2D} - \sum_{j=1}^{n} U_j \cdot l_j \quad (7)$$

L^{2D} thermischer Leitwert der zweidimensionalen Wärmebrücke

U_j Wärmedurchgangskoeffizient des jeweils zwei Bereiche trennenden 1-D-Bauteils

l_j die Länge innerhalb des 2-D-geometrischen Modells, für die der U_j gilt

n die Nummer der 1-D-Bauteile

Die geometrische Modellbildung ist jeweils nach den Vorgaben der DIN EN 10211-2, Abschnitt 4 durchzuführen.

Die längenbezogenen Wärmedurchgangskoeffizienten (ψ-Werte) sind gemäß DIN V 4108-6 für folgende Wärmebrücken zu berechnen:

- Gebäudekanten,
- Fenster- und Türlaibungen (umlaufend),
- Decken- und Wandeinbindungen,
- Deckenauflager,
- wärmetechnisch entkoppelte Balkonplatten.

Die Randbedingungen für die Berechnung sind der DIN 4108-2 zu entnehmen. Die hierorts enthaltenen

Tab. B.3.5 Temperaturrandbedingungen für die Berechnung der Ψ-Werte

Gebäudeteil bzw. Umgebung	Temperatur in °C
Keller	10
Erdreich	10
Unbeheizte Pufferzone	10
Unbeheizter Dachraum	–5
Außenlufttemperatur	–5
Innentemperatur	20

Temperaturrandbedingungen sind in der **Tafel B.3.5** aufgeführt.

Weitere Randbedingungen für die Berechnung der längenbezogenen Wärmedurchgangskoeffizienten sind der DIN EN ISO 10211-2 und dem Anhang A von Beiblatt 2 zu DIN 4108 zu entnehmen.

Aufgrund der Festlegung, dass alle Flächen im Nachweis außenmaßbezogen unter Beachtung der DIN EN ISO 13789 zu ermitteln sind, hat auch die Berechnung der Ψ-Werte außenmaßbezogen zu erfolgen, was unter Umständen (z. B. bei Außenwandecken) zu negativen Ψ-Werten führen kann. Im Unterschied zum Nachweis des Heizwärmebedarfs, in dem nur positive Bedarfswerte einbezogen werden, darf auch ein negativer Ψ-Wert zur Verringerung der Verluste herangezogen werden.

Die Berechnung des Ψ-Wertes unter Anwendung der DIN EN 10211-2 wird nunmehr anhand eines Beispiels erläutert:

Der Wärmebrückeneinfluss einer in der Außenwand eingebundenen Stahlbetonstütze soll untersucht werden. Die Stahlbetonstütze wird außenseitig zusätzlich mit 4 cm Wärmedämmung mit λ=0,025 W/(m · K) gedämmt. Die gewählte Schnittführung ist aus **Abb. B.3.1** ersichtlich. Die Stahlbetonstütze ist bei der Ermittlung des U-Wertes der Außenwand nicht berücksichtigt worden.

Der U-Wert der Außenwand beträgt 0,59 W/(m² · K) (24 cm Porenbetonplatte P4,4/0,6) nach DIN EN ISO 6946.

Der Term $U \cdot l$ aus Gleichung (7) wird zu: 0,59 · 3,20 m = 1,88 W/(m · K)

Der mit einem zweidimensionalen Wärmebrückenprogramm (z. B. HEAT 2.6) ermittelte Wärmestrom beträgt 51,06 W/m.

Der thermische Leitwert berechnet sich aus:

$$L^{2D} = \frac{q}{\Delta\theta} = \frac{51{,}06}{25} = 2{,}04 \text{ W/(m} \cdot \text{K)}$$

q Wärmestrom 2-D aus Wärmebrückenprogramm

$\Delta\theta$ Temperaturdifferenz [hier: 20 – (–5) = 25 K]

7541014/10787806875Biblio

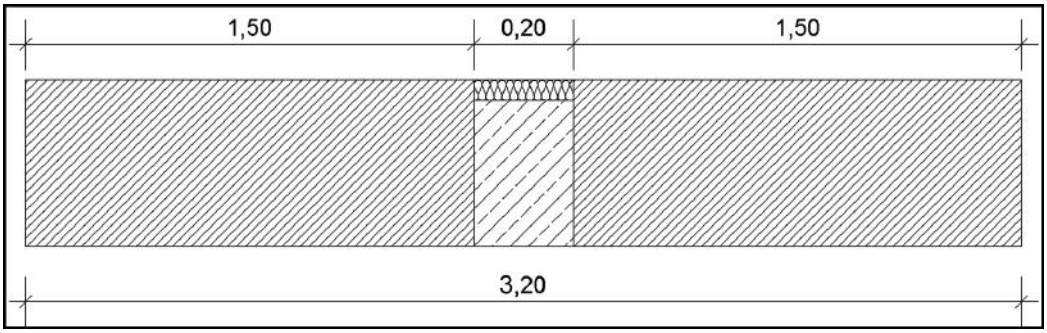


Abb. B.3.1 Außenwand mit Stahlbetonstütze (Maße in m/cm/m)

Außenmaßbezogener Wärmebrückenverlustkoeffizient Ψ_a:

$\Psi_a = 2{,}04 - 1{,}88 = 0{,}16$ W/(m · K)

Bei einer 3 m hohen Stahlbetonstütze wären demnach für den Anschluss zusätzliche Verluste von 0,16 · 3m = 0,48 W/K zu berücksichtigen. Bezieht man diesen Wert auf eine Heizperiode von 185 d, so wäre ein zusätzlicher Verlust von 31,68 kWh zu berücksichtigen.

Wird der längenbezogene Wärmebrückenverlustkoeffizient auf die wärmeübertragende Umfassungsfläche bezogen, so ergibt sich ein Wert von 0,48/9,6 m^2 = 0,05 W/(m^2 · K).

3.4.3 Transmissionswärmeverluste unter Beachtung zusätzlicher Verluste über Wärmebrücken

Gemäß EnEV ist der spezifische Transmissionswärmeverlust H_T DIN V 4108-6 Anhang D zu ermitteln. Dabei dürfen die Vereinfachungen für den Berechungsgang nach DIN 832 verwendet werden. Diese Festlegung gilt unabhängig vom Temperaturniveau des Gebäudes. Die Berechnung des spezifischen Transmissionswärmeverlustes erfolgt auf der Grundlage der nachfolgend dargestellten Gleichung:

$H_T = L_D + L_S + H_U$

H_T spezifischer Transmissionswärmeverlust

L_D Leitwert zwischen dem beheizten Raum und außen über die Gebäudehülle in W/K

L_s stationärer Leitwert zum Erdreich in W/K nach DIN EN ISO 13370

H_U der spezifische Transmissonswärmeverlustkoeffizient über unbeheizte Räume in W/K nach DIN EN ISO 13789

Der Leitwert L_D ist dabei nach folgender Rechenvorschrift zu bestimmen:

$$L_D = \Sigma_i A_i U_i + \Sigma_k l_k \Psi_k + \Sigma_j \Psi_j \quad (8)$$

oder

$$L_D = \Sigma_i A_i U_i + \Sigma_k L_k^{2D} + \Sigma_j L_j^{3D} \quad (9)$$

A_i die Fläche des Bauteils i der Gebäudehülle in m^2;

U_i der Wärmedurchgangskoeffizient in W/(m^2 · K) des Bauteils i der Gebäudehülle, berechnet nach DIN EN ISO 6946 und DIN EN ISO 10077;

l_k die Länge der zweidimensionalen Wärmebrücke *k*;

Ψ_k der längenbezogene Wärmedurchgangskoeffizient in W/(m · K) der Wärmebrücke *k* nach DIN EN ISO 10211-2;

Ψ_j der punktbezogene Wärmedurchgangskoeffizient in W/K der punktförmigen Wärmebrücke j, berechnet nach DIN EN ISO 10211-1;

L_k^{2D} der thermische Leitwert in W/(m · K), der durch die zweidimensionale Berechnung nach DIN EN ISO 10211-1 ermittelt wird;

L_j^{3D} der thermische Leitwert in W/K, der durch dreidimensionale Berechnung nach DIN EN ISO 10211-1 ermittelt wird.

Die mögliche Vereinfachung des Rechenganges besteht in der Verwendung von Temperaturkorrekturfaktoren F_x für Bauteile, die nicht an die Außenluft grenzen nach Tafel 3 der DIN V 4108-6 und in der Verwendung eines pauschalen, auf die wärmeübertragende Umfassungsfläche bezogenen Wärmebrückenzuschlages ΔU_{WB}. Dreidimensionale Wärmebrücken brauchen im Rahmen des öffentlich-rechtlichen Nachweises nicht beachtet zu werden, zweidimensionale Wärmebrücken zu niedrig beheizten Räumen dürfen vernachlässigt werden. Der zusätzliche spezifische Wärmeverlust für Bauteile mit Flächenheizung ist im öffentlich-rechtlichen Nachweis nach DIN V 4108-6 zu ermitteln und zum spezifischen Transmissionswärmeverlust zu addieren. Unter Beachtung dieser Vereinfachungen ergibt sich folgende Berechnungsvorschrift für den spezifischen Transmissionswärmeverlust:

$$H_T = \Sigma (F_{xi} \cdot U_i \cdot A_i) + \Delta U_{WB} \cdot A + \Delta H_{T,FH} \quad (10)$$

F_{xi} Temperaturkorrekturfaktor nach Tafel 3 DIN V 4108-6, für Bauteile gegen Außenluft ist $F_{xi} = 1$;

7541014/1078780687 5Biblio

U_i Wärmedurchgangskoeffizient eines Bauteils in W/(m² · K);

A_i Fläche eines Bauteils in m²;

ΔU_{WB} spezifischer Wärmebrückenzuschlag in W/(m² · K);

A wärmeübertragende Umfassungsfläche des Gebäudes;

$\Delta H_{T,FH}$ spezifischer Wärmeverlust über Bauteile mit Flächenheizung

Wird, abweichend von Gleichung (9), der zusätzliche Verlust über Wärmebrücken nach DIN EN ISO 10211-2 berechnet, so ist statt des Terms $\Delta U_{WB} \cdot A$ der Leitwert L zu verwenden. Die Berechnung des Wärmedurchgangskoeffizienten U_i hat nach den Vorschriften der DIN EN ISO 6946, DIN EN ISO 10077/-1 (Fenster) und DIN ISO 13370 bzw. Anhang E der DIN V 4108-6 (Bauteile, die an das Erdreich grenzen) zu erfolgen. Wird der U-Wert für Bauteile, die an das Erdreich grenzen, nach Anhang E der DIN V 4108-6 berechnet, so ist zu beachten, dass bei an das Erdreich grenzenden Bauteilen (z. B. Bodenplatten) der äußere Wärmeübergangswiderstand zu null zu setzen ist.

Aus dem berechneten spezifischen Transmissionswärmeverlust ergibt sich der spezifische, auf die wärmeübertragende Umfassungsfläche bezogene Transmissionswärmeverlust nach folgender Beziehung:

$$H_T' = \frac{H_T}{A}$$

H_T' spezifischer auf die wärmeübertragende Umfassungsfläche bezogener Transmissionswärmeverlust;

H_T spezifischer Transmissionswärmeverlust;

A wärmeübertragende Umfassungsfläche

Der nach Gleichung (11) berechnete spezifische Transmissionswärmeverlust ist mit dem zulässigen Wert nach Energieeinsparverordnung zu vergleichen. Die Anforderung gilt als erfüllt, wenn der Wert nicht überschritten wird.

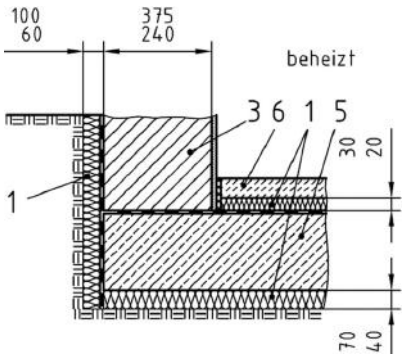
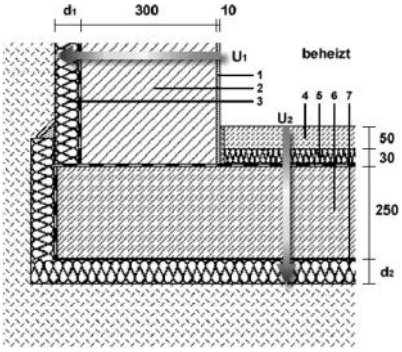
3.4.4 Gleichwertigkeitsnachweise für Mauerwerkskonstruktionen nach DIN 4108 Beiblatt 2

Der Nachweis der Gleichwertigkeit von Konstruktionen zu den in der DIN 4108 Beiblatt 2 dargestellten Konstruktionen kann mit einem der nachfolgenden Verfahren vorgenommen werden:

a) Bei der Möglichkeit einer eindeutigen Zuordnung des konstruktiven Grundprinzips und bei Vorliegen der Übereinstimmung der beschriebenen Bauteilabmessungen und Baustoffeigenschaften ist eine Gleichwertigkeit gegeben.

Diese Art des Gleichwertigkeitsnachweises folgt dem Grundsatz, dass das zu beurteilende Detail mit einem Detail aus dem Beiblatt übereinstimmt. Ein Beispiel ist in **Tafel B.3.5** aufgeführt.

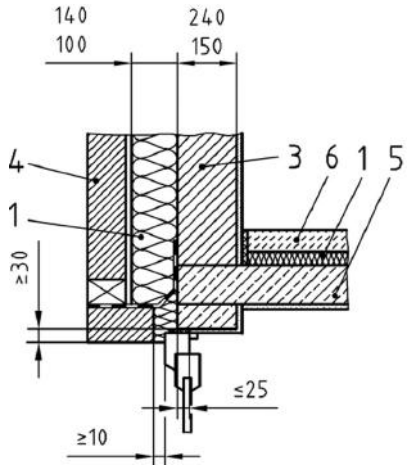
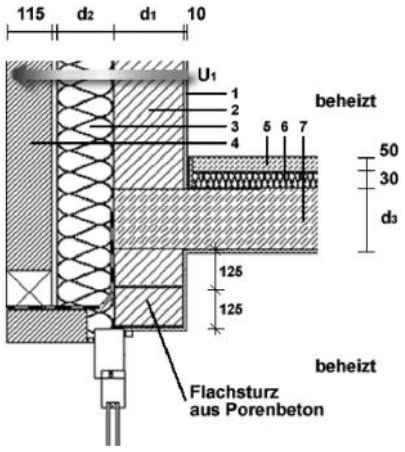
Tafel B.3.5 Gleichwertigkeitsnachweis nach Verfahren a)

Konstruktion nach Beiblatt 2	Gewählte Konstruktion
	
Abb. 6 nach Beiblatt 2	d_1 = 60 mm Dämmung d_2 = 70 mm Dämmung
Gleichwertigkeitskriterien: Dämmung unterhalb Sohle: 40–70 mm Dämmung oberhalb Sohle: 20–30 mm Vertikale Dämmung: 60–100 mm Mauerwerk: 240 – 375 mm [$\lambda > 1{,}1$ W/(m · K)]	**Umsetzung am Detail:** 70 mm Dämmung 30 mm Dämmung 60 mm Dämmung 300 mm mit $\lambda = 1{,}1$ W/(m · K) (KS-Mauerwerk)
Nachweis erfüllt	

7541014/10787806875Biblio

b) Bei Materialien mit abweichender Wärmeleitfähigkeit erfolgt der Nachweis der Gleichwertigkeit über den Wärmedurchlasswiderstand der jeweiligen Schicht.

Diese Instruktion für eine Feststellung der Gleichwertigkeit soll ermöglichen, dass bei Einhaltung der energetischen Qualität der Gesamtkonstruktion auch abweichende Aufbauten verwendet werden können. In der Praxis wird man diese Regel vor allem dann anwenden können, wenn zum Beispiel Mauerwerk oder Dämmung geringerer Wärmeleitfähigkeit zum Einsatz kommen soll. Es ist jedoch zu beachten, dass im Beiblatt 2 zur DIN 4108 kein Wärmedurchlasswiderstand ausgewiesen wird, es ist daher immer zunächst davon auszugehen, dass der Aufbau mit den minimalen Wärmeleitfähigkeiten nach Tabelle 2 von Beiblatt 2 als Vergleichsgrundlage zu dienen hat. Der folgende Vergleich verdeutlicht die Nachweisführung anhand eines Beispiels:

Konstruktion nach Beiblatt 2	Gewählte Konstruktion
	
Abb. 58 nach Beiblatt 2	d_1 = 175 mm Porenbeton [0,16 W/(m · K)] d_2 = 100 mm Dämmung d_3 = 200 mm Stahlbeton
Gleichwertigkeitskriterien: Mauerwerk: 150–240 mm [λ=1,1 W/(m · K)] Dämmung: 100–140 mm [λ=0,04W/(m · K)] Stahlbetondecke Stahlbetonsturz [λ = 2,1 W/(m · K)] Fuge Blendrahmen-Baukörper mit 10mm Dämmstoff ausfüllen	**Umsetzung am Detail:** 175 mm Porenbeton [λ = 0,18 W/(m · K)] 100 mm Dämmung [λ=0,04 W/(m · K)] Stahlbetondecke Porenbetonflachsturz [λ=0,21 W/(m · K)] Fuge Blendrahmen-Baukörper mit 10mm Dämmstoff ausgefüllt
Nachweis erfüllt	
R_1	$\leq$ R_2

Hinweis: Die Forderung nach Einhaltung des Wärmedurchlasswiderstandes gilt für alle Bereiche der Konstruktion, nicht nur für das Mauerwerk selbst. Deshalb ist bei dem dargestellten Detail eine Reduzierung der Dämmung auf 80 mm nur dann möglich, wenn eine Dämmung mit einer Wärmeleitfähigkeit von 0,03 W/(m · K) zum Einsatz käme, da ansonsten der Wärmedurchlasswiderstand an der Stirnseite der Decke geringer ausfiele.

c) Ist auf dem unter a) und b) dargestellten Wege keine Übereinstimmung zu erreichen, so sollte die Gleichwertigkeit des Anschlussdetails mit einer Wärmebrückenberechnung nach den in DIN EN ISO 10211 beschriebenen Verfahren unter Verwendung der im Beiblatt 2 zur DIN 4108 angegebenen Randbedingungen vorgenommen werden.

Für diese Art des Nachweises der Gleichwertigkeit ist also eine Berechnung des Ψ-Wertes gefordert. Eine

7541014/10787806875Biblio

solche Berechnung kann nur unter Verwendung von speziellen EDV-Programmen (z. B. Ψ-Therm) vorgenommen werden. Zu beachten ist hierbei, dass in Beiblatt 2 an einigen Stellen von den in DIN EN ISO 10211 vorgeschriebenen Randbedingungen abgewichen wird (z. B. bei erdberührten Bauteilen). Die Berechnungen des Ψ-Wertes für ebensolche Anschlussdetails können daher nur für den Nachweis der Gleichwertigkeit verwendet werden und nicht für einen detaillierten Nachweis der Wärmebrückenverluste eines Gebäudes.

Die zu benutzenden Randbedingungen sind im Kapitel 7 des Beiblatts zu DIN 4108 enthalten. In **Abb. B.3.2** werden exemplarisch die Randbedingungen für die Berechnung des Ψ-Wertes eines Anschlusses der obersten Geschossdecke dargestellt. Der Dachraum ist unbeheizt.

In den Randbedingungen werden festgelegt:

1. Wärmeübergangswiderstände (nach DIN EN ISO 6946)
2. Der gewählte Außenmaßbezug der Bauteile nach DIN EN ISO 13789

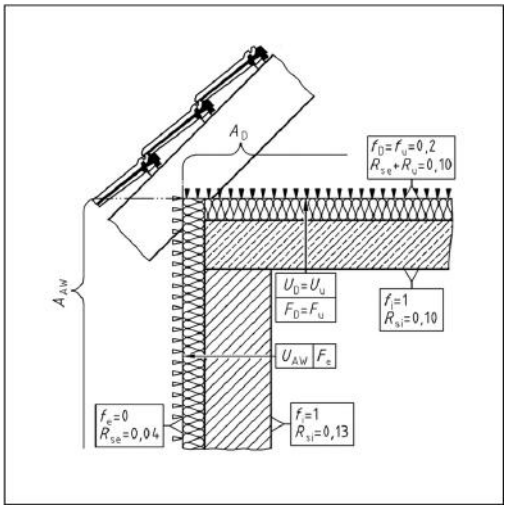


Abb. B.3.2 Randbedingung für die Berechnung des Ψ-Wertes (Beispiel)

Hinweis: Die Temperaturfaktoren f_x sind aus den Temperaturkorrekturfaktoren F_x nach DIN V 4108-6 abgeleitet und stehen in folgender Beziehung zueinander:

$$F_x = 1 - f_x \quad (12)$$

Der Wert für den Temperaturkorrekturfaktor zum ungeheizten Dachraum F_u für das in **Abb. B.3.2** aufgezeigte Anschlussdetail ist nach DIN V 4108-6 mit 0,8 anzunehmen, daher wird f_u 0,2. Bei Verwendung von Temperaturfaktoren kann auf das Umrechnen auf die konkreten Temperaturen verzichtet werden, was eine Vereinfachung, gleichwohl aber keine Notwendigkeit und schon gar keine Voraussetzung darstellt.

Die Temperaturkorrekturfaktoren für an das Erdreich grenzende Bauteile (Bodenplatte, Kellerwand) werden im Beiblatt 2 einheitlich für alle Details auf 0,6 fixiert. Diese Annahme liegt auf der sicheren Seite, da die positiven Einflüsse aus Geometrie und Dämmung derartiger Bauteile nicht in die Berechnung eingehen. Für detaillierte Nachweise nach DIN EN ISO 10211 sollten diese Einflüsse jedoch nicht unberücksichtigt bleiben.

Der Nachweis der Gleichwertigkeit über die Berechnung des Ψ-Wertes soll im Folgenden an einem Beispiel erläutert werden.

7541014/10787806875Biblio

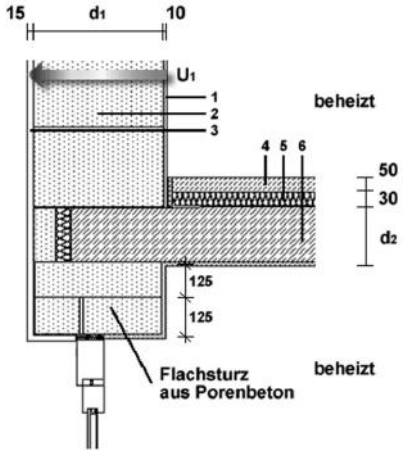
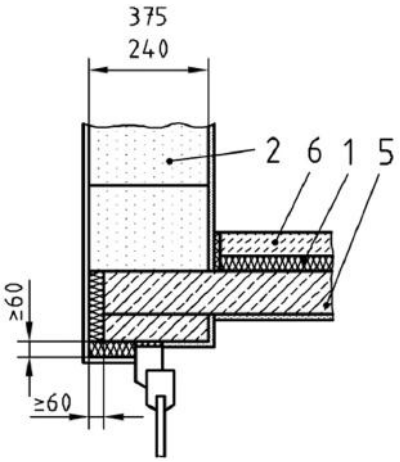
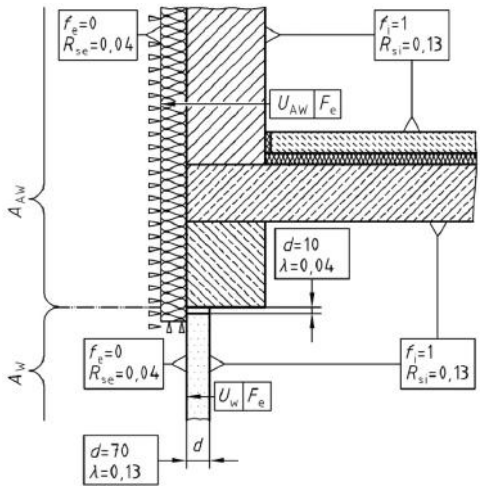
Geplantes Detail	Konstruktion nach Beiblatt 2 zur DIN 4108
	
	Anforderung: Ψ = 0,15 W/(m · K)
d_1 = 300 mm [λ = 0,09 W/(m · K)] d_2 = 200 mm Stahlbeton Flachsturz aus Porenbeton [λ= 0,16 W/(m · K)] Übermauerung mit Porenbeton [λ= 0,16 W/(m · K)] *Deckenrandausbildung* mit 75 mm Porenbeton und 50 mm Wärmedämmung [λ = 0,035 W/(m · K)] *U*-Wert Wand = 0,27 W/(m^2 · K) *U*-Wert Fenster = 1,4 W/(m^2 · K)	Randbedingungen für den Nachweis: 

Abb. B.3.3 Beispieldetail

Die Modellierung des Details sowie die Ergebnisse (Wärmeströme) sind aus **Abb. B.3.4** zu entnehmen.

7541014/10787806875Biblio

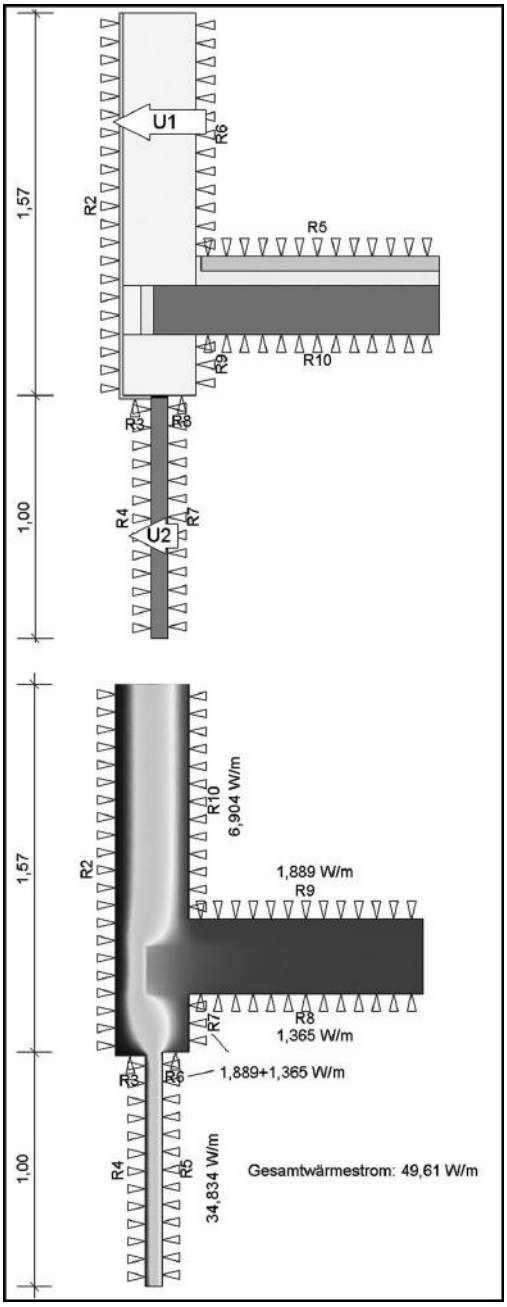


Abb. B.3.4 Eingabedaten und Ergebnisse der Berechnung mit dem Programm Ψ-Therm

Auf der Basis der Berechnungsergebnisse erfolgt die Ermittlung des längenbezogenen Wärmebrückenkoeffizienten.

Tafel B.3.6 Ermittlung des Ψ-Wertes

Eingangsdaten:	**Ergebnisse:**
U-Wert der Wandkonstruktion im ungestörten Bereich	0,289 W/(m^2 · K)
U-Wert des Fensters	1,40 W/(m^2 · K)
Länge der Wand gemäß Modellierung (Eingabe der Länge mit Außenmaßbezug nach DIN EN ISO 13 789)	1,57 m
Länge des Fensters gemäß Modellierung (Eingabe der Länge mit Außenmaßbezug nach DIN EN ISO 13 789)	1,00 m
Sollwärmestrom über die Wandfläche	0,28 × 1,57 = 0,453 W/(m · K)
Sollwärmestrom über die Fensterfläche	1,40 × 1,60 m = 1,40 W/(m · K)
Gesamt-Sollwärmestrom	1,40 + 0,453 = 1,853 W/(m · K)
Temperaturdifferenz $\Delta\vartheta$ (innen: 20 °C, außen: –5 °C)	25 K
Ausgabedaten:	
Gesamtwärmestrom:	49,61 W/m
Berechnungsdaten:	
Leitwert: Gesamtwärmestrom/ Temperaturdifferenz	49,61/25 = 1,9844 W/(m · K)
Ψ-Wert: Leitwert – Gesamtsollwärmestrom	1,9844 – 1,833 = 0,134 W/(m · K)
Vergleich:	**0,134 < 0,15**

Der Nachweis der Gleichwertigkeit wurde erbracht, da der berechnete Ψ-Wert kleiner ist als der für dieses Detail im Beiblatt 2 geforderte. Bei Übereinstimmung der restlichen Detaillösungen des Gebäudes mit den in Beiblatt 2 enthaltenen kann somit der pauschale Wärmebrückenzuschlag von 0,05 W/(m^2 · K) verwendet werden. Sollten auch andere Details nicht mit denen nach Beiblatt 2 übereinstimmen, so ist die oben veranschaulichte Vorgehensweise für jedes Detail zu wiederholen.

d) Ebenso können Ψ-Werte Veröffentlichungen oder Herstellernachweisen entnommen werden, die auf den im Beiblatt festgelegten Randbedingungen basieren.

Mit dieser vom Beiblatt eingeräumten Nachweisart wird erstmals die Möglichkeit eröffnet, die von Herstellern bereitgestellten Ψ-Werte als Grundlage einer Gleichwertigkeitsbeurteilung zu verwenden. Dem Planer obliegt jedoch eine gewisse Prüfpflicht, die sich vor allem darauf beschränkt, die verwendeten

7541014/10787806875Biblio

Randbedingungen zu hinterfragen. Gegebenenfalls sollte sich der Planer, um die Haftungsfrage eindeutig zu regeln, vom Anbieter die verwendeten Randbedingungen detailliert bescheinigen lassen.

3.5 Mauerwerkskonstruktionen unter Berücksichtigung der EnEV 2014

Mit der gesamtenergetischen Betrachtung von Gebäuden, die neben den Wärmeverlusten über die Gebäudehülle auch jene berücksichtigt, die im Bereitstellungsprozess der Wärmeenergie entstehen, wächst die Bedeutung eines effizienten Ineinandergreifens aller am wirtschaftlichen Wärmeschutz beteiligter Komponenten eines Gebäudes. Transmissionswärmeverluste über die Außenwände haben unter Beachtung des heute üblichen Dämmstandards mit *U*-Werten zwischen 0,20 und 0,40 W/($m^2 \cdot K$) nur noch einen Verlustanteil zwischen 15 % und 25 % am Gesamttransmissionswärmeverlust. Er liegt heute schon unter den Anteilen von transparenten Bauteilen und den Verlusten aus dem Betrieb von Heizungsanlagen.

Mit der EnEV 2014 und der in Zukunft zu erwartenden weiteren Verschärfung der Anforderung an neue Gebäude und des dringenden Gebotes, alte Außenwände energetisch zu sanieren, werden qualitativ neue Anforderungen an Mauerwerkskonstruktionen gestellt:

- Entwicklung von innovativen Konstruktionen im Verbund mit Dämmstoffen.
- Weitere Verringerung von Wärmeverlusten mit weiterentwickelten Mauerwerksbaustoffen (geringe Lambda-Werte).
- Nutzung der guten Wärmespeicherung von Mauerwerksbaustoffen zur Verringerung des Kühlbedarfs von Gebäuden bei einem weiteren Anstieg der Temperaturen in den Sommermonaten.
- Nutzung der „natürlich“ gegebenen und nachhaltig vorhandenen Luftdichtheit von Mauerwerkskonstruktionen.

Unter den gegebenen gesetzlichen Rahmenbedingungen für den Neubau von Gebäuden (vgl. Abs. 1) werden die zukünftigen Mauerwerkskonstruktionen die in **Tafel B.3.7** beschriebenen Entwicklungen erfahren.

Änderungen von Außenwänden

Außenwände sind aufgrund ihres hohen Anteils an der wärmeübertragenden Umfassungsfläche wesentlich am Transmissionswärmeverlust des Gebäudes beteiligt. Alle Maßnahmen, die auf eine Verbesserung des Wärmeschutzes von Altbau-Außenwänden abzielen, leisten daher einen wesentlichen Beitrag zur Verringerung des Energiebedarfs des Gebäudes. Aufgrund der Tatsache, dass im Altbau die Außenwandkonstruktionen aus unterschiedlichen bauhistorischen Zeitabschnitten stammen, kann jede Sanierungsaufgabe zu einer bauphysikalischen Herausforderung werden. **Abb. B.3.5** zeigt ehemals übliche Außenwanddicken von Außenwänden aus Ziegelmauerwerk in einem relativ kurzen Abschnitt von ca. 70 Jahren.

Aber nicht nur unterschiedliche Wandstärken, sondern auch die enorme Vielfältigkeit vorhandener Wandaufbauten geben dem Planer so manches Rätsel auf, wenn es darum geht, wie die Anforderungen der EnEV umgesetzt werden können. In der **Abb. B.3.6** sind Konstruktionsbeispiele für typisches Mischmauerwerk, gedämmt wie ungedämmt, zu sehen, so wie sie um etwa 1900 ausgeführt wurden. Im Übrigen wurde auch schon zu der damaligen Zeit erkannt, dass Natursteinmauerwerk nur schlecht die Anforderungen an den Wärmeschutz erfüllen kann, was insbesondere zur Anbringung von Dämmschichten (Holzwolleleichtbauplatten) an der Innenseite führte – mit allen negativen Auswirkungen, die mit einer Innendämmung einhergehen.

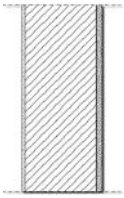
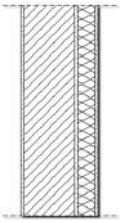
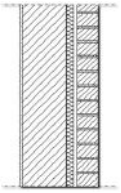
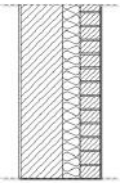
Die Wärmedurchgangskoeffizienten der Gebäude, die heute als Altbauten im Sinne der Energieeinsparverordnung bezeichnet werden, liegen in einem sehr breiten Wertebereich von ca. 0,40 – 1,9 W/($m^2 \cdot K$). Für viele Außenwände werden die mit der EnEV 2014 neu gesetzten Anforderungen daher konstruktiv einfach, für andere aber nur sehr aufwendig zu erreichen sein.

Werden Außenwände von beheizten Gebäuden an mindestens 10 % der jeweiligen Bauteilfläche geändert, so sind die *U*-Werte nach EnEV 2014 Anlage 3 Tabelle 1 einzuhalten. Welcher *U*-Wert letztlich einzuhalten ist, richtet sich nach Art und Umfang der vorgenommenen Änderung. Neu in der EnEV 2014 ist, dass – außer im Falle eines erstmaligen Einbaus oder eines kompletten Ersatzes des Bauteils – Änderungen an Außenbauteilen keine Anforderungen mehr auslösen, wenn sie an Bauteilen vorgenommen werden, die nach dem 31.12.1983 errichtet worden sind. Damit ist eine noch bis zur EnEV 2009 vorhandene Ausnahmeregelung, die sich nur auf die Putzerneuerung bezog, auf weitere Tatbestände bei der energetischen Sanierung von Bauteilen ausgeweitet worden. Neu in der EnEV 2014 ist die Forderung, dass für Dämmstoffe, deren Verwendungsdicke durch technische Randbedingungen begrenzt wird, ein Bemessungswert von max. 0,035 W/(mK) einzuhalten ist.

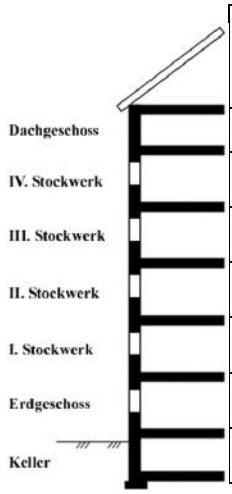
Beispiele für mögliche Sanierungsaufgaben an Mauerwerkskonstruktionen enthält die **Tafel B.3.8**.

7541014/10787806875Biblio

Tafel B.3.7 Typische Außenwandkonstruktionen nach EnEV 2013 (Neubau)

Mauerwerkskonstruktion	Typische Ausführung nach EnEV 2013
Einschalige Außenwand, beidseitig verputzt 	**Hintermauerwerk:** Hochlochziegel, Porenbeton, Leichtbeton mit Leichtzuschlägen Dicke: 30 – 42,5 cm $\lambda_{Mauerwerk}$ = 0,07 – 0,16 W/(m · K) Außenputze: Leichtputze, Dämmputze
Einschalige Außenwand mit Dämmschicht (WDVS): 	**Hintermauerwerk:** Kalksandstein, Hochlochziegel, Porenbeton, Leichtbeton mit und ohne Leichtzuschlägen Tragendes Mauerwerk: 15 – 24 cm λ = 0,14 – 1,1 W/(m · K) Dämmung: 10 – 20 cm (λ = 0,035 – 0,045)
Zweischalige Außenwand mit Luftschicht und Dämmung 	**Hintermauerwerk:** Kalksandstein, Hochlochziegel, Porenbeton, Leichtbeton mit und ohne Leichtzuschlägen Tragendes Mauerwerk: 15 – 24 cm λ = 0,14 – 1,1 W/(m · K) Dämmung: 8 – 15 cm (λ = 0,030 – 0,035)
Zweischalige Außenwand mit Kerndämmung 	**Hintermauerwerk:** Kalksandstein, Hochlochziegel, Porenbeton, Leichtbeton mit und ohne Leichtzuschlägen Tragendes Mauerwerk: 15 – 24 cm λ = 0,14 – 1,1 W/(m · K) Dämmung: 10 – 20 cm (λ = 0,035 – 0,040)

7541014/10787806875Biblio



Wien 1871	Bayern 1886	Berlin 1897/1913	Dresden 1906	Köln 1913	Württemberg 1910/1950	Osnabrück 1923	Wien 1920	Magdeburg 1928	Frankfurt/M. 1931	Frankfurt/M. 1937	Sachsen 1932	Ruhrkohlenbezirk 1930	DIN 4106 1937	DIN 4106 1953
			250	250	250	250		250	250	250	–	250	250	250
470	450	380	380	–	250	–	380	–	380	–	380	–	380	365
632	450	380	380	380	250	–	380	380	380	380	380	380	380	365
632	595	510	510	380	380	380	510	380	380	380	380510	380	380	365
790	595	510	510	510	380	380	510	380	510	380	510	380	510	365
790	740	640	640	510	510	380	640	510	510	510	510	510	510	490
		770	770	640		510	770		640	510	640	510	640	490

Abb. B.3.5 Mindestdicken tragender Außenwände aus Ziegelmauerwerk

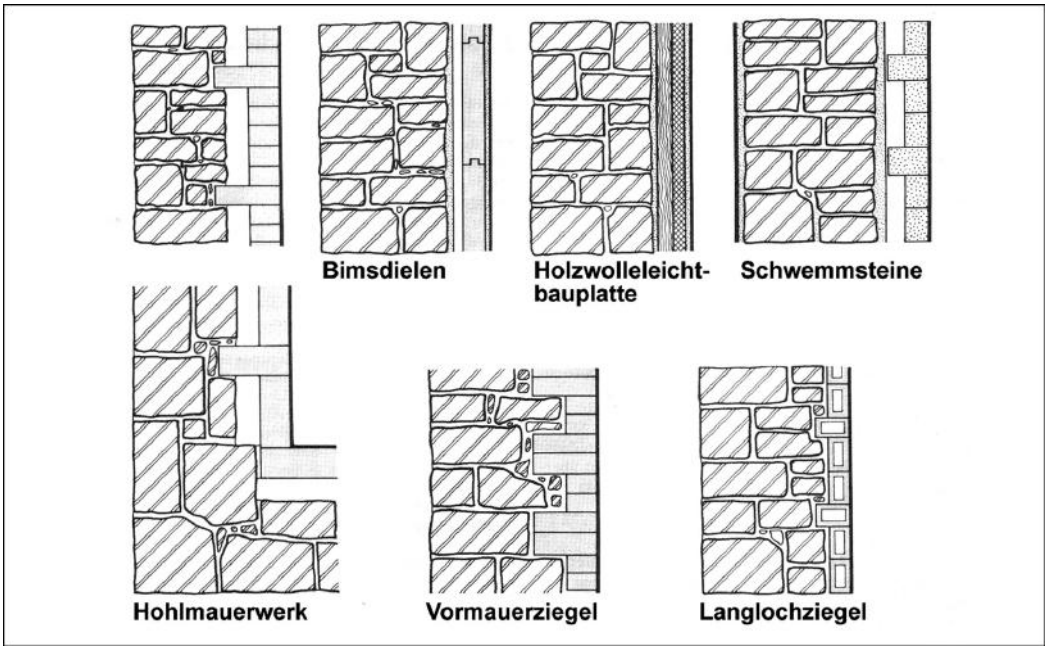
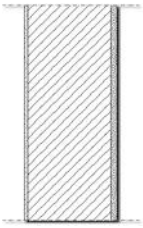
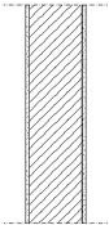
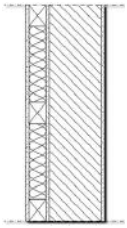
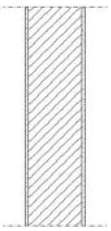
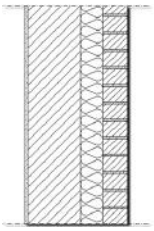


Abb. B.3.6 Mischmauerwerk, gedämmt und ungedämmt um 1900

7541014/10787806875Biblio

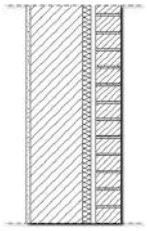
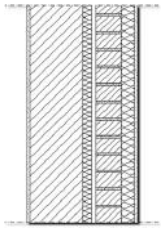
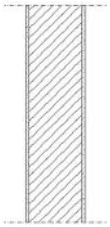
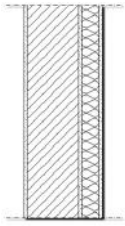
Tafel B.3.8 Erforderliche *U*-Werte bei Änderungen an Außenwänden für Gebäude mit normalen Innentemperaturen nach EnEV 2013

$U = 0{,}24$ W/(m² · K)	Maßnahme: Außenwand wird ersetzt oder erstmalig eingebaut	
	Beispiel alt 	Beispiel neu 
	38 cm Vollziegelwand $\lambda = 0{,}90$ W/(m · K) beidseitig verputzt $U \approx 1{,}4 – 1{,}6$ W/(m² · K)	36,5 cm Porenbeton $\lambda = 0{,}09$ W/(m · K) beidseitig verputzt, außen Wärmedämmputz $U \approx 0{,}24$ W/(m² · K)
$U = 0{,}35$ W/(m² · K)	Maßnahme: Auf der Innenseite der Außenwand werden Bekleidungen oder Verschalungen angebracht.	
	Beispiel alt 	Beispiel neu 
	24 cm KS-Vollsteinmauerwerk $\lambda = 1{,}1$ W/(m · K) beidseitig verputzt $U \approx 2{,}0 – 2{,}4$ W/(m² · K)	24 cm KS-Vollsteinmauerwerk $\lambda = 1{,}1$ W/(m · K) beidseitig verputzt, Innenseite verkleidet mit Gipsfaserplatten auf Lattung, Dämmung 10cm $\lambda = 0{,}035$ W/(m · K) $U \approx 0{,}35$ W/(m² · K)
$U = 0{,}24$ W/(m² · K) [1)]	Maßnahme: Es werden Bekleidungen in Form von Platten oder plattenartigen Bauteilen oder Verschalungen sowie Mauerwerks-Vorsatzschalen angebracht.	
	Beispiel alt 	Beispiel neu 
	24 cm Bimssteinmauerwerk $\lambda = 0{,}30$ W/(m · K) beidseitig verputzt $U \approx 0{,}90$ W/(m² · K)	24 cm Bimssteinmauerwerk λ=0,30 W/(m · K) Verblendmauerwerk, 10cm Dämmung $\lambda = 0{,}040$ W/(m · K) $U \approx 0{,}27$ W/(m² · K)

[1)] Anforderung gilt als erfüllt, wenn bei zweischaligem Mauerwerk der bestehende Hohlraum vollständig mit Dämmstoffen ausgefüllt wird.

7541014/10787806875Biblio

Tafel B.3.8 (Fortsetzung)

$U = 0{,}24$ W/(m^2 · K)	Maßnahme: zusätzliche Dämmschichten werden eingebaut.	
	Beispiel alt 	Beispiel neu 
	24 cm KS-Vollsteinmauerwerk $\lambda = 1{,}1$ W/(m · K), 4 cm Dämmung, Luftschicht, Verblendmauerwerk $U \approx 0{,}60 - 0{,}80$ W/(m^2 · K)	24 cm KS-Vollsteinmauerwerk $\lambda = 1{,}1$ W/(m · K), 4 cm Dämmung, Luftschicht, Verblendmauerwerk, 8 cm Dämmung $\lambda = 0{,}035$ W/(m · K) $U \approx 0{,}24$ W/(m^2 · K)
$U = 0{,}24$ W/(m^2 · K)	Maßnahme: Bei einer bestehenden Wand errichtet vor 1983 wird der Außenputz erneuert.	
	Beispiel alt 	Beispiel neu 
	24 cm Hochlochziegelmauerwerk λ=0,58 W/(m · K) beidseitig verputzt $U \approx 1{,}57$ W/(m^2 · K) > 0,90 W/(m^2 · K)	24 cm Hochlochziegelmauerwerk λ=0,58 W/(m · K) beidseitig verputzt, Dämmung 12 cm $\lambda = 0{,}035$ W/(m · K) $U \approx 0{,}24$ W/(m^2 · K)
$U = 0{,}24$ W/(m^2 · K)	Maßnahme: Es werden neue Ausfachungen in Fachwerkwände eingesetzt.	
	Beispiel alt 	Beispiel neu 
	Fachwerk mit Lehmwickel $\lambda = 0{,}47$ W/(m · K) $U \approx 1{,}0$ W/(m^2 · K) – 1,40 W/(m^2 · K)	Ausfachung mit Porenbetonsteinen oder Hochlochziegel $\lambda = 0{,}09$ W/(m · K) beidseitig verputzt $U \approx 0{,}24$ W/(m^2 · K)

7541014/10787806875Biblio

Hinweise zur Erneuerung der Ausfachung von Fachwerken:

Soll ein Sichtfachwerk ersetzt werden, so sind neben den Anforderungen an den *U*-Wert auch die Anforderungen an den Feuchteschutz maßgebend. Abhängig davon, in welche Schlagregenbeanspruchungsgruppe die Fassade einzuordnen ist, sind die Maßnahmen zum Schutz der Ausfachung festzulegen. Unter Umständen kann sich aus der Einordnung in eine Schlagregenbeanspruchungsgruppe nach DIN E 4108-3 ergeben, dass ein Ersatz des Gefachmaterials allein nicht ausreicht und folglich ein Putz oder eine äußere Bekleidung anzuordnen ist. Dies führt dann zu den erhöhten Anforderungen von $U = 0{,}35\ \mathrm{W/(m^2 \cdot K)}$ für die Gesamtkonstruktion.

4 Schallschutz

4.1 Allgemeines

Die bauakustischen Anforderungen an Mauerwerkskonstruktionen haben vornehmlich die Aufgabe, den Bewohner eines Gebäudes vor unzumutbaren Geräuschen zu schützen. Geregelt sind diese Anforderungen in der durch die Bundesländer baurechtlich eingeführten DIN 4109.

Da der dort definierte Standard sozusagen als Gesundheitsschutz dient, stellt er zugleich die untere Grenze des erforderlichen Schallschutzes dar. Häufig wird auch von den Mindestanforderungen gesprochen.

Die Schallübertragung – also die Fortpflanzung von Geräuschen – basiert grundsätzlich auf dem gleichen Prinzip. Egal ob in Luft, in Festkörpern (z. B. Mauerwerk in einem Massivbau) oder auch in Flüssigkeiten bewegen sich Schallwellen durch Verdichtung und Entspannung der jeweiligen Medien fort.

Wichtig für die Beurteilung der Lärmwirkung ist nicht nur die Lautstärke eines Geräusches (Geräuschpegel), sondern auch seine Art; also die Zusammensetzung aus den verschiedenen Tonhöhen. Ein Geräusch besteht in der Regel aus vielen unterschiedlichen Tonhöhen (Frequenzen) mit jeweils unterschiedlichen Lautstärken. Auch die zeitliche Varianz eines Geräusches sowie weitere psychoakustische Aspekte können die Intensität der hervorgerufenen Störung erheblich beeinflussen.

Betrachtet man die Schallausbreitung in Gebäuden spricht man von der Bauakustik. Dort unterscheidet man im Wesentlichen die Themengebiete Luftschall und Körperschall, wobei beim Körperschall hauptsächlich die Trittschallübertragung interessiert.

Innerhalb eines Gebäudes sind Nutzergeräusche wie z. B. Gespräche, Gehgeräusche, Nutzung von Sanitäreinrichtungen (Installationsgeräusche) die häufigsten Geräuschquellen. Einen weiteren wichtigen Bereich stellt die Haustechnik dar, weil Klima- und Lüftungsanlagen, Aufzüge etc. starke Luft- und Körperschalleinträge in das Gebäude erzeugen können. Ferner verursachen Geräusche von Industriebetrieben innerhalb oder außerhalb eines Baukörpers Probleme, die ebenso bei der Planung eines Gebäudes berücksichtigt werden müssen, wie Verkehrslärm von Straßen, Schienen- oder Flugverkehr.

Geräusche werden innerhalb eines Gebäudes je nach Oberflächenbeschaffenheit reflektiert.

Die Schalldämmung eines Bauteils wird mit dem Schalldämm-Maß R [dB] beschrieben. Nicht nur ein Geräusch, sondern auch das Schalldämm-Maß setzt sich aus mehreren Frequenzen zusammen. Führt man eine Messung des Schalldämm-Maßes durch, so erhält man als Ergebnis in dem interessierenden Frequenzbereich für 16 Terzmittenfrequenzen einzelne Werte (Lautstärkepegel). Diese Vielzahl unterschiedlicher frequenzabhängiger Schalldämm-Maße R [dB] zu handhaben ist sehr umständlich. Daher wurde zur Vereinfachung ein Bewertungssystem eingeführt, durch welches die vielen Ergebniswerte zu einem Einzahlwert zusammengefasst werden. Als Gesamtergebnis erhält man nach Anwendung des so genannten Bewertungsverfahrens nach DIN EN ISO 717-1 den Einzahlwert des bewerteten Schalldämm-Maßes R_w [dB]. Der Index „w“ steht dabei für bewertet (englisch: weighted). Wird die Schalldämmung in einem Gebäude betrachtet, so sind auch Schallübertragungen der angeschlossenen flankierenden Bauteile zu berücksichtigen. In diesem Fall wird das bewertete Schalldämm-Maß mit Flankenübertragung als R'_w [dB] bezeichnet. Je größer der Wert für R, R_w oder R'_w, desto besser ist die Schalldämmung zwischen zwei Räumen, da weniger Geräusche übertragen werden.

Will man die Schalldämmung einer Konstruktion in der Planungsphase bewerten, muss man zunächst die Unterscheidung treffen, ob es sich um ein- oder mehrschalige Mauerwerkskonstruktionen handelt. Das akustische System – und somit die Schalldämmung – eines einschaligen Bauteils hat eine andere Wirkungsweise, als die eines mehrschaligen Bauteils.

4.2 Einschalige Mauerwerkskonstruktionen

Das Schalldämm-Maß einer einschaligen Wand wird von folgenden Einflussfaktoren bestimmt:

- Von der flächenbezogenen Masse der Wand (inkl. der Putzschichten)
- Von der Schalllängsleitung (Flankenübertragung) über angrenzende Bauteile
- Von der Biegesteifigkeit der Wand
- Von der Frequenz des Schalls
- Von Undichtheiten

7541014/10787806875Biblio

Tafel B.4.1 Bewertetes Schalldämm-Maß $R'_{w,R}$[1) 2)] von einschaligen, biegesteifen Wänden (Rechenwerte)

Spalte	1	2
Zeile	Flächenbezogene Masse m' kg/m^2	Bewertetes Schalldämm-Maß $R'_{w,R}$ dB
1	85[3)]	34
2	90[3)]	35
3	95[3)]	36
4	105[3)]	37
5	115[3)]	38
6	125[3)]	39
7	135	40
8	150	41
9	160	42
10	175	43
11	190	44
12	210	45
13	230	46
14	250	47
15	270	48
16	295	49
17	320	50
18	350	51
19	380	52
20	410	53
21	450	54
22	490	55
23	530	56
24	580	57
25[4)]	630	58
26[4)]	680	59
27[4)]	740	60
28[4)]	810	61
29[4)]	880	62
30[4)]	960	63
31[4)]	1040	64

Tafel B.4.1 (Fortsetzung) Fußnoten

[1)] Gültig für flankierende Bauteile mit einer mittleren flächenbezogenen Masse $m'_{L,Mittel}$ von etwa 300 kg/m^2.

[2)] Messergebnisse haben gezeigt, dass bei verputzten Wänden aus dampfgehärteten Porenbeton und Leichtbeton mit Blähtonzuschlag mit Steinrohdichte von 0,8 kg/dm^3 bei einer flächenbezogenen Masse bis 250 kg/m^2 das bewertete Schalldämm-Maß $R'_{w,R}$ um 2 dB höher angesetzt werden kann. Das gilt auch für zweischaliges Mauerwerk, sofern die flächenbezogene Masse der Einzelschale $m' = 250$ kg/m^2 beträgt.

[3)] Sofern Wände aus Gips-Wandbauplatten nach DIN 4103-2 ausgeführt und am Rand ringsum mit 2 mm bis 4 mm dicken Streifen aus Bitumenfilz eingebaut werden, darf das bewertete Schalldämm-Maß $R'_{w,R}$ um 2 dB höher angesetzt werden.

[4)] Diese Werte gelten nur für die Ermittlung des Schalldämm-Maßes zweischaliger Wände aus biegesteifen Schalen

Bei verputzten einschaligen Wänden hängt das Schalldämm-Maß hauptsächlich von der flächenbezogenen Masse und der Frequenz ab. Diese Abhängigkeit wurde im „Bergerschen Massengesetz“ bereits 1911 beschrieben. Es sagt aus, dass das Schalldämm-Maß bei einer Verdoppelung der flächenbezogenen Masse oder der Frequenz um 6 dB zunimmt. Spätere Forschungsergebnisse haben allerdings gezeigt, dass auch der Schalleinfallswinkel (Spuranpassung) das Schalldämm-Maß einschaliger Wände beeinflusst. Bei der Spuranpassung handelt es sich um eine Art räumliche Resonanz, bei der die Spur einer schräg auf das Bauteil auftreffenden Luftschallwelle mit der Wellenlänge und Ausbreitungsgeschwindigkeit der freien Biegeschwingung der Platte übereinstimmt. Die niedrigste Frequenz, die bei streifendem Schalleinfall eine Koinzidenz ergibt, wird Grenzfrequenz genannt. Sie liegt bei Mauerwerk etwa bei 100 Hz und bedingt einen Einbruch bei der Schalldämmung der Wand. Oberhalb dieser Grenzfrequenz steigt das Schalldämm-Maß wieder an.

Das zu erwartende Schalldämm-Maß von einschaligen Wänden kann in sogenannten Massenkurven beschrieben werden. Diese spiegeln die Abhängigkeit des zu erwartenden Schalldämm-Maßes von der flächenbezogenen Masse der einschaligen Wand wider. In der heute gültigen DIN 4109 werden noch keine Unterschiede zwischen einzelnen Mauerwerksbaustoffen vorgenommen, in der in den nächsten Jahren zu erwartenden neuen DIN 4109 werden die bestehenden Differenzen zwischen einzelnen Mauerwerksbaustoffen zu unterschiedlichen Massenkurven führen.

7541014/10787806875Biblio

Die heute nach DIN 4109 gültige Beziehung zwischen flächenbezogener Masse des einschaligen Bauteils und dem bewerteten Schalldämm-Maß ist in **Tafel B.4.1** dargestellt. Sie gelten nur für den Fall, dass die Wand mindestens einseitig verputzt wird, um einen direkten Schalldurchgang über z. B. offene Stoßfugen zu verhindern.

Die entscheidende Eingangsgröße für die Berechnung des Schalldämm-Maßes einer einschaligen Wand ist demnach ihre flächenbezogene Masse. Diese wiederum hängt von der Rohdichte der Wand und der Art der gewählten Vermörtelung ab. Für Wände mit Dünnbettmörtel nach DIN 1053 gilt die in **Tafel B.4.2** dargestellte Abminderung der Rohdichteklassen, wird Normal- oder Leichtmörtel verwendet, gilt **Tafel B.4.3**.

Tafel B.4.2 Abminderung der Rohdichteklassen für Wände mit Dünnbettmörtel nach DIN 4109

Spalte	1	2	3
Zeile	Rohdichte-klasse	Rohdichte	Abmin-derung
1	$> 1{,}0$	> 1000 kg/m^3	100 kg/m^3
2	$\leq 1{,}0$	≤ 1000 kg/m^3	50 kg/m^3

Tafel B.4.3 Abminderung der Rohdichteklassen für Wände mit Normal-/Leichtmörtel nach DIN 4109

Rohdichteklasse		2,2	2,0	1,8	1,6	1,4	1,2	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4
Wand-Rohdichte in kg/m^3	Normal-mörtel	2080	1900	1720	1540	1360	1180	1000	910	820	730	640	550	460
	Leicht-mörtel	1940	1770	1600	1420	1260	1090	950	860	770	680	590	500	410

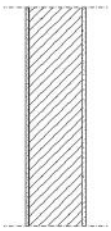
Aus der Multiplikation der Wanddicke mit der abgeminderten Wand-Rohdichte ergibt sich die flächenbezogene Masse der Wand. Die Berücksichtigung des Einflusses von Putzschichten auf die flächenbezogene Masse ergibt sich je nach Art des verwendeten Putzes aus **Tafel B.4.4**.

Tafel B.4.4 Rechenwerte der flächenbezogenen Masse von Putz in kg/m^2 nach DIN 4109

Putzdicke in mm	Kalkgips-, Gipsputz	Kalk-, Kalkzement-, Zementputz
10	10	18
15	15	25
20	–	30

Beispiel:

Innenwand: KS Rohdichteklasse 1800
D = 24 cm Normalmörtel
Innenputz: 2 × 15 mm Gipsputz



Flächenbezogene Masse m′:	
KS 1800 nach Tafel B 4.3: 1720 kg/m^3	$0{,}24 \cdot 1720 = 412{,}8$ kg/m^2
Gipsputz 15 mm	15 kg/m$^2 \cdot 2 = 30$ kg/m^2
Gesamt:	442,8 kg/m^2
R'_w (nach Tafel B.4.1) = 54 dB	

Hinweis zum Beispiel: Das ermittelte bewertete Schalldämm-Maß ist gültig für eine mittlere flächenbezogene Masse der flankierenden Bauteile von 300 kg/m^2. Kann der ermittelten flächenbezogenen Masse nicht direkt ein Schalldämm-Maß nach **Tafel B.4.1** zugeordnet werden, so können Zwischenwerte auch mit der Gleichung

7541014/10787806875Biblio

$$R'_w = 28 \cdot \log m' - 20 \qquad (13)$$

ermittelt werden. Für das oben gezeigte Beispiel ergibt sich somit ein bewertetes Schalldämm-Maß von:

$R'_w = 28 \cdot \log 443{,}8 - 20 = 54\ dB$

In DIN 4109 sind für geputzte Mauerwerkskonstruktionen mit Normalmörtel Ausführungsbeispiele enthalten, die ohne rechnerischen Nachweis verwendet werden können. Voraussetzung für die Anwendung ist allerdings, dass die mittlere flächenbezogene Masse der flankierenden Bauteile mind. 300 kg/m^2 beträgt. Diese Ausführungsbeispiele sind der **Tafel B.4.5** zu entnehmen.

Tafel B.4.5 Bewertetes Schalldämm-Maß $R'_{w,R}$ von einschaligem, in Normalmörtel gemauertem Mauerwerk (Ausführungsbeispiele, Rechenwerte)

Spalte	1	2	3	4	5	6	7
Zeile	Bewertetes Schall-dämm-Maß $R'_{w,R}$[1]	Rohdichteklasse der Steine und Wanddicke der Rohwand bei einschaligem Mauerwerk					
		Beidseitiges Sichtmauerwerk		Beidseitig je 10mm Putz PIV (Gips- oder Kalkgipsputz) 20 kg/m^2		Beidseitig je 15 mm Putz PI, PII, PIII (Kalk-, Kalkzement- oder Zementputz) 50 kg/m^2	
	dB	Stein-Roh-dichteklasse	Wanddicke mm	Stein-Roh-dichteklasse	Wanddicke mm	Stein-Roh-dichteklasse	Wanddicke mm
1	37	0,6	175	0,5[2]	175	0,4	115
2		0,9	115	0,7[2]	115	0,63)	100
3		1,2	100	0,8	100	0,73)	80
4		1,4	80	1,2	80	0,83)	70
5		1,6	70	1,4	70	–	–
6	40	0,5	240	0,5[2]	240	0,5[2]	175
7		0,8	175	0,7[3]	175	0,7[3]	115
8		1,2	115	1,0[3]	115	1,2	80
9		1,8	80	1,6	80	1,4	70
10		2,2	70	1,8	70	–	–
11	42	0,7	240	0,6[3]	240	0,5[2]	240
12		0,9	175	0,8[3]	175	0,6[3]	175
13		1,4	115	1,2	115	1,0[4]	115
14		2,0	80	1,6	100	1,2	100
15		–	–	1,8	80	1,4	80
16		–	–	2,0	70	1,6	70
17	45	0,9	240	0,8[3]	240	0,6[2]	240
18		1,2	175	1,2	175	0,9[3]	175
19		2,0	115	1,8	115	1,4	115
20		2,2	100	2,0	100	1,8	100
21	47	0,8	300	0,8[3]	300	0,6[2]	300
22		1,0	240	1,0[3]	240	0,8[3]	240
23		1,6	175	1,4	175	1,2	175
24		2,2	115	2,2	115	1,8	115
25	52	0,8	490	0,7	490	0,6	490
26		1,0	365	1,0	365	0,9	365
27		1,4	300	1,2	300	1,2	300
28		1,6	240	1,6	240	1,4	240
29		–	–	2,2	175	2,0	175

7541014/10787806875Biblio

Tafel B.4.5 (Fortsetzung)

Spalte	1	2	3	4	5	6	7
Zeile	Bewertetes Schall-dämm-Maß $R'_{w,R}$ [1]	Rohdichteklasse der Steine und Wanddicke der Rohwand bei einschaligem Mauerwerk					
		Beidseitiges Sichtmauerwerk		Beidseitig je 10mm Putz PIV (Gips- oder Kalkgipsputz) 20 kg/m²		Beidseitig je 15 mm Putz PI, PII, PIII (Kalk-, Kalkzement- oder Zementputz) 50 kg/m²	
	dB	Stein-Roh-dichteklasse	Wanddicke mm	Stein-Roh-dichteklasse	Wanddicke mm	Stein-Roh-dichteklasse	Wanddicke mm
30	53	0,8	490	0,8	490	0,7	490
31		1,2	365	1,2	365	1,2	365
32		1,4	300	1,4	300	1,2	300
33		1,8	240	1,8	240	1,6	240
34		–	–	–	–	2,2	175
35	55	1,0	490	0,9	490	0,9	490
36		1,4	365	1,4	365	1,2	365
37		1,8	300	1,6	300	1,6	300
38		2,2	240	2,0	240	2,0	240
39	57	1,2	490	1,2	490	1,2	490
40		1,6	365	1,6	365	1,6	365
41		2,0	300	2,0	300	1,8	300

[1] Gültig für flankierende Bauteile mit einer mittleren flächenbezogenen Masse $m'_{L,Mittel}$ von etwa 300 kg/m². Weitere Bedingungen für die Gültigkeit der Tabelle 5 siehe Abschnitt 3.1.

[2] Bei Schalen aus Porenbetonsteinen und -platten nach DIN 4165 und DIN 4166 sowie Leichtbetonsteinen mit Blähton als Zuschlag nach DIN 18151 und DIN 18152 kann die Stein-Rohdichteklasse um 0,1 niedriger sein.

[3] Bei Schalen aus Porenbetonsteinen und -platten nach DIN 4165 und DIN 4166 sowie Leichtbetonsteinen mit Blähton als Zuschlag nach DIN 18151 und DIN 18152 kann die Stein-Rohdichteklasse um 0,2 niedriger sein.

[4] Bei Schalen aus Porenbetonsteinen und -platten nach DIN 4165 und DIN 4166 sowie Leichtbetonsteinen mit Blähton als Zuschlag nach DIN 18151 und DIN 18152 kann die Stein-Rohdichteklasse um 0,3 niedriger sein.

Das Schalldämm-Maß einschaliger Massivbauteile lässt sich auch nachträglich durch das einseitige oder beidseitige Anbringen von biegeweichen Vorsatzschalen verbessern. Entkoppelte Systeme, also frei vor der Massivwand stehende Vorsatzschalen wirken besser als Vorsatzschalen, die direkt an der Trennwand befestigt sind.

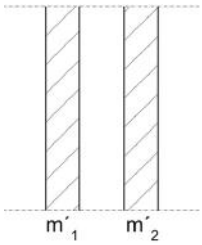
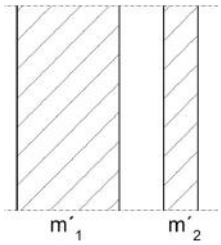
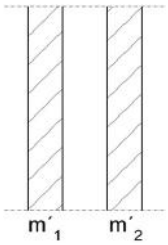
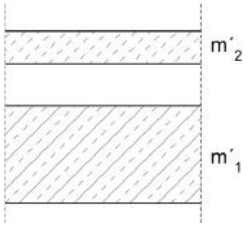
Aber auch negative Einflüsse auf das Schall-Dämm-Maß einer einschaligen Wand sind zu beachten, insbesondere dann, wenn aus Gründen des Wärmeschutzes Dämmstoffe mit einer hohen dynamischen Steifigkeit vollflächig oder punktförmig an die Wand angeklebt bzw. anbetoniert werden. Die Verschlechterung des bewerteten Schalldämm-Maßes der einschaligen Wand kann bis zu 4 dB betragen. Insbesondere bei Wärmedämmsystemen (WDVS) wird dieser Effekt oftmals übersehen. Werden derartige Systeme eingesetzt, so sind die in den Zulassungen enthaltenen Korrekturwerte zu beachten.

4.3 Zweischalige Mauerwerkskonstruktionen

4.3.1 Allgemeines

Zweischalige Mauerwerkskonstruktionen entsprechen einem anderen akustischen System als einschalige. Eine zweischalige Konstruktion besteht aus zwei parallelen Bauteilen, die durch eine Luftschicht voneinander getrennt sind. Dieser Hohlraum wird in der Regel mit einem absorbierenden Material (meist mineralischer Faserdämmstoff) verfüllt. Die verfüllte oder nicht verfüllte Luftschicht bildet dabei eine Feder, die zwei Massekörper (hier: beide Wandschalen) miteinander koppelt. Wenn eine Schale zu Schwingungen angeregt wird wirkt sich dies auch auf die zweite Schale aus. Es liegt ein System Masse-Feder-Masse vor. Derartige Systeme sind resonanzfähig, was sich mehr oder weniger deutlich auf die Schalldämmung auswirken kann – je nachdem in welchem Frequenzbereich die Resonanz auftritt.

7541014/10787806875Biblio

Zwei biegesteife Wände	Biegesteife Wand mit biegeweicher Vorsatzschale	Zwei biegeweiche Schalen	Schwimmender Estrich
			

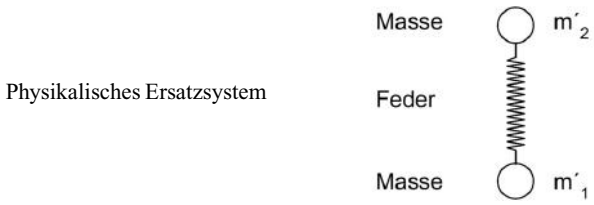


Abb. B.4.1: Beispiele zweischaliger Bauteile

Die Schalldämmung von zweischaligen biegesteifen Konstruktionen steigt oberhalb der Resonanzfrequenz f_0 [Hz] stärker an, als bei gleich schweren einschaligen Bauteilen (vgl. **Abb. B.4.2**).

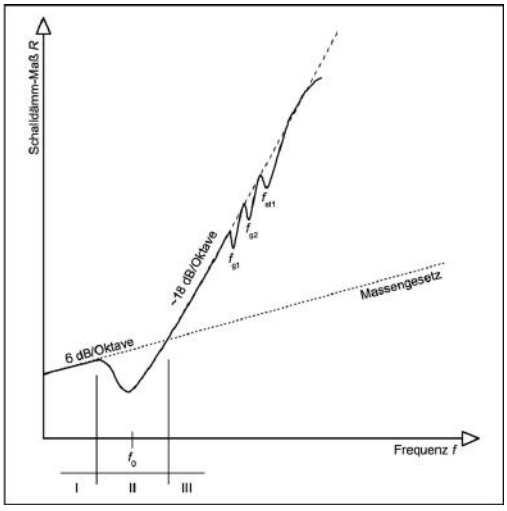


Abb. B.4.2 Prinzipieller Verlauf der Schalldämmung zweischaliger Mauerwerkskonstruktionen

4.3.2 Zweischalige Haustrennwand

Die zweischalige Haustrennwand wird hauptsächlich als Trennung der Gebäudeabschnitte in Doppel- und Reihenhäusern eingesetzt. Sie ist dadurch gekennzeichnet, dass die Trennung der Haushälften bzw. Reihenhausabschnitte über die gesamte Gebäudebreite erfolgt – also auch im Bereich der Geschossdecken und der Wände. Im Massivbau sieht die Konstruktion in der Regel derart aus, dass zwei Massivwände parallel zueinander in einem Abstand von mindestens 3 cm (abhängig von der flächenbezogenen Masse der Wandschalen) errichtet werden. Der entstehende Hohlraum wird mit einem bedämpfenden Material (meist Mineralfaserdämmung geringer dynamischer Steifigkeit) verfüllt. Ausschlaggebend für die Güte des Schallschutzes ist neben der Dicke der Haustrennfuge auch die Höhenebene ab der die Trennung der Gebäudeabschnitte beginnt. Je früher die Trennung der Gebäudeteile bezogen auf die Gebäudehöhe ausgeführt wird, desto größer ist die Qualität der erreichbaren Schalldämmung. So ist zum Beispiel im Erdgeschoss eines unterkellerten Gebäudes ein besseres Schallschutzniveau zu erwarten als im Keller, da hierorts noch eine Verbindung der einzelnen Mauerwerkswände über die Bodenplatte besteht. Reicht die Fuge auch durch die Bodenplatte, so erhöht sich der Schallschutz auch im Keller. Diese Erhöhung wird von sehr vielen Einflussgrößen (z. B. Dicke der Bodenplatte, Art der Plattentrennung, Erdreich unterhalb der Bodenplatte) bestimmt, die eine genaue Prognose der zu erwartenden Schalldämmung der Wand erschweren.

7541014/10787806875Biblio

Tafel B.4.6 Erreichbares bewertetes Schalldämm-Maß bei zweischaligem Mauerwerk

Spalte	1	2	3	4	5	6	7
Zeile	Bewertetes Schall-dämm-Maß $R'_{w,R}$ dB	Rohdichteklasse der Steine Mindestwanddicke der Schalen bei zweischaligem Mauerwerk					
		Beidseitiges Sichtmauerwerk		Beidseitig je 10 mm Putz P IV (Kalkgips- oder Gipsputz) $2 \cdot 10$ kg/m^2		Beidseitig je 15 mm Putz P I, P II oder P III (Kalk-, Kalkzement- oder Zementputz) $2 \cdot 25$ kg/m^2	
		Stein-Roh-dichteklasse	Mindest-dicke der Schalen ohne Putz mm	Stein-Roh-dichte-klasse	Mindest-dicke der Schalen ohne Putz mm	Stein-Rohdichte-klasse	Mindest-dicke der Schalen ohne Putz mm
1	57	0,6	$2 \cdot 240$	0,6[1)]	$2 \cdot 240$	0,7[2)]	$2 \cdot 175$
2		0,9	$2 \cdot 175$	0,8[2)]	$2 \cdot 175$	0,9[4)]	$2 \cdot 150$
3		1,0	$2 \cdot 150$	1,0[3)]	$2 \cdot 150$	1,2[4)]	$2 \cdot 115$
4		1,4	$2 \cdot 115$	1,4[5)]	$2 \cdot 115$	–	–
5	62	0,6	$2 \cdot 240$	0,6[6)]	$2 \cdot 240$	0,5[6)]	$2 \cdot 240$
6		0,9	$175 + 240$	0,8[7)]	$2 \cdot 175$	0,8[7)]	$2 \cdot 175$
7		0,9	$2 \cdot 175$	1,0[7)]	$2 \cdot 150$	0,9[7)]	$2 \cdot 150$
8		1,4	$2 \cdot 115$	1,4	$2 \cdot 115$	1,2	$2 \cdot 115$
9	67	1,0	$2 \cdot 240$	1,0[8)]	$2 \cdot 240$	0,9[8)]	$2 \cdot 240$
10		1,2	$175 + 240$	1,2	$175 + 240$	1,2	$175 + 240$
11		1,4	$2 \cdot 175$	1,4	$2 \cdot 175$	1,4	$2 \cdot 175$
12		1,8	$115 + 175$	1,8	$115 + 175$	1,6	$115 + 175$
13		2,2	$2 \cdot 115$	2,2	$2 \cdot 115$	2,0	$2 \cdot 115$

[1)] Bei Schalenabstand ≥ 50 mm und Gewicht jeder einzelnen Schale ≥ 100 kg/m^2 kann die Stein-Rohdichteklasse um 0,2 niedriger sein.

[2)] Bei Schalenabstand ≥ 50 mm und Gewicht jeder einzelnen Schale ≥ 100 kg/m^2 kann die Stein-Rohdichteklasse um 0,3 niedriger sein.

[3)] Bei Schalenabstand ≥ 50 mm und Gewicht jeder einzelnen Schale ≥ 100 kg/m^2 kann die Stein-Rohdichteklasse um 04, niedriger sein.

[4)] Bei Schalenabstand ≥ 50 mm und Gewicht jeder einzelnen Schale ≥ 100kg/m^2 kann die Stein-Rohdichteklasse um 0,5 niedriger sein.

[5)] Bei Schalenabstand ≥ 50 mm und Gewicht jeder einzelnen Schale ≥ 100 kg/m^2 kann die Stein-Rohdichteklasse um 0,6 niedriger sein.

[6)] Bei Schalen aus Porenbetonsteinen oder –platten nach DIN 4165 oder DIN 4166 sowie aus Leichtbetonsteinen mit Blähton als Zuschlag nach DIN 18151 oder DIN 18152 und einem Schalenabstand = 50 mm und Gewicht jeder einzelnen Schale von = 100 kg/m^2 kann die Stein-Rohdichteklasse um 0,1 niedriger sein.

[7)] Bei Schalen aus Porenbetonsteinen oder –platten nach DIN 4165 oder DIN 4166 sowie aus Leichtbeton-Steinen mit Blähton als Zuschlag nach DIN 18151 oder DIN 18152 und einem Schalenabstand = 50 mm und Gewicht jeder einzelnen Schale von = 100 kg/m^2 kann die Stein-Rohdichteklasse um 0,2 niedriger sein.

[8)] Bei Schalen aus Porenbetonsteinen oder -platten nach DIN 4165 oder DIN 4166 sowie aus Leichtbeton-Steinen mit Blähton als Zuschlag nach DIN 18151 oder DIN 18152 kann die Stein-Rohdichteklasse um 0,2 niedriger sein.

7541014/10787806875Biblio

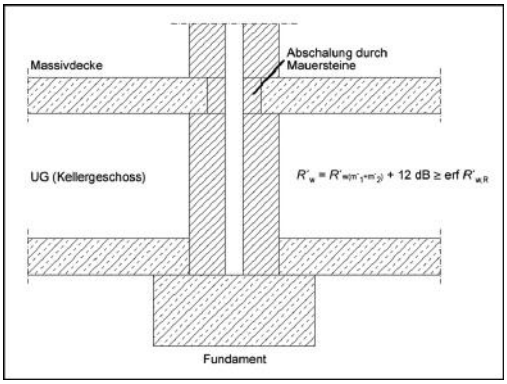


Abb. B.4.3 Ausführungsbeispiel einer zweischaligen Haustrennwand

Ähnlich wie für einschalige Bauteile enthält die DIN 4109 auch Ausführungsbeispiele für zweischalige Mauerwerkskonstruktionen.

Die Berechnung des Rechenwertes des bewerteten Schalldämm-Maßes $R'_{w,R}$ [dB] eines zweischaligen Massivbauteils erfolgt nach Beiblatt 1 zu DIN 4109. Zur Ermittlung des bewerteten Schalldämm-Maßes wird die flächenbezogene Masse der beiden Einzelschalen addiert. Das bewertete Schalldämm-Maß wird unter Verwendung der **Tafel B.4.1** wie bei einschaligen Wänden gleicher flächenbezogenen Masse ermittelt und um 12 dB (Fugenbonus) erhöht. Die Erhöhung um 12 dB gilt aber nur für den Fall, dass die Trennfuge durchgängig ausgeführt wird. Für die Situation einer durchlaufenden Bodenplatte enthält DIN 4109 noch keine Aussagen, so dass es dem Planer obliegt, diesen Einfluss angemessen zu berücksichtigen. Messungen haben gezeigt, dass bei leichten Mauerwerks-Schalen (100–150 kg/m^2) die 12 dB auch bei durchlaufenden Bodenplatten gerechtfertigt sind, bei größeren flächenbezogenen Massen sind die 12 dB zu „optimistisch". Eine klare Regelung zum Fugenbonus steht noch aus. Übergangsweise kann folgender Ansatz gewählt werden:

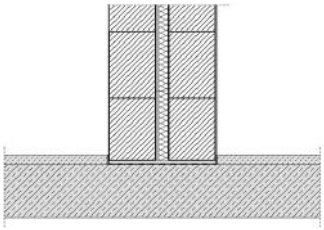
Flächenbezogene Masse der Einzelschale < 200 kg/m^2

- Fugenbonus auch bei durchgehender Bodenplatte = 12 dB

Flächenbezogene Masse der Einzelschale ≥ 200 kg/m^2

- Fugenbonus bei durchgehender Bodenplatte = 5 dB für das unmittelbar angrenzende Geschoss (Keller- oder Erdgeschoss), ab dem folgenden Geschoss 12 dB

Beispiel:



Trennwand: KS Rohdichteklasse 1800
d = 17,5 cm, Kellergeschoss
Normalmörtel
Innenputz: 2 × 15 mm Gipsputz

Flächenbezogene Masse m':	
KS 1800 nach Tafel B.4.3: 1720 kg/m^3	0,175 · 1720 = 301 kg/m^2 0,175 · 1720 = 301 kg/m^2
Gipsputz 15 mm	15 kg/m^2 · 2 = 30 kg/m^2
Gesamt:	632 kg/m^2
R'_w (nach Gleichung 13) = 58 dB	
Fugenbonus: 5 dB im Kellergeschoss **Fugenbonus: 12 dB im Erdgeschoss**	
Rechenwert des bewerteten Schalldämm-Maßes:	**KG = 63 dB** **EG = 70 dB**

Unabhängig vom berechneten Ergebnis sind für die Ausführung von zweischaligen Haustrennwänden folgende Ausführungsregeln zu beachten:

1. Die flächenbezogene Masse der Einzelschale muss mindestens 150 kg/m^2 betragen. Dabei muss die Dicke der Trennfuge mindestens 30 mm betragen.

2. Wird die Trennfuge mit einer Dicke von 50 mm ausgeführt, so darf die flächenbezogene Masse der Einzelschale 100 kg/m^2 betragen.

3. Die Trennfuge ist mit einer vollflächig verlegten mineralischen Faserdämmung geringer dynamischer Steifigkeit auszufüllen. Beträgt die flächenbezogene Masse der Einzelschale min. 200 kg/m^2, so darf auf das Einlegen einer Dämmung verzichtet werden.

Der bisherige Berechnungsansatz nach DIN 4109 ist ein vereinfachtes Herangehen an die sehr komplexen Schallübertragungswege einer zweischaligen Haustrennwand. Trotzdem haben viele Messungen bewie-

7541014/10787806875Biblio

sen, dass dieser Ansatz durchaus die zu erwartende Schalldämmung von zweischaligen Haustrennwänden gut abbildet. Einer weiteren Verwendung dieses Ansatzes steht also nichts im Wege, obgleich schon andere Berechnungsformeln zur Verfügung stehen.

So wird zum Beispiel in einem modifizierten Rechenansatz von Prof. Gösele die Trennfugendicke stärker gewichtet.

$$R'_w = 50 \cdot \log \frac{m'[\mathrm{kg/m^2}]}{300\,[\mathrm{kg/m^2}]} + 20 \cdot \log \frac{d[\mathrm{mm}]}{10\,[\mathrm{mm}]} + 56\,[\mathrm{dB}] \quad (14)$$

m' Summe der flächenbezogenen Masse der beiden Wandschalen in kg/m²

d Schalenabstand (Fugendicke) in mm

Der für zweischalige Haustrennwände beschriebene Rechenansatz ist auch auf zweischalige Außenwände anwendbar. Aufgrund der möglichen Verbindung beider Schalen über ein gemeinsames Fundament und über die Drahtanker ist max. ein Fugenbonus in Abhängigkeit von der flächenbezogenen Masse der auf die tragende Innenschale der Außenwand stoßenden Innenwände von 5–8 dB anzusetzen. Der größere Bonus gilt dann, wenn die flächenbezogene Masse der an die tragende Innenschale der Außenwand anschließenden Innenwände größer als 50 % der flächenbezogenen Masse der Innenschale ist. Anderenfalls ist ein Fugenbonus von 5 dB anzunehmen.

4.4 Wände mit Türen und/oder Fenstern

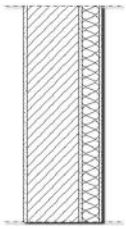
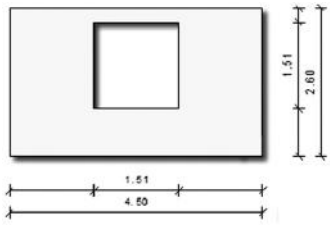
Werden, wie bei Außenwänden oder Innenwänden mit Türen, Konstruktionselemente mit unterschiedlichen Schalldämm-Maßen miteinander kombiniert, so ergibt sich statt des (bewerteten) Schalldämm-Maßes ein resultierendes (bewertetes) Schalldämm-Maß R'_{wres}. Für das resultierende Schalldämm-Maß eines aus Elementen verschiedener Schalldämmung bestehenden Bauteils gilt:

$$R_{w,res} = -10 \log \left(\frac{1}{S_{ges}} \cdot \sum_{j=1}^{n} S_j \cdot 10^{\frac{-R_{w,j}}{10}} \right) \quad (15)$$

S_1 bis S_n, S_{ges} Flächen der einzelnen Elemente eines Bauteils, Gesamtfläche

$R_{w,1}$ bis $R_{w,n}$ bewertete Schalldämm-Maße der einzelnen Elemente

Beispiel:

Außenwand: KS[1] Rohdichteklasse 1800 kg/m³ d = 17,5 cm Dünnbettmörtel Innenputz: 15 mm Gipsputz Fläche inkl. Fenster: 12,6 m² (bezogen auf den nachzuweisenden Aufenthaltsraum)  $\Delta R'_w$ für das WDVS nach Zulassung: –2 dB **Fenster:**  Fensterfläche: 1,51 · 1,51 = 2,28 m² $R_{w,R}$ Fenster: **32 dB**	Flächenbezogene Masse m':
	KS 1800 nach **Tafel B.4.3**: 1720 kg/m³ — 0,175 · 1700 = 297,5 kg/m²
	Gipsputz 15 mm und **Tafel B.4.4** — 15 kg/m² · 1= 15 kg/m²
	Gesamt: — 312,5 kg/m²
	R'_w (nach Gleichung 12) = 50 dB
	Korrekturwert WDVS = 2 dB
	R'_w = 48 dB
	resultierendes Schalldämm-Maß $R'_{w,res} = -10 \log \left(\frac{1}{12,6} \cdot 2,28 \cdot 10^{\frac{-32}{10}} + 10,32 \cdot 10^{\frac{-48}{10}} \right) = 39$ dB

[1] KS Kalksandvollstein

7541014/10787806875Biblio

4.5 Bauakustische Anforderungen an Mauerwerkswände nach DIN 4109

Zum Schutz vor unzumutbarer Geräuschübertragung zwischen fremden Nutzungseinheiten innerhalb von Gebäuden sind in DIN 4109 Anforderungen enthalten. Diese Norm ist baurechtlich eingeführt, d. h. die dort genannten Werte sind in jedem Fall geschuldet und dürfen nicht unterschritten werden. Diese Anforderungen stellen die untere Grenze des möglichen Schallschutzniveaus dar und werden daher auch häufig als Mindestschallschutz bezeichnet. „Mindestschallschutz“ stellt dabei ab auf das einzuhaltende Mindestniveau hinsichtlich eines zu gewährleistenden Gesundheitsschutzes der Bewohner und ist folglich keine Qualitätsaussage zum erreichbaren Schallschutz innerhalb eines Gebäudes.

Unabhängig davon, wie hoch die Schalldämmung zwischen beispielsweise fremden Mietern auch sein mag, es ist stets zu beachten, dass insbesondere innerhalb eines Gebäudes gegenseitige Rücksichtnahme erforderlich ist!

Ergänzend zu DIN 4109 werden in weiteren Normen und Richtlinien weitere Anforderungen oder Bemessungsregeln genannt, wie z. B. DIN 18005 „Schallschutz im Städtebau“. In der TA Lärm („Technische Anleitung zum Schutz gegen Lärm“) sind Hinweise zum Schutz vor Gewerbelärm erläutert.

4.6 Flankierende Schallübertragung

Neben der Schalldämmung des trennenden Bauteils haben insbesondere die flankierenden Bauteile einen erheblichen Einfluss auf die Größe der Schallübertragung zwischen angrenzenden Räumen. Auch für die flankierenden Bauteile in einem Massivbau gilt: je größer die flächenbezogene Masse des Mauerwerks, desto größer die Schall-Längsdämmung.

Die Kante, mit der das trennende Bauteil und das flankierende Bauteil miteinander verbunden sind, wird als Stoßstelle bezeichnet. An jeder der (in der Regel) vier Stoßstellen eines Raumes ergeben sich je drei Übertragungsmechanismen. Diese sind in **Abb. B.4.4** skizziert. Man unterscheidet in Gebäuden zwischen den nachfolgenden Übertragungswegen:

Tafel B.4.7 Beschreibung der angeregten und abstrahlenden Bauteile

Dd:	Direkte Anregung des trennenden Bauteils im Senderaum, direkte Abstrahlung durch das trennende Bauteil in den Empfangsraum
Fd:	Anregung des flankierenden Bauteils im Senderaum, direkte Abstrahlung durch das trennende Bauteil in den Empfangsraum
Df:	Direkte Anregung des trennenden Bauteils im Senderaum, Abstrahlung durch das flankierende Bauteil in den Empfangsraum
Ff:	Anregung des flankierenden Bauteils im Senderaum, Abstrahlung durch das flankierende Bauteil in den Empfangsraum

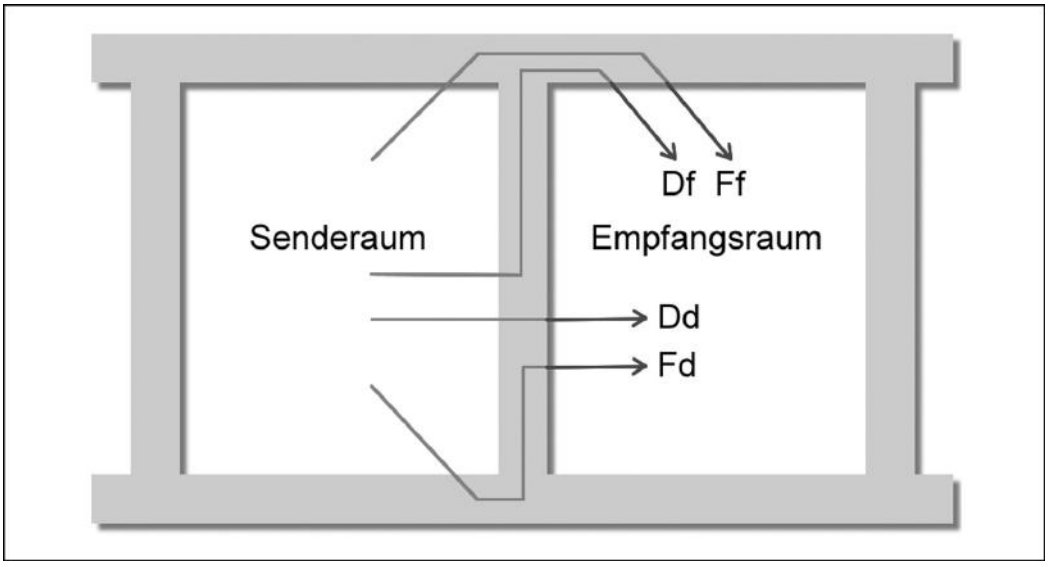


Abb. B.4.4: Skizze Flankenübertragung

7541014/10787806875Biblio

In einem herkömmlichen Massivbau ergeben sich beispielsweise für eine Wohnungstrennwand neben der Direktschalldämmung des trennenden Bauteils bei vier Flankenwegen (z. B. Wand-Außenwand, Wand-Innenwand, Wand-Fußboden und Wand-Decke) insgesamt 13 Übertragungswege (drei mal vier plus eins).

Neben der flächenbezogenen Masse der flankierenden Bauteile sind für die Höhe der Schall-Längsdämmung auch die Biegesteifigkeit und die innere Dämpfung des Materials maßgebend. Zusätzlich kann durch den Einbau von zusätzlichen Materialien, wie z. B. Entkopplungsschichten aus Polystyrol oder Gummi-Granulat, die Schall-Längsdämmung zum Teil erheblich verbessert werden. Auch das Anbringen von biegeweichen Vorsatzschalen vor flankierenden Massivwänden führt zu einer reduzierten Flankenübertragung, ist allerdings mit einer Verringerung der Raumgröße verbunden.

In der DIN 4109 wird der Einfluss der flankierenden Schallübertragung mittels Korrekturfaktoren berücksichtigt, die bei einer mittleren flächenbezogenen Masse der flankierenden Wände und Decken von 300 kg/m^2 generell vernachlässigt werden und je nach Abweichung von diesem Kalibrierungswert positive oder negative Werte annehmen. Für Mauerwerkswände ergeben sich folgende Korrekturwerte:

Tafel B.4.8 Korrekturwert für Wände und Decken als trennendes Bauteil bei flankierenden Bauteilen mit der mittleren flächenbezogenen Masse m'_{LMittel} in kg/m^2

Art des trennenden Bauteils	$K_{\mathrm{L},1}$ für m'_{LMittel}							
	450	400	350	300	250	200	150	100
Einschalige biegesteife Wand oder Decke	0	0	0	0	0	–1	–1	–1
Biegesteife Wände mit Vorsatzschalen oder Decken mit schwimmendem Estrich oder/und Unterdecken	+2	+2	+1	0	–1	–2	–3	–4

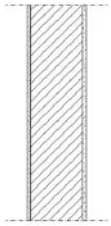
Die Werte gelten unter der Voraussetzung, dass die flankierenden Bauteile ohne biegeweiche Vorsatzschale ausgeführt werden. Verfügen die flankierenden Bauteile über eine biegeweiche Vorsatzschale, so ist das Schalldämm-Maß wie folgt zu korrigieren:

Tafel B.4.9 Korrekturwert bei Vorhandensein von biegeweichen Vorsatzschalen

Anzahl der flankierenden Bauteile mit biegeweicher Vorsatzschale	1	2	3
$K_{\mathrm{L},2}$	+1	+3	+6

7541014/10787806875Biblio

Beispiel:

 Wohnungstrennwand: KS Rohdichteklasse 1800 kg/m³ d = 24 cm Normalmörtel Innenputz: 2 × 15 mm Gipsputz	Flächenbezogene Masse m':	
	KS 1800 nach Tafel B.4.3: 1720 kg/m³	0,24 · 1720 = 412,8 kg/m²
	Gipsputz 15 mm	15 kg/m² · 2 = 30 kg/m²
	Gesamt:	442,8 kg/m²
	R'_w (nach Gleichung 13) = 54 dB	
Flankierende Bauteile	Flächenbezogene Masse in kg/m²	
Außenwand 36,5 cm Hochlochziegel, Rohdichteklasse 800 kg/m³, Leichtmörtel Kalkputz 1,5 cm innen Leichtputz 2 cm außen	0,365 · 770 = 281,05 kg/m² 25 kg/m² 18 kg/m²	
Innenwand, 11,5 cm Ziegelwandplatte Rohdichteklasse 800, Normalmörtel, 1,5 cm Gipsputz	0,115 · 820 = 94,3 kg/m² 2 · 15 = 30 kg/m²	
Obere Wohnungstrenndecke d = 20 cm C20/25	0,20 · 2300 = 460 kg/m²	
Untere Wohnungstrenndecke d = 20 cm C20/25 mit schwimmendem Estrich	Kein Anteil an der Schalllängsleitung aufgrund des Vorhandenseins des schwimmenden Estrichs (entkoppelt)	
Mittlere flächenbezogene Masse	$m'_{LMittel}$ = (281,05 + 25 + 18 + 94,3 + 30 + 460)/3 = 302,78 kg/m²	
Korrekturwert nach **Tafel B 4.8**	**0 dB**	

Hinweis: Bei Verwendung von Lochsteinen sind gegebenenfalls die Angaben zur Ermittlung des bewerteten Schalldämm-Maßes aus den bauaufsichtlichen Zulassungen zu berücksichtigen. Es ist darauf zu achten, dass bei schalltechnisch ungünstigen Lochungen die Schalllängsleitung oberhalb des über die flächenbezogenen Massen ermittelten Wertes liegen kann.

4.7 Künftiges Rechenverfahren

Die normativen Grundlagen des neuen Rechenverfahrens werden in der DIN EN 12354 beschrieben. Die grundsätzliche Herangehensweise an die Berechnung der Luftschalldämmung zwischen Räumen zeigt **Abb. B.4.5**.

Die DIN EN 12534-1 schlägt für die Berechnung der Luftschalldämmung von Gebäuden zwei Rechenmodelle vor, von denen das vereinfachte Modell künftig die Grundlage der Nachweisführung nach DIN 4109 bilden wird. Im Gegensatz zum detaillierten Modell, was die Berechnung der Schalldämmung in Frequenzbändern vorschlägt, konzentriert sich das vereinfachte Rechenmodell auf die Berechnung von Einzahlangaben der Schalldämmung, die aus den Einzahlangaben der jeweils beteiligten Bauteile abgeleitet werden. Beide Verfahren benötigen eine Reihe von Eingangsdaten, für die in der Norm zum Teil empirische Annahmen existieren. Im Zuge der Vorbereitung der neuen DIN 4109 konnten diese Annahmen in Forschungsvorhaben durch neue Erkenntnisse ersetzt oder ergänzt werden.

Welche Eingangsangaben vonnöten sind, zeigt eine nähere Betrachtung der in **Abb. B.4.5** dargestellten möglichen Übertragungswege des Schalls in horizontaler wie vertikaler Richtung aus dem Senderaum in den Empfangsraum.

Zunächst interessant ist die Richtung der direkten Schallübertragung durch die trennenden Bauteile – also das Schalldämm-Maß *R*. Dieser Weg ist sowohl horizontal als auch vertikal im Senderaum mit *„D“*

7541014/10787806875Biblio

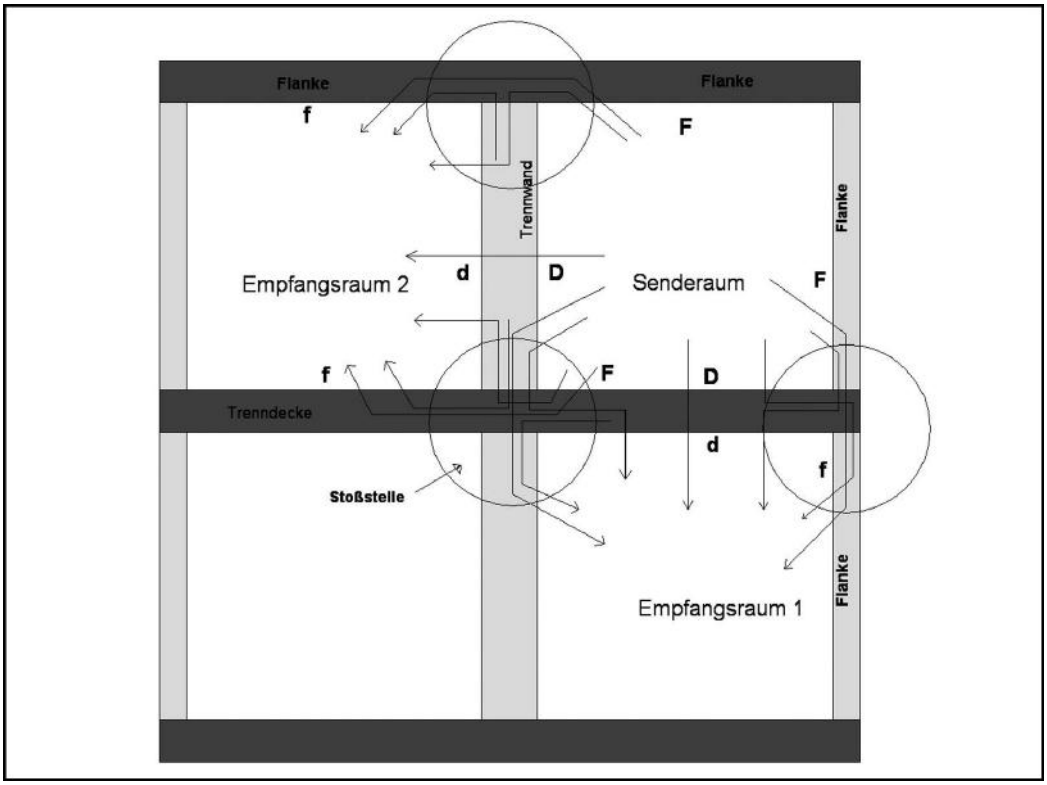


Abb. B.4.5 Modell der Berechnung der Luftschalldämmung zwischen Räumen

und im Empfangsraum mit *„d“* gekennzeichnet. Gäbe es keine Flankenübertragung – wie beispielsweise in Prüfständen ohne Flankenübertragung – so wäre dieses Schalldämm-Maß die einzig entscheidende Größe. Im Gebäude befindet sich jedoch eine ganze Reihe von Flanken, die aufgrund der Anregung durch Luftschall in Schwingungen versetzt werden und den Schall in Abhängigkeit von ihren materialspezifischen Eigenschaften übertragen. Diese Flanken erhalten die Bezeichnung *„F“* für den Senderaum und *„f“* für den Empfangsraum. Trennende Bauteile und Flanken beeinflussen sich überdies auch gegenseitig, wenn sie, wie in Bauwerken üblich, miteinander verbunden sind. Diese Verbindung nennt man Stoßstelle, ein sich an dieser Stelle ergebendes Dämm-Maß wird folgerichtig als Stoßstellendämm-Maß definiert. Dieses Maß ergibt sich aus der richtungsgemittelten Schnellepegeldifferenz an der Verbindungsstelle, es kann gemessen bzw. im Rechenverfahren auf der Basis einfacher Massenbeziehungen zwischen den an der Stoßstelle beteiligten Bauteile berechnet werden.

Unter Schallschnelle wird die Geschwindigkeit der sich bewegenden Teilchen im Medium verstanden, der Schnellepegel ist das Zwanzigfache des logarithmischen Verhältnisses der tatsächlichen Teilchengeschwindigkeit zur Bezugsgeschwindigkeit v_0 von 50 nm/s.

$$L_v = 20 \cdot \frac{\lg v}{v_0} \qquad [16]$$

Das Stoßstellendämm-Maß charakterisiert demnach die Verringerung der Körperschallleistung – beim Schalldämm-Maß ist es die Verringerung der Luftschallleistung, siehe Gleichung 3.

Unter Berücksichtigung aller möglichen Nebenwege der Schallübertragung zwischen 2 Räumen (in aller Regel sind es bei 4 Flanken 12 zu betrachtende Wege) kann das bewerte Bauschalldämm-Maß gemäß DIN EN 12354 folgendermaßen berechnet werden:

7541014/10787806875Biblio

$$R'_w = -10 \cdot \lg \left[10^{-R_{Dd,w}/10} + \sum_{F=f=1}^{n} 10^{-R_{Dd,w}/10} + \sum_{f=1}^{n} 10^{-R_{Dd,w}/10} + \sum_{F=1}^{n} 10^{-R_{Dd,w}/10} \right] \quad [17]$$

$R_{Dd,w}$ bewertetes Schalldämm-Maß für die Direktübertragung in dB;

$R_{Ff,w}$ bewertetes Flankendämm-Maß für den Übertragungsweg Ff in dB;

$R_{Df,w}$ bewertetes Flankendämm-Maß für den Übertragungsweg Df in dB;

$R_{Fd,w}$ bewertetes Flankendämm-Maß für den Übertragungsweg Fd in dB.

n Anzahl der flankierenden Bauteile.

Physikalisch handelt es sich bei der Gleichung 17 um eine energetische Summierung aller Übertragungswege zu einem Gesamtschalldämm-Maß.

Das bewertete Schalldämm-Maß für die Direktübertragung ergibt sich aus der folgenden Beziehung:

$$R_{Dd,w} = R_{s,w} + \Delta R_{Dd,w} \quad [18]$$

$R_{s,w}$ bewertetes Schalldämm-Maß des trennenden Bauteils in dB;

$\Delta R_{Dd,w}$ bewertete Verbesserung des Schalldämm-Maßes durch Vorsatzschalen in dB.

Das bewertete Flankendämm-Maß wird je Übertragungsweg nach Gleichung 19 ermittelt (beispielhaft wird nur der Weg Ff dargestellt):

$$R_{Fi,w} = \frac{R_{R,w} + R_{f,w}}{2} + \Delta R_{Fi,w} + k_{Fi} + 10 \cdot \frac{\lg S_z}{l_0 l_t} \quad [19]$$

$R_{F,w}$ bewertetes Schalldämm-Maß des flankierenden Bauteils F im Senderaum;

$R_{f,w}$ bewertetes Schalldämm-Maß des flankierenden Bauteils F im Empfangsraum;

$\Delta_{RFf,w}$ bewertete Luftschallverbesserungsmaß durch eine Vorsatzschale auf der Sende-und/oder Empfangsseite des flankierenden Bauteils;

k_{Ff} Stoßstellendämm-Maß für den Übertragungsweg F_f;

S_s Fläche des trennenden Bauteils in m^2;

l_f gemeinsame Kopplungslänge zwischen dem trennenden und dem flankierendem Bauteil in m;

l_0 Bezugskopplungslänge, $l_0 = 1$ m

Sind Vorsatzschalen nach Gleichung 17 oder 18 zu betrachten, so sind die Vorsatzschalen auf der Sendeseite und/oder auf der Empfangsseite mit einzubeziehen.

Der letzte Summand in Gleichung 19 ist als ein Verhältniswert zwischen der vorhandenen Fläche des trennenden Bauteils und seiner tatsächlichen Kopplungslänge mit dem Flankenbauteil zu verstehen. So ergibt sich beispielsweise bei einer üblichen Kopplungslänge zwischen Wohnungstrennwänden und flankierenden Wänden von 2,50 m und einer Fläche des trennenden Bauteils von 10 m^2 ein Wert von 6 dB. Ist eine kleinere Fläche zu berücksichtigen, so kann der Wert unter Umständen sogar negativ werden.

Auf eine Aussage zusammengefasst, lässt sich der neue rechnerische Ansatz – im Vergleich zu dem bisher in der DIN 4109 gewählten – als eine genauere Betrachtung aller Übertragungswege kennzeichnen. Diese detaillierte Betrachtung bedingt eine ganze Reihe von neuen Eingangsgrößen und wird den Aufwand für die Nachweisführung etwas vergrößern. Die von der DIN EN 12354 ausgewiesenen Einschränkungen des Nachweisverfahrens sind dabei bei der Festlegung künftiger Anforderungen zu beachten. So basieren alle Modelle der DIN EN 12354 auf Voraussagen für den Wohnungsbau. Sachlogisch ist eine Übertragung auf andere Gebäude nur unter der Voraussetzung möglich, dass Konstruktionen und Bauteilabmessungen denen im Wohnungsbau in etwa ähneln. Eine klare Abgrenzung ist leider in der Norm nicht vorgenommen worden, sodass noch erheblicher Validierungsbedarf für das Rechenmodell bezogen auf andere Gebäude besteht.

Komplizierter wird es zudem, wenn das trennende Bauteil aus z.B. zwei massiven Schalen besteht, da für diesen Fall die Übertragungssituationen umfangreicher werden. DIN EN 12354 verlangt, dass die Schalldämm-Maße des trennenden Bauteils nach Möglichkeit bereits die Wirkung der Übertragung über die Verbindungsstellen beinhalten. Dazu müssten demzufolge umfangreiche Messserien aufgelegt werden, die zusätzlich auch alle möglichen Bausituationen einschließen. Auch die Wirkung einzelner Stoßstellen wäre neu zu bewerten. Aus diesem Grunde wird es aller Voraussicht nach für zweischalige Wandkonstruktionen, wie diese beispielsweise bei Haustrennwänden angewendet werden, ein von der oben beschriebenen Herangehensweise abweichendes Verfahren geben. Das bewertete Bauschalldämm-Maß wird dabei nach folgender Beziehung ermittelt:

$$R'_{w,2} = R'_{w,1} + \Delta R_{w,Tr} - K \quad [20]$$

$R'_{w,2}$ bewertetes Schalldämm-Maß einer gleichschweren einschaligen Wand in dB;

$\Delta R_{w,Tr}$ Zuschlag für die Zweischaligkeit in Abhängigkeit von der Einbausituation in dB;

K Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Flankenübertragung.

Da in diesem Verfahren die Verwendung des Schalldämm-Maßes mit Flankenübertragung als Eingangswert erforderlich ist, wird der aus Gleichung 13 bekannte Zusammenhang zwischen der flächenbezogenen Masse und dem bewerteten Bau-Schalldämm-Maß verwendet. Die flächenbezogene Masse ergibt sich nach Addition der einzelnen flächenbezogenen Massen. Der Putz wird dabei als Zuschlag zur flächenbezogenen Masse der Einzelbauteile berück-

7541014/10787806875Biblio

sichtigt. Die Korrektur „K“ erfolgt in Abhängigkeit von der flächenbezogenen Masse einer Wandschale und der zugehörigen mittleren flächenbezogenen Masse der flankierenden Bauteile nach folgender Beziehung:

$$K = 0{,}6 + 5{,}5 \cdot \lg \left(\frac{m'_{\mathrm{Tr,1}}}{m'_{\mathrm{f,m}}} \right) \qquad [21]$$

$m'_{\mathrm{Tr,1}}$ mittlere flächenbezogene einer Schale in kg/m^2;

$m'_{\mathrm{f,m}}$ mittlere flächenbezogene Masse der Flankenbauteile.

Die in Gleichung 21 angegebene Beziehung gilt nur für den Fall, dass die mittlere flächenbezogenen Masse der Flankenbauteile gleich oder kleiner als die flächenbezogene Masse einer Schale des zweischaligen trennenden Bauteils ist. Trifft dies nicht zu, so ist der Korrekturwert zu null zu setzen.

Sind die Flankenbauteile mit biegeweichen Vorsatzschalen (Resonanzfrequenz < 125 Hz) verkleidet, werden sie bei der Berechnung der mittleren flächenbezogenen Masse der flankierenden Bauteile nicht berücksichtigt.

Mit Gleichung 21 sind Korrekturwerte von max. 5 dB zu erwarten. Die größten Korrekturwerte treten dann auf, wenn sehr schwere Schalen (z. B. Kalksandstein) auf sehr leichte Flanken treffen. In den meisten Praxisfällen wird aber mindestens eine Flanke aus Stahlbeton (Decke) mit heute üblichen Dicken von 18–20 cm bestehen, was selbst bei leichten Wandflanken zu einer max. Reduzierung von 2 dB führen wird. Unter der Annahme, dass das trennenden Bauteil selbst über ein hohes Schalldämm-Maß verfügt, wird sich diese Reduzierung bei der Auswahl der Konstruktionen kaum auswirken.

Wie bereits beschrieben, können gerade bei zweischaligen Wandkonstruktionen in der Praxis unterschiedliche Einbausituationen maßgebend werden. Basierend auf der Auswertung von Messergebnissen in ausgeführten Bauten kann dieser bauliche Einfluss mit einheitlichen Korrekturfaktoren eingegrenzt werden. Die **Tafeln B.4.10** und **B.4.11** enthalten die für $\Delta R_{\mathrm{w,Tr}}$ diskutierten Zuschläge, die Grundlage einer künftigen Nachweisführung werden könnten. Dabei wird differenziert zwischen unterkellerten und nicht unterkellerten Gebäuden.

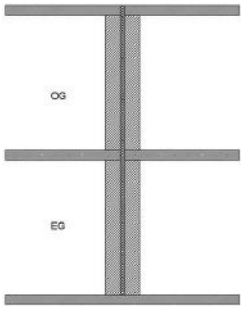
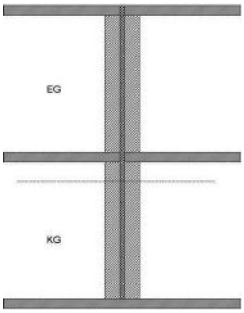
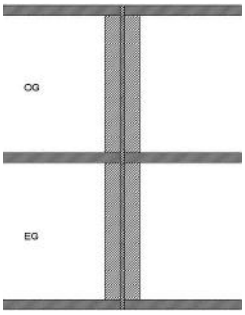
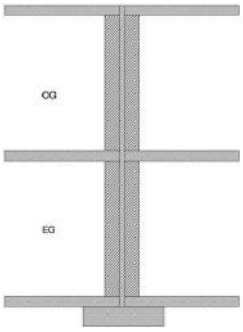
Die flächenbezogene Masse der Einzelschale sollte mind. 150 kg/m^2 betragen, darf aber bei einem Abstand der Wandschalen von 5 cm bis auf 100 kg/m^2 reduziert werden. Der Abstand der beiden Wandschalen sollte mindestens 3 cm (bei $\leq$ 150 kg/m^2 mind. 5 cm) betragen und mit Dämmstoff des Anwendungsgebietes WTH nach DIN 4108-10 gefüllt sein. Ab einem Flächengewicht der Einzelschale von $\geq$ 200 kg/m^2 darf auf das Einlegen einer Dämmung verzichtet werden. Wird die mindestens 5 cm breite Fuge vollflächig mit mineralischen Dämmstoff Typ WTH ausgefüllt, so darf bei einer getrennten Bodenplatte der Zuschlag um 2 dB erhöht werden. Für nicht getrennte Bodenplatten oder getrennte Bodenplatten auf einem gemeinsamen Fundament darf dieser Zuschlag erst ab dem nächsten Geschoss angewendet werden.

Messwerte in ausgeführten Bauten haben gezeigt, dass zweischalige Wände aus Porenbeton mit einer flächenbezogenen Masse der Einzelschale $\geq$ 200 kg/m^2 höhere Schalldämm-Maße aufweisen, als sich unter Anwendung der Zuschlagwerte nach **Tafel B.4.10** oder **B.4.11** ergäben. Für Wände dieser Konstruktionsart können zusätzlich 3 dB als Zuschlagswert angesetzt werden, bei durchlaufenden Bodenplatten oder getrennten Bodenplatte auf getrennten Fundamenten beträgt der Zuschlag auf die in **Tafel B.4.10** oder **B.4.11** genannten Werte 6 dB. Als maximaler Zuschlag für eine zweischalige Porenbetonwand der Rohdichteklasse 600 kg/m^2 mit einem Schalenabstand von 5 cm – vollflächig gefüllt mit mineralischem Dämmstoff WTH – kann insgesamt ein Wert von 14 dB verwendet werden.

Für Leichtbeton mit einer maximalen Steinrohdichte von 800 kg/m^3 können die Zuschlagswerte nach Tafel 1 und 2 um 2 dB erhöht werden.

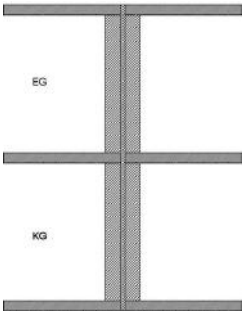
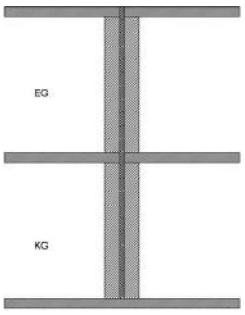
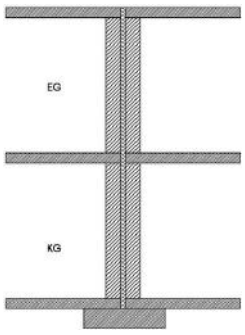
7541014/10787806875Biblio

Tafel B.4.10 Zuschlagswerte für unterkellerte Gebäude

Situation	Beschreibung	$\Delta R_{w,Tr}$ in dB
	Schalen sind vollständig getrennt	12
	Bodenplatte nicht getrennt Außenwände durch Trennfuge getrennt $m_{EF} \geq 575 \ \frac{kg}{m^2}$	6
	Schalen sind vollständig getrennt	9
	Bodenplatte nicht getrennt Außenwände nicht getrennt (weiße Wanne) $m_w \geq 575 \ \frac{kg}{m^2}$ $m_{EF} \geq 575 \ \frac{kg}{m^2}$	3
	Schalen sind vollständig getrennt	12
	Bodenplatte und Außenwand getrennt	9
	Schalen sind vollständig getrennt und mittlere flächenbezogenen Masse der Flankenbauteile ≥ 300 kg/m^2	12
	Bodenplatte getrennt auf gemeinsamen Fundament Außenwände getrennt	6

7541014/10787806875Biblio

Tafel B.4.11: Zuschlagswerte für nicht unterkellerte Gebäude

Situation	Beschreibung	$\Delta R_{w,Tr}$ in dB
	Schalen sind vollständig getrennt	12
	Bodenplatte nicht getrennt Außenwände durch Trennfuge getrennt $m_{EF} \geq 575 \ \frac{kg}{m^2}$	6
	Schalen sind vollständig getrennt	12
	Bodenplatte getrennt Außenwände getrennt	9
	Schalen sind vollständig getrennt	12
	Bodenplatte und Außenwand getrennt, gemeinsames Fundament	6

4.7.1 Eingangsdaten

Für die Berechnung der Luftschalldämmung zwischen zwei Räumen auf Basis des oben beschriebenen Verfahrens sind folgende Eingangsdaten erforderlich:

- das jeweilig bewertete Schalldämm-Maß R_w des beteiligten Bauteils (für alle Trennbauteile und Flanken);
- das Stoßstellendämm-Maß für alle Verbindungen der Flanken mit dem Trennbauteil;
- die Fläche des trennenden Bauteils und die Längen der Stoßstellen.

Das bewertete Schalldämm-Maß R_w – also ohne Berücksichtigung der Flankenübertragung – wurde für die üblichen Mauerwerksprodukte aus Prüfstandmessungen gewonnen. Da in Prüfständen hinsichtlich der Ableitung der Energie an den Rändern der Wand andere Verhältnisse als in Gebäuden anzutreffen sind, waren die Ergebnisse der Eignungsprüfung noch auf die üblichen Baubedingungen umzurechnen. Die für die Materialien ermittelten Schalldämm-Maße konnten für einen rechnerischen Ansatz in Beziehung zur flächenbezogenen Masse gebracht werden, sodass für die Prognose künftig materialabhängige Massenkurven zur Verfügung stehen. **Tafel B.4.12** beinhaltet die ermittelten Werte.

7541014/10787806875Biblio

Tafel B.4.12 Bewertetes Schalldämm-Maß $R_{w,R}$

Material	$R_{w,R}$ in dB	Bemerkungen
Kalksandstein, Beton, Betonsteine, Mauerziegel und Verfüllsteine	$R_{w,R} = 30{,}9 \cdot \lg\left(\frac{m'_{ges}}{m'_0}\right) - 22{,}2$	Gilt für eine flächenbezogene Masse von mind. 65 und < 750 kg/m²
Leichtbeton	$R_{w,R} = 30{,}9 \cdot \lg\left(\frac{m'_{ges}}{m'_0}\right) - 20{,}2$	Gilt für eine flächenbezogene Masse von mind. 140 und < 480 kg/m²
Porenbeton	$R_{w,R} = 32{,}6 \cdot \lg\left(\frac{m'_{ges}}{m'_0}\right) - 22{,}5$ $R_{w,R} = 26{,}1 \cdot \lg\left(\frac{m'_{ges}}{m'_0}\right) - 8{,}4$	Gilt für eine flächenbezogene Masse von mind. 50 und < 150 kg/m² Gilt für eine flächenbezogene Masse von mind. 150 und < 300 kg/m²

Als Bezugswert m'_0 ist für alle Massenkurven 1 kg/m² anzusetzen. Für Mauerwerk aus Lochsteinen konnte kein allgemeingültiger Zusammenhang zwischen der flächenbezogenen Masse und dem Schalldämm-Maß abgeleitet werden. Daraus folgend werden die Schalldämm-Maße von Lochsteinen künftig technischen Spezifikationen zu entnehmen sein, sprich: nationalen und europäischen Zulassungen.

Der Nachteil der auf die einzelnen Materialien zugeschnitten Massekurven besteht künftig vor allem darin, dass klare Festlegungen in der Planungsphase zu den zu verwendenden Materialien erforderlich werden. Genaugenommen war aber auch schon im Beiblatt 1 zu DIN 4109 diese Differenzierung vorgenommen worden, hierorts über Zuordnung von Boni für Materialien wie Leichtbeton mit Blähtonzuschlag und Porenbeton. Unter Einbeziehung der definierten Anwendungsgrenzen ergeben sich die in **Abb. B.4.6** eingetragenen Verläufe für das Schalldämm-Maß in Abhängigkeit von der flächenbezogenen Masse.

Ein Blick auf den Kurvenverlauf nach **Abb. B.4.6** macht einen etwas größeren Abstand zwischen Porenbeton und den anderen Massivbaustoffen deutlich, der aufgrund der Spezifik der Energieableitung besonders leichter Wände zu niedrigen flächenbezogenen Massen etwas abfällt. Im Mittel beträgt der Abstand über den gesamten interessierenden Bereich 2,74 dB und ist folglich etwas höher als der alte Bonuswert des Beiblatt 1 zur DIN 4109. Der Mittelwert der Abweichung zwischen Leichtbeton und Porenbeton liegt bei gleicher flächenbezogener Masse bei

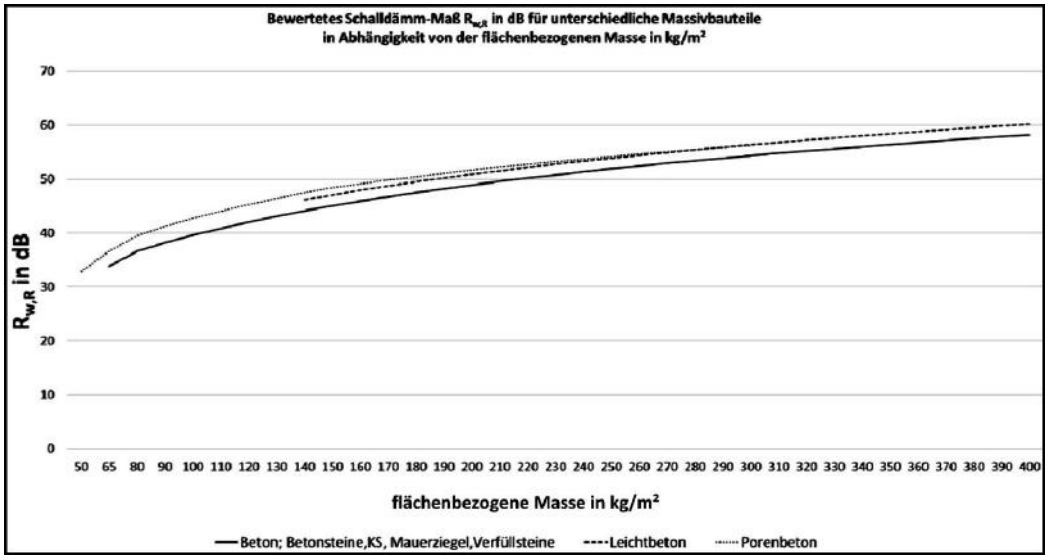


Abb. B.4.6 Verlauf des bewerteten Schalldämm-Maßes in Abhängigkeit vom verwendeten Material und von der flächenbezogenen Masse

7541014/10787806875Biblio

Tafel B.4.13 Ermittlung der maßgebenden Rohdichte von Mauerwerk

Mörtelart	Berechnung/Wert	Hinweis
Normalmörtel	$\rho_w = 900 \cdot RDK + 100$ RDK = Rohdichteklasse nach Festlegung in den Produktnormen	$2{,}2 \geq RDK \geq 0{,}35$
Leichtmörtel	$\rho_w = 900 \cdot RDK + 50$	$1{,}0 > RDK = 0{,}35$
Dünnbettmörtel	$\rho_w = 1000 \cdot RDK - 100$ $\rho_w = 1000 \cdot RDK - 50$ $\rho_w = 1000 \cdot RDK - 25$	$RDK > 1{,}0$ Klassenbreite RDK 100 kg/m^3 und $RDK \leq 1{,}0$ Klassenbreite RDK 50 kg/m^3 und $RDK \leq 1{,}0$
Beton bewehrt	$\rho_w = 2400$ kg/m^3	Bei besonders hohem Stahlanteil auch Einzelnachweis möglich.
Beton unbewehrt	$\rho_w = 2350$ kg/m^3	

0,6 dB. Für alle Materialien ergeben sich im Vergleich zum Rechenwert des bewerteten Bauschalldämm-Maßes $R'_{w,R}$ höhere Werte, was aber nicht zwangsläufig auch zu höheren Werten in der Prognose führt, da das Schalldämm-Maß nach **Tafel B.4.12** nur ein Ausgangswert einer Betrachtung aller Schallwege vom Sende- zum Empfangsraum darstellt. Der Einfluss der Verbindung zwischen den Bauteilen und der Schalllängsdämmung im Schalldämm-Maß ist hier noch nicht enthalten.

Die flächenbezogene Masse der Bauteile ist, wie bereits aus der heute gültigen DIN 4109 (1989) bekannt, aus der Multiplikation der maßgebenden Rohdichte mit der Dicke des Materials zu ermitteln. Das „Maßgebende" ergibt sich aus der Kombination aus Rohdichteklasse und verwendeter Mörtelart **Tafel B.4.13**.

Insbesondere bei Mauerwerk mit Dünnbettmörtel könnte es in der Planungsphase schwierig sein, die entsprechenden Klassenbreiten nach Norm zur Verfügung zu haben. In diesem Fall ist der ungünstigere Wert, also der Abzug von 50 kg/m^3 zu verwenden.

Bei Verfüllziegeln und Beton-Schalungssteinen sind die jeweiligen Anteile des Grundmaterials und des Verfüllmaterials zu berücksichtigen und aus diesen Anteilen ist ein Gesamtwert zu ermitteln.

Für Mauerwerk mit Putzschichten wird die flächenbezogene Masse des Putzes zur flächenbezogenen Masse des Mauerwerks addiert, die Berechnung des Schalldämm-Maßes erfolgt dann auf Basis der Massenkurve für das zum Einsatz kommende Mauerwerk. Sind keine Rohdichten der Putzschichten bekannt, so können vereinfachend die nachfolgenden Werte angesetzt werden:

- Gips- und Dünnlagenputze: 1000 kg/m^3
- Kalk- und Kalkzementputze: 1600 kg/m^3
- Leichtputze: 900 kg/m^3
- Wärmedämmputze: 250 kg/m^3

Im Allgemeinen ist der Einfluss des Putzes auf die flächenbezogene Masse des Mauerwerks gering, was die Vereinfachung der aufgeführten Annahmen rechtfertigt.

Die Stoßstellendämm-Maße werden vom Massenverhältnis der an der Verbindung, sprich: Stoßstelle, beteiligten Bauteile abgeleitet.

$$M = \lg\left(\frac{m'_0}{m'_i}\right) \qquad [22]$$

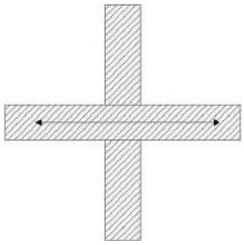
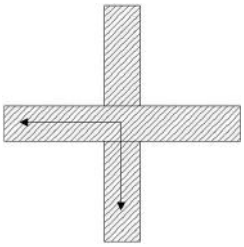
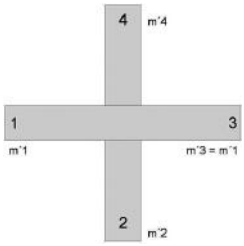
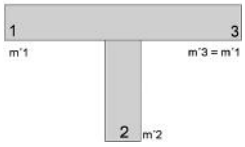
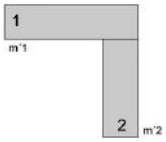
m'_0 flächenbezogene Masse des anderen die Stoßstelle bildenden Bauteils senkrecht dazu in kg/m^2;

m'_i flächenbezogene Masse des Bauteils i im Übertragungsweg ij in kg/m^2.

Die Stoßstellendämm-Maße für die in Gebäuden üblicherweise vorkommenden Bauteilverbindungen sind der **Tafel B.4.14** zu entnehmen.

7541014/10787806875Biblio

Tafel B.4.14 Stoßstellendämm-Maße für typische Verbindungsarten

$M = \lg\left(\frac{m'_0}{m'_i}\right)$	Übertragungsrichtung 	Übertragungsrichtung 
Kreuzstoß (X-Stoß) 	Für $M < 0{,}182$: $K_{13} = 8{,}7 + 17{,}1\,M + 5{,}7\,M^2$ Für $M \geq 0{,}182$ $K_{13} = 9{,}6 + 11\,M$	$K_{12} = 5{,}7 + 15{,}4\,M^2$
T-Stoß 	Für $M < 0{,}215$: $K_{13} = 5{,}7 + 14{,}1\,M + 5{,}7\,M^2$ Für $M \geq 0{,}215$ $K_{13} = 8 + 6{,}8\,M$	$K_{12} = 4{,}7 + 5{,}7\,M^2$
Eckstoß 	Nicht maßgebend	$K_{12} = 2{,}7 + 2{,}7\,M^2$

Die Art des Stoßes und die Richtung der Übertragung sind für alle beteiligten Stoßstellen (siehe auch Abb. B.4.5) festzulegen. Hohe Stoßstellendämm-Maße sind immer dann zu erwarten, wenn die Körperschallübertragung von leichten auf schwere Bauteile erfolgt. Stoßen leichte Flankenbauteile an schwere Trennbauteile, so sind auf dem geraden Übertragungsweg ebenfalls hohe Stoßstellendämm-Maße zu erwarten. Da es sich bei den Stoßstellendämm-Maßen aber um richtungsgemittelte Daten handelt, werden die Dämm-Maße beispielsweise auf dem Übertragungsweg von leicht auf schwer und von schwer auf leicht bei ein und derselben Stoßstelle gleich sein.

Unabhängig von der Berechnung der Stoßstellendämm-Maße nach Tafel B.4.14 sind keine Werte anzunehmen, die unterhalb des nach Gleichung 23 definierten Mindestwertes liegen.

$$k_{ij,min} = 10 \cdot \lg\left[l_{ij} l_0 \left(\frac{1}{5_1} + \frac{1}{5_1}\right)\right] \qquad [23]$$

l_{ij} gemeinsame Kopplungslänge zwischen den Bauteilen in m;

l_a Bezugslänge in m;

S_i Fläche des Bauteils im Senderaum in m^2;

S_l Fläche des Bauteils im Empfangsraum in m^2.

Des Öfteren werden massive Bauteile mit Vorsatzschalen versehen, um die Abstrahlung der Schallenergie weiter zu verringern. Als besonders positiv haben sich dabei Vorsatz-Konstruktionen herausgestellt, die über eine geringe Resonanzfrequenz verfügen, wie dies beispielsweise bei 10 bis 30 mm Gipsfaser-, Gipskarton oder Holzwolle-Leichtbauplatte der Fall ist. Werden diese in einem Abstand von 40 bis 80 mm von der massiven Wand und bei einer anzustrebenden Resonanzfrequenz von < 80 Hz ausgeführt, so können sich hohe sogenannten Luftschallverbesserungsmaße der trennenden oder der flankierenden Wände ergeben. Weitere Verbesserungen ergeben sich bei Schließung des Hohlraumes mit

7541014/10787806875Biblio

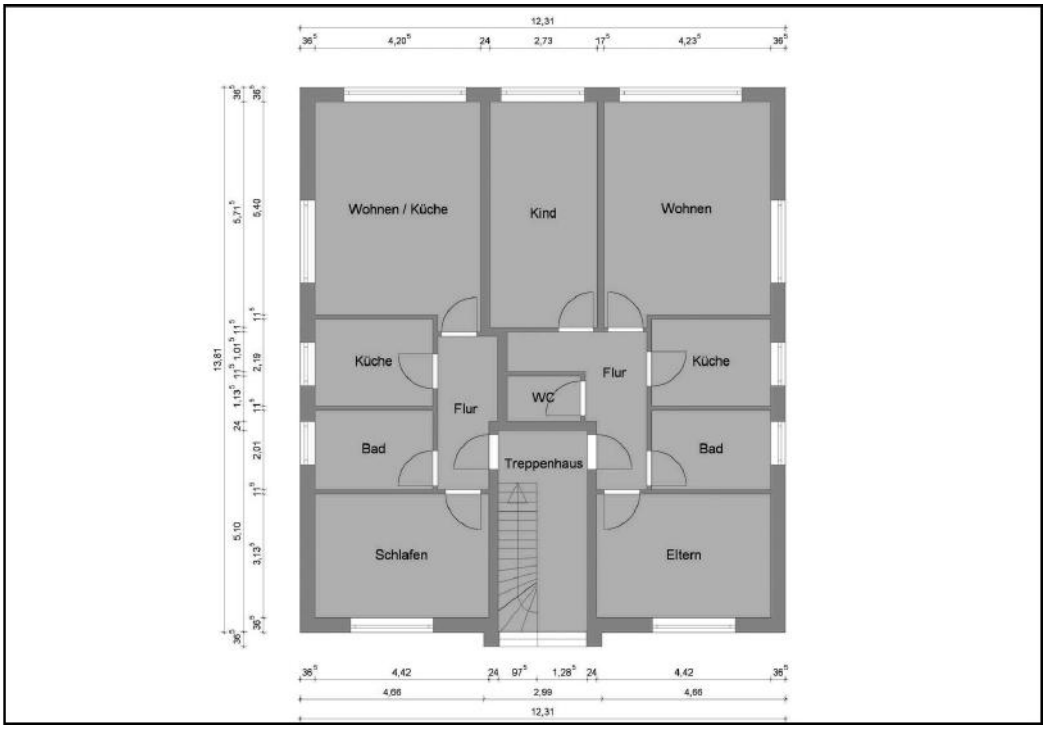


Abb. B.4.17 Nachgewiesene Raumgruppen

Dämmstoffen geringer dynamischer Steife und bei Verzicht auf ein Verbinden der beiden Schalen. Auch schwimmende Estriche sind in akustischem Sinne als Vorsatzschalen zu betrachten.

Werden Vorsatzschalen auf dem trennenden Bauteil (also Weg D_d nach Abb. B.4.5) angebracht, so kann das sich ergebende Verbesserungsmaß der Luftschalldämmung direkt zum Schalldämm-Maß addiert werden. Ist hierbei sowohl im Senderaum als auch im Empfangsraum eine solche Vorsatzschale vorhanden, ergibt sich das Verbesserungsmaß aus der Summation des Luftschall-Verbesserungsmaßes einer Vorsatzkonstruktion und der Hälfte der anderen im Empfangs-/Senderaum. Halbiert wird jeweils der Wert mit dem geringsten Luftschall-Verbesserungsmaß. Gleiches Vorgehen gilt für die Betrachtung der Schalllängsleitung über jeden Flankenübertragungsweg.

Gemäß DIN EN 12354 kann für Wohnbauten mit üblicherweise zu erwartenden bewerteten Schalldämm-Maßen von 20 dB ≤ Rw ≤ 60 dB das Verbesserungsmaß in Abhängigkeit vom Flächengewicht der Schichten und der dynamischen Steifigkeit der verwendeten Dämmschicht grob abgeschätzt werden, wenn keine genaueren Messwerte zur Verfügung stehen. In **Tafel B.4.15** sind für unterschiedliche dynamische Steifigkeiten der Dämmschicht eines schwimmenden Estrichs üblicher Ausführung diese Verbesserungsmaße aufgeführt.

Tafel B.4.15 Luftschallverbesserungsmaße schwimmender Estriche üblicher Ausführung

Dynamische Steifigkeit der Dämmschicht in MN/m^3	ΔR_w in dB
0	0
10	6
15	5
20	4
25	3
30	2
35	1
40	1
45	1
50	1

4.7.2 Berechnungsbeispiele

Berechnet werden soll das bewertete Bau-Schalldämm-Maß für eine Wohnungstrennwand, eine Wohnungstrenndecke und eine zweischalige Haustrennwand. Als Wohnungstrennwand wird die 24 cm-Wand

7541014/10787806875Biblio

zwischen Wohnen und Kind (siehe **Abb. B.4.17**) ausgewählt, als Wohnungstrenndecke wird die zwischen den übereinander liegenden Wohnräumen (Raum Wohnen/Küche) nachgewiesen. Eine Übersicht der wichtigen Eingangsdaten enthält **Tafel B.4.16**.

Tafel B.4.16 Eingangsparameter für die Berechnung

Eingangsparameter/ Bauteil	Ausführung
Außenwand	36,5 cm Porenbeton, Rohdichteklasse 0,35, innen mit 10 mm Gips-, außen mit 15 mm Leichtputz (Putzzuschlag = 0,01 · 1000 + 0,015 · 900 = 23 kg/m^2; gewählt: 20 kg/m^2)
Wohnungstrennwand	24 cm Kalksandstein, Rohdichteklasse 2,0, Putz beidseitig 10 mm Gipsputz (Putzzuschlag = 20 kg/m^2)
Innenwand 11,5 cm	11,5cm Porenbeton, Rohdichteklasse 0,6, Putz beidseitig 10 mm Gipsputz (Putzzuschlag = 20 kg/m^2)
Wohnungstrenndecke	20 cm Stahlbeton mit schwimmendem Estrich, Steifigkeit der Dämmschicht 20 MN/m^3

Für die Ermittlung des bewerteten Bau-Schalldämm-Maßes ist es zunächst zweitrangig, welcher der Räume als Sende- und welcher als Empfangsraum fungiert.

4.7.2.1 Berechnung des bewerteten Bau-Schalldämm-Maßes der Wohnungstrennwand:

Die Schallübertragung zwischen dem Raum Wohnen und dem Raum Kind erfolgt auf dem direkten Weg Dd (Wohnungstrennwand), der Wohnungstrenndecke oben (Flanke 1), der Wohnungstrenndecke unten (Flanke 2), der Außenwand (Flanke 3) und der Innenwand (Flanke 4). Für die Flanke 2 ist jeweils im Senderaum und im Empfangsraum ein schwimmender Estrich vorhanden, der bei der Schallübertragung auf den Flankenwegen zu berücksichtigen ist.

Die Wohnungstrennwand ist an die Außenwand und die Innenwände mittels Stumpfstoß angebunden. Unter Einbeziehung der **Tafel B.4.14** ergeben sich für die Anschlusssituation Wohnungstrennwand – Außenwand ein T-Stoß und für alle anderen Situation der ungleich steifere Kreuzstoß.

Die Ergebnisse der berechneten Schalldämm-Maße (direkte Schallübertragung sowie Übertragung über Flanken) und der Stoßstellendämm-Maße sind der **Tafel B.4.19** zu entnehmen. Unter der vorhandenen Wand-Raum-Decke Konfiguration ergibt sich demnach ein bewertetes Bauschalldämm-Maß von 56,7 dB. Dieser Rechenwert enthält noch keine Sicherheitsabschläge, die für den Massivbau in einem Bereich zwischen 1,4 und 2 dB liegen könnten. Legt man die 2 dB zugrunde, so ergäbe sich ein Wert von 54,7 dB. Im Vergleich zum heute gültigen Beiblatt 1 zu DIN 4109, mit welchem ein bewertetes Schalldämm-Maß von 53,97 dB (nach Abzug von 1 dB für den Einfluss der leichten Flankenbauteile) errechnet werden kann, ergäben sich kaum Unterschiede, zumal auch die Rundungsregeln für das neue Verfahren noch nicht feststehen.

7541014/10787806875Biblio

Tafel B.4.19 Berechnung des bewerteten Bau-Schalldämm-Maßes für die Wohnungstrennwand

Vorhaben	Beispielberechnung
Trennbauteil	Wohnungstrennwand
Senderaum	EG Wohnen
Empfangsraum	EG Kind

Volumen im Empfangsraum:

l = 5,72 m	b = 2,73 m	h = 2,50 m	V = 39,0 m^3

Eingangsdaten:

Angabe	Wert	Einheit	Quelle, Bemerkung	s'
S_s	14,3	m^2		
$\Delta R_{D,w}$	0,0	dB	ohne	
$\Delta R_{d,w}$	0,0	dB	ohne	
$\Delta R_{F=1,w}$	0,0	dB	ohne	
$\Delta R_{f=1,w}$	0,0	dB	ohne	
$\Delta R_{F=2,w}$	4,0	dB	Schwimmender Estrich auf Trittschalldämmung (pauschal gem. Anhang D zu EN 12354)	20 MN/m^3
$\Delta R_{f=2,w}$	4,0	dB	Schwimmender Estrich auf Trittschalldämmung (pauschal gem. Anhang D zu EN 12354)	20 MN/m^3
$\Delta R_{F=3,w}$	0,0	dB	ohne	
$\Delta R_{f=3,w}$	0,0	dB	ohne	
$\Delta R_{F=4,w}$	0,0	dB	ohne	
$\Delta R_{f=4,w}$	0,0	dB	ohne	

		Funktion, Beschaffenheit	Dicke [m]	ρ_R [kg/m^2]	m'_{Putz} [kg/m^2]	m'_{ges} [kg/m^2]	Material	Steinart	R_w [dB]	Quelle, Bemerkung
s		WTW	0,240	1900	20	476	KS	KS 2,0	60,5	Massekurve Stb/KS R_w = 30,9 · log m′ – 22,2
1	F	Decke	0,200	2400	0	480	Stb	Stb	60,7	Massekurve Stb/KS R_w = 30,9 · log m′ – 22,2
	f	Decke	0,200	2400	0	480	Stb	Stb	60,7	Massekurve Stb/KS R_w = 30,9 · log m′ – 22,2
2	F	Fußboden	0,200	2400	0	480	Stb	Stb	60,7	Massekurve Stb/KS R_w = 30,9 · log m′ – 22,2
	f	Fußboden	0,200	2400	0	480	Stb	Stb	60,7	Massekurve Stb/KS R_w = 30,9 · log m′ – 22,2
3	F	AW 2	0,365	325	20	139	Pb	P2/0,35	47,3	Massekurve Pb R_w = 32,6 · log m′ – 22,5
	f	AW 2	0,365	325	20	139	Pb	P2/0,35	47,3	Massekurve Pb R_w = 32,6 · log m′ – 22,5
4	F	IW 1	0,115	575	20	86	Pb	P4/0,60	40,6	Massekurve Pb R_w = 32,6 · log m′ – 22,5
	f	IW 1	0,115	575	20	86	Pb	P4/0,60	40,6	Massekurve Pb R_w = 32,6 · log m′ – 22,5

7541014/10787806875Biblio

	Stoßart, Lage		Kantenlänge [m]	Weg	M (E.2) [–]	K [dB]	Quelle, Bemerkung
1	X-Stoß	deo – Decke	5,72	1d	–0,004	5,7	$5,7 + 15,4*M^2$
				D1	0,004	5,7	wie oben
				11	–0,004	8,6	$8,7 + 17,1*M + 5,7*M^2$
2	X-Stoß	deu – Fußboden	5,72	2d	–0,004	5,7	$5,7 + 15,4*M^2$
				D2	0,004	5,7	wie oben
				22	–0,004	8,6	$8,7 + 17,1*M^2 + 5,7*M^2$
3	T-Stoß	AW – AW 2	2,50	3d	0,536	6,3	$4,7 + 5,7*M^2$
				D3	-0,536	6,3	wie oben
				33	0,536	11,6	8,0 + 6,8*M
4	X-Stoß	IW – IW WZ	2,50	4d	0,742	14,2	$5,7 + 15,4*M^2$
				D4	–0,742	14,2	wie oben
				44	0,742	17,8	9,6 + 11,0*M

Berechnung:

$R_{Dd,w}$	$= R_{s,w} + \Delta R_{Dd,w}$		
$R_{Dd,w}$	= 60,5 dB + 0 dB	=	60,5 dB
$R_{ij,w}$	$= R_{i,w}/2 + R_{j,w}/2 + \Delta R_{ij,w} + K_{ij} + 10\lg(S_s/(1 * l_f))$	=	$R_{ij,w}$
$R_{1d,w}$	= 60,7 dB/2 + 60,5 dB/2 + 0,0 dB + 5,7 dB + 10lg (14,3 m^2/(1 m * 5,7 m))	=	70,3 dB
$R_{D1,w}$	= 60,5 dB/2 + 60,7 dB/2 + 0,0 dB + 5,7 dB + 10lg (14,3 m^2/(1 m * 5,7 m))	=	70,3 dB
$R_{11,w}$	= 60,7 dB/2 + 60,7 dB/2 + 0,0 dB + 8,6 dB + 10lg (14,3 m^2/(1 m * 5,7 m))	=	73,3 dB
$R_{2d,w}$	= 60,7 dB/2 + 60,5 dB/2 + 0,0 dB + 5,7 dB + 10lg (14,3 m^2/(1 m * 5,7 m))	=	74,3 dB
$R_{D2,w}$	= 60,5 dB/2 + 60,7 dB/2 + 0,0 dB + 5,7 dB + 10lg (14,3 m^2/(1 m * 5,7 m))	=	74,3 dB
$R_{22,w}$	= 60,7 dB/2 + 60,7 dB/2 + 0,0 dB + 8,6 dB + 10lg (14,3 m^2/(1 m * 5,7 m))	=	79,3 dB
$R_{3d,w}$	= 47,3 dB/2 + 60,5 dB/2 + 0,0 dB + 6,3 dB + 10lg (14,3 m^2/(1 m * 2,5 m))	=	67,8 dB
$R_{D3,w}$	= 60,5 dB/2 + 47,3 dB/2 + 0,0 dB + 6,3 dB + 10lg (14,3 m^2/(1 m * 2,5 m))	=	67,8 dB
Rl33,w	= 47,3 dB/2 + 47,3 dB/2 + 0,0 dB + 11,6 dB + 10lg (14,3 m^2/(1 m * 2,5 m))	=	66,5 dB
$R_{4d,w}$	= 40,6 dB/2 + 60,5 dB/2 + 0,0 dB + 14,2 dB + 10lg (14,3 m^2/(1 m * 2,5 m))	=	72,3 dB
$R_{D4,w}$	= 60,5 dB/2 + 40,6 dB/2 + 0,0 dB + 14,2 dB + 10lg (14,3 m^2/(1 m * 2,5 m))	=	72,3 dB
$R_{44,w}$	= 40,6 dB/2 + 40,6 dB/2 + 0,0 dB + 17,8 dB + 10lg (14,3 m^2/(1 m * 2,5 m))	=	65,9 dB
		R'_w =	56,7 dB

4.7.2.2 Berechnung des bewerteten Bau-Schalldämm-Maßes der Wohnungstrenndecke:

Die Schallübertragung zwischen dem Raum Wohnen EG und dem Raum Wohnen OG erfolgt auf dem direkten Weg D_d (Wohnungstrenndecke), der Wohnungstrennwand (Flanke 1), der Außenwand (Flanke 2 und 3) und der Innenwand (Flanke 4). Die Wohnungstrenndecke verfügt über einen schwimmenden Estrich, der bei der Schallübertragung auf den Flankenwegen zu berücksichtigen ist.

Die Ergebnisse der berechneten Schalldämm-Maße (direkte Schallübertragung sowie Übertragung über Flanken) und der Stoßstellendämm-Maße sind der **Tafel B.4.20** zu entnehmen. Mit der vorhandenen Wand-Raum-Decken Konfiguration ergibt sich demnach ein bewertetes Bauschalldämm-Maß von 57,2 dB. Dieser Rechenwert enthält noch keine Sicherheitsabschläge, die für den Massivbau in einem Bereich zwischen 1,4 und 2 dB liegen könnten. Legt man die 2 dB zugrunde, so ergäbe sich ein Wert von 55,2 dB. Im Vergleich zum heute gültigen Beiblatt 1 zur DIN 4109 [1989], mit welchem ein bewertetes Schalldämm-Maß von ca. 57 dB (nach Abzug von 1,5 dB für den Einfluss der leichten Flankenbauteile) errechnet werden kann, ergäben sich auch in der berechneten Schalldämmung schon deutlich größere Unterschiede als bei der Berechnung der Wohnungstrennwand.

7541014/10787806875Biblio

Tafel B.4.20 Berechnung des bewerteten Bau-Schalldämm-Maßes für die Wohnungstrenndecke

Vorhaben	Beispielberechnung
Trennbauteil	Wohnungstrenndecke mit schwimmenden Estrich
Senderaum	EG Wohnen
Empfangsraum	OG Wohnen

Volumen im Empfangsraum:

l = 5,40 m	b = 4,21 m	h = 2,50 m	V = 56,8 m^3

Eingangsdaten:

Angabe	Wert	Einheit	Quelle, Bemerkung	s'
S_s	22,7	m^2		
$\Delta R_{D,w}$	4,0	dB	Schwimmender Estrich auf Trittschalldämmung (pauschal gem. Anhang D zu EN 12354)	20 MN/m^3
$\Delta R_{d,w}$	0,0	dB	ohne	
$\Delta R_{F=1,w}$	0,0	dB	ohne	
$\Delta R_{f=1,w}$	0,0	dB	ohne	
$\Delta R_{F=2,w}$	0,0	dB	ohne	
$\Delta R_{f=2,w}$	0,0	dB	ohne	
$\Delta R_{F=3,w}$	0,0	dB	ohne	
$\Delta R_{f=3,w}$	0,0	dB	ohne	
$\Delta R_{F=4,w}$	0,0	dB	ohne	
$\Delta R_{f=4,w}$	0,0	dB	ohne	

		Funktion, Beschaffenheit	Dicke [m]	ρ_R [kg/m^2]	m'_{Putz} [kg/m^2]	m'_{ges} [kg/m^2]	Material	Steinart	R_w [dB]	Quelle, Bemerkung
s		WTD	0,200	2400	0	480	Stb	Stb	60,7	Massekurve Stb/KS R_w = 30,9 · log m′ – 22,2
1	F	WTW	0,240	2400	0	456	KS	KS 2,0	60,0	Massekurve Stb/KS R_w = 30,9 · log m′ – 22,2
	f	WTW	0,240	2400	0	456	KS	KS 2,0	60,0	Massekurve Stb/KS R_w = 30,9 · log m′ – 22,2
2	F	AW 2	0,365	325	20	139	Pb	P2/0,35	47,3	Massekurve Pb R_w = 32,6 · log m′ – 22,5
	f	AW 2	0,365	325	20	139	Pb	P2/0,35	47,3	Massekurve Pb R_w = 32,6 · log m′ – 22,5
3	F	AW 2	0,365	325	20	139	Pb	P2/0,35	47,3	Massekurve Pb R_w = 32,6 · log m′ – 22,5
	f	AW 2	0,365	325	20	139	Pb	P2/0,35	47,3	Massekurve Pb R_w = 32,6 · log m′ – 22,5
4	F	IW 1	0,115	575	20	86	Pb	P4/0,60	40,6	Massekurve Pb R_w = 32,6 · log m′ – 22,5
	f	IW 1	0,115	575	20	86	Pb	P4/0,60	40,6	Massekurve Pb R_w = 32,6 · log m′ – 22,5

7541014/10787806875Biblio

	Stoßart, Lage		Kantenlänge [m]	Weg	M (E.2) [–]	K [dB]	Quelle, Bemerkung
1	X-Stoß	WTW – WTW	5,72	1d	–0,022	5,7	$5{,}7 + 15{,}4 \cdot M^2$
				D1	0,022	5,7	wie oben
				11	–0,022	9,1	$8{,}7 + 17{,}1*M + 5{,}7 \cdot M^2$
2	T-Stoß	AW – AW 1	5,40	2d	–0,539	6,4	$4{,}7 + 5{,}7 \cdot M^2$
				D2	0,539	6,4	wie oben
				22	–0,539	11,7	$8{,}7 + 6{,}8 \cdot M$
3	T-Stoß	AW – AW 2	4,21	3d	0,539	6,4	$4{,}7 + 5{,}7 \cdot M^2$
				D3	–0,539	6,4	wie oben
				33	0,539	11,7	$8{,}0 + 6{,}8 \cdot M$
4	X-Stoß	IW – IW WZ	4,21	4d	0,746	14,3	$5{,}7 + 15{,}4 \cdot M^2$
				D4	–0,746	14,3	wie oben
				44	0,746	17,8	$9{,}6 + 11{,}0 \cdot M$

Berechnung:

$R_{Dd,w}$	$= R_{s,w} + \Delta R_{Dd,w}$		
$R_{Dd,w}$	$= 60{,}7\ dB + 4\ dB$	$=$	$64{,}7\ dB$
$R_{ij,w}$	$= R_{i,w}/2 + R_{j,w}/2 + \Delta R_{ij,w} + K_{ij} + 10lg\,(S_s/(1 * lf))$	$=$	$R_{ij,w}$
$R_{1d,w}$	$= 60{,}0\ dB/2 + 60{,}7\ dB/2 + 0{,}0\ dB + 5{,}7\ dB + 10lg\,(22{,}7\ m^2/(1\ m * 5{,}7\ m))$	$=$	$72{,}0\ dB$
$R_{D1,w}$	$= 60{,}7\ dB/2 + 60{,}0\ dB/2 + 4{,}0\ dB + 5{,}7\ dB + 10lg\,(22{,}7\ m^2/(1\ m * 5{,}7\ m))$	$=$	$76{,}0\ dB$
$R_{11,w}$	$= 60{,}0\ dB/2 + 60{,}0\ dB/2 + 0{,}0\ dB + 9{,}1\ dB + 10lg\,(22{,}7\ m^2/(1\ m * 5{,}7\ m))$	$=$	$75{,}0\ dB$
$R_{2d,w}$	$= 47{,}3\ dB/2 + 60{,}7\ dB/2 + 0{,}0\ dB + 6{,}4\ dB + 10lg\,(22{,}7\ m^2/(1\ m * 5{,}4\ m))$	$=$	$66{,}6\ dB$
$R_{D2,w}$	$= 60{,}7\ dB/2 + 47{,}3\ dB/2 + 4{,}0\ dB + 6{,}4\ dB + 10lg\,(22{,}7\ m^2/(1\ m * 5{,}4\ m))$	$=$	$70{,}6\ dB$
$R_{22,w}$	$= 47{,}3\ dB/2 + 47{,}3\ dB/2 + 0{,}0\ dB + 11{,}7\ dB + 10lg\,(22{,}7\ m^2/(1\ m * 5{,}4\ m))$	$=$	$65{,}2\ dB$
$R_{3d,w}$	$= 47{,}3\ dB/2 + 60{,}7\ dB/2 + 0{,}0\ dB + 6{,}4\ dB + 10lg\,(22{,}7\ m^2/(1\ m * 4{,}2\ m))$	$=$	$67{,}7\ dB$
$R_{D3,w}$	$= 60{,}7\ dB/2 + 47{,}3\ dB/2 + 4{,}0\ dB + 6{,}4\ dB + 10lg\,(22{,}7\ m^2/(1\ m * 4{,}2\ m))$	$=$	$71{,}7\ dB$
$R_{33,w}$	$= 47{,}3\ dB/2 + 47{,}3\ dB/2 + 0{,}0\ dB + 11{,}7\ dB + 10lg\,(22{,}7\ m^2/(1\ m * 4{,}2\ m))$	$=$	$66{,}3\ dB$
$R_{4d,w}$	$= 40{,}6\ dB/2 + 60{,}7\ dB/2 + 0{,}0\ dB + 14{,}3\ dB + 10lg\,(22{,}7\ m^2/(1\ m * 4{,}2\ m))$	$=$	$72{,}2\ dB$
$R_{D4,w}$	$= 60{,}7\ dB/2 + 40{,}6\ dB/2 + 4{,}0\ dB + 14{,}3\ dB + 10lg\,(22{,}7\ m^2/(1\ m * 4{,}2\ m))$	$=$	$76{,}2\ dB$
$R_{44,w}$	$= 40{,}6\ dB/2 + 40{,}6\ dB/2 + 0{,}0\ dB + 17{,}8\ dB + 10lg\,(22{,}7\ m^2/(1\ m * 4{,}2\ m))$	$=$	$65{,}7\ dB$
		R'_w $=$	$57{,}2\ dB$

4.7.2.3 Berechnung des bewerteten Bau-Schalldämm-Maßes einer Haustrennwand:

Für die Berechnung der zweischaligen Haustrennwand eines Reihenhauses werden zwei unterschiedliche Konstruktionen ausgewählt und berechnet. Die Lage der Wände ist aus **Abb. B.4.7** zu entnehmen. Es handelt sich um ein nicht unterkellertes Gebäude, die Bodenplatte ist nicht getrennt.

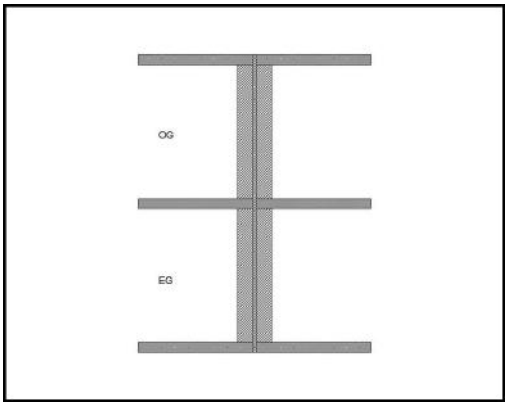


Abb. B.4.7 Lage der Haustrennwand im Gebäude

Die für die Berechnung erforderlichen Eingangsdaten enthält **Tafel B.4.21**.

7541014/10787806875Biblio

Tafel B.4.21 Eingangsdaten für die Berechnung der zweischaligen Haustrennwand

Parameter	Konstruktion 1	Konstruktion 2
Material	Porenbeton d = 17,5 cm	Kalksandstein d = 17,5 cm
Rohdichteklasse in kg/m^3	600	2000
Mörtelart	Dünnbettmörtel	Dünnbettmörtel
Putz	10 mm Gipsputz	10 mm Gipsputz
Fugendicke	50 mm	30 mm
Füllung	Mit Mineralfaser Anwendungsgebiet WTH nach DIN 4108-10	Luft
Dicke der Bodenplatte	25 cm C 20/25	25 cm C 20/25
Flanke 1 AW	36,5 cm Porenbeton mit Rohdichte 350 kg/m^3	17,5 cm KS in Rohdichteklasse 1600 kg/m^3
Flanke 2	Innenwand Porenbeton 11,5 cm Rohdichteklasse 600 kg/m^3	Innenwand Porenbeton 11,5 cm Rohdichteklasse 1800 kg/m^3
Flanke 3	Decke 18 cm C 20/25	Decke 18 cm C 20/25

Die Berechnung des bewerteten Bauschalldämm-Maßes R'_w erfolgt auf Basis der Gleichung 20 in Verbindung mit den Zuschlagswerten nach **Tafel B.4.11** und dem Flankenkorrekturwert nach Gleichung 21. Der Nachweis wird beispielhaft für die Anordnung der Haustrennwand und der flankierenden Bauteile für das Erdgeschoss geführt. Zwar ergeben sich in den Obergeschossen von Reihenhäusern in der Regel höhere Zuschlagswerte nach **Tafel B.4.11**, zu beachten ist jedoch, dass hierorts die Wand an die Dachkonstruktion anschließt und der Einfluss der flankierenden Bauteile – insbesondere bei sehr schweren Trennwänden – steigt.

Tafel B.4.22 Berechnung des R'_w für die zweischaligen Haustrennwände im EG

Größe	Konstruktion 1	Konstruktion 2
Flächenbezogene Masse	$m' = 2 \cdot 0{,}175 \cdot 575 + 20 = 221{,}25$ kg/m^2	$m' = 2 \cdot 0{,}175 \cdot 1900 + 20 = 685$ kg/m^2
Bewertetes Bauschalldämm-Maß	$= 28 \cdot \log 221{,}25 - 20$ 45,65 dB	$= 28 \cdot \log 685 - 20$ 59,39 dB
Zuschlag nach **Tafel B.4.11**	14 dB (da Abstand der Wandschalen 50 mm und Rohdichteklasse 600 kg/m^3)	6 dB
Korrekturwert Flanken	Mittlere flächenbezogene Masse der Flanken: $m'_{mittel} = 1/3 \cdot (0{,}365 \cdot 325 + 0{,}115 \cdot 575 + 0{,}18 \cdot 2400) = 205{,}58$ kg/m^2 $K = 0{,}6 + 5{,}5 \cdot \log (110{,}625/205{,}58)$ $= -0{,}88$ dB Wert ist zu null zu setzen, da $m'_{mittel} > m'_{Tr}$ ist.	Mittlere flächenbezogene Masse der Flanken: $m'_{mittel} = 1/3 \cdot (0{,}175 \cdot 1500 + 0{,}115 \cdot 1700 + 0{,}18 \cdot 2400) = 296{,}66$ kg/m^2 $K = 0{,}6 + 5{,}5 \cdot \log (342{,}5/296{,}66) = 0{,}94$ dB
R'_w Trennwand	$R'_w = 45{,}56 + 14 - 0 = 59$ dB	$R'_w = 59{,}39 + 6 - 1 = 64$ dB

7541014/10787806875Biblio

5 Konstruktionsdetails unter besonderer Berücksichtigung bauphysikalischer Anforderungen

Vorbemerkungen

Die nachfolgenden Detaillösungen dienen als Prinzipdarstellung zur konstruktiven Berücksichtigung der heute an Mauerwerk gestellten bauphysikalischen Anforderungen. Aufgrund der Vielfalt vorhandener Mauersteine und der großen Anzahl möglicher Baukonstruktionen können in den Details jeweils nur Bereiche angegeben werden, in denen sich die unter Nutzung des Konstruktionsprinzips erreichbaren bauphysikalischen Kennwerte bewegen. Im Folgenden werden Hinweise gegeben, die grundsätzlich auf alle Details anzuwenden sind.

Allgemeines

- Da es sich um Konstruktionsprinzipien handelt, wird auf eine Vermaßung der einzelnen Konstruktionen verzichtet.
- Hinweise zu Wanddicken sind den jeweiligen Kommentaren zu den Detaillösungen zu entnehmen.
- Werden für das zweischalige Mauerwerk Luftschichtanker nach bauaufsichtlicher Zulassung verwendet, so ist der hier aufgeführte Mindest- und Maximalabstand zwischen Innenschale und Außenschale zu beachten.

Nachweis der Dampfdiffusion (Tauwasserbildung) nach DIN E 4108-3

- Die Mauerwerksaufbauten wurden generell unter Anwendung des Abschnittes B 2.2 überprüft (kein Nachweis erforderlich).
- Weicht die Konstruktion von den Grundlagen nach Abschnitt B 2.2 ab, so wird ein Nachweis empfohlen, der auch unter Anwendung von instationären Programmen erfolgen kann. Ein Hinweis darauf befindet sich in der Tabelle zu dem jeweils betroffenen Detail.
- Angrenzende Bauteile (wie zum Beispiel Dachkonstruktionen) sind nicht nach DIN E 4108-3 nachgewiesen, es ist jedoch davon auszugehen, dass ein solcher Nachweis problemlos erbracht werden kann.

Nachweis des Wärmeschutzes

- Die Berechnung des *U*-Wertes für das Mauerwerk erfolgte nach DIN EN 6946 mit den heute zur Verfügung stehenden Bemessungswerten der Wärmeleitfähigkeit [0,08 – 1,1 W/(m · K)]. Auf die Angabe eines *U*-Wertes für die Dachkonstruktionen wurde aus Gründen einer Wahrung der Übersichtlichkeit verzichtet.
- Für einschaliges Mauerwerk wird ein Bereich für die Bemessungswerte der Wärmeleitfähigkeit von 0,08 bis 0,21 W/(m · K) verwendet. Für die einschalige 24 cm dicke Wand ist der Bemessungswert auf max. 0,14 W/(m · K), bei d = 30 cm auf max. 0,18W/(m · K) begrenzt (siehe DIN 4108 Beiblatt 2).
- Putzschichten sind aufgrund ihres geringen Einflusses auf den *U*-Wert nicht berücksichtigt
- Die Konstruktionsprinzipien nach Beiblatt 2 zu DIN 4108 (Wärmebrücken) sind in allen Details berücksichtigt, soweit das Beiblatt entsprechende Prinzipien zur Verfügung stellt.
- Der Mindestwärmeschutz nach DIN 4108-2 (siehe Abschnitt B 3.3) kann für alle dargestellten Konstruktionslösungen erbracht werden.

Nachweis des baulichen Brandschutzes (Feuerwiderstandsklassen)

- Die Einstufung erfolgt nach DIN EN 1996-1-2 NA für die hierorts gelisteten Normsteine.
- Da die Einstufung in eine Feuerwiderstandsklasse vom Ausnutzungsgrad und der Art des Mauerwerks abhängt, ist jeweils eine untere und obere Einstufung der Feuerwiderstandsdauer angegeben.
- Für Mauersteine mit bauaufsichtlicher Zulassung ist die Feuerwiderstandsklasse dieser Zulassung zu entnehmen.

Berechnung des bewerteten Schalldämm-Maßes $R'_{w,R}$

- Die Berechnung von $R'_{w,R}$ erfolgte nach DIN 4109 (Ausgabe 1989) und den dazugehörigen Beiblättern.
- $R'_{w,R}$ ist ermittelt worden für eine mittlere flächenbezogene Masse der flankierenden Bauteile von $m'_{mittel} \geq 300\ kg/m^2$.
- Als flächenbezogene Masse des Putzes sind $10 kg/m^2$ je Putzlage inbegriffen.
- Es werden keine resultierenden Schalldämm-Maße (z. B. zwischen Wand und Fenster) ausgewiesen, da diese vom konkret vorliegenden Flächenanteil abhängen.
- Das Schalldämm-Maß für zweischalige Haustrennwände ist nur unter Einhaltung der in Abschnitt B 4.3.2 dargelegten Randbedingungen gültig.

Bauwerksabdichtung nach DIN 18195

- Alle Konstruktionen sind unter der Maßgabe dargestellt, dass auf die Kellerwände max. Kapillarwasser, Haftwasser und Sickerwasser einwirkt.

7541014/10787806875Biblio

Nach DIN 18195-1 handelt es sich demnach um Bodenfeuchte und nichtstauendes bzw. aufstauendes Sickerwasser.

- Bei Anordnung einer Dränage ist DIN 4095 zu beachten, in einigen Details sind Dränagen angedeutet. Hierbei handelt es sich um Dränagen mit Dränelementen.
- Soweit es die Größe der Darstellung erlaubt, sind alle notwendigen Abdichtungsmaßnahmen in den Details enthalten. Aufgrund der enormen Variationsmöglichkeiten werden die zur Verfügung stehenden Abdichtungsstoffe nicht weiter benannt. Es ist generell DIN 18195-2 bzw. die bauaufsichtlichen Zulassungen der Hersteller zu beachten.

In den Details verwendete Einheiten:

Größe	Verwendete Einheit
Wärmedurchgangskoeffizient (*U*-Wert)	$W/(m^2 \cdot K)$
Bemessungswert der Wärmeleitfähigkeit (WLF)	$W/(m \cdot K)$
Rohdichteklasse	kg/dm^3
Dicke, Breite, Höhe	mm
Bewertetes Schalldämm-Maß	dB

7541014/1078706875Biblio

Bautechnische Werte:

U-Wert EG und OG:	0,21 – 0,53 W/(m² · K)
U-Wert KG:	0,23 – 0,53 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33–47 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180

Bauteilaufbau:

Außenwand EG und OG aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 0,80
Wanddicke:	240 – 375 mm
Außenwand KG (beheizt) aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 0,80
Wanddicke:	240 – 375 mm

Hinweise:

- Anordnung Dämmung im Rollladenkasten siehe auch BBl. 2 zu DIN 4108
- Anordnung von Bewehrung im Brüstungsbereich auch mit Flachstahl (z. B. Typ Murfor, nichtrostender Stahl) möglich
- Außenputze nach DIN EN 998-1 in Verbindung mit DIN V 18550 bzw. nach Herstellerangaben (in der Regel Leichtputze oder Dämmputze)

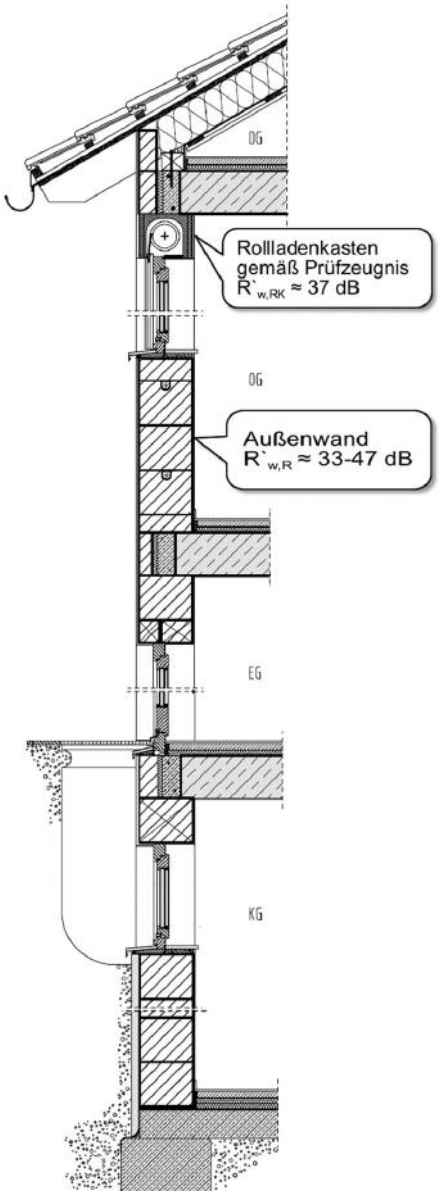


Abb. B.5.1 Fassadenschnitt einschaliges Mauerwerk ohne Dämmung

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,16 – 0,35 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	45–62 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 60 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Zweischalige Außenwand mit/ohne Luftschicht aus Hintermauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,30 – 2,0
Wanddicke:	150 – 240 mm
Dämmschicht:	
WLF:	0,035 – 0,040
Dicke:	100 – 140 mm
Verblendmauerwerk:	
Rohdichteklasse:	> 1,1
Wanddicke:	90 – 115 mm

Hinweise:

- Luftschichtanker nach DIN 1053-1 bzw. Zulassung mit Andrückscheibe und Tropfscheibe
- Anordnung Dämmung im Rollladenkasten siehe auch BBl. 2 zu DIN 4108
- Abdichtung gemäß DIN 18195 in Verbindung mit DIN 1053-1
- Bei Entwässerung der Verblendschalen unterhalb Geländeoberfläche ist in eine Sickerschicht oder Dränung zu entwässern
- Zur Verbesserung des Wärmeschutzes Luftschicht im Bereich der Stürze/Decken mit Kerndämmung schließen
- Luftschicht darf erst 10cm ab Geländeoberkante beginnen
- Im Sockelbereich Kerndämmung nach DIN 4108-10 verwenden

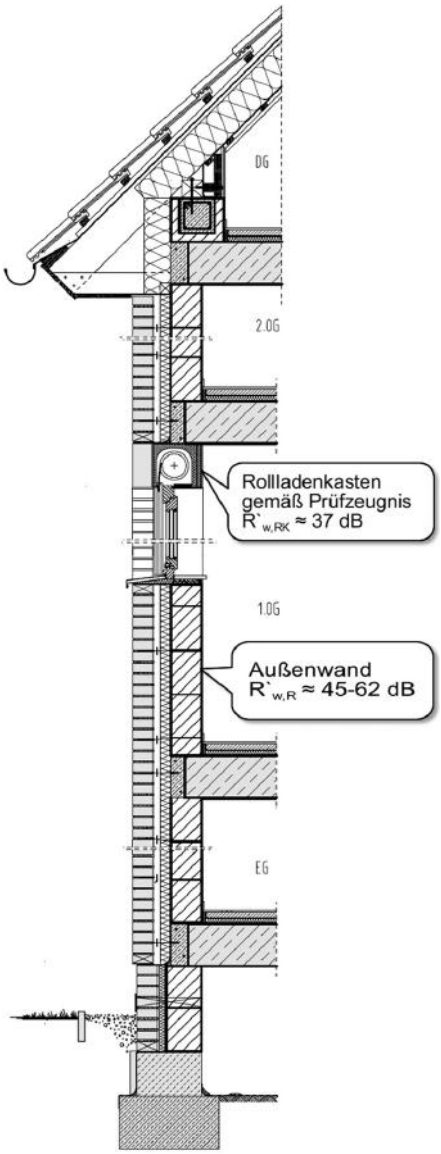


Abb. B.5.2 Fassadenschnitt zweischaliges Mauerwerk mit Dämmung und Luftschicht, Kriechkeller

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,21 – 0,53 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33 – 47 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Außenwand aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 0,80
Wanddicke:	240 – 375 mm

Hinweise:

- Abdichtung Fußpunkt nach DIN 18195-4
- Abweichend von DIN 18195-4 können zur Abdichtung des Sockels (hinterm Putz) auch Dichtungsschlämmen verwendet werden.
- Randdämmung der Bodenplatte nach Beiblatt 2 zu DIN 4108
- Randdämmung Decke nach Beiblatt 2 zu DIN 4108 mit Randsteinen nach Herstellerangaben.
- Attikastein aufgemörtelt Ringbalken gem. Statik im Abstand von max. 1,50 m im Untergrund verankert, ggfs. zweiter *U*-Stein in Höhe der Balkendecke

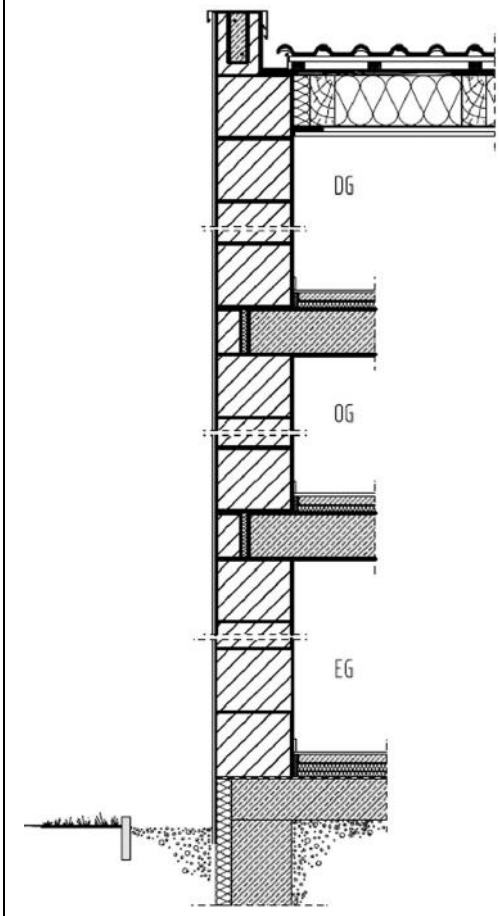


Abb. B.5.3 Fassadenschnitt einschaliges Mauerwerk ohne Dämmung, Holz-Flachdach mit Attika aus Mauerwerk

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,14 – 0,35 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	45 – 62 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 60 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Zweischalige Außenwand mit/ohne Luftschicht mit:	
Rohdichteklasse:	0,30 – 2,0
Wanddicke:	150 – 240 mm
Dämmschicht:	
WLF:	0,035 – 0,040
Dicke:	100 – 140 mm
Verblendmauerwerk:	
Rohdichteklasse:	> 1,1
Wanddicke:	90 – 115 mm
KG unbeheizt	

Hinweise:

- Luftschichtanker nach DIN 1053-1 bzw. Zulassung mit Andrückscheibe und Tropfscheibe
- Anordnung Dämmung im Rollladenkasten siehe auch BBl.2 zu DIN 4108
- Abdichtung gemäß DIN 18195
- Zur Verbesserung des Wärmeschutzes Luftschicht im Bereich der Stürze/Decken mit Kerndämmung schließen
- Luftschicht darf erst 10cm ab Geländeoberkante beginnen
- Abdichtung der Kelleraußenwände nach DIN 18195
- Kann die Abdichtung im Terrassenbereich nicht bis 15 cm über Oberfläche Belag geführt werden, ist eine Entwässerungsrinne anzuordnen
- Im KG Schutzschicht vor Kellerabdichtung anordnen

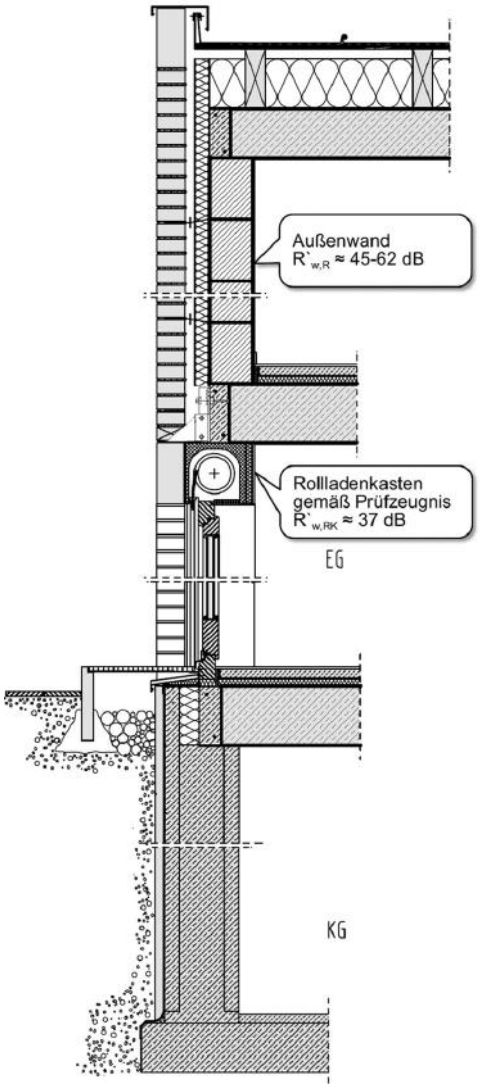


Abb. B.5.4 Fassadenschnitt zweischaliges Mauerwerk mit Dämmung und Luftschicht, Flachdach Stahlbeton mit Zusatzdämmung, Stahlbetonkeller

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	entfällt
U-Wert:	
Nachweis Dampfdiffusion:	entfällt
Schalldämm-Maß ($R'_{w,R}$):	62 – 74 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
2-schaliges Mauerwerk mit Luftschicht (mit Mineralwolle Typ T verfüllt)	
Schale 1: Rohdichteklasse: Wanddicke:	 0,60 – 2,0 175 – 240 mm
Luftschichtdicke wenn Einzelschale $m' \geq 150$ kg/m^2	30 mm
Luftschichtdicke wenn Einzelschale $m' \geq 100$ kg/m^2	50 mm
Schale 2: Rohdichteklasse: Wanddicke:	 0,60 – 2,0 175 – 240 mm

Hinweise:

- Haustrennfuge von der Bodenplatte bis zur Dachkonstruktion durchgängig ausbilden
- Auch die Dachlatten sind zu trennen
- Oberhalb des Mörtelausgleichs wird bei Mauerwerk mit hohen Rohdichten die Anordnung einer Dämmschicht am Wandkopf der beiden Wandschalen empfohlen
- Im Bereich der Dehnfuge in der Bodenplatte ist ein für diesen Anwendungsfall geeigneter Dämmstoff nach DIN 4108-10 bzw. nach Zulassung zu verwenden

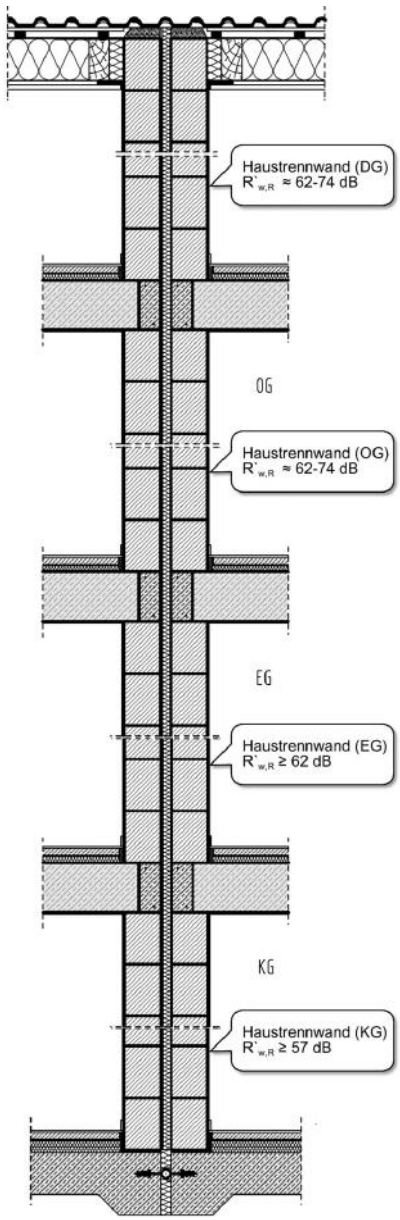


Abb. B.5.5 Fassadenschnitt zweischalige Haustrennwand, Bodenplatte getrennt, Keller beheizt, geneigtes Dach

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:

U-Wert:	entfällt
Nachweis Dampfdiffusion:	entfällt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	62 – 74 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180

Bauteilaufbau:

2-schaliges Mauerwerk mit Luftschicht (mit Mineralwolle verfüllt)

Schale 1:	
Rohdichteklasse:	0,60 – 2,0
Wanddicke:	175 – 240 mm
Luftschichtdicke wenn Einzelschale $m' \geq 150\,kg/m^2$	30 mm
Luftschichtdicke wenn Einzelschale $m' \geq 100\,kg/m^2$	50 mm
Schale 2:	
Rohdichteklasse:	0,60 – 2,0
Wanddicke:	175 – 240 mm

Hinweise

- Siehe B.5.5
- Auflager der Kriechkellerdecke auf Mauerwerk mit geringer Wärmeleitfähigkeit (Leichtbeton-, Porenbeton- oder Hochlochziegel), Abdichtung der Steine nach DIN 18195-4
- Auf dem Erdreich eine Abdichtungsbahn nach DIN 18195 anordnen

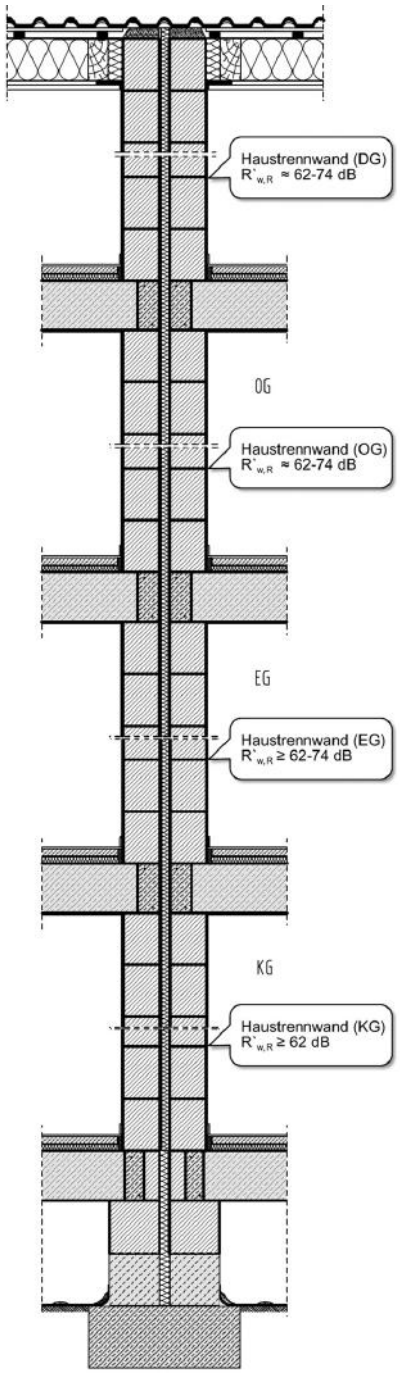


Abb. B.5.6 Fassadenschnitt zweischalige Haustrennwand, Streifenfundamente getrennt, Kriechkeller

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:

U-Wert:	entfällt
Nachweis Dampfdiffusion:	entfällt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	57 – 72 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180

Bauteilaufbau:

2-schaliges Mauerwerk mit Luftschicht (mit Mineralwolle verfüllt)

Schale 1:	
Rohdichteklasse:	0,60 – 2,0
Wanddicke:	175 – 240 mm
Luftschichtdicke wenn Einzelschale $m' \geq 150\ kg/m^2$	30 mm
Luftschichtdicke wenn Einzelschale $m' \geq 100\ kg/m^2$	50 mm
Schale 2:	
Rohdichteklasse:	0,60 – 2,0
Wanddicke:	175 – 240 mm

Hinweise:

- Siehe Abb. B.5.5 und B.5.6
- Aufgrund der durchgehenden Bodenplatte im Keller ist hier ein um ca. 5 – 7 dB geringeres R'_{wR} zu erwarten
- Oberhalb der Stahlbetondecke ist ein Mauerstein mit geringer Wärmeleitfähigkeit zu verwenden, Alternativ thermisch trennendes Formteil

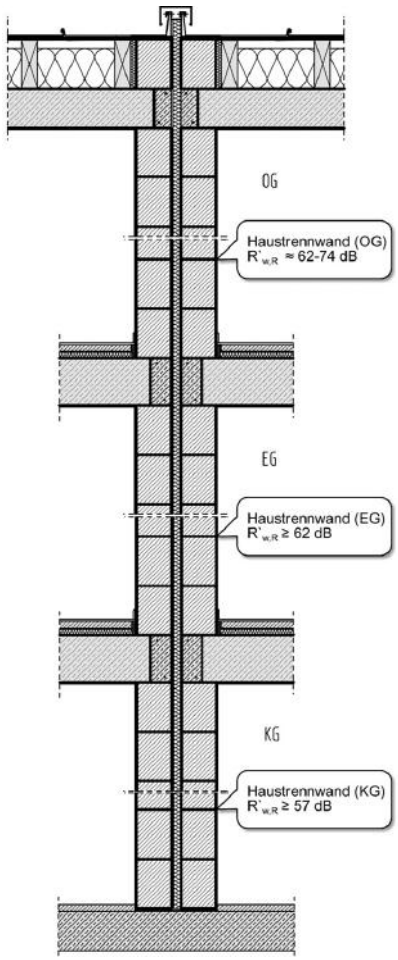


Abb. B.5.7 Fassadenschnitt zweischalige Haustrennwand, durchgehende Bodenplatte im KG, Keller unbeheizt, Stahlbeton-Flachdach mit Zusatzdämmung

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:

U-Wert:	entfällt
Nachweis Dampfdiffusion:	entfällt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	57 – 72 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180

Bauteilaufbau:

2-schaliges Mauerwerk mit Luftschicht (mit Mineralwolle verfüllt)

Schale 1:	
Rohdichteklasse:	0,60 – 2,0
Wanddicke:	175 – 240 mm
Luftschichtdicke wenn Einzelschale $m' \geq 150\,kg/m^2$	30 mm
Luftschichtdicke wenn Einzelschale $m' \geq 100\,kg/m^2$	50 mm
Schale 2:	
Rohdichteklasse:	0,60 – 2,0
Wanddicke:	175 – 240 mm

Hinweise:

- Siehe Abb. B.5.6

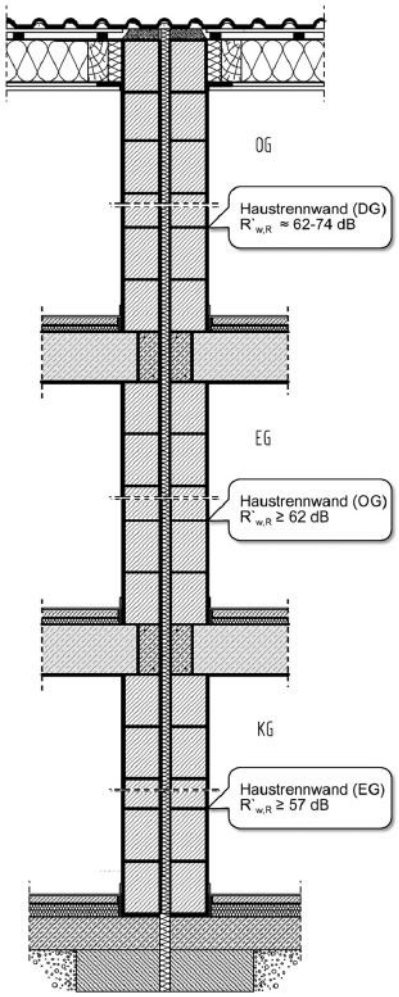


Abb. B.5.8 Fassadenschnitt zweischalige Haustrennwand, getrennte Bodenplatte im EG

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,23 – 0,52 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33 – 47 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Außenwand (KG beheizt) aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 0,70
Wanddicke:	240 – 375 mm
Hinweise:	
• Auf sorgfältige Ausbildung der Hohlkehle am Übergang zum Streifenfundament achten	
• Dränelement und Dränagerohr wenn nach DIN 18195-1 erforderlich	

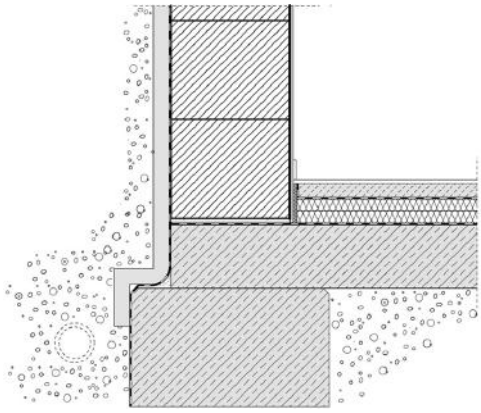


Abb. B.5.9 Anschluss an Streifenfundament (Keller beheizt)

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,21 – 0,53 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33 – 47 dB
Feuerwiderstandsklasse	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Außenwand (KG beheizt) aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 0,70
Wanddicke:	240 – 375 mm

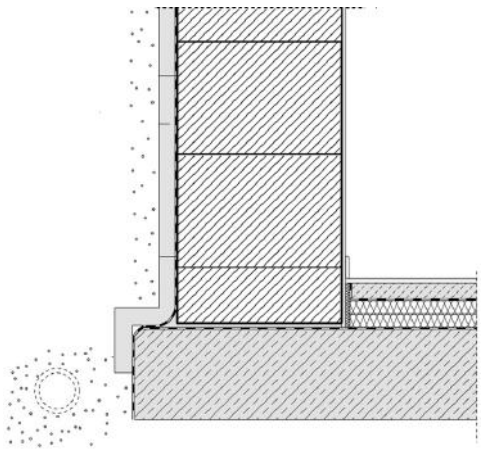


Abb. B.5.10 Anschluss an Bodenplatte (Keller beheizt, Außenwand ohne Dämmung)

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	entfällt
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	38 – 59 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Außenwand (KG unbeheizt) aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,50 – 2,0
Wanddicke:	240 – 375 mm

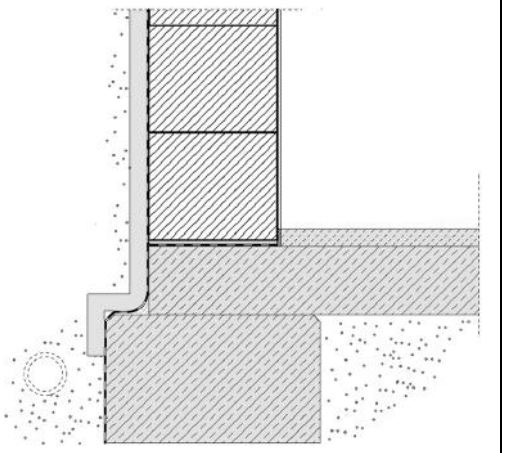


Abb. B.5.11 Anschluss an Streifenfundament (Keller unbeheizt)

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,20 – 0,72 W/(m^2 · K)
Nachweis Dampfdiffusion:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	nicht maßgebend
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Außenwand (KG beheizt) aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 2,0
Wanddicke:	240 – 375 mm
Dämmschicht:	100 –140 mm
WLF:	0,040 – 0,045
Dicke:	100 – 140 mm
Fußpunkt mit Mauersteinen geringer Wärmeleitfähigkeit	
Dränelement und Dränagerohr nur wenn nach DIN 18195-1 erforderlich	

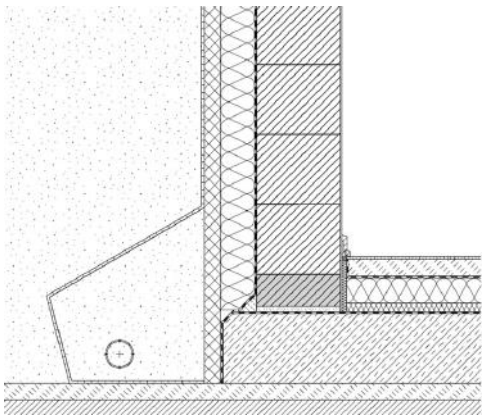


Abb. B.5.12 Anschluss an Bodenplatte (Keller beheizt, Kellerwände mit Perimeterdämmung)

7541014/10787806875Biblio

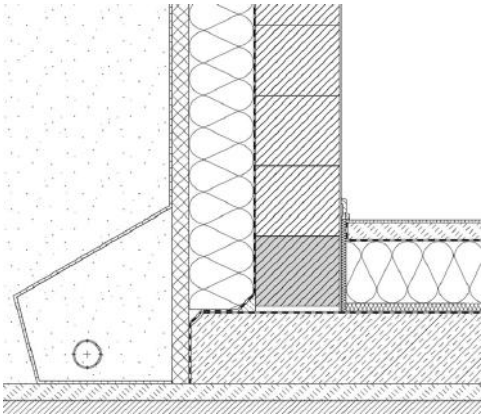
Bautechnische Werte:	
U-Wert: 0,13 – 0,26 W/(m² · K)	
Nachweis Dampfdiffusion: erfüllt	
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$): nicht maßgebend	
Feuerwiderstandsklasse: REI 90 – REI 180	
Bauteilaufbau:	
Wie Abb. B.5.12, Dämmstoffdicke 160 – 200 mm	

Abb. B.5.13 Anschluss an Bodenplatte (Keller beheizt, Kellerwände mit Perimeterdämmung und Dränelement)

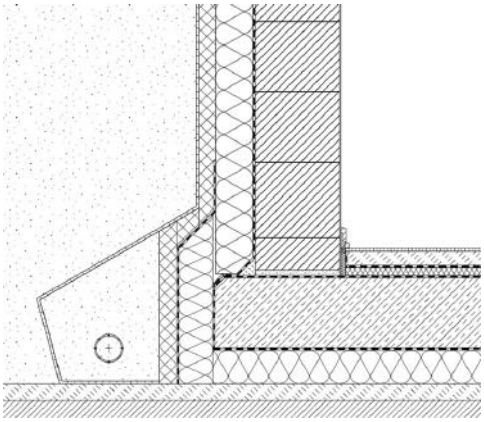
Bautechnische Werte:	
U-Wert: 0,13 – 0,26 W/(m² · K)	
Nachweis Dampfdiffusion: erfüllt	
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$): entfällt	
Feuerwiderstandsklasse: REI 90 – REI 180	
Bauteilaufbau:	
Wie Abb. B.5.13 + Perimeterdämmung unterhalb der Bodenplatte	

Abb. B.5.14 Anschluss an Bodenplatte (Keller beheizt, Kellerwände und Bodenplatte mit Perimeterdämmung und Schutzschicht)

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert EG:	0,21 – 0,53 W/(m² · K)
U-Wert KG:	entfällt
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33 – 47 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Außenwand EG aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 0,80
Wanddicke:	240 – 375 mm
Außenwand KG (unbeheizt) aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,40 – 2,20
Wanddicke:	240 – 375 mm

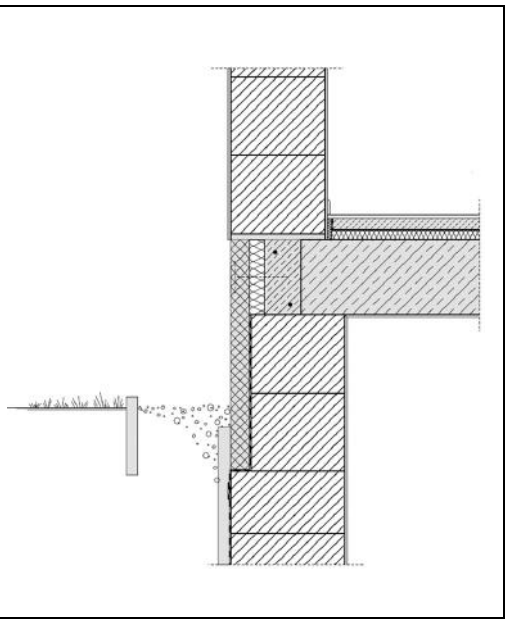


Abb. B.5.15 Einschaliges Mauerwerk , Sockelausbildung mit Naturstein, Keller unbeheizt

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,31 – 0,67 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	45 – 62 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 60 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Zweischalige Außenwand mit/ohne Luftschicht	
Hintermauerwerk:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 0,80
Wanddicke:	150 – 240 mm
Dämmschicht:	
WLF:	0,035 – 0,040
Dicke:	100 – 140 mm
Verblendmauerwerk:	
Rohdichteklasse:	> 1,1
Wanddicke:	90 – 115 mm

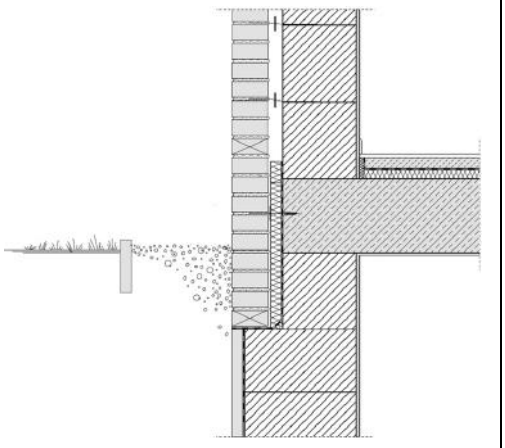


Abb. B.5.16 Zweischaliges Mauerwerk mit Luftschicht (Kerndämmung im Sockelbereich)

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert EG und OG:	0,21 – 0,53 W/(m² · K)
U-Wert KG:	0,23 – 0,53 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33 – 47 dB
Feuerwiderstandsklasse	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Außenwand EG und OG aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 0,80
Wanddicke:	240 – 375 mm
Außenwand (KG beheizt) aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 0,80
Wanddicke:	240 – 375 mm

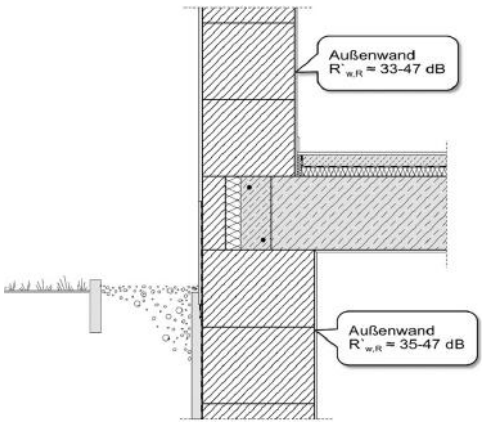


Abb. B.5.17 Einschaliges Mauerwerk, Anschluss Kellerdecke und Putzsockel, Keller beheizt

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	entfällt
Nachweis Dampfdiffusion:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	entfällt
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Außenwand (KG unbeheizt) aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	1,1 – 2,0
Wanddicke:	240 – 365 mm
Dämmstoffdicke:	60 – 100 mm
Anordnung eines Mauersteines mit geringer Wärmeleitfähigkeit unterhalb des Fenstersockels	

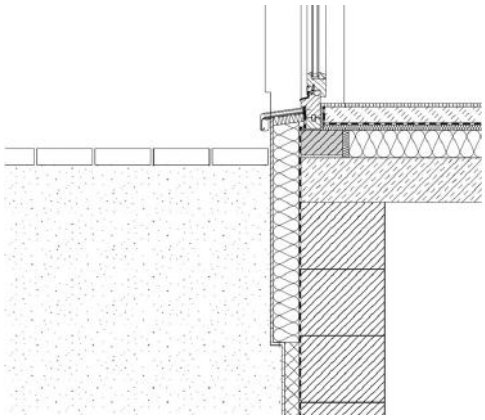


Abb. B.5.18 Terrassenanschluss, Keller unbeheizt, Sockeldämmung und Dränelement

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	entfällt
Nachweis Dampfdiffusion:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	entfällt
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Außenwand (KG beheizt oder unbeheizt) aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	1,1 – 2,0
Wanddicke:	240 – 365 mm
Dämmstoffdicke:	60 – 100 mm
Anordnung eines Mauersteines mit geringer Wärmeleitfähigkeit unterhalb des Fenstersockels	

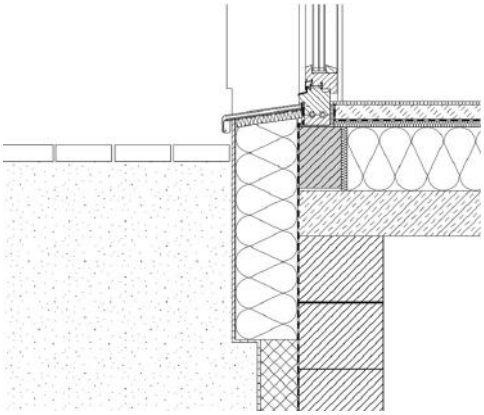


Abb. B.5.19 Terrassenanschluss, Kellermauerwerk mit Perimeterdämmung, Keller unbeheizt/beheizt

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	entfällt
Nachweis Dampfdiffusion:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	entfällt
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Außenwand (KG beheizt oder unbeheizt) aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	1,1 – 2,0
Wanddicke:	240 – 365 mm
Dämmstoffdicke:	60 – 100 mm
WLF:	0,035 –0,040

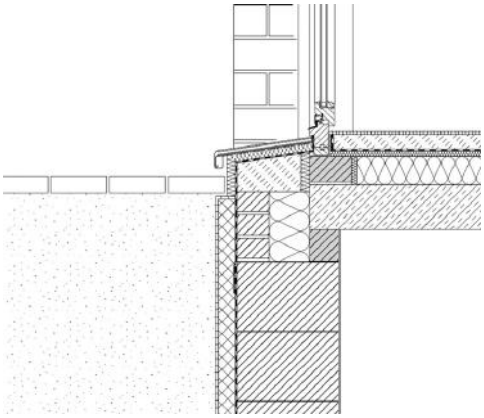


Abb. B.5.20 Terrassenanschluss, Keller beheizt oder unbeheizt, Dämmstein oberhalb und unterhalb des Deckenauflagers

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	entfällt
Nachweis Dampfdiffusion:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{w,R}$):	entfällt
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Außenwand (KG unbeheizt) aus Mauerwerk mit Rohdichteklasse:	1,1 – 2,0
Wanddicke:	240 – 365 mm
Dämmstoffdicke:	60 – 100 mm
WLF:	0,035 – 0,040

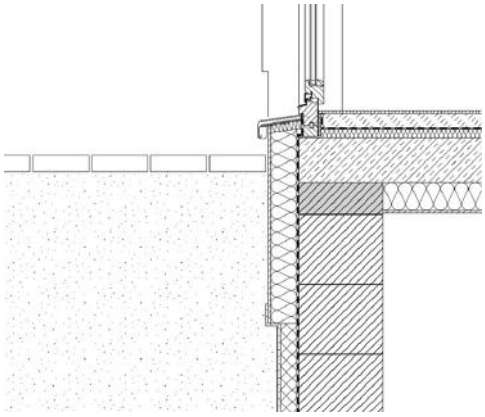


Abb. B.5.21 Terrassenanschluss, Kellermauerwerk mit Sockeldämmung, Keller unbeheizt, Dämmstein am Wandkopf

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	entfällt
Nachweis Dampfdiffusion:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{w,R}$):	entfällt
Feuerwiderstandsklasse:	entfällt
Bauteilaufbau:	
Außenwand (KG unbeheizt) aus Mauerwerk mit Rohdichteklasse:	1,1 – 2,0
Wanddicke:	240 – 365 mm
Dämmstoffdicke:	60 – 100 mm
WLF:	0,035 – 0,040

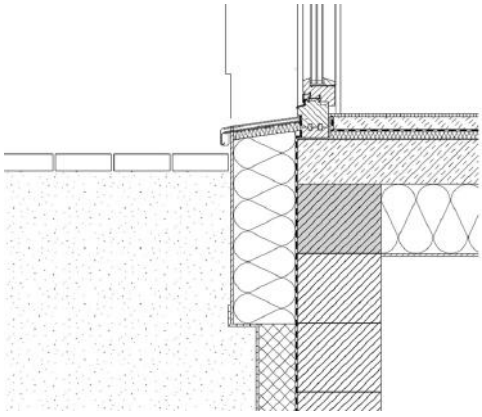


Abb. B.5.22 Terrassenanschluss, Kellermauerwerk mit Sockeldämmung, Keller unbeheizt, Dämmstein am Wandkopf

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	entfällt
Nachweis Dampfdiffusion:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	entfällt
Feuerwiderstandsklasse:	entfällt
Bauteilaufbau:	
Außenwand (KG unbeheizt) aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	1,1 – 2,0
Wanddicke:	240 – 365 mm
Dämmstoffdicke:	60 – 100 mm
WLF:	0,035 –0,040

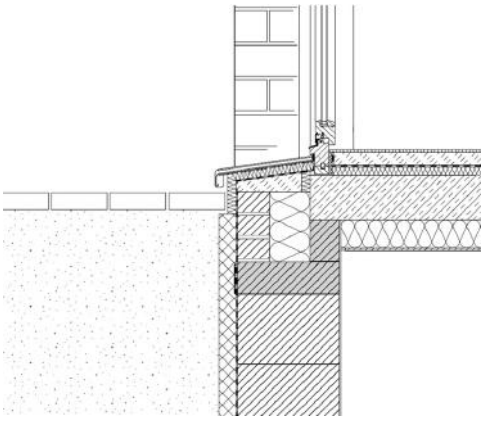


Abb. B.5.23 Terrassenanschluss, Kellermauerwerk mit Sockeldämmung, Keller unbeheizt, zwei Dämmsteine am Wandkopf

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,21 – 0,53 W/(m^2 · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33 – 47 dB
Feuerwiderstandsklasse	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Außenwand aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 0,80
Wanddicke:	240 – 375 mm

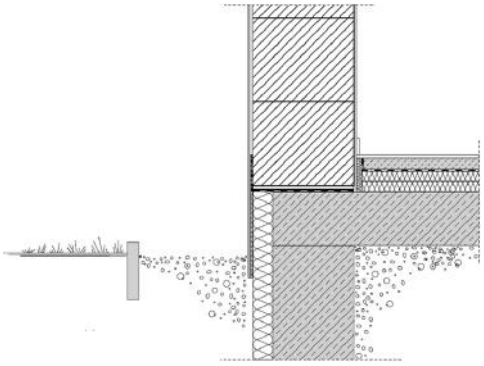


Abb. B.5.24 Einschaliges Mauerwerk, Streifenfundament gedämmt

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	entfällt
Nachweis Dampfdiffusion:	entfällt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	≥ 57 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Siehe Abb. B.5.5	

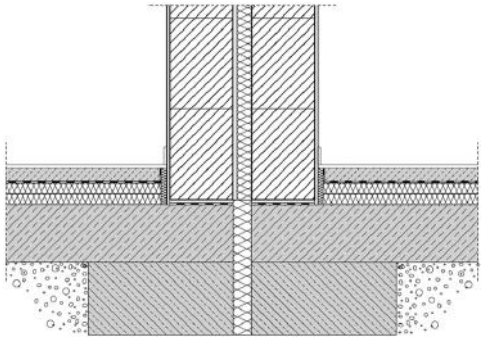


Abb. B.5.25 Zweischalige Haustrennwand auf getrennter Bodenplatte und Streifenfundamente

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	entfällt
Nachweis Dampfdiffusion:	entfällt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	≥ 57 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Wie Abb. 5.5	

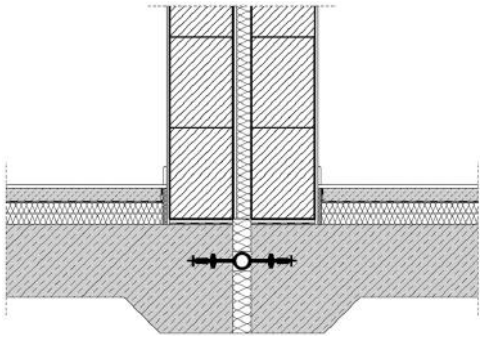


Abb. B.5.26 Zweischalige Haustrennwand auf getrennter Bodenplatte

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	entfällt
Nachweis Dampfdiffusion:	entfällt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	≥ 62 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Siehe Abb. B.5.6	

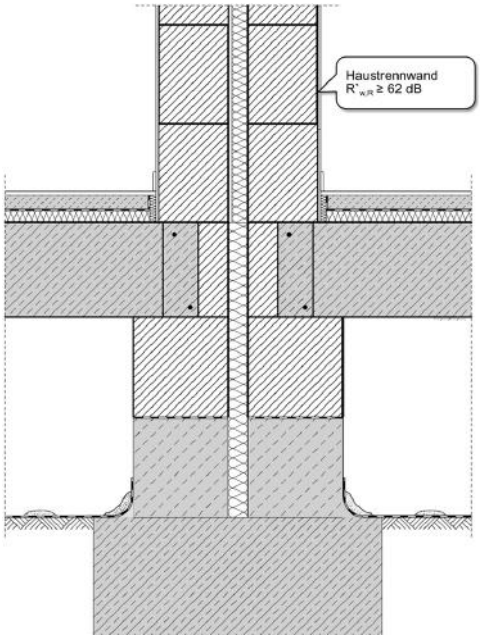


Abb. B.5.27 Zweischalige Haustrennwand auf Streifenfundamenten und Kriechkellerdecke

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,21 – 0,53 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33 – 47 dB
Bauteilaufbau:	
Außenwand aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 0,80
Wanddicke:	240 – 375 mm

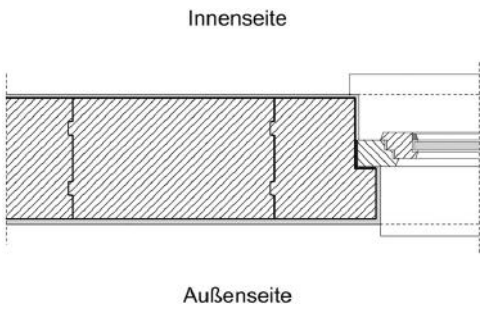


Abb. B.5.28 Einschaliges Mauerwerk, Fensteranschluss mit Anschlag

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,21 – 0,53 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33 – 47 dB
Bauteilaufbau:	
Außenwand aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 0,80
Wanddicke:	240 – 375 mm

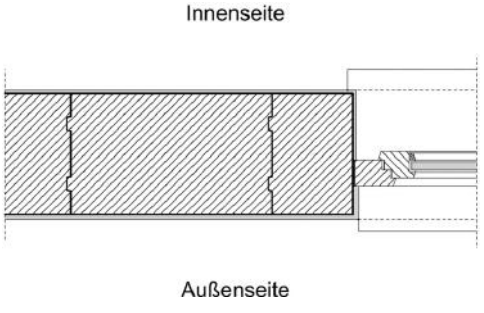


Abb. B.5.29 Einschaliges Mauerwerk, Fensteranschluss ohne Anschlag

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,16 – 0,35 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	genauer Nachweis erforderlich
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	45 – 62 dB
Bauteilaufbau:	
Zweischalige Außenwand mit/ohne Luftschicht aus Hintermauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 0,80
Wanddicke:	175 – 240 mm

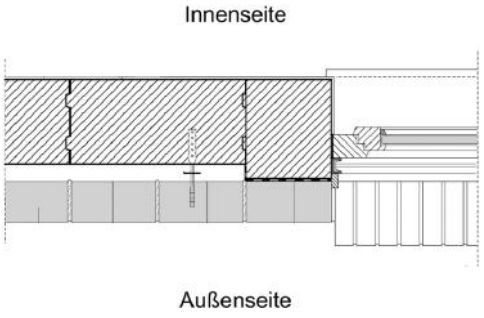


Abb. B.5.30 Zweischaliges Mauerwerk mit Luftschicht, Fensteranschluss mit Anschlagstein geringer Wärmeleitfähigkeit

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,16 – 0,35 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	45 – 62 dB
Bauteilaufbau:	
Zweischalige Außenwand mit/ohne Luftschicht aus Hintermauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 2,0
Wanddicke:	150 – 240 mm
Dämmschicht:	
WLF:	0,035 – 0,040
Dicke:	100 – 140 mm
Verblendmauerwerk:	
Rohdichteklasse:	≥ 1,1
Wanddicke:	90 – 115 mm

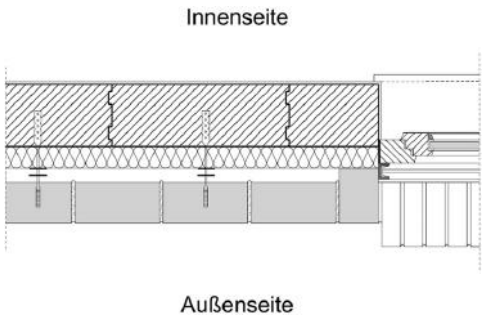


Abb. B.5.31 Zweischaliges Mauerwerk mit Luftschicht und Dämmung, Fensteranschluss

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,16 – 0,35 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	45 – 62 dB
Bauteilaufbau:	
Zweischalige Außenwand mit/ohne Luftschicht aus Hintermauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 2,0
Wanddicke:	150 – 240 mm
Dämmschicht:	
WLF:	0,035–0,040
Dicke:	100 – 140 mm
Verblendmauerwerk:	
Rohdichteklasse:	≥ 1,1
Wanddicke:	90 – 115 mm

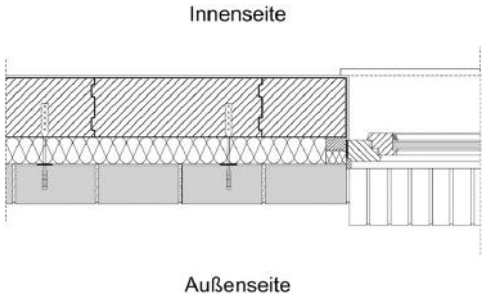


Abb. B.5.32 Zweischaliges Mauerwerk mit Kerndämmung, Fensteranschluss

7541014/1078706875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,21 – 0,53 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33 – 47 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Außenwand aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 0,80
Wanddicke:	240 – 375 mm

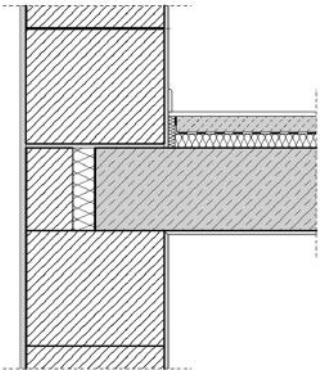


Abb. B.5.33 Einschaliges Mauerwerk, Anschluss für Stahlbetondecke

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,21 – 0,53 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33 – 47 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Außenwand aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 0,80
Wanddicke:	240 – 375 mm

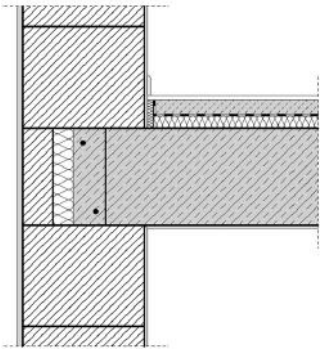


Abb. B.5.34 Einschaliges Mauerwerk, Anschluss für Decke mit zusätzlichem Ringanker (z. B. Porenbeton – oder Ziegeldecken)

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,21– 0,53 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33 – 47 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Außenwand aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 0,80
Wanddicke:	240 – 375 mm

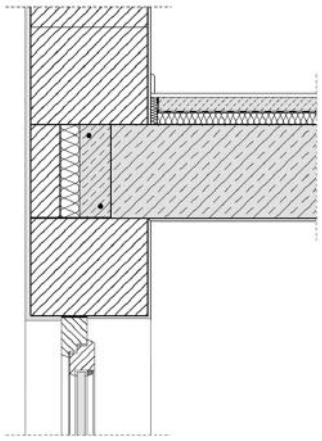


Abb. B.5.35 Einschaliges Mauerwerk, Fensteranschluss mit wärmedämmendem Sturz (tragend)

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,21 – 0,53 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33 – 47 dB
Bauteilaufbau:	
Außenwand aus Mauerwerk mit:	0,35 – 0,80
Rohdichteklasse:	
Wanddicke:	240 – 375 mm

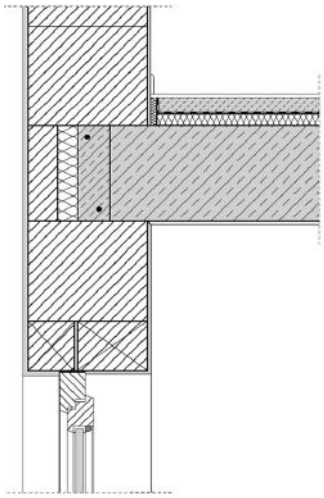


Abb. B.5.36 Einschaliges Mauerwerk, Fensteranschluss mit wärmedämmendem Flachsturz, ohne Anschlag

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,21 – 0,53 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33 – 47 dB
Bauteilaufbau:	
Außenwand aus Mauerwerk mit:	0,35 – 0,80
Rohdichteklasse:	
Wanddicke:	240 – 375 mm

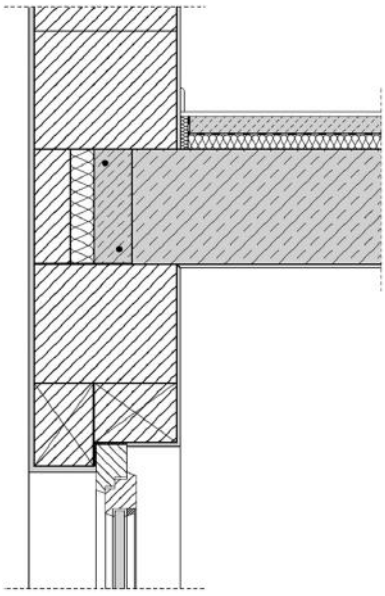


Abb. B.5.37 Einschaliges Mauerwerk, Fensteranschluss mit wärmedämmendem Flachsturz, mit Anschlag

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:

U-Wert:	0,21 – 0,53 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33 – 47 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180

Bauteilaufbau:

Außenwand aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 0,80
Wanddicke:	240 – 375 mm

- Anordnung von Bewehrung im Brüstungsbereich auch mit Flachstahl (z. B. Typ Murfor, nichtrostender Stahl) möglich

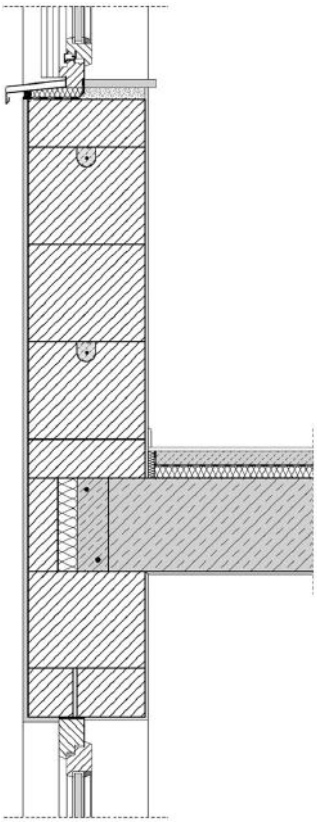


Abb. B.5.38 Einschaliges Mauerwerk, Brüstung

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,16 – 0,35 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	45 – 62 dB
Bauteilaufbau:	
Zweischalige Außenwand mit/ohne Luftschicht aus Hintermauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 2,0
Wanddicke:	150 – 240 mm
Dämmschicht:	
WLF:	0,035 – 0,040
Dicke:	100 – 140 mm
Verblendmauerwerk:	
Rohdichteklasse:	≥ 1,1
Wanddicke:	90 – 115 mm

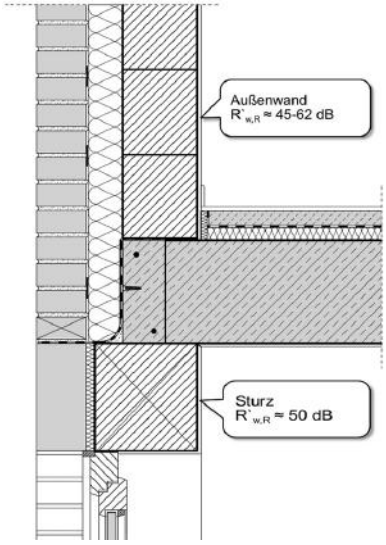


Abb. B.5.39 Zweischaliges Mauerwerk mit Kerndämmung, Fensteranschluss mit wärmedämmendem Sturz (tragend)

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,16 – 0,35 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	45 – 62 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 60 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Zweischalige Außenwand mit Luftschicht aus Hintermauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 2,0
Wanddicke:	150 – 240 mm
Dämmschicht:	
WLF:	0,035 – 0,040
Dicke:	100 – 140 mm
Verblendmauerwerk:	
Rohdichteklasse:	≥ 1,1
Wanddicke:	90 – 115 mm

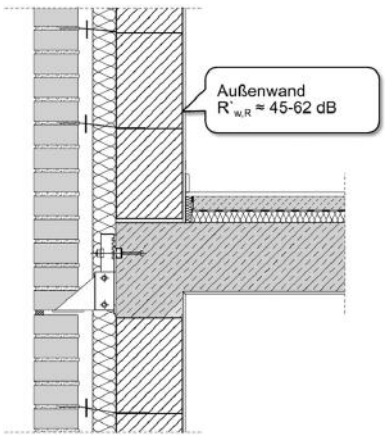


Abb. B.5.40 Zweischaliges Mauerwerk mit Dämmung und Luftschicht, Abfangung der Verblendschale mit Konsolanker

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,16 – 0,35 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	45 – 62 dB
Bauteilaufbau:	
Zweischalige Außenwand ohne Luftschicht aus Hintermauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 2,0
Wanddicke:	150 – 240 mm
Dämmschicht:	
WLF:	0,035 – 0,040
Dicke:	100 – 140 mm
Verblendmauerwerk:	
Rohdichteklasse:	≥ 1,1
Wanddicke:	90 – 115 mm

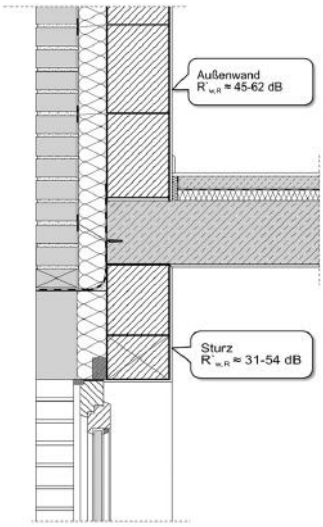


Abb. B.41 Zweischaliges Mauerwerk mit Kerndämmung, Fensteranschluss

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,16 – 0,35 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	45 – 62 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 60 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Zweischalige Außenwand ohne Luftschicht aus Hintermauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 2,0
Wanddicke:	150 – 240 mm
Dämmschicht:	
WLF:	0,035 – 0,040
Dicke:	100 – 140 mm
Verblendmauerwerk:	
Rohdichteklasse:	≥ 1,1
Wanddicke:	90 – 115 mm

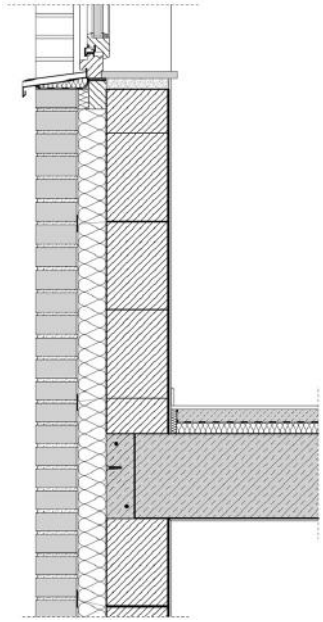


Abb. B.5.42 Zweischaliges Mauerwerk mit Kerndämmung, Fensteranschluss und Brüstung

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,16 – 0,35 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	45 – 62 dB
Feuerwiderstandsklasse	REI 60 – REI 90
Bauteilaufbau:	
Zweischalige Außenwand mit Luftschicht aus Hintermauerwerk mit:	0,35 – 2,0
Rohdichteklasse:	
Wanddicke:	150 – 240 mm
Dämmschicht:	
WLS:	035 – 040
Dicke:	100 – 140 mm
Verblendmauerwerk:	
Rohdichteklasse:	≥ 1,1
Wanddicke:	90 – 115 mm

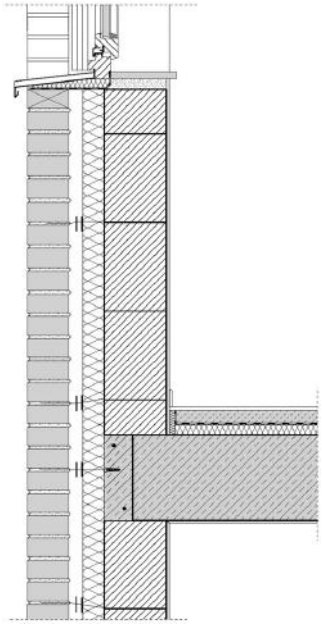


Abb. B.5.43 Zweischaliges Mauerwerk, Dämmung, Fensteranschluss und Brüstung

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,31 – 0,67 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	45 – 62 dB
Feuerwiderstandsklasse	REI 60 – REI 90
Bauteilaufbau:	
Zweischalige Außenwand mit Luftschicht aus Hintermauerwerk mit:	0,35 – 0,50
Rohdichteklasse:	
Wanddicke:	150 – 240 mm
Verblendmauerwerk:	
Rohdichteklasse:	≥ 1,1
Wanddicke:	90 – 115 mm

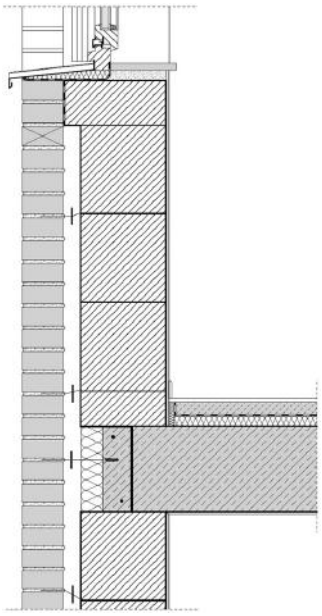


Abb. B.5.44 Zweischaliges Mauerwerk mit Luftschicht ohne Dämmung, Fensteranschluss und Brüstung

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,21 – 0,53 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33 – 47 dB
Bauteilaufbau:	
Außenwand aus Mauerwerk mit:	0,35 – 0,80
Rohdichteklasse:	
Wanddicke:	240 – 375 mm

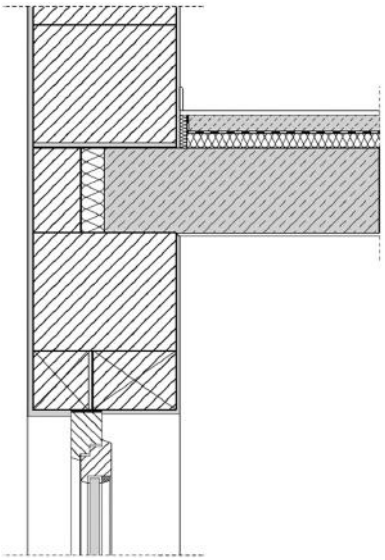


Abb. B.5.45 Einschaliges Mauerwerk, Deckenanschluss mit tragendem Rollladenkasten, Stahlbetondecke

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,21 – 0,53 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33 – 47 dB
Bauteilaufbau:	
Außenwand aus Mauerwerk mit:	0,35 – 0,80
Rohdichteklasse:	
Wanddicke:	240 – 375 mm

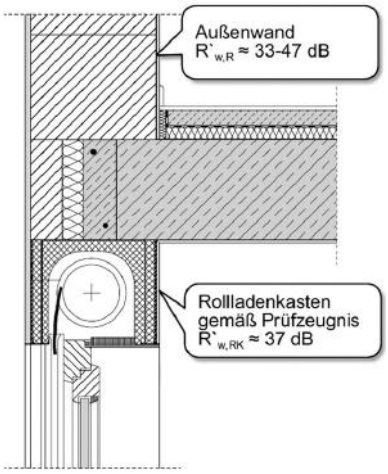


Abb. B.5.46 Einschaliges Mauerwerk, Deckenanschluss mit tragendem Rollladenkasten, Decke mit zusätzlichem Ringanker

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,21 – 0,53 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33 – 47 dB
Bauteilaufbau:	
Außenwand aus Mauerwerk mit:	0,35 – 0,80
Rohdichteklasse:	
Wanddicke:	240 – 375 mm

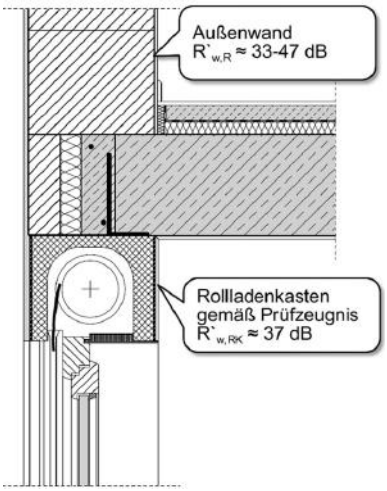


Abb. B.5.47 Einschaliges Mauerwerk, Deckenanschluss mit nichttragendem Rollladenkasten, Decke mit zusätzlichem Ringanker, Sturzwinkel in Deckenebene

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,16 – 0,35 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	45 – 62 dB
Bauteilaufbau:	
Zweischalige Außenwand mit/ohne Luftschicht aus Hintermauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,30 – 2,0
Wanddicke:	150 – 240 mm
Dämmschicht:	
WLF:	0,035 – 0,040
Dicke:	100 – 140 mm
Verblendmauerwerk:	
Rohdichteklasse:	≥ 1,1
Wanddicke:	90 – 115 mm

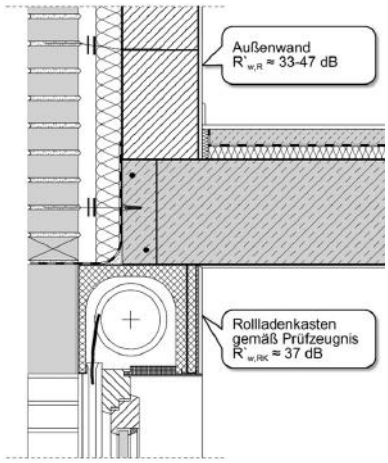


Abb. B.5.48 Zweischaliges Mauerwerk mit Luftschicht und Dämmung, Deckenanschluss mit tragendem Rollladenkasten, Decke mit zusätzlichem Ringanker

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,16 – 0,35 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	45 – 62 dB
Bauteilaufbau:	
Zweischalige Außenwand mit Luftschicht aus Hintermauerwerk mit:	0,35 – 2,0
Rohdichteklasse:	
Wanddicke:	150 – 240 mm
Dämmschicht:	
WLF:	0,035 – 0,040
Dicke:	100 – 140 mm
Verblendmauerwerk:	
Rohdichteklasse:	≥ 1,1
Wanddicke:	90 – 115 mm

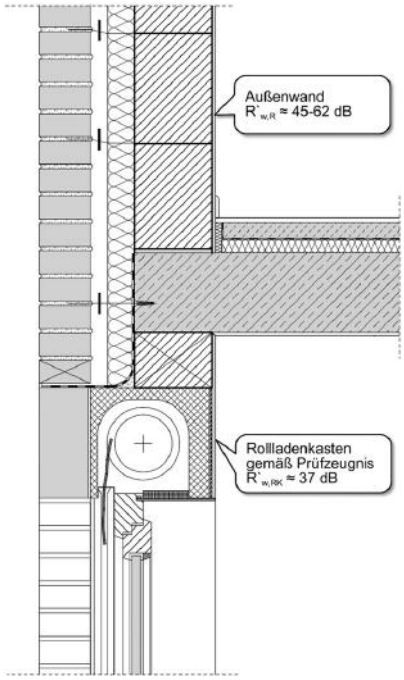


Abb. B.5.49 Zweischaliges Mauerwerk mit Luftschicht und Dämmung, Deckenanschluss mit tragendem Rollladenkasten, Stahlbetondecke

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,31 – 0,67 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	45 – 51 dB
Bauteilaufbau:	
Zweischalige Außenwand mit Luftschicht aus Hintermauerwerk mit:	0,35 – 0,50
Rohdichteklasse:	
Wanddicke:	150 – 240 mm
Verblendmauerwerk:	
Rohdichteklasse:	≥ 1,1
Wanddicke:	90 – 115 mm

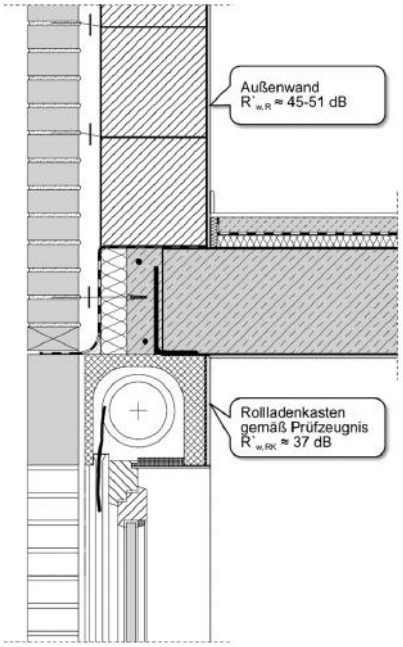


Abb. B.5.50 Zweischaliges Mauerwerk mit Luftschicht, Deckenanschluss mit nichttragendem Rollladenkasten, Decke mit zusätzlichem Ringanker, Sturzwinkel in Deckenebene

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,31 – 0,67 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	45 – 51 dB
Bauteilaufbau:	
Zweischalige Außenwand mit Luftschicht aus Hintermauerwerk mit:	0,35 – 0,50
Rohdichteklasse:	
Wanddicke:	150 – 240 mm
Verblendmauerwerk:	
Rohdichteklasse:	≥ 1,1
Wanddicke:	90 – 115 mm

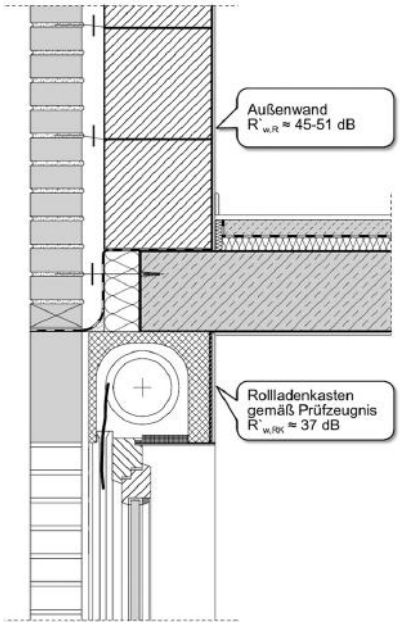


Abb. B.5.51 Zweischaliges Mauerwerk mit Luftschicht, Deckenanschluss mit tragendem Rollladenkasten, Stahlbetondecke

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,21– 0,53 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33 – 47 dB
Bauteilaufbau:	
Außenwand aus Mauerwerk mit:	0,35 – 0,80
Rohdichteklasse:	
Wanddicke:	240 – 375 mm

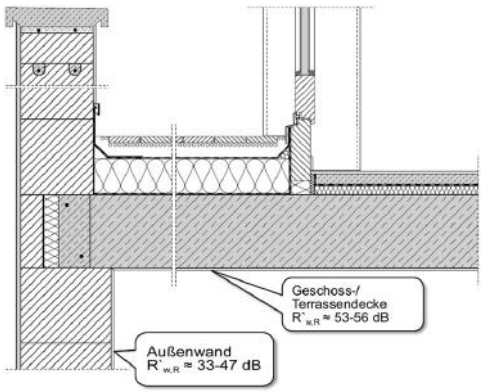


Abb. B.5.52 Einschaliges Mauerwerk mit Dachterrasse und bewehrter Mauerwerksbrüstung

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,21 – 0,53 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33 – 47 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Außenwand aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 0,80
Wanddicke:	240 – 375 mm

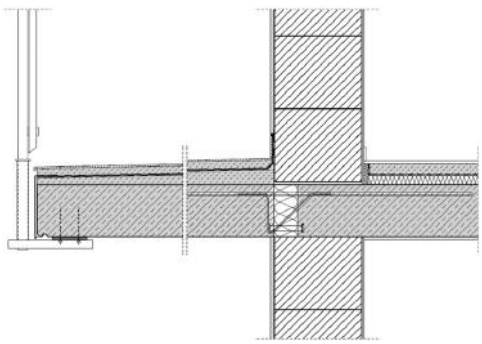


Abb. B.5.53 Einschaliges Mauerwerk mit auskragender und thermisch getrennter Stahlbetonplatte

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,21 – 0,53 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33 – 47 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Außenwand aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 0,80
Wanddicke:	240 – 375 mm

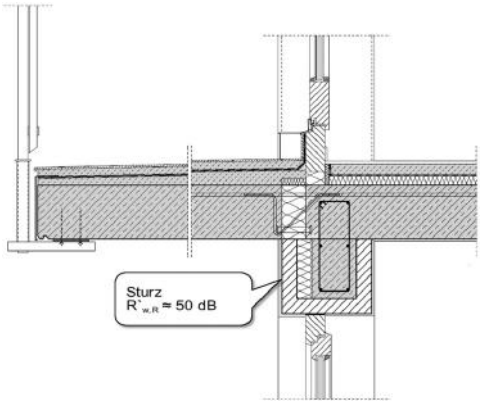


Abb. B.5.54 Einschaliges Mauerwerk mit auskragender und thermisch getrennter Stahlbetonplatte, Sturz im Formstein und Deckenverbindung

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,16 – 0,35 W/(m^2 · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	45 – 62 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 60 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Zweischalige Außenwand mit Luftschicht aus Hintermauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 2,0
Wanddicke:	150 – 240 mm
Dämmschicht:	
WLF:	0,035 – 0,040
Dicke:	100 – 140 mm
Verblendmauerwerk:	
Rohdichteklasse:	≥ 1,1
Wanddicke:	90 – 115 mm

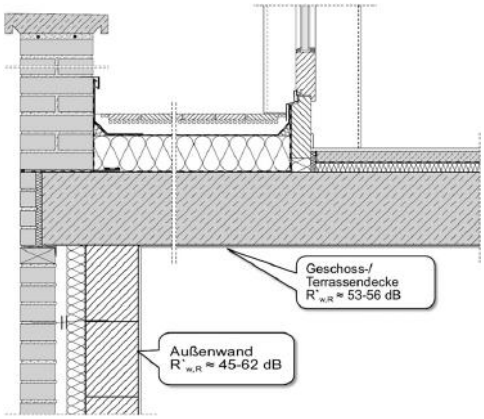


Abb. B.5.55 Zweischaliges Mauerwerk mit Dachterrasse, Porenbeton – oder Ziegeldecke

7541014/1078780687 5Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,16 – 0,35 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	45 – 62 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 60 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Zweischalige Außenwand ohne Luftschicht aus Hintermauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 2,0
Wanddicke:	150 – 240 mm
Dämmschicht:	
WLF:	0,035 – 0,04
Dicke:	100 – 140 mm
Verblendmauerwerk:	
Rohdichteklasse:	≥ 1,1
Wanddicke:	90 – 115 mm
Als Auflagerstein für die Verblendschale ist ein Stein mit geringer Wärmeleitfähigkeit vorzusehen	

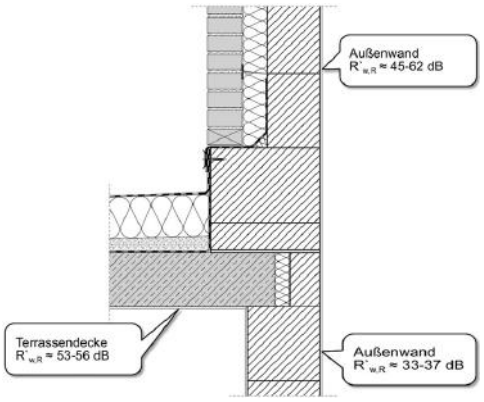


Abb. B.5.56 Zweischaliges Mauerwerk mit Kerndämmung, Stahlbetondecke und anschließendem Flachdach

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,21 – 0,53 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33 – 47 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Außenwand aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 0,80
Wanddicke:	240 – 375 mm

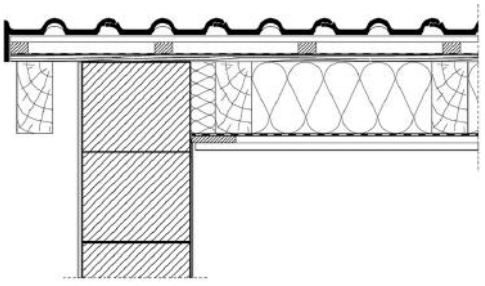


Abb. B.5.57 Einschaliges Mauerwerk mit Giebel, Ortgangausbildung

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,16 – 0,35 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	45 – 62 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 60 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Zweischalige Außenwand mit Luftschicht aus Hintermauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 2,0
Wanddicke:	150 – 240 mm
Dämmschicht:	
WLF:	0,035 – 0,040
Dicke:	100 – 140 mm
Verblendmauerwerk:	
Rohdichteklasse:	≥ 1,1
Wanddicke:	90 – 115 mm

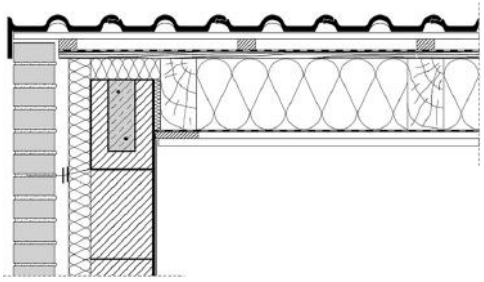


Abb. B.5.58 Zweischaliges Mauerwerk mit Giebel, Ortgangausbildung

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,19 – 0,35 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	35 – 54 dB
Feuerwiderstandsklasse	REI 60 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Mauerwerk mit Rohdichteklasse:	1,1 – 2,0
Wanddicke:	150 – 240 mm
Dämmschicht:	
WLF:	0,035 – 0,040
Dicke:	100 – 160 mm

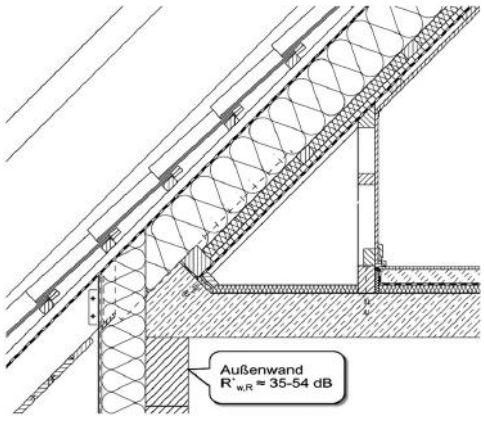


Abb. B.5.59 Einschaliges Mauerwerk mit Dämmung, Anschluss an Sparrendach mit Zwischensparrendämmung, Dachraum beheizt

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
Wand:	0,19 – 0,35
U-Wert:	W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	32 – 48 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 60 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Mauerwerk mit Dämmung	
Rohdichteklasse:	1,1 – 2,0
Wanddicke:	150 – 240 mm
Dämmschicht:	
WLF:	0,035 – 0,040
Dicke:	100 – 160 mm

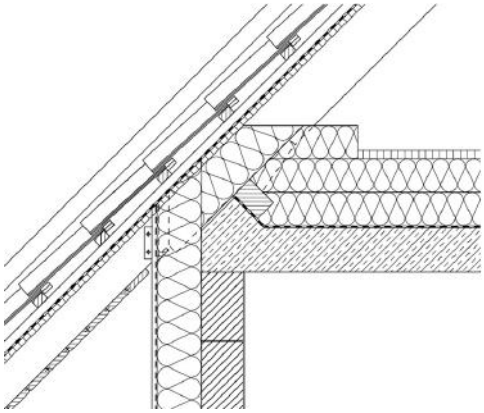


Abb. B.5.60 Einschaliges Mauerwerk mit Dämmung, Anschluss an Sparrendach, Dachraum unbeheizt

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,21 – 0,53 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33 – 47 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Außenwand aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 0,80
Wanddicke:	240 – 375 mm

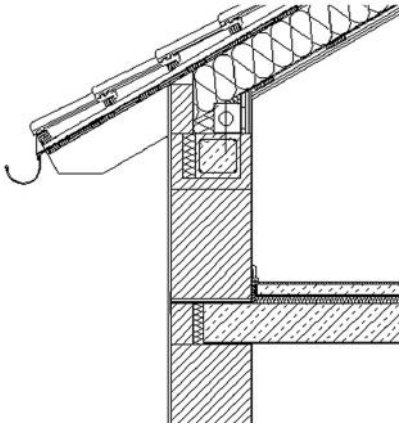


Abb. B.5.61 Einschaliges Mauerwerk, Anschluss an Pfettendach, gemauerter Drempel

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
Wand:	0,19 – 0,35
U-Wert:	W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	32 – 48 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 120 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Mauerwerk mit Dämmung	
Rohdichteklasse:	1,1 – 2,0
Wanddicke:	150 – 240 mm
Dämmschicht:	
WLF:	0,035 – 0,040
Dicke:	100 – 160 mm

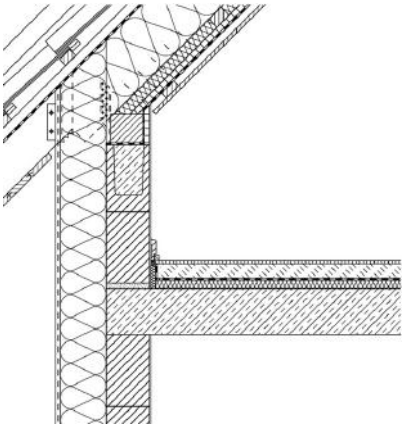


Abb. B.5.62 Einschaliges Mauerwerk mit Dämmung, Anschluss an Pfettendach, gemauerter Drempel, Dachraum beheizt

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,16 – 0,35 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	45 – 62 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 60 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Zweischalige Außenwand ohne Luftschicht aus Hintermauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 2,0
Wanddicke:	150 – 240 mm
Dämmschicht:	
WLF:	0,035– 0,040
Dicke:	100 – 140 mm
Verblendmauerwerk:	
Rohdichteklasse:	≥ 1,1
Wanddicke:	90 – 115 mm

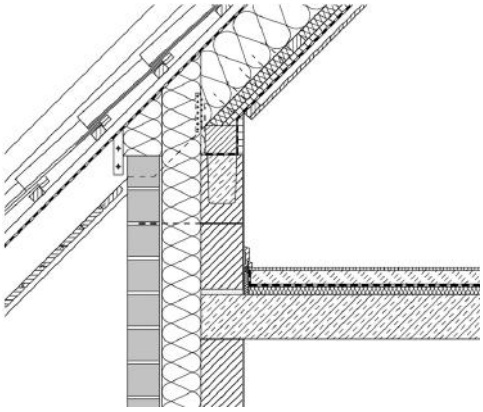


Abb. B.5.63 Zweischaliges Mauerwerk mit Kerndämmung, Anschluss an Pfettendach, gemauerter Drempel, Dachraum beheizt

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
Wand:	
U-Wert:	0,19 – 0,35 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	32 – 48 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 120 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Mauerwerk mit Dämmung	
Rohdichteklasse:	1,1 – 2,0
Wanddicke:	150 – 240 mm
Dämmschicht:	
WLF:	0,035 – 0,040
Dicke:	100 – 160 mm

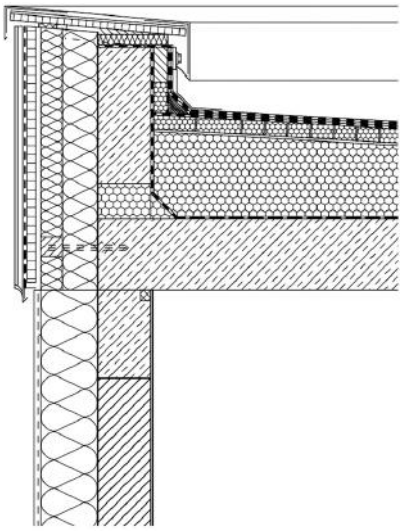


Abb. B.5.64 Einschaliges Mauerwerk mit Dämmung, Flachdach gedämmt, Attika thermisch getrennt

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,16 – 0,35 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	45 – 62 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 60 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Zweischalige Außenwand ohne Luftschicht aus Hintermauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 2,0
Wanddicke:	150 – 240 mm
Dämmschicht:	
WLF:	0,035 – 0,040
Dicke:	100 – 140 mm
Verblendmauerwerk:	
Rohdichteklasse:	≥ 1,1
Wanddicke:	90 – 115 mm

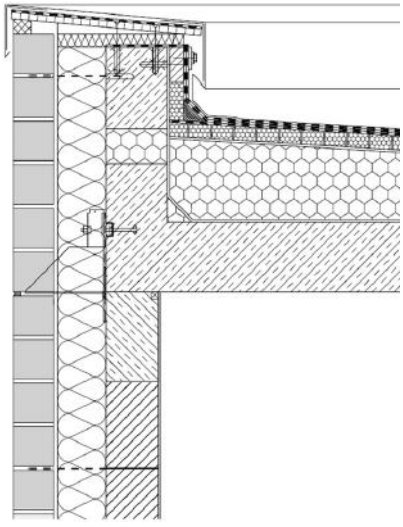


Abb. B.5.65 Zweischaliges Mauerwerk mit Kerndämmung, Flachdach gedämmt, Attika thermisch getrennt, Verblendabfangung mit Konsolen

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	entfällt
Nachweis Dampfdiffusion:	entfällt
Schalldämm-Maß ($R'_{w,R}$):	37 – 56 dB
Feuerwiderstandsklasse:	EI 30 – EI 180
Bauteilaufbau:	
Innenputz:	5 – 20 mm
Rohdichteklasse:	1,1 – 2,0
Wanddicke:	70 – 240 mm

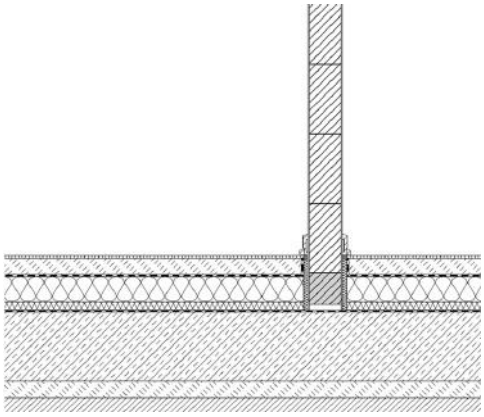


Abb. B.5.66 Innenwand auf raumseitig gedämmter Bodenplatte, Fußpunkt mit Mauerstein geringer Wärmeleitfähigkeit

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	entfällt
Nachweis Dampfdiffusion:	entfällt
Schalldämm-Maß ($R'_{w,R}$):	37 – 56 dB
Feuerwiderstandsklasse:	EI 30 – EI 180
Bauteilaufbau:	
Innenputz:	5 – 20 mm
Rohdichteklasse:	1,1 – 2,0
Wanddicke:	70 – 240 mm

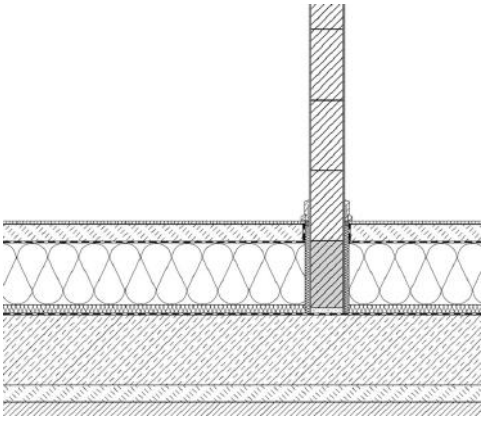


Abb. B.5.67 Innenwand auf raumseitig gedämmter Bodenplatte, Fußpunkt mit Dämmstein

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	entfällt
Nachweis Dampfdiffusion:	entfällt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	37 – 56 dB
Feuerwiderstandsklasse:	EI 30 – EI 180
Bauteilaufbau:	
Innenputz:	5 – 20 mm
Rohdichteklasse:	1,1 – 2,0
Wanddicke:	70 – 240 mm

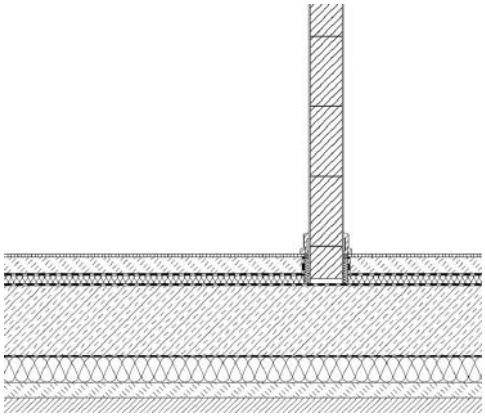


Abb. B.5.68 Innenwand auf raumseitig und außenseitig gedämmter Bodenplatte

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	entfällt
Nachweis Dampfdiffusion:	entfällt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	57 – 67 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180 od. REI-M 30, 60, 90
Bauteilaufbau:	
Zweischaliges Mauerwerk mit Luftschicht (mit Mineralwolle Typ T verfüllt)	
Schale 1:	0,60 – 2,0 175 – 240 mm
Luftschichtdicke, wenn Einzelschale $m' \geq 150\ kg/m^2$	30 mm
Luftschichtdicke, wenn Einzelschale $m' \geq 100\ kg/m^2$	50 mm
Schale 2:	0,60 – 2,0 175 – 240 mm

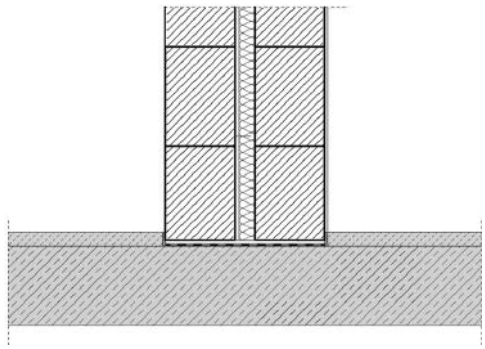


Abb. B.5.69 Zweischalige Haustrennwand, Keller unbeheizt, durchgehende Bodenplatte

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	entfällt
Nachweis Dampfdiffusion:	entfällt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	31 – 46 dB
Feuerwiderstandsklasse:	EI 30 – EI 90
Bauteilaufbau:	
Nichttragende Innenwand aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,6 – 2,0
Wanddicke:	70 – 115 mm

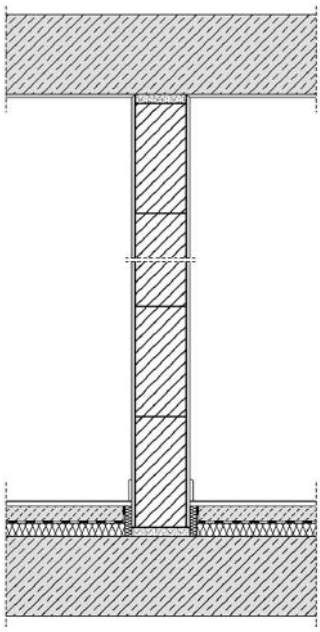


Abb. B.5.70 Innenwand innerhalb von Wohnungen im Zwischengeschoss mit starrem oberen und unteren Anschluss an die Decke

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	entfällt
Nachweis Dampfdiffusion:	entfällt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	31 – 46 dB
Feuerwiderstandsklasse:	EI 30 – EI 90
Bauteilaufbau:	
Nichttragende Innenwand aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,6 – 2,0
Wanddicke:	70 mm – 115 mm

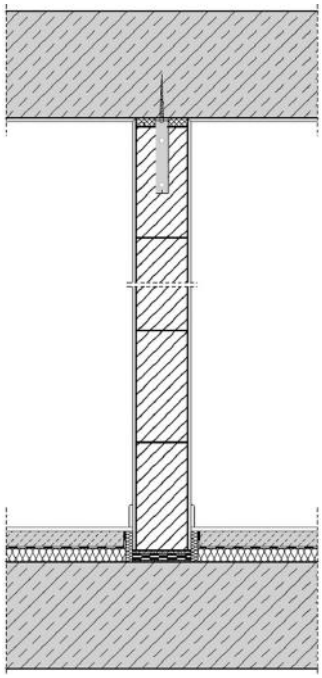


Abb. B.5.71 Innenwand innerhalb von Wohnungen im unteren Geschoss mit elastischem Anschluss oben an die Decke

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,21 – 0,53 W/(m^2 · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33 – 47 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Außenwand aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 0,80
Wanddicke:	240 – 375 mm

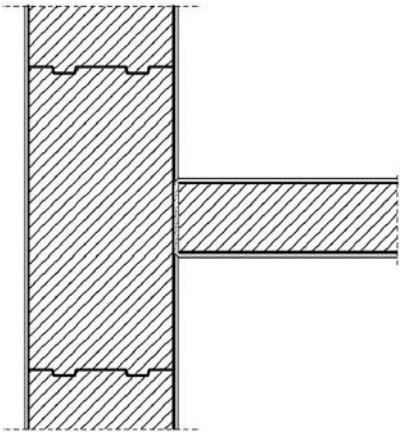


Abb. B.5.72 Anschluss Innenwand – Außenwand, (Stumpfstoß), Fuge satt vermörtelt (Verbindung druckfest)

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,21 – 0,53 W/(m^2 · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33 – 47 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Außenwand aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 0,80
Wanddicke:	240 – 375 mm

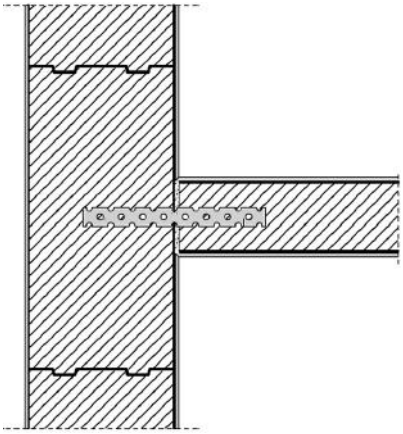


Abb. B.5.73 Anschluss Innenwand – Innenwand, (Stumpfstoß), Fuge satt vermörtelt und mit Flachstahlanker in den Drittelspunkten der Wand (Verbindung zug- und druckfest)

7541014/10787806875Biblio

Bezeichnung: x	
Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,21 – 0,53 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33 – 47 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Außenwand aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 0,80
Wanddicke:	240 – 375 mm

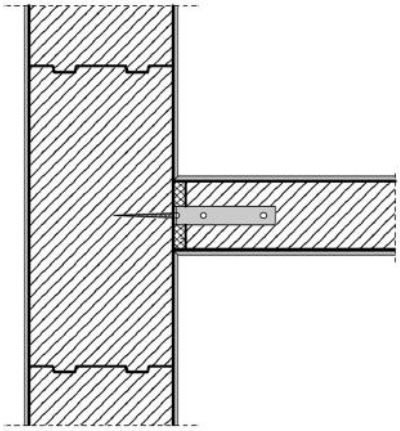


Abb. B.5.74 Anschluss Innenwand – Innenwand (Stumpfstoß), elastischer Anschluss mit Winkel und Dübel (zugfeste Verbindung)

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	entfällt
Nachweis Dampfdiffusion:	entfällt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	51 – 62 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Stahlbeton	150 – 365 mm
Innenwand	70 – 150 mm

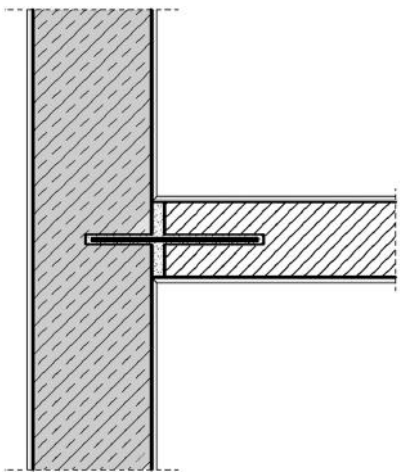


Abb. B.5.75 Anschluss Innenwand – Außenwand (Stumpfstoß), Anschluss mit Rundstahl und Mörtelfuge (zug- und druckfeste Verbindung)

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	entfällt
Nachweis Dampfdiffusion:	entfällt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	57 – 74 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
2-schaliges Mauerwerk mit Luftschicht (mit Mineralwolle Typ T verfüllt)	
Rohdichteklasse:	0,60 – 2,0
Schale 1:	175 – 240 mm
Luftschichtdicke wenn Einzelschale $m' \geq 150\ kg/m^2$	30 mm
Luftschichtdicke wenn Einzelschale $m' \geq 100\ kg/m^2$	50 mm
Schale 2:	175 – 240 mm
Fugenüberbrückung mit flexiblem Abdichtungsband	

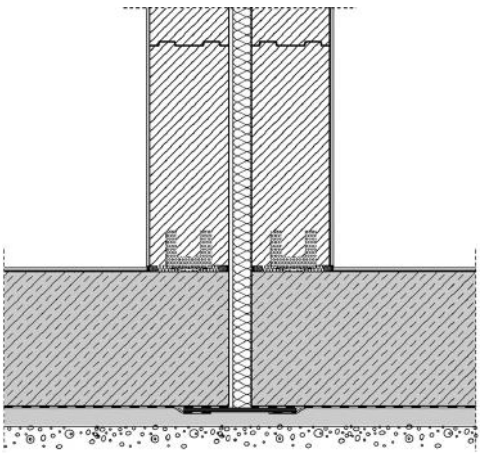


Abb. B.5.76 Anschluss zweischalige Haustrennwände an eine Stahlbetonaußenwand im Keller

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,21 – 0,5 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	57 – 74 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
2-schaliges Mauerwerk mit Luftschicht (mit Mineralwolle Typ T verfüllt)	
Rohdichteklasse:	0,60 – 2,0
Schale 1:	175 – 240 mm
Luftschichtdicke wenn Einzelschale $m' \geq 150$ kg/m²	30 mm
Luftschichtdicke wenn Einzelschale $m' \geq 100$ kg/m²	50 mm
Schale 2:	175 – 240 mm
Fugenüberbrückung mit Putzprofil	

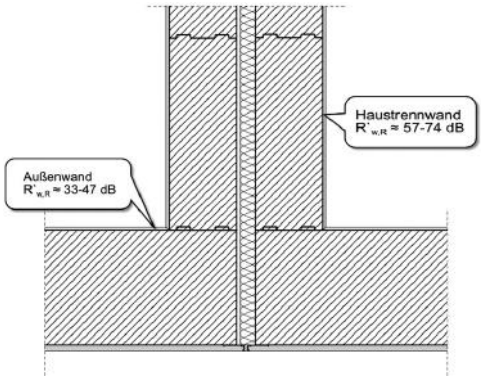


Abb. B.5.77 Anschluss zweischalige Haustrennwände an eine einschalige Außenwand

Bautechnische Werte:	
U-Wert (Ausfachung):	0,21 – 0,53 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33 – 47 dB
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Ausfachung aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 0,80
Wanddicke:	240 – 375 mm

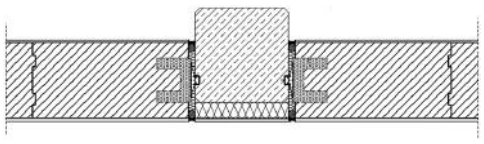


Abb. B.5.78 Anschluss einschaliges Ausfachungsmauerwerk an eine Stahlbetonstütze mit Dehnfuge

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert (Ausfachung):	0,21 – 0,53 W/(m^2 · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33 – 47 dB
Bauteilaufbau:	
Ausfachung aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 0,80
Wanddicke:	240 – 375 mm

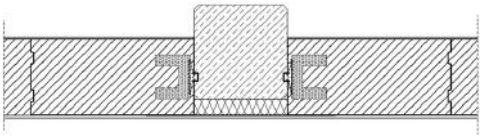


Abb. B.5.79 Anschluss einschaliges Ausfachungsmauerwerk an eine Stahlbetonstütze ohne Dehnfuge

Bautechnische Werte:	
U-Wert (Ausfachung):	0,31 – 0,67 W/(m^2 · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	genauer Nachweis erforderlich
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	30 – 39 dB
Bauteilaufbau:	
Ausfachung aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 0,80
Wanddicke:	150 – 240 mm
Hinweise:	
Anschluss Mauerwerk an Holzstützen über Holz – Dreikantleiste und Wärmedämm-Mörtel	

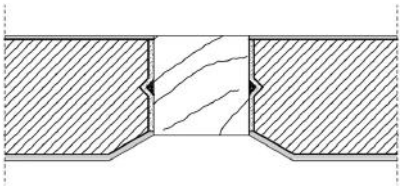


Abb. B.5.80 Holzfachwerk:Anschluss einschaliges Ausfachungsmauerwerk an Holzstütze

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert (Ausfachung):	0,21 – 0,53 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	genauer Nachweis erforderlich
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	33 – 47 dB
Bauteilaufbau:	
Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 0,80
Wanddicke:	240 – 375 mm

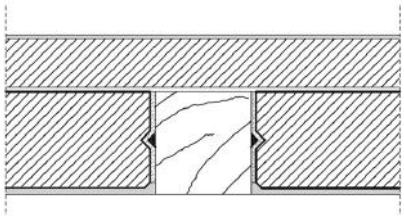


Abb. B.5.81 Holzfachwerk: Anschluss Ausfachungsmauerwerk an Holzstütze, zusätzliche Mauerschale innen

Bautechnische Werte:	
U-Wert (Ausfachung):	0,15 – 0,35 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	genauer Nachweis erforderlich
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	44 – 60 dB
Bauteilaufbau:	
Hintermauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 2,0
Wanddicke:	115 – 200 mm
Dämmschicht:	
WLF:	0,035 – 0,040
Dicke:	100 – 140 mm
Verblendmauerwerk:	
Rohdichteklasse:	≥ 1,1
Wanddicke:	90 – 115 mm

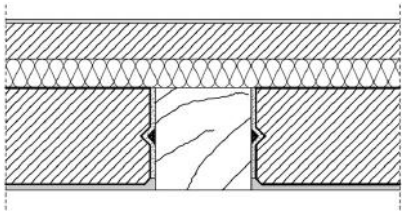


Abb. B.5.82 Holzfachwerk: Anschluss Ausfachungsmauerwerk an Holzstütze, zusätzliche Mauerschale und Dämmung

7541014/10787806875Biblio

Bautechnische Werte:	
U-Wert (Ausfachung):	0,15 – 0,35 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion nach DIN E 4108-3:	genauer Nachweis erforderlich
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	23 – 49 dB
Bauteilaufbau:	
Ausfachungsmauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 2,0
Wanddicke:	115 – 240 mm
Dämmschicht:	
WLF:	0,035 – 0,040
Dicke:	100 – 140 mm

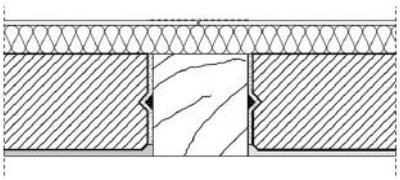


Abb. B.5.83 Holzfachwerk: Anschluss Ausfachungsmauerwerk an Holzstütze, zusätzliche Dämmung innen

Bautechnische Werte:	
U-Wert:	0,20 – 0,72 W/(m² · K)
Nachweis Dampfdiffusion:	erfüllt
Schalldämm-Maß ($R'_{W,R}$):	nicht maßgebend
Feuerwiderstandsklasse:	REI 90 – REI 180
Bauteilaufbau:	
Außenwand aus Mauerwerk mit:	
Rohdichteklasse:	0,35 – 2,0
Wanddicke:	240 – 375 mm
Dämmschicht:	
WLF:	0,040 – 0,045
Dicke:	100 –140 mm

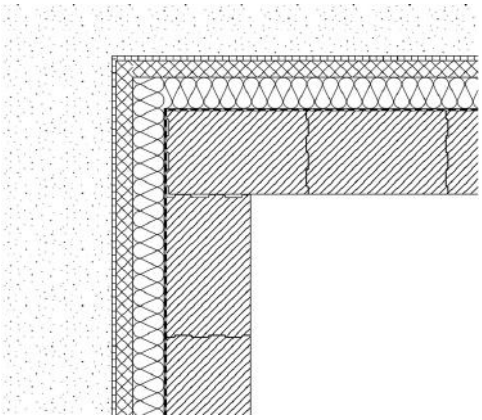


Abb. B.5.84 Außenecke Kellermauerwerk mit Perimeterdämmung und Schutzschicht

7541014/10787806875Biblio

6 Abdichtung von Mauerwerk

Prof. Dr.-Ing. R. Oswald

6.1 Notwendigkeit einer Abdichtung

Mauerwerk wird seit Jahrhunderten als bewitterter Fassadenbaustoff oder für ständig erdfeuchte Fundamente verwendet. Allein dadurch ist die grundsätzliche Feuchtebeständigkeit vieler Mauerwerksbaustoffe nachgewiesen. Die zusätzliche Abdichtung der Konstruktion gegen flüssiges Wasser ist daher nur in bestimmten Beanspruchungssituationen und Anwendungsfällen erforderlich.

Die Abdichtung von Mauerwerk ist mit unterschiedlichen bahnenförmigen oder flüssigen Abdichtungsstoffen zuverlässig möglich. Entsprechende Ausführungshinweise werden im Folgenden gegeben.

Die allgemeine Entwicklung im modernen Hochbau läuft auf eine hochwertige Nutzung von Kellerräumen mit erhöhten Anforderungen an die Trockenheit der Bauteiloberflächen und der Raumluft hinaus. In sehr vielen Fällen ist es dann bauphysikalisch sinnvoll und bautechnisch naheliegend, das für die weiteren Geschosse verwendete Mauerwerk auch im Kellergeschoss einzusetzen. Die erdberührten Mauerwerkswände benötigen dann eine Abdichtung und im Sockelbereich zumindest zusätzliche, vor Feuchte schützende Maßnahmen.

Bauwerksabdichtungen sind demnach für Mauerwerk im erdberührten Bereich notwendig, wenn:

- nur durch die Abdichtung die beabsichtigte Nutzung der Räume im Gebäudeinneren ermöglicht wird,
- die Bauteile selbst durch Abdichtungen vor Schäden geschützt werden müssen.

Bei zweischaligem Sichtmauerwerk kann nach Schlagregenbeanspruchungen Wasser im Schalenzwischenraum sickern, das durch Fußpunktabdichtungen über Sockeln und Stürzen nach außen abgeleitet werden muss. Auch auf diese Abdichtungsaufgabe wird im Folgenden eingegangen.

6.2 Regelwerke

6.2.1 Bedeutung von Normen

Die am Bau Beteiligten schulden dem Besteller grundsätzlich kein „normgerechtes“ sondern ein den „anerkannten Regeln der Bautechnik“ (a.R.d.Bt.) entsprechendes Werk – wenn nicht im Vertrag ausdrücklich etwas Anderes vereinbart wurde. Eine Abdichtungsbauweise entspricht den a.R.d.Bt., wenn sie als wissenschaftlich richtig anerkannt gilt, unter gut vorgebildeten Bautechnikern allgemein bekannt ist und wenn sie durch längere Praxis als „bewährt“, d. h. langfristig praxistauglich, eingeschätzt werden kann.

Normen können in einzelnen Passagen fehlerhaft oder überholt sein und decken sich daher nicht zwangsläufig und vollständig mit den a.R.d.Bt.

Aufgrund ihres qualifizierten Zustandekommens gehen aber die Gerichte bei der Nichteinhaltung von Normregeln von der Anscheinsvermutung aus, dass die Werkleistung nicht den a.R.d.Bt. entspricht und daher mangelhaft ist. Der Anwender der abweichenden Bauweise muss dann beweisen, dass diese Anscheinsvermutung falsch ist.

Da die Beweisführung sich nicht selten als aufwändig und langwierig erweist, ist es klug, alleine schon zur Streitvermeidung die Abdichtungsnormen zu kennen und sie zu beachten. Ziel sollte nicht nur ein standfestes und gebrauchstaugliches sondern auch ein „gerichtsfestes“ Gebäude sein.

Aus den dargestellten Gründen wird im Folgenden detailliert auf die Abdichtungsnormen eingegangen und es werden Lösungsvorschläge zu Streitpunkten gemacht. Nicht nur Normen sondern auch qualifizierte Richtlinien, Merkblätter und Fachbeiträge können als Erkenntnisquelle für die a.R.d.Bt. herangezogen werden.

6.2.2 Regelwerkübersicht

Die Abdichtungsaufgaben des Hochbaus sind zurzeit noch im Wesentlichen in DIN18195 – Bauwerksabdichtungen – genormt. In den Teilen 1 bis 3 dieses Regelwerks werden die für alle Abdichtungsaufgaben gemeinsam geltenden Festlegungen getroffen: Grundsätze, Definitionen, Zuordnung der Abdichtungsarten in Teil 1; Stoffe in Teil 2 sowie Anforderungen an den Untergrund und Verarbeitung der Stoffe in Teil 3. Bezüglich der bahnenförmigen Abdichtungen muss die Stoffnorm gemeinsam mit den europäischen Produktnormen (DIN EN 13969 und 13967) und mit DIN V 20000-202 gelesen werden, da dort zusätzliche Anforderungen an die europäisch geregelten Abdichtungsprodukte zur nationalen Anwendung festgelegt wurden. Dies gilt auch für die in eigenen europäischen Stoffnormen geregelten Mauersperrbahnen. Für kunststoffmodifizierte Bitumendickbeschichtungen („KMB“ – neues Kürzel „PMB“ – Polymer modified bituminous thick coatings) werden seit Januar 2013 in der europäische Stoffnorm DIN EN 15814 „Kunststoffmodifizierte Bitumendickbeschichtungen zur Bauwerksabdichtung“ Begriffe und Anforderungen festgelegt, die voraussichtlich auch durch nationale Festlegungen zu ergänzen sind.

Teil 4 von DIN 18195 beschreibt die Ausführungsregeln für Abdichtungen gegen Bodenfeuchtigkeit (Kapillarwasser, Haftwasser) und nichtstauendes Sickerwasser an Bodenplatten und Wänden und den Schutz gegen aufsteigende Feuchte im Wandquerschnitt (Querschnittsabdichtungen).

7541014/10787806875Biblio

Der Teil 6 stellt Regeln für Abdichtungen gegen von außen drückendes Wasser und aufstauendes Sickerwasser auf.

Die Teile 8 und 9 behandeln die Abdichtungsdetails genauer: Teil 8 beschreibt die Ausführung von Bewegungsfugen, wie sie im Mauerwerksbau vor allem bei Gebäudefugen zwischen benachbarten Bauwerken vorkommen und Teil 9 beschreibt Durchdringungen, Übergänge, An- und Abschlüsse. Für den Mauerwerksbau sind hier neben den Durchdringungen vor allem die Regelungen zum Sockelbereich und dem Übergang am Absatz zu wasserundurchlässigen Bodenplatten aus Beton von großem Interesse. Im Beiblatt 1 zu DIN 18195 sind typische Detaillösungen als Systemskizzen zeichnerisch dargestellt. Teil 10 behandelt schließlich Schutzschichten und Schutzmaßnahmen.

DIN 18195 enthält aber nicht alle gebräuchlichen Abdichtungsverfahren. So erstreckt sich der Geltungsbereich dieser Norm z. B. nicht auf wasserundurchlässige Bauteile aus Beton mit hohem Wassereindringwiderstand, die bei Mauerwerksgebäuden meist für die erdberührten Bodenplatten verwendet werden. Eine Richtlinie für wasserundurchlässige Bauteile aus Beton hat der Deutsche Ausschuss für Stahlbeton 2003 [RI-WU] veröffentlicht.

In DIN 18195 sind die verschiedenen flüssig zu verarbeitenden Abdichtungssysteme noch nicht durchgängig geregelt. Teil 2, Stoffe, legt zwar Stoffanforderungen fest für mineralische Dichtungsschlämmen (MDS), die als Querschnittsabdichtungen und am Sockel im Mauerwerksbau angewendet werden. Ebenso gibt es Stoffanforderungen für Flüssigkunststoffe (FLK). Die Verarbeitungs- und Konstruktionsregeln für die Abdichtung erdberührter Baueile und Fußpunktabdichtungen fehlen aber in den Teilen 3, 4, 6, 8 und 9. Zukünftig werden sie in der Nachfolgenorm von DIN 18195 für Abdichtungen erdberührter Bauteile und Abdichtungen in und unter Mauerwerk in DIN 18533 zu finden sein.

DIN EN 1996 Teil 2 (Eurocode 6) macht im nationaler Anhang (2012-01) unter dem Aspekt des notwendigen Scherwiderstands der mit eine Querschnittsabdichtungen ausgestatteten Lagerfuge Empfehlungen zur den verwendbaren Abdichtungsstoffen (s. u.).

Die Planung und Ausführung von flexiblen Dichtungsschlämmen sollte gemäß der Richtlinie [RI-MDS] erfolgen.

Für den Fall, dass Mauerwerkswände zum Zweck des Feuchteschutzes im Sockelbereich verputzt werden sollen, kann hinsichtlich der verwendbaren Putze auf die Putznorm DIN 18550 sowie die Richtlinie von Handwerksverbänden zurückgegriffen werden [RI-FSP].

Zur Anordnung und Ausführung von Fußpunktabdichtungen macht die Mauerwerksnorm DIN 1053, Teil 1 Angaben, die allerdings zum Teil nicht mehr allgemein anerkannt sind (s. Kap. 8).

Da Bauwerksabdichtungen insbesondere im Kellerbereich für eine spätere Wartung oder Erneuerung nur schwer zugänglich sind, zielen die Regeln der Abdichtungstechnik auf eine hohe Zuverlässigkeit und die langfristige Gebrauchstauglichkeit der Dichtung ab. Dies erklärt die Anforderungen z. B. an

- die Materialien im Hinblick auf Rissüberbrükkungseigenschaften,
- die Schichtdicken und Lagenzahl,
- die Qualität des Untergrundes,
- die Sicherheitszuschläge an Randaufkantungen,
- sowie die Kontrolle und den Schutz der Abdichtungen in der Bauphase.

Natürlich gelten diese Grundsätze für alle Arten von Wandkonstruktionen gleichermaßen.

Die in Bezug genommenen DIN-Normen und Richtlinien sind im Abschn. Technische Regelwerke aufgeführt.

6.3 Planung der Abdichtung

Untersuchungen an Bauwerksabdichtungen zeigen, dass eine sorgfältige Planung entscheidend für die Vermeidung von Schäden ist. Stark verwinkelte Untergründe, häufige Materialwechsel, die ungünstige Lage von Abschlüssen, Dehnfugen und Durchdringungen sind eine wesentliche Ursache für nicht dauerhaft funktionsfähige Abdichtungen. DIN 18195 stellt daher in Teil 1 allen weiteren Regelungen folgenden Grundsatz voran:

„Wirkung und Bestand einer Bauwerksabdichtung hängen nicht nur von ihrer fachgerechten Planung und Ausführung ab, sondern auch von der abdichtungstechnisch zweckmäßigen Planung, Dimensionierung und Ausführung des Bauwerks und seiner Teile, auf die die Abdichtung aufgebracht wird.“

6.4 Beanspruchung erdberührter Bauteile

6.4.1 Voruntersuchungen und Beanspruchungsarten

Grundsätzlich kann auf eine Untersuchung der Wasserbeanspruchung der erdberührten Bauteile einer konkreten Bauaufgabe ganz verzichtet werden, wenn von vornherein gegen die höchste denkbare Wasserbeanspruchung – also Druckwasser – abgedichtet wird. Da Baugrundsituationen ohne Druckwasserbeanspruchung in Deutschland vorherrschen, würde dies aber überwiegend zu unwirtschaftlichen Ergebnissen führen. Zur Bestimmung der angemessenen Abdichtungsart und auch zur Klärung der Frage, ob

7541014/10787806875Biblio

Tafel B.6.1 Zuordnung von Beanspruchungsarten und Abdichtungssystemen

1	Bauteilart, Wasserart, Einbausituation			Art der Wassereinwirkung	Abdichtungssystem
2	erdberührte Wände und Bodenplatten oberhalb des Bemessungswasserstandes, Kapillarwasser, Haftwasser, Sickerwasser	stark durchlässiger Boden ($k > 10^{-4}$m/s)		Bodenfeuchtigkeit und nichtstauendes Sickerwasser	PMB[4]; einlagige Dichtungsbahnen nach DIN 18195-4; flexible Dichtungsschlämmen[2]
3		wenig durchlässiger Boden ($k \leq 10^{-4}$m/s)	mit Dränung[1]		
4			ohne Dränung	aufstauendes Sickerwasser	PMB, ein-/zweilagige Dichtungsbahnen nach DIN 18195-6 Abschnitt 9[3]
5	erdberührte Wände und Bodenplatten unterhalb des Bemessungswasserstandes			drückendes Wasser	ein-/mehrlagige Dichtungsbahnen nach DIN 18195-6 Abschnitt 8

[1] Dränung nach DIN 4095
[2] Ausführung gemäß Richtlinie [RI-MDS] mit Besteller vereinbaren!
[3] bis zu Tiefen von 3 m unter Geländeoberkante, sonst Zeile 5
[4] PMB: Kunststoffmodifizierte Bitumendickbeschichtung

die Boden- und Wandbauteile gegen Wasserdruck bemessen werden müssen, ist daher die Feststellung der Bodenart und des Bemessungswasserstandes am geplanten Bauwerksstandort unerlässlich.

In der Regel sollte diese Frage durch geotechnische Untersuchungen geklärt werden. Nur bei einfachen Bauaufgaben in gut bekannten Baugebieten kann darauf verzichtet werden – DIN 4020 spricht dann von der „geotechnischen Kategorie1".

Architekten und Ingenieure sollten sich klar machen, dass Schäden in Folge von unterlassenen Baugrunderkundungen haftungsrechtlich grundsätzlich als Planungsmangel gewertet werden. Zur Auslegung des Bauwerks und der Bauwerksabdichtung ist als erstes zu klären, ob mit Druckwasser aus Grund- oder Hochwasser zu rechnen sein wird, die erdberührten Bauteile also unter oder über dem *Bemessungswasserstand* liegen.

DIN 18195 Teil 1 definiert den „Bemessungswasserstand" als den höchsten, nach Möglichkeit aus langjähriger Beobachtung ermittelten Grundwasserstand/ Hochwasserstand.

Einmalige kurzzeitige Beobachtungen aus Baugrunderkundungen geben nur bei sehr eindeutigen Situationen eine verlässliche Beurteilungsgrundlage. Je nach geologischer Situation und Dichte der Pegelmessstellen und ihrer Lage zum Bauplatz können die häufig langfristigen Messungen der Wasser- und Abfallwirtschaftsämter brauchbare Informationen liefern. In Gebieten mit langjährigem Baubestand können die Erfahrungen an der Nachbarbebauung sehr hilfreich sein.

Tafel B.6.1 gibt eine Übersicht über die möglichen Wasserbeanspruchungsarten entsprechend der Einteilung in DIN 18195. Daraus wird ersichtlich, dass *oberhalb des Bemessungswasserstandes* je nach Bodenart und Vorhandensein einer Dränung mit Bodenfeuchtigkeit und nichtstauendem Sickerwasser oder mit aufstauendem Sickerwasser zu rechnen ist.

6.4.2 Bodenfeuchtigkeit und nicht stauendes Sickerwasser

Die geringste Beanspruchung auf erdberührte Bauteile durch im Boden immer vorhandenes, kapillar gebundenes und durch Kapillarkräfte auch gegen die Schwerkraft transportiertes Wasser und bei erdberührten Wandflächen durch an der Wand herabrinnendes, nichtstauendes Sickerwasser liegt nur vor, wenn das Gelände über dem Bemessungswasserstand liegt und der Baugrund – und auch das Verfüllmaterial des Arbeitsraumes – aus stark durchlässigem Boden (DIN18195 gibt einen Durchlässigkeitsbeiwert $> 10^{-4}$ m/s an) besteht. Davon kann bei Sand und Kies ausgegangen werden.

Weiterhin ist von dieser geringen Wasserbeanspruchung der erdberührten Bauteile auszugehen, wenn bei wenig durchlässigen Böden (z. B. Lehm, Schluff, Ton) durch eine funktionsfähige Dränung für die Ableitung des sonst möglichen Stauwassers gesorgt wird.

Bei erdberührten Bodenflächen, die oberhalb des Bemessungswasserstands auf stark durchlässigem Baugrund oder Bodenaustausch liegen – dies trifft häufig bei nicht unterkellerten Gebäuden zu – ist die Wasserbeanspruchung auf Kapillarwasser beschränkt. Sickerströmungen sind dann nicht zu erwarten. Das ist z. B. für den Aufwand zur Abdichtung von Durchdringungen von großer Bedeutung.

7541014/10787806875Biblio

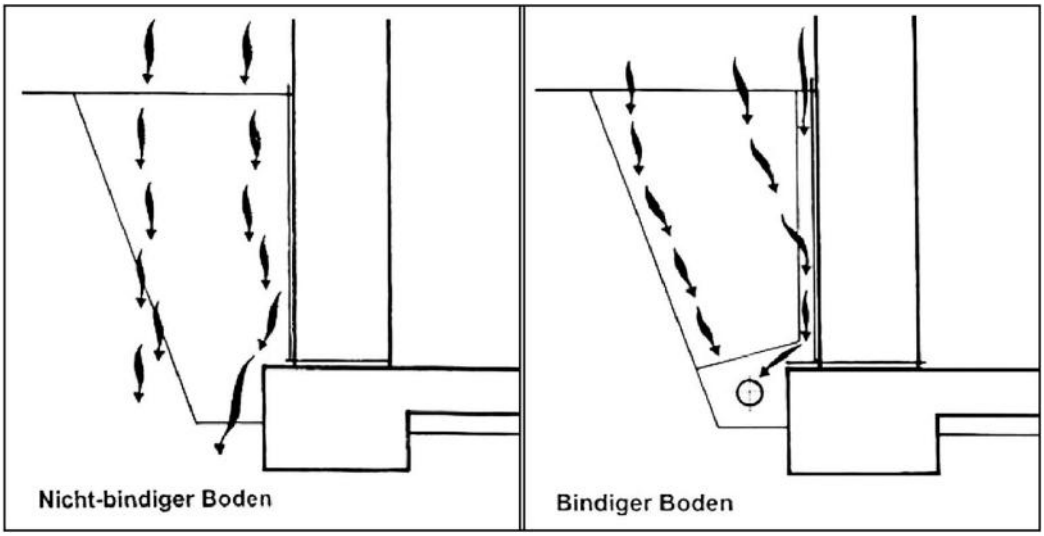


Abb. B.6.1 und Abb. B.6.2 Prinzipskizze: Situation mit der geringsten Wasserbeanspruchung durch Bodenfeuchte und nichtstauendes Sickerwasser. Links: Baugrund und Baugrubenverfüllung sind gut wasserdurchlässig; rechts: wenig wasserdurchlässiger (bindiger) Baugrund mit Dränung.

6.4.3 Druckwasser aus Stauwasser

Ermittelt die Baugrunderkundung bei einem über dem Bemessungswasserstand zu errichtenden Gebäude einen gering durchlässigen Boden (Wasserdurchlässigkeitsbeiwert $\leq 10^{-4}$m/s) und soll trotzdem auf eine Dränung verzichtet werden, da z. B. eine behördlich zugelassene Vorflut nicht verfügbar ist, so muss damit gerechnet werden, dass sich z. B. nach intensiven Regenfällen Stauwasser im Arbeitsraum bildet, das die erdberührten Bauteile als Druckwasser beansprucht. Die Abdichtungsmaßnahmen gegen diese Beanspruchungsform sind daher – ebenso wie die Druckwasserbelastung aus Grundwasser – im Teil 6 von DIN 18195 geregelt. Für diesen Druckwasserlastfall sind einfachere Abdichtungsmethoden anwendbar, wenn die Sohle mindestens 30 cm über dem höchsten Bemessungswasserstand liegt und die „Gründungstiefe" maximal 3 m unter Geländeroberkante reicht. Mit „Gründungstiefe" ist die Höhenlage einer unter der lastabtragenden Bodenplatte angeordneten Flächenabdichtung gemeint. Die einfachere Abdichtung soll also maximal 3 m hoch durch Stauwasserbelastet werden. Bei Gebäuden mit Streifenfundamenten kann die „Gründungstiefe" mehr als 3 m betragen, solange die Druckwassersäule auf der Abdichtung 3 m nicht übersteigt.

Dieser Regelung liegt die Erfahrung zugrunde, dass Stauwasserbeanspruchungen meist nur kurzfristig auftreten und daher hier eher mit einem geringeren Zuverlässigkeitsgrad konstruiert werden kann.

DIN 18195 ordnet im Teil 6 auch Baugrundsituationen mit „Schichtenwasser" der höheren Druckwasserbeanspruchungsklasse zu. Eine solche Differenzierung der Wasserbeanspruchung nach der Entstehungsart des Druckwassers ist grundsätzlich nicht sinnvoll, da die physikalischen Eigenschaften der Abdichtung nicht von der Entstehungsart der Wasserbeanspruchung abhängen. Im Einzelfall mag gerechtfertigt sein, bei Schichten mit hoher ständiger Wasserzuführung von der höheren Beanspruchung auszugehen. Bei geschichtetem Baugrund ist aber auch in Standardfällen mit der Zuleitung des Sickerwassers auf wasserundurchlässigeren Schichten zu rechnen, ohne dass von einer dauernden Extrembeanspruchung auszugehen ist.

Rein physikalisch gesehen gilt: Eine Abdichtung, die bei einer 3 m hohen Druckwassersäule dicht ist, leistet dies unabhängig davon, ob das Druckwasser durch Grundwasser oder stauendes Sickerwasser und Schichtenwasser entstanden ist. Wurde also nach dem Lastfall „aufstauendes Sickerwasser" funktionsfähig abgedichtet und stellt sich später heraus, dass auch Grundwasser zeitweise ansteht, so macht diese Erkenntnis die Abdichtung nicht undichter.

Trotzdem ist unbedingt zu empfehlen, zur Streitvermeidung strickt nach den Regeln von DIN 18195 zu dimensionieren und auszuführen.

6.4.4 Druckwasser aus Grund- oder Hochwasser

Wegen der meist nur ungenauen Abschätzungsmöglichkeiten des höchsten Bemessungswasserstandes sieht DIN 18195 grundsätzlich einen Sicherheitszuschlag von 30 cm zum ermittelten Bemessungswasser-

7541014/10787806875Biblio

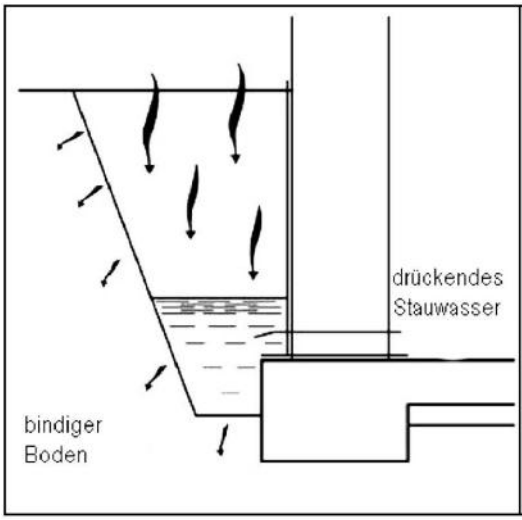


Abb. B.6.3 Prinzipskizze – Baugrund gering wasserdurchlässig (bindig): vorübergehende Druckwasserbelastung aus Stauwasser

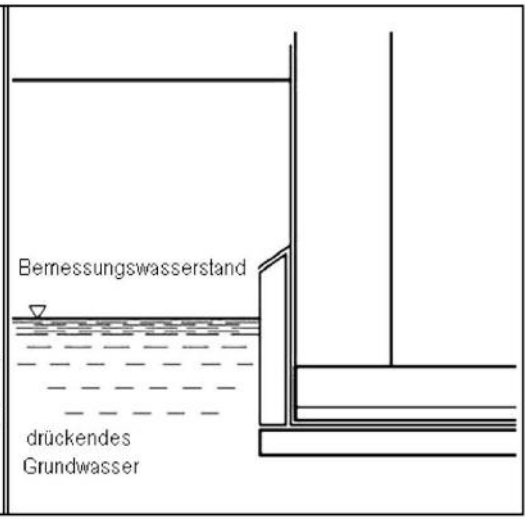


Abb. B 6.4 Prinzipskizze – Gebäudesohle unter dem Bemessungswasserstand: Beanspruchung durch drückendes Grundwasser

stand vor, bis zu dem mindestens druckwasserhaltend abgedichtet werden muss.

Auf hoch beanspruchte, wasserdruckhaltende, mit Bahnen abgedichtete Wannenkonstruktionen, wie sie im Teil 6 von DIN 18195 genauer beschrieben werden, soll im Weiteren nur kurz eingegangen werden, da sie in der Regel nicht aus Mauerwerk bestehen.

6.5 Dränmaßnahmen und Schutzschichten

6.5.1 Dränmaßnahmen

Im Gegensatz zu früheren Fassungen der Teile 4 und 5 von DIN 18195 sieht die Norm seit 2000 bei der Ausführung von Dränmaßnahmen im gering durchlässigen Baugrund den gleichen Abdichtungsaufwand wie bei stark wasserdurchlässigem Baugrund vor – die Beanspruchung ist nämlich in beiden Fällen gleich.

Dies setzt allerdings voraus, dass die Dränmaßnahmen mit hoher Zuverlässigkeit arbeiten und in allen Teilen den Anforderungen von DIN 4095 – Dränung zum Schutz baulicher Anlagen entsprechen.

Dränmaßnahmen bestehen grundsätzlich aus:

- Flächendränmaßnahmen vor den zu schützenden Wand- und ggf. Bodenplattenbauteilen,
- Dränleitungen, die das in die Flächendränschichten sickernde Wasser sammeln,
- Kontrollvorrichtungen und einer Vorflut, die das anfallende Wasser ableitet.

Da es in den meisten Gemeinden unzulässig ist, Dränwasser in das öffentliche Abwassersystem einzuleiten, sind in vielen Bausituationen Dränmaßnahmen allerdings nicht realisierbar (zu weiteren Einzelheiten zur Dränung wird auf DIN 4095 verwiesen).

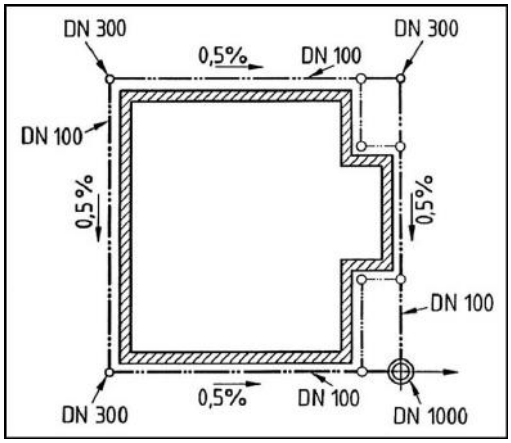


Abb. B.6.5 Beispiel einer Anordnung von Dränleitungen und Kontroll- und Reinigungseinrichtungen bei einer Ringdränung (Mindestmaße) (aus: DIN 4095:1990-06)

6.5.2 Schutzschichten

Gemäß DIN 18195 Teil 4 und Teil 10 sind Abdichtungen grundsätzlich durch Schutzschichten vor Beschädigungen zu schützen.

Bei sachgerechter, lageweiser Verfüllung des Arbeitsraums ohne scharfkantiges Füllmaterial reicht

7541014/10787806875Biblio

dazu z. B. ein Vlies oder Geotextil (Dicke min. 2 mm; Flächengewicht min. 300g/m^2) aus.

Da Dränschichten vor der Kelleraußenwand in der Regel zugleich die Funktion einer Schutzschicht übernehmen sollen und daher unmittelbar vor der Abdichtung angeordnet werden, müssen sie so beschaffen sein, dass sie die Abdichtung nicht beschädigen. Die Flächendränschichten können aus matten- oder plattenförmigen Bauteilen bestehen. Auch Trockenmauerwerk aus Dränsteinen bildet sehr widerstandsfähige Dränschichten. Bei letzterem – wie auch bei Noppenbahnen – ist das Beschädigungsrisiko für die Abdichtung zu beachten und ggf. eine Schutzlage, z. B. ein Vlies, zwischen den Schichten anzuordnen.

Wird bei beheizten Räumen im Kellergeschoss der Wärmeschutz der Außenwände nicht durch das Wandbaumaterial (z. B. durch wärmedämmende Mauersteine) selbst erbracht, so werden in der Regel Perimeterdämmschichten eingebaut. Einige dieser Dämmstoffe sind geeignet, die Funktion der Dämmschicht, der Schutzschicht und – bei besonderer Profilierung und Abdeckung – der Drän- und Filterschicht in einer Lage zu übernehmen.

6.6 Abdichtungen gegen Bodenfeuchtigkeit und nicht stauendes Sickerwasser

6.6.1 Abdichtung/Feuchteschutz von Bodenplatten

Kellerwandkonstruktionen werden in der Regel entweder auf einer Fundamentplatte aus Stahlbeton oder Streifenfundamenten in Kombination mit „nicht statisch bewehrter“ Bodenplatte aufgemauert. Wird die Bodenplatte als wasserundurchlässiges Bauteil nach der WU-Richtlinie [RI-WU] konzipiert und ausgeführt, so sind grundsätzlich *keine* weiteren Abdichtungsmaßnahmen *auf* der Bodenfläche erforderlich.

In dieser inzwischen sehr häufig realisierten Situation können also Querschnittsabdichtungen sowohl unter Innen- wie Außenwänden aus nicht baufeuchteempfindlichen Wandbaustoffen ganz entfallen.

Für Nutzungssituationen des Kellers mit geringen Anforderungen an die Trockenheit reicht auch bei Bodenplatten, die nicht aus Beton mit hohem Wassereindringwiderstand bestehen und die auch sonst nicht nach der WU-Richtlinie bemessen sind, nach DIN 18195-4 der Einbau einer kapillarbrechenden Schüttung ($k > 10^{-4}$m/sec.) mit einer Dicke von mindestens 150 mm unter der Bodenplatte aus. Diese Art der Ausführung stellt allerdings inzwischen – auch wegen der unbedeutenden Mehrkosten einer WU-Beton Bodenplatte – den Ausnahmefall im Wohnbau dar.

In Aufenthaltsräumen und auch in Lagerräumen für feuchtigkeitsempfindliche Güter sieht die Abdichtungsnorm auf Bodenplatten ohne die Eigenschaften eines wasserundurchlässigen Betonbauteils grundsätzlich bahnenförmige Abdichtungen, wie einlagige Bitumenbahnen, Selbstklebebitumendichtungsbahnen, Kunststoff- und Elastomerdichtungsbahnen oder auch spachtelbare Stoffe, wie kunststoffmodifizierten Bitumendickbeschichtungen (KMB) oder Asphaltmastix, vor. Bitumenbahnen dürfen in dieser Situation lose oder nur punktweise verklebt eingebaut werden. Die Mindesttrockenschichtdicke von KMB muss 3 mm betragen, die Dicke von Asphaltmastix im Mittel 10 mm.

Angesichts der nur durch Kapillarwasser beanspruchten Situation (s. 6.4.2) sind punktuelle Durchstoßungen der Abdichtung – z. B. durch die Befestigung von Leitungen – ohne Bedeutung. Durchführungen (z. B. von Fallrohren zu Grundleitungen) benötigen keinen großen Abdichtungsaufwand, z. B. keine Dichtflansche.

Nach dem in der WU-Richtlinie dargestellten und durch Untersuchung ausgeführter Objekte belegten Kenntnisstand findet in WU-Betonbauteilen kein bis zur Innenseite reichender Kapillartransport statt.

Bei nicht oberseitig abgedichteten Betonbodenplatten mit oder ohne WU-Eigenschaften können besonders in den ersten Jahren der Standzeit nur Probleme aufgrund der Baufeuchte des Betons bei feuchteempfindlichen Oberbelägen – insbesondere Holzfußböden (z. B. Parkett) – auftreten, wenn diese vom Nutzer wiederum oberseitig mit dampfdichten Schichten abgedeckt werden. Es kommt dann durch Wasserdampfdiffusion zu hohen Luftfeuchten unter dem dampfdichten Oberbelag; dies hat eine hohe Sorptionsfeuchte im Holz und Quellerscheinungen und sogar Zerstörungen des Fußbodens (Hochgehen des Parketts) zur Folge.

Sollen auch derartige, selten vorkommende Nutzungssituationen mit Sicherheit schadensfrei möglich sein, so sind auf der Bodenplatte wasserdampfdiffusionshemmende Schichten aufzubringen. In der Regel reichen PE-Folien, lose mit überlappten Stößen verlegt, aus, die beim Fehlen einer Querschnittsabdichtung an den Wänden bis ca. OK Estrich aufgekantet werden.

Da bei Immobilien die zukünftigen Bodenbeläge nicht sicher bekannt sind, sollte grundsätzlich nach den Regeln der Abdichtungsnorm konstruiert und ausgeführt werden. Zum Schutz der Oberbeläge vor der Baufeuchte und zur Reduzierung eines möglichen Schimmelrisikos sollte daher grundsätzlich eine ausreichend dampfsperrende Schicht oberhalb der Betonbodenplatte eingebaut werden.

6.6.2 Abdichtung von Außenwandflächen

6.6.2.1 Abdichtung mit kunststoffmodifizierten Bitumendickbeschichtungen (KMB/PMB)

KMB sind eine seit Jahrzehnten besonders bei Kellern im Wohnbau eingesetzte und bei sorgfältiger Anwendung bewährte Art der Abdichtung. KMB sind auch nach DIN 18195-4 und -6 seit ihrer Fassung 2000 in

7541014/10787806875Biblio

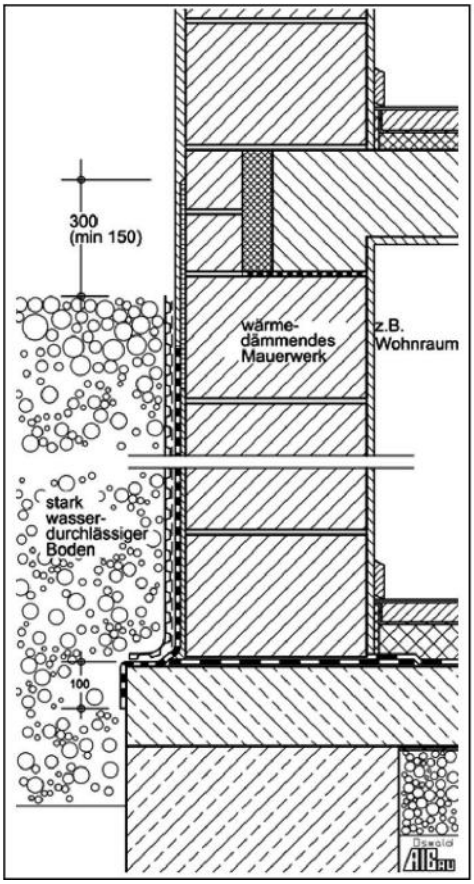


Abb. B.6.6 Schnitt durch die erdberührten Bauteile eines in stark wasserdurchlässigem Baugrund errichteten Gebäudes. Schichtenfolge bei hochwertig genutztem Kellerraum, Dichtung mit PMB, 3 mm dick, im Sockelbereich Anwendung von wasserabweisendem Sockelputz auf Schlämmenuntergrund, Maße in mm.

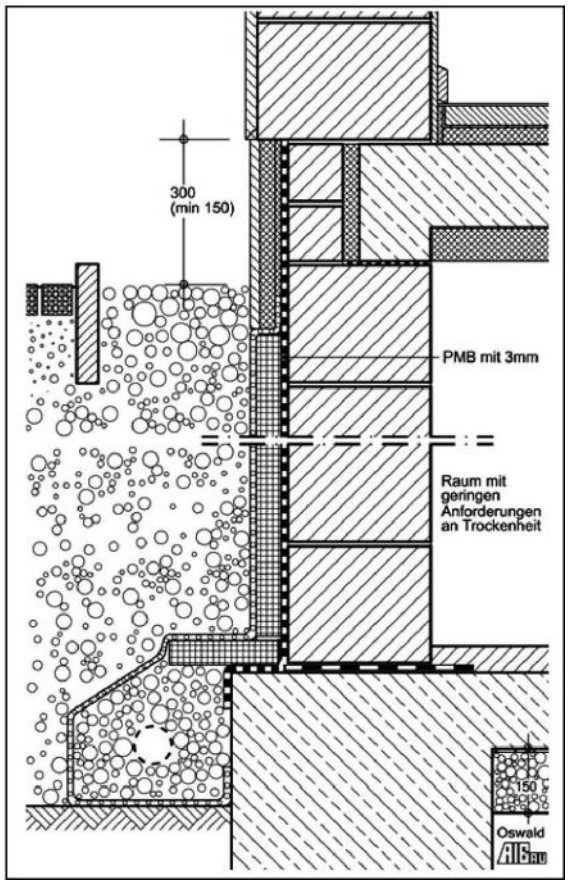


Abb. B.6.7 Schnitt durch die erdberührten Bauteile eines in wenig wasserdurchlässigem Baugrund errichteten Gebäudes mit Darstellung der Flächen- und Ringdränung und einer Abdichtung aus PMB, 3 mm dick, Maße in mm.

Verbindung mit den Anwendungsrichtlinien [RI-KMB] der Hersteller und neuerdings in Übereinstimmung mit DIN EN 15814 anwendbar. Diese europäische Stoffnorm führt für KMB das Kürzel PMB (s. 6.2.2) ein, das zukünftig auch in deutschen Regelwerken verwendet werden soll.

Stoffe

Bei kunststoffmodifizierten Bitumendickbeschichtungen, PMB, handelt es sich um ein- oder zweikomponentige Massen auf der Basis von Bitumenemulsionen, die einen Bindemittelgehalt von mindestens 35 M.-% aufweisen müssen und mit Kunststoffen vergütet werden. Die Materialeigenschaften müssen den Anforderungsprofilen von DIN 18195, Teil 2 entsprechen und nach den in DIN EN 15814 aufgelisteten Prüfregeln geprüft sein.

Aus der Bitumenemulsion (einem System aus den beiden nicht mischbaren Flüssigkeiten Wasser und Bitumen, bei dem das Bitumen mit Hilfe von Emulgatoren in Form kleiner Tröpfchen im Wasser verteilt schwimmt) entsteht ein wasserundurchlässiger Bitumenfilm auf der Bauteiloberfläche, nachdem das Wasser der Emulsion verdunstet ist. Wichtig für den Anwender ist die Erkenntnis, dass das Abbinden (Brechen) der Emulsion wesentlich vom Feuchtegehalt des Untergrundes und den Austrocknungsbedingungen in der Umgebung abhängig ist. Die Durchtrocknungsdauer kann demnach, je nach Art des Untergrundes und den Klimabedingungen deutlich variieren.

7541014/10787806875Biblio

Untergrund
Mauerwerk ist in der Regel wegen seiner Saugfähigkeit als Untergrund für PMB sehr gut geeignet. Unterputze und egalisierende Kratzspachtelungen sind in der Regel nur erforderlich, wenn das Steinmaterial grobporös ist oder Putzrillen aufweist (s. dazu die Hinweise der jeweiligen Steinhersteller).

Die allgemeinen Anforderungen an die Untergründe von Abdichtungen wie Frostfreiheit und Oberflächentrockenheit müssen erfüllt werden.

Selbstverständlich ist es, dass nicht verschlossene Vertiefungen über 5 mm Tiefe (z. B. Mörteltaschen, Steinnuten) sowie nicht vermörtelte Stoßfugen mit einer Breite > 5 mm mit Mörtel zu schließen sind. (Wie dies die DIN 1053 für die Ausführung von Mauerwerk generell fordert).

Kanten müssen vor dem Auftrag gefast werden, Kehlen sollten gerundet sein; dies kann jedoch auch – insbesondere bei zweikomponentigen Bitumendickbeschichtungen – durch die Dickbeschichtung selbst erfolgen (s. u.). In der Regel sind PMB auf einem durch Voranstrich vorbereiteten Untergrund aufzubringen. Dieser „Voranstrich" kann aber auch aus einer Kratzspachtelung der PMB selbst bestehen.

Verarbeitung

Die KMB ist in mindestens zwei Arbeitsgängen aufzubringen. Der Auftrag kann beim Lastfall Bodenfeuchtigkeit frisch auf frisch erfolgen und die Trockenschichtdicke muss mindestens 3mm betragen. Die dazu erforderliche Nassschichtdicke muss vom Hersteller angegeben werden. Diese sollte an keiner Stelle um mehr als 100 % überschritten werden, da sonst Durchtrocknungsprobleme entstehen können.

Die Schichtdickenkontrolle hat im frischen Zustand durch Messung der Nassschichtdicke (mindestens 20 Messungen je Ausführungsobjekt bzw. mindestens 20 Messungen je 100 m^2) zu erfolgen. Die Hersteller bieten dazu einfache Messlehren an (Einzelheiten und Protokoll-Muster enthält die PMB-Richtlinie [RI-PMB]).

Bis zum Erreichen der Regenfestigkeit muss die Fläche vor Regeneinwirkung geschützt werden. Wasserbelastung und Frosteinwirkung sind bis zur Durchtrocknung der Beschichtung möglichst auszuschließen.

Da Schutzschichten erst aufgestellt werden dürfen, wenn die PMB ausreichend durchgetrocknet ist, muss die Durchtrocknung überprüft werden. Da aus den o. a. Gründen dazu kein fester Zeitraum vorgegeben werden kann, geschieht dies am besten an einer Referenzprobe mit Hilfe des Keilschnittverfahrens. Als Referenzprobe am Objekt sollte ein unverbauter Mauerstein verwendet werden, der möglichst unter gleichen Klimabedingungen, z. B. in der Baugrube, gelagert wurde.

Die durchgetrocknete Schicht ist grundsätzlich durch eine Schutzschicht gegen mechanische Beschädigung zu schützen (s. Abschnitt 6.5.2).

6.6.2.2 Bahnenförmige Wandabdichtungen

Insbesondere wenn die Wartezeiten bis zur Durchtrocknung von PMB oder die Frost- und Niederschlagsempfindlichkeit des frisch verarbeiteten Materials im Bauablauf Schwierigkeiten erzeugen könnten, sind bahnenförmige Abdichtungen auch bei der geringen Belastungsklasse aus Bodenfeuchtigkeit sinnvoll. DIN 18195 führt dazu auch Kaltselbstklebebahnen – sowohl als Bitumendichtungsbahnen (KSK-Bahnen, Anforderung s. Tab. 3 im Teil 2 der Norm) als auch als Elastomerbahnen (s. Tab. 4 im Teil 2 der Norm) auf.

6.6.2.3 Abdichtung mit Bitumenheißaufstrichen

Für den Sonderfall Grundmauerschutz nicht unterkellerter Gebäude können auch Heißbitumenaufstriche verwendet werden, die aus einem kaltflüssigen Voranstrich und mindestens zwei heißflüssigen Deckaufstrichen herzustellen sind. Die Endschichtdicke muss im Mittel 2,5 mm betragen, an der ungünstigsten Stelle darf sie nicht geringer als 1,5 mm sein.

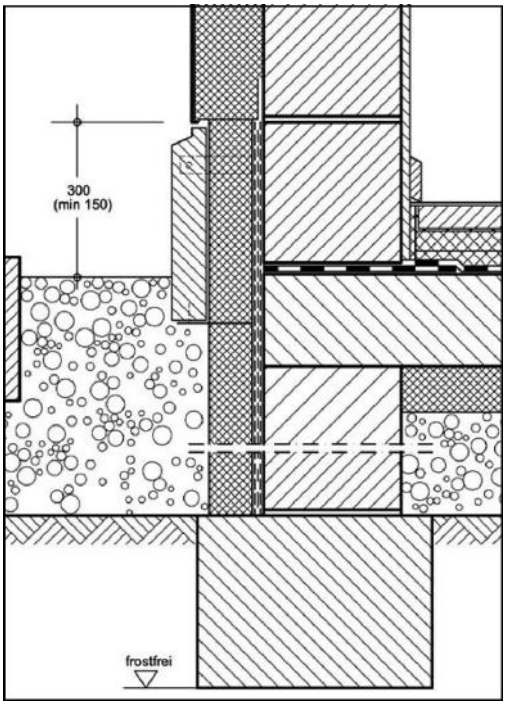


Abb. B.6.8 Schnitt durch die erdberührten Bauteile eines nicht unterkellerten Gebäudes, Abdichtung des Sockelbereichs mit Heißbitumenaufstrichen, zweifach, Maße in mm

7541014/10787806875Biblio

6.6.3 Querschnittsabdichtungen

6.6.3.1 Anzahl und Lage

Wie bereits unter 6.6.1 angesprochen, können auf wasserundurchlässigen Bodenplatten aus Beton mit hohem Wassereindringwiderstand Abdichtungen gegen Wasser aus dem Baugrund – und damit auch Querschnittsabdichtungen – ganz entfallen.

Um eine Verbindung zwischen Bodenplatten- und Außenwandabdichtung herzustellen, und um die aufgehenden Mauerwerkswände gegen aufsteigende Feuchtigkeit zu schützen, werden bei Bodenplatten, die nicht als wasserundurchlässiges Betonbauteil konzipiert und ausgeführt wurden in der Regel waagerechte Abdichtungen in oder unter den Wänden (Querschnittsabdichtungen) erforderlich.

Im Gegensatz zu den älteren Abdichtungsregeln ist nach DIN 18195 seit 2000 in Mauerwerkswänden nur noch *eine einzige Querschnittsabdichtung* vorzusehen. In der Regel wird sie unmittelbar auf der bis zur Fundamentaußenkante durchlaufenden Bodenplatte verlegt.

Grundsätzlich ist die Höhenlage aber nicht mehr genormt, wichtig ist nur, dass aufsteigende Feuchtigkeit nicht auftreten kann und die äußere Wandabdichtung, sowie – falls vorhanden – die Fußbodenabdichtung an die Querschnittsabdichtung herangeführt bzw. mit ihr verklebt werden kann.

6.6.3.2 Bahnenförmige Querschnittsabdichtungen

Außenwände, insbesondere erddruckbelastete Kellerwände, müssen senkrecht zur Wandfläche einwirkende Kräfte aufnehmen können. Daher dürfen Querschnittsabdichtungen keine Gleitschichten darstellen. Aus statischen Gründen sieht daher DIN EN 1996-2 besandete Bitumendachbahnen, z. B. R 500 nach DIN EN 14967 in Verbindung mit DIN V 20000-202 oder Bahnen mit „gleichwertigem Reibungsverhalten“ vor. Der Reibungswiderstand der anderen in DIN 18195 für Querschnittsabdichtungen aufgeführten Bahnen: Bitumen-Dachdichtungsbahnen (z. B. G 200 DD) sowie die genormten Kunststoff- und Elastomer-Dichtungsbahnen ist allerdings zurzeit noch nicht abschließend untersucht. Schweißbahnen und Bahnen mit Selbstklebeschicht sind jedenfalls nicht geeignet, da der Reibungswiderstand gering ist.

Um beim Fehlen genauerer Angaben im Leistungsverzeichnis eine einheitliche Kalkulationsbasis vorzugeben, sieht DIN 18336 (VOB Teil C) grundsätzlich eine Bitumen-Dachdichtungsbahn G 200 DD vor.

Es ist empfehlenswert, zurzeit R 500 Bahnen zu verwenden und bei VOB-Verträgen auf die Gründe für die Abweichung von der VOB-Vorgabe hinzuweisen.

Die Auflagerfläche der Bahnen ist so abzugleichen, dass eine waagerechte Fläche ohne für die Bahnen schädliche Unebenheiten entsteht. Die Bahnen dürfen nicht flächig auf Stoß aufgeklebt werden. Die Lagen müssen sich mindestens 20 cm überdecken und können an den Überdeckungen verklebt werden. Bei zweischaligem Mauerwerk und Entwässerung unterhalb der Geländeoberfläche müssen die Stöße der Bahnen verklebt werden, weil hier mit einer Sickerwasserbeanspruchung gerechnet werden muss.

In den europäischen Nachbarländern und vermehrt auch in Deutschland werden seit Jahren Mauersperrbahnen als Querschnittsabdichtung verwendet, die hinsichtlich der Werkstoffe und der Bahnendicke erheblich von den in DIN 18195 genormten Bahnen abweichen. Die Prüfkriterien sind in den europäischen Stoffnormen E DIN EN 14909 und 14967 beschrieben, die Kriterien für die Anwendung in Deutschland sind in DIN V 20000-202 festgelegt – so werden die schon in DIN 18195 enthaltenen Mindestdicken beibehalten. Querschnittsabdichtungen müssen ihre Dichtigkeit und ihr Perforationsverhalten über die gesamte Standzeit des Gebäudes gewährleisten. Außerdem ist vor allem die Machbarkeit eines dichten Anschlusses an die Flächenabdichtung von Boden und Wand ein entscheidendes Auswahlkriterium. Zurzeit sollten von DIN 18195 und DIN 20000-202 abweichende (meist erheblich dünnere) Mauersperrbahnen daher nur eingebaut werden, wenn sie ein allgemeines bauaufsichtliches Prüfzeugnis besitzen und wenn ihre Verwendung mit dem Auftraggeber abgestimmt wurde.

6.6.3.3 Schlämmen als Querschnittsabdichtung

Mineralische Dichtungsschlämmen (MDS) werden schon seit Jahrzehnten für Querschnittsabdichtungen verwendet. Seit 2009 sind die Stoffe im Teil 2 und die Ausführungsregeln für Becken und Behälter im Teil 7 der DIN 18195 genormt. Der nationale Anhang zum Eurocode 6 nennt MDS ausdrücklich als Alternative zu besandeten Bitumenbahnen, da der „gleichwertige Reibungswiderstand“ von MDS belegt ist.

Durch die Entwicklung der sog. „rissüberbrückenden Dichtungsschlämmen“ hat ein Hauptproblem dieser Materialien – die Rissanfälligkeit – an Bedeutung verloren; allerdings ist die verbesserte Rissüberbrückung nur bis zu Rissweiten von 0,2 bis 0,4 mm gegeben. Der Untergrund ist also so zu bemessen, dass nach dem Auftrag keine Riss- oder Fugenaufklaffung über 0,2 mm mehr erfolgt.

Querschnittsabdichtungen aus Schlämmen sichern in jedem Fall die volle Haftscherfestigkeit der Lagerfugen von Mauerwerkskonstruktionen und sind auch bei seitlich höher belasteten Wänden grundsätzlich empfehlenswert. Wie bei allen anderen flüssigen Dichtungsmaterialien ist ihre Wirksamkeit jedoch in höherem Maß von der handwerklichen Ausführungssorgfalt abhängig als bei Dichtungsbahnen. Auch eine Kontrolle der Vollständigkeit ist schwieriger als bei Bahnen.

Die Verwendung von Querschnittsabdichtungen aus Schlämmen ist zusammenfassend daher in zwei Fällen sinnvoll:

7541014/10787806875Biblio

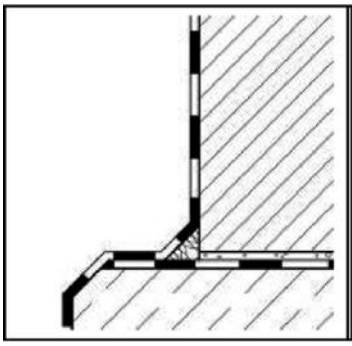


Abb. B.6.9
Bodenplatten-Kehlanschluss bei Dichtungsbahnen mit Dreieckskeil im Bereich der Kehle

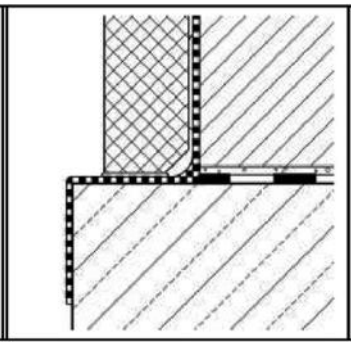


Abb B.6.10
Bodenplatten-Kehlanschluss mit Hohlkehle aus zweikomponentiger PMB

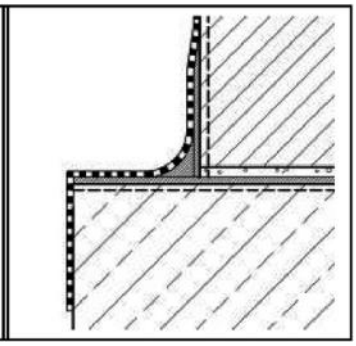


Abb B.6.11
Bodenplatten-Kehlanschluss mit Querschnittsabdichtung und Untergrundvorbehandlung aus Dichtungsschlämme. Abdichtung mit einkomponentiger PMB

- wenn der Haftscherfestigkeit der Lagerfugen eine große Bedeutung zukommt – also bei höheren Kellerwänden ab 2,30 m Höhe und in Situationen mit geringer Auflast (z. B. Kellerwandflächen unter Terrassen mit sehr breiter Fenster-/Türanlage);
- wenn die senkrechte Wandabdichtung zumindest als Untergrundvorbehandlung auch mit mineralischen Dichtschlämmen hergestellt wurde und so eine homogenere Verbindung zwischen Querschnitts- und Wandabdichtung möglich ist.

Zur Reduzierung der Fehlstellengefahr sind ein mindestens zweilagiger Auftrag und eine Mindestdicke von 2 mm gefordert. (Die Verwendung zweifarbiger Gebinde erleichtert die Kontrolle!)

MDS sollten nur unmittelbar auf der Bodenplatte aufgebracht werden, also unter dem Mauerwerk liegen. In einer Lagerfuge kann nämlich eine ausreichend gleichmäßige Schichtdicke nicht sicher erreicht werden. Weitere Einzelheiten zur Verarbeitung können der Richtlinie [RI-MDS] entnommen werden.

6.6.3.4 Detailausbildung der Querschnittsabdichtung

Soll die Querschnittsabdichtung an bahnenförmige Boden- bzw. Wandabdichtungen anschließen, so ist es sinnvoll, die Abdichtung beidseitig ca. 10 cm über die Wandoberfläche hinausragen zu lassen und den Abdichtungsrand überlappend mit den flächigen Bahnenabdichtungen zu verkleben.

Liegt die Querschnittsabdichtung nicht in der Ebene des Fundamentabsatzes, sondern in einer Lagerfuge der Wandfläche, so ist es bei der in diesem Abschnitt behandelten geringen Wasserbeanspruchung ausreichend, wenn die Querschnittsabdichtung so wandoberflächenbündig verlegt bzw. abgeschnitten wird, dass die Wandabdichtung an den Rand der Querschnittsabdichtung „herangeführt“ werden kann.

6.6.4 Anschluss Kellerwand – Kellerboden

Wird die Querschnittsabdichtung unmittelbar auf der Bodenplatte angeordnet und weist diese einen außenseitigen Absatz auf, so sollte bei bahnenförmigen Wandabdichtungen die Querschnittsabdichtung ca. 10cm weit auf den Absatz reichen und mit der Wandabdichtung überlappend verklebt werden. Wegen des Beschädigungsrisikos hohl liegender Bahnenkehlen ist die Bahn in der Kehle z. B. über einen Dreieckskeil (Dämmstoff) zu führen.

Wandabdichtungen sollen grundsätzlich bis ca. 10 cm auf die Stirnfläche der Bodenplatte heruntergeführt werden, um einer Unterläufigkeit der Querschnittsabdichtung entgegenzuwirken.

Bei zweikomponentigen kunststoffmodifizierten Bitumendickbeschichtungen ist es sinnvoll, die Querschnittsabdichtung an der außenseitigen Wandoberfläche abzuschneiden und die Dickbeschichtung mit einer aus dem Dickbeschichtungsmaterial bestehenden Hohlkehle bis auf die Bodenplattenvorderkante zu führen.

Hersteller von einkomponentigen PMB empfehlen folgende Lösung: Nach einer Grundierung (Verkieselung) der Bodenplatte werden rissüberbrückende Dichtungsschlämmen (MDS) als Querschnittsabdichtung bis zur Fundamentvorderkante ausgeführt. Ebenso wird der Wanduntergrund im Kehlbereich nach einer Grundierung mit einer MDS vorbehandelt. Anschließend kann dann eine Hohlkehle aus Sperrmörtel aufgetragen werden. Darüber wird die Wandabdichtung aus PMB in gleichbleibender Schichtdicke und damit ohne Durchtrocknungsprobleme bis auf die Bodenplattenstirnseite geführt. Positiv sind an dieser Variante folgende Aspekte: Man erreicht durch die verschiedenen Arbeitsgänge vor dem Aufbringen der PMB einen gesäuberten, verfestigten, geebneten, tragfähigen Untergrund. Viele Fehlerquellen bei der sonst häufig vernachlässigen Untergrundvorbehandlung werden dadurch minimiert. Die dichtenden mineralischen

7541014/10787806875Biblio

Untergründe im Kehlenbereich machen im Übrigen diese Ausführungsform besonders unempfindlich gegen Hinterfeuchten durch Tagwasser, das während der Bauzeit vom Kellerinnenraum her eindringen kann. Formal nachteilig ist bei dieser Lösung, dass zwar der Abdichtungsstoff der MDS genormt ist und im Eurocode 6 als Querschnittsabdichtung genannt wird, umfassende Ausführungsregeln aber noch nicht in der Abdichtungsnorm festgeschrieben sind. Angesichts der langjährigen Bewährung und der allgemeinen Bekanntheit kann diese Abdichtungsmethode trotzdem als den anerkannten Regeln der Bautechnik entsprechend bewertet werden.

Innenseitig sollte die auf der Bodenplatte angeordnete Querschnittsabdichtung grundsätzlich bei hochwertiger Innenraumnutzung über die Wandoberfläche, ca. 5 bis 10 cm vorstehen (ggf. während der Bauzeit durch Bohlen gegen Beschädigung schützen), um die Querschnittsabdichtung mit der Bodenplattenabdichtung verkleben bzw. bei einem Baufeuchteschutz z. B. aus lose verlegten PE-Folien mit Überlappungen ausführen zu können (solange nur eine Beanspruchung aus Bodenfeuchte vorliegt, ist eine Verklebung nicht zwingend notwendig). Die gleiche Anschlussausbildung ist auch bei aufstehenden Innenwänden auszuführen, soweit diese eine Querschnittsabdichtung benötigen.

6.6.5 Sockel

6.6.5.1 Sockelhöhe und Türschwellen

Zur leichteren Anpassung an die Geländeungenauigkeiten im Sockelbereich sollte die Wandabdichtung so geplant werden, dass der obere Rand ca. 30 cm über Gelände liegt (Nennmaß), im ausgeführten Zustand können aber auch noch 15 cm als mangelfrei gelten.

Hinter Verblendschalen, Fassadenbekleidungen oder Wärmedämm-Verbundsystem-Fassaden ist eine solche Aufkantungshöhe in der Regel auch unproblematisch ausführbar.

An Hauseingängen und an Gartenterrassentüren und -fenstern sind häufig besondere Maßnahmen erforderlich , da im barrierefreien Bauen an Türschwellen eine 15 cm hohe Sockelabdichtung (z. B. bei behindertengerechten Türen) nicht realisierbar ist. Die ganz allgemeine Forderung, dass das anschließende Gelände kein unmittelbar bis zum Sockel reichendes Gefälle zum Haus hin aufweisen sollte, gilt natürlich bei niedrigen Sockelhöhen an den Bauwerksöffnungen in verstärktem Maße.

Zu den besonderen Maßnahmen bei gering aufgekanteten bzw. niveaugleichen Türschwellen zählen der Schutz der Schwelle vor Spritz- und Oberflächenwasser durch Gitterroste und der Schutz vor unmittelbarer, starker Schlagregenbeanspruchung z. B. durch Vordächer; die Ausführung dichter Anflanschkonstruktionen für den Abdichtungsrand oder die Führung der Kellerwandabdichtung bis hinter die Schwellenkonstruktion. Alle genannten Maßnahmen gelten selbstverständlich unabhängig vom gewählten Wandbaustoff. Sie sind im Teil 9 von DIN 18195 im Kapitel 5.4.4 noch genauer beschrieben.

6.6.5.2 Verputzte Sockel

Bei der Ausführung von verputzten Sockeln sind im sichtbaren Bereich über der Geländeoberfläche die für die erdberührte Kellerwand genormten Abdichtungsstoffe weder technisch praktikabel noch optisch erwünscht. Nach DIN 18195-4 darf die Abdichtung bei Sockelputz daher etwa in Höhe Oberkante Gelände enden, wenn im weiter aufgehenden Bereich „ausreichend wasserabweisende“ Bauteile verwendet werden. Damit sind wasserabweisende, spezielle Sockelputze und rissüberbrückende Dichtungsschlämmen (MDS) oder Beschichtungen gemeint.

Dabei ist Folgendes zu beachten:

- Zwischen dem verputzten Sockel und dem oberen Rand der erdberührten Wandabdichtung darf keine Lücke entstehen. Als bewährt kann hier die Anordnung eines 20–30 cm breiten Dichtungsschlämmenstreifens gelten, der zur besseren Haftung des Putzes in frischem Zustand mit Quarzsand abgesandet wird. Darüber werden dann der Sockelputz und die Wandabdichtung aufgebracht.
- Auch wasserabweisende Putze können in der Haftzone zum Unterputz bzw. zum Untergrund Wasser saugen und störende, eingedunkelte Kränze bilden. Daher sollte der Putz bis unmittelbar zur Geländeoberfläche durch einen weiteren Dichtungsschlämmen- oder PMB-Auftrag abdichtend beschichtet und durch eine Schutzlage (z. B. Noppenbahn) vor dem unmittelbaren Kontakt mit feuchtem Verfüllmaterial geschützt werden. Handelt es sich um einen Leichtputz, so wird diese zusätzliche Abdichtung des Putzes im erdberührten Bereich nach DIN V 18550 (Tabelle 5) ausdrücklich gefordert (s. dazu Abb. 5 in der Norm).

6.6.5.3 Verblendschalensockel

Um Schäden am Sichtmauerwerk von Verblendschalen im Bereich des Sockels zu vermeiden, müssen Steinmaterial und Mörtelfugen in der Sockelzone nicht saugfähig ausgeführt werden – unabhängig davon, ob die Querschnittsabdichtung im Verblendmauerwerk in 30 cm Höhe über- oder auf Geländeniveau eingebaut wurde. Bei KS- oder Betonsteinfassaden empfiehlt sich daher auch bei zweischaligem Verblendmauerwerk ein verputzter Sockel.

Bei Ziegelverblendschalen ist der jeweilige Hersteller zu befragen, ob der Verblender auch bis ins Gelände geführt werden kann. Ansonsten sind Klinker in Verbindung mit einem wasserabweisenden Fugmörtel zu verwenden.

Während bei hinterlüftetem Verblendmauerwerk die mindestens 10 cm über Oberkante Gelände angeordneten Belüftungsöffnungen in der Regel auch als

7541014/10787806875Biblio

Entwässerungsöffnungen dienen und daher die Fußpunktabdichtung der Verblendschale auch entsprechend höher als die Querschnittsabdichtung angeordnet wird, können bei Kerndämmkonstruktionen die Querschnittsabdichtungen und die Fußpunktabdichtungen im Zusammenhang unter Oberkante Gelände angeordnet werden (s. **Abb. B.6.12**). Die Bahnenanschlüsse müssen in einer solchen Anordnung verklebt werden, da mit einer erhöhten Beanspruchung aus Oberflächenwasser zu rechnen ist. Entwässerungsöffnungen können entfallen (s. Abschnitt 6.7).

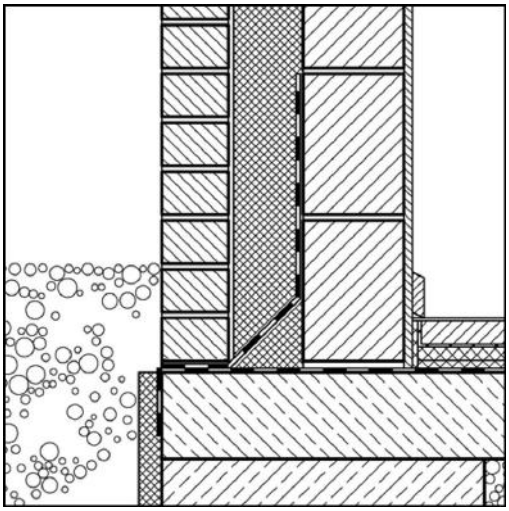


Abb. B.6.12 Sockeldetail eines nicht unterkellerten Gebäudes mit zweischaligem Verblendmauerwerk, Querschnittsabdichtung und Fußpunktabdichtung unter Geländeroberkante

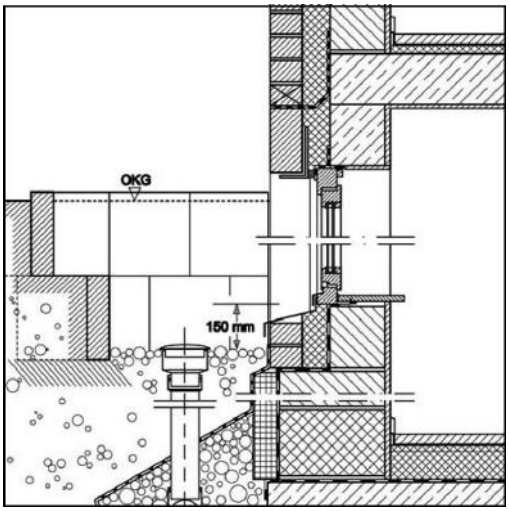


Abb. B.6.13 Ausführungsbeispiel eines größeren Kellerlichtschachts. Die Lichtschachtelemente sind nach der Abdichtung der Kelleraußenwand angefügt.

6.6.6 Durchdringungen (z. B. Hausanschlüsse) und Bewegungsfugen bei der Abdichtung mit PMB

Bei den üblicherweise bei Bodenfeuchtigkeit ausgeführten Abdichtungen aus kunststoffmodifizierten Bitumendickbeschichtungen kann die PMB hohlkehlenartig an die Durchdringung herangearbeitet werden.

Die Abdichtung von Bewegungsfugen (z. B. Haustrennfugen) erfolgt mit bitumenverträglichen Streifen aus Kunststoff-Dichtungsbahnen, die eine Vlies- oder Gewebekaschierung zum Einbetten in die kunststoffmodifizierte Bitumendickbeschichtung besitzen. Die Abdichtung der Überlappungen dieser Bahnenstreifen muss entsprechend der jeweiligen Fügetechnik des verwendeten Kunststoff-Dichtungsmaterials nach Herstellerangaben ausgeführt werden.

6.6.7 Lichtschächte und Kelleraußentreppen

Im Hinblick auf die abdichtungstechnische Gestaltung von Lichtschächten sind folgende Sachverhalte besonders zu beachten:

Abdichtungstechnisch stellen die Befestigungen von GFK-Lichtschachtfertigteilen, aber auch die Anschlussstellen größerer Lichtschachtkonstruktionen Schwachstellen in der Außenwandabdichtung dar.

- Bei Beanspruchung aus Bodenfeuchtigkeit reicht es bei GFK-Lichtschachtverschraubungen, die Schraubstellen analog zu den Durchdringungen sorgfältig zu überspachteln.
- Sonst sollte es grundsätzlich die Zielrichtung sein, zunächst das Gebäude insgesamt im erdberührten Bereich abzudichten und dann die Lichtschachtkonstruktion von außen an das fertig abgedichtete Bauteil anzufügen, da dann die Anschlussfuge zwischen Lichtschacht und Haus keine wesentlichen Abdichtungsfunktionen mehr erfüllen muss. **Abb. B.6.13** zeigt dazu ein Lösungsbeispiel.
- Weiterhin ist die Wasserführung und Entwässerung im Bereich des Lichtschachts wichtig. Der Lichtschachtboden muss ausreichend entwässert werden, damit die Fensterbankkante des Kellerfensters nicht überstaut wird. Der zur Entwässerung notwendige Aufwand hängt von der Größe des Lichtschachts, der Versickerungsfähigkeit des Bodens und des im Lichtschacht anfallenden Wassers ab. Grundsätzlich sollte möglichst das umgebende Gelände nicht in den Lichtschacht entwässern.
- Das Oberflächenwasser aus Lichtschächten sollte grundsätzlich nicht über Dränanlagen abgeleitet werden. Bei kleinen Lichtschächten, die nur einen geringen Wasseranfall erwarten lassen, ist dies allerdings ohne weiteres möglich.

7541014/10787806875Biblio

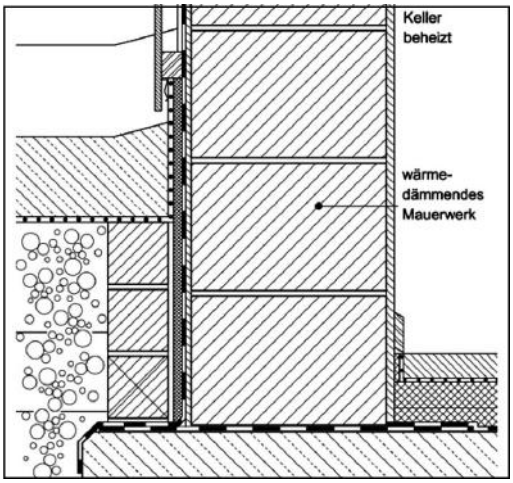


Abb. B.6.14 Ausführungsbeispiel des Anschlusses einer Kelleraußentreppe an die Kellerwand. Die Kelleraußentreppe bindet nicht in das Mauerwerk ein, sondern ist nach Abdichtung des Mauerwerks und Herstellung der entsprechenden Schutzschichten vor das fertig abgedichtete Gebäude gestellt.

- Ist am Lichtschachtboden ein größerer Wasseranfall zu erwarten, so ist auch bei den Fensterbänken die Aufkantungshöhenregel der Sockelbereiche (Mindestaufkantungshöhe 15 cm) zu beachten.

Bei Kelleraußentreppen ist ebenfalls auf die Anschlussstellen zwischen dem Treppenlauf oder dem Kellerhals und der Kelleraußenwand sowohl abdichtungstechnisch als auch wärmeschutztechnisch zu achten. Die beste Lösung stellt es hier dar, die gesamte Kellertreppenkonstruktion völlig getrennt vom Gebäude nach der Abdichtung der Kelleraußenwand auszuführen. Damit werden sowohl Wärmebrücken wie auch Abdichtungsprobleme an den Anschlüssen minimiert (s. **Abb. B.6.14**).

Ähnlich wie bei den Lichtschächten ist auch bei der Kellertreppe die sachgerechte Entwässerung des Kellertreppenpodestes sicherzustellen. Weiterhin ist darauf zu achten, dass das ggf. im Untergrund des Belags der Podestfläche sickernde Wasser nicht über die Unterkonstruktion der Tür in den anschließenden Kellerraum laufen kann.

6.7 Fußpunktabdichtungen in Verblendschalen

6.7.1 Notwendigkeit

Verblendschalen aus Sichtmauerwerk sind nicht wasserundurchlässig. Je nach Saugfähigkeit des Steins und des Mörtels, der Ausführungsqualität des Mauerwerks, der Dichtheit der Anschlüsse und Gestaltung der Abdeckungen sowie in Abhängigkeit von der Intensität der Schlagregenbeanspruchung muss damit gerechnet werden, dass Wasser nicht nur im Verblendschalenquerschnitt gespeichert wird sondern in geringen Mengen an der Außenschalenrückseite – ggf. auch in Steinlochungen – der Schwerkraft folgend nach unten absickert. An den Aufstandsflächen (Fußpunkten) am Sockel; auf Dach-, Dachterrassen- und Balkonflächen sowie über Fenster- und Türstürzen muss dafür gesorgt werden, dass dieses Sickerwasser, das ggf. in Stein oder Mörtel vorhandene, wasserlösliche Stoffe mit transportiert, so wieder nach außen gelangen kann, dass Feuchteschäden im Gebäudeinneren und störende Verschmutzungen an Fassade oder Fenstern verhindert werden.

Dazu sind in der Regel Fußpunktabdichtungen erforderlich.

6.7.2 Abdichtungsstoffe

Für die Fußpunktabdichtung sind grundsätzlich alle auch für Querschnittsabdichtungen verwendbaren Abdichtungsstoffe geeignet. Dickere Bahnen scheiden in der Regel aus, da sie (besonders an Überlappungen) in der Lagerfuge zu viel Raum einnehmen und der vordere Rand optisch stören würde. Verwendbar sind daher Bitumenbahnen (z. B. G 200 DD); Kunststoffbahnen (z. B. PVC-weich, 1,2 mm dick), unter bestimmten Randbedingungen auch dünnere Kunststofffolien mit allgem. bauaufsichtlichem Prüfzeugnis zur Verwendung als Mauersperrbahn (z. B. Polyolefin 0,4 mm dick). Besteht der Untergrund stetig aus Mauerwerk, Mörtel oder Beton z. B. am Bodenplattenrand, können auch rissüberbrückende mineralische Dichtungsschlämmen (MDS); 2 mm dick, eingebaut werden.

6.7.3 Anordnung und Anschlüsse

Rückseitig ist die Fußpunktabdichtung an der Innenschale aufzukanten und so zu fixieren, dass sie nicht abrutschen kann. Verkleben reicht in der Regel aus – auf das Einmauern in die Innenschale oder die Fixierung mit Klemmschienen o. ä. kann meist verzichtet werden.

Im Schalenzwischenraum ist die Führung auf einer nach außen abgeschrägten festen Unterlage (z. B. keilförmig zugeschnittener Hartschaumplatte) anzuraten – keinesfalls darf die Bahn im Zwischenraum eine vertiefte Rinne bilden, die an Bahnenüberlappungen unkontrolliert in den Untergrund entwässert.

An den seitlichen Enden ist die Abdichtung bei möglicherweise höherem Wasseranfall aufzufalten.

Die Einbettung der Bahn zwischen zwei Mörtellagen ist meist – insbesondere bei dicken Bahnen – nicht praktikabel. Die Bahn wird daher in der Regel unmittelbar auf der – von spitzen Graten und groben Unebenheiten befreiten – Steinoberfläche verlegt und dann eingemauert.

7541014/1078780687 5Biblio

Vorderseitig sollte die Bahn bis hinter die Verfugung reichen und noch die Lochung des Verblendsteins abdecken. Eine Führung bis an die Mauerwerksoberfläche ist aus optischen Gründen und wegen der Störung des Haftverbundes des Fugmörtels nicht sinnvoll und erfahrungsgemäß auch nicht nötig.

6.7.4 Entwässerungsöffnungen

Die Erforderlichkeit von Entwässerungsöffnungen – z. B. durch Offenlassen von Stoßfugen – ist von der erwartbaren Wassermenge und der Dichtheit der Lagerfuge abhängig. Im Normalfall sind bei sachgerecht gemauerten und abgedeckten Verblendschalen die Sickerwassermengen so gering, dass auf die gezielte Entwässerung über eigens dafür vorgesehene Öffnungen verzichtet werden kann.

Liegt der Verblendschalenfuß unter OK Gelände und ist die Fußpunktabdichtung aus zuverlässig dicht verklebten Bahnen hergestellt, so kann dort auf Entwässerungsöffnungen verzichtet werden.

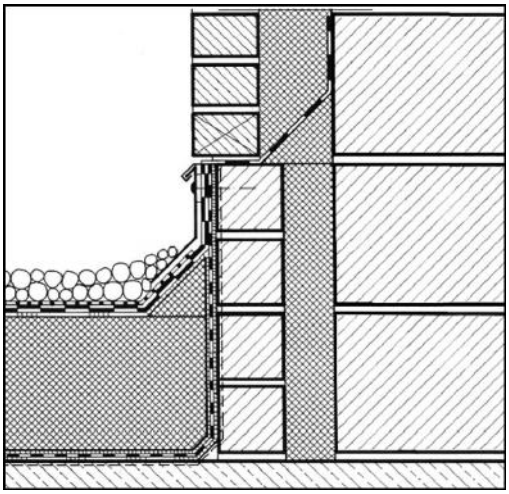


Abb. B.6.15 Fußpunktabdichtung über Dachanschluss

6.7.5 Ausführungsvarianten

Der Aufwand für Fußpunktabdichtungen sollte von folgenden Faktoren abhängig gemacht werden:

- Grad der Schlagregenexposition (Geografische und topografische Lage; Himmelsrichtung);
- Schlagregendichtheit der Verblendschale (Saugfähigkeit des Steins; Dichtheit der Verfugung und der Dehnfugenverschlüsse)
- Zuverlässigkeit der Mauerabdeckungen an Mauerkronen und Fensterbänken (Gefälle; Tropfkantenausbildung; Dichtheit von Stößen und seitlichen Anschlüssen)
- Schadenfolgen beim möglichen Versagen.

Beispiele:

- Hohe Anforderungen an die Fußpunktabdichtung: Wetterseiten in Schlagregenbeanspruchungsklasse III, nach DIN 4108, Teil 3; Klinkermauerwerk im Fugenglattstrich gemauert; an Stößen einfach überdeckte, gering geneigte Abdeckungen mit geringem Tropfkantenüberstand; Einbausituation: Dachterrassenanschluss einer aufgehenden Fassade

Empfohlen:

Aufwendige Fußpunktabdichtung: G 200 DD, seitlich aufgekantet, Überlappungen verklebt, deutliches Gefälle im Schalenzwischenraum, Entwässerungsöffnungen.

- Geringe Anforderungen an die Fußpunktabdichtung: Wetterabgewandte Seiten in Schlagregenbeanspruchungsklasse I; leicht saugfähiger Vormauerstein, nachträglich in zwei Arbeitsgängen verfugt; an Stößen und seitlichen Anschlüssen zuverlässig dichte, deutlich geneigte Abdeckungen mit deutlichem Überstand; Einbausituation: Sturz über Fenster, Fensterrahmen mit Folienstreifen an der Hintermauerung angedichtet.

Ausreichend:

Einfache Fußpunktabdichtung: dünne Mauersperrbahn, seitlich nicht aufgekantet, Überlappungen unverklebt, geringes Gefälle im Zwischenraum; keine Entwässerungsöffnungen.

Zwischenlösungen sind vom Planer zu entscheiden und ggf. mit dem Bauherrn abzustimmen.

In Zweifelsfällen:

Besser die aufwändigere Lösung wählen!

6.8 Vereinfachte Abdichtungen gegen aufstauendes Sickerwasser

6.8.1 Anwendungsfälle

Wannenförmig die Bodenplatte und die erdberührten Wandflächen umschließende einlagige Bahnenabdichtungen und kunststoffmodifizierte Bitumendickbeschichtungen sind bei sorgfältiger Ausführung auch bei Druckwasserbeanspruchung dicht. Sie sind auch in der Lage, durch ihre Rissüberbrückungseigenschaft von 5 mm (Bahnen) bzw. 2 mm (PMB) die bei mangelfrei konstruierten Bauwerken noch zu erwartenden Rissbildungen des Untergrundes aufzunehmen.

DIN 18195-6 sieht seit 2000 für den Druckwasserlastfall „aufstauendes Sickerwasser“ vereinfachte wannenförmige Abdichtungen vor. Deren Anwendung ist auf Gründungstiefen von maximal 3 m unter Gelände und einem Mindestabstand zum Bemes-

7541014/10787806875Biblio

sungswasserstand von 30 cm unter der Gebäudesohle beschränkt (s. weitere Details zur Interpretation dieser Grenzwerte im Abschnitt 6.3 der Norm).

Sonst sind Gebäude mit aufstauendem Sickerwasser nach den Regeln abzudichten, die auch für die anderen Druckwassersituationen gelten (s. Abschnitt10 der Norm).

6.8.2 Abdichtungen mit PMB im Stauwasser

Sollen PMB als druckwasserhaltende Abdichtung bei Stauwasser angewendet werden, so sind folgende zusätzliche Anforderungen zu erfüllen:

- Der Auftrag muss zweilagig sein. Die zweite Lage darf erst aufgebracht werden, wenn die erste so weit durchgetrocknet ist, dass sie durch den zweiten Arbeitsgang nicht mehr beschädigt wird.
- In die PMB ist eine Verstärkungseinlage nach Auftrag der ersten Lage einzuarbeiten. (DIN EN 15814 sieht für Druckwasser auch 4 mm dicke PMB ohne Einlage vor. Aufgrund der höheren Zuverlässigkeit (der besseren Kontrollierbarkeit des Auftrags einer Mindestschichtdicke) sollte aber von der bisher praktizierten Regel nicht abgewichen werden).
- Die Mindesttrockenschichtdicke muss insgesamt 4 mm betragen.
- Nassschichtdickenkontrollen (Anzahl, Lage, Ergebnis) sowie die Durchtrocknungsprüfung sind pro Lage zu dokumentieren.
- Aus Platten oder starren Bahnen bestehende Schutzschichten sollen mit abdichtungsseitiger Gleitfolie verwendet werden.

Ergänzend ist Folgendes zu beachten:

Bei Druckwasserbelastungen muss deutlich sorgfältiger gearbeitet werden als bei der geringeren Beanspruchung durch Bodenfeuchtigkeit und nichtstauendes Sickerwasser, da selbst kleine Fehlstellen bei Druckwasser erhebliche Durchfeuchtungsfolgen haben können. Es sollte daher darauf Wert gelegt werden, dass die ausführenden Firmen spezielle Fachkenntnisse über die druckwasserhaltende Abdichtung mit PMB besitzen.

Wenn auch die o. a. Dokumentationspflichten beim Ausführenden liegen, so sollte bei der Bauleitung doch besonders auf die Einhaltung der in DIN 18195 Teil 6 geforderten Nassschichtkontrollen und Durchtrocknungsprüfungen geachtet werden.

Durchdringungen sind mit Los- und Festflanschkonstruktionen auszuführen. Dabei sind vorgefertigte Einbauteile, z. B. aus bitumenverträglichen Kunststoffdichtungsbahnen, zu verwenden, die im Anschlussbereich zur kunststoffmodifizierten Dickbeschichtung eine Vlies- oder Gewebekaschierung zum Einbetten in die PMB besitzen, im Klemmbereich aber unkaschiert sind.

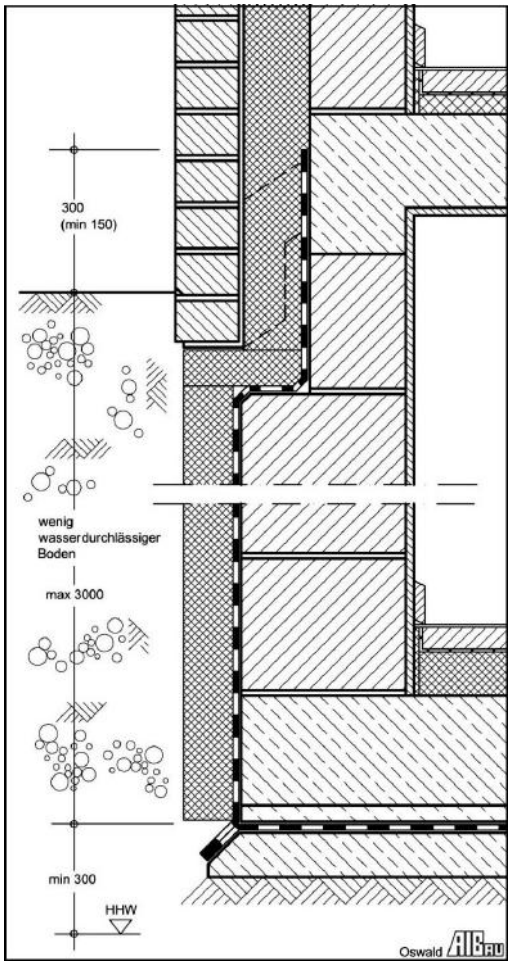


Abb. B.6.16 Schnitt durch ein unterkellertes Gebäude in we-nig wasserdurchlässigem Boden, Abdichtung durch einlagige Bahnenabdichtung (Schweißbahnen) oder PMB, zweilagig mit Gewebeeinlage, 4 mm dick, Maße in mm.

6.8.3 Bahnenförmige Abdichtungen im Stauwasser

Einlagige Bahnenabdichtungen sind bei aufstauendem Sickerwasser wie folgt anzuwenden:

- Polymerbitumenschweißbahnen sind auf dem mit Voranstrich versehenen Mauerwerksuntergrund im Schweißverfahren einzubauen;
- Kunststoff- und Elastomerdichtungsbahnen (bitumenverträglich) sind nach Voranstrich auf den Untergrund vollflächig aufzukleben;
- die Längs- und Quernähte sind – je nach Werkstoffart – mit Quellschweißmittel oder Warmgas zu verschweißen.

7541014/1078780687SBiblio

Die übrigen in DIN 18195 aufgeführten Bitumen- und Polymerbitumenbahnen sind zweilagig auszubilden. Bei oberen Lagen aus Bitumendichtungs- und Dachdichtungsbahnen ist zudem ein Deckaufstrich auszuführen, dessen Zusammensetzung in Tabelle 1 von DIN 18195 Teil 2 näher definiert wird.

Selbstklebebahnen sind für diesen Beanspruchungsfall *nicht* vorgesehen.

Auch die bahnenförmigen Abdichtungen sind mit Schutzschichten gegen mechanische Beanspruchung mit einer abdichtungsseitigen Gleitfolie zu versehen.

6.8.4 Anschluss der Wandabdichtung an die Bodenplatte im Stauwasser

DIN 18195 sieht bei druckwasserhaltenden Wannen grundsätzlich vor, dass die Abdichtung unter der Bodenplatte und an den erdberührten Wänden materialgleich erfolgt. Wand- und Bodenabdichtungen sollen also eine homogene Wanne bilden, die auf der wasserzugewandten Seite der Bodenplatte und der Wände liegt.

Bei Wandabdichtungen aus 4 mm dicken, gewebearmierten PMB ist daher auch die Bodenabdichtung aus dem gleichen Material herzustellen. Analoges gilt für einlagige Bahnenabdichtungen.

Am Randanschluss zwischen Wand und Boden sind diese Schichten – in der Regel mit rückläufigem Stoß – miteinander druckwasserdicht zu verbinden. Besonders aufgrund der Wetterabhängigkeit beim Einbau werden Bodenplatten aber selten mit PMB abgedichtet, so dass eine allseitig den erdberührten Bereich umschließende Wannenausbildung mit PMB kaum realisiert wird.

Auch die bahnenförmige Bodenabdichtung wird aufgrund der zusätzlichen Rücklage und Schutzschicht bei der Anordnung unter der Bodenplatte nur selten ausgeführt.

Weit verbreitet, bewährt und seit 2010 in DIN 18195, Teil 9 ist es, die mit PMB oder einlagiger Bahn abgedichtete Mauerwerkswand an eine druckwasserhaltende Stahlbetonbodenplatte anzuschließen, die nach den Regeln der WU-Richtlinie geplant und ausgeführt wurde. Es handelt sich dann um einen „Übergang“ bei dem die „adhäsive Verbindung“ zwischen PMB und Beton bzw. der mit Einbauteilen hergestellte Übergang mit Bahnen dauerhaft dicht bleiben muss.

Die zum Zweck eines adhäsiven Übergangs vorgesehen Abdichtungsstoffe benötigen ein allgemeines bauaufsichtliches Prüfzeugnis, das nach den Prüfgrundsätzen „PG-ÜBB“ des DIBt ausgestellt wurde. Die dem Prüfzeugnis beigefügten Verarbeitungsregeln des Abdichtungsherstellers sind zu beachten.

Folgende weitere Vorgehensweise zur Qualitätssicherung ist erforderlich (s. dazu Bild 16 in der Norm):

- Der Arbeitsraum vor dem Bodenplattenabsatz muss durchgängig frei zugänglich sein.
- Die Betonoberfläche des Absatzes muss mechanisch abtragend (z. B. durch Fräsen) völlig von losen Bestandteilen befreit sein.
- Die Kehle am Plattenabsatz ist grundsätzlich mit Mörtel (nicht mit PMB) zu runden, die Bodenplattenkante ist zu brechen.
- Vor dem Grundieren ist der so vorbereitete Rand abzunehmen und die Abnahme zu protokollieren (s. dazu DIN 18195 Teile 3 und 9).
- Auf den Schutz der fertiggestellten Abdichtung ist im Fundamentabsatzbereich besonders zu achten.

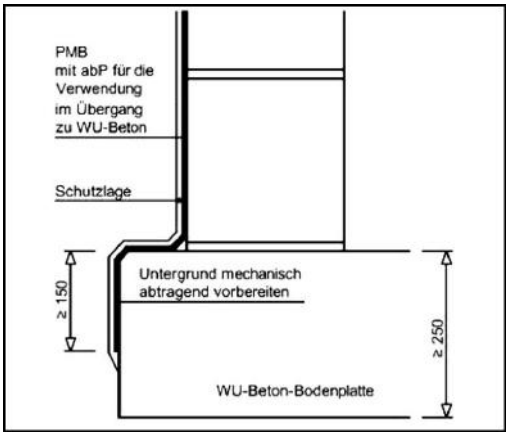


Abb. B.6.17 Bodenplatte im Stauwasser mit Übergang zu einer PMB-Abdichtung (aus: DIN 18195: 2011-03, Beiblatt 1, Maße in mm)

6.9 Abdichtung gegen drückendes Wasser

Zur Abdichtung gegen drückendes Wasser sind unabhängig von Gründungstiefe, Eintauchtiefe und Bodenart grundsätzlich mehrlagige Bahnenabdichtungen vorzusehen. Auf die Randbedingungen, unter denen bei aufstauendem Sickerwasser mit geringerem Aufwand abgedichtet werden kann, wurde bereits eingegangen.

Über die Einzelheiten zur von der jeweiligen Bahnenart abhängigen Lagenzahl – insbesondere bei nackten Bitumenbahnen und nackten Bitumenbahnen und Metallbändern – soll hier nicht im Detail eingegangen werden. Die Regelungen sind in Teil 6 von DIN 18195 zu finden.

Im Mauerwerksbau ist diese Abdichtungsform aufgrund der aufzunehmenden Wasserdrücke und des sonstigen Aufwands zur Herstellung einer „schwarzen“ Wanne baupraktisch auf Fälle mit geringer Eintauchtiefe des Gebäudes unter dem Bemessungswas-

7541014/10787806875Biblio

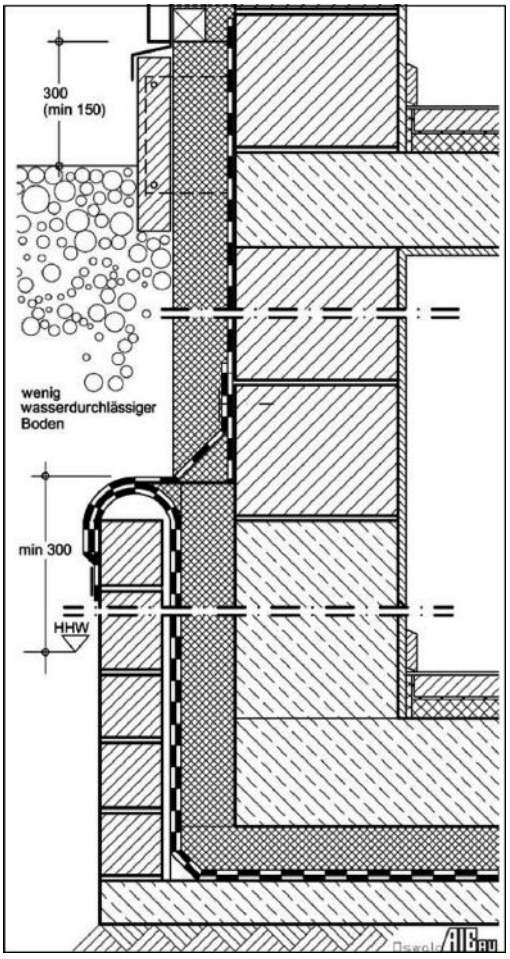


Abb. B.6.18 Schnitt durch ein unterkellertes Gebäude, im Grundwasser liegend, wannenförmige, mehrlagige Bahnenabdichtung, auf Rücklage verklebt, Maße in mm.

serstand beschränkt, wenn z. B. gegen eine wenige Steinlagen hohe Rücklage wannenförmig abgedichtet werden kann.

6.10 Feuchtigkeitserscheinungen in sachgerecht abgedichteten Kellern

Bei Kellern im Wohnbau werden nach dem Bezug des Hauses gelegentlich Feuchteprobleme beobachtet, obwohl eine völlig fachgerechte Abdichtung geplant und ausgeführt wurde. Meist sind zwei Sachverhalte ursächlich:

- Mauerwerks- und Betonbauteile, auch Putze und Estriche, werden mit Feuchtegehalten hergestellt bzw. eingebaut, die über der späteren Ausgleichsfeuchte liegen. Bei außen abgedichteten Kellern kann diese Baufeuchte nur über die Innenraumluft abtrocknen. Angesichts weitgehend luftdichter Fenster muss diese Feuchte durch vielfaches, bewusstes Lüften abgeführt werden. Besonders bei nicht oder selten beheizten Räumen ist dann eine lange Frist einzuhalten.

- Bei nicht in den Wärmeschutz einbezogenen Kellern folgt insbesondere angesichts der sehr gut gedämmten Heizanlage, Heizleitungen und Kellerdecken die Temperatur im Keller der Erdreichtemperatur. Besonders im Frühjahr und Sommer führt dann feuchtwarme Außenluft in den Räumen zu Tauwasserproblemen, da die Erdreichtemperatur nur langsam und begrenzt ansteigt. Auch hier ist die richtige Belüftung, ggf. bei der Lagerung feuchteempfindlicher Güter, sogar eine Mindestbeheizung wichtig.

Solche Erscheinungen stehen also nicht in Zusammenhang mit der gewählten und ausgeführten Bauwerksabdichtung.

Das vorstehende Kapitel basiert auf dem Merkblatt „Abdichtung von Mauerwerk“ der Deutschen Gesellschaft für Mauerwerksbau. Es wurde erarbeitet vom AIBau, Aachener Institut für Bauschadensforschung und angewandte Bauphysik gGmbH, Prof. Dr.-Ing. Rainer Oswald

7541014/10787806875Biblio

7 Zweischalige Außenwände aus Mauerwerk nach EC 6

Dr.-Ing. P. Schubert

7.1 Allgemeines

Im Beitrag werden Wandaufbau, Konstruktion, Baustoffe, Ausführung, Eigenschaften, Anwendung, Vermeidung von Schäden behandelt. Dabei wird Bezug genommen auf den Eurocode 6 und zwar DIN EN 1996-2, Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk, vor allem aber auf das zugehörige Nationale Anwendungsdokument NA, NCI Anhang NA.D. In diesem wird das zweischalige Mauerwerk behandelt.

7.2 Wandaufbau

Die zweischalige Mauerwerkswand – aus 2 massiven Mauerwerksschalen – ist neben der einschaligen, geputzten Mauerwerkwand und der einschaligen Mauerwerkswand mit Wärmedämmverbundsystem (WDVS) die bedeutendste Ausführungsart für Mauerwerks-Außenwände. Sie kann in verschiedenen Varianten – s. **Abb. B.7.1** – ausgeführt werden. Grundsätzlich ist der Wandaufbau durch eine Funktionstrennung gekennzeichnet:

Die in der DIN 1053-1 (11.96) enthaltene Ausführungsvariante „zweischalige Außenwand mit Putzschicht“ – die Putzschicht befindet sich auf der Außenfläche der Innenschale – hat keine Bedeutung

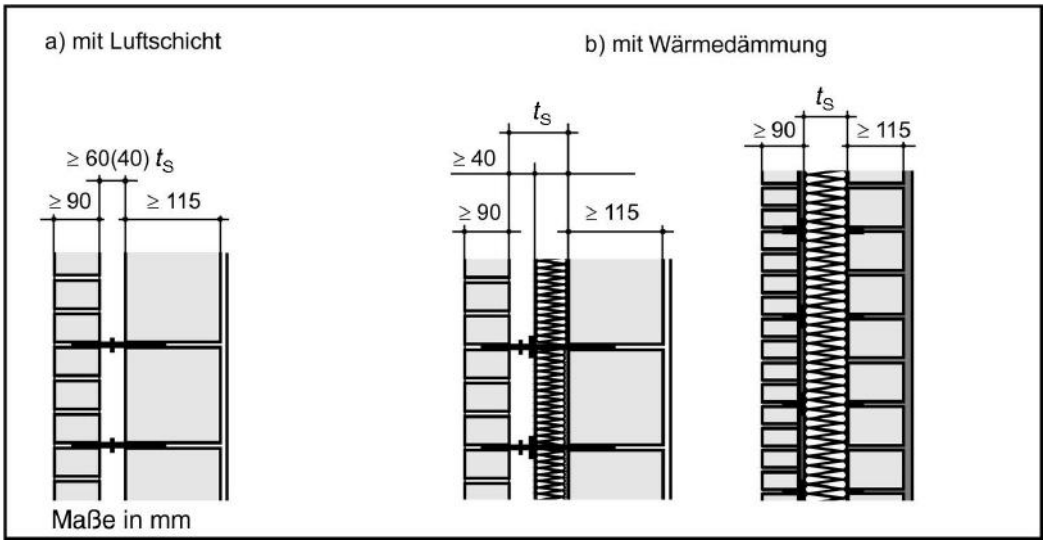


Abb. B.7.1 Zweischalige Außenwände, Wandaufbau nach DIN EN 1996-2/NA
t_S Schalenzwischenraum, Höchstwert nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung für die Verbindungsanker

– Die Außenschale sichert den Witterungsschutz und erfüllt die optischen, gestalterischen Anforderungen, sie trägt auch zur Schalldämmung bei.
– Der Schalenzwischenraum – früher nur Luftschicht als zusätzliche Sicherheit gegen Durchfeuchtung der Innenschale – wird heute wegen der hohen Anforderungen an den winterlichen Wärmeschutz i.d.R. vollständig mit Wärmedämmstoff ausgefüllt, d. h. der Schalenzwischenraum übernimmt die Aufgabe des ausreichenden Wärmeschutzes, ggf. zusammen mit der Innenschale.
– Die Innenschale gewährleistet in erster Linie die ausreichende Standsicherheit der Außenwand, sie trägt zum Schallschutz und ggf. auch zum winterlichen Wärmeschutz der gesamten Außenwand bei und dient der Wärmespeicherung.

erlangt und sich nicht bewährt. Sie ist in DIN EN 1996-2/NA nicht mehr enthalten.

Die Außenschale kann als Sichtmauerwerk (Verblendschale) oder geputzt ausgeführt werden. Bei der geputzten Außenschale übernimmt der Putz den Witterungsschutz. Er muss die vergleichsweise große Verformung der Außenschale infolge Temperatur- und Feuchteänderungen ohne schädliche Rissbildung aufnehmen.

Heute wird nahezu ausschließlich die zweischalige Außenwand mit Kerndämmung angewendet.

7541014/10787806875Biblio

7.3 Konstruktion

7.3.1 Innenschale, Schalenabstand

Die Mindestdicke der Innenschale (Tragschale) ist 115 mm. Meist wird sie 150 bzw. 175 mm dick ausgeführt.

Der statisch-konstruktive Nachweis von zweischaligen Außenwänden erfolgt in der Regel nach DIN EN 1996-3/NA (vereinfachtes Verfahren). Die Voraussetzungen für die Anwendung des vereinfachten Verfahrens für den Nachweis der Standsicherheit sind in der **Tafel B.7.1** zusammengestellt.

Angaben zum maximal möglichen Schalenzwischenraum (Schalenabstand) finden sich in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ) s. **Tafel B.7.3**.

7.3.2 Außenschale, Verankerung, Öffnungen

Die Dicke der Mauerwerks-Außenschale muss mindestens 90 mm betragen. Die Regelungen der DIN EN 1996-2/NA hinsichtlich Auflagerung, Abfangung der Schale, Auflagerüberstand sind in der **Tafel B.7.2** zusammengestellt. Neu ist die Dickenstufe 105 mm der Außenschale, die angabegemäß häufig in Norddeutschland ausgeführt wird und sich seit langem bewährt hat.

Die Windkräfte können von der vertikal nicht belasteten Außenschale nicht allein aufgenommen werden. Sie müssen auf die Innenschale übertragen werden. Dies geschieht durch mit beiden Schalen verbundene Anker. In der **Tafel B.7.4** sind die Anforderungen an Anzahl und Durchmesser der Anker nach DIN EN 1996-2/NA angegeben. In **Abb. B.7.2** sind die zulässigen Ankerabstände dargestellt, in **Abb. B.7.3** die Ausbildung von Drahtankern und deren Anordnung in der Lagerfuge.

Anstelle der Flächenverankerung ist auch eine Linienverankerung bei entsprechendem Standsicherheitsnachweis möglich.

Außer Drahtankern können auch andere Ankerarten und- formen (z. B. Dübelanker) verwendet werden, wenn sie für diesen Anwendungsfall zugelassen sind (abZ). Dübelanker müssen vor allem dann verwendet werden, wenn wegen der unterschiedlichen Steinformate beider Schalen die normgemäße Lagerfugenverankerung nicht möglich ist. Vorteilhaft bei der Dübelverankerung ist außerdem, dass ein Ausbruch von Wärmedämmstoffen vermieden wird.

Nach DIN EN 1996-2/NA dürfen grundsätzlich nur zugelassene Anker – gilt auch für Drahtanker – verwendet werden.

Tafel B.7.1 Zweischalige Außenwände – Tragschale (Innenschale) Voraussetzungen für die Anwendung des vereinfachten Nachweisverfahrens nach DIN EN 1996-3/NA

Wanddicke t	lichte Wandhöhe h	aufliegende Decke	
		Stützweite l_f	Verkehrslast[3] q_k
mm	m	m	kN/m²
≥ 115[1] < 175[1]	$\leq 2{,}75$	$\leq 6{,}00$	≤ 3
≥ 150[2] < 175[2]			
≥ 175 < 240			≤ 5
≥ 240	$\leq 12 \cdot t$		

[1] Geschossanzahl maximal zwei Vollgeschosse zuzüglich ausgebautes Dachgeschoss; aussteifende Querwände im Abstand $\leq 4{,}50$ m bzw. Randabstand von einer Öffnung $\leq 2{,}0$ m.

[2] Bei charakteristischen Mauerwerksdruckfestigkeiten $f_k < 1{,}8$ N/mm² gilt zusätzlich Fußnote 1.

[3] Einschließlich Zuschlag für nichttragende innere Trennwände.

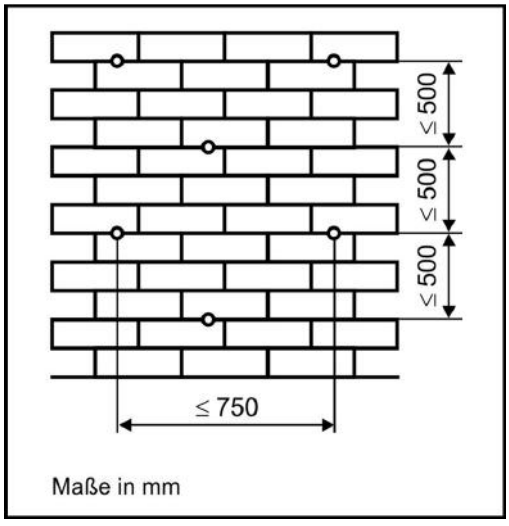


Abb. B.7.2 Zulässige Ankerabstände nach DIN EN 1996-2/NA für Drahtanker nach Abb. B.7.3

7541014/10787806875Biblio

Tafel B.7.2 Außenschale; Abfangung, Auflagerung nach DIN EN 1996-2/NA, NCI Anhang NA.D (informativ)

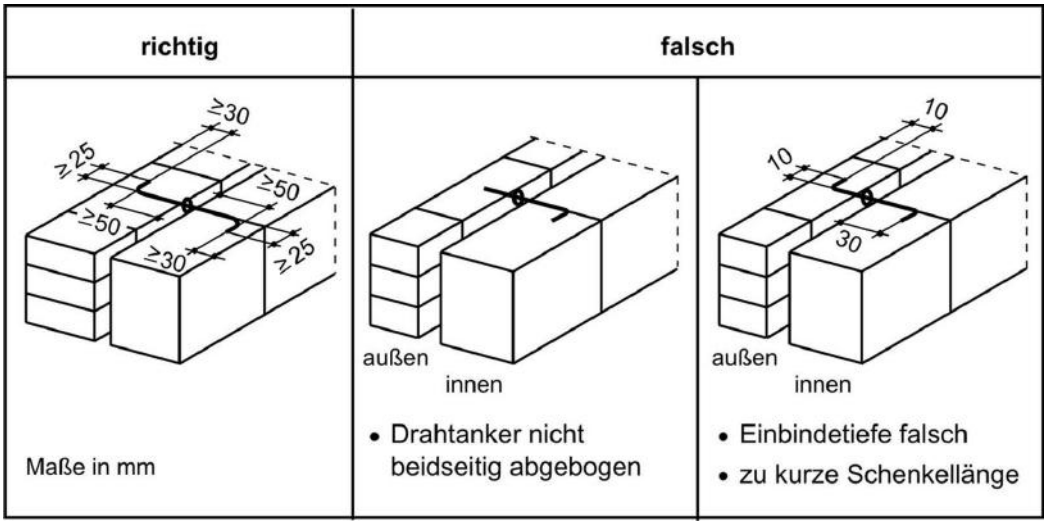
Dicke t_A		Abfangungsabstand	Schalenhöhe	Überstand Auflager $\ddot{u}_A$	Sonstige Bedingungen, Hinweise
mm		m		mm	–
1	115	≈ 12	–	≤ 25	$\ddot{u}_A$ ist bei Nachweis Auflagerpressung zu berücksichtigen
		≤ 2 Geschosse	–	≤ 38	
2	< 115 ≥ 105	≈ 6	≤ 25 über Gelände	≤ 15	• Gebäude bis 2 Vollgeschosse: Giebeldreieck ≤ 4 m Höhe ohne zusätzliche Abfangung zulässig • Fugen der Sichtflächen sind i. d. R. in Fugenglattstrich auszuführen
3	< 105 ≤ 90		≤ 20 über Gelände		• Gebäude bis 2 Vollgeschosse: Giebeldreieck ≤ 4 m Höhe ohne zusätzliche Abfangung zulässig • Fugen der Sichtflächen *müssen* in Fugenglattstrich ausgeführt werden
Die Außenschale muss i. d. R. vollflächig *über ganze Länge* aufgelagert werden, andernfalls (z. B. Konsollagerung) muss jeder Stein in der Abfangebene beidseitig auflagert werden. Bei nachträglicher Verfugung müssen die Fugen der Sichtflächen mindestens 15 mm tief flankensauber ausgekratzt und handwerksgerecht ausgefugt werden.					

Tafel B.7.3 Anker mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung (abZ) zur Verbindung der Mauerwerksschalen (s. auch [Jäger/Hirsch – 13/1], [Jäger/Hirsch – 13/2])

Weitere Angaben zu Eigenschaften, Mauerwerk der Außen-, Innenschale, Ausführung (Anzahl, Anordnung, Lage und Einbindung der Anker u. a) s. in der abZ

Bezeichnung der Anker	Zulassungsinhaber/Produktbezeichnung	Zulassungsnummer	Schalenabstand mm
Drahtanker ∅ 4 mm	BEVER 57399 Kirchhunden-Würdinghausen	Z-17.1-825	150 ... 200
	H & R GmbH 58636 Iserlohn	Z-17.1-822	150 ... 200
Multi-Luftschichtanker	BEVER	Z-17.1-633	≤ 170
	BEVER	Z-17.1-888[1)]	120 ... 200
Flachstahlanker	Gebr. Bodegraven bv, NL 2421 LZ Nieuwkoop PRIK-Luftschichtanker	Z-17.1-463	≤ 200
	H & R/ Euro-Flachstahlanker	Z-17.1-710	≤ 175
Gelenkanker	MURINOX AG, CH 3775 Lenk KE-Gelenkanker	Z-17.1-466	≤ 200
[1)] Auch für Dünnbett-Mauerwerk der Außenschale.			

7541014/10787806875Biblio



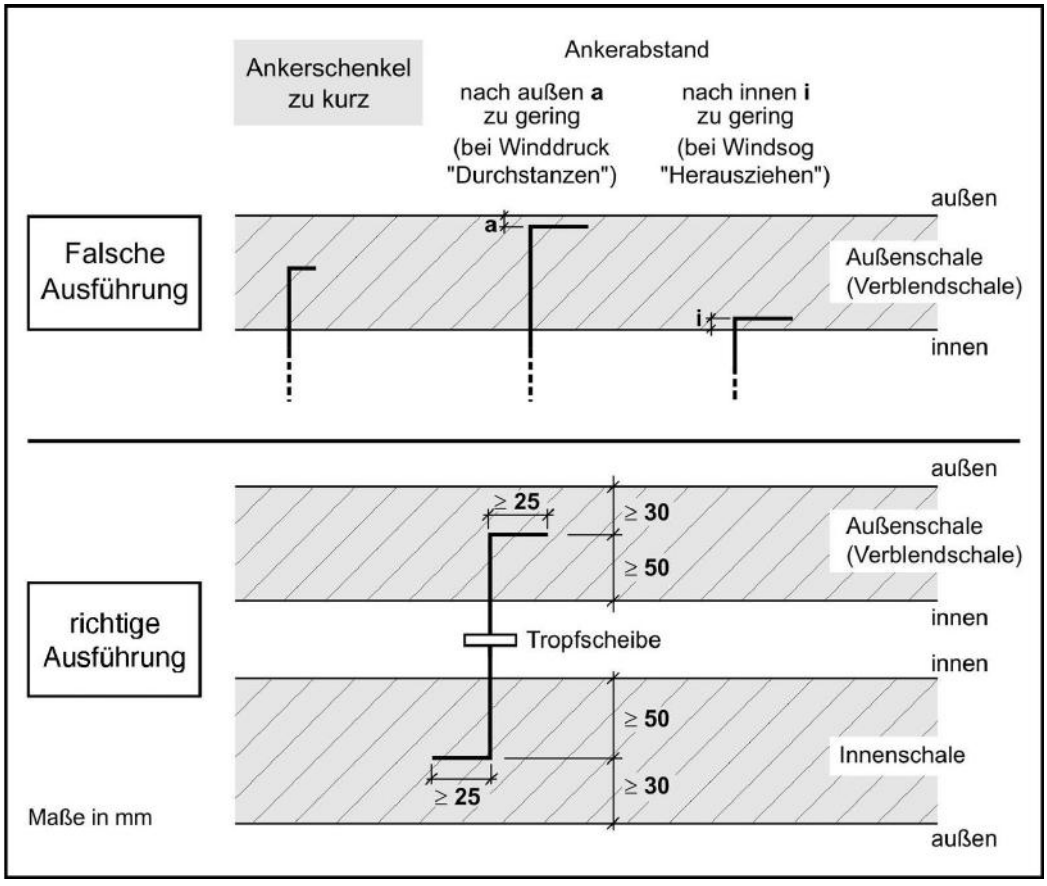


Abb. B.7.3 Ausbildung und Anordnung von Drahtankern in der Lagerfuge, nach DIN EN 1996-2/NA (s. auch Bild NA.D.1)

7541014/10787806875Biblio

Nach DIN EN 1996-2/NA darf die Außenschale oberhalb von Sperrschichten mit Entwässerungsöffnungen oder Lüftungsöffnungen (z. B. offene Stoßfugen) versehen werden. Dies gilt auch für die Brüstungsbereiche der Außenschale. In der letzten Zeit wird die Notwendigkeit von Entwässerungsöffnungen infrage gestellt Dies wird damit „begründet", dass durch die Außenschale dringendes Wasser an der Innenfläche abfließt und vom Mörtel, Stein aufgenommen wird, also praktisch gar nicht bis zum Fußpunkt gelangt. Auch wurde angeblich aus den offenen Stoßfugen fließendes Wasser nicht beobachtet. Unbestreitbar sollte sein, dass bei intensiver Beregnung ein Wasserdurchgang durch die Außenschale nicht auszuschließen ist, vor allem dann, wenn die *Verblendschale* nicht sach- und regelgerecht ausgeführt wurde (Mauermörtel: ungeeignete Rezeptur, Mörtelauftrag nicht ausreichend, Verfugung: zu geringe Verfugtiefe, zu geringe Verdichtung).

Zumindest in solchen Fällen muss mit Wasseranreicherung am Fußpunkt gerechnet werden. Ansonsten könnte ja auf die Fußpunktabdichtung zwischen den Schalen verzichtet werden. Die offenen Stoßfugen gewährleisten zusätzlichen Schutz gegen Durchfeuchtung der Innenschale und hohe Feuchtigkeit im Fußbereich der Außenschale. Der „Ausführungsaufwand" (freilegen, ggf. Insektenschutz) ist nahezu vernachlässigbar. Deshalb sollte auf die offenen Stoßfugen zur Entwässerung – ausreichend ist jede 2. Stoßfuge (s. **Abb. B.7.4**) – nicht verzichtet werden. Zum Schutz vor Insekten und Mäusen können ein Lüftungsgitter, Fliegengittergewebe eingesetzt werden.

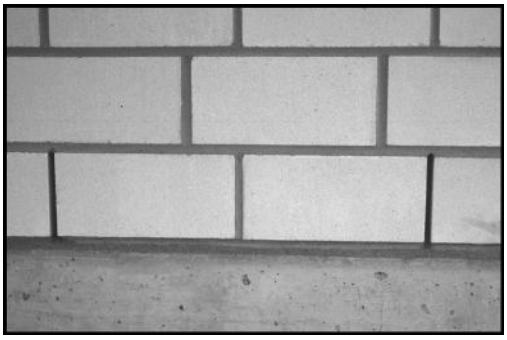


Abb. B.7.4 Offene Stoßfugen zur Entwässerung

7.3.3 Abdichtung

Nach DIN EN 1996-2/NA sind die Innenschalen und die Geschossdecken an den Fußpunkten der Zwischenräume der Wandschalen durch eine geeignete Abdichtung gegen Feuchtigkeit zu schützen. Dies gilt auch bei Fenster- und Türstürzen (**Abb. B.7.5**) sowie im Bereich von Sohlbänken. Die DIN 18195-4 ist zu beachten.

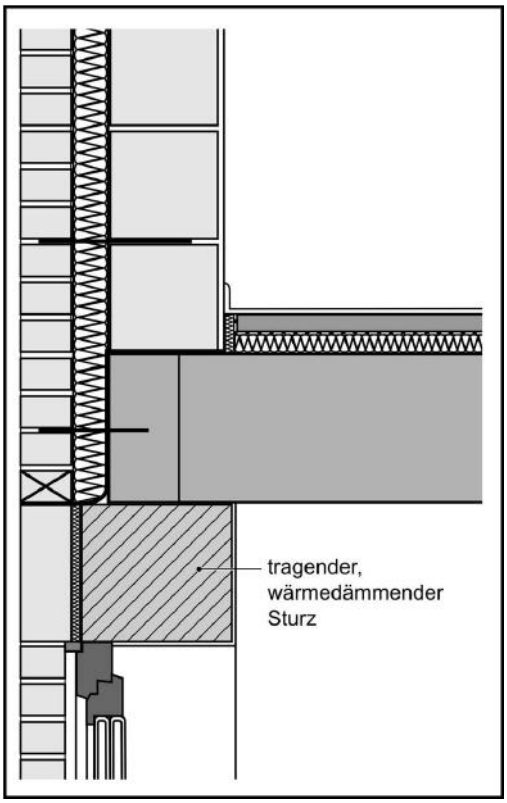


Abb. B.7.5 Abdichtung oberhalb einer Fensteröffnung (nach [Schoch – 14])

Tafel B.7.4 Drahtanker nach Abb. B.7.3 (Durchmesser 4 mm); Mindestanzahl nach DIN EN 1996-2/NA – sofern in einer Zulassung für die Drahtanker nichts anderes festgelegt ist

Gebäudehöhe *h* m	Windzonen 1 bis 3 Windzone 4 Binnenland	Windzone 4 Küste der Nord- und Ostsee und Inseln der Ostsee	Windzone 4 Inseln der Nordsee
≤ 10	7[1)]	7	8
$> 10; \leq 18$	7[2)]	8	9
$> 18; \leq 25$	7	8[3)]	–
[1)] In Windzone 1 und Windzone 2 Binnenland: 5 Anker/m^2. [2)] In Windzone 1: 5 Anker/m^2. [3)] Ist eine Gebäudegrundrisslänge kleiner als h/4: 9 Anker/m^2.			
An allen freien Rändern von Öffnungen, an Gebäudeecken, beidseitig von Dehnungsfugen und an den oberen Enden von Außenschalen sind 3 *zusätzliche* Anker je lfdm Wandhöhe anzuordnen.			

7541014/10787806875Biblio

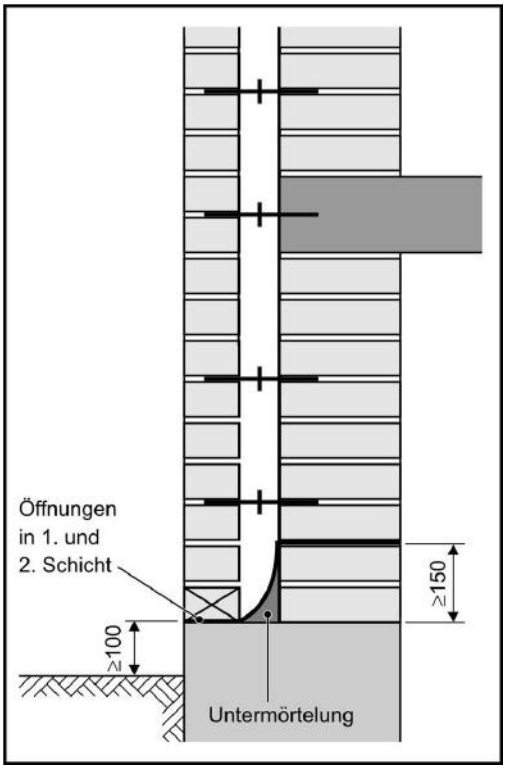


Abb. B.7.6a Fußpunktausführung nach DIN 18195-4 (s. auch DIN EN 1996-2/NA, NCI Anhang NA.D)

Die Aufstandsfläche (auf der Abdichtung) in der Außenschale muss so beschaffen sein, dass ein Abrutschen der Außenschale vermieden wird. Die erste Ankerlage ist so tief wie möglich anzuordnen. Die Mauerwerksschalen sind an ihren Berührungspunkten (z. B. Fenster- und Türanschläge) durch eine wasserundurchlässige Sperrschicht zu trennen.

Nach DIN 1053-1 (11.96) ist die Abdichtung im Bereich des Schalenzwischenraums mit Gefälle nach außen, im Bereich der Außenschale horizontal bis zu deren Vorderkante zu verlegen, an der Innenschale hochzuführen (empfohlen wird mind. 150 mm) und zu befestigen (**Abb. B.7.6a**). Diese Bestimmung enthält DIN EN 1996-2/NA nicht mehr, jedoch dass die Querschnittsabdichtung und deren Lage für die untere Sperrschicht DIN 18195-4 entsprechen müssen.

Nach **Abb. 10** der DIN 1053-1 (11.96) soll der Schalenzwischenraum am Fußpunkt der Verblendschale oberhalb der Geländeoberfläche entwässert werden (**Abb. B.7.6b**). Die DIN EN 1996-2/NA enthält diese Abb. nicht mehr, es wird auf DIN 18 195-4 verwiesen. Dort heißt es auch, dass der Schalenzwischenraum am Fußpunkt der Verblendschale oberhalb der Geländefläche entwässert werden sollte, andernfalls ist in eine Sickerschicht oder Dränung zu entwässern (**Abb. B.7.6c**) und die Stöße der Abdichtungsbahnen müssen verklebt werden.

Vorteilhaft bei der Fußpunktentwässerung oberhalb Gelände ist zudem die Kontrollmöglichkeit der Entwässerungsöffnungen. Die Entwässerung unterhalb Gelände sollte nur mit Zustimmung des Auftraggebers erfolgen.

Zum Thema Abdichtung s. auch Abschn. B.6 und [Oswald – 13].

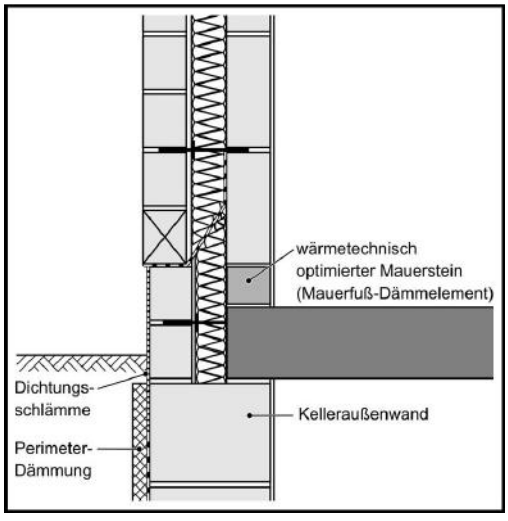


Abb. B.7.6b Fußpunktausführung, Entwässerung oberhalb Geländeoberfläche

7.3.4 Dehnungsfugen

Nach DIN EN 1996-2/NA sollten vertikale Dehnungsfugen in der Außenschale angeordnet werden. Die Dehnungsfugenabstände hängen von den klimatischen Bedingungen (Temperatur, Feuchte), den Baustoffen und der Farbe der äußeren Wandfläche ab. Auch in vertikaler Richtung muss die freie Beweglichkeit der Außenschale sicher gestellt sein. Besonders zu beachten sind auch die unterschiedlichen Verformungen von beiden Schalen bei über mehrere Geschosse durchgehenden Außenschalen, auch bei der Ausführung von Türen und Fenstern.

Vertikale Dehnungsfugen sollten vorzugsweise im Bereich der Gebäudeecken, ggf. auch beidseits der Gebäudeecken, s. **Abb. B.7.7, Abb. B.7.8**, angeordnet werden. Bei größeren Wandlängen sind weitere Dehnungsfugen erforderlich, ggf. auch bei großen Fenster- und Türöffnungen in Verlängerung der Leibungen. Angaben zum i.d.R. erforderlichen Dehnungsfugenabstand enthält die **Tafel B.7.5**. Horizontale Dehnungsfugen sind stets unter den Abfangungen und unter Bauteilen, welche die Außenschale oben

7541014/10787806875Biblio

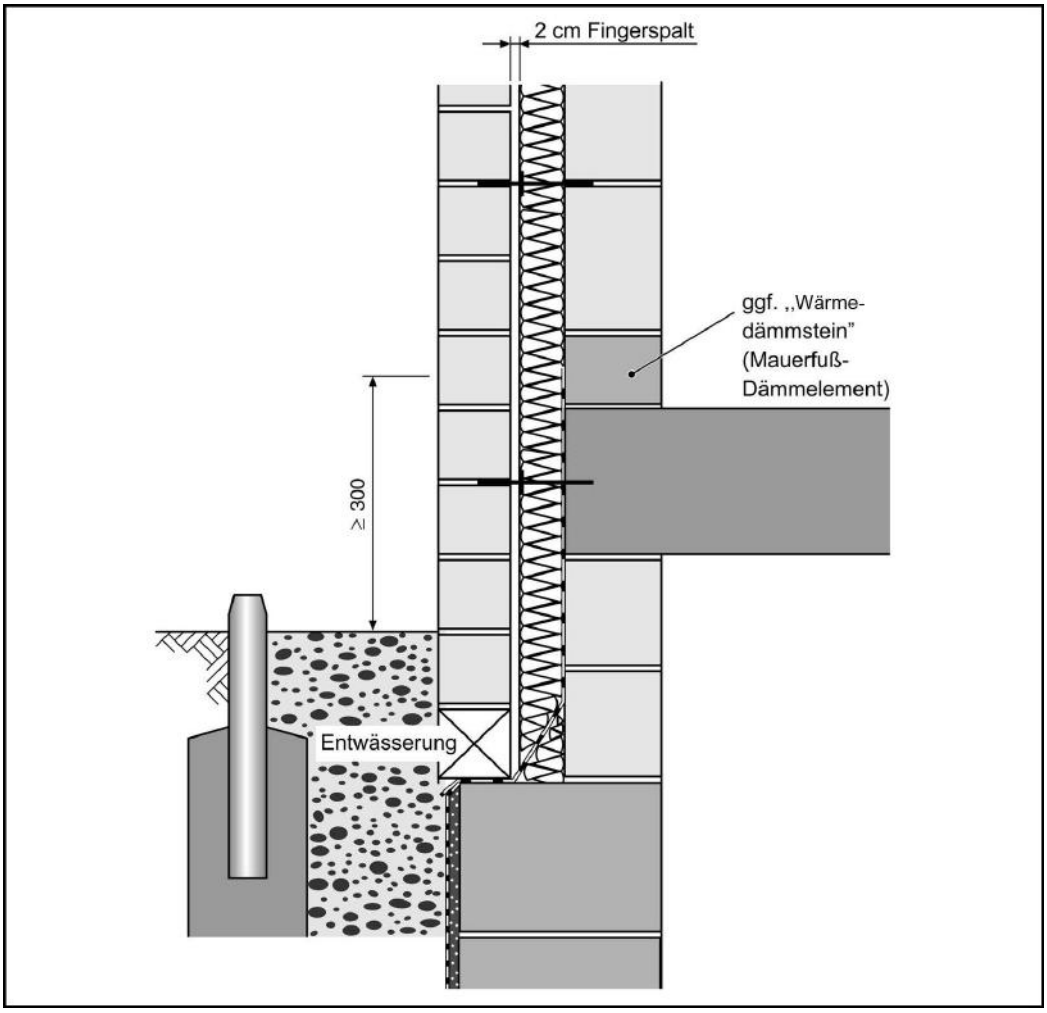


Abb. B.7.6c Fußpunktausführung, Entwässerung unterhalb der Geländeoberfläche

abschließen, z. B. Dachauskragungen, notwendig, um auch die vertikalen Verformungen schadenfrei aufnehmen zu können, s. **Abb. B.7.9**.

Die Dehnungsfugen müssen ausreichend breit sein, i. d. R. mind. 10 mm, und sollten DIN 18540 (12.06) entsprechen, s. auch **Abb. B.7.10**. Geeignet sind Fugendichtmassen, Dichtungsbänder, Abdeckprofile. Zu beachten ist, dass beidseits jeder vertikalen Dehnungsfuge zusätzliche Anker und zwar 3 je lfd. Meter Wandhöhe anzuordnen sind (**Abb. B.7.7**). Zur Thematik Dehnungsfugen s. auch [Schubert – 14], [Schubert – 09].

7.4 Baustoffe

7.4.1 Innenschale

Für die Innenschale sind alle Mauersteine, Mauermörtel nach DIN EN 1996 bzw. den Stoffnormen für Mauersteine und Mauermörtel bzw. abZ anwendbar. Bei Dünnbett-Mauerwerk und Mauerwerk mit Planelementen sind für die Verankerung beider Mauerwerksschalen geeignete Anker („Dünnbettanker", Dübelanker) nach abZ zu verwenden. Um die gesamte Wanddicke klein zu halten, sollte die Innenschale so dünn wie möglich ausgeführt werden.

Sind ausschließlich Anforderungen an Tragfähigkeit und Schalldämmung zu erfüllen, so empfiehlt sich Mauerwerk aus Mauersteinen höherer Festigkeitsklasse und hoher Rohdichte.

Um eine im Fußpunktbereich mögliche Wärmebrückenwirkung zu minimieren, werden sog. Mauerfuß-Dämmelemente angeordnet, s. [Altaha – 03/1], bzw. es werden z. B. bei Kalksandstein-Mauerwerk wärmetechnisch optimierte Mauersteine eingesetzt, s. **Abb. B.7.6b, Abb. B.7.6c**.

7541014/10787806875Biblio

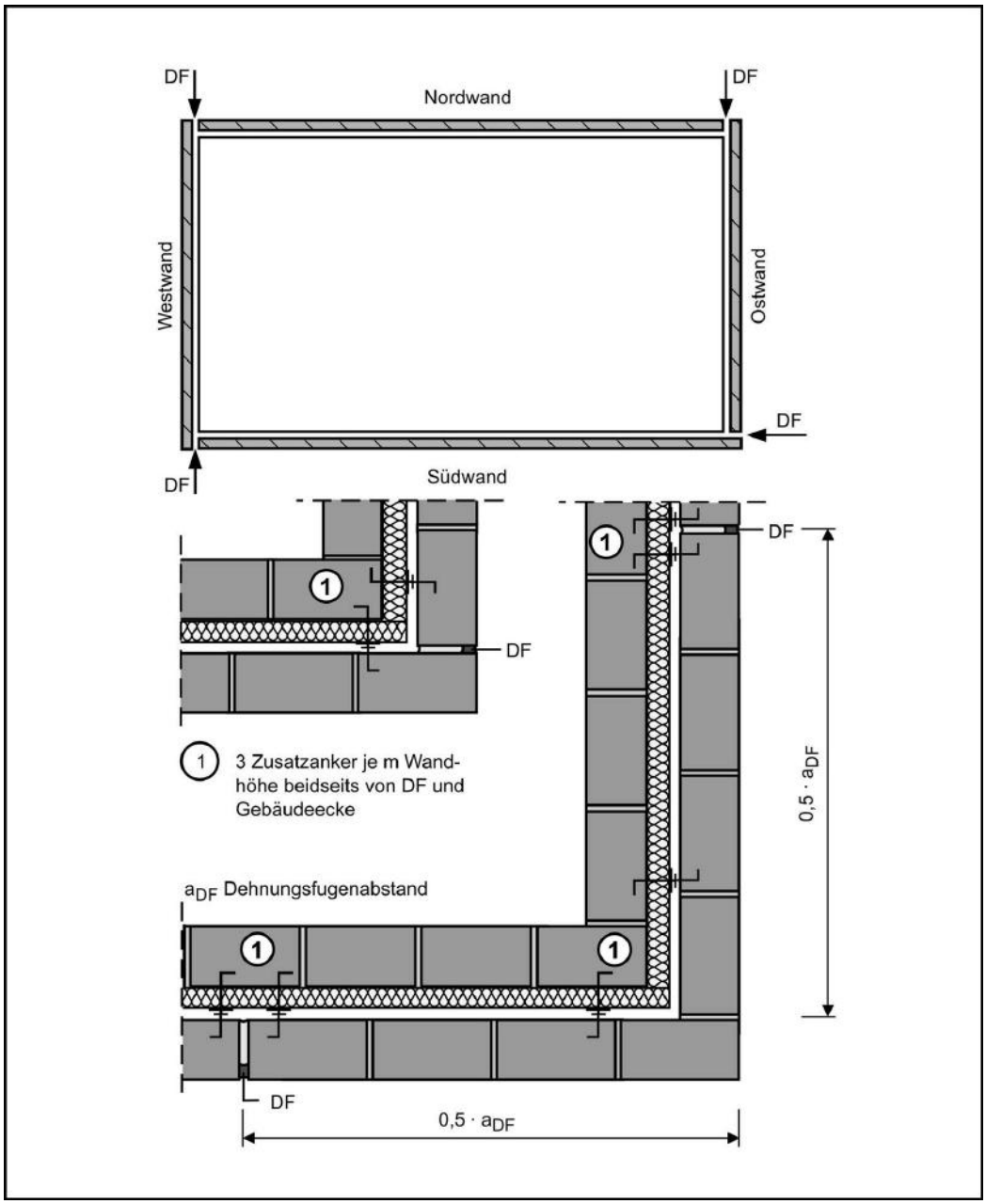


Abb. B.7.7 Anordnung von vertikalen Dehnungsfugen (DF)

7541014/10787806875Biblio



Abb. B.7.8 Vertikale Dehnungsfuge

Tafel B.7.5: Empfohlene Abstände von vertikalen Dehnungsfugen

Mauerwerk aus	Dehnungsfugen-abstand (m)
1	2
Kalksandsteinen, Porenbeton-steinen, Betonsteinen	6...8
Leichtbetonsteinen	4...6
Mauerziegeln[1)]	10...20
[1)] Kleinere Werte bei höherem irreversiblen Quellen.	

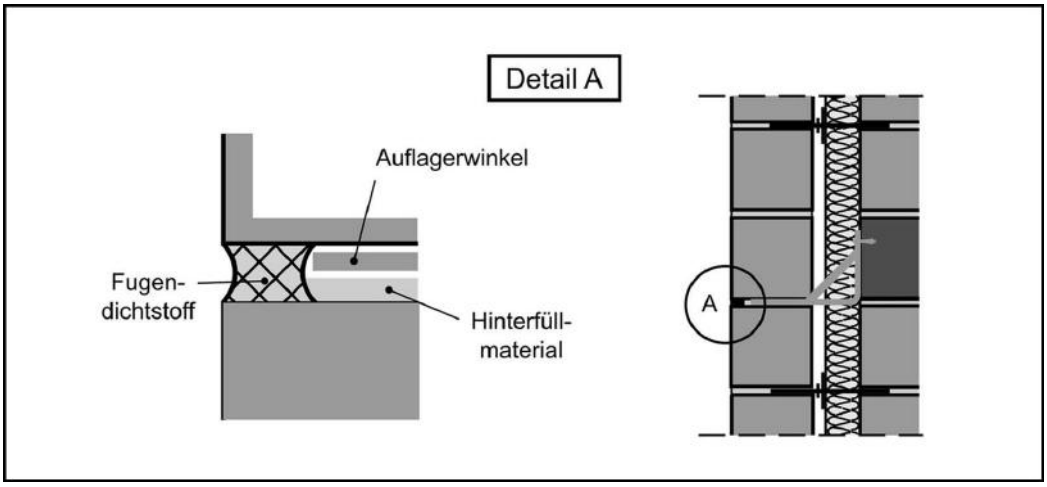


Abb. B.7.9 Anordnung und Ausbildung von horizontalen Dehnungsfugen

Soll die Innenschale auch wesentlich zur Wärmedämmung beitragen, kann dies durch Leichtmauerwerk mit Leicht- oder Dünnbettmörtel erreicht werden. Maßgebend sind die abZ für die Verbindungsanker.

7.4.2 Außenschale

Für die *ungeputzte Außenschale* (Sichtmauerwerk, *Verblendschale*) dürfen nur Mauersteine mit ausreichendem Frostwiderstand verwendet werden: Vormauersteine, Verblender. Sie sind in der **Tafel B.7.6** aufgeführt. Als Mauermörtel (Fugenmörtel) sind bei Verankerung mit Drahtankern, Durchmesser 4 m, nach **Abb. B.7.3**, Normalmörtel mind. der Gruppe IIa zu verwenden, s. auch **Tafel B.7.7**. In DIN 1053-1 wurden nur Normalmörtel der Gruppen II und IIa zugelassen. Diese Einschränkung wurde dadurch begründet, dass bei Mörtel der Gruppen III und IIIa Festigkeit und *E*-Modul hoch bzw. sehr hoch sind und sich dies ungünstig auf die Risssicherheit der Außenschale auswirkt. Außerdem sind die Verarbeitungseigenschaften schlechter als bei den Mörteln II und IIa.

7541014/10787806875Biblio

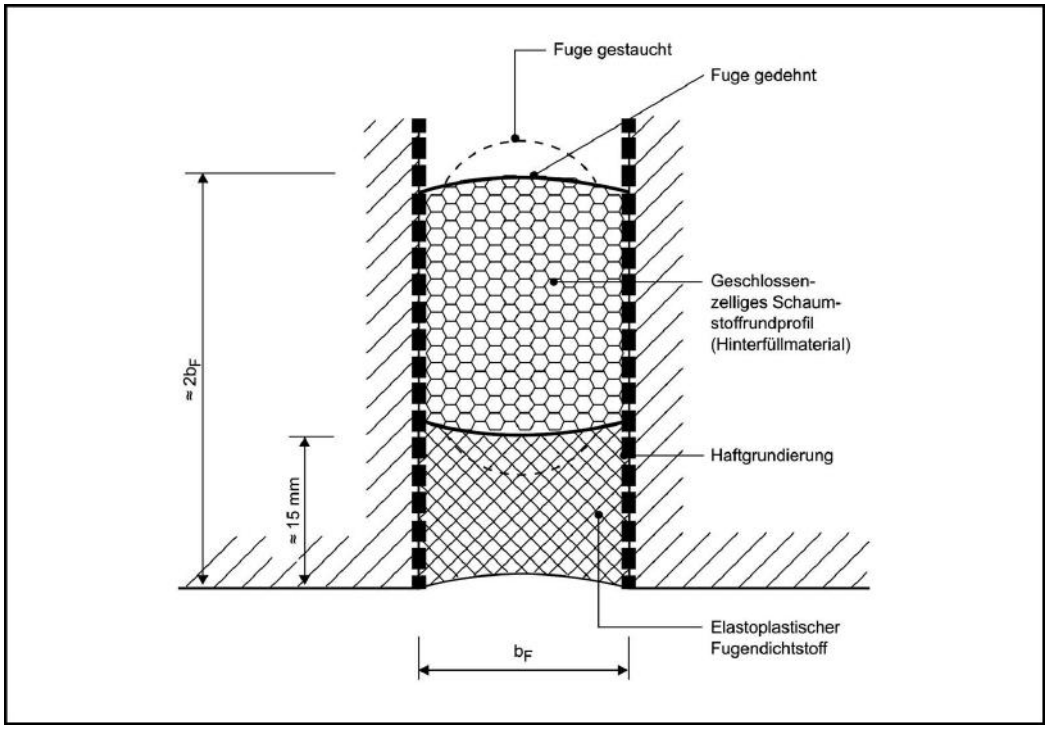


Abb. B.7.10 Ausbildung einer Dehnungsfuge, s. auch DIN 18540

In [Altaha – 12] ist im Gegensatz zu DIN EN 1996-2/NA ausgeführt, dass

– der Ankerdurchmesser *mindestens* 4 mm betragen muss
– als Mörtel mindestens Mörtelgruppe IIa verwendet werden *darf.*

Hierzu besteht dringender Klarstellungsbedarf.

Mörtel der Gruppe I ist wegen der Witterungsempfindlichkeit und der sehr niedrigen Festigkeit nicht anwendbar.

Sehr zu empfehlen ist die Verwendung von Werkmörteln sowohl für den Fugen- als auch für den Verfugmörtel (bei nachträglichem Verfugen, s. Abschn. B.7.5.3) wegen der hohen und gleichmäßigen Qualität und der Einstellbarkeit auf steinbezogene Eigenschaften, besonders das Wasseraufsaugverhalten der Mauersteine.

So wird für Mauersteine mit hohem und langzeitigem Wasseraufsaugen ein Mörtel mit hohem Wasserrückhaltevermögen eingesetzt.

Nach abZ dürfen auch Kalksand-Fasensteine mit Dünnbettmörtel (Fase außen) verwendet werden, wobei als Wanddicke nur die Aufstandsfläche ohne Fase anzusetzen ist.

Bei der *geputzten Außenschale* übernimmt der (wasserabweisend eingestellte) Außenputz den Witterungsschutz. Aus diesem Grunde können – wie bei der einschaligen geputzten Mauerwerks-Außenwand – alle genormten bzw. zugelassenen Mauersteine und Mauermörtel verwendet werden, Entwässerungsöffnungen sollten entfallen.

7541014/10787806875Biblio

Tafel B.7.6a Mauersteine für die unverputzte Außenschale (Verblendschale); Mauerziegel

Mauerstein/Kurzzeichen		DIN-Norm[1)]	Frost-Widerstand	W_a	f_{st}	ρ_{sch}	d_A	Treibende Einschlüsse	Maximal zulässiger Salzgehalt
–		–	–	M.-%	N/mm^2	kg/dm^3	mm	–	–
Vormauer-Vollziegel	VMz	105-100 01.12	Nachweis erforderlich	–	–	–	≥ 20	Begrenzter Anteil und Größe von Absprengungen zulässig	Klasse S3
Vormauer-Hochlochziegel	VHLz			–	–	–			
Vollklinker	KMz			≈≤ 6	≥ 28	≥1,90			
Hochlochklinker	KHLz								
Hochfeste Ziegel hochfester Klinker	VMz			≈≤ 6	≥ 36	≥1,90			
Keramikvollklinker	KK			≈≤ 6	≥ 60	≥2,00			
Keramik-hochlochklinker	KHK								
Vormauer-Planvollziegel	PVMz	105-6 06.13		–	–	–			
Vormauer-Plan-hochlochziegel	PVHLz								
Planvollklinker	PKMz			≤ 6	≥ 28	≥1,90			
Planhochloch-Klinker	PKHLz								

W_a Wasseraufnahme
f_{st} Druckfestigkeitsklasse
ρ_{sch} Scherbenrohdichte
d_A Dicke Außenschale Sichtseite
1) In Verbindung mit DIN EN 771-1.

Tafel B.7.6b Fortsetzung – Mauersteine für die unverputzte Außenschale (Verblendschale); Kalksandsteine, Betonsteine

Mauerstein/Kurzzeichen		DIN-Norm	Frost-Widerstand	f_{st}	$\rho_{N,st}$	d_A	Schädliche Einschlüsse, Stoffe
–		–	–	N/mm^2	kg/dm^3	mm	–
KS-Vormauerstein	Vm	V 106-10.05[1)] (Kalksandsteine)	Nachweis erforderlich	≥ 10	–	–	–
KS-Verblender	Vb		Nachweis erforderlich erhöhte Anforderungen	≥ 16			Keine dauerhafte Beeinträchtigung des Aussehens
Vormauerstein	Vm	V 18 153-100 10.05[2)] (Betonsteine)	Nachweis erforderlich	6 bis 48	1,60 bis 2,40	–	–
Vormauerblock	Vmb					≥ 30 bis ≥ 50	

f_{st} Druckfestigkeitsklasse
$\rho_{N,st}$ Rohdichteklasse
d_A Dicke Außenschale
1) In Verbindung mit DIN EN 771-2.
2) In Verbindung mit DIN EN 771-3.

7541014/10787806875Biblio

Tafel B.7.7 Mauermörtel für die Außenschale nach DIN EN 1996-2/NA

Verankerung	Mauermörtel
mit Drahtankern Durchmesser 4 mm nach Abb. B.7.3	Normalmauermörtel mind. Gruppe IIa
nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung (abZ)	siehe in der abZ

7.4.3 Anker, Abfangungen

Die Anker müssen aus nichtrostendem Stahl bestehen. Alle Anker bedürfen einer abZ.

In dieser ist u.a. die zulässige Stahlsorte geregelt.

Nach dem Einbau nicht mehr kontrollierbare Abfangekonstruktionen müssen aus Materialien bestehen, die dauerhaft korrosionsbeständig und für die Anwendung genormt oder bauaufsichtlich zugelassen sind. Empfohlen wird eine Konstruktion aus nichtrostendem Stahl, s. [Merkblatt Edelstahl Rostfrei – 09].

7.4.4 Wärmedämmstoffe

Nach DIN EN 1996-2/NA sind *grundsätzlich* – also auch bei der zweischaligen Wand mit Luftschicht und Wärmedämmung – für die Wärmedämmung Wärmedämmstoffe des Anwendungstyps WZ nach DIN 4108-10 zu verwenden.

7.4.5 Abdichtung

Die Dichtungsbahn für die untere Sperrschicht muss DIN 18 195-4 entsprechen, s. auch Abschn. B.6.

Für die waagerechte Abdichtung sind zu verwenden:

- Bitumen-Dachbahnen mit Rohfilzeinlage nach DIN 52128
- Bitumen-Dachdichtungsbahnen nach DIN 52130
- Kunststoff-Dichtungsbahnen nach Tabelle 5 der DIN 18 195-2 (08.00) mit einer Mindestdicke von 1,2 mm.

Empfohlen werden Dachdichtungsbahnen G 200 DD oder R 500.

Die Anwendung mineralischer (rissüberbrückender) Dichtungsschlämmen (MDS) sollte schriftlich mit dem Auftraggeber vereinbart werden. Wegen der höheren Haftscherfestigkeit und des höheren Reibungsbeiwertes ist die Anwendung von MDS vor allem bei wenig belasteten Kellerwänden sinnvoll.

7.5 Ausführung

7.5.1 Innenschale

Bei Errichten der Innenschale ist die Horizontalabdichtung nach DIN 18 195-4 am Fußpunkt einzulegen. Wenn die Verankerung im Fugenbereich (Lagerfugen) erfolgen soll – keine Dübelverankerung – sind die horizontalen und vertikalen Höchstabstände für die Anker einzuhalten und die Anker bestimmungsgerecht in den Lagerfugenmörtel einzulegen, s. auch Abschn. B.7.3.2. Die erste Ankerlage ist so tief wie möglich anzuordnen.

Auf die Anker sind Abtropf- und Klemmscheiben (vor der Wärmedämmschicht) aufzuschieben. Die Klemmscheiben sollen die Wärmedämmung fixieren.

7.5.2 Wärmedämmung

Platten- und mattenförmige Dämmstoffe müssen so an der Innenschale befestigt werden, dass eine gleichmäßige Schichtdicke gewährleistet ist. Um einen Wasserdurchtritt an den Stoßstellen dauerhaft zu vermeiden, sind platten- und mattenförmige Mineralfaserdämmstoffe dicht zu stoßen und Platten aus Schaumkunststoffen entsprechend auszubilden (Stufenfalz, Nut und Feder) bzw. zu verlegen (versetzte Lagen). Bei lose eingebrachten Wärmedämmstoffen ist darauf zu achten, dass der Dämmstoff den Schalenzwischenraum vollständig ausfüllt.

7.5.3 Außenschale

Die Außenschale muss über ihre ganze Länge vollflächig aufgelagert werden oder bei unterbrochener Auflagerung (z. B. auf Konsolen) müssen in der Auflagerebene alle Mauersteine beidseitig aufgelagert werden. Zu Wanddicke, Auflagerüberstand, Abfangungsabstand s. Abschn. B.7.3.2. Bei Errichtung der Außenschale sind die erforderlichen Abdichtungen – s. Abschn. B.7.3.5 – und die Öffnungen für Lüftung und Entwässerung nach DIN EN 1996-2/NA (s. aber Abschn. B.7.3.2) sowie die Anker bestimmungsgerecht einzulegen bzw. anzuordnen. Bei Dünnbett-Mauerwerk wird eine Fugendicke von 2 bis 3 mm empfohlen, um die Anker sicher in den Mörtel einbetten zu können.

Bei der Außenschale sind wegen des Feuchteschutzes auch die Stoßfugen – mit Ausnahme derjenigen für die Entwässerung/Lüftung – zu vermörteln. Bei der Ausführung der Mörtelfugen in Verblendschalen ist zwischen *Fugenglattstrich und nachträglichem Verfugen* zu unterscheiden. Beim Fugenglattstrich wird der Fugenmörtel in kellengerechter Konsistenz reichlich aufgetragen, sodass er etwas aus den Fugen nach außen herausquillt. Der überstehende Mörtel wird mit der Kelle abgestreift. Ist der Mörtel ausreichend angesteift, werden die Fugen z. B. mit einem Kunststoffrohr oder einem Schlauchstück so abgezogen, dass sich eine günstige Fugenoberfläche ergibt, s. **Abb. B.7.11**.

Beim nachträglichen Verfugen werden nach Auftrag und geringem Ansteifen des Fugenmörtels die Fugen bis mind. 15 mm Tiefe ausgeräumt, gesäubert, vorgenässt (von unten nach oben) und der Verfugmörtel in schwach plastischer Konsistenz in 2 Arbeitsgängen –

7541014/10787806875Biblio

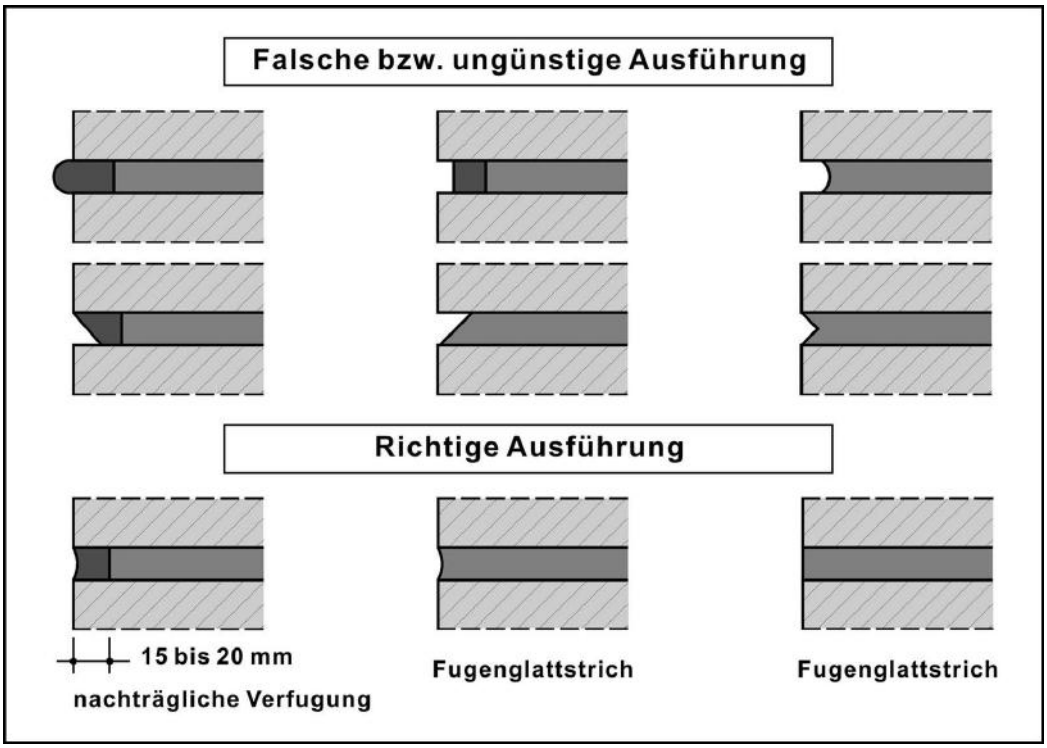


Abb. B.7.11 Fugenabschluss Verblendschale



Abb. B.7.12 Nicht sachgerechte Verfugung, Herauslösen des Verfugmörtels

7541014/1078780687 5Biblio

zuerst Stoßfugen, dann Lagerfugen und umgekehrt – hohlraumfrei und verdichtend mit einem geeigneten Werkzeug, z. B. Verfugeisen, eingebracht. Die Fugenoberfläche wird günstig geformt, s. **Abb. B.7.11**.

Bei mangelhafter Ausführung kann sich der Verfugmörtel infolge der Temperatur- und Feuchtebeanspruchung aus der Fuge lösen, s. **Abb. B.7.12**. Wegen der größeren Ausführungssicherheit wird der Fugenglattstrich empfohlen. Er soll nach DIN EN 1996-2/NA bei Außenschalen mit einer Dicke unter 115 mm bis 105 mm ausgeführt werden. Außenschalen mit einer Dicke unter 105 mm *müssen* mit Fugenglattstrich ausgeführt werden.

Die Verblendschale und ggf. die gesamte Außenwand ist bei Arbeitsunterbrechungen und während der ersten Tage nach dem Errichten vor ungünstigen Witterungseinflüssen (Beregnung, Austrocknung) wirksam zu schützen, z. B. durch Abhängen mit Folien.

Für die geputzte Außenschale gelten die vorangegangenen Ausführungen ohne diejenigen mit Bezug auf Sichtmauerwerk.

7.5.4 Abdichtung

Die im Fußpunktbereich der Außenschale erforderliche Abdichtung gegen Feuchtigkeit muss DIN 18195-4 entsprechen. Fußpunktausbildungen zeigen die **Abb. B.7.6b** und **Abb. B.7.6c.**

Die Auflagerflächen für die Abdichtungsbahnen sind mit dem verwendeten Mauermörtel so dick abzugleichen, dass eine waagerechte ebene Fläche entsteht. Die Bahnen müssen aus mind. einer Lage bestehen, dürfen nicht aufgeklebt werden und müssen sich mind. 200 mm überdecken. Die Stöße *dürfen* bei Entwässerung oberhalb der Geländeoberfläche (GO), sie *müssen* bei Entwässerung unterhalb GO verklebt werden.

Mineralische Dichtungsschlämmen sollten mindestens 2-lagig und in einer Gesamtdicke von mindestens 2 mm aufgetragen werden (s. aber Abschn. 7.4.5).

Bei den Dichtungsbahnen über Fenster- und Türstürzen muss ein „Durchhängen“ unbedingt vermieden werden, sie sollten mit Gefälle nach außen und beiderseits verlängert verlegt werden.

7.6 Eigenschaften

Durch die weitgehende Funktionstrennung nach Wandschalen bzw. -schichten und deren Eigenschaftsoptimierung lassen sich mit der zweischaligen Außenwand bei akzeptabler Wanddicke alle derzeitigen Anforderungen problemlos erfüllen.

Tragfähigkeit, Standsicherheit

Die notwendige Tragfähigkeit wird durch Wahl des Mauerwerks für die Innenschale sichergestellt – Leichtmauerwerk bis hochfestes Mauerwerk.

Wärmeschutz, Wärmedämmung

Die Wärmedämmung – der Wärmedurchgangskoeffizient U – wird im Wesentlichen durch den Wärmedämmstoff und die Dicke der Dämmschicht (Kerndämmung) bestimmt.

Derzeit ist Dämmstoff nach abZ mit einer Wärmeleitfähigkeit von 0,022 W/mK verfügbar. Der Schalenabstand und damit die Dicke der Kerndämmung darf derzeit nach abZ bis zu 200 mm betragen. Für diesen Fall ergibt sich ein U-Wert von 0,10 W/($m^2 \cdot$ K) bei einer Wanddicke von 440 mm (Innenschale: 150 mm, Wärmedämmung: 200 mm, Außenschale: 90 mm). Eine 365 mm dicke Wand erreicht dann mit nur 125 mm Kerndämmung noch einen U-Wert von 0,16 W/($m^2 \cdot$ K).

Der Einfluss der Drahtanker als Wärmebrücke auf die Wärmedämmung ist i.d.R. vernachlässigbar (s. auch [Altaha – 03/1]).

Schallschutz, Luftschalldämmung

Die zweischalige Wand schützt wegen des Wandaufbaus besonders gut gegen Außenlärm. Das bewertete Schalldämm-Maß ergibt sich für die Summe der flächenbezogenen Masse beider Mauerwerksschalen und einem Zuschlag. Dieser beträgt wegen der für die Schalldämmung günstigen weichen Kopplung beider Mauerwerksschalen 5 dB im Allgemeinen und 8 dB, wenn die flächenbezogene Masse der anschließenden Innenwand größer als 50 % der flächenbezogenen Masse der Innenschale ist. Für das obige Beispiel ergibt sich mit dem Zuschlag von 5 dB ein sehr hohes bewertetes Schalldämm-Maß von 58 dB (Innenschale: Dünnbett-Mauerwerk, Außenschale: Normalmörtel; Rohdichteklasse der Mauersteine: 1,8 innen, 2,0 außen). Erreichbar sind Werte bis über 67 dB. Die erhöhten Anforderungen an den Schallschutz nach DIN 4109, Beiblatt 2 können problemlos erfüllt werden.

Brandschutz

Die Außenschale von zweischaligen Außenwänden schützt die Innenschale bei Brandbeanspruchungen von außen und darf nach DIN 4102-4 wie eine Putzschicht angesetzt werden. Für die brandschutztechnische Einstufung ist nur die Innenschale zu berücksichtigen. Bei Hochhausbauten dürfen für die Wärmedämmung im Schalenzwischenraum nur nichtbrennbare Baustoffe verwendet werden.

Witterungsschutz, Feuchteschutz

Der dauerhafte Witterungsschutz wird bei der Verblendschale durch den geforderten Frostwiderstand der Mauersteine – bei der geputzten Außenschale im Wesentlichen durch den Außenputz – und die normgerechte Ausführungsqualität, s. Abschn. 7.5.3, gewährleistet.

Die zweischalige Außenwand ist hinsichtlich Feuchteschutz der höchsten Beanspruchungsgruppe III

7541014/10787806875Biblio

nach DIN 4108-3 zugeordnet. Auf einen dampfdiffusionstechnischen Nachweis kann verzichtet werden.

Die sehr hohe Dauerhaftigkeit der zweischaligen Außenwand mit Verblendschale wird eindrucksvoll belegt durch den über viele Jahrzehnte einwandfreien Zustand von Ziegel-Verblendschalen.

7.7 Stürze in der Verblendschale

Die Überdeckung von Öffnungen in der Verblendschale kann je nach Öffnungsgröße und Anforderung erfolgen durch

- scheitrechten Sturz
- Grenadiersturz
- Fertigteilsturz.

Der *scheitrechte Sturz* wird i.d.R. bis 1,25 m Spannweite mit einer Stichhöhe von 1 % der Spannweite ausgeführt. Auf ausreichende Widerlagerbreite ist zu achten.

Beim *Grenadiersturz* werden die Mauersteine vertikal parallel (stehend) angeordnet. Die Stürze dürfen wegen der möglichen ungünstigen, den Verbund Stein – Mörtel lockernden Verformungen (Schwinden des Mörtels, Temperaturänderung), nur mit zusätzlichen tragsichernden Konstruktionen ausgeführt werden. Dies sind entweder Auflager-Stahlwinkel bis etwa 2 m Öffnungsbreite oder eine Fugenbewehrung nach abZ.

Die Stahlwinkel werden beiderseits mind. 100 mm breit aufgelagert und sollen dauerhaft korrosionsgeschützt sein. Empfehlenswert sind Edelstahlprofile (s. [Merkblatt Edelstahl Rostfrei – 09]).

Soll aus optischen Gründen auf Auflager-Stahlwinkel verzichtet werden, – sowie für eine größere Öffnungsbreite –, so ist die ausreichende Tragfähigkeit durch entsprechende Bewehrung sicherzustellen. Dafür ist eine abZ erforderlich. Solche Systeme für Stürze aus bewehrtem Mauerwerk mit abZ sind: ELMCO-Ripp-Bewehrungssystem (Z-17.1-602) und MOSO-Lochband (Z-17.1-603), s. auch [Merkblatt Edelstahl Rostfrei – 09], [Jäger/Hirsch – 13/1].

Fertigteilstürze bestehen aus einem tragendem Stahlbetonkern und mit diesem verbundener Verblendung aus Mauersteinen, s. auch [Altaha – 03/2]. Die Herstellung von Ziegelfertigteilstürzen erfolgt so, dass die Verblendziegel bzw. Ziegelriemchen in einer Schalung ausgelegt und ausgerichtet werden, die Edelstahlbewehrung eingelegt und dann der Sturz mit Beton verfüllt wird.

Durch die profilierte Rückseite der Verblendsteine bzw. Riemchen wird ein dauerhafter Verbund gewährleistet. Die Fertigstürze können auch mit Wärmedämmung versehen werden. Beiderseitig aufgelagert können sie bis etwa 4 m Stützweite als selbsttragend angewendet werden. Bei größeren Stützweiten und/oder höherer Belastung werden die Fertigteilstürze, z. B. mit Winkelkonsolen aus nichtrostendem Stahl, an die tragende Konstruktion angehängt. Wegen der unterschiedlichen Verformungen sind alle mit den inneren Bauteilen verbundenen Fertigteilstürze durch Dehnungsfugen vom angrenzenden Verblendmauerwerk zu trennen. Beispiele für Fertigteilstürze zeigen die **Abb. B.7.13** bis **B.7.16** (Steinfelder Betonwerk STB, Joh. Meinders GmbH, 26810 Westoverledingen).

7.8 Außenwandsanierung mit Verblendmauerwerk

Die Sanierung, d. h. die Verbesserung der bauphysikalischen Eigenschaften einer bestehenden Außenwand, sodass das heutige Anforderungsniveau erreicht wird, kann auf verschiedene Weise erfolgen, s. auch [Merkblatt Edelstahl Rostfrei – 09].

Das Errichten einer *Verblendschale* mit Wärmedämmung (Kerndämmung) *vor einer geputzten Außenwand* erfordert ein Auflager für die Mauerwerksschale. Wenn es die Vorortverhältnisse erlauben, kann ein Streifenfundament angelegt werden. Andernfalls und auch bei unterkellerten Gebäuden besteht meist auch die Möglichkeit, die Schale auf Winkelkonsolen (mit abZ) aufzulagern. Die Verankerung der Verblendschale mit der bestehenden Fassade erfolgt mit Dübelankern. Außer der erheblich verbesserten Wärmedämmung (und Schalldämmung) wird ein dauerhafter Witterungsschutz bei ansprechender Optik erreicht.

Ein *Vorsetzen einer neuen Verblendschale* mit Wärmdämmung *vor eine bestehende zweischalige Außenwand* ist wegen des hohen Aufwandes, vor allem für die Neuverankerung, nicht zu empfehlen.

Stattdessen sollte die *bestehende Verblendschale entfernt* und die zweischalige Wand nach den heutigen Anforderungen instand gesetzt werden. Dies betrifft im Wesentlichen die Verankerung und die Wärmedämmung. Dadurch wird der Schalenabstand (Verblendschale – Innenschale) vergrößert wodurch im Allg. auch die Auflagerung der Verblendschale angepasst werden muss. Als besonderer Vorteil ergibt sich, dass die Außenwand nun den heutigen technischen Regelwerken entspricht.

Grundsätzlich zu beachten ist bei den genannten Instandsetzungsmaßnahmen, dass wegen der vergrößerten Außenwanddicke der Abstand zur Grundstücksgrenze verringert wird und dies ggf. mit der Baubehörde abzuklären ist.

7541014/10787806875Biblio

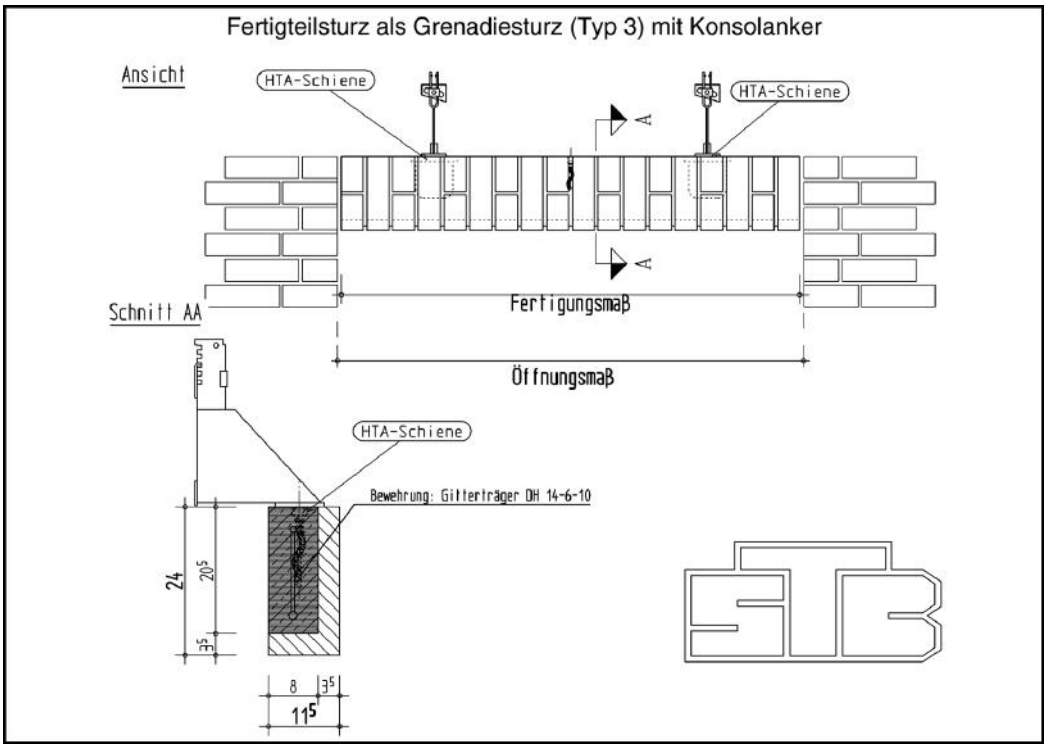


Abb. B.7.13 Fertigteilsturz als Grenadiersturz mit Konsolankern (Quelle STB)

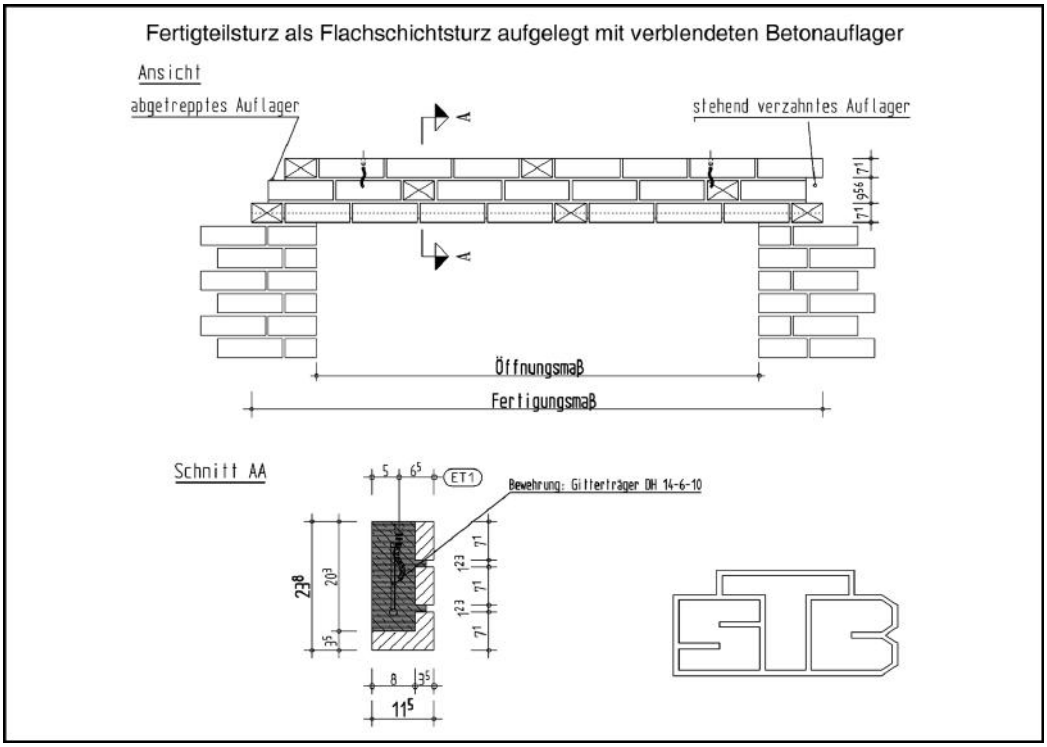


Abb. B.7.14 Fertigteilsturz als Flachschichtsturz, aufgelegt mit verblendetem Betonauflager (Quelle STB)

7541014/10787806875Biblio



Abb. B.7.15 Fassadenfertigteile Parkhaus Hamburg Bergedorf (Quelle STB)



Abb. B.7.16 Fassadenfertigteile Parkhaus Hamburg Bergedorf (Quelle STB)

7.9 Anwendung

Die wesentliche Anwendungsbedeutung der zweischaligen Außenwand besteht darin, dass sie sehr hohe – vor allem bauphysikalische – Anforderungen bei akzeptabler Wanddicke erfüllen kann, s. Abschn. 7.6. Die Verblendschale als Außenschale ist, besonders bei Ziegelmauerwerk, außerordentlich dauerhaft und wartungsfrei. Sie ist mechanisch hoch beanspruchbar, was vor allem bei bestimmten Gebäudegruppen (z. B. Schulen, Sporthallen und anderen öffentlichen Gebäuden sowie Industriegebäuden von erheblichem Vorteil ist. Das Mauerwerk der Verblendschale lässt sich farblich und strukturell vielfältig gestalten.

Um Probleme nach der Ausführung zu vermeiden, empfiehlt sich das Anlegen von Musterflächen zur Vorabbeurteilung der optischen Eigenschaften. Die Musterflächen sollten mind. 1 m^2 groß sein und aus gebrauchsüblicher Entfernung beurteilt werden.

Das zweischalige Mauerwerk ist auch für die Instandsetzung (Wärmeschutz, Witterungsschutz, Schallschutz) von Altbauten einsetzbar. Und schließlich ist die zweischalige Außenwand fast problemlos recyclebar, da die Wandschalen bzw. -schichten leicht voneinander zu trennen sind.

7541014/10787806875Biblio

8 Fertigbauteile aus Mauerwerk – Praxis heute

Dr.-Ing. T. Kranzler, Dipl.-Ing. H.-W. Jedamzik

8.1 Einführung

Enge Finanzierungsbudgets und Renditeorientierung, oftmals ambitionierte Bauzeitenpläne und insbesondere die avisierten Fertigstellungstermine sind Faktoren, die Bauträger, Investoren sowie die umsetzenden Planer, Architekten und Ingenieure vor enorme Herausforderungen stellen. Zunehmend erweist sich die Vorfertigung von Wandtafeln als eine effiziente und wirtschaftliche Lösung für die komplexen Anforderungen. Entscheidende Vorteile sind der schnelle optimierte Bauablauf, reduzierte Zeit- und Lohnkosten sowie die Terminsicherheit.

Dank modernster Fertigungstechnik können sich die Hersteller von vorgefertigten Elementen aus Mauerwerk (im Folgenden wird der Norm-Begriff „Mauertafeln“ verwendet), zunehmend im Markt positionieren. Mauertafeln können aus Mauerziegeln, Kalksandsteinen, Porenbetonsteinen oder Leichtbetonsteinen hergestellt werden. Mit einem auf die jeweilige Zielgruppe abgestimmten Service und einem intelligenten Bausystem gelingt es ihnen in zunehmendem Maße, auch im Geschosswohnungsbau sowie im Industrie- und Gewerbebau ihre Wirtschaftlichkeit zu beweisen.

Eine frühzeitige Berücksichtigung der Elementierung in der Planungsphase ist von Vorteil, aber nicht Voraussetzung für den Einsatz von Mauertafeln. Es lässt sich die volle Bandbreite bekannter Mauerwerkkonstruktionen realisieren: nichttragende und tragende Innen- und Außenwände ohne und mit zusätzlicher Wärmedämmung, sowie zweischalige Außenwandkonstruktionen. Wie im konventionellen Mauerwerksbau können mit den vorgefertigten Wandkonstruktionen alle modernen Standards in Bezug auf den baulichen Brand-, Wärme- und Schallschutz sicher erfüllt werden.

Einhergehend mit der Umstellung der nationalen Bemessungsnormen auf die Eurocodes wurde auch die für Mauertafeln maßgebende DIN 1053-4 „Mauerwerk-Teil 4: Fertigbauteile“ unter Inbezugnahme von Eurocode 6 „Mauerwerksbau“ entsprechend überarbeitet und im April 2013 veröffentlicht (DIN 1053, Ausgabe 2013). Bis zur endgültigen Zurückziehung von DIN 1053 aus den Listen der technischen Baubestimmungen können Mauertafeln auch noch nach DIN 1053-4, Ausgabe Februar 2004, die hinsichtlich der Bemessung auf DIN 1053-1, Ausgabe 1996 abstellt, bemessen werden. Flankierend zur Norm werden Mauertafeln aus normativ nicht erfassten Baustoffen über allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen geregelt. Eine jährlich aktualisierte Übersicht wird in [Jäger/Hirsch – 13] gegeben.

8.2 Planung und Herstellung von vorgefertigten Mauertafeln

8.2.1 Arbeitsvorbereitung

Damit die wirtschaftlichen Vorteile beim Arbeiten mit vorgefertigten Mauertafeln in vollem Umfang genutzt werden können, sind für die Produktion im Werk, den Transport und die ggf. notwendige Zwischenlagerung sowie die Montage auf der Baustelle eine exakte Vorplanung und durchdachte Baustellenorganisation unerlässlich.

Wie beispielsweise in [Krechting – 04] ausführlich beschrieben, bilden die Ausführungspläne des Architekten die Grundlage für die Elementierung (**Abb. B.8.1**), aus denen für den Vorfertigungsprozess Werkzeichnungen (**Abb. B.8.2**) erstellt werden.

Jedes einzelne Element wird vor der Produktion nochmals mit den Ausführungsplänen verglichen und dann durch den Architekten für die Produktion frei gegeben. Mögliche Diskrepanzen, die bei herkömmlichem Mauerwerk zwischen Architekten- und Statikplänen auf der Baustelle auftreten können, sind durch die Freigabe und die werkseigenen Kontrollmechanismen ausgeschlossen. Ein Teil der Bauleitung wird so ins Werk vorverlagert und bereits in der Arbeitsvorbereitung vollzogen, wodurch die Kontrollen vor Ort auf der Baustelle auf ein Minimum reduziert werden.

Die individuell für das Bauvorhaben geplanten geschosshohen und i. d. R. raumbreiten Mauertafeln werden in der Reihenfolge ihres Einsatzes auf der Baustelle im Werk gefertigt. Die Maße der Bauteile richten sich dabei nach den architektonischen Vorgaben und der Handhabbarkeit im Produktions- und Montageprozess. In der Regel werden Wandlängen bis ca. 7 m hergestellt. Anlagentechnisch können zurzeit Längen bis 12 m und Wandhöhen bis 4 m gefertigt werden.

Die Mauertafeln sind je nach Planvorgaben u.a. mit Öffnungen für Fenster und Türen, mit Stürzen, Rollladen- und Gurtkästen, U-Schalen für bauseits mit Ortbeton zu ergänzende Bauteile, wie z.B. Ringanker bzw. -balken ausgestattet. Es entstehen somit komplett eingerichtete Rohbauwände nach DIN 1053-4 bzw. nach entsprechender allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung, als Mauerwerk nach Eurocode 6 bzw. DIN 1053-1, die in Bezug auf Übereinstimmung mit den geltenden technischen Regeln durch eine bauaufsichtlich anerkannte Stelle laufend überwacht werden.

8.2.2 Herstellung

Vorgefertigte Mauertafeln sind in sich druck- und schubfeste Bauteile. In Verbindung mit Stahlbetonmassivdecken oder bei fehlender horizontaler Scheibenwirkung, wenn z. B. Holzbalkendecken eingesetzt werden, mit zusätzlicher Anordnung von Ringbalken

7541014/10787806875Biblio

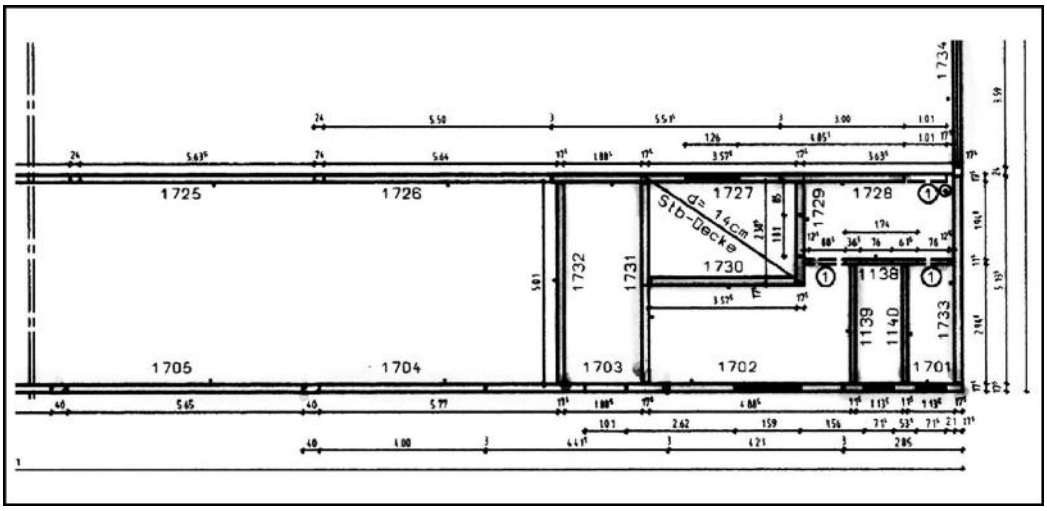


Abb. B.8.1 Beispiel für die Elementierung anhand des vorliegenden Gebäudegrundrisses

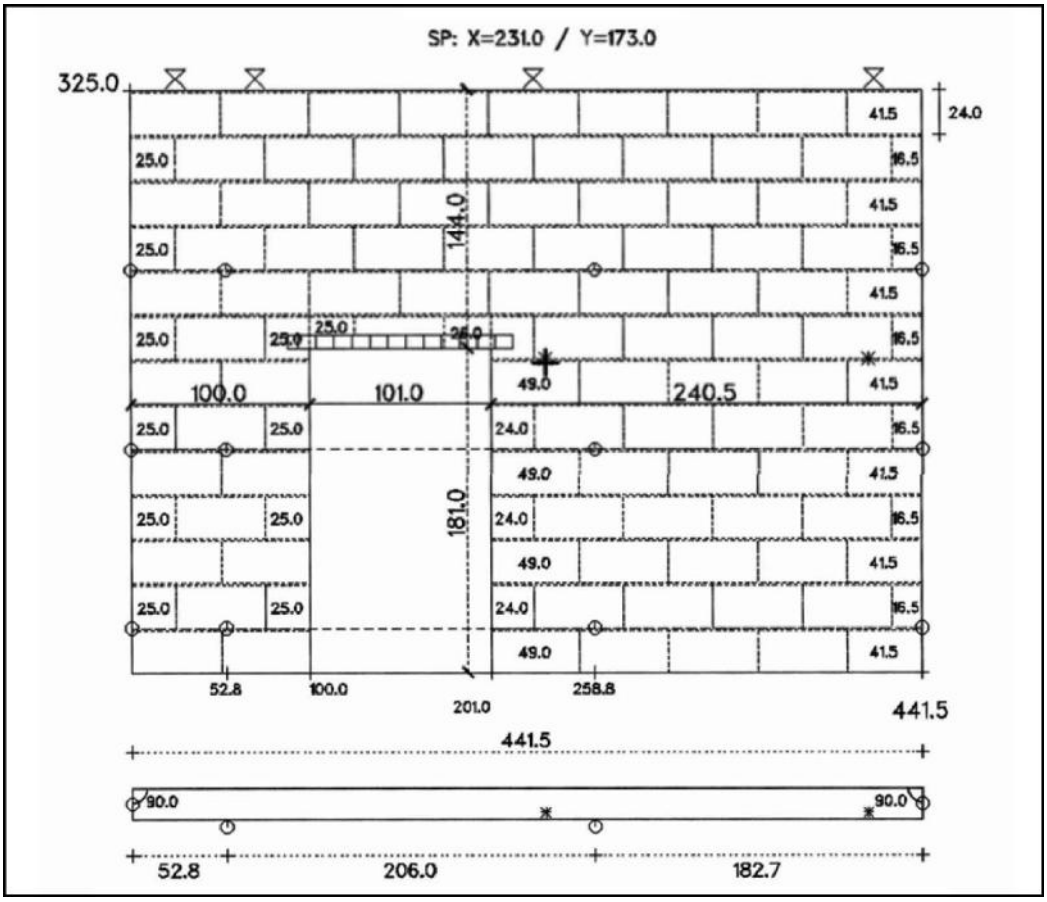


Abb. B.8.2 Werkzeichnung für den Fertigungsprozess

7541014/10787806875Biblio



Abb. B.8.3 RIMATEM Mauermaschine

bzw. Ringankern wird die für Mauerwerkskonstruktionen übliche räumliche Stabilität sichergestellt. Mauertafeln werden nach verschiedenen Herstellverfahren mit Halbautomaten (**Abb. B.8.3**) oder auch mit weitestgehend automatisierten Anlagen (**Abb. B.8.4**) produziert. Durch die werkseitige Herstellung wird eine vollflächige Vermörtelung der Lagerfugen in der regelgerechten Dicke sichergestellt. Zurzeit werden Normal- oder Leichtmauermörtel für Dickbettfugen verarbeitet (**Abb. B.8.4**) oder auch Dünnbettmörtel in Verbindung mit Plansteinen

Gemäß Eurocode 6 bzw. DIN 1053-1 können die Stoßfugen vermörtelt und unvermörtelt ausgeführt werden. Die überwiegende Baupraxis ist die unvermörtelte Stoßfuge mit knirsch gestoßenen Mauersteinen (siehe G.5.6.4). Der maximale Abstand der Mauersteine (Stoßfugenbreite), der im Allgemeinen bei unvermörtelten Stoßfugen nicht größer als 5 mm sein soll, wird werkseitig in aller Regel eingehalten. Dort, wo im Einzelfall größere Abweichungen vorhanden sind, werden die Stoßfugen werkseitig normgerecht nach dem Vermauern beidseitig flächenbündig mit geeignetem Mörtel, in der Regel ist dies der verwendete Lagerfugenmörtel, verschlossen.

Voraussetzung zur Erstellung eines funktionsfähigen Putzsystems ist ein mangelfreier, sachgerechter Putzgrund. Dies ist durch die Herstellung der Mauertafeln nach DIN 1053-4 bzw. nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung, durch die kontinuierlichen Überwachungsprozesse sowie die Ausgangskontrolle vor der Auslieferung gewährleistet.

Das Abgleichen von Nuten- und Federnflächen ist in besonderen Fällen notwendig und wird bei Bedarf werkseitig ausgeführt. Der „Putzabgleich" der Fensterleibungen hingegen ist eine gesondert auszuschreibende Leistung. Sofern durch die Montage kleine, die Standsicherheit nicht gefährdende Fehlstellen entstehen, müssen diese unter Beachtung der Standzeiten rechtzeitig vor dem Putzauftrag mit einem geeigneten Mörtel bauseits ausgebessert werden.

Die Mauertafeln werden maßgenau gefertigt. Das im Eurocode 6 bzw. in DIN 1053-1 oder der betreffenden allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung geforderte Überbindemaß wird werkseitig kontrolliert und sicher eingehalten. Durch die Werksfertigung wird also eine hohe im Allgemeinen über die Normanforderungen hinausgehende- Ausführungsqualität gewährleistet.

8.2.3 Qualitätssicherung

Die im Vorfertigungswerk überschaubaren und regelmäßigen Produktionsabläufe mit hohem Anteil an Maschinenarbeit bewirken allein schon eine reproduzierbar hohe Fertigungsqualität. Darüber hinaus wird – im Unterschied zum Mauerwerk, das auf der Baustelle errichtet wird – für vorgefertigte Wandelemente in den Bauordnungen der Bundesländer eine Fremdüberwachung und Zertifizierung gefordert. Dafür

7541014/10787806875Biblio

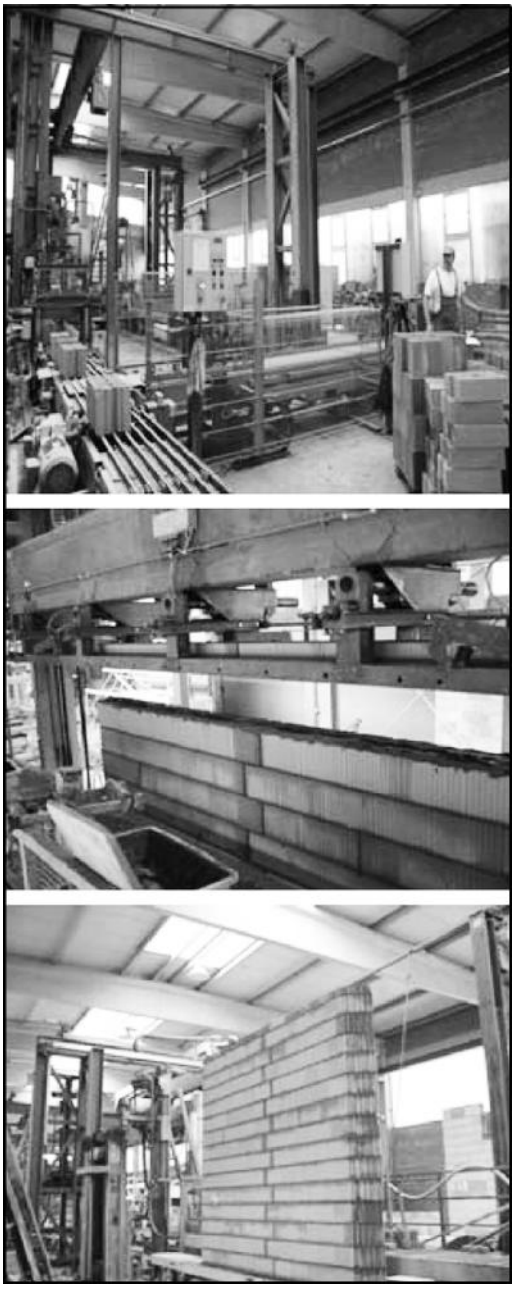


Abb. B.8.4 Automatisierte Wandfertigung System Lingl [ZW Englert]
oben: Computergesteuerte Zuführung der Ziegel
mitte: Schichtweises Versetzen der Ziegel in das vorbereitete Mörtelbett
unten: Fertiggestellte Wand

muss der Hersteller zunächst einen Überwachungs- und Zertifizierungsvertrag mit einer bauaufsichtlich für diesen Produktbereich anerkannten Stelle abschließen.

Im Rahmen dieser gesetzlich geforderten Qualitätssicherung werden zunächst in einer Erstprüfung die personellen und technischen Voraussetzungen für eine ordnungsgemäße und regelkonforme Fertigung im Werk überprüft. Für die werkseigene Produktionskontrolle sind in einem Handbuch die erforderlichen Maßnahmen, Kontrollen und Aufzeichnungen beim laufenden Produktionsprozess dokumentiert, die eine gleichbleibende Fertigungsqualität sicherstellen. Das Einhalten dieser Vorgaben wird von der Überwachungsstelle mindestens zweimal jährlich in den Regelprüfungen kontrolliert.

Wenn diese Überprüfungen zeigen, dass alle Anforderungen erfüllt sind, wird ein Übereinstimmungszertifikat ausgestellt, welches Grundlage für die Kennzeichnung der Produkte mit dem Übereinstimmungszeichen ist. Dadurch wird dokumentiert, dass die ausgelieferten Mauertafeln den Angaben der bautechnischen Unterlagen sowie den Anforderungen der Norm entsprechen.

Den Voraussetzungen für eine ausreichende Sicherheit der Fertigbauteile bei Transport und Montage ist ein umfangreiches Kapitel in der Norm (Abschn. 9 in DIN 1053-4, Ausgabe 2013) gewidmet. Dort sind bisher in der Anwendung erprobte Systeme beschrieben. Weiterhin wird auf Eignungsprüfungen verwiesen, für den Fall, dass neuartige Systeme eingesetzt werden sollen. Auf diese Eignungsprüfungen ist auch zurückzugreifen, wenn von der Norm abweichende Baustoffe verwendet werden sollen (z. B. Zulassungsprodukte). Es darf aber davon ausgegangen werden, dass in der Norm verankerte Baustoffe und Transportsysteme, insbesondere wenn sie bereits in der Erstfassung von DIN 1053-4, Ausgabe 1978 enthalten waren, ausreichend transportsicher sind. Der Nachweis der Transportsicherheit unterliegt nicht der Fremdüberwachung und Zertifizierung. Er ist von jedem Hersteller eigenverantwortlich zu führen.

8.3 Transport und Montage

8.3.1 Transport

Es wird empfohlen, die genauen Liefertermine der Mauertafeln mit der Herstellerfirma bis spätestens eine Woche vor der Auslieferung festzulegen. Zeitliche Verschiebungen, die von dem durch den Auftraggeber frei gegebenen Montageablauf absehbar abweichen, sollten dem Elementwerk frühzeitig mitgeteilt werden, um zusätzlichen Aufwand – beispielsweise durch verlängerte oder veränderte Zwischenlagerung im Werk – zu vermeiden.

Die DIN 1053-4 beinhaltete bereits in ihrer ersten Ausgabe Aussagen und Regeln zum Transport und zur Montage von Mauertafeln, machte jedoch zur Trans-

7541014/10787806875Biblio

port- und Montagesicherheit keine expliziten Aussagen. Die Transport- und Montagesicherheit von Fertigbauteilen aus Mauerwerk wurde erst im Zuge der Überarbeitung der Norm von der Berufsgenossenschaft (BG) Bau eingebracht und behandelt (s. B.8.3.1). Zur Prüfung und Beurteilung der Transport- und Montagesicherheit von Fertigbauteilen aus Mauerwerk wurden eigens Berufsgenossenschaftliche Grundsätze erarbeitet [BGZ – 01-03]. Im Zuge der Normungsarbeit konnte durch umfangreiche Untersuchungen nachgewiesen werden, dass mit Mauertafeln nicht nur schnell sondern auch sicher gebaut werden kann. Diese Untersuchungen beinhalteten aus der Praxis abgeleitete Anstoßversuche mit geschosshohen, bis zu 7,5 m langen Wänden. Bedenkt man, dass bis heute nur für Fertigbauteile aus Mauerwerk Prüfgrundsätze erarbeitet wurden, mit denen die Transportsicherheit der angewendeten Mauertafelsysteme nachgewiesen wurde, so zählen Mauertafeln hinsichtlich Transport- und Montage zu den sichersten Fertigbauteilen. Für andere praxisübliche und sehr viel verbreitetere Fertigbauteile wurde der Nachweis bislang weder gefordert noch erbracht.

Für den Transport der Mauertafeln zur Baustelle haben sich verschiedene Transportsysteme etabliert. Die gängigsten sind:

– Transport mit Innenladerfahrzeugen

– Transport mit Tieflader und A-Bock

– Transport mit Wechselbrücken

Die Wahl des geeigneten Transportsystems richtet sich nach den Gegebenheiten der Baustelle und der Präferenz des Herstellwerkes, s. auch **Tafel B.8.1.**

Tafel B.8.1 Vor- und Nachteile der Transportsysteme

Transportsystem	Wandhöhe über 3,00m	Kranlose Anfuhr	Wechselsystem	Platzbedarf auf der Baustelle
Innenlader	+	+	+	–
Tieflader mit A-Bock	–	–	–	+
Wechselbrücke	–	+	+	+

Aufgrund der unterschiedlichen, zum Einsatz kommenden Transportsysteme, ist im Einzelfall die auf das jeweilige Transportsystem des Herstellers abgestimmte Montageanleitung zu befolgen. Bei der Montage von Mauertafeln ist DIN 1053-4 insbesondere zu beachten. Die maßgebliche „flankierende Regelsetzung“ ist im Abschn. B.8.3.3 aufgeführt.

Die Beladung der speziellen Herstellerpaletten mit Mauertafeln erfolgt im Herstellwerk nach einem Montageübersichtsplan. Somit ist gewährleistet, dass die vorgefertigten Mauertafeln in der Reihenfolge auf der Baustelle eintreffen, in der sie vom ausführenden Montageunternehmen benötigt und versetzt werden.

Um die reibungslose Anlieferung der Elemente zu gewährleisten, ist bauseits für eine problemlose Zu- und Abfahrtsmöglichkeit für Tieflader, Sattelzüge und/oder Autokrane mit bis zu 40 t Gesamtgewicht zu sorgen (**Abb. B.8.5**). Der Platzbedarf bei Anlieferung richtet sich nach der Wahl des Transportsystems (**Tafel B.8.1**). Eine typische Baustelleneinrichtung mit befestigter Zufahrt, Kran und Lagerplatz ist in **Abb. B.8.6** dargestellt.

Grundsätzlich gilt nach DIN 1053-4, dass Fertigbauteile so ausgebildet sein müssen, dass sie bei Lagerung, Transport und Montage nicht im Ganzen bzw. dass keine Teile herunterfallen können, die eine besondere Gefährdung darstellen und sich in einem solchen Zustand befinden, dass auch die Funktion des Fertigbau teils im Bauwerk nicht beeinträchtigt ist.

Diese Anforderungen werden erfüllt, wenn

- Die Fertigbauteile nach DIN1053-4 hergestellt sind,
- der Nachweis der Transportsicherheit, z.B. durch Eignungsprüfung erbracht ist und
- die Transportaufhängungen der Norm entsprechen oder deren Eignung durch eine Eignungsprüfung nachwiesen wurde.

Es ist selbstverständliches Interesse der Mauertafelhersteller und Transportbetriebe, dass die Mauertafeln schadensfrei die Baustelle erreichen. Hierzu werden hersteller- bzw. transportspezifische Maßnahmen, wie etwa die Sicherung der Mauertafeln auf in den Transportpaletten gegen Umsturz und Stöße, ergriffen. Dennoch kann es in seltenen Einzelfällen passieren, dass die Mauertafeln beim Transport beschädigt werden. Daher sind alle Mauertafeln bei Anlieferung bauseits auf Transportschäden zu überprüfen. Beschädigte Bauteile, die eine eingeschränkte Gebrauchstauglichkeit bzw. Standsicherheit aufweisen, sind nach unmittelbarer Rücksprache mit dem Lieferwerk auszusondern. Damit die werkseitig hohe Qualität der Mauertafeln erhalten bleibt, sind die Wände bauseits vor schädlichen Witterungseinflüssen z. B. durch Abdeckung mit einer geeigneten Folie zu schützen.

Zum Abheben der Mauertafel mit dem Kran und Absetzen am Einbauort nennt DIN 1053-4 beispielhaft folgende Transportsysteme, die sich in der Anwendung bewährt haben:

- Aufhängebewehrungen in vertikalen Vergusskanälen (z. B. Seilwellenanker),
- Aufhängungen mit Tragbolzen in der untersten Steinschicht sowie
- Aufhängungen mit Hebebändern als Lastaufnahmemittel, Beispiel **Abb. B.8.7**

7541014/10787806875Biblio



Abb. B.8.5 Transport der Mauertafeln [ZW Englert]
links: Tieflader mit Transportcontainer
mitte: Absetzen des Transportcontainers auf der Baustelle
rechts: Anschlagen der Transportanker an die Traverse



Abb. B.8.6 Baustelleneinrichtung und Beginn der Wand-Montage im Erdgeschoss [ZW Englert]



Abb. B.8.7 YTONG Mauertafeln W, Porenbeton-Planelemente auf Sockelelement aufgemauert, an beiden Enden der Mauertafel mit Flachstahl-Hebebändern umreift [Xella]

Neben den genannten Transportsystemen, von denen die Aufhängebewehrung in vertikalen Vergusskanälen das am längsten verwendete System ist, wurden in der Vergangenheit weitere Systeme erprobt und z. T. deren Eignung erfolgreich durch Eignungsprüfungen bestätigt.

8.3.2 Montage

Um die Baustellenlogistik insgesamt zu gewährleisten, werden unter Berücksichtigung vor Ort gefertiger Betonteile und in Kooperation mit geschulten Montageunternehmen exakte Bauzeitenpläne für den Investor bzw. Montageablaufpläne für den Bauunternehmer erstellt. Vom Start der Baumaßnahme bis zur Übergabe ist somit eine zügige Umsetzung der Vorgaben gewährleistet.

Die Positionierung der Mauertafeln auf der Bodenplatte/Betondecke erfolgt an Hand des mitgelieferten und vom Auftraggeber frei gegebenen Montageplans (**Abb. B.8.8**). Dieser Montageplan ist nur in Verbin-

7541014/10787806875Biblio

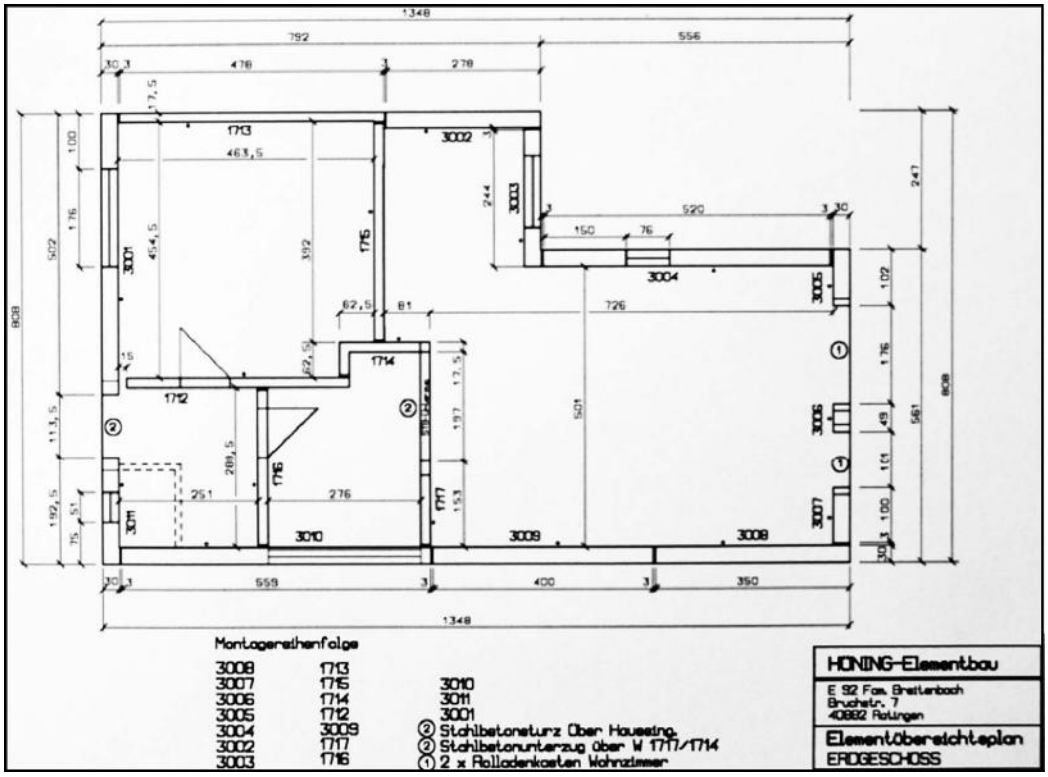


Abb. B.8.8 Montageplan [Hüning]

dung mit den entsprechenden Architekten- und Tragwerksplänen gültig. Sollten in Einzelfällen Unstimmigkeiten auftreten, sind diese vor Montagebeginn mit der Herstellerfirma zu klären.

Um einen optimalen und schnellen Montageablauf zu gewährleisten, sind die montageunabhängigen Arbeiten, wie etwa das evtl. Aufbringen mineralischer Dichtungsschlämmen, rechtzeitig vor Beginn der Montagearbeiten abzuschließen. Ebenso sind alle montagespezifischen Maßnahmen, die den Montageablauf erleichtern und dessen Effektivität steigern, mit ausreichendem Vorlauf, i. d. R. am Vortag, durchzuführen. Zu den wichtigen montagespezifischen Maßnahmen gehören:

– Das Markieren der Wandfluchten und der Wandstöße (einschließlich Montage-Stoßfuge) auf der Sohle/Betondecke gemäß Montageplan (z. B. mittels Schlagschnur).

– Die Nivellierung der Sohle/Betondecke im Bereich der Wandachsen und Markierung des höchsten Punktes mit Hilfe von mindestens 2 Ausgleichsplättchen je Wandelement. Die Ausgleichsplättchen dienen zugleich als Auflagerpunkte zum Absetzen der Wandelemente. Größere Unebenheiten sind mit geeignetem Material (z. B. Estrichmörtel) auf der Sohle/Betondecke auszugleichen.

– Die Befestigung von zwei Seitenanschlagelementen je Mauertafel auf der Sohle/Betondecke, die der Ausrichtung der Wandelemente entlang der Fluchten dienen.

Vor der Montage sind die an allen Elementen angebrachten Elementnummern mit denen im Montageplan zu vergleichen. Das nach Montageplan jeweils benötigte Element wird mit der entsprechenden Aufhängevorrichtung versetzt. Hierbei kommen unterschiedliche Transportsysteme zum Einsatz (vgl. B.8.3.1). Das Wandelement wird langsam und ohne ruckartige Bewegung angehoben. Insbesondere wird auf eine waagerechte Lage geachtet. Bei langen Wandelementen, mit mehr als 2 Anschlagpunkten, kommt daher eine Traverse mit einer Vorrichtung zum Ausgleich des Schwerpunktes zum Einsatz, s. **Abb. B.8.9** und **Abb. B.8.10**.

Unmittelbar vor der Montage ist die Auflagerfläche auf der Bodenplatte/Betondecke vorzubereiten. Hierzu ist, sofern aus statischen Gründen keine höhere Festigkeit gefordert ist, ein Mörtelbett aus Normalmauermörtel MG IIa (Montage-Lagerfuge) aufzutragen. Montage-Lagerfugen (horizontale Fugen) sind für die vollflächige Auflagerung der Mauertafeln und zur Aufrechterhaltung des Baurichtmaßes (Koordinierungsmaßes) notwendig. Darüber hinaus werden

7541014/10787806875Biblio



Abb. B.8.9 Anschlagen der Mauertafeln [Schmidt]



Abb. B.8.10 Traversenhaken

zulässige Maßtoleranzen, die beispielsweise in Folge von Höhendifferenzen der Decke auftreten können, über die Montagelagerfuge ausgeglichen. Sofern horizontale Sperrschichten vorgesehen sind und hierfür keine mineralischen Dichtungsschlämmen verwendet werden, die im Vorfeld der Montagearbeiten aufzubringen sind, sind diese bauseits in der Montage-Lagerfuge anzuordnen. Die Montage-Lagerfuge ist vollflächig auf den ggf. vorgenässten Untergrund aufzutragen. Die Höhe muss größer als die der Ausgleichsplättchen sein, so dass nach dem Aufsetzen der Mauertafel eine hohlraumfreie und kraftschlüssige Auflagerfläche am Wandfuß gewährleistet ist, s. **Abb. B.8.11.**

Die Verbindung der einzelnen Mauertafeln untereinander erfolgt durch stumpfen Stoß (**Abb. B.8.12**).



Abb. B.8.11 Mauertafeln im Mörtelbett [Arge ZI-E]

Für die so entstehenden Montage-Stoßfugen gilt in analoger Weise zu den Montage-Lagerfugen, dass sie zur Aufrechterhaltung des Baurichtmaßes (Koordinierungsmaß) notwendig sind und ebenfalls dem Ausgleich von Maßtoleranzen dienen. Die Montage-

7541014/10787806875Biblio



Abb. B.8.12 Verbindung zweier Mauertafeln



Abb. B.8.13 Montage-Stoßfuge mit Schlaufenbewehrung

Stoßfugen sind bauseits mit Mörtel zu verfüllen. Die Ausführungsart (Fugenbreite sowie Ausbildung der seitlichen Mauertafelränder (geradlinig oder verzahnt)) der Montage-Stoßfuge ist nach DIN 1053-4 davon abhängig, ob eine Weiterleitung von Kräften in Wandebene aus statischen Gründen erforderlich ist oder ob es sich ausschließlich um eine konstruktive Fuge handelt.

Einige Hersteller ordnen zur Montageaussteifung zusätzlich zu den Festlegungen der Norm werkseitig in den Lagerfugen eine Schlaufenbewehrung (**Abb. B.8.13**) an. Diese Schlaufen greifen nach dem Versetzen übereinander. Durch die so gebildeten Bewehrungsringe wird von oben ein Bewehrungsstab (Durchmesser 8 mm) gesteckt. Nach dem Verfüllen der Fuge ist so eine druck- und zugfeste Verbindung gewährleistet.

Um eine vollfugige Ausführung sicherzustellen, sind die nachfolgenden Arbeitsgänge und Ausführungsempfehlungen zu beachten. Im Einzelfall gelten vorrangig die Empfehlungen der Mauertafelhersteller:

7541014/10787806875Biblio

– Die Montagefuge wird manuell (händisch) oder maschinell (unter Einsatz einer Mörtelpumpe) mit Verfüllmörtel (i. d. R. Normalmauermörtel MG IIa bzw. MG III oder Leichtmauermörtel LM 21 bzw. LM 36) *hohlraumfrei* ausgeführt. Montage-Stoßfugen von Mauertafeln mit Wanddicken bis zu 24 cm können beidseitig händisch verfüllt werden.
– Die Festigkeit des Mörtels in der Fuge soll 5 N/mm^2 im äußeren Randbereich (ca. 6 cm) nicht unterschreiten.
– Um das „Aufbrennen" des Mörtels in der Montage-Stoßfuge zu vermeiden, ist diese ggf. vorzunässen und von losen Teilen zu befreien. Diese Arbeiten sollten aus logistischen Gründen unabhängig vom Versetzen der Mauertafeln, während diese noch auf den Transportpaletten lagern, erfolgen.
– Die Montage-Stoßfuge ist bauseitig auf beiden Seiten eben mit dem Mauerwerk abzugleichen.
– Montage-Stoßfugen gelten nicht als Bewegungsfugen.

Bei Ausführung als monolithische (einschalige) Außenwand wird von der überwiegenden Mehrzahl der Hersteller zur Erhöhung der Risssicherheit die Anordnung eines Armierungsgewebes im Bereich der Montage-Stoßfugen empfohlen. Dieses sollte die Montage-Stoßfugen beidseitig mindestens 125 mm, zuzüglich der Dicke der Montage-Stoßfuge, überlappen.

Bei der Montage von zweischaligen Trennwänden ist darauf zu achten, dass keine Mörtelbrücken entstehen. Hierzu sollte vor dem Versetzen der Mauertafeln die Trennfuge zwischen den Deckenplatten mit 2 cm Überhöhung mit einem geeigneten Faserdämmstoff ausgefüllt werden.

Nach dem fluchtgerechten Absetzen der Mauertafeln gemäß Montageplan müssen diese an mindestens zwei Stellen durch Schrägstützen gegen Umsturz gesichert werden (**Abb. B.8.14, B.8.15**). Die Stützen dienen gleichzeitig dazu, die Wandscheiben lotrecht auszurichten. Für die Befestigung der Schrägstützen am Wandelement werden meist je Wandelement mindestens zwei Verankerungspunkte (Dübel) im oberen Drittel des Wandelements werkseitig eingebaut oder vorgebohrt. Die Stützen werden an der Mauertafel – je nach System des Herstellwerks – durch Spannsschlösser oder Dübel befestigt. Im Bereich des Stützenfußes erfolgt die Befestigung an der Bodenplatte oder der Geschossdecke mit Schrauben und ggf. Dübeln. Die Wände bleiben so lange gesichert, bis der Mörtel in der Montage-Stoßfuge ausreichend erhärtet ist. Pro Tag kann eine aus drei Facharbeitern bestehende Kolonne bis zu 40 Mauertafeln montieren.

Sobald die Standsicherheit der Mauertafeln durch eine seitliche Verbindung (Fugenverguss) und durch Ringbalken- bzw. Deckenauflage dauerhaft gewährleistet ist, können die Transportschlaufen und Montagestützen entfernt und die im Fenster- bzw. Türbereich durchlaufende horizontale Transportbewehrung (**Abb. B.8.16**) herausgetrennt werden. Frei liegende Bewehrungsenden sind gegen Korrosion zu schützen, um spätere Schäden durch Absprengungen zu vermeiden.

Wie bei konventionell errichtetem Mauerwerk ist der Rohbauunternehmer bzw. der für die Montagearbeiten verantwortliche Monteur nach DIN 18299 (VOB/C ATV), Abschn. 4.1.10, für das Sichern der Arbeiten gegen Niederschlagwasser, mit dem normalerweise gerechnet werden muss, und seine etwaige erforderliche Beseitigung (Ableitung) verantwortlich. Durch langzeitig stark durchnässtes Mauerwerk werden alle nachfolgenden Gewerke in ihren Zeitabläufen und in ihrer Qualität gefährdet. Dies betrifft u. a. auch das Verputzen des Mauerwerks.

8.3.3 Zu beachtende Vorschriften und Merkblätter

Das Dienstleistungskonzept der Hersteller von Mauertafeln umfasst neben der Beratung und ggfs. Schulung in Bezug auf alle statischen und bauphysikalischen Fragestellungen auch technische Unterlagen und Merkblätter (z. B. „Allgemeine Montageanleitung" [Arge ZI-E-01-06], „Außenputz auf Ziegelwandelementen" [Arge ZI-E-02-06], etc.). Auch Einweisungen im Umgang mit der Bauweise (z. B. Montage) werden von den Herstellern angeboten, um den Einstieg und den Umgang mit dieser Bauweise zu erleichtern.

Neben den technischen Unterlagen und Merkblättern der Hersteller, DIN 1053-4 bzw. der ggf. geltenden allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung sowie den darin mitgeltenden Normen sind auch Vorschriften und Merkblätter der Bau-Berufsgenossenschaft zu beachten (z. B. BGG 964)

8.4 Zusammenfassung der Vorteile vorgefertigter Mauertafeln

Die Vorteile bei der Errichtung von Gebäuden aus vorgefertigten Mauertafeln sind nachfolgend kurz zusammengefasst.

(1) *Architektonische Gestaltungsfreiheit*
Die Planungsfreiheit bleibt in vollem Umfang erhalten; Umplanungen aufgrund der Vorfertigung sind gegenüber der konventionellen Bauweise nicht erforderlich.

(2) *Steigerung der Flexibilität*
Der Bauunternehmer kann, soweit er nicht selbst die Fertigung betreibt, vorgefertigte, gütegesicherte Elemente beziehen und entzerrt so die i. d. R. enge Terminplanung, weil die Montage der Mauertafeln auf der Baustelle nur einen Bruchteil

7541014/10787806875Biblio



Abb. B.8.14 Mauertafeln mit Montagestützen [KSW Südbayern]



Abb. B.8.15 Mauertafel versetzt und abgestützt [BV LB]

7541014/1078780687 5Biblio



Abb. B.8.16 Durchtrennen der durchlaufenden Transportbewehrung im Bereich von Wandöffnungen

der für das konventionelle Mauern benötigten Zeit erfordert.

(3) *Zeiteinsparung, Terminsicherheit*
Die computergesteuerte Arbeitsvorbereitung, die optimierten Arbeitsabläufe im Werk und nicht zuletzt die maschinelle Fertigung ermöglichen eine höchst effiziente Herstellung. Hieraus ergibt sich eine extrem kurze Produktionsvorlaufzeit, die es erlaubt, kurzfristige Änderungen termingerecht umzusetzen.

(4) *Reduzierung der Baustelleneinrichtung, kurze Bauzeiten*
Die Baustelleneinrichtung kann auf ein Minimum reduziert werden. Dauerhafte Stell- bzw. Lagerflächen für Baustoffe können nahezu entfallen, da die ausgehärteten, trockenen Mauertafeln nach vorgegebenem Terminplan angeliefert und mit Hilfe eines Baustellen- oder Autokrans montiert werden. Der deutlich geringere Platzbedarf für die Baustelleneinrichtung ist besonders in innerstädtischen Baugebieten vorteilhaft. Entsorgungskosten für Bauschutt fallen für den Rohbau nicht an, da kein Materialverlust entsteht.

(5) *Sichere Kostenkalkulation, exakte Ablaufplanung*
In Verbindung mit dem erzielten Zeitgewinn bei der Herstellung und der optimalen Materialverwertung, u.a. durch die computergesteuerte Arbeitsvorbereitung, können die Herstellungskosten minimiert und exakt kalkuliert werden. Die Witterungsunabhängigkeit der Vorfertigung trägt zur genauen Einhaltung des Terminplanes bei. Nichtkalkulierbare Schlechtwetterzeiten entfallen. Geringere Finanzierungskosten ergeben sich durch Reduzierung der Laufzeiten infolge Bauzeitverkürzung. Ein frühzeitiger Kapitalrückfluss ist durch schnellen Bezug der Gebäude sichergestellt.

(6) *Ausführungsqualität*
Überschaubare und regelmäßige Produktionsabläufe mit hohem Anteil an Maschinenarbeit bewirken eine reproduzierbar hohe Fertigungsqualität. Die CAD-gestützte Planungstechnik in Verbindung mit maschineller Ausführung gewährleistet verbindliche Maßgenauigkeit für alle Folgegewerke.

8.5 Aktueller Stand der Technik und Ausblick

Beim Einsatz von Fertigbauteilen aus Mauerwerk muss beachtet werden, dass in DIN 1053-4 geregelte Mauertafeln aus genormten Mauersteinen bestehen müssen und bei Verwendung von Zulassungssteinen wegen der damit verbundenen wesentlichen Abweichung von den technischen Regeln eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für die Mauertafel selbst vorhanden sein bzw. beantragt werden muss.

7541014/10787806875Biblio

Dies stellt insbesondere für Außenwände mit hochwärmedämmenden Ziegeln und allgemein für Wandelemente aus Planziegeln eine besondere Herausforderung dar, weil diese Ziegelprodukte ausnahmslos in Zulassungen geregelt sind.

Um die Produktpalette der vorgefertigten Wandelemente zeitnah und flexibel dem aktuellen Entwicklungsstand anpassen zu können, wurde daher vom Güteschutz Ziegelmontagebau e. V. [Güte ZMB] eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung [Z 949-13] beantragt, in der zahlreiche Zulassungsziegel aufgelistet sind, für die die notwendigen Nachweise zur Verwendung in vorgefertigten Mauertafeln vorliegen. Diese Liste wird sukzessive dem aktuellen Stand angepasst und ergänzt. Zurzeit sind darin insgesamt 41 Arten von Zulassungsziegeln enthalten, darunter auch Ziegel mit integrierter Wärmedämmung und Plan-Füllziegel. Dabei werden Transportsysteme mit Hebebändern (Abschn. 9.2.2.4 in DIN 1053-4, Ausgabe 2004) oder auch mit Bolzen (Abschn. 9.2.2.3) eingesetzt.

Für eine weitere von der Norm abweichende Herstellungsart, bei der auf die Verwendung von Mauermörteln verzichtet wird, ist zurzeit in Deutschland eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung beantragt. Dieses System wird in Österreich bereits seit mehreren Jahren erfolgreich eingesetzt. Dabei werden in einer vollautomatisierten Vorfertigungsanlage die Lagerflächen der Ziegel mit einem Zweikomponenten-Polyurethankleber verbunden (**Abb. B.8.17**).



Abb. B.8.17 Automatisierte Wandfertigung System Redbloc; Kleberauftrag [redbloc]

7541014/10787806875Biblio

C Brandschutz

Dr.-Ing. U. Meyer

1 Einleitung

Der bauliche Brandschutz nimmt in Deutschland einen hohen Stellenwert ein. Dies wurde seit Mitte der 1990er Jahre sogar noch verstärkt, als Brandkatastrophen wie am Düsseldorfer Flughafen 1996 die Öffentlichkeit in dieser Richtung sensibilisiert haben.

Massivbauten aus Mauerwerk bieten ein hohes Maß an passiver Sicherheit im Brandfall, der verglichen mit anderen außergewöhnlichen Ereignissen, wie z. B. Erdbeben in Deutschland relativ häufig auftreten kann.

Die direkten und indirekten Brandschäden betragen in Deutschland etwa 0,2 % des Brutto-Inlandsprodukts, also ca. 2,5 bis 3 Mrd. Euro pro Jahr. Hinzu kommen pro Jahr etwa 600 bis 700 Brandtote.

Insbesondere in Bezug auf die Personenschäden ist dieses Schadensniveau der Bundesrepublik im Vergleich mit anderen westlichen Industrienationen relativ gering, siehe **Abb. C.1** [Fire Prevention – 86, Wilmot – 99, Paish – 10]. Diese Unterschiede sind vor allem auf die aus der Geschichte resultierenden, durch das Baurecht reglementierten unterschiedlichen Bauweisen in den einzelnen Ländern zurückzuführen.

Verheerende Brände haben in der deutschen Geschichte, zuletzt nach den Bombenangriffen des 2. Weltkriegs ganze Stadtviertel vernichtet. Auf Grund dieser Erfahrungen hat der vorbeugende bauliche Brandschutz im deutschen Baurecht oberste Priorität.

Die Einhaltung der Brandschutz-Anforderungen wird im Baugenehmigungsverfahren zumindest bisher streng überwacht.

Die Brandschutz-Vorschriften sollen vor allem

- der Entstehung von Bränden vorbeugen,
- Brände auf bestimmte Abschnitte begrenzen und
- Flucht- und Rettungswege vom Feuer freihalten und dadurch auch den Löschangriff der Feuerwehr ermöglichen.

Wände aus Mauerwerk gelten als ideale Bauteile zur Trennung von Brandabschnitten, Räumen mit hoher Brandlast und Wohnungen sowie zur Sicherung von Treppenräumen und Fluren [Hosser, Wesche – 99].

Voraussetzung für einen optimalen baulichen Brandschutz mit Mauerwerk sind der Einsatz der richtigen Produkte und die sachgerechte Ausführung der Bauteile. Die Bauvorschriften und die nationale und internationale Normung für den Brandschutz haben sich in den letzten Jahren rasant weiterentwickelt.

Dieser Beitrag erläutert den aktuellen Stand der Technik unter Berücksichtigung

- der Musterbauordnung Ausgabe November 2002, zuletzt geändert September 2012 [Musterbauordnung – 12],
- der DIN 4102, insbesondere der DIN 4102-4 DIN 4102-4:1994-03,
- des Ergänzungsblatts A1 zur DIN 4102-4, Ausgabe 06.04 DIN 4102-4/A1:2004-11,
- der europäischen Bemessungsnorm DIN EN 1996-1-2 DIN EN 1996-1-2:2011-04 zusammen mit dem nationalen Anhang DIN EN 1996-1-2/NA:2013-06,
- der europäischen Klassifizierungsnormen der Serie DIN EN 13501 DIN EN 13501-1:2010-01, DIN EN 13501-2:2010-2 und
- der zugehörigen Prüfnormen der Serie DIN EN 1363, 1364 und 1365 DIN EN 1363-1.2012-10, DIN EN 1364-1:1999-10, DIN EN 1365-1:2013-08, DIN EN 1365-4:1999-10.

Weitere ausführliche Informationen enthält die Broschüre „Baulicher Brandschutz“ [Meyer – 13].

2 Begriffe

2.1 Allgemeines

Der bauliche Brandschutz ist eines der umfangreichsten Kapitel im deutschen Bauordnungsrecht.

Baustoffe müssen so gewählt und Bauteile so konstruiert werden, dass die Anforderungen des vorbeugenden baulichen Brandschutzes erfüllt sind.

Die brandschutztechnische Einstufung von Baustoffen und Bauteilen wird ausführlich in der deutschen Brandschutz-Norm DIN 4102 geregelt. Für Baustoffe, die nach harmonisierten europäischen Produktnormen der Bauregelliste B hergestellt und mit dem CE-Zeichen gekennzeichnet sind, gilt das europäische Klassifizierungssystem DIN EN 13501, das mit der Ergänzung der Bauregelliste 2002/1 [Bauregelliste – 02] in Deutschland anwendbar gemacht wurde.

Die Musterbauordnung (MBO) und die sich daran anlehnenden Landesbauordnungen enthalten darüber hinaus ausführliche Anforderungen für die verschiedenen Bauteile und die in diesen Bauteilen verwendeten Baustoffe.

Im Folgenden werden die wichtigsten brandschutztechnischen Begriffe nach DIN 4102, den europäischen Normen und den Landesbauordnungen erläutert.

7541014/10787806875Biblio

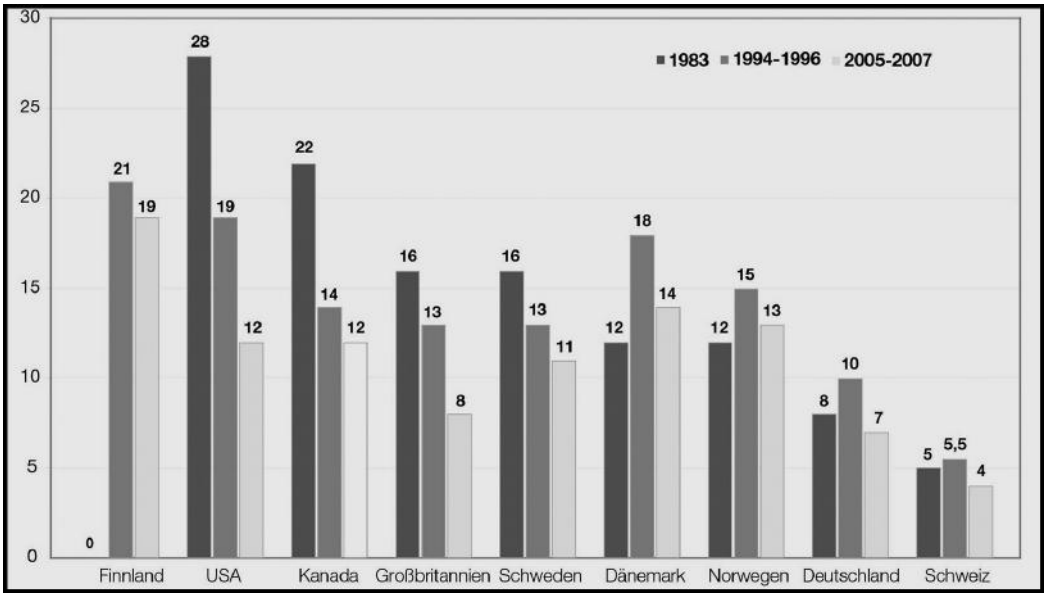


Abb. C.1 Brandtote je 1 Million Einwohner in verschiedenen Ländern [Fire Prevention – 86, Wilmot – 99, Paish – 10]

2.2 Baustoffklassen nach DIN 4102-1 und Euroklassen

Eines der wichtigsten Kriterien für die Beurteilung von Baustoffen ist ihr Verhalten im Brandfall.

Die brandschutztechnische Einstufung von Baustoffen erfolgte bisher nach DIN 4102-1 DIN 4102-1:1998-05. Dort wird unterschieden zwischen nichtbrennbaren (Baustoffklasse A) und brennbaren Baustoffen (Baustoffklasse B). Die Einstufung in Baustoffklassen erfolgt entweder mit genormten Brandversuchen nach DIN 4102-1 oder bei entsprechend bewährten Baustoffen anhand einer Klassifizierung in DIN 4102-4. Die Entscheidung vom 08.02.2000 [Europäische Kommission 147 – 00] der Europäischen Kommission regelt die Klassifizierung des Brandverhaltens von Bauprodukten, die Klasseneinteilung, die Grenzwerte sowie die maßgeblichen Prüfverfahren auf europäischer Ebene.

Die Einstufung in Euroklassen erfolgt entweder über die in [Europäische Kommission 147 – 00] festgelegten Prüfverfahren oder bei bewährten, nichtbrennbaren Bauprodukten der Euroklasse A1 über die Entscheidung [Europäische Kommission 603 – 96].

Mauerwerksbaustoffe sind in dieser Entscheidung ausdrücklich als nichtbrennbare Produkte der Klasse A1 aufgeführt, für die keine weiteren Nachweise erforderlich sind.

Die überwiegende Mehrzahl der Mauerwerksbaustoffe wird nach DIN 4102-4 und Entscheidung 96/603/EC als nichtbrennbare Baustoffe in die Baustoffklasse A1 eingestuft.

Tafel C.1 Baustoffklassen nach DIN 4102-1 mit bauaufsichtlicher Benennung und entsprechende Euroklasse

Baustoffklasse nach DIN 4102-1 – bauaufsichtliche Benennung	Euroklasse	Anforderungsniveau
A 1 nichtbrennbar, z. B. Ziegel	A 1	kein Beitrag zum Brand
A 2 nichtbrennbar	A 2	vernachlässigbarer Beitrag zum Brand
B 1 schwerentflammbar	B	sehr geringer Beitrag zum Brand
	C	geringer Beitrag zum Brand
B 2 normalentflammbar	D	hinnehmbarer Beitrag zum Brand
	E	hinnehmbares Brandverhalten
B 3 leichtentflammbar	F	keine Anforderungen

2.3 Feuerwiderstandsklassen nach DIN 4102-2 und DIN EN 13501-2

Bauteile bestehen aus Baustoffen. Die brandschutztechnische Einstufung eines Baustoffs lässt jedoch noch keinen Schluss auf das Brandverhalten eines Bauteils zu.

7541014/10787806875Biblio

Tafel C.2 Feuerwiderstandsklassen F nach DIN 4102-2 und entsprechende Einstufungen nach DIN EN 13501-2; der Zahlenwert gibt die Feuerwiderstandsdauer in Minuten an

Feuerwiderstandsklasse nach DIN 4102-2	Feuerwiderstandsklasse nach DIN EN 13501-2		
	Nichttragende raumabschließende Wände	Tragende raumabschließende Wände	Tragende, nichtraumabschließende Wände
F 30	EI 30	REI 30	R 30
F 60	EI 60	REI 60	R 60
F 90	EI 90	REI 90	R 90
F 120	EI 120	REI 120	R 120
F 180	EI 180	REI 180	R 180

Tafel C.3 Benennung von Bauteilen nach DIN 4102 am Beispiel der Feuerwiderstandsklasse F 90

Baustoffklasse nach DIN 4102-1		Benennung	Kurzbezeichnung
wesentliche Teile	übrige Bestandteile		
A	A	Feuerwiderstandsklasse F 90 und aus nichtbrennbaren Baustoffen	F 90-A
A	B	Feuerwiderstandsklasse F 90 und in den wesentlichen Teilen aus nichtbrennbaren Baustoffen	F 90-AB
B	B	Feuerwiderstandsklasse F 90	F 90-B

Bauteile werden daher entweder durch Klassifizierung nach DIN 4102-4 oder aufgrund von Brandversuchen nach DIN 4102-2 DIN 4102-2:1977-09 oder DIN EN 1364-1 bzw. 1365-1 in Feuerwiderstandsklassen eingestuft.

In Abhängigkeit von der Einstufung der verwendeten Baustoffe bezüglich ihrer Brennbarkeit nach DIN 4102-1 werden an die Feuerwiderstandsklasse die Kurzzeichen A, AB oder B angefügt, siehe **Tafel C.3**.

In der Prüfung nach DIN EN 4102-2, bzw. DIN EN 1364-1 oder DIN EN 1365-1wird die Zeit ermittelt, die das Bauteil dem Feuer widersteht, ohne seine Funktion, z. B. Tragfähigkeit und/oder Raumabschluss, zu verlieren. DIN 4102-2 unterscheidet 5 Feuerwiderstandsklassen, siehe **Tafel C.2**.

Die DIN EN 13501-2 unterscheidet nach weiteren Feuerwiderstandsklassen, z. B. REI 45, die aber nach derzeitigem Stand in Deutschland baurechtlich nicht relevant werden.

REI 45-Bauteile können aber natürlich als feuerhemmende Bauteile (Mindestanforderung REI 30) eingesetzt werden.

Bauaufsichtlich sind drei dieser Feuerwiderstandsklassen von Bedeutung, da die Landesbauordnungen für viele Bauteile hierzu Mindestforderungen stellen, nämlich

- feuerhemmend (F30-B, REI 30),
- hochfeuerhemmend (F60-B mit Kapselkriterium $K_2$60, REI 60 mit Kapselkriterium $K_2$60),
- feuerbeständig (F90-AB, REI 90).

Mit dem Kapselkriterium soll sichergestellt werden, dass keine Brandausbreitung im Hohlraum und keine Entzündung oder Verkohlung der tragenden und aussteifenden Holzbauteile für mindestens 60 Minuten erfolgt. Die Ausführung erfolgt als mindestens zweilagige Brandschutzbekleidung, allseitig und durchgängig mit Fugenversatz.

Mauersteine werden mit Mörteln nach DIN 1053-1 bzw. DIN EN 998-2 (Normal-, Leicht- oder Dünnbettmörtel) vermauert und vorzugsweise mit mineralischen Putzen nach DIN V 18550 (Normalputze GP nach DIN EN 998-1, z. B. Kalk-Gips-Innenputze) oder Leichtputze nach DIN V 18550 (Leichtputze LW nach DIN EN 998-1) verputzt.

Alle genannten Mörtel und Putze sind wie die Mauersteine ebenfalls nicht brennbare Baustoffe der Baustoffklasse A1.

Mauerwerksbauteile bestehen daher in den wesentlichen Teilen aus nicht brennbaren Baustoffen. Die Benennung lautet daher immer –A, falls nicht brennbare Bekleidungen (organische Wärmedämmverbundsysteme) verwendet werden. In diesen Fällen lautet die Benennung –AB.

Der Feuerwiderstand von Bauteilen wird seit 2000 nach den europäischen Normen DIN EN 1363, DIN EN 1364 und DIN EN 1365 geprüft und nach

7541014/10787806875Biblio

Tafel C.4 Symbole und Erläuterungen der europäischen Klassifizierungskritierien

Kurzzeichen	Kriterium	Anwendungsbereich
R	Résistance – Tragfähigkeit	Beschreibung der Feuerwiderstandsdauer
E	Etanchéité – Raumabschluss	
I	Isolation – Wärmedämmung unter Brandeinwirkung	
M	Stoßbeanspruchung (bei Brandwänden)	
W	Begrenzung des Strahlungsdurchtritts	
(i→o) (i←o) (i↔o)	Richtung der klassifizierten Eigenschaft in→out, innen→außen	Nichttragende Außenwände
(a→b) (a←b) (a↔b)	Richtung der klassifizierten Eigenschaft above→below; oben→unten	Unterdecken

Tafel C.5 Feuerwiderstandsklassen von Bauteilen nach DIN EN 13501-2 und ihre Zuordnung zu den bauaufsichtlichen Anforderungen

Bauaufsichtliche Anforderung	Tragende Bauteile		Nichttragende Innenwände	Nichttragende Außenwände	Doppelböden	Selbständige Unterdecken
	ohne Raumabschluss	mit Raumabschluss				
feuerhemmend	R 30	REI 30	EI 30	E 30 (i→o) und EI 30-ef (i←o)	REI 30	E 30 (a↔o)
hochfeuerhemmend	R 60	REI 60	EI 60	E 60 (i→o) und EI 60-ef (i←o)		E 60 (a↔o)
feuerbeständig	R 90	REI 90	EI 90	E 90 (i→o) und EI 90-ef (i←o)		E 90 (a↔o)
Brandwand	–	REI 90-M	EI 90-M			–

EN 13501-2 klassifiziert. Das europäische Klassifizierungssystem differenziert die Kriterien für den Feuerwiderstand deutlich stärker. Die **Tafel C.4** enthält eine Auswahl von Symbolen der Klassifizierungskriterien der europäischen Normen.

In der Anlage 0.1.2 zur Bauregelliste A Teil 1 – Ausgabe 2012/1Bauregelliste A-12 wird durch Zuordnung der europäischen Klassen zu den bauaufsichtlichen Begriffen „feuerhemmend“ und „feuerbeständig“ für Deutschland verbindlich festgelegt, welche Kriterien der europäischen Klassierung in Deutschland mindestens einzuhalten sind, s. **Tafel C.5**.

In [Bauregelliste A-12] ist eindeutig festgelegt, dass zur Erfüllung der bauaufsichtlichen Anforderungen „feuerhemmend“ und „feuerbeständig“ sowohl existierende nationale Nachweise mit F-Einstufungen nach DIN 4102 als auch europäische Nachweise herangezogen werden können.

Die **Tafel C.6** enthält eine Übersicht zu den wichtigsten Zuordnungen von Wänden zu bauaufsichtlichen Benennungen.

2.4 Unterscheidung von Wänden nach ihrer Funktion in DIN 4102-4 und DIN EN 1996-1-2/NA

Die Brandschutz-Normen DIN EN 1996-1-2/NA und DIN 4102-4 enthalten umfangreiche Tabellen mit der brandschutztechnischen Einstufung von Ziegelmauerwerk aufgrund der vorliegenden Prüfergebnisse aus den zurückliegenden Jahren.

Je nach

- Aufgabe des Bauteils (tragende oder nichttragende Wand)
- Möglichkeit der Brandeinwirkung (raumabschließende oder nicht-raumabschließende Wand) sowie
- Maße der Bauteile (Wände, kurze Wandabschnitte oder Pfeiler)

werden für bestimmte Feuerwiderstandsklassen unterschiedliche Bauteilmaße (Mindestdicken) angegeben.

7541014/10787806875Biblio

Tafel C.6 Anforderungen in bauaufsichtlichen Verwendungsvorschriften und entsprechende Bezeichnungen in DIN 4102-2: 1977-09, Abschn. 8.8.2, Tabelle 2

Bauaufsichtliche Anforderungen	Klassen nach DIN 4102-2	Kurzbezeichnung nach DIN 4102-2
feuerhemmend	Feuerwiderstandsklasse F 30	F 30 – B[1)]
feuerhemmend	Feuerwiderstandsklasse F 30 und aus nichtbrennbaren Baustoffen	F 30 – A[1)]
hochfeuerhemmend	Feuerwiderstandsklasse F 60 und in den wesentlichen Teilen aus nichtbrennbaren Baustoffen	F 60 – AB[2)]
	Feuerwiderstandsklasse F 60 und aus nichtbrennbaren Baustoffen	F 60 – A[2)]
feuerbeständig	Feuerwiderstandsklasse F 90 und in den wesentlichen Teilen aus nichtbrennbaren Baustoffen	F 90 – AB[3)]
feuerbeständig und aus nichtbrennbaren Baustoffen	Feuerwiderstandsklasse F 90 und aus nichtbrennbaren Baustoffen	F 90 – A[3)]

[1)] bei nichttragenden Außenwänden auch W 30 zulässig
[2)] bei nichttragenden Außenwänden auch W 60 zulässig
[3)] bei nichttragenden Außenwänden auch W 90 zulässig

Tafel C.7 Erläuterungen zur Einstufung von Mauerwerkswänden nach DIN 4102-4 und DIN EN 1996-1-2

Bauteil	Erläuterung
Nichttragende Wände	Grundsätzlich raumabschließend Scheibenartige Bauteile, die auch im Brandfall überwiegend durch ihre Eigenlast beansprucht werden und nicht der Knickaussteifung tragender Wände dienen
Tragende Wände	Überwiegend auf Druck beanspruchte Bauteile zur Aufnahme vertikaler Lasten
Raumabschließende, tragende Wände	Werden nur einseitig vom Brand beansprucht und sollen die Brandausbreitung von einem Raum zu anderen verhindern. Typische Beispiele sind Wände in Rettungswegen, Treppenraumwände, Wohnungstrennwände.
Nichtraumabschließende, tragende Wände	Tragende Wände, die mehrseitig vom Brand beansprucht werden können
Tragende Pfeiler und kurze Wände	Querschnitt $< 0{,}1\ m^2$ oder bestehend aus weniger als zwei ungeteilten Steinen
Tragende nichtraumabschließende Wandabschnitte	Werden nach DIN 4102-4 wie Pfeiler eingestuft, Breite ≤ 1 m, Fläche $\geq 0{,}1\ m^2$

Die **Tafel C.7** enthält Erläuterungen zur Einstufung von Mauerwerkswänden nach ihrer Funktion in DIN EN 1996-1-2 und DIN 4102-4.

Abb. C.2 zeigt anhand des Beispiels eines Grundrisses eines Mehrfamilienhauses die Zuordnung von Bauteilen zu den unterschiedlichen Kategorien nach DIN EN 1996-1-2/NA und DIN 4102-4.

2.5 Raumabschließende Wände (Trennwände und Brandwände)

Eine der ältesten Maßnahmen des vorbeugenden baulichen Brandschutzes ist das Prinzip der Abschottung durch raumabschließende Wände.

Feuerfeste Mauern sollten schon im Mittelalter Brände eingrenzen. Eine Verordnung Kaiser Ludwigs des Bayern aus dem Jahre 1342 schrieb z. B. vor, dass neue Häuser in München künftig nur noch aus Stein gebaut und mit Dachziegeln gedeckt werden sollten.

Die Geschichte zeigt, dass solche Regelwerke meist nach verheerenden Bränden erlassen wurden und mit der Bewährung dieser massiven Bauweisen im Laufe der Zeit wieder sehr viel großzügiger ausgelegt wurden. Erst nach erneuten Brandkatastrophen wurden diese bewährten Regeln dann wieder konsequent angewendet.

Die seit 2002 mit der Neufassung der Musterbauordnung und ihrer Umsetzung in Landesbaurecht betriebene Lockerung der Brandschutzbestimmungen zur

7541014/10787806875Biblio

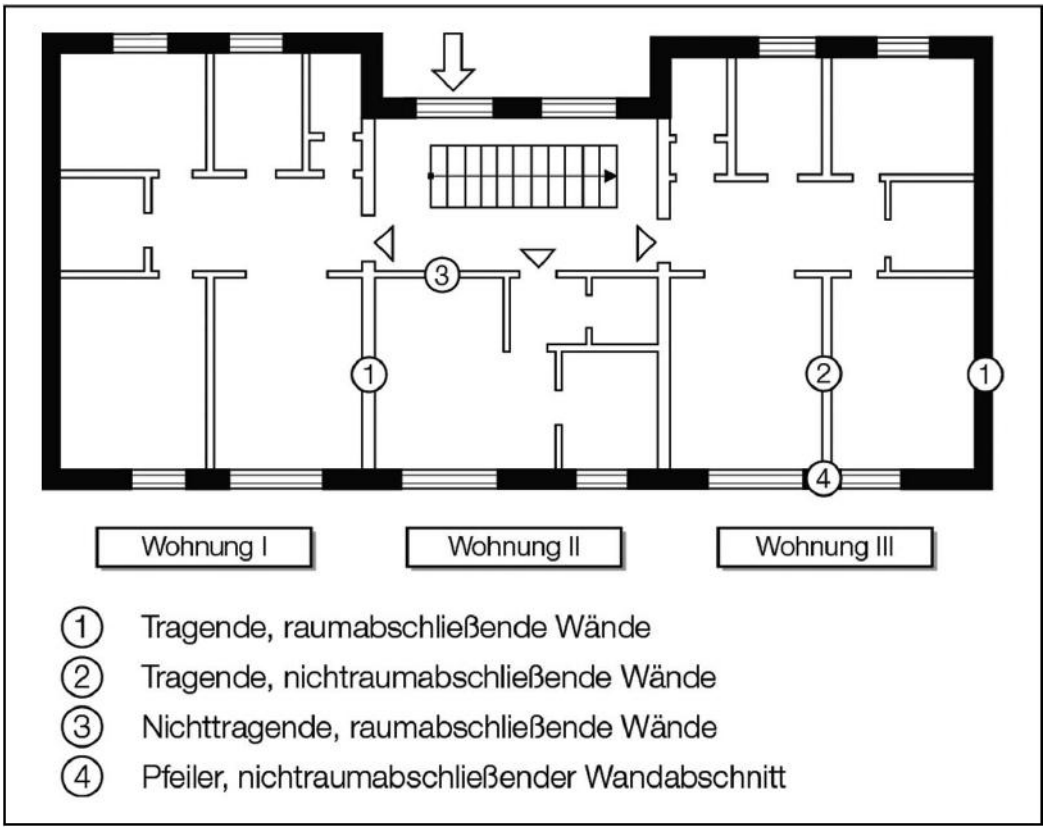


Abb. C.2 Benennung von Bauteilen nach DIN EN 1996-1-2/NA und DIN 4102-4

Erleichterung der Anwendung brennbarer Baustoffe im Geschosswohnungsbau bis 13 m Gebäudehöhe reiht sich dabei nahtlos in diesen geschichtlichen Kontext ein. Raumabschließende Wände werden entweder als

- Trennwände oder als
- Brandwände

ausgeführt. Trennwände innerhalb von Brandabschnitten sollen den Brandbereich solange von den Flucht- und Rettungswegen abgrenzen, wie es für die Rettung erforderlich ist.

Brandwände sollen Brände auf bestimmte Brandabschnitte eingrenzen und der Feuerwehr einen Löschangriff ermöglichen.

Typische Anwendungsbereiche für Brandwände sind z. B.:

- Bebauung auf Grundstücksgrenzen
- Trennung innerhalb ausgedehnter Gebäude
- Trennung von aneinandergereihten Gebäuden; die Landesbauordnungen fordern hier jedoch häufig nur feuerbeständige (F90 bzw. REI 90) Wände.

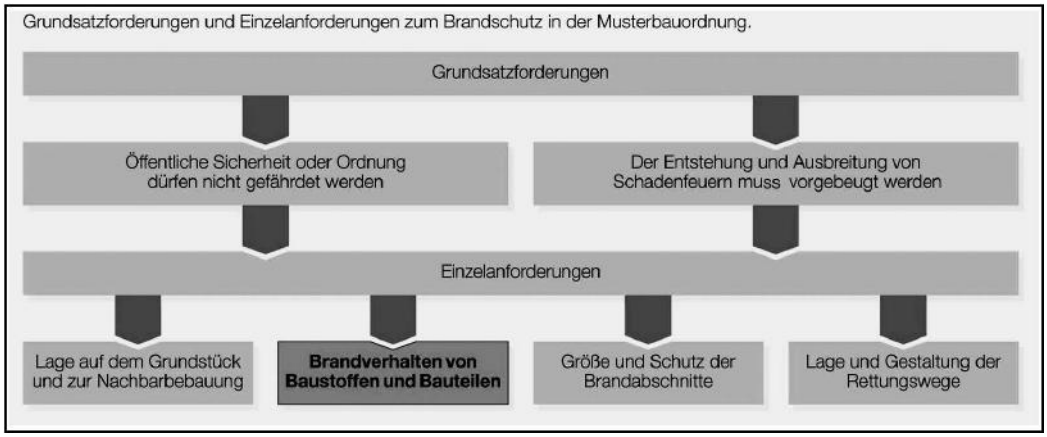
Die Eignung von Bauteilen als Brandwände wird nach DIN EN 1364-1 (nichttragend) oder DIN EN 1365-1 (tragend) geprüft.

Die wichtigsten Anforderungen der MBO 2002 an Eigenschaften und die Ausführung von Brandwänden sind nachfolgend zusammengefasst.

- Brandwände müssen grundsätzlich auch unter zusätzlicher mechanischer Beanspruchung feuerbeständig sein und aus nichtbrennbaren Baustoffen bestehen, d.h. sie müssen mindestens der Feuerwiderstandsklasse F 90-A/REI M 90-A angehören (Ausnahmen hiervon regeln die Landesbauordnungen).
- Tragende und aussteifende Bauteile müssen mindestens der Feuerwiderstandsklasse F 90/REI 90 entsprechen.
- Brandwände müssen bis zur Bedachung durchgehen und in allen Geschossen übereinander angeordnet sein (Ausnahmen hiervon regeln die Landesbauordnungen).
- Bei Gebäudeklassen 4 und 5 sind Brandwände bis 30 cm über die Bedachung zu führen oder in Höhe der Dachhaut mit einer beiderseits 50 cm auskra-

7541014/10787806875Biblio

Tafel C.8 Grundsatzanforderungen und Einzelanforderungen zum Brandschutz in der Musterbauordnung



Tafel C.9 Anforderungen der Musterbauordnung und der Landesbauordnungen und zugehörige Feuerwiderstandsklassen nach DIN 4102 bzw. DIN EN 13501-2

Benennung/Anforderung nach MBO	Feuerwiderstandsklasse nach DIN 4102-2	Feuerwiderstandsklasse nach DIN EN 13501-2
feuerhemmend	F30-B, F30-AB, F30-A	REI 30, EI 30
feuerhemmend und in den tragenden Teilen aus nichtbrennbaren Baustoffen	F30-AB, F30-A	REI 30, EI 30
feuerhemmend und aus nichtbrennbaren Baustoffen	F30-A	REI 30, EI 30
hochfeuerhemmend	F60-BA[1)], F60-A	REI 60, EI 60
feuerbeständig	F90-AB, F90-A	REI 90, EI 90
feuerbeständig und aus nichtbrennbaren Baustoffen	F90-A	REI 90, EI 90
Brandwand	Brandwand nach DIN 4102-3 oder nach Einstufung in DIN 4102-4	REI-M 90, EI-M 90

[1)] Tragende Teile aus brennbaren Baustoffen mit einer allseitigen brandschutztechnisch wirksamen Bekleidung aus nichtbrennbaren Baustoffen und Dämmstoffen aus nichtbrennbaren Baustoffen.

genden feuerbeständigen Platte aus nichtbrennbaren Baustoffen abzuschließen.

- Öffnungen sind nur in inneren Brandwänden zulässig und müssen feuerbeständige, dicht- und selbstschließende Abschlüsse haben.

- Bauteile mit brennbaren Baustoffen dürfen über Brandwände nicht hinweggeführt werden.

Über diese Anforderungen hinaus enthalten die einzelnen Landesbauordnungen Zusatzanforderungen. Gegebenenfalls stellen die Sachversicherer weitergehende Anforderungen.

2.6 Einstufung von Wänden nach Landesbauordnungen

Die Landesbauordnungen enthalten umfangreiche Anforderungen zum Brandschutz. Das Konzept der Musterbauordnung wird in **Tafel C.8** erläutert. Eine der wesentlichen Einzelanforderungen bezieht sich auf das Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen.

In den Landesbauordnungen sind nach Gebäudeklassen und Bauteilen differenzierte Brandschutz-Anforderungen enthalten, s. **Tafel C.9**.

In **Abb. C.3** wird am Beispiel eines Mehrfamilienhauses die Benennung der einzelnen Bauteile nach den Landesbauordnungen gezeigt.

7541014/10787806875Biblio

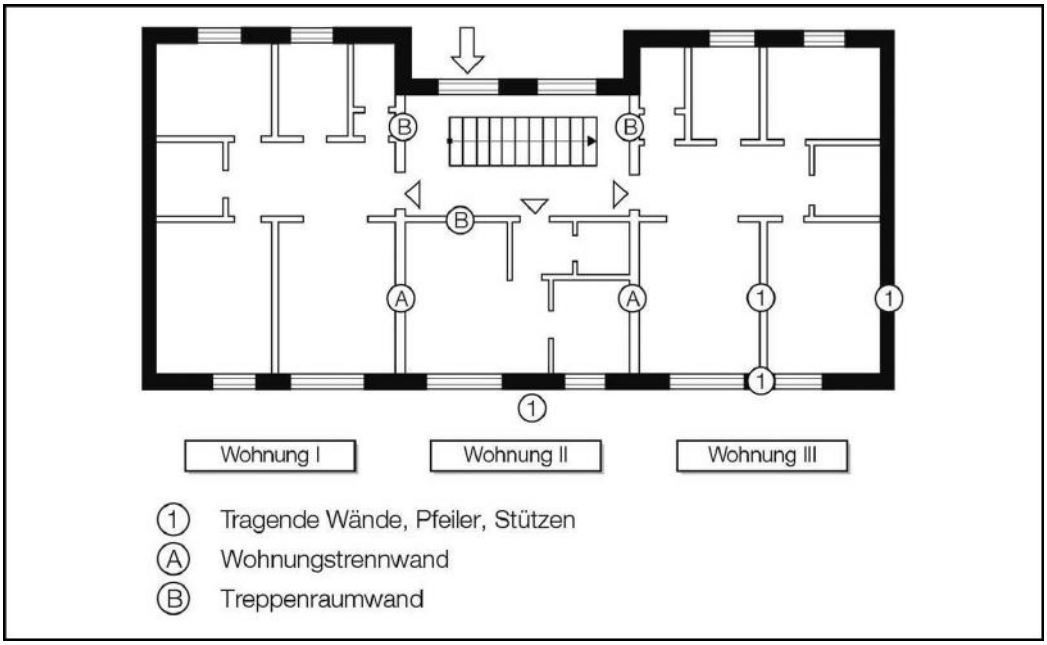


Abb. C.3 Benennung von Bauteilen nach den Landesbauordnungen

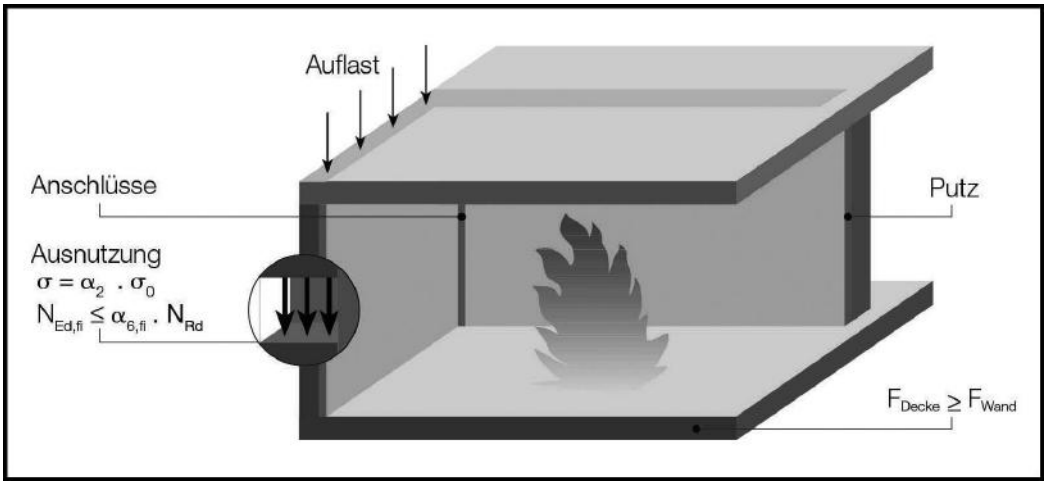


Abb. C.4 Einflüsse auf den Feuerwiderstand

3 Einflüsse auf den Feuerwiderstand von Mauerwerksbauteilen

Umfangreiche Forschungsvorhaben in den letzten 20 Jahren haben gezeigt, dass der Feuerwiderstand von Bauteilen nicht allein vom verwendeten Baustoff und der Bauteildicke beeinflusst wird.

In **Abb. C.4** sind einige weitere wichtige Einflussgrößen für den Feuerwiderstand von Bauteilen dargestellt. Dies sind insbesondere

- die Belastung
- die Ausnutzung der Tragfähigkeit
- die Art der Brandbeanspruchung (Feuereinwirkung von einer Seite oder mehrseitig)
- die Ausführung (z. B. unverputzt oder verputzt, und ggf. die Putzart)
- die Feuerwiderstandsdauer der angrenzenden tragenden oder aussteifenden Bauteile und
- die Anschlüsse an diese Bauteile.

7541014/10787806875Biblio

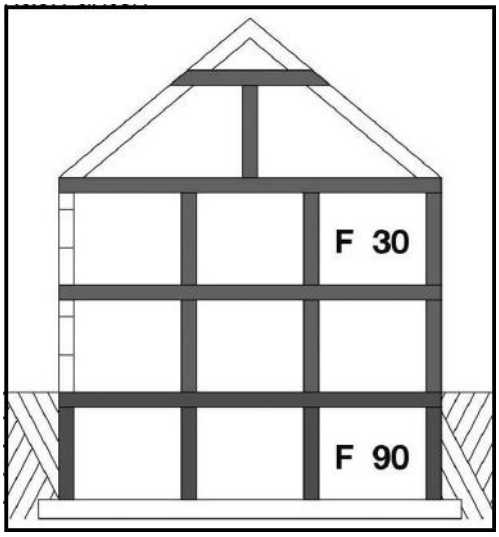


Abb. C.5 Zunehmender Feuerwiderstand der tragenden Bauteile von oben nach unten

Ein weiterer wichtiger Aspekt ist die Zunahme der Feuerwiderstandsdauer der Bauteile eines Bauwerks von oben nach unten, um die Funktion eines Bauteils nicht durch vorzeitiges Versagen eines tragenden Bauteils zu gefährden, siehe **Abb. C.5**.

Dagegen haben Untersuchungen gezeigt, dass die Stoßfugenausbildung bei Mauerwerk keinen Einfluss auf den Feuerwiderstand hat, wenn die Ausführung regelgerecht nach DIN EN 1996 bzw. DIN 1053-1 erfolgt.

Alle Angaben der DIN 4102-4 und der DIN EN 1996-1-2 gelten daher für alle Arten der Stoßfugenausbildung, d. h. vermörtelte Stoßfugen und auch unvermörtelte Stoßfugen mit Stoßfugenverzahnung oder Mörteltasche, s. Abb. C.6.

Der nationale Anhang (NA) zu DIN EN 1996-1-2 und die DIN 4102-4 enthalten eine Vielzahl von Tabellen, aus denen die brandschutztechnische Einstufung von Mauerwerk in Abhängigkeit von allen wichtigen Einflussgrößen detailliert entnommen werden kann.

Der neueste Stand der Technik ist durch die Tabellenwerte in DIN EN 1996-1-2/NA sowie für europäisch nicht harmonisiert genormte Mauertafeln in der Restnorm DIN 4102-4, deren Gelbdruck im Laufe des Jahres 2013 erwartet wird und den Status der Vorgängernorm weiterschreibt, dokumentiert. Hier floss eine Vielzahl von Prüfergebnissen an Mauerwerk ein.

Für Mauersteine mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung werden die Regelungen im Abschnitt 3 der jeweiligen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung festgelegt.

4 Brandschutztechnische Anforderungen an Bauteile

4.1 Bauaufsichtliche Anforderungen

Die Brandschutz-Anforderungen an Bauteile sind in den Bauordnungen der Bundesländer, den zugehörigen Durchführungsverordnungen, Verwaltungsvorschriften und -richtlinien festgeschrieben. Im November 2002 wurde von der ARGEBAU eine vollständig überarbeitete Musterbauordnung vorgelegt. Diese unterscheidet sich in vielen Detailpunkten von der Vorgänger-Fassung Juni 1996. Wie bisher sind aber die Vorschriften der einzelnen Bundesländer deutlich unterschiedlich. Die folgenden Ausführungen beziehen sich auf Wohngebäude und Gebäude vergleichbarer Nutzung. Für andere Bauten, z. B. Versammlungsstätten, Krankenhäuser und Industriebauten gelten darüber hinaus spezielle Verordnungen in den einzelnen Bundesländern.

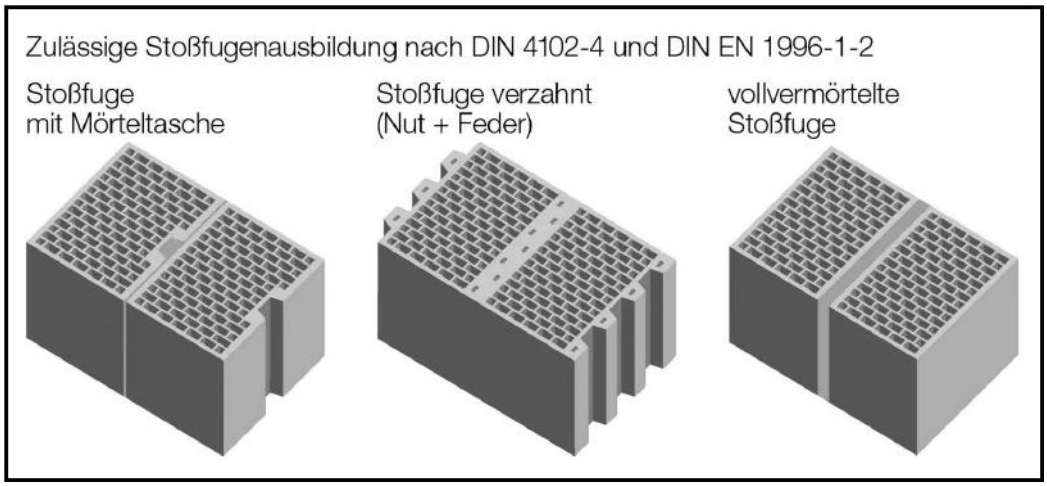


Abb. C.6 Zulässige Stoßfugenausbildung nach DIN 4102-4 und DIN EN 1996-1-2

7541014/10787806875Biblio

Die meisten Landesbauordnungen unterscheiden in Anlehnung an die MBO, Ausgabe 2002, 5 Gebäudeklassen, s. **Tafel C.10**.

Tafel C.10 Gebäudeklassen nach MBO 2002

Gebäudeklasse	Definition MBO 2002
1	Freistehende Gebäude mit einer Höhe (Fußbodenoberkante des höchstgelegenen Geschosses) bis zu 7 m und nicht mehr als zwei Nutzungseinheiten von insgesamt nicht mehr als 400 m^2 Freistehende land- oder forstwirtschaftlich genutzte Gebäude
2	Gebäude ‚mit einer Höhe bis zu 7 m und nicht mehr als zwei Nutzungseinheiten von insgesamt nicht mehr als 400 m^2
3	Sonstige Gebäude mit einer Höhe bis zu 7 m
4	Gebäude mit einer Höhe bis zu 13 m und Nutzungseinheiten mit jeweils nicht mehr als 400 m^2
5	Sonstige Gebäude einschließlich unterirdischer Gebäude

Die **Tafeln C.11** bis **C.15** enthalten die wichtigsten brandschutztechnischen Anforderungen der Musterbauordnung, Fassung 11.2002 für

- Tragende Bauteile,
- Trennwände,
- Brandwände,
- Decken und
- Treppenraumwände.

Zur Einstufung zu den nach MBO 2002 definierten Begriffen „feuerhemmend, hochfeuerhemmend und feuerbeständig“ ist entweder die Angabe einer Feuerwiderstandsklasse nach DIN 4102 oder nach DIN EN 13501-2 erforderlich.

Die Tafeln wurden mit größtmöglicher Sorgfalt erstellt. Die Angaben erfolgen dennoch ohne Gewähr für die Richtigkeit und Vollständigkeit.

Es gelten immer die jeweiligen Fassungen der Landesbauordnungen.

Tafel C.11 Erforderliche Feuerwiderstandsdauer von tragenden Wänden und Stützen nach § 27 MBO 2002

Gebäudeklasse	1	2	3	4	5
Gebäude	Freistehende Gebäude	Gebäude			Wohngebäude bis zur Hochhausgrenze
Wohnungen/ Nutzungseinheiten	≤ 2	≤ 2	> 2	Nicht mehr als 400 m^2 Wohn-/Nutzungsfläche je Einheit[a)]	
Höhe des obersten Aufenthaltsraumes bzw. Geschosses	$h \leq 7$ m			$h \leq 13$ m	13 m $> h \leq 22$ m
Normalgeschosse	keine Anforderung	feuerhemmend	feuerhemmend	hochfeuerhemmend	feuerbeständig
Kellergeschosse	feuerhemmend	feuerhemmend	feuerbeständig	feuerbeständig	feuerbeständig
Geschosse im Dachraum	keine Anforderung			hochfeuerhemmend, wenn darüber noch Aufenthaltsräume möglich sind, sonst keine Anforderung	feuerbeständig, wenn darüber noch Aufenthaltsräume möglich sind, sonst keine Anforderung

[a)] Bei mehr als 400 m^2 Nutzfläche wird das Gebäude in die Gebäudeklasse 5 eingestuft.

7541014/10787806875Biblio

Tafel C.12 Erforderliche Feuerwiderstandsdauer und Ausführung von Trennwänden nach § 29 MBO 2002

Gebäudeklasse	1	2	3	4	5
Gebäude	Freistehende Gebäude	Gebäude			Wohngebäude bis zur Hochhausgrenze
Wohnungen/Nutzungseinheiten	≤ 2	≤ 2	> 2	nicht mehr als 400 m^2 Wohn-/Nutzungsfläche je Einheit	
Höhe des obersten Aufenthaltsraumes bzw. Geschosses	$h \leq 7$ m			$h \leq 13$ m	13 m $< h \leq 22$ m
Erfordernis	1. Zwischen Nutzungseinheiten sowie zwischen Nutzungseinheiten und anders genutzten Räumen, ausgenommen notwendigen Fluren 2. Abschluss von Räumen mit Explosions- oder erhöhter Brandgefahr (immer feuerbeständig) 3. Zwischen Aufenthaltsräumen und anders genutzten Räumen im Kellergeschoss				
Normalgeschosse	–	feuerhemmend[1)]	feuerhemmend	hochfeuerhemmend	feuerbeständig
Kellergeschosse	feuerhemmend[1)]	feuerhemmend[1)]	feuerbeständig	feuerbeständig	feuerbeständig
Geschosse im Dachraum	keine Anforderung			hochfeuerhemmend, wenn darüber noch Aufenthaltsräume möglich sind, sonst keine Anforderung	feuerbeständig, wenn darüber noch Aufenthaltsräume möglich sind, sonst keine Anforderung
Ausführung	keine Anforderung	bis zur Rohdecke bzw. bis unter die Dachhaut			
Öffnungen	keine Anforderungen	auf für die Nutzung erforderliche Anzahl und Größe beschränkt und mit feuerhemmenden, dicht- und selbstschließenden Abschlüssen versehen			

[1)] Keine Anforderungen für nichttragende Bauteile.

7541014/10787806875Biblio

Tafel C.13 Wesentliche Anforderungen an Brandwände und Ausführung nach § 30 MBO 2002, weitere Details s. Abschnitt 2.5

Gebäudeklasse	2	3	4	5	
Gebäudeart	Gebäude				Angebaute landwirtschaftlich genutzte Gebäude
Wohnungen	≤ 2	> 2	nicht mehr als 400m^2 Wohn-/ Nutzungsfläche je Einheit		
Höhe des obersten Aufenthaltsraums	$h \leq 7$ m		$h \leq 13$ m	13 m $< h \leq 22$ m	
Erfordernis	1. Als innere Brandwand zur Unterteilung ausgedehnter Gebäude in Abständen von nicht mehr als 40 m. 2. Als Abschlusswand von Gebäuden, wenn diese mit einem Abstand von weniger als 2,5 m gegenüber der Grundstücksgrenze errichtet werden 3. Ausnahmen für 2.: Gebäude ohne Aufenthaltsräume und Feuerstätten bis 50 m^3 Rauminhalt (Garagen); mindestens 5 m Abstand zu bestehenden oder künftig zulässigen Gebäuden.				1. Innere Brandwand zur Unterteilung in Brandabschnitte von nicht mehr als 10000 m^3 Brutto-Rauminhalt 2. Abschlusswand/Innere Brandwand zwischen Wohngebäuden und landwirtschaftlich genutztem Teil
Zulässige Wandbauart bei Erfordernis von Brandwänden	hochfeuerhemmend F 60/REI 60		hochfeuerhemmend auch unter zusätzlicher mechanischer Beanspruchung F 60/REI-M 60	feuerbeständig auch unter zusätzlicher mechanischer Beanspruchung F 90/REI-M 90	feuerbeständig F 90/REI 90, wenn der umbaute Raum des landwirtschaftlich genutzten Gebäudes nicht größer als 2000 m^3 ist

Tafel C.14 Erforderliche Feuerwiderstandsdauer von Decken (einschließlich ihrer Unterstützung) nach § 31 MBO 2002

Gebäudeklasse	1	2	3	4	5
Gebäudeart	Freistehende Gebäude	Gebäude			
Wohnungen/Nutzungseinheiten	≤ 2	≤ 2	> 2	nicht mehr als 400 m^2 Wohn-/Nutzungsfläche je Einheit	
Höhe des obersten Aufenthaltsraums bzw. Geschosses	$h \leq 7$ m			$h \leq 13$ m	$h \leq 22$ m
Decken über Normalgeschossen	–	feuerhemmend		hochfeuerhemmend	feuerbeständig
Decken über Kellergeschossen	feuerhemmend		feuerbeständig		
Decken im Dachraum, wenn darüber Aufenthaltsräume sind	–	feuerhemmend		hochfeuerhemmend	feuerbeständig
Öffnungen	zulässig		zulässig, Abschlüsse mit der Feuerwiderstandsfähigkeit der Decke und auf die für die Nutzung erforderliche Zahl und Größe beschränkt		

7541014/10787806875Biblio

Tafel C.15 Wesentliche Anforderungen an notwendige Treppenräume nach § 35 MBO 2002

Gebäudeklasse	1	2	3	4	5
Gebäudeart	Freistehende Gebäude	Gebäude			
Wohnungen/Nutzungseinheiten	≤ 2	≤ 2	> 2	nicht mehr als 400 m^2 Wohn-/Nutzungsfläche je Einheit	
Höhe des obersten Aufenthaltsraums bzw. Geschosses	$h \leq 7$ m			$h \leq 13$ m	$h \leq 22$ m
Wände von notwendigen Treppenräumen	kein eigener Treppenraum erforderlich		feuerhemmend	hochfeuerhemmend	Bauart von Brandwänden
Einbauten	keine Anforderungen		Bekleidungen, Putze, Dämmstoffe, Unterdecken und Einbauten aus nichtbrennbaren Baustoffen Bodenbeläge aus schwerentflammbaren Baustoffen, ausgenommen Gleitschutzprofile		
Ober Abschluss des Treppenraums	Raumabschließend in der Feuerwiderstandsfähigkeit der Decken des Gebäudes; dies gilt nicht, wenn der obere Abschluss das Dach ist und die Treppenraumwände bis unter die Dachhaut reichen				
Abschlüsse von Öffnungen	keine Anforderungen		feuerhemmend, rauchdicht und selbstschließend zu: Kellergeschossen, Werkstätten, Läden, Lagerräumen, nicht ausgebauten Dachräumen Rauchdicht und selbstschließend zu notwendigen Fluren Dicht- und selbstschließend zu sonstigen Räumen und Nutzungseinheiten		

Decken müssen darüber hinaus feuerbeständig sein:

- Unter und über Räumen mit Explosions- oder erhöhter Brandgefahr in den Gebäudeklassen 3 bis 5 sowie
- Zwischen dem landwirtschaftlich genutzten Teil und dem Wohnteil eines Gebäudes.

4.2 Beispiele für Anforderungen an übliche Gebäude

4.2.1 Allgemeines

In den folgenden Beispielen sollen die Festlegungen der Landesbauordnungen für übliche Gebäude aus Mauerwerk vereinfachend dargestellt werden. Behandelt werden ein freistehendes Einfamilienhaus, ein Reihenhaus sowie ein drei- bzw. fünfgeschossiges Mehrfamilienhaus.

4.2.2 Freistehendes Einfamilienhaus (Gebäudeklasse 1)

Bei freistehenden Einfamilienhäusern mit höchstens zwei Wohnungen bestehen Anforderungen an den baulichen Brandschutz nur für tragende Wände in den Kellergeschossen und die Decken von Kellergeschossen, die feuerhemmend (d. h. F 30 bzw. REI 30) ausgeführt werden müssen. Dies ist mit Mauerwerk problemlos möglich, siehe z. B. **Tafel C.16** (Auszug aus Tabelle NA.B.3.2 der DIN EN 1996-1-2/NA).

7541014/10787806875Biblio

Tafel C.16 Betonstein-Mauerwerk – Mindestdicken tragender, raumabschließender einschaliger Wände in mm zur Einstufung in Feuerwiderstandsklassen (Kriterien REI), volle statische Ausnutzung $\alpha_{6,fi} \leq 0{,}70$ (zur Definition des Ausnutzungsfaktors siehe Abschnitt 5)

Mauerwerk aus	REI				
	30	60	90	120	180
Mauersteine aus Beton (Leichtbeton mit haufwerksporigem Gefüge) nach DIN EN 771-3 in Verbindung mit DIN V 20000-403 bzw. DIN V 18151-100, DIN V 18152-100 und Rohdichteklasse ≥ 0,50 unter Verwendung von Normal- und Leichtmauermörtel	175 (140)	175 (140)	175 (140)	190 (175)	240 (190)
Mauersteine aus Beton (Normalbeton) nach DIN EN 771-3 in Verbindung mit DIN V 20000-403 bzw. DIN V 18153-100 unter Verwendung von Normal- und Leichtmauermörtel; Rohdichteklasse ≥ 0,80	175 (115)	175 (140)	175 (140)	190 (175)	240 (190)
Die Klammerwerte gelten für Wände mit beidseitigem Putz nach DIN EN 1996-1-2, 4.2 (1).					

4.2.3 Einfamilien-Reihenhäuser und Doppelhaus-Hälften (Gebäudeklasse 2)

Alle tragenden Wände und Trennwände müssen mindestens feuerhemmend, d. h. F 30 bzw. REI 30 ausgeführt werden. Dies gilt auch für die Decken über Keller- und Normalgeschossen.

Als Reihenhaus-Trennwände sind nach MBO 2002, hochfeuerhemmende Wände, d. h. F 60 bzw. REI 60, erforderlich. Auch diese Anforderungen sind mit Mauerwerk problemlos einzuhalten, s. z. B. **Tafel C.17** (Auszug aus Tabelle NA.B.4.2 der DIN EN 1996-1-2/NA)

Tafel C.17 Porenbeton-Mauerwerk – Mindestdicke tragender, raumabschließender einschaliger Wände (Kriterien REI) zur Einstufung in Feuerwiderstandsklassen $\alpha_{6,fi} \leq 0{,}70$

Mauerwerk aus	REI				
	30	60	90	120	180
Porenbetonsteine nach DIN EN 771-4 in Verbindung mit DIN V 20000-404 bzw. DIN V 4165-100 Rohdichteklasse ≥ 0,4 unter Verwendung von Dünnbettmörtel	115 (115)	150 (115)	175[a] (150)	175[a] (175)	200 (200)
[a] Rohdichteklasse ≥ 0,35 Die Klammerwerte gelten für Wände mit beidseitigem Putz nach DIN EN 1996-1-2, 4.2 (1).					

4.2.4 Dreigeschossiges Mehrfamilienhaus (Gebäudeklasse 3)

Die tragenden Wände im Kellergeschoss und die Kellergeschoss-Decke müssen feuerbeständig (F 90 oder REI 90) sein.

Für tragende Wände, Trennwände und Treppenraumwände in den Normalgeschossen lautet die Anforderung nach MBO 2002 feuerhemmend (F 30 oder REI 30).

Kalksandstein- oder Ziegelwände erfüllen diese Anforderungen problemlos, s. z. B. **Tafeln C.18** und **C.19** (Auszüge aus den Tabellen NA B.1.2 und NA.B.2.2 der DIN EN 1996-1-2/NA)

7541014/10787806875Biblio

Tafel C.18 Ziegelmauerwerk – Mindestdicken tragender, raumabschließender einschaliger Wände (Kriterien REI) zur Einstufung in Feuerwiderstandsklassen $\alpha_{6,fi} \leq 0{,}70$

Mauerwerk aus	REI			
	30	60	90	180
Voll- und Hochlochziegel nach DIN EN 771-1 in Verbindung mit E DIN 20000-401 und DIN EN 1996-1-1/NA:2012-01, Anhang M bzw. DIN 105-100 Lochung: Mz, HLzA, HLzB, HLzW, HLzT1 Rohdichteklasse ≥ 1,20 unter Verwendung von Normal- und Leichtmauermörtel	115 (115)	115 (115)	175 (115)	240 (175)
Hochlochziegel nach DIN EN 771-1 in Verbindung mit E DIN 20000-401 und DIN EN 1996-1-1/NA:2012-01, Anhang M bzw. DIN 105-100 Lochung: HLzA, HLzB, HLzT1 Rohdichteklasse ≥ 0,80 unter Verwendung von Normal- und Leichtmauermörtel	(115)	(115)	(115)	(175)
Hochlochziegel nach DIN EN 771-1 in Verbindung mit E DIN 20000-401 und DIN EN 1996-1-1/NA:2012-01, Anhang M bzw. DIN 105-100 Lochung: HLzA, HLzB, HLzT1 Rohdichteklasse ≥ 0,90 unter Verwendung von Normalmauermörtel	175	175	175	k. A.
Hochlochziegel nach DIN EN 771-1 in Verbindung mit E DIN 20000-401 und DIN EN 1996-1-1/NA:2012-01, Anhang M bzw. DIN 105-100 Lochung: HLzW, HLzT2, HLzT3 und HLzT4	(115)	(175)	(240)	(365)
Die Klammerwerte gelten für Wände mit beidseitigem Putz nach DIN EN 1996-1-2, 4.2 (1). K. A. Keine Angabe.				

Tafel C.19 Kalksandstein-Mauerwerk – Mindestdicke tragender, raumabschließender, einschaliger Wände (Kritierien REI) zur Einstufung in Feuerwiderstandsklassen

Mauerwerk aus	REI				
	30	60	90	120	180
Kalksandsteine nach DIN EN 771-2 in Verbindung mit DIN V 20000-402 bzw. DIN V 106 Voll- und Blocksteine (auch als Plan- oder Fasensteine) sowie Planelemente unter Verwendung von Normal- und Dünnbettmörtel $\alpha_{6,fi} \leq 0{,}70$	115 (115)	115 (115)	115 (115)	150 (140)	200 (175)
Ausnutzungsfaktor $\alpha_{fi} \leq 0{,}70$ Ausnutzungsfaktor $\alpha_{fi} \leq 0{,}70$ bei flächig aufgelagerten Massivdecken (Auflagertiefe mindestens so groß wie die Wanddicke)	150 (115) 115 (115)	150 (115) 115 (115)	150 (150) 150[a] (115)	175 (150) 150 (115)	240 (175) 150 (115)
Kalksandsteine nach DIN EN 771-2 in Verbindung mit DIN V 20000-402 bzw. DIN V 106 Loch- und Hohlblocksteine (auch als Plan- oder Fasensteine) unter Verwendung von Normal- und Dünnbettmörtel $\alpha_{6,fi} \leq 0{,}70$	115 (115)	115 (115)	115 (115)	200 (140)	240 (175)
Die Klammerwerte gelten für Wände mit beidseitigem Putz nach DIN EN 1996-1-2, 4.2 (1). [a] Bei $\alpha_{fi} \leq 0{,}6$ gilt $t_F \geq 115$ mm.					

7541014/10787806875Biblio

4.2.5 Fünfgeschossiges Mehrfamilienhaus (Gebäudeklasse 5)

Wenn das Gebäude in Abschn. C.4.2.4 mit zwei zusätzlichen Geschossen ausgeführt werden soll, müssen alle eingesetzten Decken und Wände feuerbeständig (F 90/REI 90/R 90) sein. Dies wird durch die in Abschn. C.4.2.4 aufgeführten Wände ebenfalls gewährleistet. Auch allgemein bauaufsichtlich zugelassene Mauersteine können hier eingesetzt werden. Angaben zur brandschutztechnischen Einstufung enthält der jeweilige Abschnitt 3 der Zulassung, der nachfolgend beispielhaft wiedergegeben ist.

Brandschutz –
Grundlagen zur brandschutztechnischen Bemessung der Wände

Soweit in dieser allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung nichts anderes bestimmt ist, gelten für die brandschutztechnische Bemessung die Bestimmungen der Norm DIN 4102-4:1994-03 – Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile – und DIN 4102-4/A1:2004-1, Abschnitte 4.1, 4.5 und 4.8.

Einstufung der Wände in Feuerwiderstandsklassen nach DIN 4102-2

Mindestens 365 mm dicke tragende raumabschließende Wände aus Planhochlochziegeln der Druckfestigkeitsklassen 6 und 8 nach dieser allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung erfüllen die Anforderungen an die Feuerwiderstandsklasse F 90 – Benennung F90-A – nach DIN 4102-2:1977-09 – Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, Bauteile, Begriffe, Anforderungen und Prüfungen, wenn die Wände beidseitig mit einer mindestens 15 mm dicken Putzbekleidung nach DIN V 18550:2005-04 – Putz und Putzsysteme; Ausführung – der Putzmörtelgruppe P II versehen sind.

Einstufung der Wände als Brandwände nach DIN 4102-3

Mindestens 365 mm dicke tragende Wände aus Planhochlochziegeln der Druckfestigkeitsklassen 6 und 8 nach dieser allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung erfüllen die Anforderungen an Brandwände nach DIN 4102-3:1977-09 – Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Brandwände und nichttragende Außenwände, Begriffe, Anforderungen und Prüfungen –, wenn die Wände beidseitig mit einer mindestens 15 mm dicken Putzbekleidung nach DIN V 18550 der Putzmörtelgruppe P II versehen sind.

5 DIN EN 1996-1-2 – Europäische Bemessungsnorm für den Brandschutz mit Mauerwerk

Der Brandschutz wird in den europäischen Bemessungsnormen zukünftig nicht mehr in einem gemeinsamen Dokument für alle Bauarten, sondern in gesonderten Teilen für die einzelnen Bauarten, für Mauerwerk in der DIN EN 1996-1-2, geregelt.

Der Brandschutz-Teil des Eurocode 6 ist die letzte Norm, die im Zuge der Fertigstellung der Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau fertig gestellt wurde. Der nationale Anhang zu DIN EN 1996-1-2 wurde im Juli 2012 vorbehaltlich marginaler Ergänzungen zum Weißdruck verabschiedet und ist im Juni 2013 als Weißdruck erschienen.

Mit dieser Norm wird der nationale Status quo im Brandschutz mit Mauerwerk in die neue Normengeneration übertragen. Die Norm DIN EN 1996-1-2/NA enthält die aus DIN 4102-4 gewohnten tabellierten Werte für die in Tabelle 6 definierten Wandarten. Diese Tabellen sind nun – anders als bisher in DIN 4102-4 – nach Steinarten sortiert.

Für tragende Wände wird ein neuer Ausnutzungsfaktor $\alpha_{6,fi}$ definiert, der sich an der Systematik der seitherigen Ausnutzungsfaktoren α_2 orientiert. Dieser neue Faktor ist erforderlich, da die überwiegende Mehrzahl der bisherigen und in die Tabellenwerte eingeflossenen Brandversuche mit den Belastungen nach DIN 1053-1 durchgeführt wurde.

Der neu definierte Ausnutzungsfaktor $\alpha_{6,fi}$ berücksichtigt, dass die maximal zulässigen Normalkräfte nach DIN EN 1996 anders (größer oder kleiner) als die bisherigen Werte nach DIN 1053 sein können. Dies wird durch die geänderte Knickformel und den Verhältniswert zwischen den neu festgelegten charakteristischen Mauerwerksdruckfestigkeiten f_k und den bisherigen Grundwerten der zulässigen Druckspannung σ_0 verursacht.

Das Verhältnis $\frac{f_k}{\sigma_0}$ wird jetzt in DIN EN 1996-1-2/NA durch den Anpassungsfaktor $\omega = 0{,}7 \cdot \frac{f_k}{\sigma_0}$ berücksichtigt, für Schlankheiten $\frac{h_e}{t} > 10$ wird $\alpha_{6,fi}$ zusätzlich mit dem Kehrwert des Knickbeiwerts $k_2 = (25 - h_{ef}/t)/15$ der DIN 1053-1 multipliziert.

Damit erhält man

$$\alpha_{6fi} = \omega \cdot \frac{15}{25 \cdot \frac{h_{ef}}{t}} \cdot \frac{N_{Ed,fi}}{l \cdot t \cdot \frac{f_k}{k_0} \cdot \left(1 \cdot 2 \cdot \frac{e_{mk,fi}}{t}\right)}$$

Die ω-Faktoren sind in **Tafel C.20** zusammengestellt.

7541014/10787806875Biblio

Tafel C.20 Anpassungsfaktor ω in Abhängigkeit von der verwendeten Stein-Mörtel-Kombination

Mauersteine	Mörtel	zugehörige Tabelle in DIN EN 1996-1-1/NA:2012-01 bzw. DIN EN 1996-3/NA:2012-01		ω
Hochlochziegel HLzA, HLzB, Mauertafelziegel T 1 Kalksand-Loch- und Hohlblocksteine	NM	NA.4 NA.D.1		2,2
Hochlochziegel HLzW Mauertafelziegel T2, T3, T4	NM	NA.5 NA.D.2		1,8
Vollziegel Kalksand-Voll- und Blocksteine	NM	NA.6 NA.D.3	NM II	3,3
			NM IIa	3,0
			NM III, IIIa	2,6
Kalksand-Plansteine Kalksand-Planelemente	DM	NA.7 NA.D.4		2,2[a]
Mauerziegel Kalksandsteine	LM	NA.8 NA.D.5		2,2
Leichtbeton- und Betonsteine	NM	NA.9 NA.D.6	Hbl, HBn	2,1
			V, Vbl	2,5
			Vn, Vbn, Vm, Vmb	2,8
Leichtbeton-Vollblöcke mit Schlitzen Vbl S, Vbl SW	NM	NA.9 NA.D.7		2,2
Leichtbeton-Voll- und Lochsteine	LM	NA.9 NA.D.8		2,2[b]
Porenbetonsteine	DM	NA.10 NA.D.9		2,1

[a] Bei Plansteinen und Plan-Vollsteinen der Steindruckfestigkeitsklassen ≥ 28 ist $\omega = 2{,}6$.
[b] Bei Leichtbeton-Voll- und -Lochsteinen der Steindruckfestigkeitsklassen 6 und 8 und Leichtmauermörtel LM 21 ist $\omega = 3{,}0$.

Für eine 2,75 m hohe, 175 mm dicke Wand aus HLzB12 mit Normalmauermörtel NM IIa ergibt sich N_{Rd} zu 345 kN/m.

Für $N_{Ed} = N_{Rd}$ erhält man $N_{Ed,fi} = 0{,}7 \cdot 345 = 242$ kN/m.

Damit ergibt sich $\alpha_{6fi} = \dfrac{2{,}2 \cdot 1{,}14 \cdot 242}{175 \cdot 5} = 0{,}69 < 0{,}7$

d. h. die Tabellen des nationalen Anhangs können bei Wanddicken $\geq$ 175 mm für die Einstufung des Feuerwiderstands von Ziegelmauerwerk bei voller statischer Ausnutzung angewendet werden.

Für Faktoren $\omega \leq 2{,}2$ kann $\alpha_{6,fi}$ bei diesen Wanddicken nie größer als 0,7 werden, d. h. die kalte Bemessung ist für die Festlegung der Wanddicke maßgebend.

Bei größeren ω-Faktoren (s. **Tafel C.20**) ist durch den Nachweis $\alpha_{6,fi} \leq 0{,}7$ zu überprüfen, ob die Ausnutzung nach DIN EN 1996 nicht über das Niveau der DIN 1053-1 hinausgeht.

Bei Mauerwerk aus Kalksandvollsteinen sind zwei Varianten möglich. Neben der oben beschriebenen Methode gibt es eine weitere Zeile in den entsprechenden Tafeln, s. z. B. **Tafel C.19**. Hier wurde durch neuere Versuche mit den erhöhten Auflasten der DIN EN 1996 für schlanke Wände ein Feuerwiderstandsniveau nachgewiesen, das eine direkte Brandschutzklassifizierung ohne weitere Lastabminderung erlaubt.

7541014/10787806875Biblio

D Berechnung und Konstruktion von Mauerwerk nach EC 6 (DIN EN 1996)

Prof. Dipl.-Ing. K.-J. Schneider und Dr. D. Figge

1 Grundsätzliches

1.1 Unterschied zwischen dem genaueren und dem vereinfachten Berechnungsverfahren

Für die Berechnung von unbewehrtem Mauerwerk nach DIN EN 1996 gibt es zwei Möglichkeiten:

- Berechnung nach dem *vereinfachten Verfahren* (DIN EN 1996-3/NA) oder
- Berechnung nach dem *genaueren Verfahren* (DIN EN 1996-1/NA).

Im Abschnitt D.3 wird das vereinfachte Berechnungsverfahren ausführlich erläutert. Außerdem werden statisch-konstruktive Hinweise zu speziellen Mauerwerkskonstruktionen gegeben. Das genauere Berechnungsverfahren wird im Abschnitt D.4 behandelt.

Vorab wird der grundsätzliche Unterschied der beiden Berechnungsverfahren kurz dargestellt.

Statisches Konzept des genaueren Verfahrens

Durch Anwendung dieses Verfahrens werden die statischen Verhältnisse bei Mauerwerksbauten wirklichkeitsnäher erfasst als beim vereinfachten Verfahren. Insbesondere erfolgt eine genauere Berücksichtigung der Rahmenwirkung zwischen Wand und Decke (Wand-Decken-Knoten) sowie des Knickproblems. Einzelheiten sind den Abschnitten D.4.11.2 und D.4.11.3 zu entnehmen.

Hier soll nur folgender Hinweis gegeben werden: Bei der Berücksichtigung einer Rahmenwirkung zwischen Decke und Wand (Wand-Decken-Knoten) gibt es für die Bemessung der Wand einen „negativen“ und einen „positiven“ Einfluss:

- „Belastend“ wirken sich die Biegemomente aus Rahmenwirkung aus (**Abb. D.1.1**).
- „Entlastend“ wirkt sich die Reduzierung der Knicklänge infolge der elastischen Einspannung der Wand in die Decke aus (**Abb. D.1.2**).

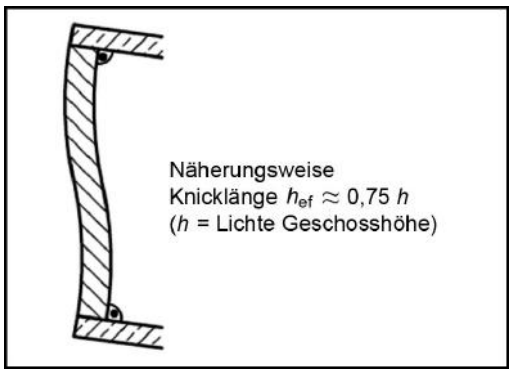


Abb. D.1.2 Elastische Einspannung der Wand

Statisches Konzept des vereinfachten Verfahrens

Im Gegensatz zum genaueren Berechnungsverfahren werden hier z. B. die Einflüsse „Wand-Decken-Knoten“ und „Knicken“ vereinfachend durch Abminderungsbeiwerte berücksichtigt (vgl. Abschn. D.3.5). Wegen dieser groben Näherung darf das *vereinfachte Berechnungsverfahren* nur angewendet werden, wenn bestimmte Anwendungsgrenzen eingehalten sind (vgl. Abschn. D.3.1). Anderenfalls muss das genauere Berechnungsverfahren angewendet werden (vgl. Abschn. D.4).

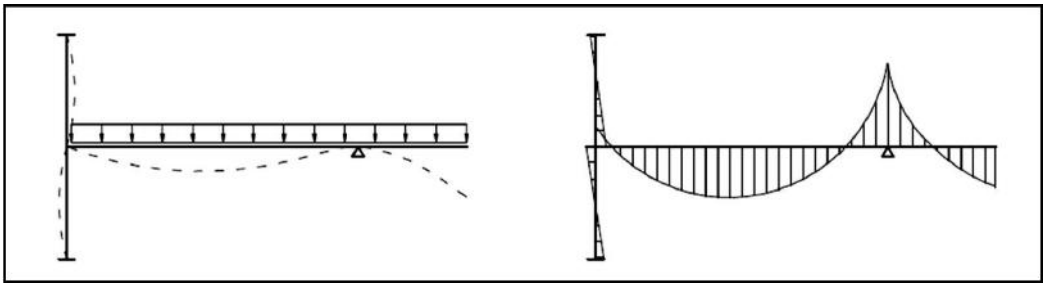


Abb. D.1.1 Rahmenwirkung von Mauerwerkswänden (Stiele) und Decken (Riegel)

7541014/10787806875Biblio

1.2 Hinweise zu Einwirkungen

1.2.1 Vorbemerkungen

Die Grundlagen für die Tragwerksplanung sind den Normen DIN EN 1990 und DIN EN 1990/NA zu entnehmen.

Die Details der Standsicherheitsnachweise werden praxisnah an den entsprechenden Stellen im Kapitel D dargestellt.

Im Folgenden werden speziell zum Themenbereich „Einwirkungen“ einige Hinweise gegeben

1.2.2 Einwirkungskombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

- **Ständige und vorübergehende Bemessungssituationen**

$$E_d = \sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \oplus \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i>1} \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,i} \, \Psi_{0i}$$

Vereinfacht mit $\Psi_{0i} = 1$ (sichere Seite):

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

- **Außergewöhnliche Bemessungssituation**

$$E_{dA} = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} \oplus A_d \oplus \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i>1} Q_{k,i} \cdot \Psi_{2,i}$$

E_d	Bemessungswert der Einwirkungen
γ	Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkungen (**Tafel D.1.1**)
G_k	Charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung
Q_k	Charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung
$Q_{k,1}$	Charakteristischer Wert der veränderlichen Leiteinwirkung*)
A_d	Bemessungswert einer außergewöhnlichen Einwirkung
Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2	Kombinationsbeiwerte (Abminderungsbeiwerte) (vgl. **Tafel D.1.2**)
$\oplus$	„zu kombinieren mit“. Alle möglichen Lasten (Einwirkungen) müssen ungünstig miteinander kombiniert werden. Veränderliche Lasten mit „günstigem“ Einfluss dürfen nicht angesetzt werden.

*) Die Leiteinwirkung ist jeweils die größte Einwirkung unter Berücksichtigung der Kombinationsbeiwerte Ψ

Tafel D.1.1 Teilsicherheitsbeiwerte γ für Einwirkungen (DIN EN 1990/NA)

Einwirkung	ungünstige Wirkung	günstige Wirkung	außergewöhnliche Bemessungssituation
ständige Einwirkung (G) z. B. Eigengewicht, Ausbaulast, Erddruck	$\gamma_G = 1{,}35$	$\gamma_G = 1{,}0$	$\gamma_{GA} = 1{,}0$
veränderliche Einwirkung (Q) z. B. Wind, Schnee, Nutzlasten	$\gamma_Q = 1{,}55$	$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1{,}0$

Tafel D.1.2 Kombinationsbeiwerte Ψ für Hochbauten (DIN EN 1990/NA)

Einwirkungen	Kombinationsbeiwerte		
	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Nutzlasten im Hochbau, Kategorien nach DIN EN 1991-1-1 Kategorie A,B: Wohn-, Aufenthalts- und Büroräume Kategorie C,D: Versammlungsräume, Verkaufsräume Kategorie E: Lagerräume	 0,7 0,7 1,0	 0,5 0,7 0,9	 0,3 0,6 0,8
Schnee- und Eislasten nach DIN EN 1991-1-3 Orte bis zu NN + 1.000 m Orte über NN + 1.000 m	 0,5 0,7	 0,2 0,5	 0,0 0,2
Windlasten nach DIN EN 1991-1-4	0,6	0,2	0,0
Temperatur (nicht Brand), nach DIN EN 1991-1-5	0,6	0,5	0,0

7541014/10787806875Biblio

1.2.3 Vereinfachungen der Lastkombinationen

Weitere Vereinfachungen bezüglich der notwendigen Lastkombinationen sind im Mauerwerksbau möglich. In einem Forschungsvorhaben an der TU Darmstadt (vgl. Graubner/Schmitt: „Kalksandstein – Eurocode 6, Abschn. 6.3.5“, Hrsg. Bundesverband Kalksandsteinindustrie) wurde gezeigt, dass es in der Regel ausreicht, folgende Lastkombinationen zu untersuchen:

- max N und zug M
- max M und zug N
- min N_{GK} und zug M

Die letzte Kombination ist in der Regel nur bei Windscheiben maßgebend.

Überlegungen zu erforderlichen Lastkombinationen sind nur für das Genauere Berechnungsverfahren erforderlich. Beim Vereinfachten Berechnungsverfahren werden die eventuellen Momenteneinwirkungen durch „Abminderungsfaktoren“ berücksichtigt, so dass grundsätzlich mit der maximalen Normalkrafteinwirkung zu bemessen ist.

1.2.4 Abminderungen der Nutzlasten bei sekundären Traggliedern (DIN EN 1991-1-1)

Bei der Lastweiterleitung auf sekundäre Traglieder (z. B. Stützen, Wände, Unterzüge, Gründungen) dürfen die auf Decken, Balkonen und Treppen vorzusehenden lotrechten, gleichmäßig verteilten Nutzlasten teilweise abgemindert werden. Dabei ist zu unterscheiden zwischen

– der Abminderung über die Lasteinzugsfläche mit dem Abminderungsbeiwert α_A,

– der Abminderung über die Geschosszahl mit dem Abminderungsbeiwert α_n.

Die Abminderungen über die Lasteinzugsfläche und über die Geschosszahl dürfen nicht gleichzeitig, sondern nur alternativ vorgenommen werden. Für die Bemessung darf der günstigere der beiden Werte angesetzt werden.

Bei der Ermittlung der Einwirkungskombinationen nach DIN EN 1991-1-1 ist die gesamte Nutzlast aller Geschosse als eine unabhängige veränderliche Einwirkung zu betrachten.

Abminderung der Lasteinzugsfläche

Die Nutzlasten dürfen in Abhängigkeit von der vorliegenden Nutzlastkategorie für die Lastweiterleitung auf sekundäre Traggliedern nach **Tafel D.1.3** wie folgt abgemindert werden.

$q_k' = \alpha_A \cdot q_k$

mit

q_k' abgeminderte Nutzlast

q_k Nutzlast (der Trennwandzuschlag darf ebenfalls abgemindert werden)

α_A Abminderungsbeiwert (**Tafel D.1.3**)

A Einzugsfläche eines sekundären Traggliedes in m^2. Bei mehrfeldrigen statischen Systemen ist die Einzugsfläche für jedes Feld getrennt zu bestimmen. Näherungsweise darf der ungünstigste Abminderungsfaktor für alle Felder angesetzt werden.

Tafel D.1.3 Abminderungsbeiwerte α_A

Kategorien A, B, Z	Kategorien C bis E1.1
$\alpha_A = 0{,}5 + \frac{10}{A} \le 1{,}0$	$\alpha_A = 0{,}7 + \frac{10}{A} \le 1{,}0$

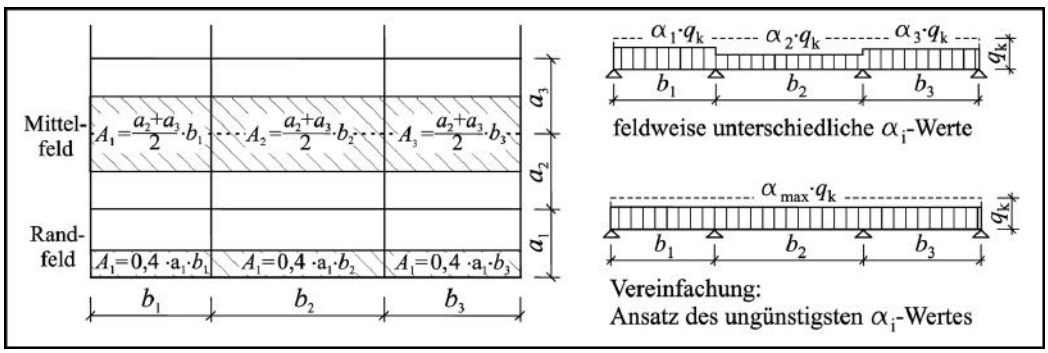


Abb. D.1.3 Einzugsflächen

7541014/10787806875Biblio

Abminderung über die Geschosszahl

Summieren sich bei der Bemessung von vertikalen Traggliedern die Einwirkungen aus 3 oder mehr Stockwerken auf, dürfen die gleichmäßig verteilten Nutzlasten der Kategorien A, B, C, D und Z mit dem Faktor α_n abgemindert werden. Wird jedoch bei der Überlagerung mehrerer veränderlicher Einwirkungen im Rahmen der Zusammenstellung der Einwirkungskombinationen nach DIN EN 1991-1-1 der charakteristische Wert der Nutzlast mit einem Kombinationsbeiwert Ψ abgemindert, darf der Abminderungsbeiwert α_n nicht angesetzt werden.

$$\alpha_n = 0{,}7 + \frac{0{,}6}{n}$$

n Anzahl der Geschosse oberhalb des belasteten Bauteils ($n > 2$)

2 Statisch-konstruktive Grundlagen

2.1 Standsicherheit

2.1.1 Standsicheres Konstruieren

Jedes Bauwerk muss so konstruiert werden, dass alle auftretenden vertikalen und horizontalen Lasten einwandfrei in den Baugrund abgeleitet werden können und dass somit eine ausreichende Standsicherheit vorhanden ist. Im Mauerwerksbau wird dies in der Regel durch Wände und Deckenscheiben erreicht. In Sonderfällen kann die Standsicherheit auch durch andere Maßnahmen (z. B. Rahmenkonstruktionen, Ringbalken) gewährleistet werden.

Auf einen Nachweis der räumlichen Steifigkeit kann verzichtet werden, wenn folgende Bedingungen erfüllt sind:

- Die Decken sind als steife Scheiben ausgebildet oder es sind stattdessen statisch nachgewiesene Ringbalken (ausreichend steif) vorhanden.
- In Längs- und Querrichtung des Bauwerkes ist eine offensichtlich ausreichende Anzahl von aussteifenden Wänden vorhanden. Diese müssen ohne größere Schwächungen und Versprünge bis auf die Fundamente gehen.

Die Norm enthält keine Angaben darüber, was „offensichtlich ausreichend“ bedeutet. Dies lässt sich in kurzer Form in einer Norm auch nicht darstellen. Hier ist also der „Ingenieurverstand“ im Einzelfall gefragt. Als Hilfe könnte die Tabelle 3 der alten Norm DIN 1053 (11.72), die allerdings inzwischen zurückgezogen wurde, und nicht mehr bauaufsichtlich eingeführt ist, dienen. Die Konstruktionsregel dieser Norm, dass bei Mauerwerksbauten bis zu sechs Geschossen kein Windnachweis geführt werden muss, wenn die Bedingungen der **Tafel D.2.1** in etwa erfüllt sind, könnte auch heute als Definitionshilfe für „offensichtlich ausreichend“ herangezogen werden. Diese Konstruktionsregel der alten Norm DIN 1053 hat sich jahrzehntelang bewährt. Bei Elementmauerwerk mit einem planmäßigen Überbindemaß $l_{0l} < 0{,}4\ h_u$ (h_u Steinhöhe) ist bei einem Verzicht auf einen rechnerischen Nachweis der Aussteifung des Gebäudes die ggf. geringere Schubtragfähigkeit bei hohen Auflasten zu berücksichtigen.

Ist bei einem Bauwerk nicht von vornherein erkennbar, dass seine Aussteifung gesichert ist, so ist ein rechnerischer Nachweis der Schubtragfähigkeit nach dem genaueren Verfahren nach DIN EN 1996-1-1, in Verbindung mit dem zugehörigen Nationalen Anhang zu führen.

2.1.2 Windnachweis für Wind rechtwinklig zur Wandebene

Ein Nachweis für Windlasten rechtwinklig zur Wand ist beim „*Vereinfachten Verfahren*“ (vergl. Abschnitt 3) in der Regel nicht erforderlich. Voraussetzung ist jedoch, dass die Wände durch Deckenscheiben oder statisch nachgewiesene Ringbalken oben und unten einwandfrei gehalten sind. Bei kleinen Wandstücken und Pfeilern mit anschließenden großen Fensteröffnungen ist jedoch ein Nachweis ratsam, insbe-

Tafel D.2.1 Dicken und Abstände aussteifender Wände (Tab. 3, DIN 1053 alt)

Zeile	Dicke der auszusteifenden belasteten Wand cm		Geschosshöhe m	Aussteifende Wand		
				Im 1. bis 4. Vollgeschoss von oben	Im 5. und 6. Vollgeschoss von oben	Mittenabstand m
1	≥ 11,5	< 17,5	≤ 3,25	≥ 11,5 cm	≥ 17,5 cm	≤ 4,50
2	≥ 17,5	< 24				≤ 6,00
3	≥ 24	< 30	≤ 3,50			≤ 8,00
4	≥ 30		≤ 5,00			

7541014/10787806875Biblio

sondere in Dachgeschossen mit geringen Auflasten, vergl. [Schneider/Schoch 2008]. Ein Zahlenbeispiel befindet sich auf S. 282 unten und S. 283.

Beim „*Genaueren Verfahren*“ ist jedoch in der Regel ein Windnachweis rechtwinklig zur Wand zu führen. Nach DIN 1053-1 (11.1996) galt folgende Ausnahme: „Momente aus Windlast rechtwinklig zur Wandebene dürfen im Regelfall bis zu einer Höhe von 20 m über Gebäude vernachlässigt werden, wenn die Wanddicken $t \geq 24$ cm und die lichten Geschosshöhen $h \leq 3{,}0$ m sind“. Diese konstruktive Regel, die sich jahrzehntelang bewährt hat, kann nach Meinung der Autoren auch weiterhin angewendet werden. Im Übrigen liegen die o. a. Grenzwerte auch im Rahmen für die Voraussetzungen zur Anwendung des „*Vereinfachten Verfahrens*“, bei dem auch kein Windnachweis rechtwinklig zur Wand geführt zu werden braucht, vgl. **Tafel D.3.1.**

In jedem Fall ist unabhängig davon die räumliche Steifigkeit des Gesamtgebäudes sicherzustellen (vgl. Abschn. D.2.1.1).

2.1.3 Lastfall „Lotabweichung“

Bei Mauerwerksbauten, bei denen ein rechnerischer Windnachweis erforderlich ist, muss am unverformten System zusätzlich der Lastfall „Lotabweichung“ berücksichtigt werden. Hierdurch werden die an jedem Bauwerk auftretenden ungewollten Lastausmitten infolge Herstellungsungenauigkeiten näherungsweise berücksichtigt. Wie auch im Stahlbetonbau sind bei Mauerwerkskonstruktionen horizontale Lasten infolge Schrägstellung des Gebäudes um den Winkel ($\varphi = \pm\ 1/(100 \cdot \sqrt{h_{tot}})$ anzusetzen (φ im Bogenmaß, h_{tot} = Gebäudehöhe in m über OK Fundament). Vgl. auch Abschn. D.4.2.

2.1.4 Beispiele für Decken mit und ohne Scheibenwirkung

Für die Beurteilung der Standsicherheit eines Bauwerkes ist es wichtig zu wissen, ob die Deckenkonstruktionen als Scheiben anzusehen sind.

Als Decken mit Scheibenwirkung und damit als horizontal ausreichend aussteifende Konstruktionsteile gelten z. B.:

- Stahlbetonplatten und Stahlbetonrippendecken aus Ortbeton
- Decken aus Stahlbetonfertigteilen mit entsprechenden zusätzlichen konstruktiven Maßnahmen
- Ziegeldecken mit entsprechenden konstruktiven Maßnahmen.

Decken *ohne Scheibenwirkung* sind z. B.:

- Fertigteildecken aus Stahlbeton, die nicht zusätzlich konstruktiv bearbeitet wurden.
- Holzbalkendecken, wenn sie nicht konstruktiv als Scheibe ausgebildet werden.

2.1.5 Ringbalken

2.1.5.1 Allgemeines

Ringbalken sind in der Wandebene liegende horizontale Balken, die Biegemomente infolge von rechtwinklig zur Wandebene wirkenden Lasten (z. B. Wind) aufnehmen können. Ringbalken können auch Ringankerfunktionen übernehmen, wenn sie als „geschlossener Ring“ um das ganze Gebäude herumgeführt werden (vgl. Abschn. D.2.1.6).

Die senkrecht zur Windangriffsrichtung anzuordnenden Ringbalken geben die Lasten über Reibungskräfte oder/und Haftscherkräfte an die aussteifenden Querwände ab (vgl. **Abb. D.2.1**).

Wenn bei einem Mauerwerksbau

- keine Decken mit Scheibenwirkung vorhanden sind oder
- unter der Dachdecke eine Gleitschicht angeordnet wird,

muss die horizontale Aussteifung der Wände durch einen Ringbalken oder andere statisch gleichwertige Maßnahmen (z. B. horizontale Fachwerkverbände) sichergestellt werden.

Ausführung von Ringbalken: Bewehrtes Mauerwerk, Stahlbeton, Stahl, Holz[1)]

Bei Ringbalken aus Stahlbeton können im Einzelfall U-Schalen aus Mauerwerk als Schalung verwendet werden.

Hinweis:

Durch Versuche an der Universität Hannover wurde bestätigt, dass bei konstruktiver Anordnung von zusätzlicher Bewehrung ein vermindertes Schwinden des Betons zu erreichen ist und damit eine Verminderung der Rissgefahr zwischen Stahlbetonringbalken und Mauerwerk gegeben ist.

2.1.5.2 Bemessung von Ringbalken

Ein Ringbalken muss folgende horizontale Lasten aufnehmen:

- Windlasten unter Berücksichtigung der Einflusshöhen
- 1/100 der maximalen senkrechten Belastung der Wände.

Bei der Bemessung von Ringbalken unter Gleitschichten sollten außerdem die Zugkräfte berücksichtigt werden, die sich aus den verbleibenden Reibungskräften ergeben.

[1)] Konstruktive Vorschläge für Ausführung aus Holz siehe [Milbrandt].

7541014/10787806875Biblio

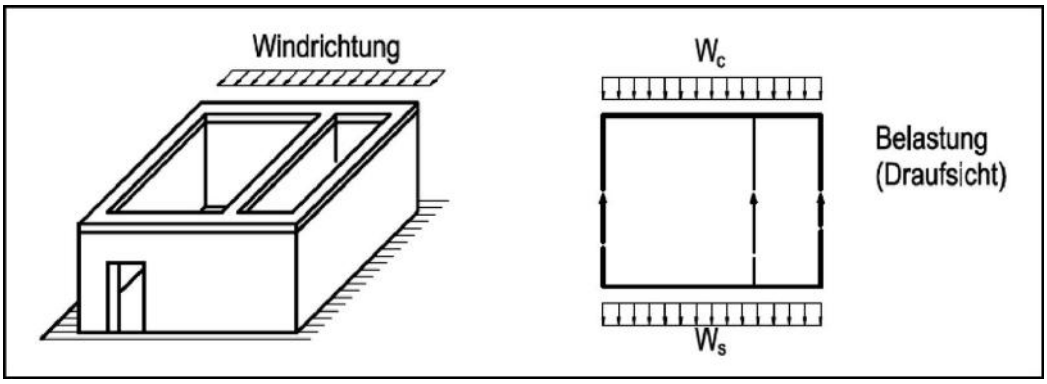


Abb. D.2.1 Belastung und Lastabgabe eines Ringbalkens

Die vom Ringbalken aufzunehmenden Kräfte sind bis zur Aufnahme durch die Fundamente (rechnerisch) zu verfolgen. Ein Ringbalken braucht grundsätzlich nur bis zu dem Bauelement geführt zu werden, in das die horizontalen Kräfte weitergeleitet werden sollen, es sei denn, der Ringbalken ist auch gleichzeitig Ringanker (vgl. Abschn. D.2.1.6). Die Krafteinleitung von der horizontal auszusteifenden Wand in den Ringbalken und vom Ringbalken in ein vertikales Aussteifungselement muss nachgewiesen werden, es sei denn, die Haftfestigkeit ist offensichtlich ausreichend.

Ringbalken sollten möglichst steif ausgebildet werden, damit die Formänderung gering ist und im horizontal auszusteifenden Mauerwerk keine Schäden entstehen.

Im folgenden Zahlenbeispiel wird das Prinzip der Bemessung eines Ringbalkens gezeigt.

Der Ringbalken soll auch die Ringankerfunktion übernehmen. Daher ist als Belastung zusätzlich eine Zugkraft im Bemessungszustand von 45 kN zu berücksichtigen (Abschn. D.2.1.6)

h_w = 3,00 m (Einflusshöhe des Windes)
l = 4,00 + 2 · 0,24/2 = 4,24 m (Stützweite)
t = 24 cm (Wanddicke)
d = 25 cm
b = 24 cm

Vertikale Belastung = N_{Gk} = 40 kN

Windbelastung nach DIN EN 1991-4

w_e = $c_{pe} \cdot q_p(z_e)$
c_{pe} = aerodynamischer Beiwert
q_p = Geschwindigkeitsdruck
$c_{pe,10}$ = 0,8
q_p = 0,8 kN/m² (Windzone 2, Ostseeküste)
w_e = 0,8 · 1,0 = 0,8 kN/m

Horizontale Belastung des Ringbalkens:

aus Wind 0,8 kN/m · 3,00 m	= 2,40 kN/m
aus vertikaler Belastung 40/100	= 0,40 kN/m
N_{Qk}	= 2,80 kN/m
N_{Ed} = 2,80 · 1,5 (γ_Q)	= 4,20 kN/m
$A = B$ = 4,20 · 4,24/2	= 8,90 kN
M = 4,20 · 4,24²/8	= 9,44 kN/m

Bemessung:

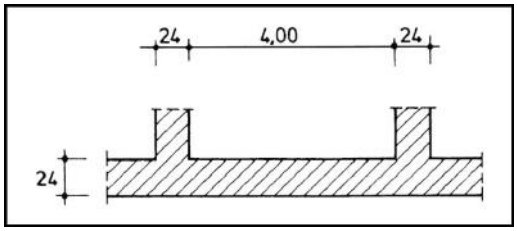
Beton C 20/25

Baustahl B500

$$k_d = \frac{d\,[\text{cm}]}{\sqrt{M\,[\text{kNm}]/b\,[\text{m}]}} = \frac{25}{\sqrt{9{,}44/0{,}24}} = 1{,}95 = k_s = 2{,}66$$

$$\text{erf}\,A_s = k_s \cdot \frac{M\,[\text{kNm}]}{d\,[\text{cm}]} = 2{,}66 \cdot \frac{9{,}44\,[\text{kNm}]}{24\,[\text{cm}]} = 1{,}05\ \text{cm}^2$$

Gewählt 2 ∅10 vorh A_s = 1,60 cm²



Grundriss Außenwand

2.1.6 Ringanker

2.1.6.1 Aufgabe des Ringankers

Der Ringanker hat eine Teilfunktion bei der Aufgabe, die Gesamtstabilität eines Bauwerks zu gewährleisten. Er erfüllt im Wesentlichen drei Aufgaben:

7541014/10787806875Biblio

a) Scheibenbewehrung in den vertikalen Mauerwerksscheiben

b) Teil der Scheibenbewehrung der Deckenscheiben

c) umlaufender Ring zum „Zusammenhalten“ der Wände.

Zu a) Zum Beispiel können durch unterschiedliche Setzungen des Bauwerks in den vertikalen Mauerwerksscheiben Zugspannungen auftreten, die von der Ringankerbewehrung aufgenommen werden.

Zu b) Insbesondere bei Deckenscheiben aus Fertigteilen erfüllt der Ringanker die Zugbandfunktion (vgl. **Abb. D.2.2**).

Zu c) Der Ringanker soll als umlaufender Ring die Wände des Bauwerks zusammenhalten, und er erhält somit (z. B. durch Verformungsunterschiede des Bauwerks in Richtung des Ringankers) Zugspannungen. Der Ringanker wirkt also im Gegensatz zum Ringbalken (vgl. Abschn. D.2.1.5) nicht als Biegebalken, sondern als Zugglied. Während ein Ringbalken auch Ringankerfunktion übernehmen kann, ist ein Ringanker wegen der geringeren Querschnittsabmessungen und der geringeren Bewehrung in der Regel nicht in der Lage, eine Ringbalkenfunktion zu übernehmen.

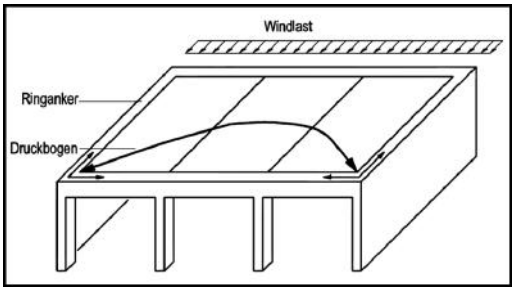


Abb. D.2.2 Ringanker als „Zugband“ eines Druckbogens innerhalb einer Deckenscheibe

2.1.6.2 Hinweise zur Anordnung von Ringankern

Ringanker sind auf allen Außenwänden anzuordnen und auf den lotrechten Scheiben (Innenwänden), die der Abtragung von horizontalen Lasten (z. B. Wind) dienen. Nach der „alten“ DIN 1053-1 sollten Ringanker in den folgenden Fällen angeordnet werden:[1)]

a) bei Bauten, die insgesamt mehr als zwei Vollgeschosse haben oder länger als 18 m sind,

b) bei Wänden mit vielen oder besonders großen Öffnungen, besonders dann, wenn die Summe der Öffnungsbreiten 60 % der Wandlänge oder bei Fensterbreiten von mehr als 2/3 der Geschosshöhe 40 % der Wandlänge übersteigt,

c) wenn die Baugrundverhältnisse es erfordern.

Ringanker können bereits unter der in Punkt a) genannten Grenze erforderlich sein, wenn die Punkte b) oder/und c) maßgebend sind. Die Rissempfindlichkeit von Wänden hängt von sehr vielen Faktoren ab, so dass im Zweifelsfall von Fachleuten entschieden werden muss, ob ein Ringanker im Fall b) die Rissgefahr vermindert. Im Fall c) kann die Entscheidung ebenfalls nur am konkreten Bauwerk erfolgen, wobei die Hinzuziehung eines Baugrundfachmannes in jedem Fall sinnvoll ist.

2.1.6.3 Lage der Ringanker

Die Ringanker sind in jeder Deckenlage oder unmittelbar darunter anzubringen. Sie können mit Stahlbetondecken oder Fensterstürzen aus Stahlbeton vereinigt werden. Eine Einbeziehung von Fensterstürzen ist natürlich nur möglich, wenn die Ringankerwirkung (Zugglied) dadurch nicht unterbrochen wird. Ist eine Unterbrechung des Ringankers, der üblicherweise als Stahlbetonbalken ausgeführt wird, nicht zu umgehen, so muss die zu übertragende Ringankerkraft von anderen Konstruktionsteilen (z. B. Stahlträger, vgl. **Abb. D.2.3**) übernommen oder „umgeleitet“ werden.

2.1.6.4 Konstruktion von Ringankern

Häufig wird ein Ringanker als U-Schale aus Mauerwerk ausgeführt (**Abb. D.2.4**). Grundsätzlich sind jedoch auch andere Konstruktionen möglich, wenn sie in der Lage sind, die entsprechenden Zugkräfte zu übertragen (z. B. Ringanker in Stahlbetonbauweise oder aus Holz oder Stahl).

Ringanker aus Stahlbeton

sind mit durchlaufenden Rundstäben zu bewehren, die im Bemessungszustand eine Zugkraft von 45 kN aufnehmen können. Die zulässigen Spannungen zur Ermittlung der erforderlichen Ringankerbewehrung sind der folgenden Zusammenstellung zu entnehmen.

Auf die erforderliche Ringankerbewehrung dürfen dazu parallel liegende, durchlaufende Bewehrungen mit vollem Querschnitt angerechnet werden, wenn sie in Decken oder in Fensterstürzen im Abstand von höchstens 50 cm von der Mittelebene der Wand bzw. der Decke liegen (**Abb. D.2.4**). Bei Anrechnung dieser Bewehrung auf die Ringankerbewehrung sollten jedoch die zwei folgenden Bedingungen erfüllt sein:

– Die Haupt- und Querbewehrung der Stahlbetondecke muss mindestens bis zur halben Wanddicke an die Außenseite der Außenwände geführt werden, und das aufgehende Mauerwerk muss auf der Stahlbetonplatte aufliegen.

[1)] DieseKonstruktionsregeln haben sich seit Jahrzehnten bewährt, und sollten auch weiterhin angewendet werden.

7541014/10787806875Biblio

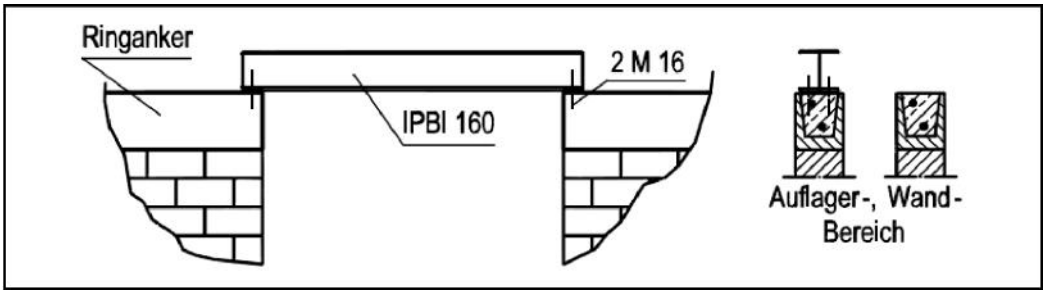


Abb. D.2.3 Unterbrechung von Ringankern

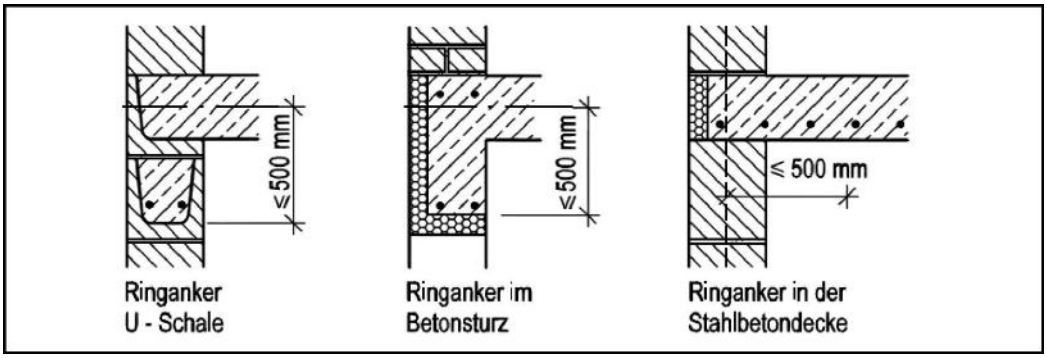


Abb. D.2.4 Verschiedene Möglichkeiten der Ausbildung von Ringankern

Streckgrenze	f_{yk}	= 500 N/mm^2	
Bewehrungsstahl Bst 500			
Teilsicherheitsbeiwert	γ_s	= 1,15	
Bemessungswert	f_{yd}	= 500/1,15	= 434,78 N/mm^2
Einwirkende Zugkraft	Z_d	= 45 kN	
	erf A_s	= 45kN/43,5 kN/cm^2	= 1,03 cm^2
Gewählt 2 ∅ 10	vorh A_s	= 1,6 cm^2	

– Die anrechenbaren Bewehrungsstäbe müssen die ihnen zugeordnete Ringankerkraft ohne Überschreitung der zul. Stahlspannung aufnehmen können. Anderenfalls ist eine zusätzliche Bewehrung (z. B. im Sturzbereich) anzuordnen.

Die Stöße der Ringankerbewehrung sind nach EC 2 auszuführen.

2.1.7 Anschluss der Wände an Decken und Dachstuhl

Umfassungswände müssen an die Decken durch Zuganker oder über Haftung und Reibung angeschlossen werden.

- Die Auflagertiefe der Decken muss mindestens $t/3 + 4$ cm (t = Wanddicke) betragen, jedoch nicht weniger als 10 cm.
- Zuganker müssen in belasteten Wandbereichen (nicht in Brüstungen) angeordnet werden. Bei fehlender Auflast sind zusätzlich Ringanker anzuordnen. Abstand der Zuganker (bei Holzbalkendecken mit Splinten): ca. 2 m. Bei parallel spannenden Decken müssen die Anker mindestens einen 1 m breiten Deckenstreifen erfassen (bei Holzbalkendecken mindestens 3 Balken). Balken, die mit Außenwänden verankert und über der Innenwand gestoßen sind, müssen untereinander zugfest verbunden sein.

7541014/10787806875Biblio

- Giebelwände sind durch Querwände auszusteifen oder mit dem Dachstuhl kraftschlüssig zu verbinden. Bei sehr hohen Giebelwänden können die Flächen zwischen den horizontalen Halterungen (Verankerung mit der Dachkonstruktion), den vertikalen Halterungen (Querwände oder Mauerwerksvorlagen) und den Dachschrägen in flächengleiche Rechtecke umgewandelt werden. Die erforderliche Giebelwanddicke ergibt sich dann in Anlehnung an **Tafel D.2.2**. Auch bewehrtes Mauerwerk bzw. eine konstruktive Fugenbewehrung könnte in Erwägung gezogen werden.
- Haftung und Reibung dürfen bei Massivdecken angesetzt werden, wenn die Decke mindestens 10 cm aufliegt.

2.1.8 Gewölbe, Bogen, gewölbte Kappen

2.1.8.1 Allgemeines

Gemauerte Gewölbe, Bogen und gewölbte Kappen kommen heute als Neuentwurf relativ selten vor, jedoch trifft man auf derartige Konstruktionen bei der Sicherung und Sanierung historischer Bauten (vgl. z. B. [Pieper], [Böttcher]). Gewölbe und Bogen sollen möglichst nach der Stützlinie geformt sein. Wichtig ist die einwandfreie Aufnahme des Horizontalschubs. Gewölbe und Bogen mit günstigen Stichverhältnissen ($f/l > 1/10$) und größerer Überschüttungshöhe können nach dem Stützlinienverfahren berechnet werden. Dies ist allerdings nur möglich, wenn der Anteil der ständigen Lasten erheblich größer ist als der Anteil der Nutzlasten. Gewölbe und Bogen mit kleineren Stützweiten können in jedem Fall nach dem Stützlinienverfahren berechnet werden. Bei größeren Stützweiten und stark wechselnden Lasten ist eine Berechnung nach der Elastizitätstheorie durchzuführen.

2.1.8.2 Ermittlung der Stützlinie

- **Definition der Stützlinie**

Wird die Form eines statischen Systems so gewählt, dass für eine bestimmte Belastung nur Längskräfte auftreten ($M = 0$ kNm und $V = 0$ kN), so wird diese Form als *Stützlinie* bezeichnet. Bei einer gleichmäßig verteilten Belastung hat die Stützlinie die Form einer quadratischen Parabel (vgl. [Schneider/Schweda]).

- **Zeichnerische Auflagerkraftermittlung beim Dreigelenkrahmen**

Da beim Vorliegen einer Stützlinie die Momente an jeder Stelle gleich null sind, kann bei statischen Überlegungen im Zusammenhang mit nach der Stützlinie geformten statischen Systemen von Dreigelenksystemen ausgegangen werden.

In der **Abb. D.2.5** ist ein Dreigelenkbogen mit Einzellasten dargestellt. Die Auflagerkräfte lassen sich sowohl auf zeichnerischem als auch auf rechnerischem Wege ermitteln. Das rechnerische Verfahren ist der entsprechenden Fachliteratur (z. B. [Schneider/Schweda] zu entnehmen. Im Folgenden wird die zeichnerische Methode erläutert. Man geht wie folgt vor:

a) Ermittlung der Auflagerkräfte A_l und B_l infolge der äußeren Belastung links vom Scheitelgelenk (**Abb. D.2.5**). Zunächst wird die Resultierende R_l mit Hilfe eines Polecks und eines Seilecks ermittelt. Die Richtung der Auflagerkraft B_l ergibt sich aus der Verbindungslinie des rechten Kämpfergelenkes mit dem Scheitelgelenk. Durch den Schnittpunkt der Auflagerkraftrichtung von B_l mit R_l muss auch die Auflagerkraft A_l gehen. Damit sind die Richtungen von A_l und B_l bekannt. Die Größen können mit Hilfe eines Kraftecks ermittelt werden.

b) Ermittlung der Auflagerkräfte A_r und B_r infolge der äußeren Belastung rechts vom Scheitelgelenk entsprechend wie unter a) (**Abb. D.2.5**).

c) Zusammensetzen der Teilauflagerkräfte A_l und A_r zu A sowie B_l und B_r zu B.

- **Konstruktion der Stützlinie (Abb. D.2.6)**

Es sind folgende Arbeitsgänge durchzuführen:

a) Schnittpunkt von A und B im Kräfteplan als neuen Pol wählen.

b) Poleck zeichnen.

c) Seileck zeichnen, beginnend mit dem ersten Seilstrahl durch den linken Auflagerpunkt (Seileck = Stützlinie).

Mit der Stützlinie sind Größe und Richtung der resultierenden Schnittkräfte bekannt.

Begründung: Aus dem Krafteck (**Abb. D.2.6**) ist ersichtlich, dass jeder Polstrahl gleich der Resultierenden aller links davon liegenden Kräfte ist. Das Gleiche gilt für den entsprechenden Seilstrahl. Daraus ergibt sich, dass der Seilstrahl 4 durch das Gelenk gehen muss ($M = 0$).

- **Stützlinie – Achse der Konstruktion**

Stimmen die Achse der Konstruktion (z. B. Bogenachse) und die Stützlinie überein, so treten in der Konstruktion nur Längskräfte auf. Da jedoch in der Regel mehrere Lastfälle zu berücksichtigen sind und da sich für jeden Lastfall eine andere Stützlinie ergibt, ist dieser Idealfall kaum zu realisieren.

Allerdings ist es oft möglich, eine Konstruktionsform so zu wählen, dass die Stützlinien für alle möglichen Lastfälle im Kern des Querschnitts liegen (mittleres Drittel bei Rechteckquerschnitten). In diesem Fall treten in den Querschnitten nur Spannungen *eines* Vorzeichens (im Allg. Druckspannungen) auf. Bei ausschließlicher Druckbeanspruchung kann die Konstruktion somit aus einem Material ohne rechnerische Zugfestigkeit (z. B. Mauerwerk) gebaut werden.

7541014/10787806875Biblio

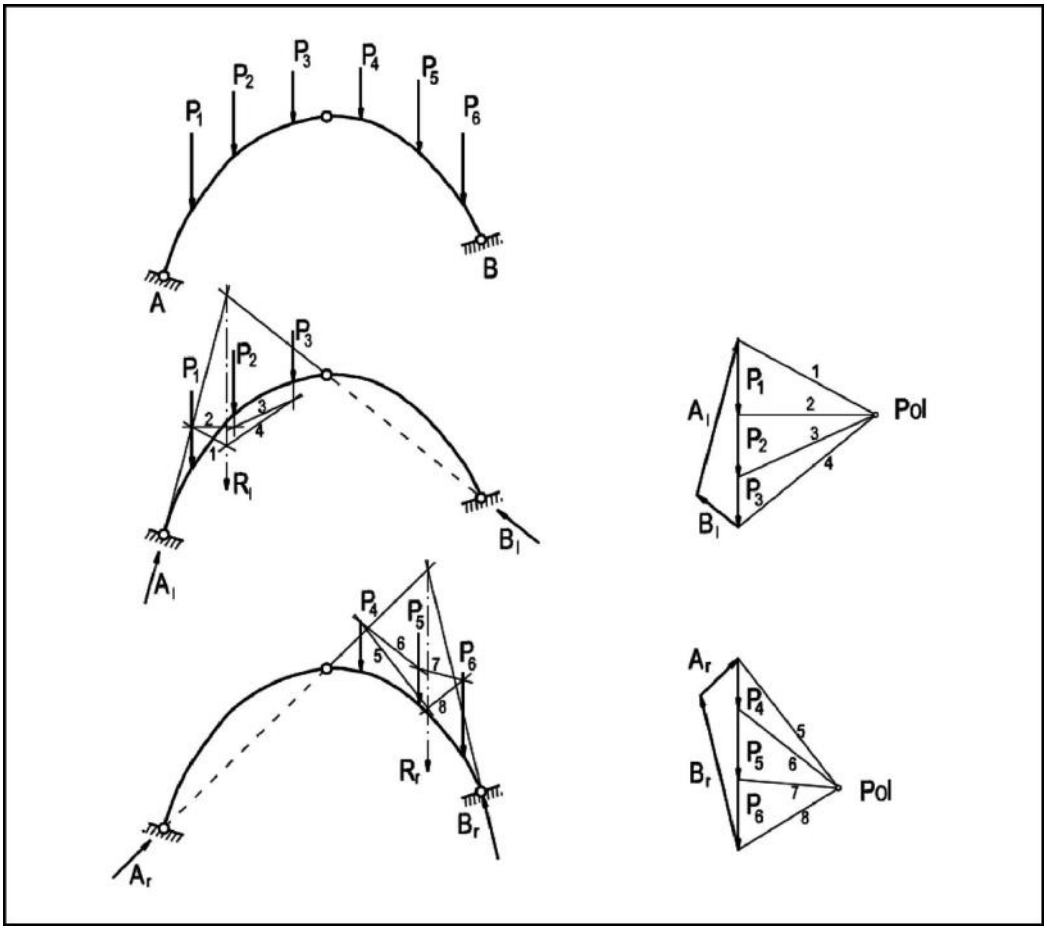


Abb. D.2.5 Zeichnerische Auflagerkraftermittlung bei Dreigelenksystemen

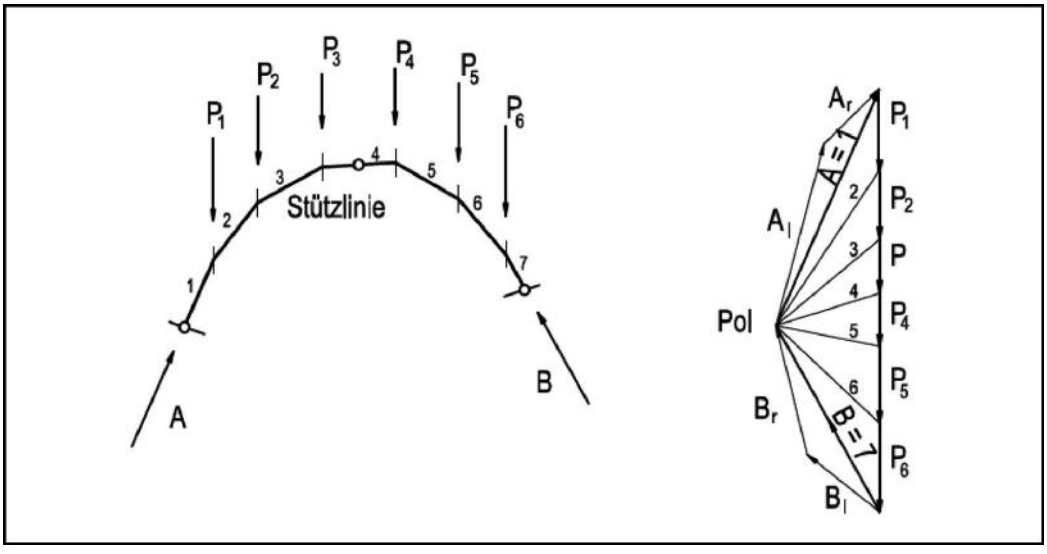


Abb. D.2.6 Konstruktion der Stützlinie

7541014/10787806875Biblio

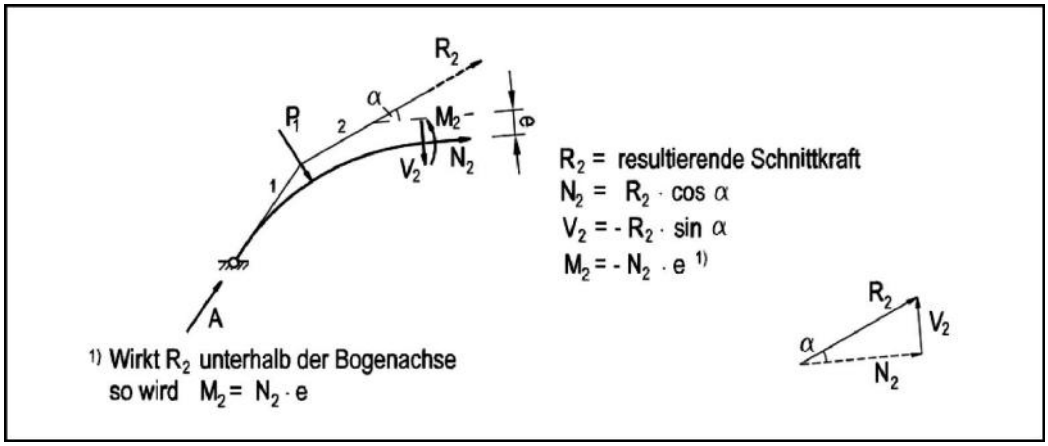


Abb. D.2.7 Schnittgrößenermittlung aus der Stützlinie

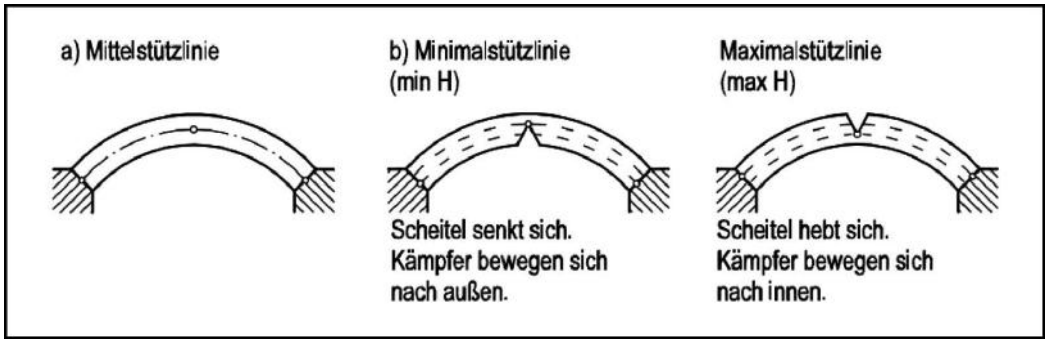


Abb. D.2.8 Verschiedene Gelenklagen beim Stützlinienverfahren

Mit Hilfe der Stützlinien lässt sich in der Regel eine geeignete, wirtschaftliche Konstruktionsform finden. Es müssen vorab lediglich die Gelenkpunkte festgelegt werden.

2.1.8.3 Ermittlung der Schnittgrößen aus der Stützlinie

Weicht die Stützlinie von der Achse der Konstruktion ab, so treten in den Querschnitten neben Längskräften auch Biegemomente und Querkräfte auf. Führt man z. B. einen Schnitt gemäß **Abb. D.2.7**, so ist R_2 die Resultierende aller äußeren Kräfte des herausgeschnittenen Teilsystems (vgl. auch **Abb. D.2.6).** N_2 und V_2 ergeben sich aus einer Kraftzerlegung von R_2 zu $N_2 = R_2 \cdot \cos \alpha$ und $V_2 = -R_2 \cdot \sin \alpha$. Durch Versetzung von N_2 in die Stabachse folgt $M_2 = -N_2 \cdot e$. Hierbei ist R_2 als Druckkraft mit negativem Vorzeichen einzusetzen.

2.1.8.4 Berechnung von Mauerwerksbögen nach dem Stützlinienverfahren

Die Form der Stützlinie hängt nur von der Lage der Gelenke und von der Belastung ab. Im Mauerwerk sind keine echten Gelenke vorhanden. Als theoretische Annahme werden jedoch jeweils drei Gelenke angenommen, so dass als statisches System ein Dreigelenkbogen vorliegt. Diese Annahme hat insofern eine gewisse Berechtigung, als sich beim Mauerwerk durch Öffnen der Mörtelfugen (klaffende Fugen) „Gelenke" einstellen können. Um zu einem brauchbaren Berechnungsergebnis zu kommen, nimmt man verschiedene Gelenklagen an (**Abb. D.2.8a** bis **c**), nachdem vorher eine Bogenform entworfen worden ist. Für jede dieser Gelenklagen sind verschiedene Lastfälle anzusetzen (z. B. auch halbseitige Last) und die zugehörigen Stützlinien zu konstruieren. Schließlich muss die Bogenform so gewählt werden, dass alle Stützlinien im Kern des Querschnitts (bei Rechteckquerschnitten im mittleren Drittel) liegen.

Die Bemessung ist für die ungünstigste Schnittgrößenkombination durchzuführen, wobei die einzelnen Schnittgrößen entsprechend Abschnitt D.2.1.8.3 zu ermitteln sind.

2.1.8.5 Gewölbte Kappen zwischen Trägern

Für gewölbte Kappen zwischen Trägern (**Abb. D.2.9**), die durch vorwiegend ruhende Belastung nach EN 1991-1-1 belastet sind, ist im Allg. kein statischer

7541014/10787806875Biblio

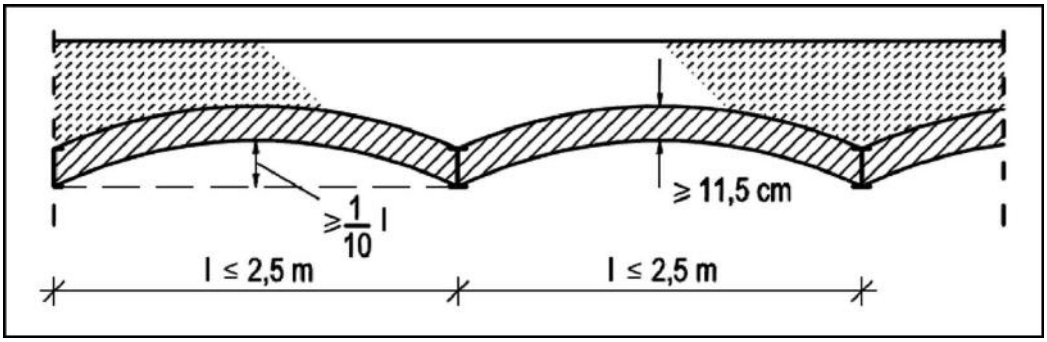


Abb. D.2.9 Gewölbte Kappen

Nachweis erforderlich, da die vorhandene Kappendicke erfahrungsgemäß ausreicht.

Für die Konstruktion von gewölbten Kappen sind die folgenden Punkte zu beachten:

- Die Mindestdicke der Kappen beträgt 11,5 cm. Die Kappen sind im Verband zu mauern (Kuff oder Schwalbenschwanz) (**Abb. D.2.10**).

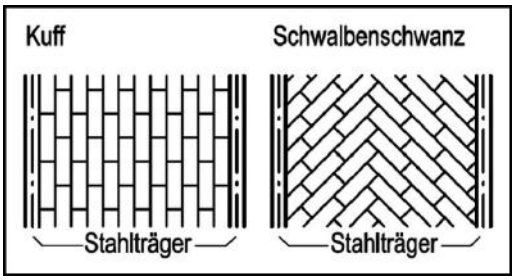


Abb. D.2.10 Mauerwerksverbände bei gewölbten Kappen

- Die Stichhöhe *f* muss mindestens 1/10 der Kappenstützweite betragen.
- Die auftretenden Horizontalschübe müssen über die Endfelder einwandfrei auf die seitlichen Wandscheiben (parallel zur Spannrichtung der Kappen) übertragen werden. Hierzu sind in den Endfeldern zwischen den Stahlträgern Zuganker anzuordnen, und zwar mindestens in den Drittelpunkten und an den Trägerenden. Die „Endscheiben mit Zugankern" müssen mindestens so breit sein wie 1/3 ihrer Länge (**Abb. D.2.11**). Es kann also bei schmalen Endfeldern u. U. erforderlich sein, die Zuganker über mehrere Felder zu führen.

Die Endfelder als Ganzes müssen seitliche Auflager erhalten, die in der Lage sind, den Horizontalschub der Mittelfelder auch dann aufzunehmen, wenn die Endfelder unbelastet sind. Die Auflager dürfen auch durch Vormauerung, dauernde Auflast, Verankerung oder andere geeignete Maßnahmen gesichert werden.

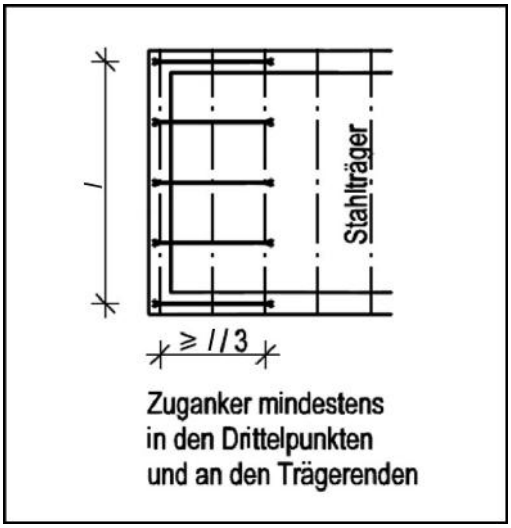


Abb. D.2.11 Zuganker bei gewölbten Kappen

- Bei Kellerdecken in Wohngebäuden und Decken in einfachen Stallgebäuden mit einer Kappenstützweite bis zu 1,30 m gilt die Aufnahme des Horizontalschubes unter folgenden Voraussetzungen als gewährleistet: Es müssen mindestens 2 m lange und 24 cm dicke Querwände (ohne Öffnungen) im Abstand ≤ 6 m vorhanden sein. Die Wände müssen mit der Endauflagerwand (meistens Außenwand) im Verband hochgemauert oder – bei Loch- bzw. stehender Verzahnung – kraftschlüssig verbunden werden.

Statische Hinweise

Für die Ermittlung der vertikalen und horizontalen Auflagerkräfte wählt man zweckmäßigerweise einen Dreigelenkbogen als statisches System (**Abb. D.2.12a**). Die vertikalen Auflagerkräfte A und B er-

7541014/10787806875Biblio

geben sich wie bei einem Träger auf zwei Stützen (**Abb. D.2.12b**). Der Horizontalschub ist $H = M_g/f$ (**Abb. D.2.12a**). Hierbei ist f der Bogenstich und M_g das Moment an der Stelle g (Trägermitte) des „Trägers auf zwei Stützen" (**Abb. D.2.12b**).

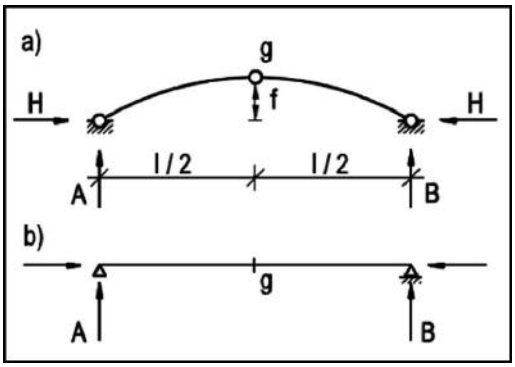


Abb. D.2.12 Statisches System für gewölbte Kappen

Beispiel:

Belastung: Gleichstreckenlast q; $M_g = q \cdot l^2/8$

Auflagerkräfte des Dreigelenkbogens:

$A = B = q \cdot l/2$; $\quad H = M_g/f = q \cdot l^2/(8 \cdot f)$

Um näherungsweise die Beanspruchung des Mauerwerks im Bereich der Kappen zu ermitteln, kann man von einer Stützlinie ausgehen, die durch den Kernrand des Querschnitts geht (vgl. Abschn. D.2.1.8.2). Damit ergibt sich die maximale Randspannung: $\sigma = 2 \cdot H/(b \cdot d)$.

2.2 Wandarten und Mindestabmessungen

2.2.1 Statisch-konstruktive Hinweise

Grundsätzlich muss die statisch erforderliche Dicke jeder Wand nachgewiesen werden. Ist jedoch eine gewählte Wanddicke offensichtlich ausreichend (Erfahrungswerte!), so darf ein statischer Nachweis entfallen (vgl. DIN EN 1996-1-1/NA, NCI zu 8.1.2 (NA.3)). Bei der Wahl der Wanddicke sind neben statischen Gesichtspunkten auch bauphysikalische Aspekte zu beachten.

Innerhalb eines Geschosses sollte der Wechsel von Steinarten und Mörtelgruppen möglichst eingeschränkt werden, um Bauüberwachung und Ausführung zu vereinfachen.

Steine, die unmittelbar der Witterung ausgesetzt sind, müssen frostwiderstandsfähig sein. Gibt es in bestimmten Stoffnormen bezüglich der Frostwiderstandsfähigkeit verschiedene Klassen, so sind für folgende Konstruktionsarten Steine mit der höchsten Frostwiderstandsklasse zu verwenden:

– Schornsteinköpfe

– Kellereingangs-, Stütz- und Gartenmauern

– stark strukturiertes Mauerwerk.

Horizontale und leicht geneigte Sichtmauerflächen sind vor eindringendem Wasser zu schützen (z. B. durch Abdeckungen).

2.2.2 Tragende Wände und Pfeiler

2.2.2.1 Begriff

Wände und Pfeiler gelten als tragend, wenn sie:

a) vertikale Lasten (z. B. aus Decken, Dachstielen) und/oder

b) horizontale Lasten (z. B. aus Wind) aufnehmen und/oder

c) zur Knickaussteifung von tragenden Wänden dienen.

Tragende Wände und Pfeiler sollen unmittelbar auf Fundamente gegründet werden. Ist dies in Sonderfällen nicht möglich, so sind die Abfangekonstruktionen ausreichend steif auszubilden, damit keine größeren Verformungen auftreten.

2.2.2.2 Mindestdicken von tragenden Wänden

Die Mindestdicke von tragenden Innen- und Außenwänden beträgt

d = 11,5 cm, sofern aus statischen oder bauphysikalischen Gründen nicht größere Dicken erforderlich sind

2.2.2.3 Mindestabmessungen von tragenden Pfeilern

Die Mindestabmessungen von tragenden Pfeilern betragen 11,5 cm × 36,5 cm bzw. 17,5 cm × 24cm. Pfeiler mit $A < 400$ cm^2 (Nettoquerschnitt bei eventuellen Schlitzen) sind unzulässig.

2.2.3 Nichttragende Wände

2.2.3.1 Begriff

Wände, die überwiegend nur durch ihre Eigenlast belastet sind und nicht zur Knickaussteifung tragender Wände dienen, werden als nichttragende Wände bezeichnet. Sie müssen jedoch in der Lage sein, rechtwinklig auf die Wand wirkende Lasten (z. B. aus Wind) auf tragende Bauteile (z. B. Wand- oder Deckenscheiben) abzutragen. Nichttragende Wände übernehmen keine statische Funktion innerhalb eines

7541014/10787806875Biblio

Tafel D 2.2 Zulässige Größtwerte[1)] der Ausfachungsflächen von nichttragenden Außenwänden ohne rechnerischen Nachweis (Tafelwerte)

Wanddicke *t* in cm	Ausfachungsfläche in m² bei einer Höhe über Gelände von			
	0 m bis 8 m		8 m bis 20 m	
	$h/l = 1$	$h/l = \geq 2{,}0$ oder $h/l \leq 0{,}5$	$h/l = 1$	$h/l \geq 2{,}0$ oder $h/l \leq 0{,}5$
11,5[2)3)]	12	8	–	–
15,0[3)]	12	8	8	5
17,5	20	14	13	9
24,0	36	25	23	16
≥ 30,0	50	33	35	23

1) Bei Seitenverhältnissen $0{,}5 < h/l < 1{,}0$ oder $1{,}0 < h/l < 2{,}0$ dürfen die zulässigen Werte der Ausfachungsflächen geradlinig interpoliert werden.

2) In Windlastzone 4 nur im Binnenland zulässig.

3) Bei Verwendung von Steinen der Festigkeitsklasse ≥ 12 dürfen die Tafelwerte dieser Zeile um 33 % vergrößert werden.

Gebäudes. Es ist daher auch möglich, sie wieder zu entfernen, ohne dass dies statische Konsequenzen für die anderen Bauteile hat.

2.2.3.2 Nichttragende Außenwände

Nichttragende Außenwände können ohne statischen Nachweis ausgeführt werden, wenn sie vierseitig gehalten sind (z. B. durch Verzahnung, Versatz oder Anker), den Bedingungen der **Tafel D.2.2** genügen und Normalmörtel mit mindestens der Mörtelgruppe IIa oder Dünnbettmörtel verwendet wird. Es dürfen nur Steine mit der Steinfestigkeitsklasse ≥ 4 verwendet werden.

2.2.3.3 Nichttragende innere Trennwände

Für nichttragende innere Trennwände, die nicht rechtwinklig zur Wandfläche durch Wind beansprucht werden, ist DIN 4103 Teil 1 (7.84) maßgebend. Abhängig vom Einbauort werden nach DIN 4103 Teil 1 zwei unterschiedliche Einbaubereiche unterschieden.

Einbaubereich I:

Bereiche mit geringer Menschenansammlung, wie sie z. B. in Wohnungen, Hotel-, Büro- und Krankenräumen sowie ähnlich genutzten Räumen einschließlich der Flure vorausgesetzt werden können.

Einbaubereich II:

Bereiche mit großen Menschenansammlungen, wie sie z. B. in größeren Versammlungs- und Schulräumen, Hörsälen, Ausstellungs- und Verkaufsräumen und ähnlich genutzten Räumen vorausgesetzt werden müssen. Für die Versuchsdurchführung sind das statische System und die Belastung nach **Abb. D.2.13** maßgebend.

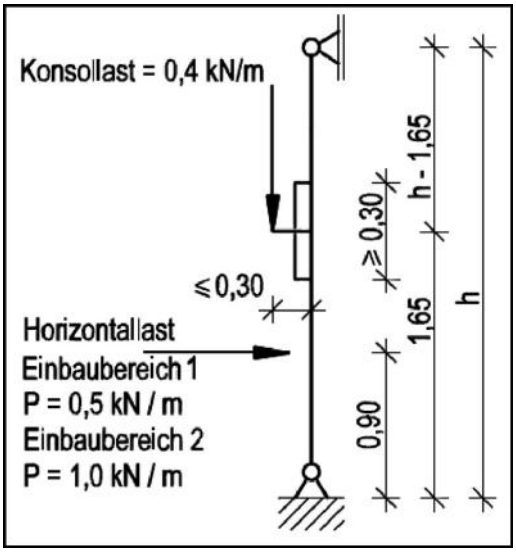


Abb. D.2.13 Einbaubereiche

Aufgrund neuer Forschungsergebnisse hat die DGfM (Deutsche Gesellschaft für Mauerwerksbau und Wohnungsbau e. V.) ein Merkblatt über „Nichttragende innere Trennwände aus Mauerwerk" herausgegeben. Die **Tafeln D.2.3** bis **D.2.5** stammen aus diesem Merkblatt [Trennwände].

7541014/10787806875Biblio

Tafel D.2.3 Grenzmaße für vierseitig gehaltene Wände ohne Auflast[1) 3)] und dreiseitig gehaltene Wände mit einem vertikalen freien Rand[*)]

Wanddicke in cm	max. Wandlänge in m (Tabellenwerte) im Einbaubereich I (oberer Wert)/ Einbaubereich II (unterer Wert)					
	Wandhöhe in m					
	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	≤ 6,0
5,0[2)]	3,0 1,5	3,5 2,0	4,0 2,5	– –	– –	– –
6,0	4,0 2,5	4,5 3,0	5,0 3,5	5,5 –	– –	– –
7,0[2)]	5,0 3,0	5,5 3,5	6,0 4,0	6,5 4,5	7,0 5,0	– –
9,0	6,0 3,5	6,5 4,0	7,0 4,5	7,5 5,0	8,0 5,5	– –
10,0[2)]	7,0 5,0	7,5 5,5	8,0 6,0	8,5 6,5	9,0 7,0	– –
11,5	10,0 6,0	10,0 6,5	10,0 7,0	10,0 7,5	10,0 8,0	– –
17,5	12,0 12,0	12,0 12,0	12,0 12,0	12,0 12,0	12,0 12,0	12,0 12,0
24,0	12,0 12,0	12,0 12,0	12,0 12,0	12,0 12,0	12,0 12,0	12,0 12,0

[1)] Für Porenbeton gelten die angegebenen Werte bei Verwendung von Normalmörtel der MG III oder Dünnbettmörtel. Bei Wanddicken < 17,5 cm und Verwendung der MG II oder IIa sind die Werte für die zulässigen Wandlängen zu halbieren.

[2)] Für Kalksandsteine (trockene Kalksandsteine sind vorzunässen) gelten die angegebenen Werte bei Verwendung von Normalmörtel der Mörtelgruppe III oder Dünnbettmörtel bei Wanddicken < 11,5 cm.
Bei Wanddicken ≥ 11,5 ist Normalmörtel mindestens der Mörtelgruppe IIa oder Dünnbettmörtel zu verwenden.

[3)] Auf die Vermörtelung von Stoßfugen kann unter bestimmten Bedingungen verzichtet werden, vgl. [Trennwände], Abschn. 8.

[*)] **Bei dreiseitiger Halterung (ein freier vertikaler Rand) gelten die halben Tabellenwerte.**

2.2.4 Zweischalige Außenwände[*)]

Nach dem Wandaufbau wird unterschieden zwischen zweischaligen Außenwänden

– mit Luftschicht

– mit Luftschicht und Wärmedämmung

– mit Kerndämmung

Bei der Bemessung ist als Wanddicke nur die Dicke der tragenden Innenschale anzusetzen.

Die Außenschale muss aus frostwiderstandsfähigen Mauersteinen bestehen. Andernfalls ist ein Außenputz erforderlich, der die Anforderungen nach DIN EN 998-1 und DIN V 18550 erfüllt. Die Ausführung der Fugen erfolgt in der Regel im Fugenglattstrich.

Konstruktionsmaße

- Die Mindestdicke von tragenden Innenschalen beträgt 11,5 cm. Bei der Anwendung des vereinfachten Berechnungsverfahrens ist Abschnitt D.3.2 zu beachten.
- Die Mindestdicke der Außenschale beträgt 9 cm. Dünnere Außenschalen sind Bekleidungen, deren Ausführung in DIN 18 515 geregelt ist. Pfeiler in der Außenschale müssen eine Mindestlänge von 24 cm haben.
- Der maximale lichte Abstand der Mauerwerksschalen beträgt 15 cm. Bei Anordnung einer Luftschicht muss diese mindestens 6 cm breit sein. Eine Verminderung auf 4 cm ist möglich, wenn der Mauermörtel mindestens an einer Hohlraumseite abgestrichen wird.
- Es ist Normalmörtel mindestens der Gruppe IIa zu verwenden.

*) Ergänzende Details siehe Abschnitt B.7

7541014/10787806875Biblio

Tafel D.2.4 Grenzmaße für vierseitig gehaltene Wände mit Auflast[2) 3)] und dreiseitig gehaltene Wände, ein freier vertikaler Rand[*)]

Wanddicke in cm	max. Wandlänge in m (Tabellenwerte) im Einbaubereich I (oberer Wert)/ Einbaubereich II (unterer Wert)					
	Wandhöhe in m					
	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	≤ 6,0
5,0[1)]	5,5 2,5	6,0 3,0	6,5 3,5	– –	– –	– –
6,0	6,0 4,0	6,5 4,5	7,0 5,0	– –	– –	– –
7,0[1)]	8,0 5,5	8,5 6,0	9,0 6,5	9,5 7,0	– 7,5	– –
9,0	12,0 7,0	12,0 7,5	12,0 8,0	12,0 8,5	12,0 9,0	– –
10,0[1)]	12,0 8,0	12,0 8,5	12,0 9,0	12,0 9,5	12,0 10,0	– –
11,5	12,0 12,0	12,0 12,0	12,0 12,0	12,0 12,0	12,0 12,0	– –
17,5	12,0 12,0	12,0 12,0	12,0 12,0	12,0 12,0	12,0 12,0	12,0 12,0
24,0	12,0 12,0	12,0 12,0	12,0 12,0	12,0 12,0	12,0 12,0	12,0 12,0

[1)] Für Kalksandsteine (trockene Kalksandsteine sind vorzunässen) gelten die angegebenen Werte bei Verwendung von Normalmörtel der Mörtelgruppe III oder Dünnbettmörtel bei Wanddicken $< 11{,}5$ cm. Bei Wanddicken $\geq 11{,}5$ ist Normalmörtel mindestens der Mörtelgruppe IIa oder Dünnbettmörtel zu verwenden.

[2)] Für Porenbeton gelten die angegebenen Werte bei Verwendung von Normalmörtel der MG III oder Dünnbettmörtel. Bei Wanddicken $\geq 11{,}5$ cm ist auch Normalmörtel mindestens der MG II zulässig. Werden Wanddicken ≤ 10 cm mit Normalmörtel der MG II und IIa ausgeführt, so sind die Werte für die zulässigen Wandlängen zu halbieren.

[3)] Auf die Vermörtelung von Stoßfugen kann unter bestimmten Bedingungen vgl. [Trennwände], Abschn. 8.

[*)] **Bei dreiseitiger Halterung (ein freier vertikaler Rand) gelten die halben Tabellenwerte.**

Auflagerung und Abfangung der Außenschalen

- Die Außenschale soll über ihre ganze Länge und vollflächig aufgelagert sein. Bei unterbrochener Auflagerung (z. B. auf Konsolen) müssen in der Abfangebene alle Steine beidseitig aufgelagert sein („Träger auf 2 Stützen“).
- Außenschalen von 11,5 cm Dicke sollen in Höhenabständen von etwa 12 m abgefangen werden. Sie dürfen bis zu 25 mm über ihr Auflager vorstehen. Ist die 11,5 cm dicke Außenschale nicht höher als zwei Geschosse oder wird sie alle zwei Geschosse abgefangen, dann darf sie bis zu einem Drittel ihrer Dicke über ihr Auflager vorstehen.
- Außenschalen mit Dicken von $t > 10{,}5$ cm und $t < 11{,}5$ cm dürfen nicht höher als 25 m über Gelände geführt werden und sind in Höhenabständen von etwa 6 m abzufangen. Bei Gebäuden bis zu zwei Vollgeschossen darf ein Giebeldreieck bis 4 m Höhe ohne zusätzliche Abfangung ausgeführt werden. Diese Außenschalen dürfen maximal 15 mm über ihr Auflager vorstehen. Die Fugen der Sichtflächen von diesen Verblendschalen sollen in Glattstrich ausgeführt werden.
- Außenschalen von $t \geq 9{,}0$ cm und $t < 10{,}5$ cm dürfen nicht höher als 20 m über Gelände geführt werden und sind in Höhenabständen von etwa 6 m abzufangen. Bei Gebäuden bis zu zwei Vollgeschossen darf ein Giebeldreieck bis 4 m Höhe ohne zusätzliche Abfangung ausgeführt werden. Diese Außenschalen dürfen maximal 15 mm über ihr Auflager vorstehen. Die Fugen der Sichtflächen dieser Verblendschalen müssen in Glattstrich ausgeführt werden.
- Abfangekonstruktionen, die nach dem Einbau nicht mehr kontrolliert werden können, müssen aus Materialien bestehen, die dauerhaft korrosionsbeständig sowie für die Anwendung genormt oder bauaufsichtlich zugelassen sind.

7541014/10787806875Biblio

Tafel D.2.5 Grenzmaße für dreiseitig gehaltene Wände (der obere Rand ist frei) ohne Auflast[1) 2)]

Wanddicke in cm	max. Wandlänge in m (Tabellenwerte) im Einbaubereich I (oberer Wert)/ Einbaubereich II (unterer Wert)							
	Wandhöhe in m							
	2,0	2,25	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	≤ 6,0
5,0[3)]	3,0 1,5	3,5 2,0	4,0 2,5	5,0 –	6,0 –	– –	– –	– –
6,0	5,0 2,5	5,5 2,5	6,0 3,0	7,0 3,5	8,0 4,0	9,0 –	– –	– –
7,0[3)]	7,0 3,5	7,5 3,5	8,0 4,0	9,0 4,5	10,0 5,0	10,0 6,0	10,0 7,0	– –
9,0	8,0 4,0	8,5 4,0	9,0 5,0	10,0 6,0	10,0 7,0	12,0 8,0	12,0 9,0	– –
10,0[3)]	8,0 5,0	9,0 5,0	10,0 6,0	12,0 7,0	12,0 8,0	12,0 9,0	12,0 10,0	– –
11,5	8,0 6,0	9,0 6,0	10,0 7,0	12,0 8,0	12,0 9,0	12,0 10,0	12,0 10,0	– –
17,5	12,0 8,0	12,0 9,0	12,0 10,0	12,0 12,0	12,0 12,0	12,0 12,0	12,0 12,0	12,0 12,0
24,0	12,0 8,0	12,0 9,0	12,0 10,0	12,0 12,0	12,0 12,0	12,0 12,0	12,0 12,0	12,0 12,0

1) Stoßfugen sind zu vermörteln.

2) Für Porenbeton gelten die angegebenen Werte bei Verwendung von Normalmörtel der Mörtelgruppe III oder Dünnbettmörtel. Bei Verwendung der Mörtelgruppen II und IIa sind die Werte entsprechend abzumindern (siehe in [Kirtschig/Anstötz]).

3) Für Kalksandsteine (trockene Kalksandsteine sind vorzunässen) gelten die angegebenen Werte bei Verwendung von Normalmörtel der Mörtelgruppe III oder Dünnbettmörtel bei Wanddicken $< 11{,}5$ cm. Bei Wanddicken $\geq 11{,}5$ ist Normalmörtel mindestens der Mörtelgruppe IIa oder Dünnbettmörtel zu verwenden.

Verankerung der Außenschale

- Die Mauerwerksschalen sind durch Anker nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung aus nichtrostendem Stahl oder durch Anker nach DIN EN 845-1 aus nichtrostendem Stahl, deren Verwendung in einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung geregelt ist, zu verbinden. Die Drahtanker müssen in Form und Maßen der **Abb. D.2.14** entsprechen. Der vertikale Abstand der Drahtanker soll höchstens 500 mm, der horizontale Abstand höchstens 750 mm betragen. Werden die Drahtanker in Leichtmörtel eingebaut, so ist LM 36 erforderlich. Drahtanker in Leichtmörtel LM 21 bedürfen einer anderen Verankerungsart, die im Einzelfall statisch nachzuweisen ist. Es ist Normalmauermörtel mindestens der Gruppe IIa zu verwenden. Ankerdurchmesser 4 mm.
- An allen freien Rändern (von Öffnungen, an Gebäudeecken, entlang von Dehnungsfugen und an den oberen Enden der Außenschalen) sind zusätzlich zu den Angaben in **Tafel D.2.6** drei Drahtanker je m Randlänge anzuordnen.
- Die Drahtanker sind unter Beachtung ihrer statischen Wirksamkeit so auszuführen, dass sie keine Feuchte von der Außen- zur Innenschale leiten können (z. B. Aufschieben einer Kunststoffscheibe, siehe **Abb. D.2.14**).
- Ankerdurchmesser: 4 mm

2.2.5 Aussteifung von Wänden/ Mindestbreite

So wie beim *vereinfachten* Berechnungsverfahren (s. Abschn. D.3) werden auch im *genaueren* Verfahren (s. Abschn. D.4), nach Anzahl der rechtwinklig zur Wandebene unverschieblich gehaltenen Ränder zwei-, drei- und vierseitig gehaltene sowie frei stehende Wände unterschieden. Als unverschiebliche Halterung können horizontal gehaltene Deckenscheiben und aussteifende Querwände oder andere ähnlich steife Bauteile angesehen werden.

Bei einseitig angeordneten Querwänden darf unverschiebliche Halterung der auszusteifenden Wand nur

7541014/1078780687 5Biblio

Tafel D.2.6 Mindestanzahl und Durchmesser von Drahtankern je m² Wandfläche*)

Gebäudehöhe	Windzonen 1–3 Windzone 4 Binnenland	Windzone 4 Küste der Nord- und Ostsee und Inseln der Ostsee	Windzone 4 Inseln der Nordsee
$h \leq 10$ m	7[a]	7	8
10 m $< h \leq$ 18 m	7[b]	8	9
18 m $< h \leq$ 25 m	7	8[c]	–

[a] in Windzone 1 und Windzone 2 Binnenland: 5 Anker/m²
[b] in Windzone 1: 5 Anker/m²
[c] ist eine Gebäudegrundrisslänge kleiner als h/4: 9 Anker/m²
*) Windzonen nach DIN EN 1991-1-4/NA

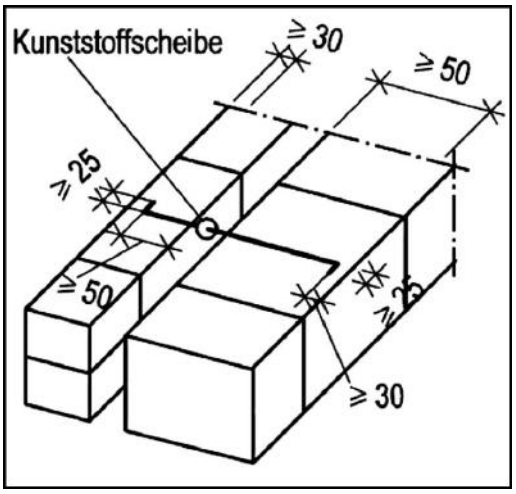


Abb. D.2.14 Drahtanker für zweischaliges Mauerwerk, Maße in mm

angenommen werden, wenn Wand und Querwand aus Material annähernd gleichen Verformungsverhaltens gleichzeitig im Verband hochgeführt werden und wenn ein Abreißen der Wände infolge stark unterschiedlicher Verformung nicht zu erwarten ist oder wenn die zug- und druckfeste Verbindung durch andere Maßnahmen gesichert ist. Beidseitig angeordnete Querwände, deren Mittelebenen gegeneinander um mehr als die dreifache Dicke der auszusteifenden Wand versetzt sind, sind wie einseitig angeordnete Querwände zu behandeln. Aussteifende Wände müssen mindestens eine wirksame Länge von 1/5 der lichten Geschosshöhe und eine Dicke von 1/3 der Dicke der auszusteifenden Wand, jedoch mindestens 11,5 cm haben. Ist die aussteifende Wand durch Öffnungen unterbrochen, muss die Länge des im Bereich der zu haltenden Wand verbleibenden Wandteils ohne Öffnungen so groß wie nach **Abb. D.2.15** sein. Bei Fenstern gilt die jeweilige lichte Fensterhöhe als h_1 und h_2

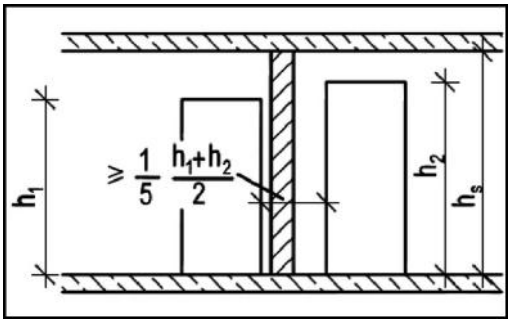


Abb. D.2.15 Mindestlänge einer knickaussteifenden Wand bei Öffnungen

Werden auf beiden Seiten Querwände angeordnet, die nicht gegeneinander versetzt sind, so kann auf ein gleichzeitiges Hochführen im Verband verzichtet werden. Allerdings muss jede der beiden Querwände die oben genannten Bedingungen für aussteifende Wände erfüllen. Auf Konsequenzen aus unterschiedlichen Verformungen und aus bauphysikalischen Anforderungen ist in diesem Fall besonders zu achten.

2.3 Lastannahmen

Bei Hoch- und Ingenieurbauten gilt für die Aufstellung der Lastannahmen die Norm EN 1991, soweit bei Ingenieurbauten keine Sondervorschriften maßgebend oder besondere Lasten berücksichtigt werden müssen.

Der „Lastfall" Temperatur erzeugt bei statisch bestimmten Konstruktionen keine Schnittgrößen, aber Verformungen. Um daraus resultierende Schäden zu vermeiden, sind gegebenenfalls konstruktive Maßnahmen (z. B. Dehnungsfugen) erforderlich. Bei statisch unbestimmten Konstruktionen ergeben sich aus dem „Lastfall" Temperatur zusätzliche Schnitt-

7541014/10787806875Biblio

größen, die bei größeren Gewölben und Bogen berücksichtigt werden sollten.

Nicht nur infolge Temperatur, sondern auch durch Schwinden und Kriechen können durch die starre Verbindung von Baustoffen mit unterschiedlichem Verformungsverhalten erhebliche Zwängungen auftreten. Hierdurch entstehen zusätzliche Spannungen und Verformungen, die zu Schäden im Mauerwerk führen können. Bei größeren zu erwartenden Zwängungen kann eine konstruktive Bewehrung sinnvoll sein, um einer Rissbildung im Mauerwerk entgegenzuwirken.

Bei Sturz- und Abfangeträgern brauchen nur die Lasten gemäß **Abb. D.2.16a** bis **c** angesetzt zu werden. Allerdings wird man in der Praxis vereinfachend in der Regel die rechnerisch volle Last ansetzen. Sollte es im Sonderfall nötig sein, die minimale Belastung zu berücksichtigen, geht man wie folgt vor.

Deckenlasten oberhalb des Belastungsdreiecks brauchen nicht berücksichtigt zu werden. Gleichmäßig verteilte Deckenlasten[1)] innerhalb des Dreiecks brauchen nur mit dem Teil als Belastung angesetzt zu werden, der sich im Belastungsdreieck befindet (**Abb. D.2.16b**).

Im Falle der **Abb. D.2.16c** ist Folgendes zu beachten: Für Einzellasten, die innerhalb oder in der Nähe des Belastungsdreiecks liegen, darf eine Lastverteilung von 60° angenommen werden. Liegen Einzellasten außerhalb des Belastungsdreiecks, so brauchen sie nur berücksichtigt zu werden, wenn sie noch innerhalb der Stützweite des Trägers und unterhalb einer Waagerechten angreifen, die 25 cm über der Dreiecksspitze liegt. Solchen Einzellasten ist die Eigenlast des waagerecht schraffierten Mauerwerks zuzuschlagen.

Voraussetzung für die verminderten Lastannahmen entsprechend den **Abb. D.2.16a** bis **c** ist, dass sich oberhalb und neben dem Träger und der Belastungsfläche ein Gewölbe ausbilden kann. Es dürfen also keine störenden Öffnungen vorhanden sein, und der Gewölbeschub muss vom angrenzenden Mauerwerk aufgenommen werden können. Eine grobe Abschätzung für die hierzu erforderlichen Abmessungen des ungestörten Mauerwerks neben und über der Öffnung

[1)] Als „gleichmäßig" verteilt gelten Balkendecken mit Balkenabständen ≤ 1,25 m.

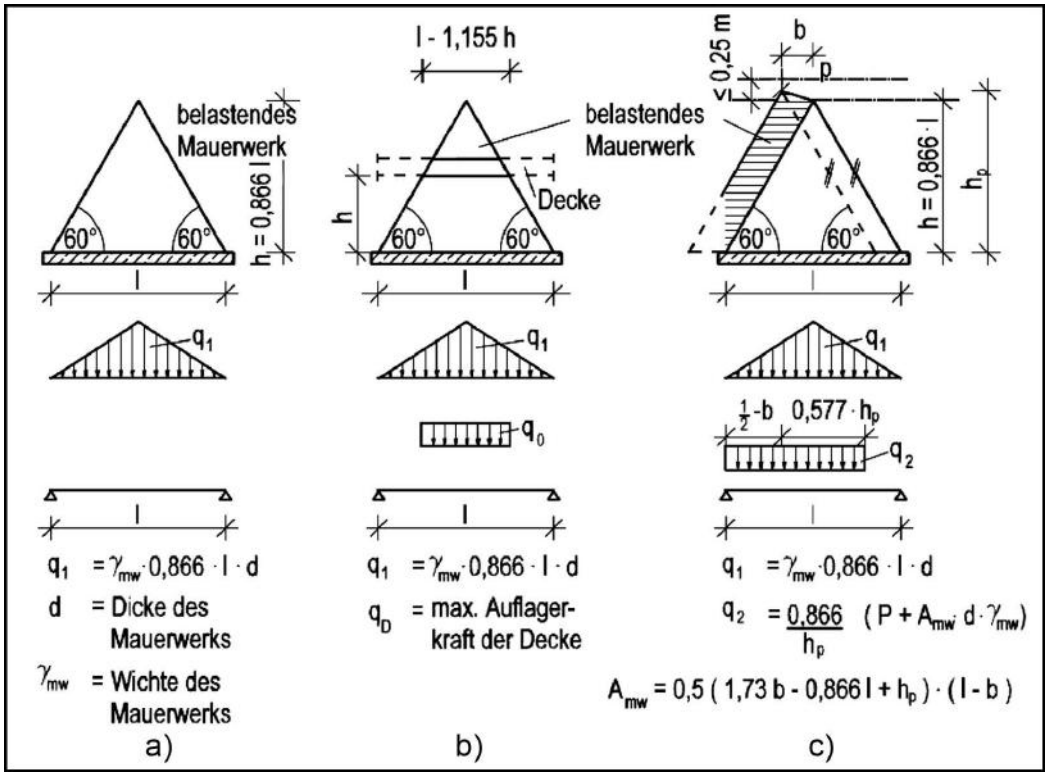


Abb. D.2.16 Gewölbewirkung bei Mauerwerksöffnungen

7541014/10787806875Biblio

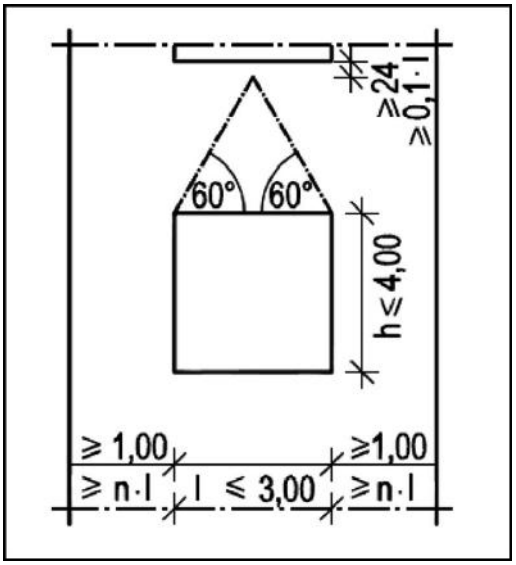


Abb. D.2.17 Mindestwandflächen bei Gewölbebewirkung

h/l	0,85	1,2	1,6	2,0	2,5	3,0	3,6
n	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0

findet man in der Vorschrift 158 (Ausgabe 1985) der Staatlichen Bauaufsicht (ehemals DDR); siehe **Abb. D.2.17** und **Tabelle**.

Grundsätzlich ist es auch möglich, den Gewölbeschub durch ein „Zugband" aufzunehmen (z. B. Stahlbetonplatte mit zusätzlicher Zugbewehrung). Hierbei muss jedoch gewährleistet sein, dass der Gewölbeschub durch Reibung und Haftung auf einer ausreichend langen Strecke in das „Zugband" eingeleitet werden kann.

2.4 Lastermittlung/Auflagerkräfte

2.4.1 Allgemeines

Die Gesamtbelastung einer Wand oder eines Pfeilers setzt sich aus folgenden Anteilen zusammen

- Eigenlast der Wand bzw. des Pfeilers
- Eigenlast aller die Wand (den Pfeiler) belastenden Bauteile (z. B. Decken, Unterzüge, Wände oder Pfeiler oberhalb der betrachteten Wand, Dachtragwerke)
- Nutzlast aller die Wand (den Pfeiler) belastenden Bauteile. Hierzu gehören auch „Unbelastete leichte Trennwände" nach EN 1991-1-1,
- horizontale Lasten (z. B. aus Wind, Erddruck, Wasserdruck).

2.4.2 Mauerwerkswände rechtwinklig zu einachsig gespannten Decken

Die Auflagerkräfte von einachsig gespannten Platten oder Balken werden in der Regel nach Verfahren ermittelt, die auf der Elastizitätstheorie beruhen (z. B. Kraftgrößen-Verfahren, Cross, Kani, Tabellen). Die Auflagerkräfte dürfen jedoch näherungsweise auch so berechnet werden, als ob die Tragwerke über den Innenstützen gestoßen und frei drehbar gelagert sind (Gelenke). Bei der ersten Innenstütze muss jedoch die Durchlaufwirkung immer und bei den übrigen Innenstützen dann berücksichtigt werden, wenn das Verhältnis benachbarter Felder kleiner als 0,7 ist.

2.4.3 Mauerwerkswände parallel zu einachsig gespannten Decken

In Wandbereichen, die parallel zur Deckenspannrichtung verlaufen, sind ungewollte Deckenlasten als Wandbelastung anzusetzen. Es ist i. Allg. ausreichend, je Wandseite einen 1 m breiten Deckenstreifen (Eigenlast und Nutzlast) in Rechnung zu stellen.

2.4.4 Zweiachsig gespannte Decken

Bei zweiachsig gespannten Stahlbetonplatten, die durch eine gleichmäßig verteilte Last belastet sind, können die Auflagerkräfte aus den Lastanteilen ermittelt werden, die sich aus der Zerlegung der Grundrissfläche in Dreiecke und Trapeze ergeben. Stoßen an einer Ecke zwei Plattenränder mit gleichartiger Stützung zusammen, so beträgt der Zerlegungswinkel 45°. Stößt ein voll eingespannter mit einem frei aufliegenden Rand zusammen, so beträgt der Zerlegungswinkel auf der Seite der Einspannung 60° (vgl. **Abb. D.2.18**). Bei teilweiser Einspannung dürfen die Winkel zwischen 45° und 60° angenommen werden. In [Schneider 06], [Holschemacher 07] sind die anzunehmenden Ersatzlastbilder zusammengestellt. Häufig ist es baupraktisch sinnvoll, die dreieck- bzw. trapezförmigen Lastbilder in „auf der sicheren Seite liegende" rechteckförmige Lastbilder umzuwandeln.

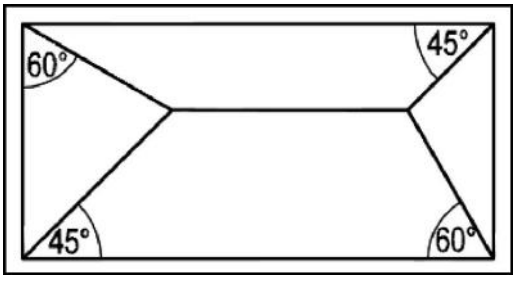


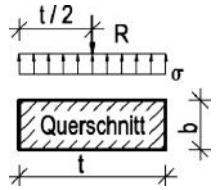
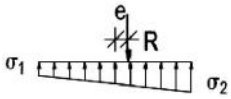
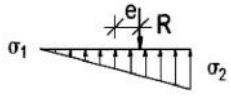
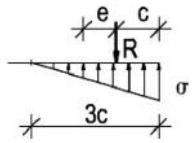
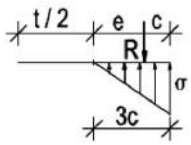
Abb. D.2.18 Auflagerkräfte bei zweiachsig gespannten Platten

7541014/10787806875Biblio

2.5 Längsdruck und Biegung (Klaffende Fuge)

Bei ausmittiger Druckbeanspruchung oder bei Beanspruchung eines Querschnittes durch Längsdruck und ein Biegemoment (Längsdruck mit Biegung) treten bei großer Ausmittigkeit der Druckkraft bzw. bei großem Biegemoment im Mauerwerksquerschnitt Biegezugspannungen auf. Die (geringe) Zugfestigkeit des Mauerwerks darf jedoch in der Regel beim Spannungsnachweis nicht in Rechnung gestellt werden. Daher wird ein Teil des Querschnitts „aufreißen" (klaffende Fuge) und sich somit der Spannungsübertragung entziehen. Aufgrund der seit langem bewährten statisch-konstruktiven Baupraxis ist es möglich, mit „klaffender Fuge" zu rechnen, wobei sich die Fugen jedoch höchstens bis zur Schwerachse öffnen dürfen.

Tafel D.2.7 Randspannungen bei einachsiger Ausmittigkeit für Rechteckquerschnitte (Baustoff ohne rechnerische Zugfestigkeit)

	Belastungs- und Spannungsschema	Lage der resultierenden Kraft	Randspannungen
1		$e < \frac{t}{6}$ $e = 0$ (*R* in der Mitte)	$\sigma = \frac{R}{b \cdot t}$
2		$e = \frac{t}{6}$ (*R* innerhalb des Kerns)	$\sigma_1 = \frac{R}{b \cdot t} \cdot \left(1 - \frac{6e}{t}\right)$ $\sigma_2 = \frac{R}{b \cdot t} \cdot \left(1 - \frac{6e}{t}\right)$
3		$\frac{t}{6} < e < \frac{t}{6}$ (*R* auf dem Kernrand)	$\sigma_1 = 0$ $\sigma = \frac{2R}{b \cdot t}$
4		$e = \frac{t}{3}$ (*R* außerhalb des Kerns)	$\sigma = \frac{2R}{3 \cdot c \cdot b}$ $c = \frac{t}{2} - e$
5		(Klaffung bis zur Schwerachse)	$\sigma = \frac{4R}{b \cdot t}$

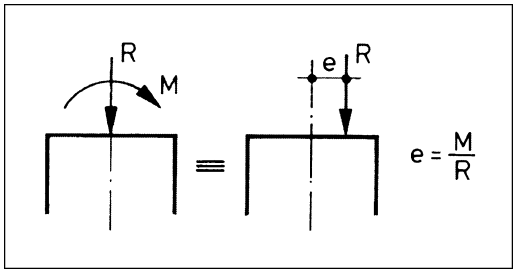


Abb. D.2.19 Umrechnung eines Moments *M* und einer mittigen Längsbelastung *R* in eine ausmittige Längsbelastung *R*

- **Rechteckquerschnitte**

Für einen Rechteckquerschnitt ergibt sich damit eine zulässige Ausmittigkeit von $e = t/3$ (t = Bauteildicke in Richtung der Ausmittigkeit), vgl. **Tafel D.2.7** Zeile 5.

- **T-Querschnitte [Kirschbaum]**

Bei der Spannungsermittlung für T-Querschnitte aus Mauerwerk sind zwei Fälle zu unterscheiden, s. **Abb. D.2.20** und **D.2.21**:

7541014/10787806875Biblio

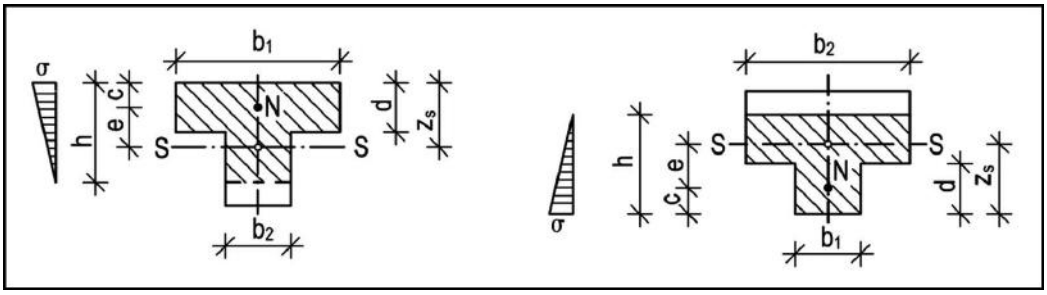


Abb. D.2.20 Fall 1: Druckbereich ist T-Querschnitt

$e = M/N$; $c = z_s - e$; $c > d/3$; $h \le z_s$

Aus der nachfolgenden Gleichung dritten Grades ermittelt man h:

$$h^3 - 3 \cdot c \cdot h^2 + (1 - \beta) \cdot [(6 \cdot c \cdot d - 3 \cdot d^2) \cdot h + (2 \cdot d^3 - 3 \cdot d^2 \cdot c)] = 0$$

$$\sigma = \frac{2 \cdot N \cdot h}{b_2 \cdot h^2 + (2 \cdot d \cdot h \cdot d^2) \cdot (b_1 - b_2)}$$

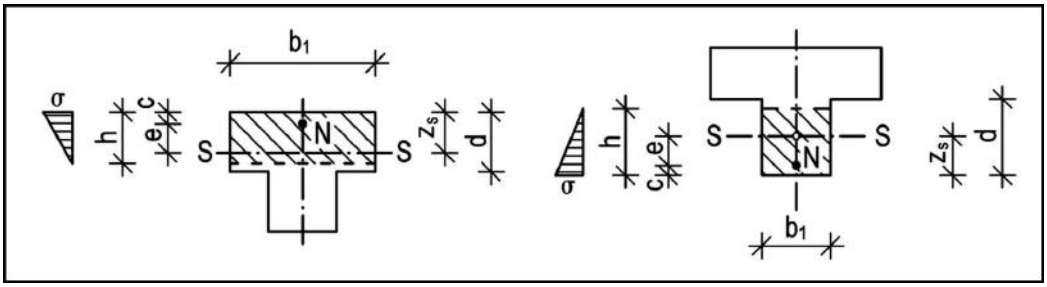


Abb. D.2.21 Fall 2: Druckbereich ist Rechteckquerschnitt

$z_s/3 \le c \le d/3$ $h = 3 \cdot c$

$$\sigma = \frac{2 \cdot N}{h \cdot b_1} = \frac{2}{3 \cdot c \cdot b_1}$$

Zahlenbeispiel zum Themenbereich „klaffende Fuge“

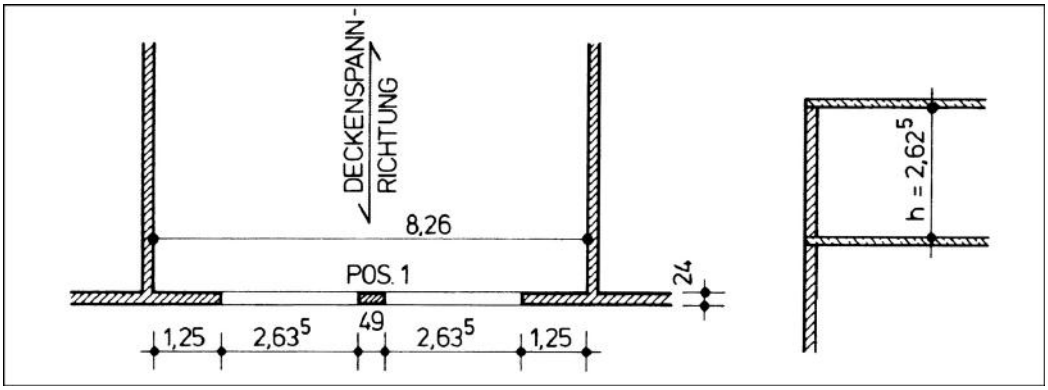


Abb D.2.22 Durch Wind beanspruchter Mauerwerkspfeiler

7541014/10787806875Biblio

Es wird der statische Nachweis des Mauerwerkspfeilers Pos. 1 (**Abb. D.2.22**) im obersten Geschoss eines 4-geschossigen Wohnhauses geführt. Die Außenwände bestehen aus zweischaligem Mauerwerk, wobei in **Abb. D.2.22** nur die tragende Innenschale dargestellt ist.

Gegeben:

Auflagerkraft der Dachdecke (Holzbalkendecke)

max $A_k = 9{,}7$ kN/m

min $A_k = 8{,}1$ kN/m (nur Eigenlast)

Deckenstützweite $l = 4{,}50$ m

Mauerwerk KS L 12/II ($\varrho = 1{,}2$ kN/dm^3)

Eigenlast (einschl. Putz) $g_k = 3{,}91$ kN/m^2

Eigenlast des Sturzes (einschl. Sturzmauerwerk)

$g_k = 2{,}4$ kN/m

Pfeilerabmessungen $b/t = 49/24$ cm

Einflussbreite $B = 0{,}49 + 2 \cdot 2{,}635/2 = 3{,}13$ m

Es ist folgender Nachweis zu führen:

Minimale Vertikallast in halber Geschosshöhe

und Windlast

Da keine Biegezugbeanspruchung des Mauerwerks rechtwinklig zur Lagerfuge zulässig ist, ist nachzuweisen, dass die Bedingung $e \leq d/3$ (die klaffende Fuge darf höchstens bis zur Schwerachse gehen) erfüllt ist.

Es wird mit charakteristischen Lasten gerechnet.

Vertikale Belastung:

Aus Dachdecke (min A) $8{,}1 \cdot 3{,}13$	= 25,4 kN
Mauerwerkspfeiler (Geschossmitte)	
$3{,}91 \cdot 0{,}49 \cdot 2{,}625/2$	= 2,5 kN
Sturzeigenlast (einschl. Mauerwerk)	
$2{,}4 \cdot 3{,}13$	= 7,5 kN
min R	= 35,4 kN

Windbelastung nach DIN EN 1991-4:

Windzone 2, Binnenland

$w_e = c_{pe} \cdot q_p(z_e)$

c_{pe} aerodynamicher Beiwert

q_p Geschwindigkeitsdruck

$c_{pe,10} = 0{,}8$

$q_p = 0{,}8$ kN/m^2 (Windzone 2, Ostseeküste)

$w_e = 0{,}8 \cdot 1{,}0 = 0{,}8$ kN/m

Unter Berücksichtigung der Einflussbreite $B = 3{,}13$ m ergibt sich:

$w_k = 0{,}8 \cdot 3{,}13 = 2{,}5$ kN/m

Als statisches System wird ein vertikaler „Träger auf zwei Stützen“ angenommen, als Stützweite der lichte Abstand der horizontalen Halterungen:

max $M_k = 2{,}5 \cdot 2{,}63^2/8 = 2{,}2$ kN/m

Ausmittigkeit $e = M_k/R$ = 2,2/35,4 = 0,062 m
= 6,2 cm $< d/3 = 8$ cm

Damit ist der Nachweis der zulässigen klaffenden Fuge erbracht.

2.6 Lastverteilung

Bei Mauerwerksscheiben kann entsprechend dem Verlauf der Spannungstrajektorien eine Lastverteilung unter 60° angesetzt werden. Aus der Darstellung der Spannungstrajektorien in **Abb. D.2.23** ist ersichtlich, dass die Ausstrahlung der Druckkräfte gleichzeitig Querzugkräfte zur Folge hat. Während diese sog. Spaltzugkräfte im Stahlbetonbau durch zusätzliche Bewehrung aufgenommen werden, müssen sie bei Mauerwerkskonstruktionen vom Mauerwerk selbst aufgenommen werden. Auf eine besonders sorgfältige Ausführung eines Mauerwerksverbandes ist daher zu achten.

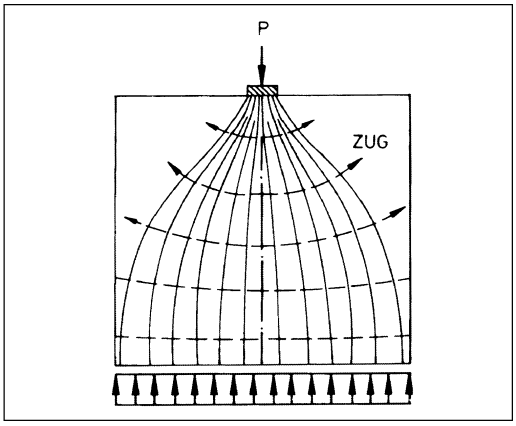


Abb. D.2.23 Spannungstrajektorien

Auch eine einseitige Lastverteilung unter 60° darf rechnerisch angesetzt werden, wenn der dadurch auftretende Horizontalschub aufgenommen werden kann. Für eine vereinfachte Darstellung des Kräftespiels bei einseitiger Lastverteilung kann das „Pendelstab-Modell“ hilfreich sein (**Abb. D.2.24**). Man sieht bei diesem Modell deutlich, dass bei einseitiger Lastverteilung aus Gleichgewichtsgründen Horizontalkräfte H auftreten, deren Aufnahme gewährleistet sein muss (z. B. durch Deckenscheiben). Bei der Einleitung von größeren Einzellasten in Mauerwerkskonstruktionen (z. B. Auflager von Abfangungen, Sturzauflager, Einzellasten durch Stützen) sind häufig Untermauerungen in höherer Mauerwerksfestigkeit oder sogar Stahlbetonschwellen notwendig.

7541014/10787806875Biblio

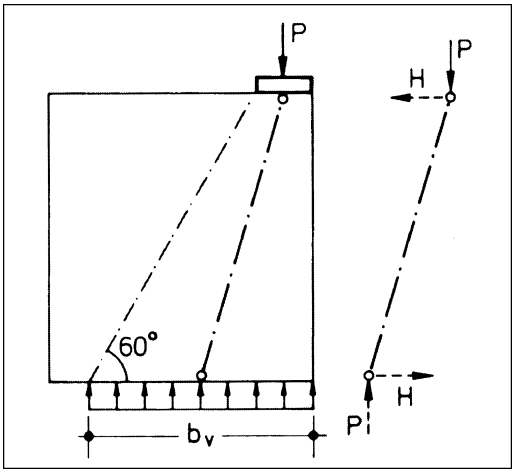


Abb. D.2.24 Einseitige Lastverteilung

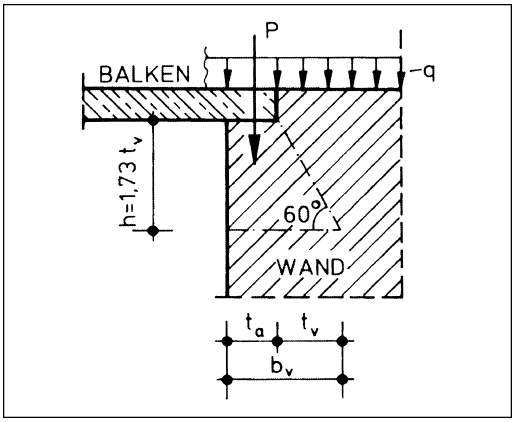


Abb. D.2.25 Lastverteilungsbreite bei einseitiger Lastverteilung

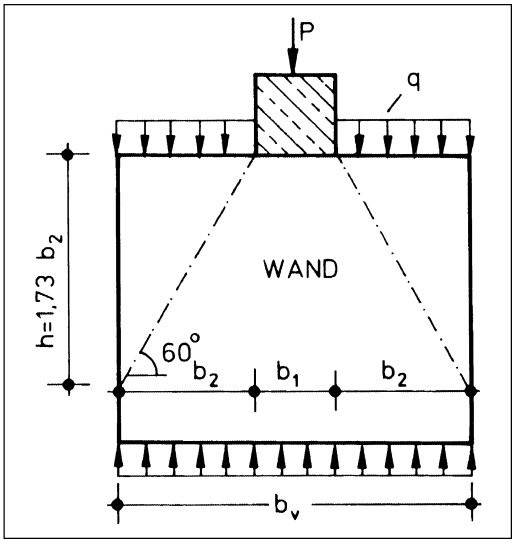


Abb. D.2.26 Lastverteilungsbreite

Bei einer Lastverteilung unter 60° ergeben sich die mathematischen Beziehungen zwischen der Verteilungsbreite b_v und der Höhe h des höherwertigen Mauerwerks aus den **Abb. D.2.25 und D.2.26**

3 Vereinfachtes Berechnungsverfahren nach DIN EN 1996-3/NA

3.1 Anwendungsgrenzen für das vereinfachte Berechnungsverfahren

Alle Bauwerke, die innerhalb der im Folgenden zusammengestellten Anwendungsgrenzen liegen, dürfen mit dem *vereinfachten Verfahren* berechnet werden. Es ist selbstverständlich auch eine Berechnung nach dem *genaueren Verfahren* (vgl. Abschn. D.4) möglich. Befindet sich das Mauerwerk außerhalb der Anwendungsgrenzen, *muss* es nach dem genaueren Verfahren berechnet werden. Im Einzelnen müssen für die Anwendung des *vereinfachten Berechnungsverfahrens* die folgenden Voraussetzungen erfüllt sein:

- Gebäudehöhe ≤ 20 m über Gelände (bei geneigten Dächern darf die Mitte zwischen First- und Traufhöhe zugrunde gelegt werden).
- Nutzlast $q_k \leq 5{,}0$ kN/m^2.
- Deckenstützweite $l \leq 6{,}0$ m[1)] (bei zweiachsig gespannten Decken gilt für l die kleinere Stützweite).
- Als horizontale Lasten dürfen nur Wind oder Erddruck angreifen.
- Es dürfen keine größeren planmäßigen Exzentrizitäten eingeleitet werden.[2)] Andernfalls ist ein Nachweis nach DIN EN 1996-1-1 zu führen. Ein Versatz der Wandachsen infolge einer Änderung der Wanddicken gilt dann nicht als größere Ausmitte, wenn der Querschnitt der dickeren tragenden Wand den Querschnitt der dünneren tragenden Wand umschreibt.
- Das planmäßige Überbindemaß l_{ol} nach DIN EN 1996-1-1 muss mindestens 0,4 h_u und mindestens 45 mm betragen. Nur bei Elementbauwerk darf das planmäßige Überbindemaß l_{ol} mindestens 0,2 h_u und mindestens 125 mm betragen (h_u Steinhöhe).

---

1) Es dürfen auch Stützweiten $l > 6$ m vorhanden sein, wenn die Deckenauflagerkraft durch Zentrierung mittig eingeleitet wird (Verringerung des Einflusses des Deckendrehwinkels).

2) *Anmerkungen des Autors:* Was sind *größere* planmäßige Exzentrizitäten? Diese Frage wird in der Norm nicht eindeutig beantwortet. In vielen Diskussionen unter Fachleuten hat sich folgende baupraktisch sinnvolle Regelung herauskristallisiert: Lässt sich eine exzentrisch beanspruchte Mauerwerkskonstruktion rechnerisch für das vereinfachte Verfahren nachweisen (Nachweis der Auflagerpressung und Nachweis in halber Geschosshöhe bei einseitiger Lastverteilung unter 60°), so handelt es sich um keine *größere* Exzentrizität.

7541014/10787806875Biblio

Tafel D.3.1 Weitere Anwendungsgrenzen

	Bauteil	Wanddicke t cm	lichte Wandhöhe m	Nutzlast[a] kN/m²
1	tragende Innenwände	≥ 11,5 < 24	≤ 2,75	≤ 5
2		≥ 24	–	
3	tragende Außenwände und zweischalige Haustrennwände	≥ 11,5[b] < 15[b]	≤2,75	≤ 3
4		≥ 15[c] < 17,5[c]		
5		≥ 17,5 < 24		≤ 5
6		≥ 24	≤ 12 t	

[a] Einschließlich Zuschlag für nicht tragende innere Trennwände.

[b] Als einschalige Außenwand nur bei eingeschossigen Garagen und vergleichbaren Bauwerken, die nicht zum dauernden Aufenthalt von Menschen vorgesehen sind.[1)]
Als Tragschale zweischaliger Außenwände und bei zweischaligen Haustrennwänden bis maximal zwei Vollgeschosse zuzüglich ausgebautes Dachgeschoss; aussteifende Querwände im Abstand ≤ 4,50 m bzw. Randabstand von einer Öffnung ≤ 2,0 m.

[c] Bei charakteristischen Mauerwerksdruckfestigkeiten $f_k < 1{,}8$ N/mm² gilt zusätzlich Fußnote b.

[1)] *Anmerkung des Autors:* Da es sich bei dieser Einschränkung nicht um statische Gründe handeln kann (auch Garagen oder Ställe müssen standsicher sein), sondern um feuchtigkeitstechnische (z. B. Schlagregenschutz), bestehen nach Auffassung des Autors keine Bedenken, einschalige Außenwände mit $d = 11{,}5$ cm auszuführen, wenn die bauphysikalischen Anforderungen erfüllt sind.

- Die Deckenauflagertiefe a muss mindestens die halbe Wanddicke (0,5 t), jedoch mehr als 100 mm betragen. Bei einer Wanddicke von 365 mm darf die Mindestdeckenauflagertiefe auf 0,45 t reduziert werden.
- Bei Mauerwerk aus Kalksand-Fasensteinen (nur zulässig als Einsteinmauerwerk) ist als rechnerische Wanddicke die vermörtelbare Aufstandsbreite (Steinbreite abzüglich der Fasen) anzunehmen.
- Freistehende Wände sind nach DIN EN 1996-1-1 nachzuweisen.

3.2 Mauerwerk – charakteristische Festigkeiten f_k

Werte für f_k können den folgenden **Tafeln D.3.2** bis **D.3.10** entnommen werden. Es sind:

f_k charakteristische Druckfestigkeit in N/mm² (Tafelwerte)
St Steindruckfestigkeitsklasse
EM Einsteinmauerwerk[2)]
DM Dünnbettmörtel
NM Normalmörtel
LM Leichtmauermörtel

[2)] Bei Verbandsmauerwerk sind die Tafelwerte um 20 % zu verringern.

Tafel D.3.2 f_k von EM aus Hochlochziegeln (HLzA und HLzB) und Mauertafeln (T1) sowie Kalksand-Loch- und Hohlblocksteinen mit NM

St	NM II	NM IIa	NM III	NM IIIa
4	2,1	2,4	2,9	–
6	2,7	3,1	3,7	–
8	3,1	3,9	4,4	–
10	3,5	4,5	5,0	5,6
12	3,9	5,0	5,6	6,3
16	4,6	5,9	6,6	7,4
20	5,3	6,7	7,5	8,4
28	5,3	6,7	9,2	10,3
36	5,3	6,7	10,6	11,9
48	5,3	6,7	12,5	14,1
60	5,3	6,7	14,3	16,0

7541014/10787806875Biblio

Tafel D.3.3 f_k von EM aus Hochlochziegeln (HLzW) und Mauertafelziegeln (T2, T3, T4) sowie Leichtlanglochziegeln (LLz) mit NM

St	NM II	NM IIa	NM III	NM IIIa
4	1,7	2,0	2,3	2,6
6	2,2	2,5	2,9	3,3
8	2,5	3,2	3,5	4,0
10	2,9	3,6	4,0	4,5
12	3,1	4,0	4,5	5,0
16	3,7 (3,1)	4,7 (4,0)	5,3 (4,5)	5,9 (5,0)
20	4,2 (3,1)	5,4 (4,0)	6,0 (4,5)	6,7 (5,0)
Klammerwerte gelten für HlzW und Mauertafelziegel T4.				

Tafel D.3.4 f_k von EM aus Vollziegeln, Kalksand-Voll- und Blocksteinen mit NM

St	NM II	NM IIa	NM III	NM IIIa
4	2,8	–	–	–
6	3,6	4,0	–	–
8	4,2	4,7	–	–
10	4,8	5,4	6,0	–
12	5,4	6,0	6,7	7,5
16	6,4	7,1	8,0	8,9
20	7,2	8,1	9,1	10,1
28	8,8	9,9	11,0	12,4
36	10,2	11,4	12,7	14,3
48	10,2	11,4	15,1	16,9
60	10,2	11,4	15,1	16,9

Tafel D.3.5 f_k von EM aus Kalksand-Plansteinen und -Planelementen mit DM

St	Planelemente		Plansteine	
	KS XL[1)]	KS XL-N[1)] KS XL-E[1)]	KS P[1)]	KS L-P[1)]
4	2,9	2,9	2,9	2,9
6	4,0	4,0	4,0	3,7
8	5,0	5,0	5,0	4,4
10	6,0	6,0	6,0	5,0
12	9,4	7,0	7,0	5,6
16	11,2	8,8	8,8	6,6
20	12,9	10,5	10,5	7,6
28	16,0	13,8	13,8	7,6
36	16,0	13,8	16,8	7,6
48	16,0	13,8	16,8	7,6
60	16,0	13,8	16,8	7,6

Tafel D.3.6 f_k von EM aus Mauerziegeln mit LM

St	LM 21	LM 36
2	1,2	1,3
4	1,6	2,2
6	2,2	2,9
8	2,5	3,3
10	2,8	3,3
12	3,0	3,3
16	3,0	3,3
20	3,0	3,3
28	3,0	3,3

Tafel D.3.7 f_k von EM aus Leichtbeton- und Betonsteinen mit NM

Steinart	St	NM II	NM IIa	NM III, IIIa
Hbl Hbn	2	1,4	1,5	1,7
	4	2,2	2,4	2,6
	6	2,9	3,1	3,3
	8	2,9	3,7	4,0
	10	2,9	4,3	4,6
	12	2,9	4,8	5,1
V Vbl	2	1,5	1,6	1,8
	4	2,5	2,7	3,0
	6	3,4	3,7	4,0
	8	3,4	4,5	5,0
	10	3,4	5,4	5,9
	12	3,4	6,1	6,7
	16	3,4	6,1	8,3
	20	3,4	6,1	9,8
Vn Vbn Vm Vmb	4	2,8	2,9	2,9
	6	3,6	4,0	4,0
	8	3,6	4,7	5,0
	10	3,6	5,4	6,0
	12	3,6	6,0	6,7
	16	3,6	6,0	8,0
	≥ 20	3,6	6,0	9,1

[1)] KS XL KS-Planelement ohne Längsnut, ohne Lochung
KS XL-N KS-Planelement mit Längsnut, ohne Lochung
KS XL-E KS-Planelement ohne Längsnut, mit Lochung
KS P KS-Planstein mit einen Lochanteil ≤ 15 %
KS L-P KS-Planstein mit einem Lochanteil < 15 %

7541014/10787806875Biblio

Tafel D.3.8 f_k von EM aus Leichtbetonblöcken mit NM

Steinart	St	NM II	NM IIa	NM III, IIIa
Vbl S Vbl SW	2	1,4	1,6	1,8
	4	2,1	2,4	2,9
	6	2,7	3,1	3,7
	8	2,7	3,9	4,4
	10	2,7	4,5	5,0
	12	2,7	5,0	5,6

Tafel D.3.9 f_k von EM aus Leichtbeton-, Voll- und Lochsteinen mit LM

St	LM 21, LM 31
2	1,4
4	2,3
6	3,0
8	3,6

Tafel D.3.10 f_k von EM aus Porenbeton-Plansteinen mit DM

St	DM
2	1,8
4	3,0
6	4,1
8	5,1

3.3 Tragfähigkeitsnachweis

Es ist folgender Nachweis zu führen:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

N_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft

N_{Rd} Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft

3.4 Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft N_{Ed}

$$N_{Ed} = 1{,}35\, N_{Gk} + 1{,}50\, N_{Qk}$$

N_{Gk} Charakteristischer Wert der einwirkenden Normalkraft infolge von Eigenlast

N_{Qk} Charakteristischer Wert der einwirkenden Normalkraft infolge von Nutzlast

$\gamma_G = 1{,}35$ Sicherheitsbeiwert für Eigenlast

$\gamma_Q = 1{,}50$ Sicherheitsbeiwert für Nutzlast

Vereinfachung beim Sonderfall:

Bei Hochbauten mit Decken aus Stahlbeton und charakteristischen Nutzlasten von maximal 3,0 kN/m^2 darf vereinfachend angesetzt werden:

$$N_{Ed} = 1{,}4\,(N_{Gk} + N_{Qk})$$

3.5 Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft N_{Rd}

$$N_{Rd} = A \cdot f_d \cdot \phi$$

A Querschnittsfläche (abzüglich eventueller Schlitze und Aussparungen); $A < 400$ cm^2 ist unzulässig.

f_d $= 0{,}85\, f_k/\gamma_M$ Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mauerwerks; der Faktor 0,85 berücksichtigt eventuelle festigkeitsmindernde Langzeiteinflüsse.

$= 1{,}00\, f_k/\gamma_M$ bei Kurzzeitbelastung

f_k Charakteristische Druckfestigkeit des Mauerwerks nach den **Tafeln D.3.2** bis **D.3.10**

γ_M Teilsicherheitsbeiwert nach **Tafel D.3.11**

ϕ Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung des Knickens und von Lastexzentrizitäten (vgl. Abschn. 3.6). Der kleinere ϕ-Wert ist maßgebend.

Bei Pfeilerquerschnitten < 1000 cm^2 ist N_{Rd} um 20 % abzumindern.

Tafel D.3.11 Teilsicherheitsbeiwerte γ_M für unbewehrtes Mauerwerk

Bemessungssituation	γ_M
ständig und vorübergehend	1,5
außergewöhnlich[1)]	1,3
[1)] Für die Bemessung im Brandfall s. DIN EN 1996-1-2.	

3.6 Abminderungsbeiwerte ϕ bei geschosshohen Wänden

3.6.1 Abminderungsbeiwert ϕ_1 („Deckendrehwinkel“)

Der Beiwert ϕ_1 berücksichtigt die exzentrische Beanspruchung der Wände infolge „Deckendrehwinkel“. Bei Endauflagern von Außen- und Innenwänden gilt:

für $f_k \geq 1{,}8$ N/mm^2: $\phi_1 = 1{,}6 - l/6 \leq 0{,}9\, a/t$

für $f_k < 1{,}8$ N/mm^2: $\phi_1 = 1{,}6 - l/5 \leq 0{,}9\, a/t$

7541014/10787806875Biblio

f_k Charakteristische Druckfestigkeit
l Stützweite der angrenzenden Geschossdecke in m. Bei zweiachsig gespannten Decken ist für l die kürzere der beiden Stützweiten einzusetzen.
a Deckenauflagertiefe
t Wanddicke

Bei Decken über dem obersten Geschoss gilt aufgrund geringer Auflasten: $\phi_1 = 0{,}333$.

Wird die Traglastminderung infolge Deckenverdrehung durch konstruktive Maßnahmen, z. B. Zentrierleisten mittig unter dem Deckenauflager, vermieden, so gilt unabhängig von der Deckenstützweite $\phi_1 = 0{,}9 \cdot a/t$ bei teilweise aufliegender Deckenplatte und $\phi_1 = 0{,}9$ bei voll aufliegender Deckenplatte.

3.6.2 Abminderungsbeiwert ϕ_2 („Knicken“)

Der Beiwert ϕ_2 berücksichtigt die Traglastminderung infolge Knickgefahr:

$$\phi_2 = 0{,}85 \cdot a/t - 0{,}0011 \cdot (h_{ef}/t)^2$$

h_{ef} Knicklänge nach Abschn. 3.7
a Deckenauflagertiefe
t Wanddicke

Die Schlankheit einer Wand h_{ef}/t muss ≤ 27 sein.

3.7 Knicklängen

Die folgenden Knicklängen gelten für Wände aus Voll- und Lochsteinen nach DIN EN 1996-1-1/NA (vgl. Abschn. A.1.1).

3.7.1 Zweiseitig gehaltene Wände

Bei flächig aufgelagerten Decken, z. B. massiven Plattendecken oder Rippendecken mit lastverteilenden Auflagerbalken, darf bei 2-seitig gehaltenen Wänden die Einspannung der Wand in den Decken durch die folgende Abminderung der Knicklänge berücksichtigt werden.

$$h_{ef} = \rho \cdot h$$

h_{ef} Knicklänge
h lichte Geschosshöhe
ρ Abminderungsfaktor
ρ = 0,75 für Wanddicken $t \leq 17{,}5$ cm
ρ = 0,90 für Wanddicken 17,5 cm $< t \leq 25$ cm
ρ = 1,00 für Wanddicken $t > 25$ cm

Eine Abminderung der Knicklänge durch $\rho < 1{,}0$ setzt folgende Mindestauflagertiefen a voraus:

$t < 24{,}0$ cm $\rightarrow a = t$

$t \geq 24{,}0$ cm $\rightarrow a \geq 17{,}5$ cm

3.7.2 Drei- und vierseitig gehaltene Wände

3-seitig gehaltene Wände:

$$h_{ef} = \frac{1}{1 + \left(\alpha_3 \frac{\rho \cdot h}{3 \cdot b'}\right)^2} \cdot \rho \cdot h \geq 0{,}3 \cdot h$$

4-seitig gehaltene Wände:

$$h_{ef} = \frac{1}{1 + \left(\alpha_4 \frac{\rho \cdot h}{b}\right)^2} \cdot \rho \cdot h \quad \textit{für} \quad \alpha_4 \cdot \frac{h}{b} \leq 1$$

$$h_{ef} = \alpha_4 \cdot \frac{b}{2} \quad \text{für} \quad \alpha_4 \cdot \frac{h}{b} > 1$$

h_{ef} Knicklänge
h lichte Geschosshöhe
ρ Abminderungsfaktor der Knicklänge nach Abschn. D.3.7.1
α_3, α_4 Anpassungsfaktoren

Für Mauerwerk mit einem planmäßigen Überbindemaß $l_{ol} \geq 0{,}4\ h_u$ sind die Anpassungsfaktoren α_3 und α_4 gleich 1,0 zu setzen.

Für Elementmauerwerk mit einem planmäßigen Überbindemaß $0{,}2\ h_u \leq l_{ol} < 0{,}4\ h_u$ sind die Anpassungsfaktoren **Tafel D.3.12** zu entnehmen.

Tafel D.3.12 Anpassungsfaktoren α_3, α_4 zur Abschätzung der Knicklänge von Wänden aus Elementmauerwerk mit einem Überbindemaß $0{,}2\ h_u \leq l_{ol} < 0{,}4\ h_u$

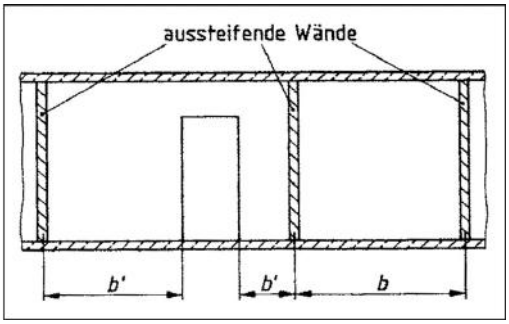
Steingeometrie h_{Stein}/l_{Stein}	**0,5**	**0,625**	**1**	**2**
3-seitige Lagerung α_3	1,0	0,90	0,83	0,75
4-seitige Lagerung α_4	1,0	0,75	0,67	0,60

Ist $b > 30\ t$ bei vierseitig gehaltenen Wänden bzw. $b' > 15\ t$ bei dreiseitig gehaltenen Wänden, so sind diese Wände wie zweiseitig gehaltene Wände zu behandeln. Ist die Wand im Bereich des mittleren Drittels der Wandhöhe durch vertikale Schlitze oder Aussparungen geschwächt, so ist für t die Restwanddicke einzusetzen oder ein freier Rand anzunehmen. Unabhängig von der Lage eines vertikalen Schlitzes oder einer Aussparung ist an ihrer Stelle ein freier Rand anzunehmen, wenn die Restwanddicke kleiner als die halbe Wanddicke oder kleiner als 115 mm ist.

b, b' Abstand des freien Randes von der Mitte der haltenden Wand bzw. Mittenabstand der haltenden Wand nach **Abb. D.3.1**

Hinweis: Es wird empfohlen, nach Möglichkeit eine Knicklänge für 2-seitig gehaltene Wände anzusetzen, um eine eventuelle spätere Umnutzung zu ermöglichen.

7541014/10787806875Biblio



Anforderung an aussteifende Wände:
Länge: ≥ 1/5 der Geschosshöhe
Dicke: ≥ 11,5 cm bzw. ≥ 0,3-fache Dicke der auszusteifenden Wand.

Abb. D.3.1 Darstellung von b und b'

3.8 Zahlenbeispiele

Zahlenbeispiel 1 ***(Innenwand)***

Wanddicke $t = 11{,}5$ cm

HLz B 6/II mit $f_k = 2{,}7$ N/mm^2 = 0,27 kN/cm^2
Lichte Geschosshöhe $h = 2{,}75$ m

Nutzlast auf Stahlbetondecke $q_k = 2{,}3$ kN/m^2
Belastung UK Wand $R_k = (N_{Gk}+N_{Qk}) = 49{,}6$ kN/m
Knicklänge $h_{ef} = 0{,}75h = 0{,}75 \cdot 2{,}75 = 2{,}06$ m

$N_{Ed} = 1{,}4 \cdot (N_{Gk} + N_{Qk})$
$= 1{,}4 \cdot 49{,}6 = 69{,}4$ kN/m
$N_{Rd} = A \cdot f_d \cdot \phi = A \cdot (0{,}85 \cdot f_k/\gamma_M) \cdot \phi$
$\gamma_M = 1{,}5$

Ermittlung der Abminderungsbeiwerte ϕ:
$\phi_1 = 1$, da kein Deckendrehwinkel (Innenwand)
$\phi_2 = 0{,}85\, a/t - 0{,}0011 \cdot (h_{ef}/t)^2$
$= 0{,}85 \cdot 11{,}5/11{,}5 - 0{,}0011 \cdot (2{,}06/0{,}115)^2$
$= 0{,}50$

Der kleine ϕ-Wert ist maßgebend, d. h.
$\phi = \phi_2 = 0{,}50$
$N_{Rd} = 11{,}5 \cdot 100 \cdot (0{,}85 \cdot 0{,}27/1{,}5) \cdot 0{,}50$
$N_{Rd} = 88{,}0$ kN/m

Nachweis:
$N_{Ed} = 69{,}4$ kN/m $< N_{Rd} = 88{,}0$ kN/m

Zahlenbeispiel 2 ***(Außenwandpfeiler)***

Außenwandpfeiler (Innenschale eines zweischaligen Außenmauerwerks) $b/t = 49/17{,}5$
HLzB 12/II mit 3,9 N/mm^2 = f_k = 0,39 kN/cm^2
Lichte Geschosshöhe $h = 2{,}75$ m
Stützweite der Stahlbetondecke $l = 4{,}80$ m
Nutzlast auf Stahlbetondecke $q_k = 2{,}3$ kN/m^2
Belastung UK Pfeiler $R_k = (N_{Gk}+N_{Qk}) = 68$ kN
Knicklänge $h_{ef} = 0{,}75 \cdot 2{,}75 = 2{,}06$ m

$N_{Ed} = 1{,}4 \cdot (N_{Gk} + N_{Qk})$
$= 1{,}4 \cdot 68 = 95{,}2$ kN
$N_{Rd} = A \cdot f_d \cdot \phi = A \cdot (0{,}85 \cdot f_k/\gamma_M) \cdot \phi$
$\gamma_M = 1{,}5$

Ermittlung der Abminderungsbeiwerte ϕ:
$\phi_1 = 1{,}6 - l/6 = 1{,}6 - 4{,}8/6 = 0{,}80$
$\phi_2 = 0{,}85 \cdot (a/t) - 0{,}0011 \cdot (h_{ef}/t)^2$
$= 0{,}85 \cdot (17{,}5/17{,}5)$
$- 0{,}0011 \cdot (2{,}06/0{,}175)^2 = 0{,}70$

Der kleine ϕ-Wert ist maßgebend, d. h.
$\phi = \phi_2 = 0{,}70$
$N_{Rd} = 17{,}5 \cdot 49 \cdot (0{,}85 \cdot 0{,}39/1{,}5) \cdot 0{,}70 \cdot 0{,}80$[1)]
$N_{Rd} = 106{,}1$ kN

Nachweis:
$N_{Ed} = 95{,}2$ kN $< N_{Rd} = 106{,}1$ kN

[1)] N_{Rd} wurde um 20 % abgemindert, da der Pfeilerquerschnitt ≤ 1000 cm^2 ist.

7541014/10787806875Biblio

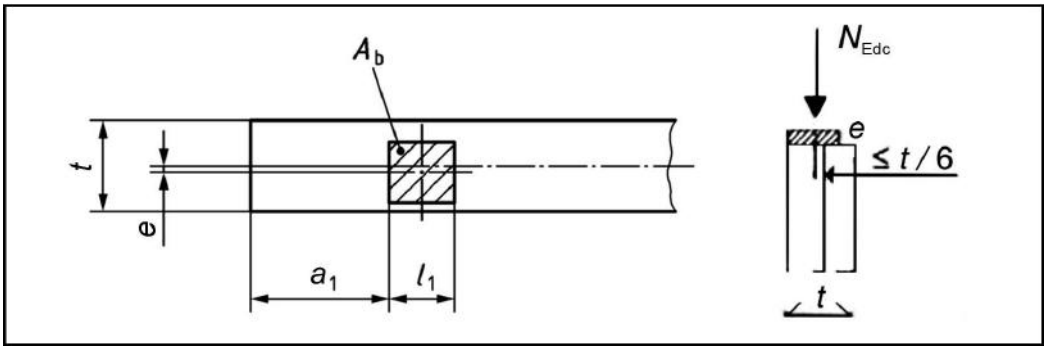


Abb. D.3.2 Teilflächenpressung

3.9 Teilflächenlasten

DIN EN 1996-3, 4.3 gibt an, dass Teilflächenlasten nach DIN EN 1996-1-1, 6.1.3 einschl. NA zu berücksichtigen sind.

3.9.1 Nachweisgleichung

Es gilt:

$$N_{Edc} \leq N_{Rdc} \quad (1)$$

N_{Edc} Bemessungswert der vertikalen Einwirkung
N_{Rdc} Bemessungswert des Tragwiderstandes

3.9.2 Tragwiderstand

$$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d \quad (2)$$

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

$$\text{mit } 1{,}0 \leq \beta \leq 1{,}25 + \frac{a_1}{2_{hc}} \quad \text{bzw. } 1{,}5$$

der kleinere Wert ist maßgebend.

- β Erhöhungsfaktor bei Teilflächenlasten
- a_1 Abstand der belasteten Fläche zum nächstgelegenen Rand (vergl. **Abb. D.3.2**)
- h_c Höhe der Wand bis zur Ebene der Lasteintragung
- A_b belastete Fläche
- A_{ef} wirksame Wandfläche, i. Allg. $l_{ef} \cdot t$
- l_{ef} Länge der Lastausbreitung in halber Wand- bzw. Pfeilerhöhe
- t Wanddicke unter Berücksichtigung von nicht voll vermörtelten Fugen mit einer Tiefe von mehr als 5 mm
- $\frac{A_b}{A_{ef}}$ ist nicht größer als 0,45 anzusetzen

3.9.3 Randnahe Einzellast

Bei einer randnahen Einzellast mit $a_1 \leq 3 \cdot l_1$ (vergl. **Abb. D.3.2**) kann gewählt werden:

$$\beta = 1 + 0{,}1 \cdot \frac{a_1}{l_1} \leq 1{,}5 \quad (4)$$

Hierbei sind folgende Bedingungen einzuhalten:

Belastungsfläche $A_b \leq 2 \cdot t^2$

Ausmitte $e \leq t/6$ (vergl. **Abb. D.3.2**)

Hinweis: Die Gl. 4 ist entsprechend der DIN 1996-1-1/NA eine Vereinfachung gegenüber Gl. 3. Bei einer Randlast (z. B. Auflagerkraft eines Sturzes) ergibt sich nach Gl. 4 der Wert $\beta = 1$, da $a_1 = 0$ ist. Dies ist unwirtschaftlich und mechanisch auch nicht nachvollziehbar, da eine einseitige Lastverteilung vorhanden ist. Es wird – auf der sicheren Seite liegend – vorgeschlagen, in diesen Fällen $\beta = 1{,}1$ zu wählen. Es kann β jedoch auch nach Gl. 3 ermittelt werden.

3.9.4 Randnahe Einzellast bei Lochsteinen

Bei Lochsteinen darf Gl. 4 auch angewendet werden, wenn $a_1 > 3\ l_1$ ist (vgl. Handbuch Eurocode 6, 6.1.3 (3), (NCI)*, Beuth Verlag, 2012).

3.10 Kelleraußenwände

Auf einen rechnerischen Erddruck-Nachweis kann verzichtet werden, wenn folgende Bedingungen erfüllt sind:

- Lichte Höhe der Kellerwand ist $h \leq 2{,}6$ m
- Ausschütthöhe $h_e \leq 1{,}15$ h
- Wanddicke $t \geq 24$ cm
- Nutzlast auf Geländeoberfläche $q_k \leq 5$ kN/m^2
- Keine Einzellast $F > 15$ kN im Abstand $< 1{,}5$ m von der Kellerwand vorhanden

7541014/10787806875Biblio

– Kein Anstieg der Geländehöhe
– Die Kellerdecke wirkt als aussteifende Scheibe und kann die aus dem Erddruck resultierenden Kräfte aufnehmen
– Es wirkt kein hydrostatischer Druck auf die Wand
– Es wird ein Erddruckbeiwert von ≤ 1/3 zugrunde gelegt

Nachweis für 1 m Wandbreite

$$N_{Ed,max} \leq \frac{t \cdot f_d}{3}$$

$$N_{Ed,min} \geq \frac{\rho_e \cdot h \cdot h_e^2}{\beta \cdot t}$$

$N_{Ed,max}$ Größte Bemessungsnormalkraft je m in halber Anschütthöhe
$N_{Ed,min}$ Kleinste Bemessungsnormalkraft je m in halber Anschütthöhe
t Wanddicke
f_d Bemessungswert der Mauerwerksdruckfestigkeit
ρ_e Wichte der Anschütthöhe
h Lichte Kellerwandhöhe
h_e Höhe der Erdanschüttung
β = 20, wenn $b_c \geq 2\,h$
= $60 - 20\,b_c/h$, wenn $h < b_c < 2\,h$
= 40, wenn $b_c = h$
b_c Abstand zwischen aussteifenden Querwänden oder anderen Aussteifungselementen

Bei Elementmauerwerk mit einem planmäßigen Überbindemaß von $0{,}2\,h_u \leq l_{ol} < 0{,}4\,h_u$ (h_u Steinhöhe, l_{ol} Überbindemaß) gilt $\beta = 20$.

Hinweise für die Ausführung von Kellerwänden (DIN EN 1996-2, NCI Anhang NA,E)

– Die waagerechte Abdichtung muss aus besandeter Bitumendachbahn (R 500 nach DIN EN 13969) oder aus mineralischer Dichtungsschlämme nach DIN 18195-2, oder aus einem Material mit gleichwertigem Reibungsverhalten bestehen.
– Verfüllen und Verdichten nur mit nichtbindigem Boden und Verdichtungsgerät mit Gewicht ≤ 100 kg.
– Verfüllung des Arbeitsraumes erst, wenn alle rechnerisch angesetzten Auflasten vorhanden sind.

Beispiel:

$h = 2{,}50$ m, $t = 36{,}5$ cm
$h_e = 2{,}35$ m, $\rho_e = 18$ kN/m³
$q_{k,Gelände} = 5$ kN/m² $\beta = 20$, da $b_c > h$

KSL 12/II, $f_k = 3{,}9$ MN/m²

$f_d = 0{,}85 \cdot 3{,}9/1{,}5 = 2{,}21$ MN/m² = 2210 kN/m²

Maximale Auflast in halber Höhe der Anschüttung:
$N_{Ed,max}$ = 125 kN/m

Minimale Auflast in halber Höhe der Anschüttung:
$N_{Ed,min}$ = 65 kN/m

$N_{Ed,max}$ = 125 kN/m < $0{,}33 \cdot 0{,}365 \cdot 2210$
= 266,2 kN/m

$N_{Ed,min}$ = 65 kN/m > $18 \cdot 1{,}0 \cdot 2{,}50 \cdot 2{,}35^2/(20 \cdot 0{,}365) = 34{,}0$ kN/m

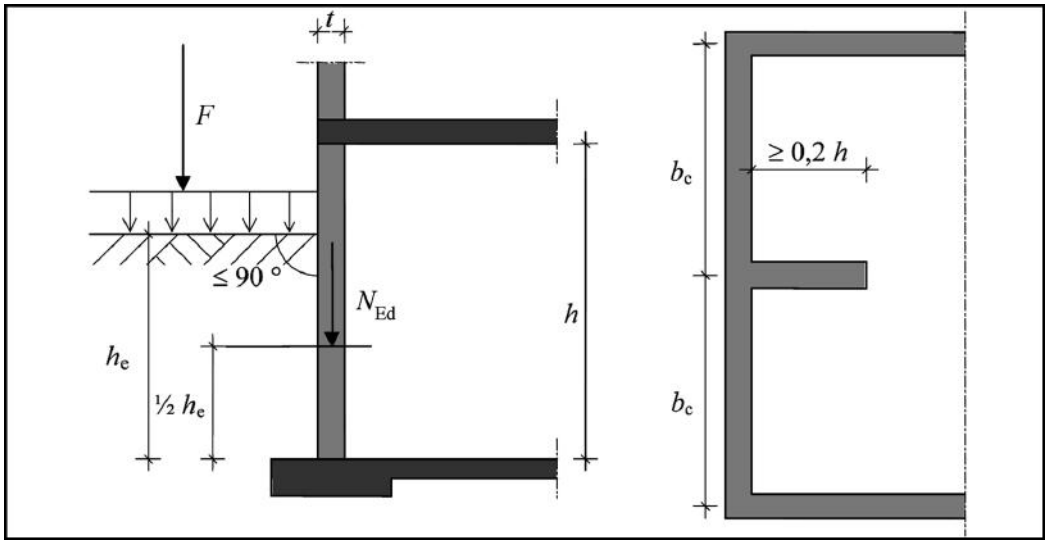


Abb. D.3.3 Kelleraußenwand (Schnitt und Grundriss)

7541014/10787806875Biblio

4 Genaueres Berechnungsverfahren nach DIN EN 1996-1-1/NA

4.1 Vorbemerkungen

Die statischen Verhältnisse werden beim genaueren Berechnungsverfahren wirklichkeitsnäher erfasst als beim vereinfachten Verfahren. Dies erfolgt u. a. durch eine genauere Berechnung des „Wanddecken-Knotens". Dieser wird als Teil einer Gesamtrahmenkonstruktion betrachtet, wobei die Decken (in der Regel Stahlbetondecken) Die Rahmenriegel und die Mauerwerkswände die Rahmenstiele bilden.

Die Rahmenberechnung darf mit den klassischen Berechnungsverfahren der Baustatik nach der Elastizitätstherorie unter Ansatz eine linear-elastischen Materialverhaltens durchgeführt werden. Es ist mit einer Steigung entsprechend dem Sekantenmodul bei Kurzzeitbelastung zu rechnen (vgl. auch Abschn. E.2.2).

Es darf auch eine vereinfachte Berechnung nach DIN EN 1996-1-1, Anhang C vorgenommen werden.

Eine weitere vereinfachte Möglichkeit zur näherungsweisen Berechnung von Wandmomenten ist die sog. 5%-Regel. Diese Vereinfachung wurde leider in den EC 6 nicht aufgenommen. Sie war jedoch in jahrzehntelang in der Norm DIN 1053 enthalten und basiert auf Vergleichsrechnungen [Mann 1988]. Diese vereinfachte Regel hat sich in der Baupraxis bestens bewährt. Führende Mauerwerkspraktiker sowie die Autoren dieses Beitrags haben daher bezüglich der weiteren Anwendung keine Bedenken. Weitere Details siehe Abschn. D.4.4.

4.2 Räumliche Steifigkeit

Die Standsicherheit gemauerter Bauwerke mussdurch aussteifende Wände und Deckenscheiben oderdurch andere Maßnahmen (z. B. Ringbalken, Rahmen) ausreichend gesichert sein.

Ist bei einem gemauerten Bauwerk nicht von vorn hereinerkennbar, dass Steifigkeit und Standsicherheit gewährleistet sind (vgl. auch Abschn. D.2.1), so ist einrechnerischer Nachweis der waagerechten und lotrechten Bauteile erforderlich. Dabei sind auch Lotabweichungen infolge rechnerischer Schiefstellung des Gebäudes um einen Winkel

$$\varphi = \pm\ 1/100 \cdot \sqrt{h_{tot}}$$

h_{tot} Gebäudehöhe über OK Fundament

zu berücksichtigen. Durch die Schrägstellung desBauwerks ergeben sich zusätzliche horizontale Kräfte H_i.

Bei großer Nachgiebigkeit der aussteifenden Bauteilemuss die Schnittgrößenermittlung unter Berücksichtigung der Formänderungen (Theorie II. Ordnung) erfolgen. Die Berechnung nach Theorie II. Ordnung kann entfallen, wenn für die lotrechten Wände die folgende Bedingung erfüllt ist:

$$h_{tot}\sqrt{R/EI} \quad \begin{array}{ll} < 0{,}6 & \text{für } n > 4 \\ < 0{,}2 + 0{,}1 \cdot n & \text{für } 1 < n = 4 \end{array}$$

Hier bedeuten:

h_{tot} Gebäudehöhe über OK Fundament

R Summe aller lotrechten Lasten des Gebäudes (Bemessungswert)

EI Summe der Biegesteifigkeit aller lotrechten, aussteifenden Bauteile im Zustand I nach der Elastizitätstheorie (siehe **Tafel E.2.4**)

n Anzahl der Geschosse

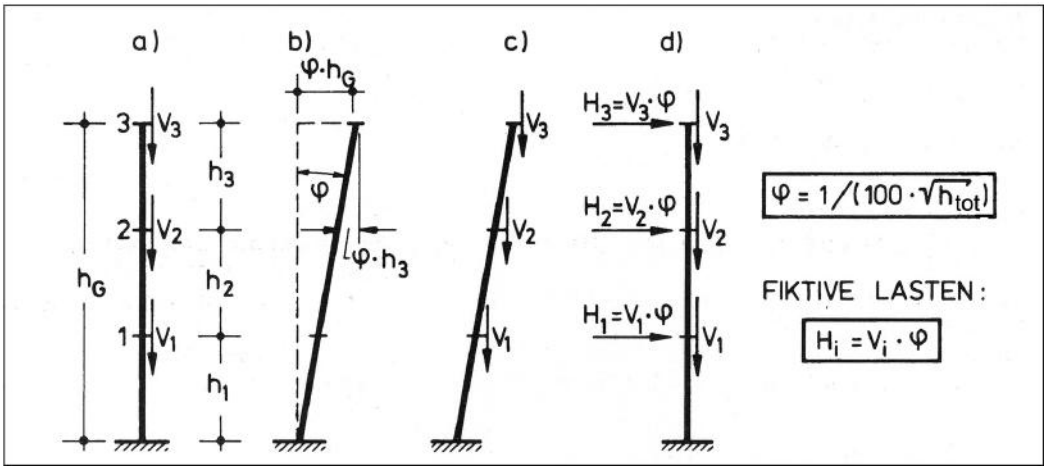


Abb. D.4.1 Lastfall „Lotabweichung"

7541014/10787806875Biblio

Beim Nachweis der Aufnahme der horizontalen-Kräfte, z. B. infolge von Wind und „Lotabweichung“, ist Folgendeszulässig: Ein für eine Wandermittelter horizontaler Lastanteil darf bis zu 15 % auf andere Wände umverteilt werden.

Formeln für Lastfall „Lotabweichung“

Muss bei einem Bauwerk ein Windnachweis geführt werden (vgl. Abschnitt D.2.1.2), so ist auch der Lastfall „Lotabweichung“ zu berücksichtigen. Der Lastfall „Lotabweichung“ (ungewollte Schiefstellung) ist in **Abb. D.4.1b** dargestellt. Hierbei ist zu beachten, dass der nach dem *genaueren* Verfahren anzunehmende Winkel $\varphi = 1/(100 \cdot \sqrt{h_{tot}})$ einen sehr kleinen Wert ergibt. Daher können $\tan \varphi \approx \varphi$ und $\sin \varphi \approx \varphi$ gesetzt werden. Durch die Schiefstellung des Systems entstehen im statischen System (vertikaler Kragträger, **Abb. D.4.1c**) Biegemomente, so z. B. an der Stelle 2 das Moment $M_2 = V_3 \cdot \varphi \cdot h_3$. Üblicherweise berücksichtigt man die zusätzlichen Biegemomente infolge „Schiefstellung“, indem man am gegebenen (unverformten) System rechnet und zusätzlich horizontale Lasten (fiktive Lasten) $H_i = V_i \cdot \varphi$ anbringt (**Abb. D.4.1d**). Es ergeben sich die gleichen Biegemomente wie beim System der **Abb. D.4.1c**, z. B. $M_2 = H_3 \cdot h_3 = V_3 \cdot \varphi \cdot h_3$.

4.3 Genauere Berechnung der Wandmomente

4.3.1 Vereinfachte Annahmen und Vorzeichendefinition

Eine exakte Ermittlung der statischen Größen im Wand-Decken-Knoten ist einerseits jedoch nur mit einem großen Rechenaufwand möglich (hochgradig statisch unbestimmte Systeme) und andererseits problematisch, da die Materialkennwerte von Mauerwerkund Stahlbeton (Decken) keine konstanten Größen sind (Zustand I, Zustand II, klaffende Fugen, Kriechen usw.). Weitere Einzelheiten gibt *Mann* in [Mann 90] an.

Es ist daher notwendig und statisch-konstruktiv sinnvoll, dass für die Ermittlung der Knotenmomente im Mauerwerk die folgenden vereinfachenden Annahmen getroffen werden. Diese basieren auf DIN EN 1996-1-1/NA und auf langjährigen Erfahrungen, die in DIN 1053-1 (11.96) Abschn.: 7.2 formuliert worden sind.

- Ungerissene Querschnitte
- Elastisches Materialverhalten
- Verringerung der ermittelten Knotenmomente auf 2/3 ihres Wertes[1]. Die Abminderung der Knotenmomente ist sinnvoll, da die wirkliche Einspannung zwischen Decke und Mauerwerkswand sicher „elastischer“ ist, als bei Rahmenecken aus einheitlichem Material.
- Wahl von Ersatzsystemen, wobei die Momentennullpunktein halber Geschosshöhe angenommen werden können.
- Die halbe Nutzlast darf als ständige Last angesetzt werden.
- Als Elastizitätsmodul für Mauerwerk darf mit $E = K_E \cdot f_k$ des Kurzzeitelastizitätsmodul gemäß DIN EN 1996-1-1, 3.7.2 verwendet werden (s. auch **Tafel E.2.4**).

Auf der Grundlage dieser vereinfachenden Annahmenwerden die sich aus der statisch unbestimmten Rechnung ergebenden Deckeneinspannmomente sowiedie entsprechenden Exzentrizitäten der Wandlängskräfteim Folgenden zusammengestellt.

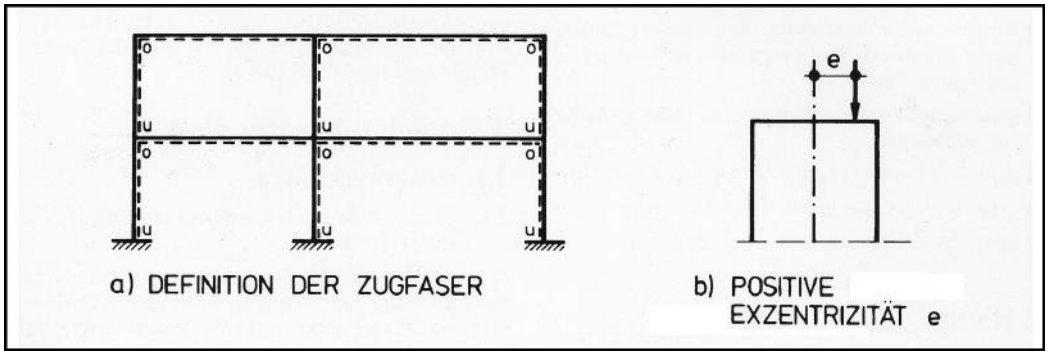
Vorzeichendefinition:

- Für positive Biegemomente werden die Zugfasern nach der folgenden Abbildung

zugrunde gelegt.

- Längskräfte N und Auflagerkräfte sind positiv einzusetzen, wenn sie im Mauerwerk Druck erzeugen.
- Exzentrizitäten e werden positiv definiert, wenn sie nach rechts verlaufen (siehe **Abb. D.4.2**).

[1] Diese Abminderung ist nur zulässig, wenn die Deckeneinspannmomente keine lastabtragende Funktion haben, d. h. beispielsweise, wenn sie nicht zur Entlastung bei der Berechnung der weiteren Schnittgrößen herangezogen werden.



Definitionen

7541014/10787806875Biblio

Für kompliziertere Beanspruchungen (z. B. Überlagerungvon e aus Momenten infolge Decken-Auflagerdrehwinkel und Momenten aus Winddruck bzw. Windsog) sind Formeln, mit denen man die statischen Größen „vorzeichenecht" ermitteln kann, sehr hilfreich. Selbstverständlich kommt man in einfachen Fällen auch mit Hilfe der Anschauung zum Ziel.

4.3.2 Rahmenformeln bei gleichen Geschosshöhen und gleichen Wanddicken und Mauerwerksfestigkeitsklassen

Die in diesem Abschnitt zusammengestellten Formeln gelten für Mauerwerksbauten mit Stahlbeton-Vollplatten.[1)]

4.3.2.1 Abkürzungen und Bezeichnungen

Die folgenden Formelzeichen entsprechen den bisher üblichen nach DIN. Die z. T. neuen Formelzeichen nach EC (z. B. Wanddicke t statt wie bisher d) wurden in den Abschn. 4.3 und 4.4 nicht verwendet.

b_{mw}	Breite des betrachteten Wandstreifens
b_b	Breite des betrachteten Stahlbetondeckenstreifens
d_{mw}	Wanddicke
d_b	Dicke der Stahlbetondecke
E_{mw}	Elastizitätsmodul des Mauerwerks
E_b	Elastizitätsmodul des Stahlbetons
h_i	Geschosshöhe
I_{mw}	Flächenmoment 2. Grades der Wand
I_b	Flächenmoment 2. Grades der Stahlbetondecke
k_1	dimensionsloser Steifigkeitsbeiwert
l	Deckenstützweite
$q = g + p$	Gesamtlast der Stahlbetondecke[2)]

4.3.2.2 Deckenknoten im Außenwandbereich

Außer den in Abschnitt D.4.3.1 angegebenen Vereinfachungensetzt *Mann* in [Mann 90] für das Volleinspannmomentim Endfeld als Ausgangswert für diestatisch unbestimmte Rechnung nur 75 % des rechnerischen Wertes an.

Begründung: Im Allgemeinen ist der Endauflagerbereich im Gegensatz zum Feld- und Innenstützenbereich nur schwach (konstruktiv) bewehrt. Damit ergibt sich in diesem Bereich eine geringere Steifigkeit und als Folge ein kleineres Einspannmoment.

Mit dem so ab geminderten Einspannmoment

$$M = -\frac{3}{4} \cdot \frac{q_1 \cdot l_1^2}{12}$$

ergeben sich nach einer statisch unbestimmten Rechnung (z. B. nach Cross) die auf 2/3 abgeminderten-Einspannmomente gemäß den folgenden Gleichungen (1) bis (4).

[1)] Liegen andere Ortbetondecken vor, z. B. Stahlbetonrippendecken, so ist in den folgenden Formeln der Term $d_b^3 \cdot b_b$ durch $12 \cdot I_b$ zu ersetzen (I_b = Flächenmoment 2. Grades der Stahlbetondecke).

[2)] Die neue Schreibweise bezüglich der Belastung lautet: $r = g + q$, Eigenlast g (wie bisher) und Nutzlast q.
Die Summe von g und q wird als r (resultierende Last) bezeichnet.

7541014/10787806875Biblio

● **Außenwand im Dachgeschoss**

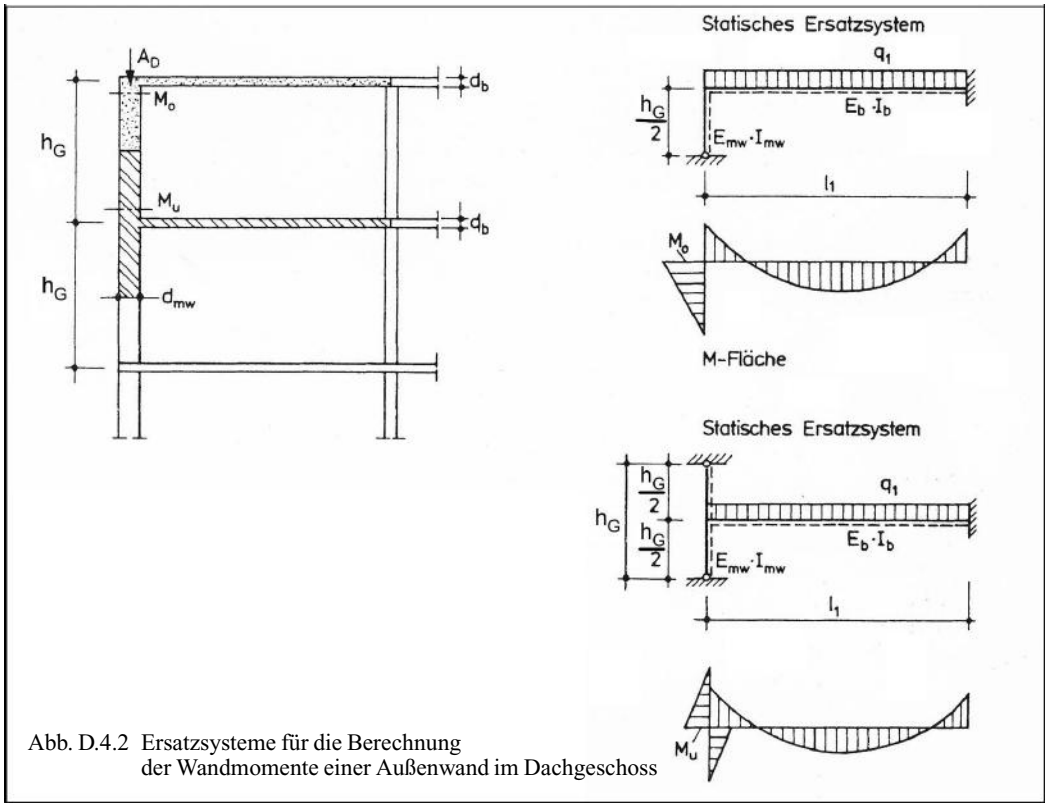


Abb. D.4.2 Ersatzsysteme für die Berechnung der Wandmomente einer Außenwand im Dachgeschoss

Wandmoment M_o:

$$M_o = -\frac{1}{24} \cdot q_1 \cdot l_1^2 \cdot \frac{1}{1+k_1} \qquad (1)$$

mit $k_1 = \dfrac{2 \cdot E_b \cdot d_b^3 \cdot h_G \cdot b_b}{3 \cdot E_{mw} \cdot d_{mw}^3 \cdot l_1 \cdot b_{mw}}$ (1a)

Rechnerische Exzentrizität e_o am Wandkopf:

$$e_o = -\frac{M_o}{A_D} \qquad (1b)$$

M_o aus Gleichung (1)

A_D Auflagerkraft am Deckenendauflager der Dachdecke

Wandmoment M_u:

$$M_u = -\frac{1}{24} \cdot q_1 \cdot l_1^2 \cdot \frac{1}{2+k_1} \qquad (2)$$

mit k_1 aus Gleichung (1a)

Rechnerische Exzentrizität e_u am Wandfuß:

$$e_u = -\frac{M_u}{R_u} \qquad (2a)$$

mit $R_u = N$ und M_u aus Gleichung (2)

N Längskraft oberhalb der Zwischendecke

7541014/10787806875Biblio

● **Außenwand im Normalgeschoss**

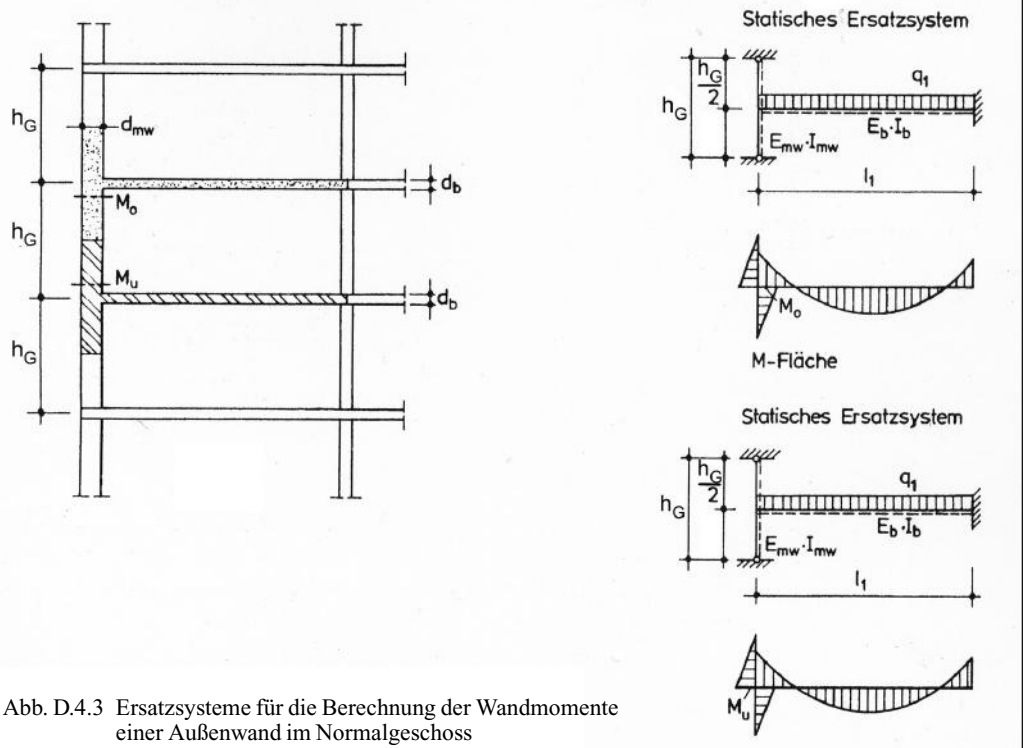


Abb. D.4.3 Ersatzsysteme für die Berechnung der Wandmomente einer Außenwand im Normalgeschoss

Wandmoment M_o:

$$M_o = -\frac{1}{24} \cdot q_1 \cdot l_1^2 \cdot \frac{1}{2 + k_1} \qquad (3)$$

mit k_1 aus Gleichung (1a)

Rechnerische Exzentrizität e_o am Wandkopf:

$$e_o = -\frac{M_o}{R_o} \qquad (3a)$$

mit $R_o = N + A_Z$ und M_o aus Gleichung (3)

N Längskraft oberhalb der Zwischendecke (bei M_o)

A_Z Auflagerkraft am Deckenendauflager der Zwischendecke

Wandmoment M_u:

$$M_u = -\frac{1}{24} \cdot q_1 \cdot l_1^2 \cdot \frac{1}{2 + k_1} \qquad (4)$$

mit k_1 aus Gleichung (1a)

Rechnerische Exzentrizität e_u am Wandfuß:

$$e_u = -\frac{M_u}{R_u} \qquad (4a)$$

mit $R_u = N$ und M_u aus Gleichung (4)

N Längskraft oberhalb der Zwischendecke (bei M_u)

4.3.2.3 Deckenknoten im Innenwandbereich

Nach statisch unbestimmter Rechnung ergeben sich die auf 2/3 reduzierten Deckeneinspannmomente entsprechend den Gleichungen (4), (5) und (6).[1)] Die Vorzeichen der Wandmomente in den folgenden Formeln erhält man gemäß „Zugfaser" (vgl. **Abb. D.4.1**), wenn l_1 jeweils die Stützweite links neben der betrachteten Wand ist.

7541014/10787806875Biblio

● **Innenwand im Dachgeschoss**

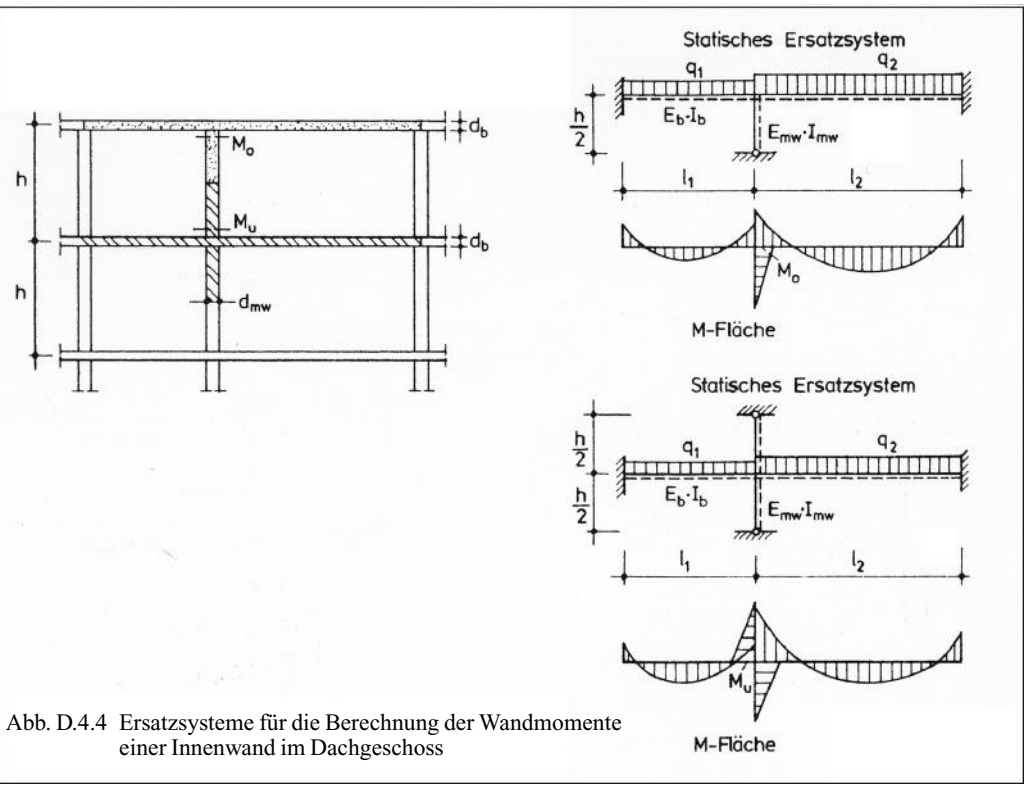


Abb. D.4.4 Ersatzsysteme für die Berechnung der Wandmomente einer Innenwand im Dachgeschoss

Wandmoment M_o:

$$M_o = \frac{1}{18} \cdot (q_1 \cdot l_1^2 - q_2 \cdot l_2^2 \cdot \frac{1}{1 + k_1 \cdot (1 + \frac{l_1}{l_2})}) \quad (5)$$

mit k_1 aus Gleichung (1a)

Rechnerische Exzentrizität e_o am Wandkopf:

$$e_o = -\frac{M_o}{B_D} \quad (5a)$$

mit M_o aus Gleichung (5)

B_D Auflagerkraft der Decke im Innenwandbereich

Wandmoment M_u:

$$M_u = \frac{1}{18} \cdot (q_1 \cdot l_1^2 - q_2 \cdot l_2^2 \cdot \frac{1}{2 + k_1 \cdot (1 + \frac{l_1}{l_2})}) \quad (6)$$

mit k_1 aus Gleichung (1a)

Rechnerische Exzentrizität e_u am Wandfuß:

$$e_u = -\frac{M_u}{R_u} \quad (6a)$$

mit $R_u = N$ und M_u aus Gleichung (6)

N Längskraft oberhalb der Zwischendecke (bei M_u)

7541014/10787806875Biblio

● **Innenwand im Normalgeschoss**

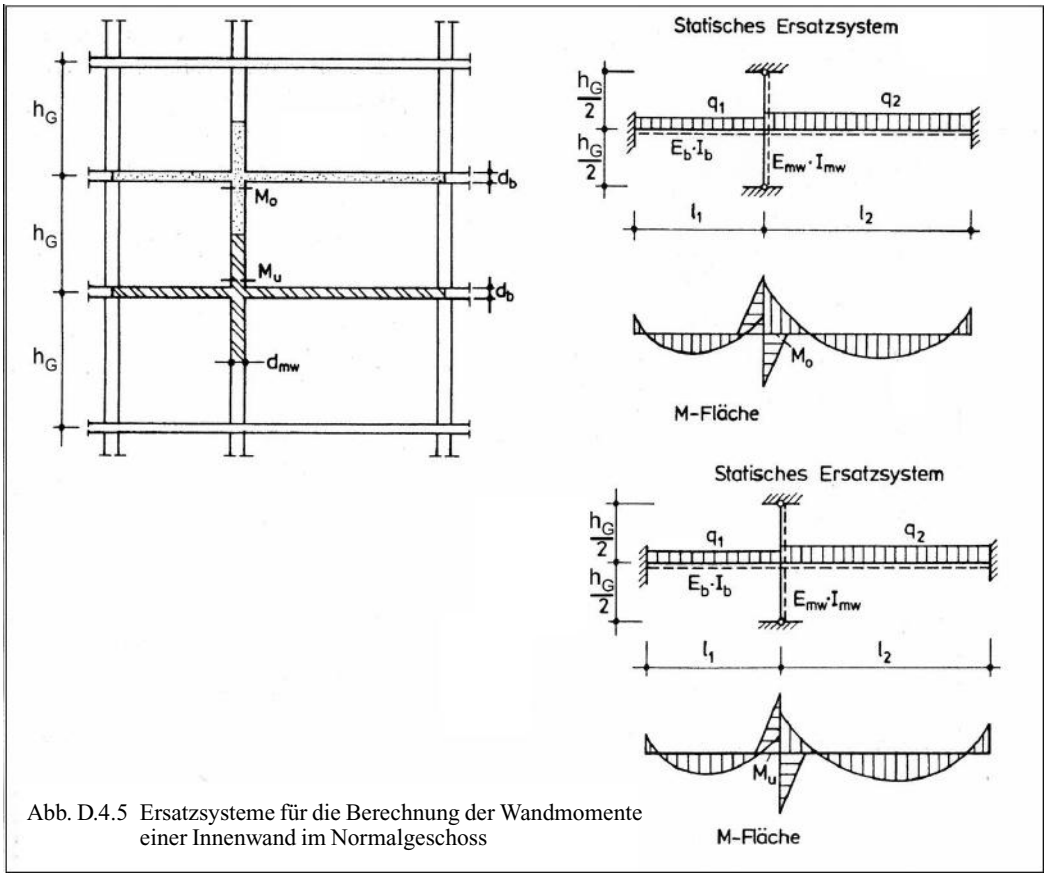


Abb. D.4.5 Ersatzsysteme für die Berechnung der Wandmomente einer Innenwand im Normalgeschoss

Wandmoment M_o:

$$M_o = \frac{1}{18} \cdot (q_1 \cdot l_1^2 - q_2 \cdot l_2^2) \cdot \frac{1}{1 + k_1 \cdot \left(1 + \frac{l_1}{l_2}\right)} \quad (7)$$

mit k_1 aus Gleichung (1a)

Rechnerische Exzentrizität e_o am Wandkopf:

$$e_o = -\frac{M_o}{R_o} \quad (7a)$$

mit $R_o = N + B_Z$ und M_o aus Gleichung (7)

N Längskraft oberhalb der Zwischendecke (bei M_o)

B_Z Auflagerkraft am Innenwandbereich der Zwischendecke

Wandmoment M_u:

$$M_u = \frac{1}{18} \cdot (q_1 \cdot l_1^2 - q_2 \cdot l_2^2) \cdot \frac{1}{2 + k_1 \cdot \left(1 + \frac{l_1}{l_2}\right)} \quad (8)$$

mit k_1 aus Gleichung (1a)

Rechnerische Exzentrizität e_u am Wandfuß:

$$e_u = -\frac{M_u}{R_u} \quad (8a)$$

mit $R_u = N$ und M_u aus Gleichung (8)

N Längskraft oberhalb der Zwischendecke (bei M_u)

7541014/10787806875Biblio

4.3.3 Wandmomente bei beliebigen Geschosshöhen und beliebigen Wand- und Deckendicken

Die in diesem Abschnitt zusammengestellten Formeln gelten für Mauerwerksbauten mit Stahlbeton-Vollplatten[1]. Sie sind entsprechend den Ausführungen in den Abschnitten D.4.3.1 und D.4.3.2.2 ermittelt worden.[2]

4.3.3.1 Abkürzungen und Bezeichnungen

b_i, b_j, b_k	Breite des betrachteten Wandstreifens im Geschoss i, j, k
b_{bi}, b_{bj}, b_{bk}	Breite des betrachteten Stahlbetondeckenstreifens im Geschoss i, j, k
d_i, d_j, d_k	Wanddicke im Geschoss i, j, k
d_{bi}, d_{bj}, d_{bk}	Dicke der Stahlbetondecke über dem Geschoss i, j, k
E_i, E_j, E_k	Elastizitätsmodul des Mauerwerks im Geschoss i, j, k
E_{bi}, E_{bj}, E_{bk}	Elastizitätsmodul der Stahlbetondecke über dem Geschoss i, j, k
h_i, h_j, h_k	Geschosshöhe des Geschosses i, j, k
k	dimensionsloser Steifigkeitsbeiwert
l	Deckenstützweite
q	Gesamtlast der Stahlbetondecke

4.3.3.2 Deckenknoten im Außenwandbereich

● **Außenwand im Dachgeschoss**

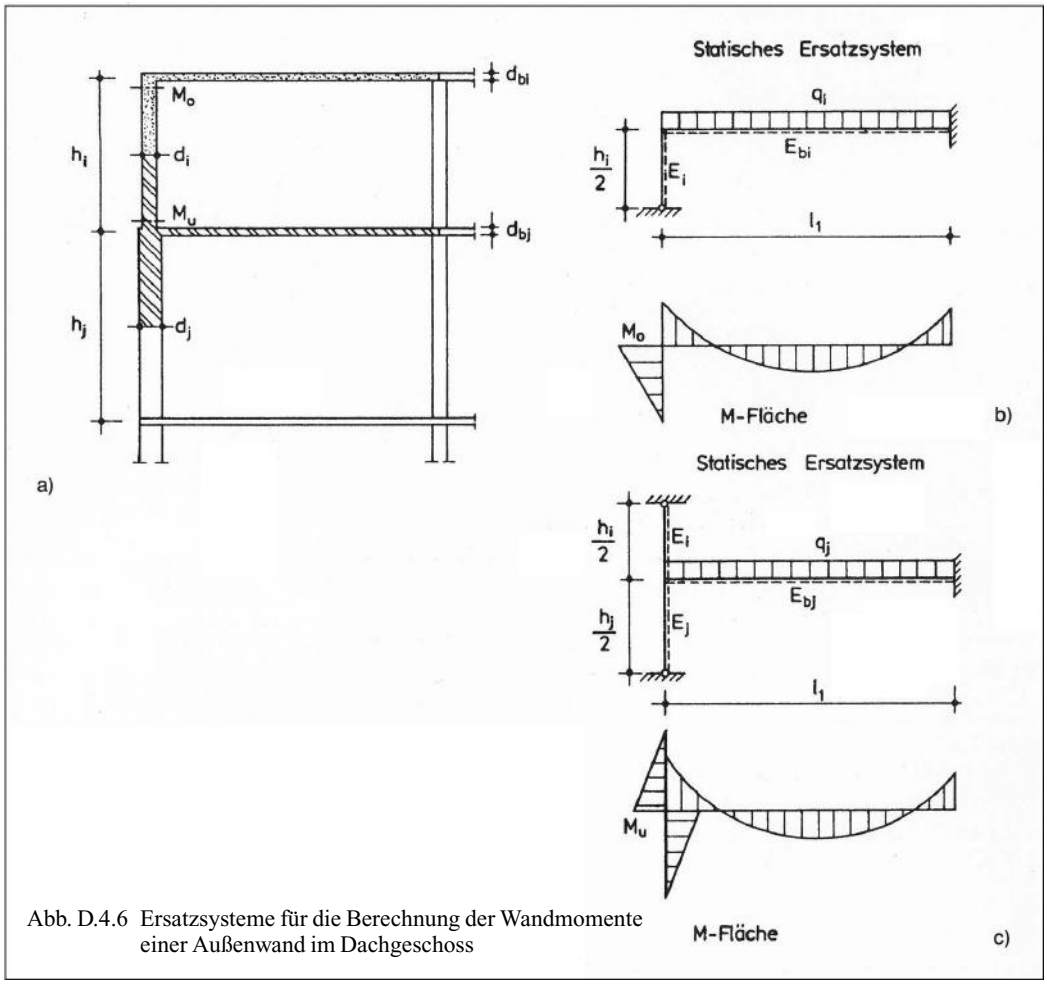


Abb. D.4.6 Ersatzsysteme für die Berechnung der Wandmomente einer Außenwand im Dachgeschoss

[1] Liegen andere Ortbetondecken vor, z. B. Stahlbetonrippendecken, so ist in den folgenden Formeln $d_b^3 \cdot b_b$ durch $12 \cdot I_b$ zu ersetzen (I_b = Flächenmoment 2. Grades der Betondecke).

[2] Ableitung der Formeln siehe Abschnitt D.4.3.5.

7541014/10787806875Biblio

Wandmoment M_o:

$$M_o = -\frac{1}{24} \cdot q_i \cdot l_l^2 \cdot \frac{1}{1 + k_i} \tag{9}$$

mit $k_i = \dfrac{2 \cdot E_{bi} \cdot d_{bi}^3 \cdot b_{bi} \cdot h_i}{3 \cdot E_i \cdot d_i^3 \cdot b_i \cdot l_l}$ (9a)

Rechnerische Exzentrizität am Wandkopf:

$$e_o = -\frac{M_o}{A_D} \tag{9b}$$

mit M_o aus Gleichung (9)

A_D Auflagerkraft am Deckenendauflager der Dachdecke

Wandmoment M_u:

$$M_u = \frac{1}{24} \cdot q_j \cdot l_l^2 \cdot \frac{1}{1 + \dfrac{E_j \cdot d_j^3 \cdot b_j \cdot h_i}{E_i \cdot d_i^3 \cdot b_i \cdot h_j}} + k_j \tag{10}$$

mit $k_j = \dfrac{2 \cdot E_{bj} \cdot d_{bj}^3 \cdot b_{bj} \cdot h_i}{3 \cdot E_i \cdot d_i^3 \cdot b_i \cdot l_l}$ (10a)

Rechnerische Exzentrizität am Wandfuß:

$$e_u = -\frac{M_u}{R_u} \tag{10b}$$

mit M_u aus Gleichung (10)

$R_u = N$ Längskraft oberhalb der Zwischendecke

● **Außenwand im Normalgeschoss**

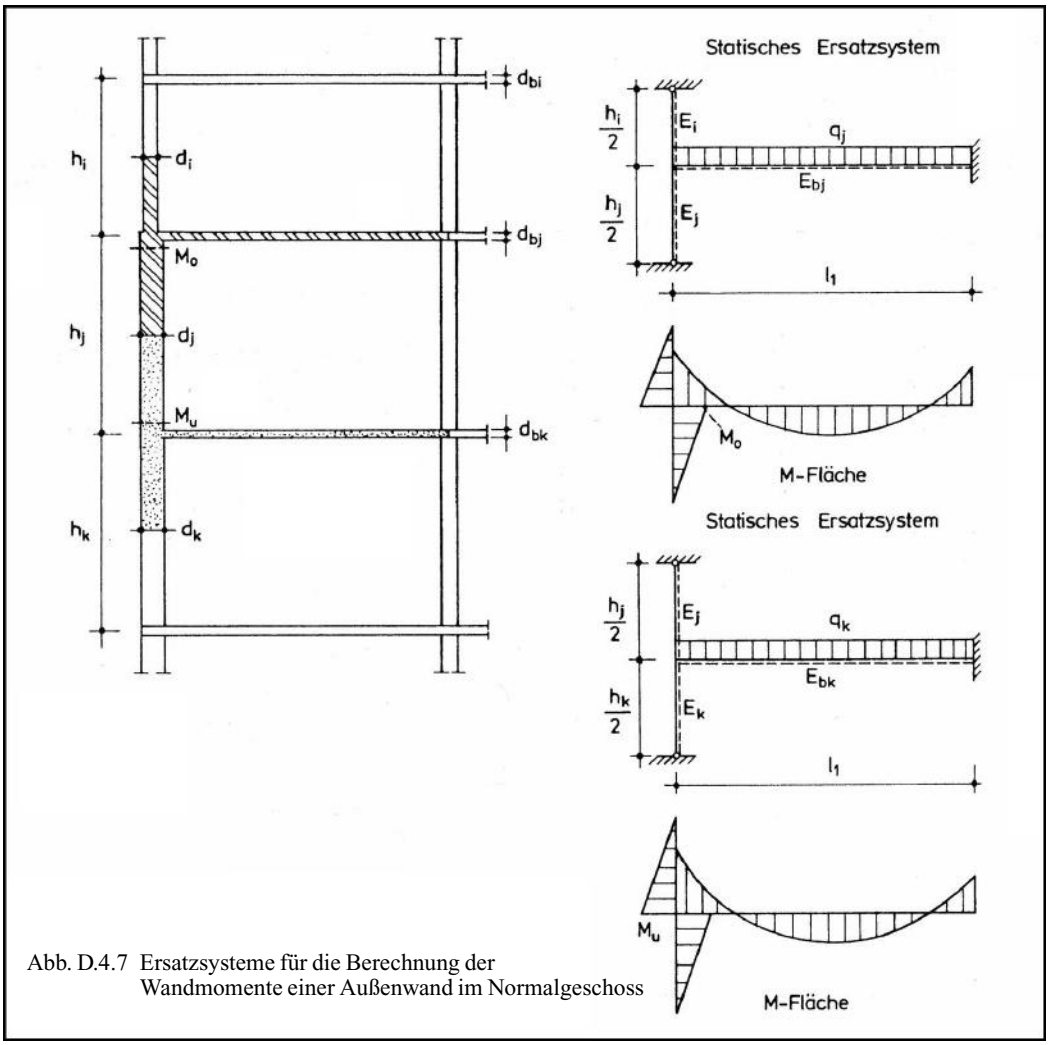


Abb. D.4.7 Ersatzsysteme für die Berechnung der Wandmomente einer Außenwand im Normalgeschoss

7541014/10787806875Biblio

Wandmoment M_o:

$$M_o = -\frac{1}{24} \cdot q_j \cdot l_1^2 \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_i \cdot d_i^3 \cdot b_i \cdot h_j}{E_j \cdot d_j^3 \cdot b_j \cdot h_i} + \overline{k}_j} \quad (11)$$

mit $\overline{k}_j = \frac{2 \cdot E_{bj} \cdot d_{bj}^3 \cdot b_{bj} \cdot h_j}{3 \cdot E_j \cdot d_j^3 \cdot b_j \cdot l_1}$ (11a)

Rechnerische Exzentrizität am Wandkopf:

$$e_o = -\frac{M_o}{R_o} \quad (11b)$$

mit M_o aus Gleichung (11)

$R_o = N + A_Z$

N Längskraft oberhalb der Zwischendecke j

A_Z Auflagerkraft am Endauflager der Zwischendecke j

Wandmoment M_u:

$$M_u = \frac{1}{24} \cdot q_k \cdot l_1^2 \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_k \cdot d_k^3 \cdot b_k \cdot h_j}{E_j \cdot d_j^3 \cdot b_j \cdot h_k} + k_k} \quad (12)$$

mit $k_k = \frac{2 \cdot E_{bk} \cdot d_{bk}^3 \cdot b_{bk} \cdot h_j}{3 \cdot E_j \cdot d_j^3 \cdot b_j \cdot l_1}$ (12a)

Rechnerische Exzentrizität am Wandfuß:

$$e_u = -\frac{M_u}{R_u} \quad (12b)$$

mit M_u aus Gleichung (12)

$R_u = N$ Längskraft oberhalb der Zwischendecke k

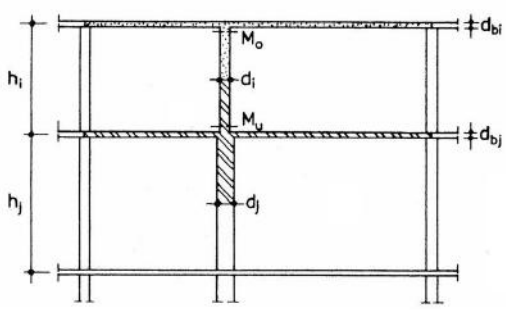
4.3.3.3 Deckenknoten im Innenwandbereich

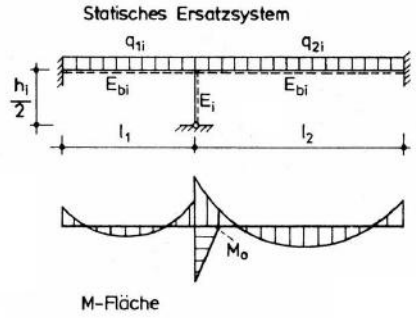
Die Vorzeichen der Wandmomente in den folgenden Formeln ergeben sich gemäß „Zugfaser“ (vgl. **Abb. D.4.1**), wenn l_1 jeweils die Stützweite links neben der betrachteten Wand ist.

● **Innenwand im Dachgeschoss**

Wandmoment M_o:

$$M_o = \frac{1}{18} \cdot (q_{1i} \cdot l_1^2 - q_{2i} \cdot l_2^2) \cdot \frac{1}{1 + k_i \cdot \left(1 + \frac{l_1}{l_2}\right)} \quad (13)$$





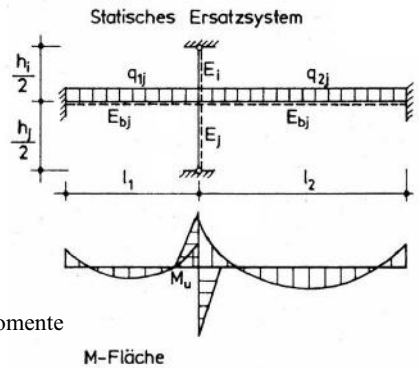


Abb. D.4.8 Ersatzsysteme für die Berechnung der Wandmomente einer Außenwand im Normalgeschoss

7541014/10787806875Biblio

$$\text{mit } k_i = \frac{2 \cdot E_{bi} \cdot d_{bi}^3 \cdot b_{bi} \cdot h_i}{3 \cdot E_i \cdot d_i^3 \cdot b_i \cdot l_l} \qquad (13a)$$

Rechnerische Exzentrizität am Wandkopf:

$$e_o = -\frac{M_o}{B_D} \qquad (13b)$$

mit M_o aus Gleichung (13)

B_D Auflagerkraft am Mittelauflager der Dachdecke

Wandmoment M_u:

$$M_u = -\frac{1}{18} \cdot (q_{lj} \cdot l_1^2 - q_{2j} \cdot l_2^2) \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_j \cdot d_j^3 \cdot b_j \cdot h_i}{E_i \cdot d_i^3 \cdot b_i \cdot h_j} + k_j \left(1 + \frac{l_l}{l_2}\right)} \qquad (14)$$

$$\text{mit } k_j = \frac{2 \cdot E_{bj} \cdot d_{bj}^3 \cdot b_{bj} \cdot h_i}{3 \cdot E_i \cdot d_i^3 \cdot b_i \cdot l_l} \qquad (14a)$$

Rechnerische Exzentrizität am Wandfuß:

$$e_u = -\frac{M_u}{R_u} \qquad (14b)$$

mit M_u aus Gleichung (14)

$R_u = N$ Längskraft oberhalb der Zwischendecke j

● **Innenwand im Normalgeschoss**

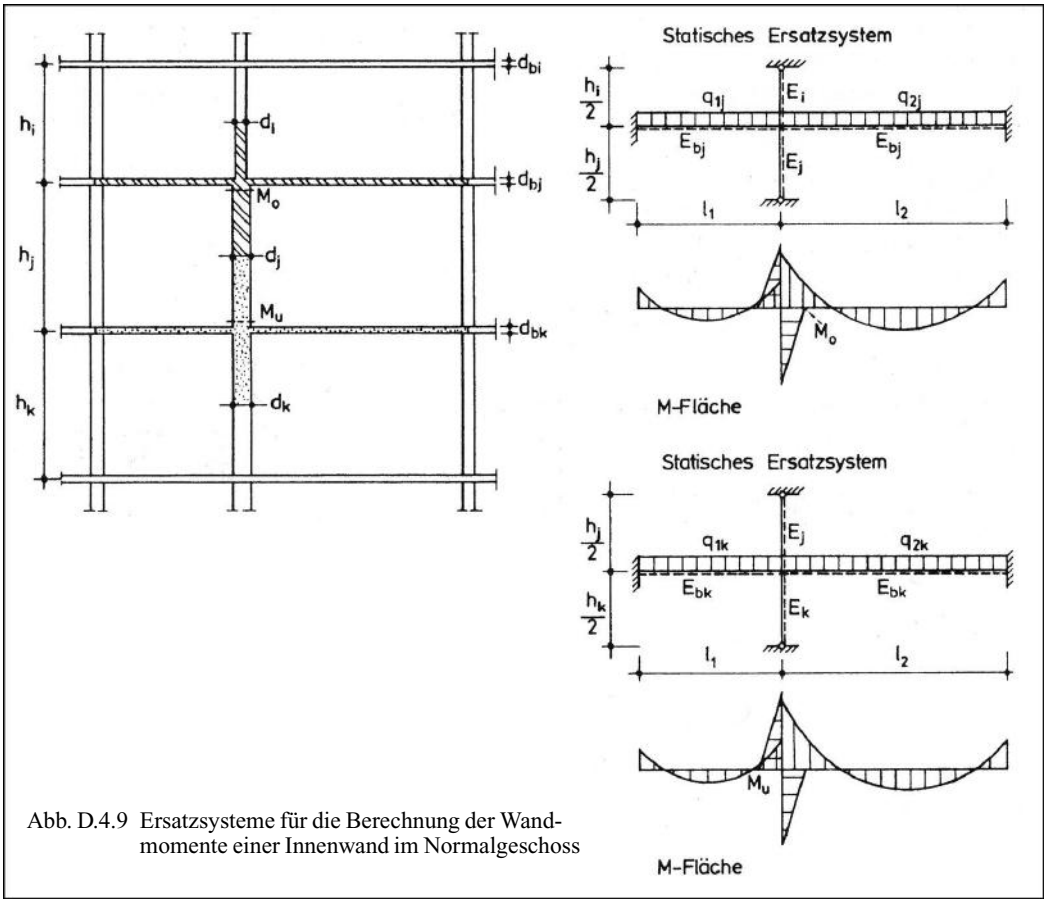


Abb. D.4.9 Ersatzsysteme für die Berechnung der Wandmomente einer Innenwand im Normalgeschoss

7541014/10787806875Biblio

Wandmoment M_o:

$$M_o = -\frac{1}{18} \cdot (q_{lj} \cdot l_1^2 - q_{2j} \cdot l_2^2) \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_i \cdot d_i^3 \cdot b_i \cdot h_j}{E_j \cdot d_j^3 \cdot b_j \cdot h_i} + \overline{k_j} \left(1 + \frac{l_1}{l_2}\right)} \quad (15)$$

mit $\overline{k_j} = \frac{2 \cdot E_{bj} \cdot d_{bj}^3 \cdot b_{bj} \cdot h_j}{3 \cdot E_j \cdot d_j^3 \cdot b_j \cdot l_1}$ (15a)

$R_o = N + B_Z$

N Längskraft oberhalb der Zwischendecke j

B_Z Auflagerkraft am Mittelauflager der Zwischendecke j

Rechnerische Exzentrizität am Wandkopf:

$$e_o = -\frac{M_o}{R_o} \quad (15b)$$

mit M_o aus Gleichung (15)

Wandmoment M_u:

$$M_u = -\frac{1}{18} \cdot (q_{lk} \cdot l_1^2 - q_{2k} \cdot l_2^2) \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_k \cdot d_k^3 \cdot b_k \cdot h_i}{E_j \cdot d_j^3 \cdot b_j \cdot h_k} + k_k \left(1 + \frac{l_1}{l_2}\right)} \quad (16)$$

mit $k_k = \frac{2 \cdot E_{bk} \cdot d_{bk}^3 \cdot b_{bk} \cdot h_j}{3 \cdot E_j \cdot d_j^3 \cdot b_j \cdot l_1}$ (16a)

Rechnerische Exzentrizität am Wandfuß:

$$e_u = -\frac{M_u}{R_u} \quad (16b)$$

mit M_u aus Gleichung (16)

$R_u = N$ Längskraft oberhalb der Zwischendecke k

4.3.3.4 Deckenknoten mit Kragarm (Außenwandbereich)

Die im Folgenden zusammengestellten Formeln sind entsprechend den Ausführungen des Abschnitts D.4.3.1 ermittelt worden. Eine Abminderung der Volleinspannmomente im Endfeld auf 75 % gemäß Abschnitt D.4.3.2.2 wird nicht vorgenommen, da bei vorhandenen Kragplatten die erforderliche obere Kragbewehrung in das Endfeld hineingeführt wird. Diese obere Bewehrung ist in der Regel erheblich größer als eine konstruktive Einspannbewehrung bei Endfeldern ohne Kragarm.

Aufgrund dieser unterschiedlichen Rechenansätze lassen sich daher die Gleichungen (17) bis (20) für $l_k = 0$ nicht ohne weiteres in die Gleichungen (9) bis (12) überführen.

● **Außenwand im Dachgeschoss**

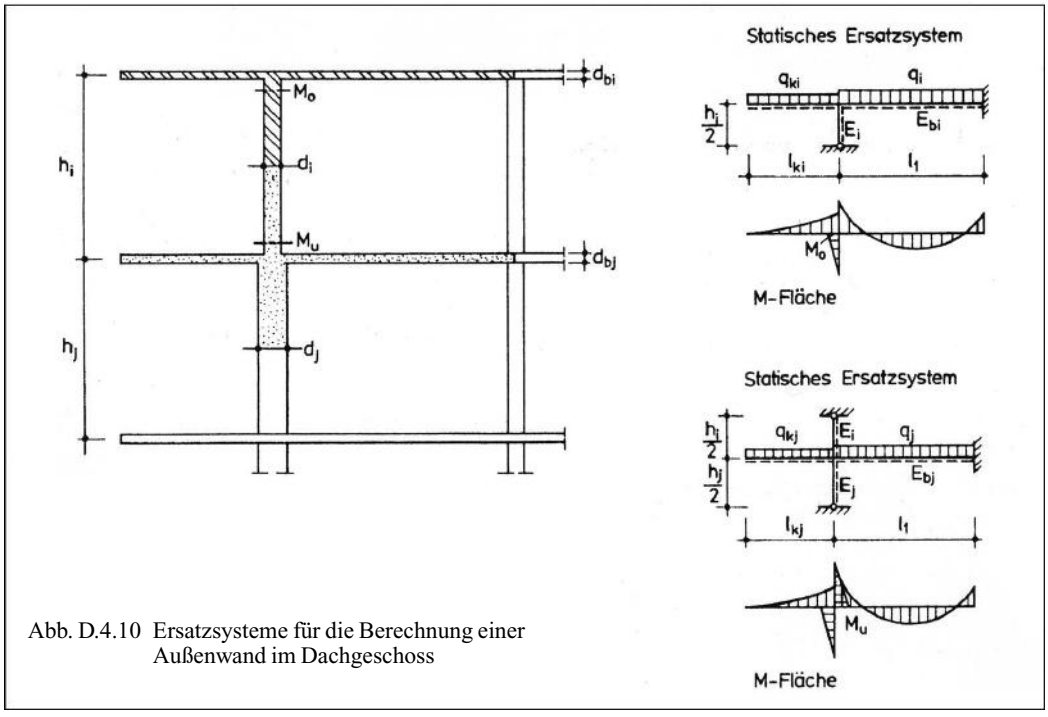


Abb. D.4.10 Ersatzsysteme für die Berechnung einer Außenwand im Dachgeschoss

7541014/10787806875Biblio

Wandmoment M_o:

$$M_o = -\frac{1}{18} \cdot (q_i \cdot l_l^2 - 9\, q_{ki} \cdot l_{ki}^2) \cdot \frac{1}{1 + k_i} \qquad (17)$$

mit $k_i = \dfrac{2 \cdot E_{bi} \cdot b_{bi} \cdot d_{bi}^3 \cdot h_i}{3 \cdot E_i \cdot b_i \cdot d_i^3 \cdot l_l}$ (17a)

Rechnerische Exzentrizität am Wandkopf:

$$e_o = -\frac{M_o}{R_o} \qquad (17b)$$

mit M_o aus Gleichung (17)

$R_o = A_D$ Auflagerkraft am Endauflager der Dachdecke

Wandmoment M_u:

$$M_u = -\frac{1}{18} \cdot \left(q \cdot l_l^2 - 9\, q_{kj} \cdot l_{kj}^2\right) \cdot \cdot \frac{1}{1 + \dfrac{E_j \cdot b_j \cdot d_i^3 \cdot h_i}{E_i \cdot b_i \cdot d_i^3 \cdot h_j} + k_j} \qquad (18)$$

mit $k_j = \dfrac{2 \cdot E_{bj} \cdot b_{bj} \cdot d_{bj}^3 \cdot h_i}{3 \cdot E_i \cdot b_i \cdot d_i^3 \cdot l_l}$ (18a)

Rechnerische Exzentrizität am Wandfuß:

$$e_u = -\frac{M_u}{R_u} \qquad (18b)$$

mit M_u aus Gleichung (18)

$R_u = N$ Längskraft oberhalb der Zwischendecke j

● **Außenwand im Normalgeschoss**

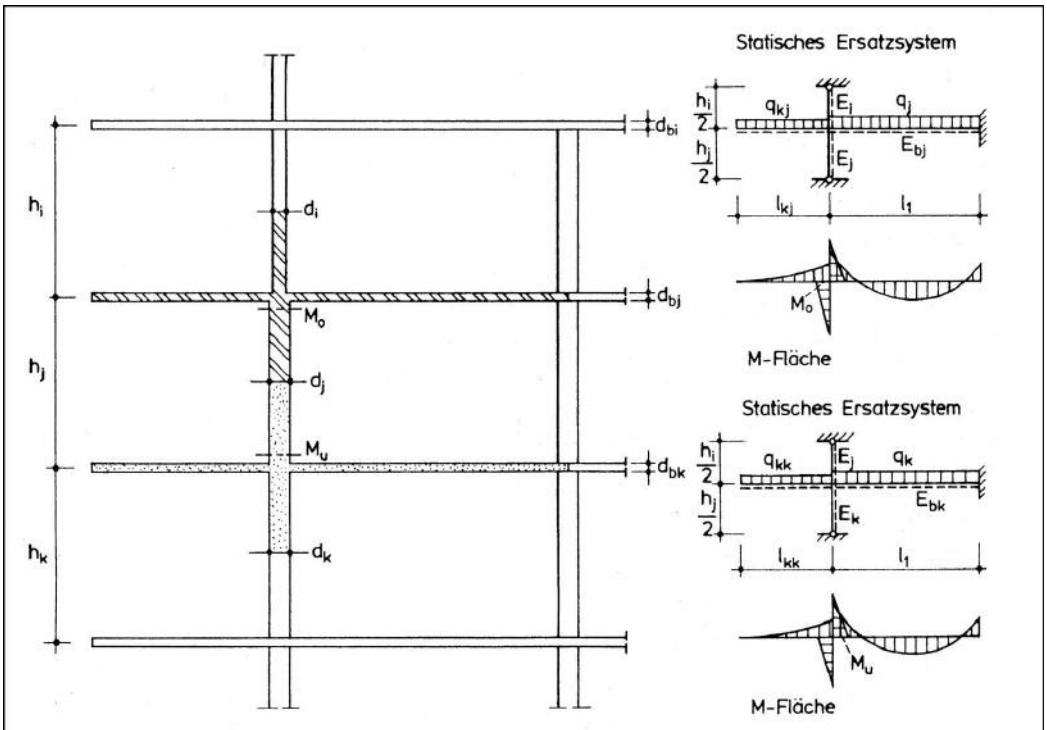


Abb. D.4.11 Ersatzsysteme für die Berechnung der Wandmomente einer Außenwand im Normalgeschoss

7541014/10787806875Biblio

Wandmoment M_o:

$$M_o = -\frac{1}{18} \cdot \left(q_j \cdot l_j^2 - 9\, q_{kj} \cdot l_{kj}^2 \right) \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_i \cdot d_i^3 \cdot b_i \cdot h_j}{E_j \cdot d_j^3 \cdot b_j \cdot h_i} + \overline{k_j}} \tag{19}$$

$$\text{mit } \overline{k_j} = \frac{2 \cdot E_{bj} \cdot d_{bj}^3 \cdot b_{bj} \cdot h_j}{3 \cdot E_j \cdot d_j^3\, b_j\, l_l} \tag{19a}$$

Rechnerische Exzentrizität am Wandkopf:

$$e_o = -\frac{M_o}{R_o} \tag{19b}$$

mit M_o aus Gleichung (19)

$R_o = N + A_Z$

N Längskraft oberhalb der Zwischendecke j

A_Z Auflagerkraft am Endauflager der Zwischendecke j

Wandmoment M_u:

$$M_u = -\frac{1}{18} \cdot \left(q_k \cdot l_l^2 - 9\, q_{kk} \cdot l_{kk}^2 \right) \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_k \cdot d_k^3 \cdot b_k \cdot h_j}{E_j \cdot d_j^3 \cdot b_j \cdot h_k} + k_k} \tag{20}$$

$$\text{mit } k_k = \frac{2 \cdot E_{bk} \cdot d_{bk}^3 \cdot b_{bk} \cdot h_j}{3 \cdot E_j \cdot d_j^3 \cdot b_j \cdot l_l} \tag{20a}$$

Rechnerische Exzentrizität am Wandfuß:

$$e_u = -\frac{M_u}{R_u} \tag{20b}$$

mit M_u aus Gleichung (20)

$R_u = N$ Längskraft oberhalb der Zwischendecke k

4.3.4 Genauere Ermittlung der Wandmomente bei Mauerwerksbauten mit Decken aus Holzbalken, Stahlträgern oder Fertigteilen

4.3.4.1 Allgemeines

Bei derartigen Deckenkonstruktionen ist eine genauere Ermittlung der Momente in den Mauerwerkswänden problematisch. Inwieweit sich nämlich eine Rahmenwirkung in dem Verbindungsbereich Decke/Wand einstellen wird, hängt von der konstruktiven Ausbildung der „Rahmenecke“ ab. Mit Sicherheit kann man jedoch davon ausgehen, dass durch die im Allgemeinen exzentrische Auflagerung der Decke (Deckendrehwinkel) in die Wand ein Moment eingeleitet wird.

Um dieses Moment grob abzuschätzen, kann man nach dem genaueren Verfahren die „5%-Regel“ anwenden (vgl. folgenden Abschnitt D.4.4).

Auf die Berücksichtigung eines Wandmomentes bei der Bemessung kann selbstverständlich verzichtet werden, wenn die Lasteinleitung der Deckenauflagerkräfte durch Zentrierung mittig erfolgt.

Eine genauere Ermittlung der Wandmomente mit Hilfe einer statisch unbestimmten Rahmenberechnung kann sinnvoll sein, wenn sich auf Grund der konstruktiven Ausbildung der Verbindung von Wand und Decke eine Rahmenwirkung einstellen kann. Es ergeben sich dann ähnliche Berechnungsformeln wie in Abschnitt D.4.3.3. Die Formeln sind entsprechend den Ausführungen in Abschnitt D.4.3.1 ermittelt worden.

4.3.4.2 Abkürzungen und Bezeichnungen

I_i, I_j, I_k	Flächenmoment 2. Grades des Mauerwerks im Geschoss i, j, k
I_{di}, I_{dj}, I_{dk}	Flächenmoment 2. Grades der Decke über dem Geschoss i, j, k
E_i, E_j, E_k	Elastizitätsmodul des Mauerwerks im Geschoss i, j, k
E_{bi}, E_{bj}, E_{bk}	Elastizitätsmodul der Decke über dem Geschoss i, j, k
h_i, h_j, h_k	Geschosshöhe des Geschosses i, j, k
k	dimensionsloser Steifigkeitsbeiwert
l	Deckenstützweite
q	Gesamtlast der Decke

4.3.4.3 Deckenknoten im Außenwandbereich

● **Außenwand im Dachgeschoss**

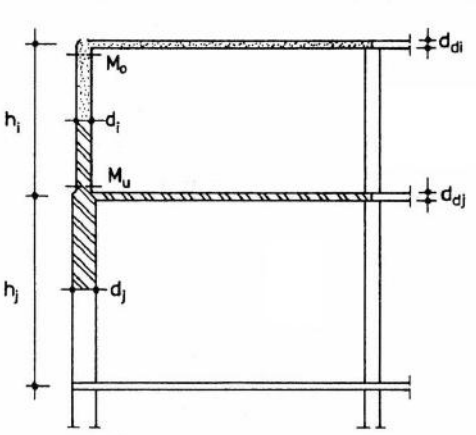
Wandmoment M_o:

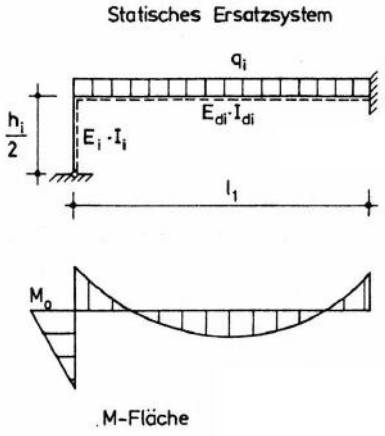
$$M_o = -\frac{1}{18} \cdot q_i \cdot l_l^2 \cdot \frac{1}{1 + k_i} \tag{21}$$

$$\text{mit } k_i = \frac{2 \cdot E_{di} \cdot I_{di} \cdot h_i}{3 \cdot E_i \cdot I_i \cdot l_i} \tag{21a}$$

D

7541014/10787806875Biblio





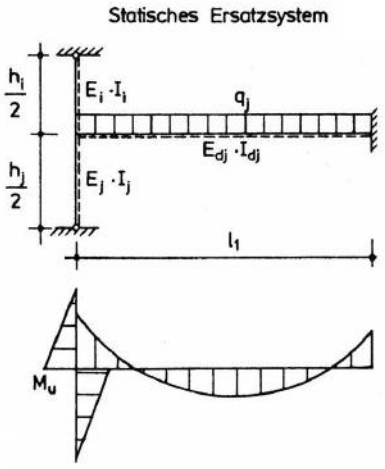


Abb. D.4.12 Ersatzsysteme für die Berechnung einer Außenwand im Dachgeschoss

Rechnerische Exzentrizität am Wandkopf:

$$e_o = -\frac{M_o}{R_o} \qquad (21b)$$

mit M_o aus Gleichung (21)

$R_o = A_D$ Auflagerkraft am Deckenendauflager der Dachdecke

Wandmoment M_u:

$$M_u = \frac{1}{18} \cdot q_j \cdot l_1^2 \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_j \cdot I_j \cdot h_i}{E_i \cdot I_i \cdot h_j} + k_j} \qquad (22)$$

mit $k_j = \dfrac{2 \cdot E_{dj} \cdot I_{dj} \cdot h_i}{3 \cdot E_i \cdot I_i \cdot l_1}$ (22a)

Rechnerische Exzentrizität am Wandfuß:

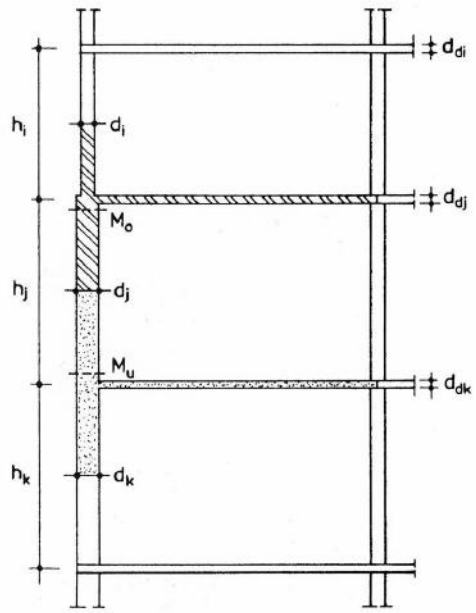
$$e_u = -\frac{M_u}{R_u} \qquad (22b)$$

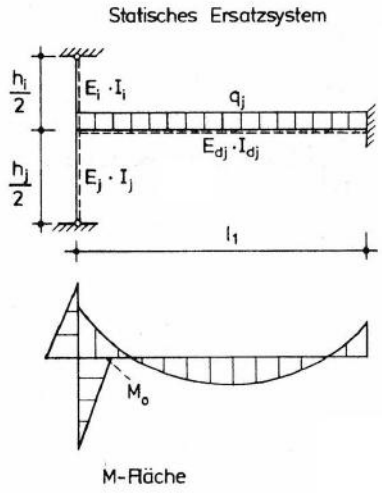
mit M_u aus Gleichung (22)

$R_u = N$ Längskraft oberhalb der Zwischendecke j

7541014/10787806875Biblio

● **Außenwand im Normalgeschoss**





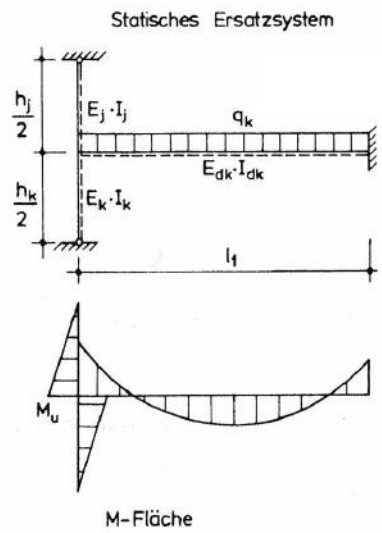


Abb. D.4.13 Statische Ersatzsysteme für die Berechnung einer Außenwand im Normalgeschoss

Wandmoment M_o:

$$M_o = -\frac{1}{18} \cdot q_j \cdot l_1^2 \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_i \cdot I_i \cdot h_j}{E_j \cdot I_j \cdot h_i} + \overline{k_j}} \qquad (23)$$

mit $\overline{k_j} = \frac{2 \cdot E_{dj} \cdot I_{dj} \cdot h_j}{3 \cdot E_j \cdot I_j \cdot l_1}$ (23a)

Rechnerische Exzentrizität am Wandkopf:

$$e_o = -\frac{M_o}{R_o} \qquad (23b)$$

mit M_o aus Gleichung (23)

$R_o = N + A_Z$

N Längskraft oberhalb der Zwischendecke j

A_Z Auflagerkraft am Endauflager der Zwischendecke j

Wandmoment M_u:

$$M_u = \frac{1}{18} \cdot q_k \cdot l_1^2 \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_k \cdot I_k \cdot h_j}{E_j \cdot I_j \cdot h_k} + k_k} \qquad (24)$$

7541014/1078780687 5Biblio

mit $k_k = \dfrac{2 \cdot E_{dk} \cdot I_{dk} \cdot h_j}{3 \cdot E_j \cdot I_j \cdot l_1}$ (24a)

Rechnerische Exzentrizität am Wandfuß:

$$e_u = -\frac{M_u}{R_u} \qquad (24b)$$

mit M_u aus Gleichung (24)

$R_u = N$ Längskraft oberhalb der Zwischendecke k

4.3.4.4 Deckenknoten im Innenwandbereich

● **Innenwand im Dachgeschoss**

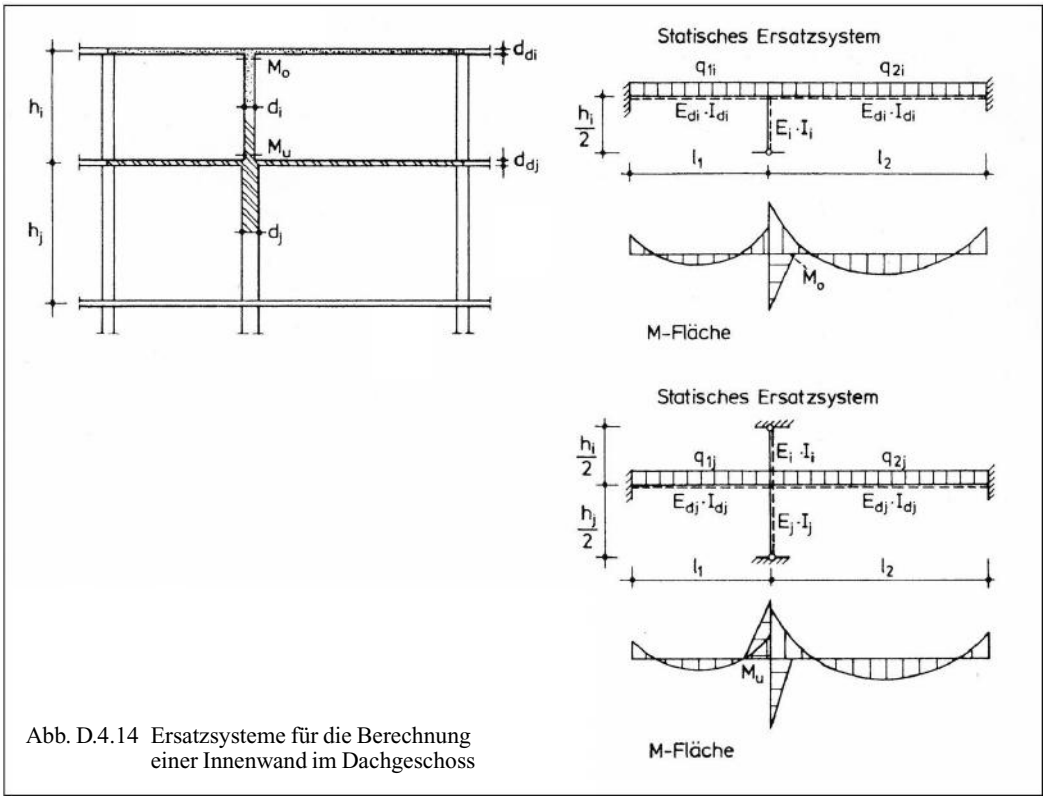


Abb. D.4.14 Ersatzsysteme für die Berechnung einer Innenwand im Dachgeschoss

Wandmoment M_o:

$$M_o = \frac{1}{18} \cdot (q_{1i} \cdot l_1^2 - q_{2i} \cdot l_2^2 \cdot \frac{1}{1 + k_i \cdot (1 + \frac{l_1}{l_2})} \qquad (25)$$

mit $k_i = \dfrac{2 \cdot E_{di} \cdot I_{di} \cdot h_i}{3 \cdot E_i \cdot I_i \cdot l_1}$ (25a)

Rechnerische Exzentrizität am Wandkopf:

$$e_o = -\frac{M_o}{R_o} \qquad (25b)$$

mit M_o aus Gleichung (25)

$R_o = B_D$ Auflagerkraft am Mittelauflager der Dachdecke

Wandmoment M_u:

$$M_u = -\frac{1}{18} \cdot (q_{1j} \cdot l_1^2 - q_{2j} \cdot l_2^2) \cdot \frac{1}{1 + \dfrac{E_j \cdot I_j \cdot h_i}{E_i \cdot I_i \cdot h_j} + k_j \cdot (1 + \dfrac{l_1}{l_2})} \qquad (26)$$

mit $k_j = \dfrac{2 \cdot E_{dj} \cdot I_{dj} \cdot h_i}{3 \cdot E_i \cdot I_i \cdot l_1}$ (26a)

Rechnerische Exzentrizität am Wandfuß:

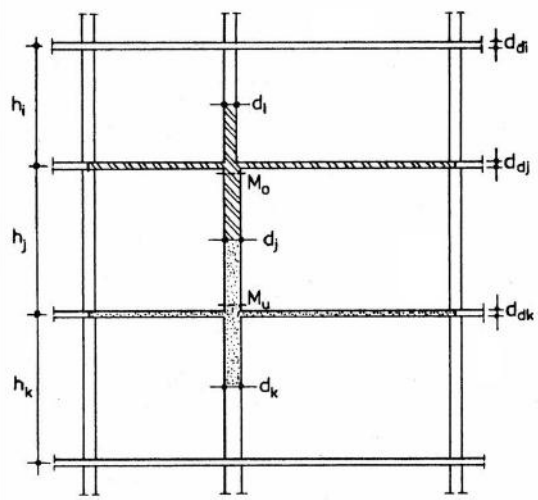
$$e_u = -\frac{M_u}{R_u} \qquad (26b)$$

mit M_u aus Gleichung (26)

$R_u = N$ Längskraft oberhalb der Zwischendecke j

7541014/10787806875Biblio

● **Innenwand im Normalgeschoss**



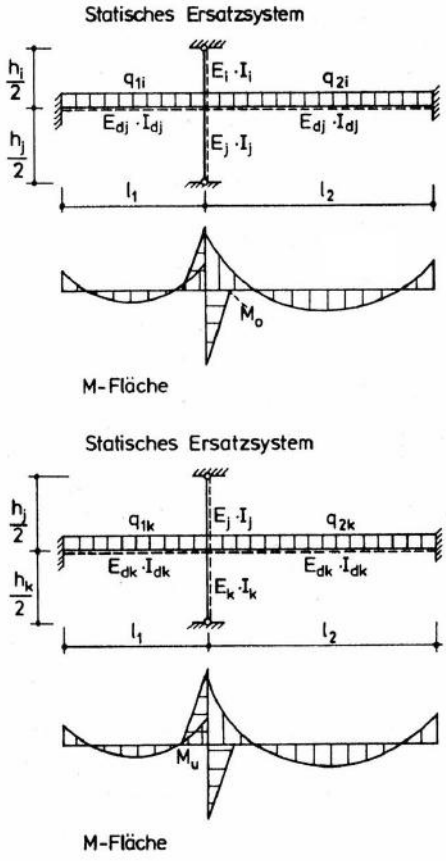


Abb. D.5.15 Ersatzsysteme für die Berechnung einer Innenwand im Normalgeschoss

Wandmoment M_o:

$$M_o = \frac{1}{18} \cdot (q_{1j} \cdot l_1^2 - q_{2j} \cdot l_2^2) \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_i \cdot I_i \cdot h_j}{E_j \cdot I_j \cdot h_i} + \overline{k}_j \left(1 + \frac{l_1}{l_2}\right)} \quad (27)$$

mit $\overline{k}_j = \frac{2 \cdot E_{dj} \cdot I_{dj} \cdot h_j}{3 \cdot E_j \cdot I_j \cdot l_1}$ (27a)

Rechnerische Exzentrizität am Wandkopf:

$$e_o = -\frac{M_o}{R_o} \quad (27b)$$

mit M_o aus Gleichung (27)

$R_o = N + B_Z$

N Längskraft oberhalb der Zwischendecke j

B_Z Auflagerkraft am Mittelauflager der Zwischendecke j

Wandmoment M_u:

$$M_u = -\frac{1}{18} \cdot (q_{1k} \cdot l_1^2 - q_{2k} \cdot l_2^2) \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_k \cdot I_k \cdot h_j}{E_j \cdot I_j \cdot h_k} + k_k \cdot \left(1 + \frac{l_1}{l_2}\right)} \quad (28)$$

mit $k_k = \frac{2 \cdot E_{dk} \cdot I_{dk} \cdot h_j}{3 \cdot E_j \cdot I_j \, l_1}$ (28a)

Rechnerische Exzentrizität am Wandfuß:

$$e_u = -\frac{M_u}{R_u} \quad (28b)$$

mit M_u aus Gleichung (28)

$R_u = N$ Längskraft oberhalb der Zwischendecke k

7541014/10787806875Biblio

4.3.4.5 Deckenknoten mit Kragarm (Außenwandbereich)

● **Außenwandbereich im Dachgeschoss**

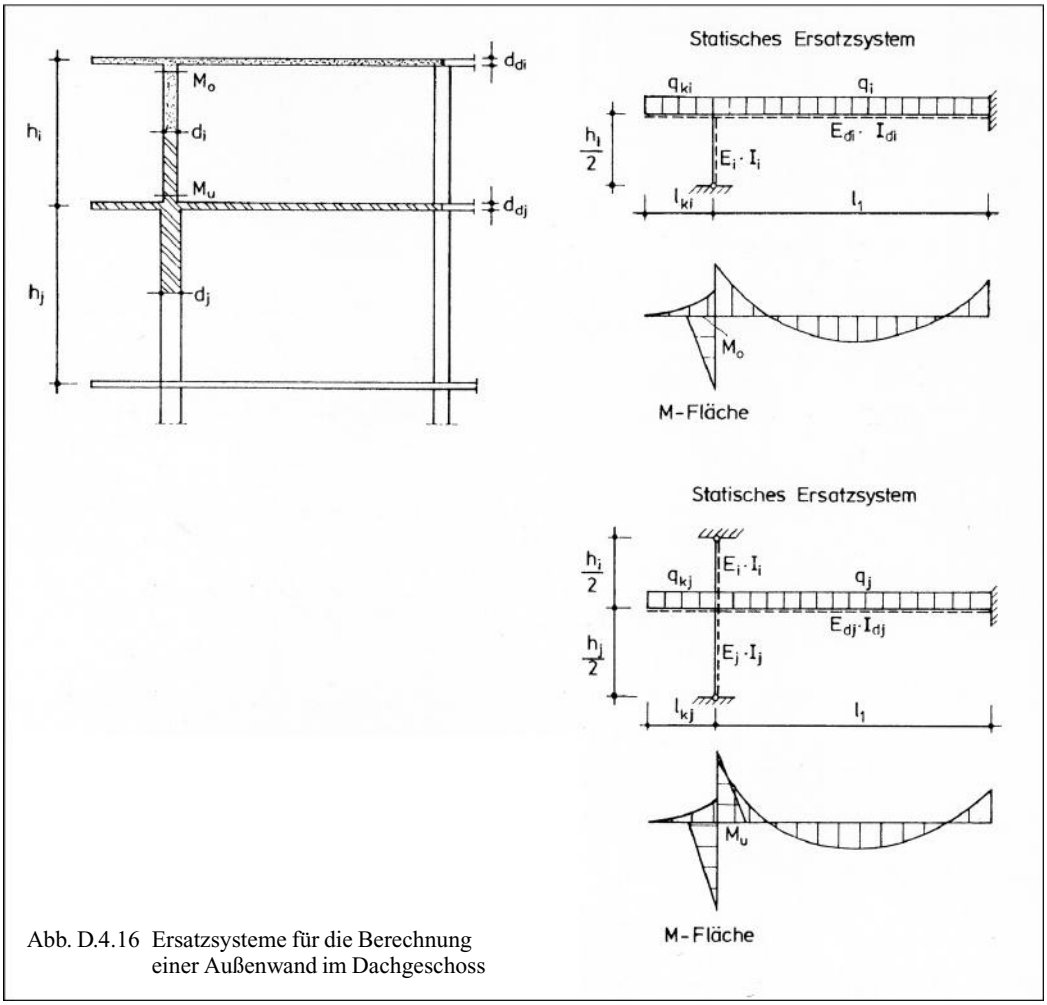


Abb. D.4.16 Ersatzsysteme für die Berechnung einer Außenwand im Dachgeschoss

Wandmoment M_o:

$$M_o = -\frac{1}{18} \cdot (q_i \cdot l_1^2 - 9 \cdot q_{ki} \cdot l_{ki}^2) \cdot \frac{1}{1 + k_i} \quad (29)$$

mit $k_i = \dfrac{2 \cdot E_{di} \cdot I_{di} \cdot h_i}{3 \cdot E_i \cdot I_i \cdot l_1}$ (29a)

Rechnerische Exzentrizität am Wandkopf:

$$e_o = -\frac{M_o}{R_o} \quad (29b)$$

mit M_o aus Gleichung (29)

$R_o = A_D$ Auflagerkraft am Deckenendauflager der Dachdecke

Wandmoment M_u:

$$M_u = \frac{1}{18} \cdot (q_j \cdot l_1^2 - 9 \cdot q_{kj} \cdot l_{kj}^2) \cdot \cdot \frac{1}{1 + \dfrac{E_j \cdot I_j \cdot h_i}{E_i \cdot I_i \cdot h_j} + k_j} \quad (30)$$

mit $k_j = \dfrac{2 \cdot E_{dj} \cdot I_{dj} \cdot h_i}{3 \cdot E_i \cdot I_i \cdot l_1}$ (30a)

Rechnerische Exzentrizität am Wandfuß:

$$e_u = -\frac{M_u}{R_u} \quad (30b)$$

7541014/10787806875Biblio

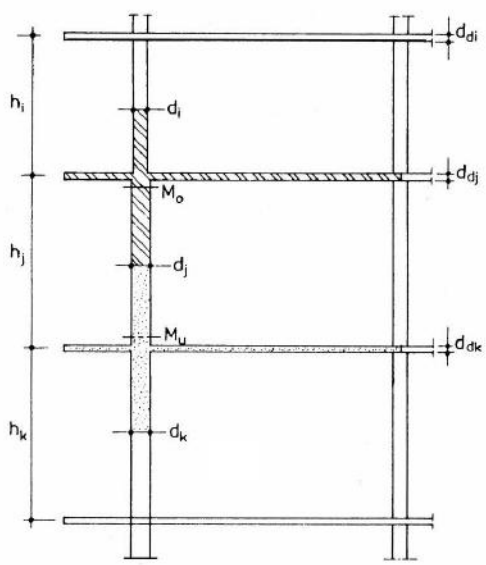
mit M_u aus Gleichung (30)

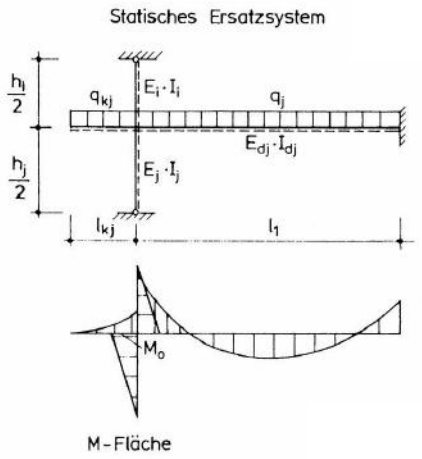
$R_u = N + A_Z$

N Längskraft oberhalb der Zwischendecke j

A_Z Auflagerkraft am Deckenendauflager der Zwischendecke

● **Außenwand im Normalgeschoss**





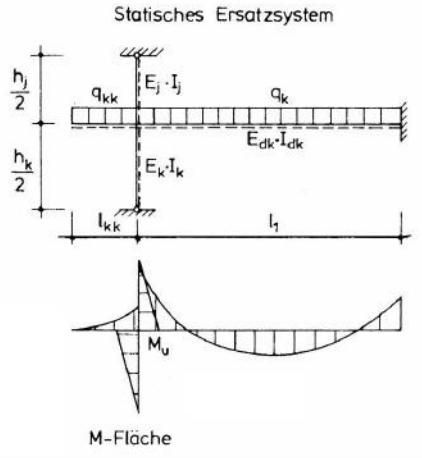


Abb. D.4.17 Ersatzsysteme für die Berechnung einer Außenwand im Normalgeschoss

Wandmoment M_o:

$$M_o = -\frac{1}{18} \cdot (q_j \cdot l_j^2 - 9 \cdot q_{kj} \cdot l_{kj}^2) \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_i \cdot I_i \cdot h_j}{E_j \cdot I_j \cdot h_i} + \overline{k_j}} \quad (31)$$

mit $\overline{k_j} = \frac{2 \cdot E_{dj} \cdot I_{dj} \cdot h_j}{3 \cdot E_j \cdot I_j \cdot l_l}$ (31a)

Rechnerische Exzentrizität am Wandkopf:

$$e_o = -\frac{M_o}{R_o} \quad (31b)$$

mit M_o aus Gleichung (31)

7541014/1078780687 5Biblio

$$M_u = -\overline{M_l} \cdot V_u = +\frac{1}{24} \cdot q_j \cdot l_l^2 \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_j \cdot I_j \cdot h_i}{E_i \cdot I_i \cdot h_j} + k_j}$$

$$= \frac{1}{24} \cdot q_j \cdot l_l^2 \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_j \cdot d_j^3 \cdot b_j \cdot h_i}{E_i \cdot d_j^3 \cdot b_j \cdot h_j} + k_j}$$

4.4 Näherungsweise Berechnung der Wandmomente (5%-Regel)

Die in Abschnitt D.4.4 dargestellte Ermittlung der Wandmomente darf bei Nutzlasten $q_k \leq 5$ kN/m² durch eine Näherungsberechnung ersetzt werden, bei der die Ausmitten e gemäß **Abb. D.4.18** angenommen werden dürfen. Folgendes ist dabei zu beachten:

- Das Moment $M_D = A_D \cdot e_D$ ist bei Dachdecken voll in den Wandkopf einzuleiten, während bei Geschossdecken das Moment $M_Z = A_Z \cdot e_Z$ je zur Hälfte in den angrenzenden Wandkopf und Wandfuß einzuleiten ist.
- Lasten N aus oberen Geschossen dürfen zentrisch angesetzt werden.
- Bei zweiachsig gespannten Decken mit Spannweitenverhältnissen bis 1 : 2 darf als Spannweite zur Ermittlung der Lastexzentrizität 2/3 der kürzeren Seite eingesetzt werden.

In [Mann 90] wird gezeigt, wie man zu den Näherungswerten der **Abb. D.4.18** kommt. Geht man nämlich von gängigen Abmessungen und Materialien des Mauerwerksbaus aus, so ergibt sich aus Gleichung (1b) der Wert $e \approx l_l/18 \approx 0{,}05 \cdot l_l$, bzw. aus Gleichung (4a) $e \approx (l_2 - l_1)/20 = 0{,}05 \cdot (l_2 - l_1)$.

Bei sehr schlanken Wänden (z. B. zweiseitig gehaltene, 11,5 cm dicke Wände) ergeben die Näherungswerte nach Abb. **D.4.18** zu ungünstige Werte. Es empfiehlt sich, in diesen Fällen eine genauere Berechnung nach Abschnitt D.4.3 durchzuführen (vgl. Abschnitt D.5.15.2, Pos. 3).

Ergibt sich die Aufgabe, die 5%-Regel bei der Berechnung von Pfeilern bzw. Wandstücken anzuwenden, so sollte berücksichtigt werden, dass ein Pfeiler, bezogen auf die Einflussbreite der Decke (fiktive Breite des Rahmenriegels), gegenüber einer durchgehenden Wand eine geringere Steifigkeit besitzt. Es erscheint daher sinnvoll und vertretbar, wie folgt zu verfahren:

1) Ermittlung des je Pfeiler bzw. Wandstück rechnerisch auftretenden Momentes:

$M = A \cdot e \cdot B$

A Deckenauflagerkraft je m
e Exzentrizität nach „5%-Regel“
B Einflussbreite der Deckenauflagerkraft

2) Abminderung des ermittelten Wandmomentes M um das Verhältnis b/B:

$\overline{M} = A \cdot e \cdot B \cdot b/B = A \cdot e \cdot b$

b *Pfeilerbreite*

3) Bemessung des Pfeilers bzw. Wandstücks mit $\overline{M}$.

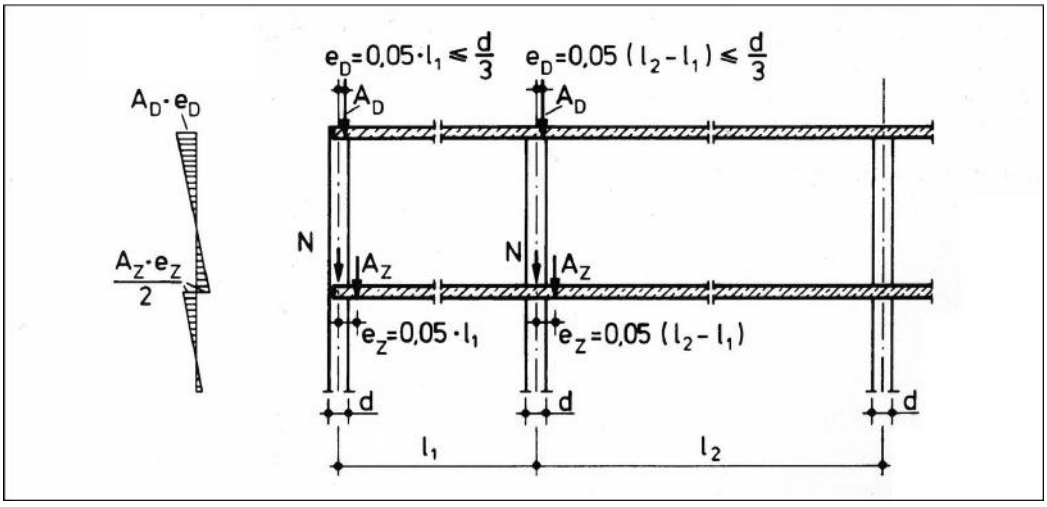


Abb. D.4.18 Exzentrizitäten der Deckenauflagerkräfte (Näherungsberechnung)

7541014/10787806875Biblio

$$M_u = -\overline{M_l} \cdot V_u = +\frac{1}{24} \cdot q_j \cdot l_l^2 \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_j \cdot I_j \cdot h_i}{E_i \cdot I_i \cdot h_j} + k_j}$$

$$= \frac{1}{24} \cdot q_j \cdot l_l^2 \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_j \cdot d_j^3 \cdot b_j \cdot h_i}{E_i \cdot d_j^3 \cdot b_j \cdot h_j} + k_j}$$

4.4 Näherungsweise Berechnung der Wandmomente (5%-Regel)

Die in Abschnitt D.4.4 dargestellte Ermittlung der Wandmomente darf bei Nutzlasten $q_k \leq 5$ kN/m² durch eine Näherungsberechnung ersetzt werden, bei der die Ausmitten e gemäß **Abb. D.4.18** angenommen werden dürfen. Folgendes ist dabei zu beachten:

- Das Moment $M_D = A_D \cdot e_D$ ist bei Dachdecken voll in den Wandkopf einzuleiten, während bei Geschossdecken das Moment $M_Z = A_Z \cdot e_Z$ je zur Hälfte in den angrenzenden Wandkopf und Wandfuß einzuleiten ist.
- Lasten N aus oberen Geschossen dürfen zentrisch angesetzt werden.
- Bei zweiachsig gespannten Decken mit Spannweitenverhältnissen bis 1 : 2 darf als Spannweite zur Ermittlung der Lastexzentrizität 2/3 der kürzeren Seite eingesetzt werden.

In [Mann 90] wird gezeigt, wie man zu den Näherungswerten der **Abb. D.4.18** kommt. Geht man nämlich von gängigen Abmessungen und Materialien des Mauerwerksbaus aus, so ergibt sich aus Gleichung (1b) der Wert $e \approx l_l/18 \approx 0{,}05 \cdot l_l$, bzw. aus Gleichung (4a) $e \approx (l_2 - l_1)/20 = 0{,}05 \cdot (l_2 - l_1)$.

Bei sehr schlanken Wänden (z. B. zweiseitig gehaltene, 11,5 cm dicke Wände) ergeben die Näherungswerte nach Abb. **D.4.18** zu ungünstige Werte. Es empfiehlt sich, in diesen Fällen eine genauere Berechnung nach Abschnitt D.4.3 durchzuführen (vgl. Abschnitt D.5.15.2, Pos. 3).

Ergibt sich die Aufgabe, die 5%-Regel bei der Berechnung von Pfeilern bzw. Wandstücken anzuwenden, so sollte berücksichtigt werden, dass ein Pfeiler, bezogen auf die Einflussbreite der Decke (fiktive Breite des Rahmenriegels), gegenüber einer durchgehenden Wand eine geringere Steifigkeit besitzt. Es erscheint daher sinnvoll und vertretbar, wie folgt zu verfahren:

1) Ermittlung des je Pfeiler bzw. Wandstück rechnerisch auftretenden Momentes:

$M = A \cdot e \cdot B$

A Deckenauflagerkraft je m
e Exzentrizität nach „5%-Regel“
B Einflussbreite der Deckenauflagerkraft

2) Abminderung des ermittelten Wandmomentes M um das Verhältnis b/B:

$\overline{M} = A \cdot e \cdot B \cdot b/B = A \cdot e \cdot b$

b *Pfeilerbreite*

3) Bemessung des Pfeilers bzw. Wandstücks mit $\overline{M}$.

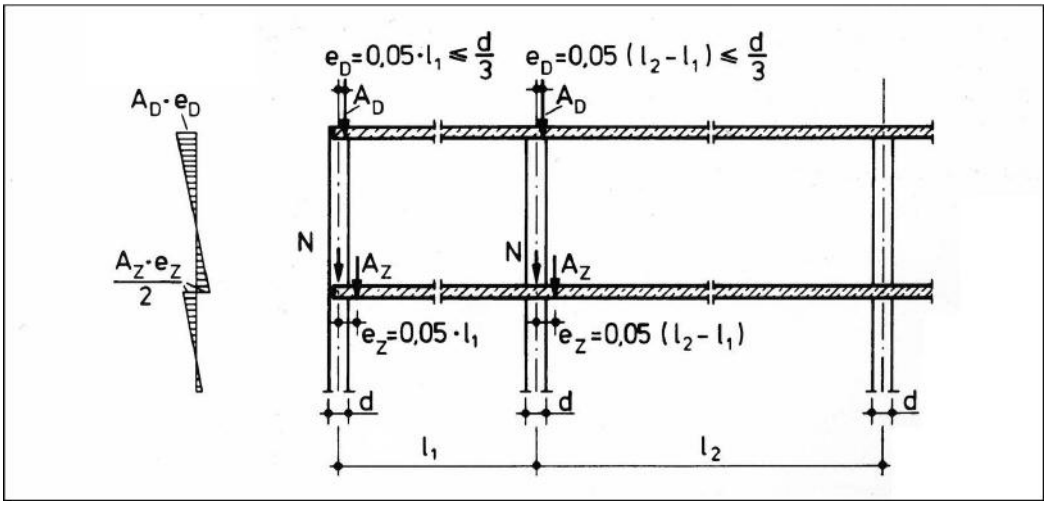


Abb. D.4.18 Exzentrizitäten der Deckenauflagerkräfte (Näherungsberechnung)

7541014/10787806875Biblio

4.5 Berücksichtigung von Wandmomenten bei parallel spannenden Decken

Es ist in Fachkreisen umstritten, ob beim Nachweis einer parallel zur Deckenspannrichtung verlaufenden Wand bzw. Pfeilers ein Moment infolge Deckendrehwinkel eingerechnet werden muss. Wegen der geringen „Auflagerkraft“ infolge Deckenanteil ist das Wandmoment in der Regel vernachlässigbar klein. Bei einem eventuell geforderten Nachweis wird vorgeschlagen, die 5%-Regel anzuwenden und das Deckenfeld als zweiachsig gespannt zu betrachten. Von der kleineren Spannweite ausgehend, kann dann $e = \min l \cdot 2/3$ gesetzt werden.

4.6 Statisch-konstruktive Maßnahmen bei „Klaffenden Fugen“

Ist die rechnerische Exzentrizität der resultierenden Last aus Decken und darüber befindlichen Geschossen infolge der Knotenmomente am Kopf bzw. Fuß der Wand größer als 1/3 der Wanddicke t, so darf die resultierende Last über einem am Rand des Querschnitts angeordneten Spannungsblock mit der Ordinate f_d abgetragen werden (vgl. **Abb. D.4.19**). In diesem Fall ist Schäden infolge von Rissen in Mauerwerk und Putz durch konstruktive Maßnahmen, z. B. Fugenausbildung, Zentrierleisten, Kantennut usw. mit entsprechender Ausbildung der Außenhaut, entgegenzuwirken (s. **Abb. D.4.20**).

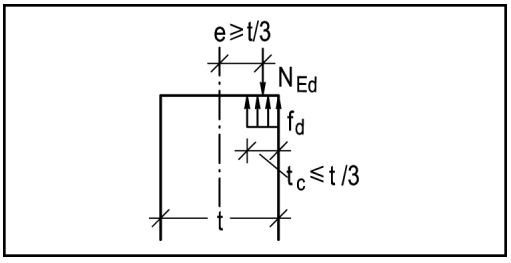


Abb. D.4.19 Exzentrizität $e \geq t/3$

Hinweis: Aus Abb. D.4.19 folgt: $t_c = t - 2e$

4.7 Wandmomente infolge von Horizontallasten

Der Momentenverlauf über die Wandhöhe infolge Vertikallasten ergibt sich aus den anteiligen Wandmomenten der Knotenberechnung (siehe **Abb. D.4.18**). Momente infolge Horizontallasten, z. B. Wind oder Erddruck, dürfen unter Einhaltung des Gleichgewichts zwischen den Grenzfällen Volleinspannung und gelenkige Lagerung umgelagert werden, z. B. entsprechend **Abb. D.4.21.**

Momente aus Windlast rechtwinklig zur Wandebene dürfen im Regelfall bis zu einer Höhe von 20 m über Gelände vernachlässigt werden, wenn die Wanddicken $d \geq 24$ cm und die lichten Geschosshöhen $h_s \leq 3{,}0$ m sind. In Wandebene sind die Windlasten jedoch zu berücksichtigen (siehe Abschnitt D.4.2).

Diese Regelung nach DIN 1053 steht leider nicht im EC 6. Sie hat sich jedoch in den vergangenen Jahren bewährt. Die Autoren sind daher der Meinung, dass diese statisch-konstruktive Regelung in Bereichen der Windlastzonen 1 und 2 bedenkenlos angewendet werden kann.

4.8 Aussteifung von Wänden/ Mindestbreite

So wie beim *vereinfachten Berechnungsverfahren* werden auch im *genaueren Verfahren* je nach Anzahl der rechtwinklig zur Wandebene unverschieblich gehaltenen Ränder zwei-, drei- und vierseitig gehaltene sowie frei stehende Wände unterschieden. Als unverschiebliche Halterung können horizontal gehaltene Deckenscheiben und aussteifende Querwände oder andere ähnlich steife Bauteile angesehen werden.

Bei einseitig angeordneten Querwänden darf unverschiebliche Halterung der auszusteifenden Wand nur angenommen werden, wenn Wand und Querwand aus Material annähernd gleichen Verformungsverhaltens gleichzeitig im Verband hochgeführt werden und wenn ein Abreißen der Wände infolge stark unterschiedlicher Verformung nicht zu erwarten ist oder wenn die zug- und druckfeste Verbindung durch

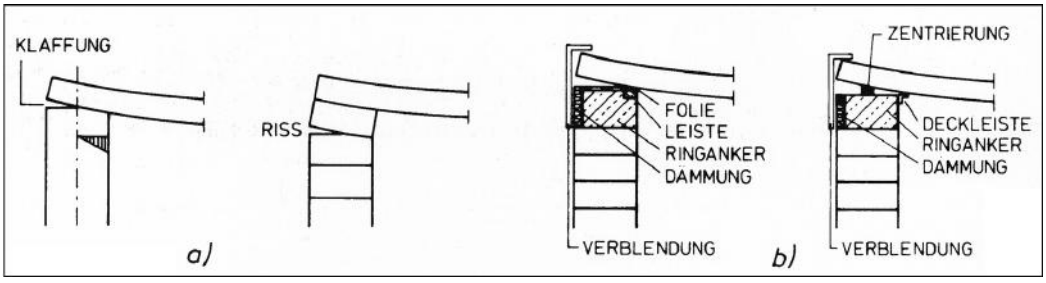


Abb. D.4.20 a) Klaffende Fuge b) Konstruktive Maßnahmen

7541014/10787806875Biblio

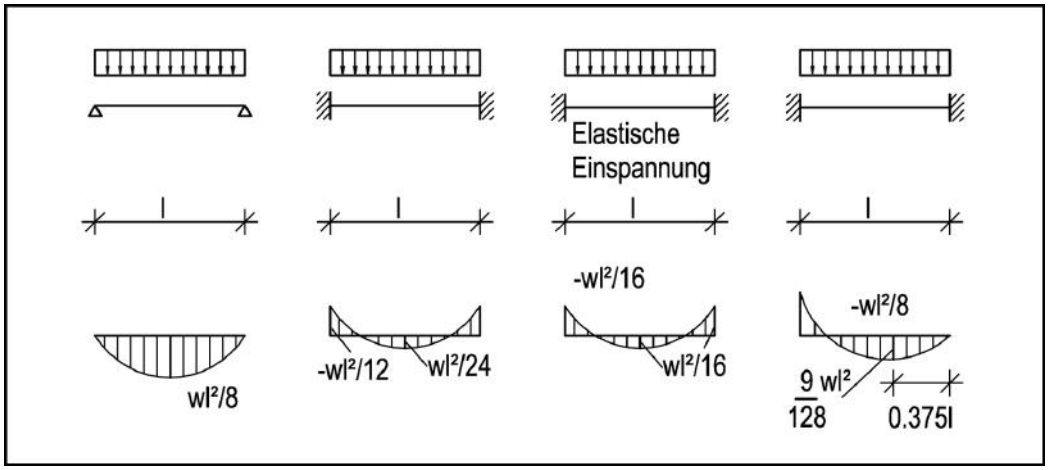


Abb. D.4.21 Mögliche Umlagerungen der Biegemomente bei Windbelastung

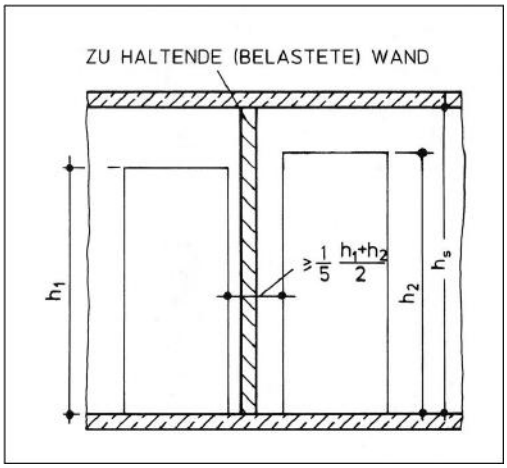


Abb. D.4.22 Mindestlänge einer knickaussteifenden Wand bei Öffnungen

andere Maßnahmen gesichert ist. Beidseitig angeordnete Querwände, deren Mittelebenen gegeneinander um mehr als die dreifache Dicke der auszusteifenden Wand versetzt sind, sind wie einseitig angeordnete Querwände zu behandeln. Aussteifende Wände müssen mindestens eine wirksame Länge von 1/5 der lichten Geschosshöhe und eine Dicke von 1/3 der Dicke der auszusteifenden Wand, jedoch mindestens 11,5 cm haben. Ist die aussteifende Wand durch Öffnungen unterbrochen, muss die Länge des im Bereich der zu haltenden Wand verbleibenden Wandteils ohne Öffnungen so groß wie nach **Abb. D.4.22** sein. Bei Fenstern gilt die jeweilige lichte Fensterhöhe als h_1 und h_2.

Werden auf beiden Seiten Querwände angeordnet, die nicht gegeneinander versetzt sind, so kann auf ein gleichzeitiges Hochführen im Verband verzichtet werden. Allerdings muss jede der beiden Querwände die oben genannten Bedingungen für aussteifende Wände erfüllen. Auf Konsequenzen aus unterschiedlichen Verformungen und aus bauphysikalischen Anforderungen ist in diesem Fall besonders zu achten.

4.9 Tragfähigkeit unter vorwiegend vertikaler Belastung

Es ist folgender Nachweis zu führen:

$$N_{ED} \leq N_{Rd} \tag{33}$$

N_{ED} Bemessungswert der angreifenden Lasten (Einwirkung)

N_{Rd} Bemessungswert der Tragfähigkeit (Tragwiderstand)

4.10 Einwirkung N_{Ed}

4.10.1 Wohn- und Bürogebäude

$$N_{Ed} = 1{,}35 \cdot N_{Gk} + 1{,}50 \cdot N_{Qk} \tag{34}$$

N_{Gk} Charakteristische Einwirkung aus Eigenlasten G

N_{Qk} Charakteristische Einwirkung aus Nutzlasten Q

Vereinfacht gilt für Hochbauten mit Decken aus Stahlbeton mit $q \leq 3{,}00$ kN/m^2 einschließlich Trennwandzuschlag

$$N_{Ed} = 1{,}40\ (N_{Gk} + N_{Qk}) \tag{35}$$

Bei der Berechnung des „Wand-Decken-Knotens" dürfen die ständigen Lasten g in allen Deckenfeldern und Geschossen mit gleichen Teilsicherheitsbeiwerten γ_G multipliziert werden. Außerdem darf die halbe Nutzlast als ständige Last angesetzt werden.

Bei Biegemomenten infolge Wind (z. B. bei vertikalen Windscheiben) ist auch der Lastfall *min N* und *zug. M* zu berücksichtigen. Hier gilt:

$$\min N_{Ed} = 1{,}0\ N_{Gk} \tag{36}$$

7541014/10787806875Biblio

4.10.2 Allgemeiner Fall

Für die Einwirkungskombinationen gilt DIN EN 1990 (vgl. auch Abschn. D.1.2).

4.11 Tragwiderstand N_{Rd} (Tragfähigkeit)

4.11.1 Bemessungswert N_{Rd} der Tragfähigkeit

Der Bemessungswert der Tragfähigkeit (Tragwiderstand) einer überwiegend vertikal belasteten einschaligen Wand je Längeneinheit beträgt

$$N_{Rd} = f_d \cdot t \cdot \Phi \cdot 0{,}85 \qquad (37)$$

f_d Bemessungsfestigkeit des Mauerwerks

$f_d = f_k/\gamma_M$

f_k charakteristische Festigkeit des Mauerwerks (s. Tafel D.3.2 bis D.3.10)

γ_M Teilsicherheitsbeiwert (s. Tafel D.4.1)

t Wanddicke

Φ Abminderungsfaktor am Kopf, Fuß und Wandmitte.

Der Faktor Φ berücksichtigt u. a. die Lastausmitte (Knotenmomente, vergl. 4.11.2) und das Knicken, vergl. 4.11.3.

0,85 Faktor zur Berücksichtigung von Langzeitbelastungen (Normalfall).

Bei Kurzzeitbelastung kann statt 0,85 der Faktor 1,0 angenommen werden.

Tafel D.4.1 Teilsicherheitsbeiwerte von Mauerwerk

Material	Belastungssituation	
	ständig und vorübergehend	außergewöhnlich[1)]
Mauerwerk und Mörtel	1,5	1,3
[1)] $\gamma_M = 1{,}0$ für Brandfall nach DIN EN 1996-1-2		

Abminderung von f_d

Bei Pfeilern mit $A < 0{,}10\ m^2$ (Pfeilerfläche) ist f_d mit dem Faktor $(0{,}7 + 3\,A)$ abzumindern.

A Pfeilerfläche in m^2.

Bei Pfeilern aus getrennten Steinen mit einem Lochanteil > 35 % oder bei Schwächung durch Schlitze oder Aussparungen, beträgt der Faktor 0,8.

Spezielle Wandkonstruktionen vergl. auch DIN EN 1996-1-1, 6.1.2.1.

4.11.2 Abminderungsfaktoren $\Phi_{o,u}$

Mit $\Phi_{o,u}$ werden am Wandkopf bzw. am Wandfuß sowohl die Einflüsse aus Knotenmomenten als auch diejenigen infolge eventueller horizontaler Lasten (z. B. Wind) berücksichtigt.

$$\Phi_{o,u} = 1 - 2 \cdot \frac{e}{t} \qquad (38)$$

$$e = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{hi} \geq 0{,}05\,t$$

M_{id} Bemessungswert der Knotenmomente

N_{id} Bemessungswert der Normalkraft

e_{hi} Ausmitte aus horizontalen Lasten

t Wanddicke

4.11.3 Abminderungsfaktor Φ_m

Mit Φ_m werden in Wandmitte schwerpunktmäßig der Knickeinfluss (Schlankheit) und horizontale Einwirkungen berücksichtigt.

$$\Phi_m = 1{,}14 \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t}\right) - 0{,}024 \cdot \frac{h_{ef}}{t} \leq 1 - 2\,\frac{e_{mk}}{t} \qquad (39)$$

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

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + \frac{h_{ef}}{450}$$

e_m Ausmitte aus Lasten und ungewollter Ausmitte

M_{md} Bemessungswert der einwirkenden Momente in Wandmitte (außer horizontaler Last z. B. Wind)

e_{hm} Ausmitte infolge horizontaler Lasten (z. B. Wind)

$\frac{h_{ef}}{450}$ ungewollte Ausmitte;

es ist der absolute Wert einzusetzen mit dem e_m erhöht wird.

$$e_k = 0{,}002 \cdot \Phi_\infty \frac{h_{ef}}{t} \sqrt{t e_m} \quad \text{(Kriecheinfluss)}$$

Φ_∞ Endkriechwert nach **Tafel E.2.1**

Hinweis: $e_k = 0$, wenn die Schlankheit der Wand $\lambda = h_{ef}/t \leq \lambda_c$ ist.

Tafel D.4.2 Grenzschlankheit λ_c

Endkriechzahl Φ_∞ (Rechenwert)	Grenzschlankheit λ_c
0,5	20
1,0	15
1,5	12
2,0	10

7541014/10787806875Biblio

4.11.4 Knicklängen

Die Ermittlung der Knicklängen erfolgt gemäß Abschnitt 3.7.

Ergänzend gilt für 2-seitig gehaltene Wände, die durch flächig gelagerte Massivdecken gehalten sind, vereinfacht:

$\rho_2 = 0{,}75$ wenn $e \leq t/6$

$\rho_2 = 1{,}00$ wenn $e \leq t/3$

e planmäßige Ausmitte (ohne ungewollte Ausmitte). Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

Erforderliche Auflagertiefe:

$t < 12{,}5$ cm $\quad a \geq 10$ cm

$t \geq 12{,}5$ cm $\quad a \geq \frac{2}{3}\ t$

Freistehende Wände

$$\rho = 2\ \sqrt{\frac{1 + 2N_{od}/N_{ud}}{3}}$$

N_{od} Bemessungswert von N am Wandkopf

N_{ud} Bemessungswert von N am Wandfuß

4.11.5 Abminderungsfaktor bei Berechnung von Windscheiben

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l} \tag{40}$$

Φ_i Abminderungsfaktor zum Nachweis am Wandkopf bzw. Wandfuß

e_w Exzentrizität der einwirkenden Normalkraft in Wandlängsrichtung
$e_w = M_{Ed}/N_d$

M_{Ed} Bemessungswert des in Scheibenrichtung einwirkenden Momentes

N_d Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft

l Länge der Wandscheibe

Werden die Schnittgrößen in einem vom Kragarm abweichenden Modell ermittelt, so darf dies gemäß DIN EN 1996-1-1/NA, Anhang NA.2 (1) erfolgen.

4.11.6 Kombinierte Beanspruchung (Doppelbiegung)

Bei Doppelbiegung, d. h. Biegung um die starke Achse y und Biegung um die schwache Achse z, darf der Nachweis vereinfachend mit dem Abminderungsfaktor

$$\Phi = \Phi_y \cdot \Phi_z \tag{41}$$

geführt werden.

4.12 Teilflächenlasten

4.12.1 Nachweisgleichung

Es gilt:

$$N_{Edc} \leq N_{Rdc} \tag{42}$$

N_{Edc} Bemessungswert der vertikalen Einwirkung

N_{Rdc} Bemessungswert des Tragwiderstandes

4.12.2 Tragwiderstand

$$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d \tag{43}$$

$$\beta = \left(1 + 0{,}3\ \frac{a_1}{h_c}\right) \cdot \left(1{,}5 - 1{,}1\ \frac{A_b}{A_{ef}}\right)$$

mit $1{,}0 \leq \beta \leq 1{,}25 + \frac{a_1}{2_{hc}}$ bzw. 1,5

der kleinere Wert ist maßgebend

β Erhöhungsfaktor bei Teilflächenlasten

a_1 Abstand der belasteten Fläche zum nächstgelegenen Rand (vergl. **Abb. D.4.23**)

h_c Höhe der Wand bis zur Ebene der Lasteintragung

A_b belastete Fläche

A_{ef} wirksame Wandfläche, i. Allg. $l_{ef} \cdot t$

l_{ef} Länge der Lastausbreitung in halber Wand- bzw. Pfeilerhöhe

t Wanddicke unter Berücksichtigung von nicht voll vermörtelten Fugen mit einer Tiefe von mehr als 5 mm

$\frac{A_b}{A_{ef}}$ ist nicht größer als 0,45 anzusetzen

Eine Lastausmitte, gemessen von der Schwerachse der Wand, sollte $\leq t/4$ sein.

4.12.3 Randnahe Einzellast

Bei einer randnahen Einzellast mit $a_1 \leq 3 \cdot l_1$ (vergl. Abb. E.3.2) kann gewählt werden:

$$\beta = 1 + 0{,}1 \cdot \frac{a_1}{l_1} \leq 1{,}5 \tag{44}$$

Hierbei sind folgende Bedingungen einzuhalten:

Belastungsfläche $A_b \leq 2 \cdot t^2$

Ausmitte $e \leq t/6$ (vergl. **Abb. D.4.23**)

Vergl. auch „Hinweis“ im Abschn. 3.9.3, S. 290.

4.12.4 Teilflächenlast rechtwinklig zur Wandebene

Hierbei ist $\beta = 1{,}3$ anzunehmen.

Bei Horizontallasten $F_{Ed} > 4$ kN ist zusätzlich die Schubtragfähigkeit in den Lagerfugen der belasteten

7541014/10787806875Biblio

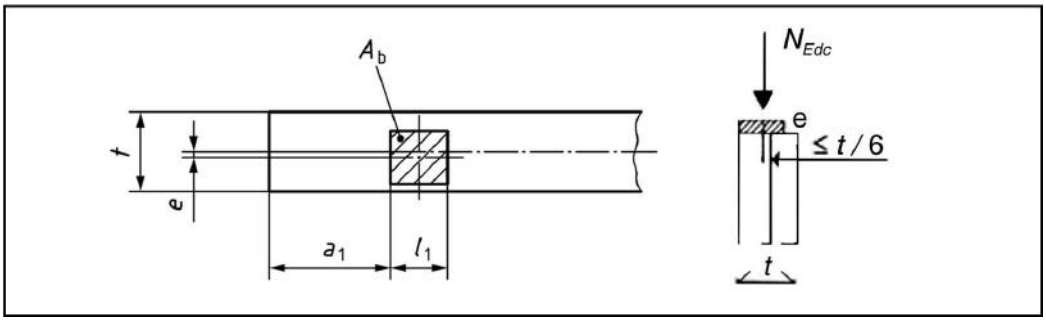


Abb. D.4.23 Teilflächenpressung

Steine nachzuweisen (vergl. Gl. 53 bzw. 54). Bei Bedarf ist durch lastverteilende Zwischenlager (z. B. elastomere Lager) sicherzustellen, dass die Querkraft auf mindestens 2 Stege eines Mauersteins übertragen wird.

4.13 Schubbeanspruchung

4.13.1 Allgemeines

Es ist zwischen der Beanspruchung in der Wandebene (Scheibenschub) und der Beanspruchung quer zur Wandebene (Plattenschub) zu unterscheiden.

Für die Bemessung gelten folgende Annahmen und Grundsätze:

- Ebenbleiben der Querschnitte
- Der Reibungsbeiwert darf für alle Mörtelarten bei Plattenschub zu $\mu = 0{,}6$ bzw. bei Scheibenschub zu $\mu = 0{,}4$ angenommen werden.
- Die Mörtelgruppe des in der untersten Lage (Kimmschicht) vorhandenen Mörtels ist gegebenenfalls zu beachten.
- Schlitze und Aussparungen können vernachlässigt werden, wenn sie den Anforderungen der **Tafeln G.9.1** und **G.9.2** entsprechen.
- Querschnittsbereiche mit rechnerisch klaffenden Fugen dürfen nicht in Rechnung gestellt werden.
- Die Schubtragfägigkeit hängt von der einwirkenden Normalkraft ab. Diese kann zu $N_{Ed} = 1{,}0\ N_{Gk}$ angenommen werden. Ausnahme: Nachweis gegen Schubdruckversagen (vergl. Gl. 50)

4.13.2 Tragfähigkeitsnachweis

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \tag{45}$$

V_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Schubkraft

V_{Rd} Minimaler Bemessungswert der Schubtragfähigkeit (Schubwiderstand)

4.13.3 Schubwiderstand bei Scheibenschub und Rechteckquerschnitten

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot l_{cal} \cdot \frac{t}{c} \tag{46}$$

f_{vd} Bemessungswert der Schubfestigkeit f_{vk} nach 4.13.4 mit $f_{vd} = f_{vk}/\gamma_M$

γ_M Teilsicherheitsbeiwert nach **Tafel D.4.1**

l_{cal} rechnerische Wandlänge.
Bei Windbelastung gilt: $l_{cal} = 1{,}125 \cdot l$ bzw. $l_{cal} = 1{,}333 \cdot l_{c,\,lin}$
der kleinere Wert ist maßgebend. In allen anderen Fällen ist $l_{cal} = l$ bzw. $l_{c,lin}$

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

c,lin für die Berechnung anzusetzende überdrückte Länge der Wandscheibe

e_w $= M_{Ed}/N_{Ed}$

M_{Ed} Bemessungswert des einwirkenden Momentes in Scheibenrichtung

N_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft

t Wanddicke

l Länge der Wandscheibe

c Faktor zur Berücksichtigung der Schubspannungsverteilung
$c = 1{,}0$ bei $h/l \leq 1$
$c = 1{,}5$ bei $h/l \geq 2$
Zwischenwerte linear interpolieren

h lichte Höhe der Wand

Hinweis: Wenn die Schnittgrößen an einem vom Kragarm abweichenden Modell ermittelt werden, darf der Nachweis nach DIN 1996 1-1/NA, Anhang NA.K.3 (1) erfolgen

7541014/10787806875Biblio

Tafel D.4.3 Haftscherfestigkeit f_{vk0} in N/mm² von Mauerwerk ohne Auflast

NM II	NM IIa	NM III	NM IIIa		
Normalmauermörtel mit einer Festigkeit f_m in N/mm²				Dünnbettmörtel mit einer Lagerfugendicke von 1 – 3 mm	Leichtmauermörtel
2,5	5	10	20		
0,08	0,18	0,22	0,26	0,22	0,18

Tafel D.4.4 Rechenwert für f_{st} (Steindruckfestigkeit)

Druckfestigkeitsklasse der Mauersteine und Planelemente	2	4	6	8	10	12	16	20	28	36	48	60
Umgerechnete mittlere Mindeststeindruckfestigkeit f_{st} in N/mm²	2,5	5,0	7,5	10,0	12,5	15,0	20,0	25,0	35,0	45,0	60,0	75,0

4.13.4 Charakteristische Schubfestigkeit f_{vk} bei Scheibenschub

f_{vk} darf als kleinster Wert von f_{vlt} ermittelt werden:

$f_{vk} = \min f_{vlt}\,[f_{vlt1}; f_{vlt2}]$

a) Reibungsversagen

- Vermörtelte Stoßfugen

$$f_{vlt1} = f_{vk0} + 0{,}4\,\sigma_{Dd} \tag{47}$$

- Unvermörtelte Stoßfugen

$$f_{vlt1} = f_{vk0} \cdot 0{,}5 + 0{,}4\,\sigma_{Dd} \tag{48}$$

f_{vk0} Haftscherfestigkeit nach **Tafel D.4.3**

σ_{Dd} Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung an der Stelle der maximalen Schubspannung.

Für Rechteckquerschnitte ist $\sigma_{Dd} = N_{Ed}/A$

A ist die überdrückte Querschnittsfläche.

$N_{Ed} = 1{,}0\,N_{Gk}$ (Regelfall)

b) Steinzugversagen

Es gilt bei vermörtelten und unvermörtelten Stoßfugen:

$$f_{vlt2} = 0{,}45 \cdot f_{bt,\,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bt,\,cal}}} \tag{49}$$

$f_{bt,\,cal}$ rechnerische Steinzugfestigkeit

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

$f_{bt,\,cal} = 0{,}026 \cdot f_{st}$ für Hochlochsteine und Steine mit Grifflöchern oder Grifftaschen

$f_{bt,\,cal} = 0{,}032 \cdot f_{st}$ für Vollsteine ohne Grifflöcher oder Grifftaschen

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

für Porenbeton-Plansteine mit $l \leq 498$ mm und $t \leq 248$ mm f_{st} aus **Tafel D.4.4**

Hinweis: Bei Mauerwerk aus Porenbeton-Plansteinen mit glatten Stirnflächen und vollflächig vermörtelten Stoßfugen kann der Wert nach Gl. 49 um 20 % erhöht werden.

4.13.5 Schubwiderstand V_{Rd} bei Elementmauerwerk

Die folgenden Berechnungsformeln gelten nur für Elementmauerwerk mit Dünnbettmörtel und verminderten Überbindemaßen $l_{ol}/h_u < 0{,}4$ sowie hoher Normalkraftbeanspruchung.

Die Gleichung 50 gilt für Schubdruckversagen am Wandfuß und ist zusätzlich zur Gleichung 46 anzuwenden.

$$V_{Rd} = \frac{1}{c} \left(f_k \cdot t \cdot l_c \cdot \frac{1}{\gamma_M} - N_{Ed} \right) \cdot \frac{l_{ol}}{h_u} \tag{50}$$

c Faktor zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung (vergl. Legende zu Gl. 46)

f_k charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit nach **Tafeln D.3.2** bis **D.3.10**, S. 285 ff

t Wanddicke

l_c überdrückte Länge der Wandscheibe

$$l_c = \left(1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l}\right) \cdot l$$

$e_w = M_{Ewd}/N_{Ed}$

M_{Ewd} Bemessungswert des Wandmomentes

N_{Ed} Bemessungswert der Normalkraft (im Regelfall max N_{Ed})

l Länge der Wandscheibe

γ_M Teilsicherheitsbeiwert nach **Tafel D.4.1**

l_{ol} Überbindemaß

h_u Elementhöhe

7541014/10787806875Biblio

4.13.6 Schubwiderstand bei unvermörteltem Elementmauerwerk mit $h_u > l_u$

Es ist zusätzlich zum Nachweis nach Gl. 46 und – sofern erforderlich – nach Gl. 50 ein Nachweis nach Gl. 51 in halber Wandhöhe zu führen (Fugenversagen durch Klaffen der Lagerfuge).

$$V_{Rd} = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{\gamma_m} \left(\frac{l_u}{h_u} + \frac{l_u}{h} \right) \cdot N_{Ed} \qquad (51)$$

V_{Rd} Schubwiderstand
h lichte Höhe der Wand
Vergl. Legende zu Gl. 50

4.13.7 Schubwiderstand V_{Rd} bei Plattenschub

Die Schubtragfähigkeit senkrecht zur Wandebene infolge Reibungsversagens ermittelt man mit der folgenden Gleichung.

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t_{cal} \cdot \frac{l}{c} \qquad (52)$$

f_{vd} Bemessungswert der Schubfestigkeit s. 4.13.8
t_{cal} rechnerische Wanddicke. Wandfuß:
$t_{cal} = t$; bzw. $1{,}25 \cdot t_{c,lin}$
Der kleinste Wert ist maßgebend.

In allen anderen Fällen ist $t_{cal} = t$, bzw. $t_{c,lin}$

$$t_{c,lin} = \frac{3}{2} \left(1 - 2 \cdot \frac{e}{t} \right) \cdot t \le t, \text{ Rechenwert}$$

der überdrückten Dicke der Wand
t Wanddicke
e Exzentrizität der Normalkraft
l Länge der Wand; bei gleichzeitigem Scheibenschub gilt: $l = l_{c,\,lin}$ vergl. Gl. 46
c = 1,5 (Schubspannungs-Verteilungs-Faktor)

4.13.8 Schubfestigkeit f_{vd} bei Plattenschub

Es ist nur eine Betrachtung des Reibungsversagens erforderlich.

a) Vermörtelte Stoßfugen:

$$f_{vlt1} = f_{vk0} + 0{,}6 \cdot \sigma_{Dd} \qquad (53)$$

a) Unvermörtelte Stoßfugen:

$$f_{vlt1} = \frac{2}{3} f_{vk0} + 0{,}6 \cdot \sigma_{Dd} \qquad (54)$$

f_{vk0} Haftscherfestigkeit nach **Tafel D.4.3**
σ_{Dd} Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung an der Stelle der maximalen Schubspannung. Rechteckquerschnitt: $\sigma_{Dd} = N_{Ed}/A$. A ist die überdrückte Querschnittsfläche und $N_{Ed} = 1{,}0\, N_{Gk}$ (Regelfall)

4.14 Nachweis der Randdehnung bei Scheibenschub

Es ist der Nachweis der Randdehnung zu führen, wenn die rechnerische Haftscherfestigkeit in den Gl. 46 bis 48 angesetzt wird und eine Ausmitte $e > l_w/6$ vorliegt.

Nachweis der Randdehnung siehe **Abb. D.4.24**

$\varepsilon_R = \varepsilon_D \cdot a/l_{c,lin}$ und $E = 1000\, f_k$

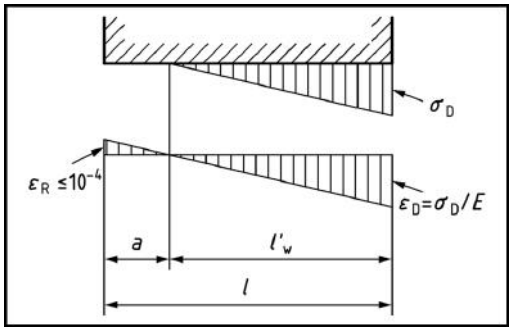


Abb. D.4.24 „Randdehnung“
l Länge der Wandscheibe
$l_{c,lin}$ überdrückte Länge
σ_D Kantenpressung auf Basis eines linear-elastischen Stoffgesetzes
ε_D rechnerische Rundstauchung
ε_R rechnerische Randdehnung
E Kurzzeit-Elastizitätsmodul als Sekantenmodul

4.15 Plattenbiegung

4.15.1 Nachweisgleichung

Es gilt

$$M_{Ed} \le M_{Rd} \qquad (55)$$

M_{Ed} Bemessungswert des auf die Wand wirkenden Biegemomentes
M_{Rd} Bemessungswert des Tragwiderstandes (aufnehmbares Moment)

Der Bemessungswert des aufnehmbaren Moments einer Wand je Längen- oder Höheneinheit ist: $M_{Rd} = f_{xd} \cdot Z$

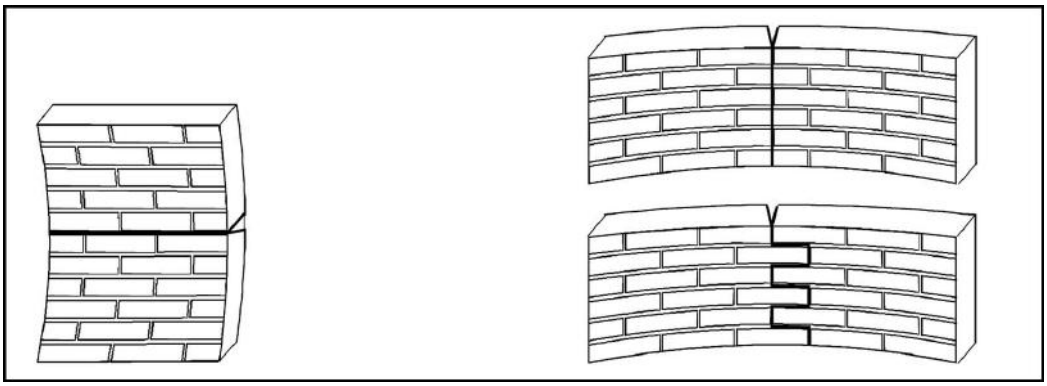
f_{xd} Bemessungswert der Biegefestigkeit
Z Elastisches Widerstandsmoment je je Längen- oder Höheneinheit der Wand

Ist eine vertikale Last vorhanden, so darf ihr günstiger Einfluss gemäß DIN EN 1996-1-1, Abschn. 6.3.1, (4) berücksichtigt werden.

4.15.2 Charakteristische Biegefestigkeit f_{xk}

Bei der Plattenbiegung gilt die Definition nach **Abb. D.4.24.**

7541014/10787806875Biblio



a) Bruchebene parallel zur Lagerfuge; f_{xk1} b) Bruchebene senkrecht zur Lagerfuge; f_{xk2}

Abb. D.4.25 Biegebeanspruchung von Mauerwerk

Zu a)

f_{xk1} darf in tragenden Wänden nicht in Rechnung gestellt werde. Ausnahme: Wände bestehen aus Planelementen und werden lediglich nur zeitweise durch Lasten rechtwinklig zur Oberfläche beansprucht (z. B. durch Wind auf Ausfachungsmauerwerk).

In diesem Fall ist $f_{xk1} = 0{,}2$ N/mm^2.

Bei eventuellem Versagen der Wand darf es nicht zum Einsturz des gesamten Tragwerks kommen.

Zu b)

f_{xk2} ergibt sich aus dem kleineren Wert der Gleichungen 56 oder 57

$$f_{xk2} = (f_{vk0} + 0{,}6 \cdot \sigma_d) \cdot \frac{l_{ol}}{h_u} \qquad (56)$$

$$f_{xk2} = 0{,}5 \cdot f_{bt,cal} \leq 0{,}7 \text{ in N/mm}^2 \qquad (57)$$

f_{vk0} Haftscherfestigkeit nach **Tafel D.4.3**

σ_d Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung rechtwinklig zur Lagerfuge im untersuchten Lastfall.
In der Regel ist der geringste zugehörige Wert einzusetzen.

l_{oh}/h_u Verhältnis von Überbindemaß zu Steinhöhe

$f_{bt,\,cal}$ rechnerische Steinfestigkeit, siehe Legende Abschn. 4.13.4, b

4.16 Mitwirkende Plattenbreite bei Aussteifungsscheiben

Beim Nachweis der Gesamtstabilität von Mauerwerksbauten sind u. a. die Steifigkeitsverhältnisse der Wandscheiben zu ermitteln. Häufig setzt sich die Steifigkeit einer Wandscheibe aus der Wand und aus der mitwirkenden Breite der angrenzenden Querwand zusammen. Die mögliche anzusetzende mitwirkende Breite ist der **Abb. D.4.26** zu entnehmen. Hierbei sind h_{tot} die gesamte Höhe der Wandscheibe und t die Dicke der Querwand.

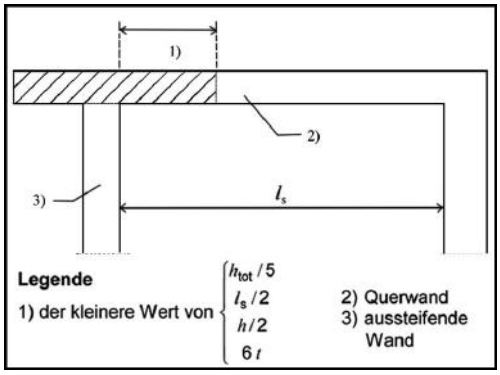


Abb. D.4.26 Mitwirkende Breite bei auf Schub beanspruchten Wänden

4.17 Beispiele

4.17.1 Zahlenbeispiel/Rahmenberechnung

30 cm dicke Außenwand im Dachgeschoss (zweiseitig gehalten)

Baustoffe

Mauerwerk: Hlz 4/II; $t = 30$ cm

$f_k = 2{,}1$ N/mm^2 = 0,21 kN/cm^2

$E_M = K_E \cdot f_k = 1100 \cdot 0{,}21 = 231$ kN/cm^2

$= 2310$ MN/m^2 (vgl. **Tafel E.2.4**)

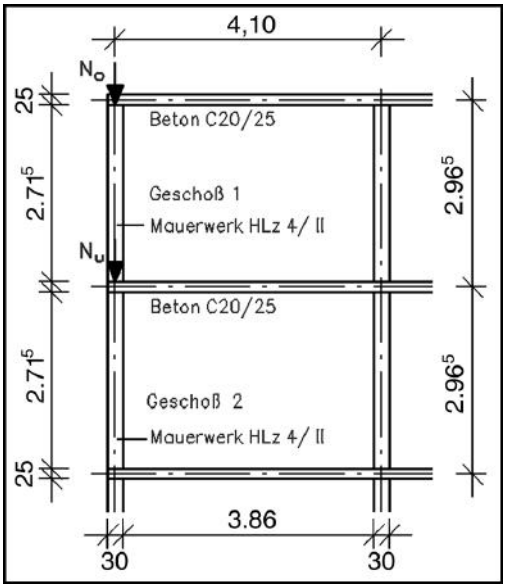
Steinrohdichte: 1,0 kg/dm^3

Stahlbetondecke: $h = 25$ cm; C 20/25

$E_{cm} = 30\,000$ N/mm^2 = 3000 kN/cm^2

7541014/10787806875Biblio

Gebäudequerschnitt



Dachdecke:

25 cm Beton; $25 \cdot 0{,}25$ $= 6{,}25$ kN/m²
Dachbelag $1{,}00$ kN/m²
$g_k = 7{,}25$ kN/m²
$q_k = 1{,}50$ kN/m²

Schnee; $0{,}8 \cdot 0{,}85 =$ $q_{sk} = 0{,}70$ kN/m²
$r_k = 9{,}45$ kN/m²
$r_d = 1{,}4 \cdot 9{,}45 = 13{,}2$ kN/m²

Geschossdecke:

25 cm Beton; $25 \cdot 0{,}25$ $= 6{,}25$ kN/m²
Belag $0{,}80$kN/m²
$g_k = 7{,}05$ kN/m²
$q_k = 1{,}50$ kN/m²
$r_k = 8{,}55$ kN/m²
$r_d = 1{,}4 \cdot 8{,}55 = 12{,}0$ kN/m²

Wandlast, $t = 30$ cm $g_k = 4{,}5$ kN/m²
$g_d = 1{,}4 \cdot 4{,}5 = 6{,}3$ kN/m²

Berechnung der Knotenmomente

Rahmenformeln nach Abschn. D.4.3.2

$$k_1 = \frac{2 \cdot 30\,000 \cdot 0{,}25^3 \cdot 1{,}0 \cdot 2{,}965}{3 \cdot 2310 \cdot 0{,}30^3 \cdot 1{,}0 \cdot 4{,}1} = 3{,}62$$

Wandkopf:

$$M_{Ed,o} = -\frac{1}{24} \cdot 13{,}2 \cdot 4{,}10^2 \cdot \frac{1}{1+3{,}62} = -2{,}00 \text{ kN/m}$$

$N_{Ed,o} = 13{,}2 \cdot 4{,}1 \cdot 0{,}4 = 21{,}65$ kN/m

$e_{do} = 2{,}00/21{,}65 = 0{,}092 \text{ m} < t/3 = 0{,}10$ m

Wandfuß:

$$M_{Ed,u} = \frac{1}{24} \cdot 12{,}0 \cdot 4{,}10^2 \cdot \frac{1}{1+1+3{,}62} = 1{,}50 \text{ kN/m}$$

$N_{Ed,u} = 13{,}2 \cdot 4{,}1 \cdot 0{,}4 + 6{,}3 \cdot 2{,}72 = 38{,}78$ kN/m

$e_{du} = -1{,}50/38{,}78 = -0{,}039 \text{ m} < t/3 = 0{,}10$ m

Wandmitte

$e_{dm} = (0{,}092 - 0{,}039)/2 = 0{,}027$ m

Knicklänge/Schlankheit:

$h_{ef} = \varrho \cdot h = 1{,}0 \cdot 2{,}72 = 2{,}72$ m

$\lambda = 2{,}72/0{,}30 = 9{,}0 < 10$

Gesamtausmitte in Wandmitte:

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

$$e_m = e_{md} + e_{mh} + \frac{h_{ef}}{450} = 0{,}027 + 0 + 0{,}0066 = 0{,}034 \text{ m}$$

Da $\lambda < 10$, muss keine Kriechanschnitte e_k berücksichtigt werden.

$e_{mk} = e_m = 0{,}034 \text{ m} \geq 0{,}05\, t = 0{,}015$ m

Abminderungsfaktoren Φ

$\Phi_o = 1 - 2 \cdot e_{od}/t = 1 - 2 \cdot 0{,}092/0{,}30 = 0{,}39$

$\Phi_u = 1 - 2 \cdot e_{ud}/t = 1 - 2 \cdot 0{,}039/0{,}30 = 0{,}74$

$\Phi_m = 1{,}14\,(1 - e_{mk}/t) - 0{,}024\,\lambda < 1 - 2 \cdot e_{mk}/t$
$= 1{,}14\,(1 - 0{,}034/0{,}30) - 0{,}024 \cdot 9{,}0$
$= 0{,}66 < 1 - 2 \cdot 0{,}034/0{,}30 = 0{,}77$

Tragfähigkeitsnachweis

$f_d = f_k/\gamma_M = 2{,}1/1{,}5 = 1{,}4$ N/mm² $= 0{,}14$ kN/cm²

$N_{Rd,o} = f_d \cdot t \cdot \Phi_o \cdot 0{,}85 = 1{,}4 \cdot 1000 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}39 \cdot 0{,}85$
$= 139{,}2 \text{ kN/m} > N_{Ed,o} = 21{,}7$ kN/m

$N_{Rd,u} = f_d \cdot t \cdot \Phi_u \cdot 0{,}85 = 1{,}4 \cdot 1000 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}74 \cdot 0{,}85$
$= 264{,}2 \text{ kN/m} > N_{Ed,u} = 38{,}8$ kN/m

$N_{Rd,m} = 1{,}4 \cdot 1000 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}66 \cdot 0{,}85 = 235{,}6$ kN/m
$> N_{Ed,m} = 21{,}65 + 6{,}3 \cdot 2{,}72/2 = 30{,}2$ kN/m

Es ist nicht erforderlich, weitere Lastkombinationen zu untersuchen (vgl. Graubner/Schmitt: „Kalksandstein-Eurocode 6“. Herausgeber: Bundesverband Kalksandsteinindustrie, Abschn. 6.3.5)

7541014/10787806875Biblio

4.17.2 Zahlenbeispiel/Aussteifungsscheibe (Mittelwand)

KSL 12/II, $f_k = 3{,}9\ \text{N/mm}^2$

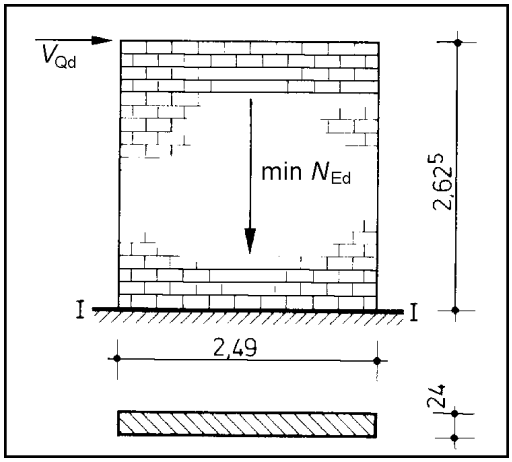
$\min N_{Ed} = 1{,}0 \cdot M_{Gk} = 350\ \text{kN}$

$V_{Qk} = 60\text{kN}$

$V_{Qd} = 1{,}5 \cdot 60 = 90\ \text{kN} = V_{Ed}$

$$e_w = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{\max M_{Ed}}{\min N_{Ed}}$$

$$e_w = \frac{90 \cdot 2{,}625}{350} = 0{,}675\ \text{m}$$



Schubwiderstand (Schubtragfähigkeit):

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

Ermittlung einiger Vorwerte:

$$l_{c,lin} = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l}\right) \cdot l = 1{,}5 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{0{,}675}{2{,}49}\right) \cdot 2{,}49$$

$= 1{,}71\ \text{m} < 2{,}49\text{m}$

bzw.

$l_{cal} = 1{,}333 \cdot l_{c,lin} = 1{,}333 \cdot 1{,}71 = 2{,}28\ \text{m}$

maßgebend: $l_{cal} = 2{,}28\text{m}$

$$\sigma_{Dd} = \frac{\min N_{Ed}}{l_{c,lin} \cdot t} = \frac{350}{1{,}71 \cdot 0{,}24} = 853\ \text{kN/m}^2$$

$= 0{,}853\ \text{N/mm}^2$

$h/l = 2{,}625/2{,}49 \approx 1 \qquad c = 1{,}0$

$f_{vk0} = 0{,}08\text{N/mm}^2$

$f_{vlt1} = f_{vk0} + 0{,}4\,\sigma_{Dd} = 0{,}08 + 0{,}4 \cdot 0{,}853 = 0{,}42\ \text{N/mm}^2$

bzw.

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

$f_{bt,cal} = 0{,}026 \cdot 15 = 0{,}398\text{N/mm}^2$

$f_{vlt2} = 0{,}45 \cdot 0{,}39 \cdot \sqrt{1 + 0{,}85/0{,}39}$

$= 0{,}31\ \text{N/mm}^2 = 0{,}31\ \text{MN/m}^2$

maßgebend: $f_{vlt2} = 0{,}31\ \text{MN/m}^2 = \min f_{vk}$

$f_{vd} = f_{vk}/\gamma_M = 0{,}31/1{,}5 = 0{,}21\ \text{N/mm}^2 = 0{,}21\ \text{M/m}^2$

Nachweis der Schubtragfähigkeit

$V_{Rd} = f_{vd} \cdot l_{cal} \cdot t/c = 0{,}21 \cdot 2{,}28 \cdot 0{,}24/1{,}0$

$= 0{,}115\ \text{MN} = 115\ \text{kN} < V_{Ed} = 90\ \text{kN}$

Tragwiderstand bei Biegung um die „starke Achse“ (vgl. 4.11.5)

$$\phi_2 = 1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l} = 1 - 2 \cdot \frac{0{,}675}{2{,}49} = 0{,}46$$

$f_d = 3{,}9/1{,}5 = 2{,}60\ \text{N/mm}^2$

$N_{Rd} = A \cdot f_d\,\phi \cdot 0{,}85 = 0{,}24 \cdot 2{,}49 \cdot 2{,}60 \cdot 0{,}85$

$= 1{,}32\ \text{MN} = 1320\ \text{kN}$

$\min N_{Ed} = 350\ \text{kN} < 1320\ \text{kN} = N_{Rd}$

Nachweis der Randdehnung

Es wurde beim Schubnachweis die Haftscherfestigkeit f_{vk0} rechnerisch angesetzt. Daher ist ein Randdehnungsnachweis (vgl. 4.14) unter charakteristischen Lasten erforderlich.

$e_{w,k} = 60 \cdot 2{,}625/350 = 0{,}45\text{m} > l/6 = 2{,}49/6 = 0{,}42\ \text{m}$

$$l_{c,lin} = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{w,k}}{l}\right) \cdot l$$

$$= \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{0{,}45}{2{,}49}\right) \cdot 2{,}49 = 2{,}39\text{m}$$

$$\sigma_{Dd} = \frac{2 \cdot N_k}{l_{c,lin} \cdot t} = \frac{2 \cdot 350}{2{,}39 \cdot 0{,}24} = 1220\ \text{kN/m}^2$$

$E = 1000 \cdot f_k = 1000 \cdot 3{,}9 = 3900\ \text{N/mm}^2$

$$\varepsilon_R = \frac{\sigma_D}{E} \cdot \left(\frac{l}{l_{c,lin}} - 1\right) = \frac{1{,}22}{3900} \cdot \left(\frac{2{,}49}{2{,}39} - 1\right)$$

$= 0{,}000013 < 0{,}0001$

Nachweis in Wandmitte infolge kombinierter Beanspruchung

Annahme: $\phi_x = 0{,}75$ (z. B. aus „Knicken“)

$$e_w = \frac{M_{Ed,Mitte}}{\min N_{eD}} = \frac{90 \cdot 2{,}625/2}{350} = 0{,}34$$

7541014/10787806875Biblio

$$\phi_y = 1 - 2 \cdot \frac{e_{w,Mitte}}{l} = 1 - 2 \cdot \frac{0.34}{2{,}49} = 0{,}73$$

$$\begin{aligned} N_{Rd,Mitte} &= A \cdot f_d \cdot \phi_x \cdot \phi_y \cdot 0{,}85 \\ &= 0{,}24 \cdot 2{,}49 \cdot 2{,}60 \cdot 0{,}75 \cdot 0{,}73 \cdot 0{,}85 \\ &= 0{,}72 \text{ MN} = 720 \text{ kN} \end{aligned}$$

$\min N_{Ed} = 350 \text{ kN} < 720 \text{ kN} = N_{Rd,Mitte}$

4.17.3 Komplexbeispiel (Hinweise)

Ein ausführliches Beispiel für eine Aussteifungsscheibe im Rahmen eines zweigeschossigen Mauerwerksbaus ist in [Graubner u. a. 2014] dargestellt. Der Rechenumfang von fast 20 Druckseiten ist erheblich und kaum praxistauglich. Es wird daher empfohlen, derartige Grundrisse konstruktiv so zu verändern (z. B. Wanddicken vergrößern, Wandteile verlängern oder hinzufügen), dass die Gesamtstabilität des Gebäudes offensichtlich ausreichend ist. (vgl. DIN EN 1996-1-1/NA, 5.5.3, NA12 und DIN EN 1996-3/NA, 4.1,NDP).

4.18 Kelleraußenwände nach DIN EN 1996-1-1/NA

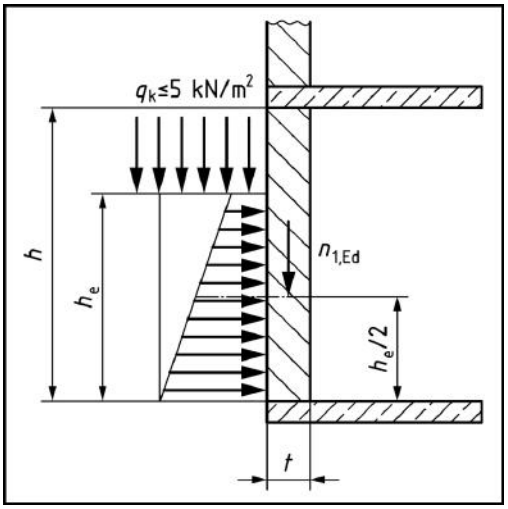


Abb. D.4.27 Lastannahme für Kellerwände

Ein detaillierter Erddrucknachweis für eine Kellerwand kann entfallen, wenn die folgenden Grenzbelastungen eingehalten werden.

$$N_{1,Ed,inf} > N_{1,lim,d} = \frac{k_i \cdot \gamma_e \cdot h \cdot h^2_e}{7{,}8\, t} \qquad (61)$$

$$N_{1,Ed,sup} < N_{1,R,d} = 0{,}33 \cdot f_d \cdot t \qquad (62)$$

$N_{1,Ed,inf}$ Unterer Bemessungswert der Wandnormalkraft je Einheit der Wandlänge in halber Anschütthöhe

$N_{1,lim,d}$ Grenzwert der Wandnormalkraft je Einheit der Wandlänge in halber Anschütthöhe

k_i Maßgebender Erddruckbeiwert

γ_e Wichte der Anschüttung

h Lichte Höhe der Kellerwand

h_e Anschütthöhe

t Dicke der Kellerwand

$N_{1,Ed,sup}$ Oberer Bemessungswert der Wandnormalkraft je Einheit der Wandlänge in halber Anschütthöhe

$N_{1,R,d}$ Bemessungswert des Tragwiderstands des Querschnitts je Einheit der Wandlänge in halber Anschütthöhe

f_d Bemessungswert der Druckfestigkeit

Die Gleichungen (61) und (62) setzen rechnerisch klaffende Fugen voraus.

Aussteifung durch Querwände
Ist die durch Erddruck beanspruchte Wand durch Querwände oder andere Konstruktionen im Abstand b ausgesteift, so dass eine zweiachsige Lastabtragung stattfinden kann, darf der untere Grenzwert $N_{1,lim,d}$ abgemindert werden:

$b \leq h$: $\quad N_{1,Ed,inf} \geq \frac{1}{2} N_{1,lim,d}$

$b \geq h$: $\quad N_{1,Ed,inf} \geq N_{1,lim,d}$

Zwischenwerte können linear interpoliert werden. Für die Anwendung des Abschnitts D.4.18 gelten folgende Voraussetzungen:

a) Lichte Kellerwandhöhe $h \leq 2{,}60$ m, Wanddicke $t \geq 24$ cm

b) Kellerdecke wirkt als Scheibe und kann die aus Erddruck entstehenden Kräfte weiterleiten.

c) Die Nutzlast auf der Geländeoberfläche im Einflussbereich des Erddrucks ist $q_k \leq 5$ kN/m². Die Geländeoberfläche steigt nicht an und die Anschütthöhe h_e beträgt maximal 1,15 h.

Hinweise für die Ausführung von Kellerwänden siehe Abschn. D.3.10

Beispiel:

$h = 2{,}50$m

$h_e = 2{,}35$ m

$t = 36{,}5$ cm

φlie = 18 kN/m²

$q_{k,Gelände} = 5$ kN/m²

$k_i = 0{,}333$

KSL 12/II, $\quad f_k = 3{,}9$ MN/m²

7541014/10787806875Biblio

$f_d = 0{,}85 \cdot 3{,}9/1{,}5 = 2{,}21\ \text{MN/m}^2 = 2210\ \text{kN/m}^2$

Maximale Auflast in halber Anschütthöhe:

$N_{1,Ed,sup} = 125\ \text{kN/m}$

Minimale Auflast in halber Anschütthöhe:

$N_{1,Ed,inf} = 65\ \text{kN/m}$

$N_{1,R,d} = 0{,}33 \cdot f_d \cdot t \cdot = 0{,}33 \cdot 2210 \cdot 0{,}365$

$= 266{,}2\ \text{kN/m} > 125\ \text{kN/m} = N_{1,Ed,sup}$

$$N_{1,lim,d} = \frac{k_i \cdot \gamma_e \cdot h \cdot h^2_e}{7{,}8\,t} = \frac{0{,}33 \cdot 18 \cdot 2{,}50 \cdot 2{,}35^2}{7{,}8 \cdot 0{,}365}$$

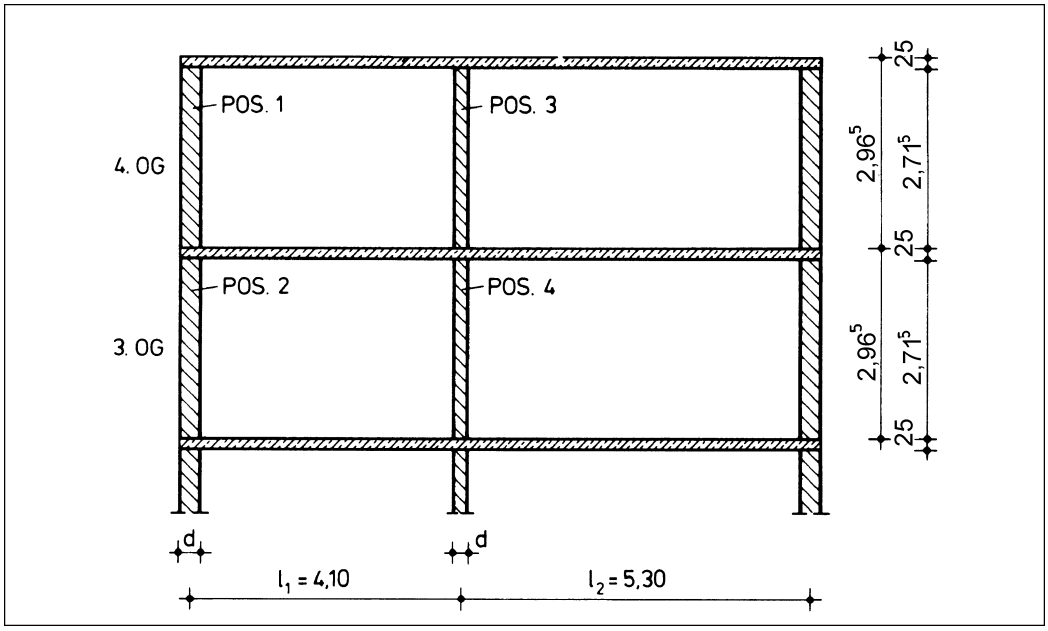
$= 28{,}8\ \text{kN/m} < 65\ \text{kN/m} = N_{1,Ed,inf}$

4.19 Weitere Bemessungsbeispiele

In den folgenden Beispielen wird eine Nutzlast von $q_k = 2{,}70\ \text{kN/m}^2$ angenommen. Zur Ermittlung des Differenzmomentes im Bereich der Mittelwand werden vereinfachend beide Felder mit $g + q$ belastet. Streng genommen müsste jedoch zur Ermittlung des maximalen Differenzmomentes das eine Feld mit $g + q_k$ und das andere Feld mit $g + q_k/2$ belastet werden (vgl. Abschn. 2 „Vereinfachte Annahmen“). Vergleichsrechnungen haben jedoch gezeigt, dass bei geringen Nutzlasten ($q_k < 5{,}00\ \text{kN/m}^2$) die auftretenden Spannungsunterschiede vernachlässigbar klein sind.

Hinweis: Es wird folgende Bezeichnung verwendet: $r = g + q$

Prinzipskizze



● **Systemgrößen**

Mauerfestigkeitsklassen nach Wahl

Steinrohdichte 1,0 kg/dm³

Stahlbetondecke, 25 cm dick

$E_b = 30\,000\ \text{MN/m}^2$

● **Auflagerkräfte der Decken**

Ermittlung nach [Berner 13] oder [Schneider 14]

$l_1 = 4{,}10$ m; $l_2 = 5{,}30$ m

$l_1 : l_2 = 4{,}10 : 5{,}30 = 1 : 1{,}3$

a) Dachdecke

25 cm Stahlbeton	$25 \cdot 0{,}25$	$= 6{,}25\ \text{kN/m}^2$
Dachbelag		$1{,}00\ \text{kN/m}^2$
		$g_k = 7{,}25\ \text{kN/m}^2$
Nutzlast		$q_k = 1{,}50\ \text{kN/m}^2$
Schnee	$0{,}8 \cdot 0{,}85$	$q_{sk} = 0{,}70\ \text{kN/m}^2$
		$r_k = 9{,}45\ \text{kN/m}^2$
Bemessungswerte	$g_d = 1{,}35 \cdot 7{,}25$	$= 9{,}79\ \text{kN/m}^2$
	$q_d = 1{,}5 \cdot 1{,}5$	$= 2{,}25\ \text{kN/m}^2$
	$q_{sd} = 1{,}5 \cdot 0{,}7$	$= 1{,}05\ \text{kN/m}^2$
		$r_d = 13{,}09\ \text{kN/m}^2$

7541014/10787806875Biblio

$A_{Dd} = (0{,}326 \cdot 9{,}79 + 0{,}446 \cdot 3{,}30) \cdot 4{,}10$
$= 19{,}12$ kN/m

$B_{Dd} = (0{,}674 + 0{,}784) \cdot 13{,}09 \cdot 4{,}10 = 78{,}25$ kN/m

$C_{Dd} = (0{,}516 \cdot 9{,}79 + 0{,}558 \cdot 3{,}30) \cdot 4{,}10$
$= 28{,}26$ kN

b) Geschossdecke

25 cm Stahlbeton	$25 \cdot 0{,}25$	$= 6{,}25$ kN/m
Belag		$0{,}80$ kN/m
		$g_k = 7{,}05$ kN/m
		$q_k = 2{,}7$ kN/m^2
		$g_d = 1{,}35 \cdot 7{,}05 = 9{,}52$kN/m^2
		$q_d = 1{,}5 \cdot 2{,}70 = 4{,}05$kN/m^2
		$r_d = 13{,}57$ kN/m^2
Wandlast, Wanddicke $t = 30$ cm		$g_k = 4{,}2$ kN/m^2
(Steinrohdichte 1,0 g/cm^3)		$g_d = 1{,}35 \cdot 4{,}2 = 5{,}7$kN/m^2

$A_{Gd} = (0{,}326 \cdot 9{,}52 + 0{,}446 \cdot 4{,}05) \cdot 4{,}10$
$= 2{,}01$ kN/m

$B_{Gd} = (0{,}674 + 0{,}784) \cdot 13{,}57 \cdot 4{,}10 = 86{,}1$ kN/m

$C_{Gd} = (0{,}516 \cdot 9{,}52 + 0{,}558 \cdot 4{,}05) \cdot 4{,}10$
$= 30{,}6$ kN/m

● **Nachweise**

Pos. 1 Zweiseitig gehaltene 30 cm dicke Außenwand im Dachgeschoss

$h_G = 2{,}97$ m $\quad h = 2{,}72$ m

HLz 4/II, $f_k = 2{,}1$ N/mm^2 $= 2{,}1$ MN/m^2

$E_{mw} = K_E f_k = 1100 \cdot 2{,}1 = 2310$ N/mm^2
(vgl. **Tafel E.2.4**)

a) Ermittlung von e_o (Wandkopf)

Deckeneinspannmoment nach Gln. (1a) und (1), Abschn. 4.3.2.2

$$k_1 = \frac{2 \cdot 30000 \cdot 0{,}25^3 \cdot 2{,}97 \cdot 1{,}0}{3 \cdot 2310 \cdot 0{,}30^3 \cdot 4{,}10 \cdot 10} = 3{,}6$$

$$M_{od} = -\frac{1}{24} \cdot 13{,}1 \cdot 4{,}10^2 \cdot \frac{1}{1+3{,}6} = -2.0 \text{ kNm/m}$$

Längskraft am Wandkopf $N_{E,od} = 19{,}12$ kN/m

$e_{od} = -M_{od}/N_{E,od} + e_{oh}$

$e_{oh} = 0$ (vgl. Abschn. 4.7)

$e_{od} = 2{,}0/19{,}12 = 0{,}10\text{m} = t/3 = 0{,}10\text{m}$

b) Ermittlung von e_u (Wandfuß)

Deckeneinspannmoment nach Gl. (2), Abschn. 4.3.2.2

$$M_{ud} = \frac{1}{24} \cdot 13{,}6 \cdot 4{,}10^2 \frac{1}{2+3{,}6} = 1{,}70 \text{ kNm/m}$$

Längskraft $N_{E,ud}$ am Wandfuß

aus Dachdecke		$A_{Dd} = 19{,}1$ kN/m
aus Wand	$5{,}7 \cdot 2{,}72$	$= 15{,}5$ kN/m
		$34{,}6$ kN/m

aus Gl. (2a): $e_u = -1.70/34{,}6 = -0{,}049\text{ m} < t/3$
$= 0{,}10$ m

$e_{ud} = e_u + e_{uh} = -0{,}049 + 0$ (vgl. Abschn. 4.7)
$= -0{,}049$ m

c) Ermittlung von e_{md} (in halber Wandhöhe)

$e_{md} = (0{,}10 - 0{,}049)/2 = 0{,}026$ m

d) Knicklänge/Schlankheit/Gesamtausmitte

$h_{ef} = 1{,}0 \cdot 2{,}72 = 2{,}72$m

$\lambda = 2{,}72/0{,}30 = 9{,}1 < 10$

Gesamtausmitte in Wandmitte:

$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0{,}05\, t = 0{,}015$ m

$e_m = e_{md} + e_{mh} + h_{ef}/450$

$e_m = 0{,}026 + 0 + 0{,}0060 = 0{,}032$m (vgl. Abschn. 4.7)

$e_{mk} = 0{,}32 + 0 \leq 0{,}015$

$e_{mk} = 0{,}32$

Da $\lambda < 10$ (Grenzschlankheit) braucht keine Kriechausmitte e_k berücksichtigt zu werden.

e) Abminderungsfaktoren ϕ

$\phi_o = 1 - 2 \cdot e_{od}/t = 1 - 2 \cdot 0{,}10/0{,}30 = 0{,}33$

$\phi_u = 1 - 2 \cdot 0{,}049/0{,}3 = 0{,}67$

$\phi_m = 1{,}14\,(1 - 2 \cdot e_{mk}/t) - 0{,}024 \cdot \lambda \leq 1 - 2 \cdot e_{mk}/t$
$= 1{,}14\,(1 - 2 \cdot 0{,}032/0{,}3) - 0{,}024 \cdot 9{,}1 = 0{,}68$
$< 1 - 2 \cdot 0{,}032/0{,}3 = 0{,}78$

f) Tragfähigkeitsnachweis

$f_d = f_k/\gamma_M = 2{,}1/1{,}5 = 1{,}4$ N/mm^2

$N_{R,od} = f_d \cdot t \cdot \phi_o \cdot 0{,}85 = 1{,}4 \cdot 1000 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}33 \cdot 0{,}85$
$= 117{,}8$ kN/m $> N_{E,od} = 19{,}12$ kN/m

$N_{R,ud} = 1{,}4 \cdot 1000 \cdot 0{,}30 \cdot 0{,}68 \cdot 0{,}85$
$= 242{,}76$ kN/m $> N_{E,ud} = 34{,}6$ kN/m

$N_{R,md} > N_{E,md,}$ im Vergleich ermittelt

Pos. 2 Zweiseitig gehaltene 30 cm dicke Außenwand im 3. OG

$h_G = 2{,}97$ m $\quad h = 2{,}72$ m

HLz 4/II, Steinrohdichte 1,0 kg/dm^3

$f_k = 2{,}1$ N/mm^2 $= 2{,}1$ MN/m^2

$E_{mw} = K_E \cdot f_k = 1100 \cdot 2{,}1 = 2310$ N/mm^2
(vgl. **Tafel E.2.4**)

7541014/10787806875Biblio

a) Ermittlung von e_o (Wandkopf)

Nach Gl. 3:

$$M_{od} = -\frac{1}{24} \cdot 13{,}6 \cdot 4{,}10^2 \cdot \frac{1}{2+3{,}6} = -1{,}70 \text{ kNm/m}$$

$N_{od} = 34{,}6 + 20{,}1 = 54{,}7$ kNm/m

Nach Gl. 3a:

$e_o = -(-1{,}70)/54{,}7 = 0{,}031 \text{ m} < t/3 = 0{,}10$ m

b) e_u am Wandfuß

Nach Gl. 4:

N_{ud} am Wandfuß:

von oben	54,7 kN/m
Wand	15,5 kN/m
	70,2 kN/m

Aus Gl. (4a):

$e_u = -1{,}70/70{,}2 = -0{,}024 \text{ m} < t/3 = 0{,}10$ m

c) Ermittlung von e in halber Wandhöhe

$e_{md} = (0{,}031 - 0{,}024)/2 = 0{,}0035 \text{ m} \approx 0$

d) Knicklänge/Schlankheit/Gesamtausmitte

$h_{ef} = 2{,}72$ m

$\lambda = 2{,}72/0{,}30 = 9{,}1 < 15$ (Grenzschlankheit)

Gesamtausmitte in Wandmitte:

$e_{mk} = e_m + e_k = 0{,}05\, t = 0{,}15$ m

$e_m = e_{md} + e_{mh} + h_{ef}/450$

$e_m = 0 + 0 + 0{,}0060 \approx 0$

$e_{mk} = 0 + 0 > 0{,}15$ m

Da $\lambda < 15$ (Grenzschlankheit) braucht keine Kriechausmitte e_k berücksichtigt zu werden.

e) Abminderungsfaktoren

$\phi_o = 1 - 2 \cdot e_{od}/t = 1 - 2 \cdot 0{,}031/0{,}30 = 0{,}79$

$\phi_u = 1 - 2 \cdot e_{ud}/t = 1 - 2 \cdot 0{,}024/0{,}30 = 0{,}84$

$\phi_m = 1{,}14\,(1 - 2 \cdot e_{mk}/t) - 0{,}024 \cdot \lambda = 1 - 2 \cdot e_{mk}/t$
$= 1{,}14\,(1 - 2 \cdot 0{,}015/0{,}30) - 0{,}024 \cdot 9{,}1$
$\leq 1 - 2 \cdot 0{,}015/0{,}30 = 0{,}79 \leq 0{,}9$

f) Tragfähigkeitsnachweis

$f_d = f_k/\gamma_M = 2{,}1/1{,}5 = 1{,}4$ N/mm²

$N_{R,od} = f_d \cdot t \cdot \phi_o \cdot 0{,}85 = 1{,}4 \cdot 1000 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}79 \cdot 0{,}85$
$= 282{,}0 \text{ kN/m} > N_{E,od} = 55{,}3$ kN/m

$N_{R,ud} = 1{,}4 \cdot 1000 \cdot 0{,}30 \cdot 0{,}84 \cdot 0{,}85$
$= 299{,}9 \text{ kN/m} > N_{E,ud} = 70{,}8$ kN/m

im Vergleich:

$N_{R,md} \gg N_{E,md}$

Pos. 3 Zweiseitig gehaltene 24 cm Innenwand im Dachgeschoss

$h_G = 2{,}97$ m $\quad h = 2{,}72$ m

HLz 4/II, $\quad f_k = 2{,}1$ N/mm² = 2,1 MN/m²

$E_{mw} = 2310$ N/mm² (vgl. Pos.1)

a) Ermittlung von e_o (Wandkopf)

Deckeneinspannmoment nach Gl. (1a) und (5):

$$k_1 = \frac{2 \cdot 30000 \cdot 0{,}25^3 \cdot 2{,}97 \cdot 1{,}0}{3 \cdot 2310 \cdot 0{,}24^3 \cdot 4{,}10 \cdot 1{,}0} = 7{,}0$$

$$M_{od} = \frac{1}{18} \cdot (13{,}1 \cdot 4{,}1^2 - 13{,}1 \cdot 5{,}3^2) \cdot \cdot \frac{1}{1 + 7{,}0\,(1 + 4{,}10/5{,}3)} = -0{,}63 \text{ kNm/m}$$

aus Gl. (5a):

$e_{od} = -M_{od}/N_{,od} = -(-0{,}63)/78{,}25$
$= 0{,}008 < t/3 = 0{,}08$ m

b) Ermittlung von e_u (Wandfuß)

Nach Gl. (6):

$$M_{ud} = -\frac{1}{18} \cdot (13{,}1 \cdot 4{,}10^2 - 13{,}1 \cdot 5{,}3^2) \cdot \cdot \frac{1}{2 + 7{,}0\,(1 + 4{,}10/5{,}3)} = 0{,}57 \text{kNm/m}$$

Längskraft N_{ud} am Wandfuß

aus Dachdecke B_{Dd}	= 78,25 kN/m
aus Wand, t = 24 cm, 3,43 · 1,35 · 2,72	= 12,60 kN/m
	90,85 kN/m

$e_{ud} = -M_{ud}/N_{ud} = -0{,}57/90{,}85 = -0{,}006\text{m} < t/3$

c) Ermittlung von e in halber Geschosshöhe

$e_{md} = (0{,}084 - 0{,}006)/2 = 0{,}001 \text{ m} \approx 0$

d) Knicklänge/Schlankheit/Gesamtausmitte

$h_{ef} = 2{,}72$ m

$\lambda = 2{,}72/0{,}24 = 11{,}3 < 15$ (Grenzschlankheit)

Gesamtausmitte in Wandmitte:

$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0{,}05\, t = 0{,}012$ m

$e_m = e_{md} + e_{mh} + h_{ef}/450$
$= 0 + 0 + 2{,}72/450 = 0{,}06 \approx 0$

$e_{mk} = 0 + 0 = 0$, jedoch $< 0{,}012$ m (maßgebend)

$e_k = 0$, da $\lambda = 11{,}3$, d. h. $<$ Grenzschlankheit 15

e) Abminderungsfaktoren

$\phi_o = 1 - 2 \cdot e_{od}/t = 1 - 2 \cdot 0{,}008/0{,}24 = 0{,}93$

$\phi_u = 1 - 2 \cdot e_{ud}/t = 1 - 2 \cdot 0{,}006/0{,}24 = 0{,}95$

D

7541014/10787806875Biblio

$\phi_m = 1{,}14\,(1 - 2 \cdot e_{mk}/t - 0{,}024\,\lambda) \le 1 - 2 \cdot e_{mk}/t$
$= 1{,}14\,(1 - 2 \cdot 0{,}012/0{,}24 - 0{,}024 \cdot 11{,}3)$
$\le 1 - 2 \cdot 0{,}012/0{,}24 = 0{,}72 \le 0{,}90$

f) Tragfähigkeitsnachweis

$f_d = f_k/\gamma_M = 2{,}1/1{,}5 = 1{,}4\ \text{N/mm}^2$

$N_{R,od} = f_d \cdot t \cdot \phi_o \cdot 0{,}85 = 1{,}4 \cdot 1000 \cdot 0{,}24 \cdot 0{,}93 \cdot 0{,}85$
$= 265{,}6\ \text{kN/m} > N_{E,od} = 78{,}3\ \text{kN/m}$

$N_{R,ud} = 1{,}4 \cdot 1000 \cdot 0{,}24 \cdot 0{,}95 \cdot 0{,}85$
$= 271{,}3\ \text{kN/m} > N_{E,ud} = 90{,}9\ \text{kN/m}$

$N_{R,md} \gg N_{E,md}$ ermittelt im Vergleich

Pos. 4 Zweiseitig gehaltene 24 cm Innenwand im 3. OG

$h_G = 2{,}97$ m $\quad h = 2{,}72$ m

HLz 4/II, Steinrohdichte 1,0 kg/dm^3

$f_k = 2{,}1\ \text{N/mm}^2 = 2{,}1\ \text{MN/m}^2$

$E_{mw} = 2310\ \text{N/mm}^2$ (vgl. Pos.1)

a) Ermittlung von e_o (am Wandkopf)

$k_1 = 7{,}0$ (wie Pos. 3,a)

$$M_{od} = \frac{1}{18}\,(13{,}6 \cdot 4{,}1^2 - 13{,}6 \cdot 5{,}3^2) \cdot \cdot \frac{1}{2 + 7{,}0\,(1 + 4{,}1/5{,}3)}$$

$M_{od} = -0{,}59$ kNm/m

$N_{od} = 90{,}9 + 81{,}1 = 172$ kN/m

aus Gl. (7a)

$e_{od} = -(-0{,}59)/172 = 0{,}0034\ \text{m} < t/3$

b) Ermittlung von e_u (Wandfuß)

Nach Gl. (8) im Vergl. mit Gl. (7):

$M_{ud} = 0{,}59$kNm/m

Normalkraft N_{ud}

von oben		172 kN/m
Wand	$3{,}43 \cdot 1{,}35 \cdot 2{,}72 =$	12,6 kN/m
		184,6 kN/m

Gl. (8a):

$e_{ud} = -0{,}59/184{,}6 = -0{,}0031\ \text{m} < t/3$

c) Ermittlung von e in halber Wandhöhe

$e_{md} = (0{,}034 - 0{,}0031)/2 \approx 0$

d) Knicklänge/Schlankheit/Gesamtausmitte

$h_{ef} = 2{,}72$ m

$\lambda = 2{,}72/0{,}24 = 11{,}3 < 15$ (Grenzschlankheit)

Gesamtausmitte in Wandmitte:

$e_{mk} = e_m + e_k = 0{,}05\,t = 0{,}012$m

$e_m = e_{md} + e_{mh} + h_{ef}/450$
$= 0 + 0 + 0{,}006 \approx 0$

$e_{mk} = 0 + 0 = 0$, jedoch $e_{mk} = 0{,}012$ m

$e_k = 0$, da $\lambda = 13{,}3$; d.h. $\lambda <$ Grenzschlankheit 15

e) Abminderungsfaktoren

$\phi_o = 1 - 2 \cdot e_{od}/t = 1 - 2 \cdot 0{,}0034/0{,}24 = 0{,}97$

$\phi_u = 1 - 2 \cdot e_{ud}/t = 1 - 2 \cdot 0{,}0031/0{,}24 = 0{,}97$

$\phi_m = 1{,}14\,(1 - 2 \cdot e_{mk}/t - 0{,}024\,\lambda) \le 1 - 2 \cdot e_{mk}/t$
$= 1{,}14\,(1 - 2 \cdot 0{,}012/0{,}24 - 0{,}024 \cdot 11{,}3)$
$\le 1 - 2 \cdot 0{,}012/0{,}24 = 0{,}77 \le 0{,}9$

f) Tragfähigkeitsnachweis

$f_d = f_k/\gamma_M = 2{,}1/1{,}5 = 1{,}4\ \text{N/mm}^2$

$N_{R,od} = f_d \cdot t \cdot \phi_o \cdot 0{,}85 = 1{,}4 \cdot 1000 \cdot 0{,}24 \cdot 0{,}97 \cdot 0{,}85$
$= 277{,}0\ \text{kN/m} > N_{E,od} = 172\ \text{kN/m}$

$N_{R,ud} = N_{R,od} = 277{,}0\ \text{kN/m} > N_{E,ud} = 184{,}6\ \text{kN/m}$

$N_{R,md} = 1{,}4 \cdot 1000 \cdot 0{,}24 \cdot 0{,}77 \cdot 0{,}85 = 219{,}9\ \text{kN/m}$
$> N_{E,md} < 184{,}6\ \text{kN/m}$

Pos. 5 24 cm – Wandpfeiler in der Innenwand des Dachgeschosses

$h_G = 2{,}97$ m $\quad h = 2{,}72$ m

HLz6/II, $f_k = 2{,}6\ \text{N/mm}^2 = 2{,}6\ \text{MN/m}^2$

$E_{mw} = 2310\ \text{N/mm}^2$ (vgl. Pos. 1)

Einflussbreite für die Belastung des Pfeilers:

$B = 0{,}49 + 2 \cdot 1{,}01/2 = 1{,}50$ m

$b = 0{,}49$ m

a) Ermittlung von e_o (Pfeilerkopf)

Deckeneinspannmoment nach Gl. (1a) und (5):

$I_b = 150 \cdot 25^3/12 = 195\,312\ \text{cm}^4$

$I_{mw} = 49 \cdot 24^3/12 = 56448\ \text{cm}^4$

$$k_1 = \frac{2 \cdot 30000 \cdot 195\,312 \cdot 2.97}{3 \cdot 2310 \cdot 56448 \cdot 4{,}10} = 46{,}3$$

Belastung auf Einflussbreite bezogen

$r_d = 13{,}1 \cdot 1{,}50 = 19{,}7$ kN/m

$$M_{od} = \frac{1}{18} \cdot (19{,}7 \cdot 4{,}1^2 - 19{,}7 \cdot 5{,}3^2) \cdot \cdot \frac{1}{1 + 46{,}3\,(1 + 4{,}1/5{,}3} = -0{,}15\text{kN m/m}$$

Belastung des Pfeilers aus der Dachdecke:

$N_{Dd} = 78{,}3 \cdot 1{,}5 = 117{,}5$ kN

$e_{od} = -(-0{,}15)/117{,}5 = 0{,}0013\text{m} < t/3$

7541014/10787806875Biblio

b) Ermittlung von e_u (Pfeilerfuß)

Nach Gl. (6) im Vergl. mit Gl. (1a):

Belastung auf Einflussbreite bezogen:

$r_d = 13{,}6 \cdot 1{,}50 = 20$ kN/m

$$M_{ud} = -\frac{1}{18} \cdot (20 \cdot 4{,}1^2 - 20 \cdot 5{,}3^2) \cdot \cdot \frac{1}{2 + 46{,}3\,(1 + 4{,}1/5{,}3)} = 0{,}15 \text{kNm/m}$$

Längskraft am Pfeilerfuß:

aus Dachdecke	$78{,}3 \cdot 1{,}5$	=	117,5 kN
aus Pfeiler	$3{,}43 \cdot 2{,}72 \cdot 1{,}35 \cdot 0{,}49$	=	6,2 kN
			123,7 kN

aus (6a):

$e_u = -M_{ud}/R_{ud} = -0{,}15/123{,}7 = -0{,}0012$ m $< t/3$

c) Ermittlung von e in halber Wandhöhe

$e_{md} = (0{,}0013 - 0{,}0012)/2 \approx 0$

d) Knicklänge/Schlankheit/Gesamtausmitte

$h_{ef} = 2{,}72$ m

$\lambda = 2{,}72/0{,}24 = 11{,}3 < 15$ (Grenzschlankheit)

Gesamtausmitte in Wandmitte:

$e_{mk} = e_m + e_k > 0{,}05\,t = 0{,}012$ m

$e_m = e_{md} + e_{mh} + h_{ef}/450$
$= 0 + 0 + 2{,}72/450 = 0{,}006$m

$e_{mk} = 0{,}006 + 0 = 0{,}006$ m $< 0{,}012$ m (maßgebend)

$e_k = 0$, da $\lambda = 11{,}3 < 15$ (Grenzschlankheit)

e) Abminderungsfaktoren

$\phi_o = 1 - 2 \cdot e_{od}/t = 1 - 2 \cdot 0{,}0013/0{,}24 = 0{,}99$

$\phi_u = 1 - 2 \cdot e_{ud}/t = 1 - 2 \cdot 0{,}0012/0{,}24 = 0{,}99$

$\phi_m = 1{,}14\,(1 - 2 \cdot e_{mk}/t - 0{,}024\,\lambda) \le 1 - 2 \cdot e_{mk}/t$
$= 1{,}14\,(1 - 2 \cdot 0{,}012/0{,}24 - 0{,}024 \cdot 11{,}3)$
$\le 1 - 2 \cdot 0{,}012/0{,}24 = 0{,}72 < 0{,}90$

f) Tragfähigkeitsnachweis

$f_d = 2{,}6/1{,}5 = 1{,}7$ N/mm^2

$N_{R,od} = f_d \cdot b \cdot t \cdot \phi_o \cdot 0{,}85 = 1{,}7 \cdot 1000 \cdot 0{,}49 \cdot 0{,}24 \cdot 0{,}99 \cdot 0{,}85 = 168{,}2$ kN $> N_{E,od} = 117{,}5$ kN

$N_{R,ud} = N_{R,od} = 168{,}2$ kN $> N_{E,ud} = 123{,}7$ kN

$N_{R,md} = 1{,}7 \cdot 1000 \cdot 0{,}49 \cdot 0{,}24 \cdot 0{,}72 \cdot 0{,}85 = 122{,}4$ kN

Längskraft in Pfeilermitte:

aus Dachdecke	$78{,}3 \cdot 1{,}50$	= 117,5 kN
aus Pfeiler	$3{,}43 \cdot \frac{2{,}72}{2} \cdot 1{,}35 \cdot 0{,}49$	= 3,1 kN
		$N_{E,md}$ = 120,6 kN

$N_{R,md} = 122{,}4$ kN $> N_{E,md} = 120{,}6$ kN

Pos. 6 Alternative zu Pos. 1

Geschosshöhe $\boldsymbol{h_G = 3{,}25}$ **m**

Lichte Geschosshöhe $h = 3{,}00$ m

Wanddicke $t = 30$cm

Hbl 4/II, Steinrohdicke 1,0 kg/dm^3

$f_k = 2{,}1$ N/mm^2

$E_{mw} = 950 \cdot 2{,}1 = 1995$ N/mm^2

Wandlast $g_k = 4{,}2$ kN/m^2
$g_d = 1{,}35 \cdot 4{,}2 = 5{,}7$ kN/m^2

a) Ermittlung von e_o (Wandkopf)

Deckeneinspannmoment nach Gln. (1a) und (1), Abschn. 4.3.2.2

$$k_1 = \frac{2 \cdot 30000 \cdot 0{,}25^3 \cdot 3{,}25 \cdot 1{,}0}{3 \cdot 1995 \cdot 0{,}30^3 \cdot 4{,}10 \cdot 1{,}0} = 4{,}6$$

$$M_{od} = -\frac{1}{24} \cdot 13{,}1 \cdot 4{,}10^2 \cdot \frac{1}{1 + 4{,}6} = -1{,}6 \text{ kNm/m}$$

Längskraft am Wandkopf $N_{E,od} = 19{,}1$ kN/m

Moment aus Wind:

Windzone 2 (Binnenland)

Windlast $w_e = c_{p,e} \cdot q_p\,(z_e) = 1{,}0 \cdot 0{,}8 = 0{,}8$ kN/m^2

statisches System: Elastisch eingespannter Träger (**Abb. D.4.21**)

$M_w = \pm\, w_e \cdot 3{,}25^2/16 = \pm\, 0{,}8 \cdot 3{,}25^2/16 = \pm\, 0{,}5$ kN/m

$M_{wd} = -0{,}5 \cdot 1{,}5 = -0{,}8$ kNm/m

$e_{od} = -(M_{od} + M_{wd})/19{,}1 = (1{,}6 + 0{,}8)/19{,}1$
$= 0{,}13$m $> t/3$

Nachweis nach DIN 1996-1-1,NC l zu NA.C

(vgl. auch Abschn. 4.6)

$N_{E,od} = 19{,}1$ kN/m

$t_c = (t/2 - e_o) \cdot 2 = (0{,}15 - 0{,}13) \cdot 2 = 0{,}04$m

$$N_{R,od} = f_d \cdot 0{,}04 \cdot 1{,}0 = \frac{2100}{1{,}5} \cdot 0{,}04 = 56 \text{ kN/m}$$

$N_{E,od} = 19{,}1$ kN/m $< N_{R,od} = 56$ kN/m

b) Ermittlung von e_u (Wandfuß)

Deckeneinspannmoment nach Gl. (2), Abschn. 4.3.2.2

$$M_{ud} = \frac{1}{24} \cdot 13{,}6 \cdot 4{,}10^2 \cdot \frac{1}{2 + 4{,}6} = 1{,}4 \text{ kNm/m}$$

Längskraft $N_{E,ud}$ am Wandfuß

aus Dachdecke		$A_{D,d}$ = 19,1 kN/m
aus Wand	$5{,}7 \cdot 3{,}0$	= 17,1 kN/m
		$N_{E,ud}$ = 36,2 kN/m

D

7541014/10787806875Biblio

Moment aus Wind wie unter a):

$M_{w,d} = -0{,}8$ kNm/m

$e_{ud} = -(M_{ud} + M_{w,d})/36{,}2 = -(1{,}4 - 0{,}8)/36{,}2$

$= -0{,}02\text{ m} < t/3 = -0{,}10$ m

c) Ermittlung von e_{md} in halber Wandhöhe

$e_{md} = (0{,}13 - 0{,}04)/2 = 0{,}05$ m

d) Knicklänge/Schlankheit/Gesamtausmitte

$h_{ef} = 1{,}0 \cdot 3{,}0 = 3{,}0$ m

$\lambda = 3{,}0/0{,}30 = 10 = 10$ (Grenzschlankheit)

Gesamtausmitte in Wandmitte:

$e_{mk} = e_m + e_k = 0{,}05\ t = 0{,}015$ m

$e_m = e_{md} + e_{mh} + h_{ef}/450$

Längskraft $N_{E,md}$ in halber Wandhöhe

aus Dachdecke		$A_{D,d}$	= 19,1 kN/m
aus Wand	5,7 · 1,5	=	8,6 kN/m
		$N_{E,md}$	= 27,7 kN/m

$e_{mh} = M_{u,d}/27{,}7 = 0{,}8/27{,}7 = 0{,}03$ m

$e_m = 0{,}05 + 0{,}03 + 3{,}0/450 = 0{,}09$ m

$e_{mk} = 0{,}09 + 0 = 0{,}09\text{m} < t/3 = 0{,}10$ m

da $\lambda = 10$ (Grenzschlankheit) braucht keine Kriechausmitte e_k berücksichtigt zu werden.

e) Abminderungsfaktor ϕ

$\phi_u = 1 - 2 \cdot e_{ud}/t = 1 - 2 \cdot 0{,}02/0{,}3 = 0{,}86$

$\phi_m = 1{,}14\,(1 - 2 \cdot e_{mk}/t) - 0{,}024 \cdot \lambda \leq 1 - 2 \cdot e_{mk}/t$

$= 1{,}14\,(1 - 2 \cdot 0{,}09/0{,}3) - 0{,}024 \cdot 10 = 0{,}63$

f) Tragfähigkeitsnachweise

$f_d = f_k/\gamma_M = 2{,}1/1{,}5 = 1{,}4\text{ N/mm}^2 = 1{,}4\text{ MN/m}^2$

Nachweis am Wandkopf siehe unter a)

$N_{R,md} = 1{,}4 \cdot 1000 \cdot 0{,}30 \cdot 0{,}63 \cdot 0{,}85$

$= 224{,}9\text{ kN/m} > N_{E,md} = 27{,}7$ kN/m

$N_{R,ud} > N_{E,ud,}$ im Vergleich ermittelt

7541014/10787806875Biblio

E Vermeiden von schädlichen Rissen (Risssicherheit)

Dr.-Ing. P. Schubert

1 Allgemeines

Die Anzahl unterschiedlicher Mauerwerksbaustoffe, Mauersteine und Mauermörtel hat in den letzten Jahren weiter zugenommen. Dies ist vorteilhaft hinsichtlich der Auswahl der für den jeweiligen Anwendungsfall geeignetsten Steine und Mörtel. Zu beachten ist jedoch dabei, dass sich die verschiedenen Mauerwerke z. T. sehr unterschiedlich unter Last-, Feuchte- und Temperatureinwirkung verformen. Dadurch können schädliche Risse entstehen, die i. d. R. nicht die Standsicherheit, jedoch die Gebrauchsfähigkeit (Wärme-, Schall-, Feuchteschutz) sowie die Ästhetik beeinträchtigen. Solche Risse sind in vielen Fällen zu vermeiden, wenn die Risssicherheit von Mauerwerksbauteilen oder -bauwerken bereits in der Planungsphase beurteilt wird und die Erkenntnisse daraus berücksichtigt werden. Dazu ist die Kenntnis des Verformungsverhaltens und der Formänderungen von Mauerwerk erforderlich.

2 Formänderungen, Verformungseigenschaften

2.1 Formänderungsarten, Formänderungswerte

Bei Mauerwerk treten bis auf eine Ausnahme (irreversibles Quellen) die gleichen Formänderungsarten wie bei Beton auf (s. **Abb. E.2.1**).

Mauerwerk verkürzt sich unter kurzzeitiger und langzeitiger Belastung sowie durch Austrocknung (Schwinden) und Abkühlung. Es verlängt sich durch Feuchteaufnahme (Quellen) und Erwärmung. Bei Mauerwerk aus Mauerziegeln kann eine bei normalen Temperaturen nicht umkehrbare Verlängung durch ein irreversibles Quellen der Ziegel auftreten. Für alle Formänderungsarten werden im Mauerwerk-Kalender jährlich aktualisierte Rechenwerte mit einem Streubereich angegeben [Schubert – 10]. Diese wurden in die DIN EN 1996-1-1/NA übernommen (s. **Tafel E.2.1**). Zusätzlich enthält die Tafel Angaben zu Planziegeln mit Dünnbettmörtel. Der Wertebereich in Tafel E.2.1 enthält die i. A. zu erwartenden Grenzwerte für den Streubereich. In seltenen Einzelfällen können Formänderungswerte auch außerhalb der Grenzwerte vorkommen. Die Angaben in der Tafel sind keine Anforderungen an die Baustoffe.

Für Mauerwerk aus Kalksandsteinen und Leichtbetonsteinen existieren detaillierte Angaben zu den Schwindwerten von Einzelsteinen und Mauerwerk auch in Abhängigkeit von der Vorlagerung und den verwendeten Baustoffen (s. **Tafeln E.2.2** und **E.2.3**).

2.2 Lastabhängige Formänderungen

2.2.1 Allgemeines

Lastabhängige Verformungen entstehen durch Eigenlasten, andere ständige Lasten und Verkehrslasten. Die Verformungen setzen sich zusammen aus den elastischen Verformungen, die sofort nach der Lastaufbringung entstehen, und den plastischen Verformungen durch Kriechen des Baustoffes. Die Größe der lastabhängigen Formänderungen hängt von der Höhe und Dauer der Belastung und den physikalisch-mechanischen Eigenschaften des Mauerwerks ab.

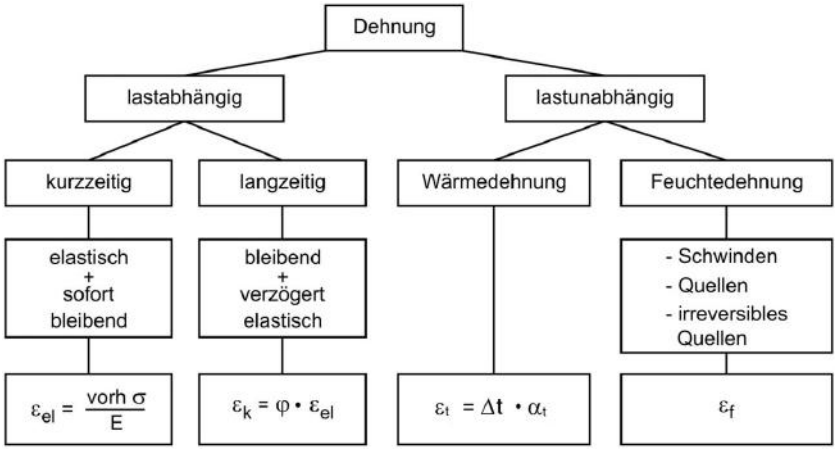


Abb. E.2.1 Formänderungsarten, Formänderungswerte

7541014/10787806875Biblio

Tafel E.2.1 Formänderungswerte von Mauerwerk
Endwert der Feuchtedehnung $\varepsilon_{f\infty}$, Endkriechzahl ε_{∞}, Wärmedehnungskoeffizient α_t

Mauersteine		Mauermörtel Art	Endwert der Feuchtedehnung (Schwinden, irreversibles Quellen)		Endkriechzahl		Wärmedehnungskoeffizient	
Art	DIN DIN EN		$\varepsilon_{f\infty}$[1]		φ_{∞}[2]		α_t	
			Rechenwert	Wertebereich	Rechenwert	Wertebereich	Rechenwert	Wertebereich
–	–	–	mm/m		–		10^{-6}/K	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Mauerziegel	105-100 771-1	NM	0	+0,3 bis –0,1[4]	1,0	0,5 bis 1,5	6	5 bis 7
		LM			2,0	1,0 bis 3,0		
	105-6	DM		+0,1 bis –0,1	0,5	–		
Kalksandsteine[3]	V 106 771-2	NM DM	–0,2	–0,1 bis –0,3	1,5	1,0 bis 2,0	8	7 bis 9
Porenbetonsteine	V 4165-100 771-4	DM	–0,1	+0,1 bis –0,2	0,5	0,2 bis 0,7		
Leichtbetonsteine	V 18151-100 V 18152-100 771-3	NM DM	–0,4	–0,2 bis –0,6	2,0	1,5 bis 2,5	10; 8[5]	8 bis 12
		LM	–0,5	–0,3 bis –0,6				
Betonsteine	V 18153-100 771-3	NM	–0,2	–0,1 bis –0,3	1,0	–	10	

[1] Verkürzung (Schwinden): Vorzeichen minus; Verlängerung (irreversibles Quellen): Vorzeichen plus
[2] $\varphi_{\infty} = \varepsilon_{k\infty}/\varepsilon_{el}$; $\varepsilon_{k\infty}$ Endkriechdehnung; $\varepsilon_{el} = \sigma/E$
[3] Gilt auch für Hüttensteine
[4] Für Mauersteine < 2 DF bis –0,2 mm/m
[5] Für Leichtbeton mit überwiegend Blähton als Zuschlag

Tafel E.2.2 Endschwindwerte $\varepsilon_{s\infty}$ in mm/m von Kalksandsteinen und Kalksandsteinmauerwerk
Schwindklima: 20/65

Statistischer Kennwert	Einzelsteine		Mauerwerk	
	H	W	H	W
1	2	3	4	5
n	8	146	8	11
$\bar{x}$	0,14	0,30	0,16	0,26
min x	0,03	0,10	0,01	0,13
max x	0,22	0,52	0,29	0,42
x_{10}	–	0,18	–	0,07
x_{90}	0,31	0,42	0,42	0,46

H: Steine etwa herstellfeucht
W: Wasservorlagerung der Steine – bei Einzelsteinen : 2 *d* Wasser
Steine für Mauerwerk : 2 *d* Wasser, 1 *d* Raumluft
n, $\bar{x}$, min x, max x: Anzahl der Versuche, Mittel-, Kleinst-, Größtwert
x_{10}, x_{90}: 10%-, 90%-Quantil

7541014/10787806875Biblio

Tafel E.2.3 Endschwindwerte $\varepsilon_{s\infty}$ in mm/m von Leichtbetonsteinen und Leichtbetonsteinmauerwerk
Schwindklima: 20/65[1)]

Statistischer Kennwert	Hbl, V, Vbl		KLB (Klimaleichtblöcke)	
	Einzelsteine	Mauerwerk	Einzelsteine	Mauerwerk
1	2	3	4	5
n	19	24	3	9
$\bar{x}$	0,40	0,41	0,25	0,32
min x	0,16	0,23	0,17	0,23
max x	0,67	0,57	0,33	0,49
x_{10}	0,11	0,24	–	0,09
x_{90}	0,67	0,58	–	0,55

[1)] Hoher Anfangsfeuchtigkeitsgehalt der Steine (i. d. R. Wasservorlagerung).
n, $\bar{x}$, min x, max x: Anzahl der Versuche, Mittel-, Kleinst-, Größtwert
x_{10}, x_{90}: 10%-, 90%-Quantil

2.2.2 Formänderungen infolge kurzzeitiger Lasteinwirkung

Mit der vorhandenen Spannung vorh σ und dem entsprechenden E-Modul E_{mw} ergibt sich

$$\varepsilon_{el} = \frac{\text{vorh}\,\sigma}{E_{mw}} \text{ (mm/m)} \quad (1)$$

Der E-Modul E_{mw} ist als Sekantenmodul bei etwa 1/3 der Höchstspannung und der zugehörigen Gesamtdehnung ges ε aus einmaliger Belastung

$$E_{mw} = \frac{\max\,\sigma}{3 \cdot \text{ges}\,\varepsilon} \quad (2)$$

definiert (**Abb. E.2.2**).

E_{mw} enthält somit einen geringen Anteil an bleibender Dehnung und ist deshalb etwas kleiner als E nur aus elastischer Dehnung (z. B. E-Modul von Beton).

Zu unterscheiden sind *Druck-* und *Zug-E-Modul.*

Der *Druck-E-Modul* (senkrecht zu den Lagerfugen) $E_{D,mw}$ kann durch Versuche nach DIN 18554-1-85 bzw. DIN EN 1052-1-98 ermittelt werden. Rechnerisch lässt sich $E_{D,mw}$ in guter Näherung in Abhän-

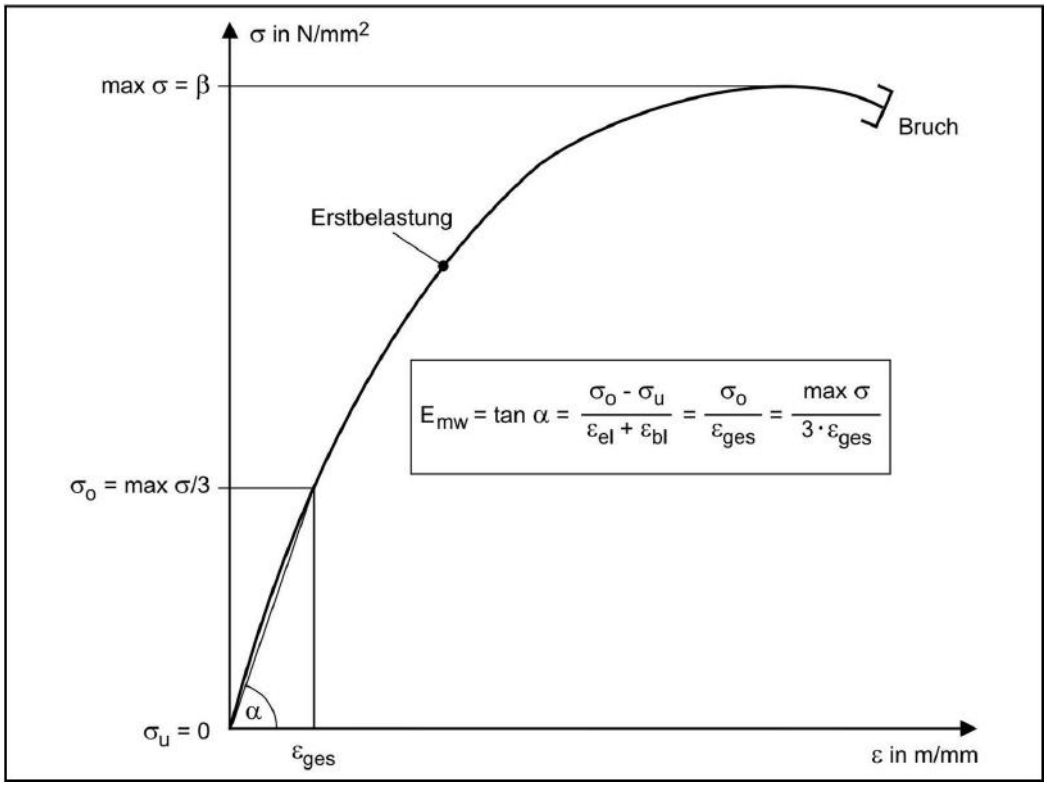


Abb. E.2.2 Zur Definition des E-Moduls von Mauerwerk E_{mw}

7541014/10787806875Biblio

Tafel E.2.4 E-Moduln von Mauerwerk (aus [Schubert – 10] und nach DIN 1996-1-1/NA)

Mauerstein	Mauermörtel	Gleichung[1)]	Streubereich %	$E = k_E \cdot f_k$ [2)] (nach DIN 1996-1-1/NA)	
				Rechenwert	Wertebereich
1	2	3	4	5	6
Mauerziegel (hauptsächlich Hochlochziegel)	Normalmörtel, Leichtmörtel	$E = 850 \cdot \beta_{D,mw}$	± 50	1100	950 bis 1250
Leichthochloch-ziegel	Normalmörtel	$E = 1170 \cdot \beta_{D,mw}$			
	Leichtmörtel	$E = 1480 \cdot \beta_{D,mw}$			
	Dünnbettmörtel	$E = 1190 \cdot \beta_{D,mw}$ $E = 460 \cdot \beta_{D,st}$			
Kalksandsteine	Normalmörtel, Dünnbettmörtel	$E = 500 \cdot \beta_{D,mw}$	± 50	950	800 bis 1250
Porenbetonsteine	Normalmörtel	$E = 520 \cdot \beta_{D,mw}$ $E = 570 \cdot \beta_{D,st}^{0,70}$	± 50	550	500 bis 650
	Dünnbettmörtel	$E = 560 \cdot \beta_{D,mw}$ $E = 350 \cdot \beta_{D,st}$	± 20		
Leichtbeton-steine	Normalmörtel	$E = 1040 \cdot \beta_{D,mw}$	± 20	950	800 bis 1100
	Leichtmörtel	$E = 1240 \cdot \beta_{D,mw}^{0,80}$			
	Dünnbettmörtel	$E = 930 \cdot \beta_{D,mw}$ $E = 600 \cdot \beta_{D,st}$			
Betonsteine	Normalmörtel	–	–	2400	2050 bis 2700

[1)] $\beta_{D,mw}$ Mauerwerksdruckfestigkeit; $\beta_{D,st}$ Steindruckfestigkeit.
[2)] f_k charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk

gigkeit von der Druckfestigkeit des Mauerwerks $\beta_{D,mw}$ oder der Steine $\beta_{D,st}$ und des Mörtels $\beta_{D,mö}$ bestimmen. Er unterscheidet sich jedoch vor allem nach Steinart und -sorte z. T. beträchtlich (siehe **Abb. E.2.3**). Aber auch die Mörtelart (Normal-, Leicht-, Dünnbettmörtel) kann von Einfluss sein. Wird Leichtmörtel statt Normalmörtel verwendet, so kann sich der *E*-Modul etwa um bis zu 10% verringern.

Für grobe Näherungsrechnungen kann

$$E_{D,mw} = 1000 \cdot \beta_{D,mw} \tag{3}$$

angenommen werden, wobei der Schwankungsbereich mit

$$500 \cdot \beta_{D,mw} \leq E_{D,mw} \leq 1500 \cdot \beta_{D,mw} \tag{4}$$

anzusetzen ist. Aus neuen, z. T. veröffentlichten Auswertungen [Schubert – 10] ergeben sich die in **Tafel E.2.4** aufgeführten Zusammenhänge.

In der Tafel sind auch die Faktoren angegeben, mit denen die E-Moduln nach DIN 1996-1-1/NA, unter Bezug auf die charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk f_k ermittelt werden können.

Der *Zug-E-Modul* (parallel zu Lagerfugen) $E_{Z,mw}$ kann *näherungsweise* für Mauerwerk mit Normalmörtel wie folgt aus der Mauerwerkszugfestigkeit $\beta_{Z,mw}$ bestimmt werden [Schubert-07]:

- Mauerwerk aus Kalksandsteinen
  $E_{Z,mw} = 24500 \cdot \beta_{Z,mw}$ (5.1)
- Mauerwerk aus Mauerziegeln
  $E_{Z,mw} = 15500 \cdot \beta_{Z,mw}$ (5.2)
- Mauerwerk aus Leichtbetonsteinen
  $E_{Z,mw} = 15000 \cdot \beta_{Z,mw}$ (5.3)
- Mauerwerk aus Porenbetonsteinen
  $E_{Z,mw} = 13000 \cdot \beta_{Z,mw}$ (unsicher) (5.4)

Die *E*-Moduln von Mauerwerk verändern sich mit dem Alter im Gegensatz zu Beton vergleichsweise wenig. Sie können zumindest ab einem Alter von einem Monat als praktisch konstant angesehen werden.

7541014/10787806875Biblio

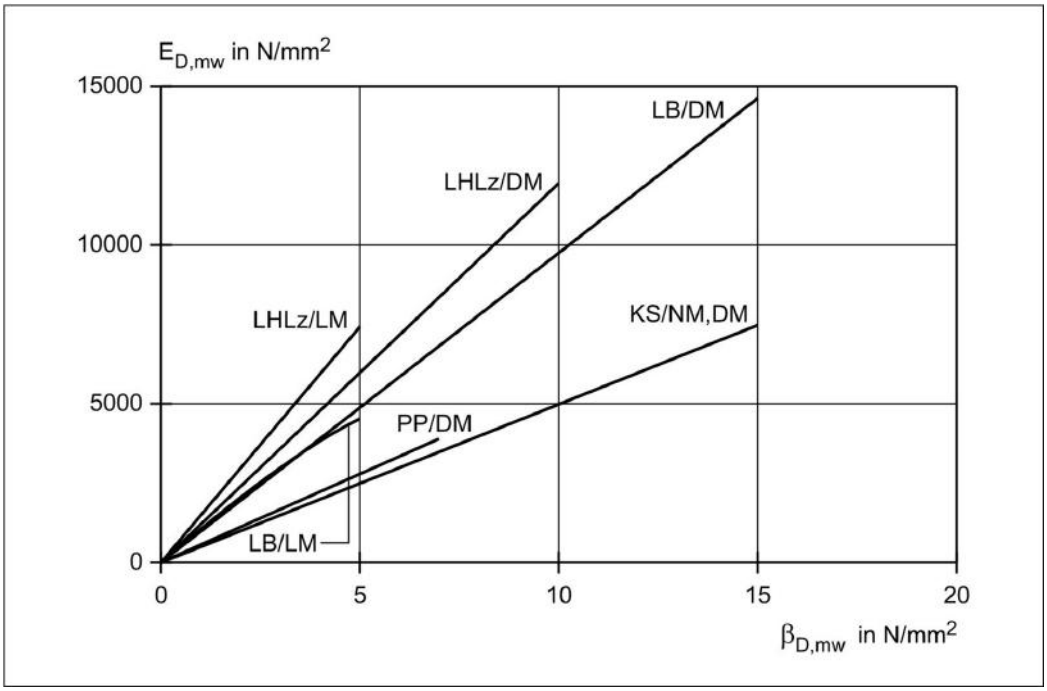


Abb. E.2.3 Druck-E-Modul von Mauerwerk $E_{D,mw}$ (Sekantenmodul) in Abhängigkeit von der Mauerwerkdruckfestigkeit $\beta_{D,mw}$
KS: Kalksandvollsteine; LHLz: Leichthochlochziegel; PP: Porenbeton-Plansteine; LB: Leichtbetonsteine; NM: Normalmörtel; LM: Leichtmörtel; DM: Dünnbettmörtel

2.2.3 Formänderungen infolge langzeitiger Lasteinwirkung (Kriechen)

Die durch langzeitige Lasteinwirkung entstehenden Dehnungen werden als Kriechdehnungen ε_k bezeichnet. Sie nehmen anfangs stark, danach immer weniger zu. Unter annähernd konstanter Belastung und bei etwa gleichbleibender Lufttemperatur und -feuchte ist das Kriechen nach etwa 3 bis 5 Jahren nahezu beendet.

Da sich die Festigkeit der Mauersteine nach dem Ausliefern aus dem Herstellwerk nicht mehr (Mauerziegel) bzw. nur noch wenig verändert (andere Mauersteine) und der Mörteleinfluss relativ gering ist, ist der Einfluss des Belastungsalters auf die Endkriechzahl φ_∞ bei Mauerwerk im Gegensatz zu Beton klein.

Da auch bei Mauerwerk Kriechspannung σ_k und Kriechdehnung ε_k bis zu $\sigma \approx ({}^1/_3$ bis $ {}^1/_2) \cdot \beta_{D,mw}$ annähernd proportional sind, kann als Eigenschaftskenngröße die dann spannungsunabhängige Kriechzahl φ bzw. die Endkriechzahl

$$\varphi_\infty = \frac{\varepsilon_{k\infty}}{\varepsilon_{el}} = \frac{\varepsilon_{k\infty} \cdot E}{\sigma_k} \qquad (6)$$

verwendet werden.

Rechenwerte für die Endkriechzahl φ_∞ von Mauerwerk siehe **Tafel E.2.1**. Ein erheblicher, quantifizierbarer Einfluss von Mörtelart und -festigkeit lässt sich aus den bisher vorliegenden Versuchsergebnissen nicht ableiten, so dass die φ_∞-Werte nur nach Mauersteinart bzw. -sorte differenziert angegeben sind. Auch die φ_∞-Werte unterscheiden sich wie die E-Modul-Werte je nach Steinart z. T. nennenswert (siehe auch [Schubert – 10], [Glitza – 85]).

2.3 Lastunabhängige Formänderungen

2.3.1 Feuchtedehnung (Schwinden ε_s, Quellen ε_q, irreversibles Quellen ε_{cq}

Feuchtedehnung ε_f ist der Oberbegriff für alle durch Feuchteeinwirkung bedingten Formänderungen.

Änderungen des Feuchtegehaltes von Mauersteinen und Mörtel können zu mehr oder weniger großen Volumenänderungen bzw. Dehnungen (Feuchtedehnung) führen. Bedeutsam sind vor allem Schwinden und irreversibles Quellen (bei einigen Mauerziegeln). Größe und zeitlicher Verlauf des Schwindens hängen ab von der Steinart, in geringem Maße auch von der Mörtelart, der Vorbehandlung der Steine vor dem Vermauern, ihrem „Einbau-Feuchtegehalt“ sowie

7541014/10787806875Biblio

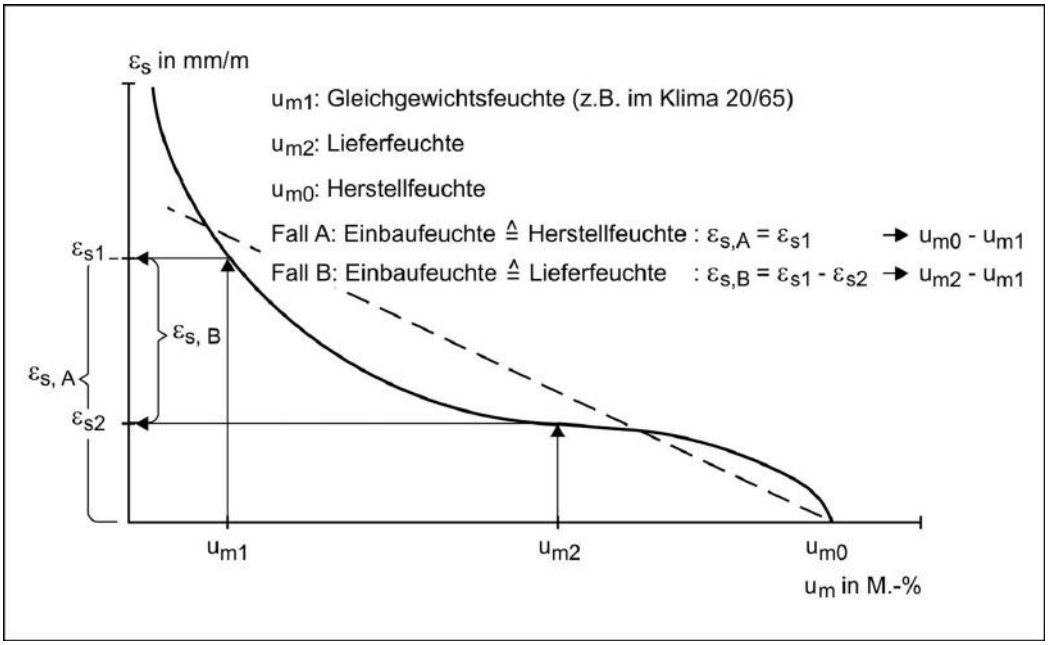


Abb. E.2.4 Zusammenhang zwischen Schwinddehnung ε_s und Feuchtegehalt u_m

den Austrocknungsbedingungen (relative Luftfeuchte, Luftbewegung). Der rechnerische Endschwindwert $\varepsilon_{s\infty}$ vergrößert sich mit abnehmender relativer Luftfeuchte sowie meistens auch mit zunehmender „Einbaufeuchte" der Steine. Das Schwinden läuft bei rasch austrocknenden Steinen (günstige Porenstruktur), geringer relativer Luftfeuchte, stärkeren Luftbewegungen und dünnen Bauteilen schneller ab.

Sehr nützlich ist die Kenntnis des Zusammenhangs zwischen Schwinddehnung und Feuchtegehalt (siehe **Abb. E.2.4**); der Zusammenhang kann auch näherungsweise linear sein.

Unter Bezug auf diesen Zusammenhang kann die Schwinddehnung für verschiedene Ausgangs- und Gleichgewichtsfeuchten ermittelt werden, und es lassen sich daraus Schlussfolgerungen für Möglichkeiten zur Verringerung des Schwindens ziehen, s. auch **Tafel E.2.2**. (Verringerung der Herstellfeuchte, Vermeidung von Durchfeuchtungen bauseits vor dem Vermauern).

Meist ist das Schwinden von Innenbauteilen nach 3 bis 5 Jahren weitgehend beendet. Als Anhalt für den zeitlichen Verlauf des Schwindens können die Schwindkurven in **Abb. E.2.5.1** bis **E.2.5.5** dienen. Vor allem bei langsam austrocknenden Steinen und dicken Bauteilen können sich oberflächennahes Schwinden und Schwinden im Kernbereich des Bauteils sehr unterscheiden. Dadurch können oberflächennahe Risse entstehen.

Bei bindemittelgebundenen Mauersteinen – Kalksandsteinen, Porenbetonsteinen, Leichtbeton- und Betonsteinen – kann unter bestimmten Umständen Schwinden durch Reaktion der Luftkohlensäure mit kalkhaltigen Verbindungen (Karbonatisierung) hervorgerufen werden. Dieses Karbonatisierungsschwinden tritt selten auf, ist nicht umkehrbar und verläuft sehr langsam.

Größe und zeitlicher Verlauf des irreversiblen Quellens bei einigen Mauerziegeln hängen im wesentlichen von der stofflichen Zusammensetzung der Ziegel und den Brennbedingungen ab. Das irreversible Quellen kann sehr schnell, aber auch sehr langsam über einen Zeitraum von mehreren Jahren ablaufen (s. **Abb. E.2.6**). Es tritt heute selten und meist in unschädlicher Größe auf.

Die im Bild dargestellten Kurven 1 und 3 sind in der Regel ohne baupraktische Bedeutung, weil das irreversible Quellen sehr schnell auftritt und rasch beendet ist. Kritisch und rissgefährlich kann das irreversible Quellen nach dem Kurventyp 2 werden, wenn es eine bestimmte Größenordnung erreicht. Es ist deshalb – wie auch beim Schwinden – außerordentlich wichtig, die Feuchtedehnungseigenschaften der Mauersteine produktbezogen möglichst genau zu erkennen.

Nach **Tafel E.2.1** ergeben sich Verformungsunterschiede zwischen verschiedenem Mauerwerk infolge Feuchtedehnung bis 0,5 mm/m (Rechenwert) bzw. 0,9 mm/m (Wertebereich).

7541014/10787806875Biblio

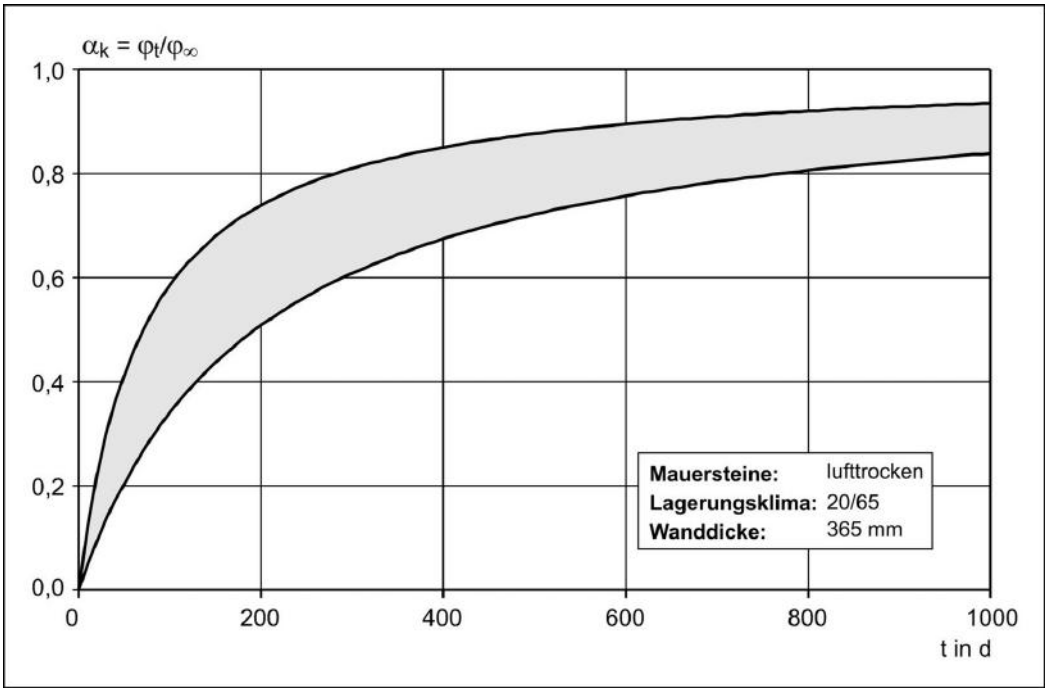


Abb. E.2.5.1 Normierter zeitlicher Verlauf von Kriechen α_k – Mauerwerk aus Leichthochlochziegeln und Leichtmörtel

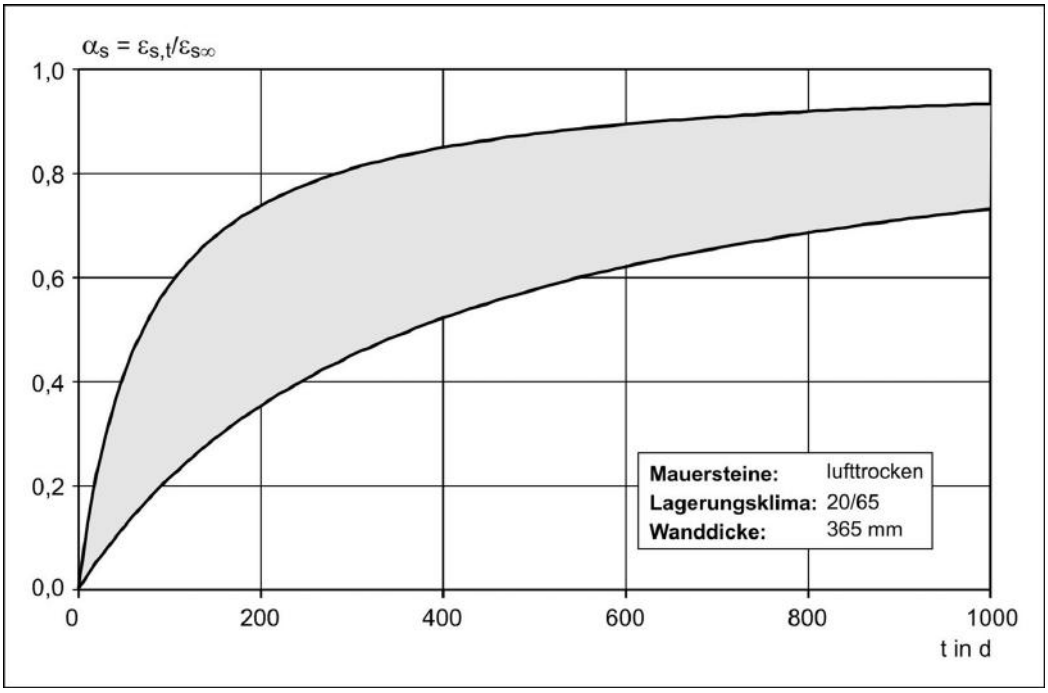


Abb. E.2.5.2 Normierter zeitlicher Verlauf von Schwinden α_s – Mauerwerk aus Leichthochlochziegeln und Leichtmörtel

7541014/10787806875Biblio

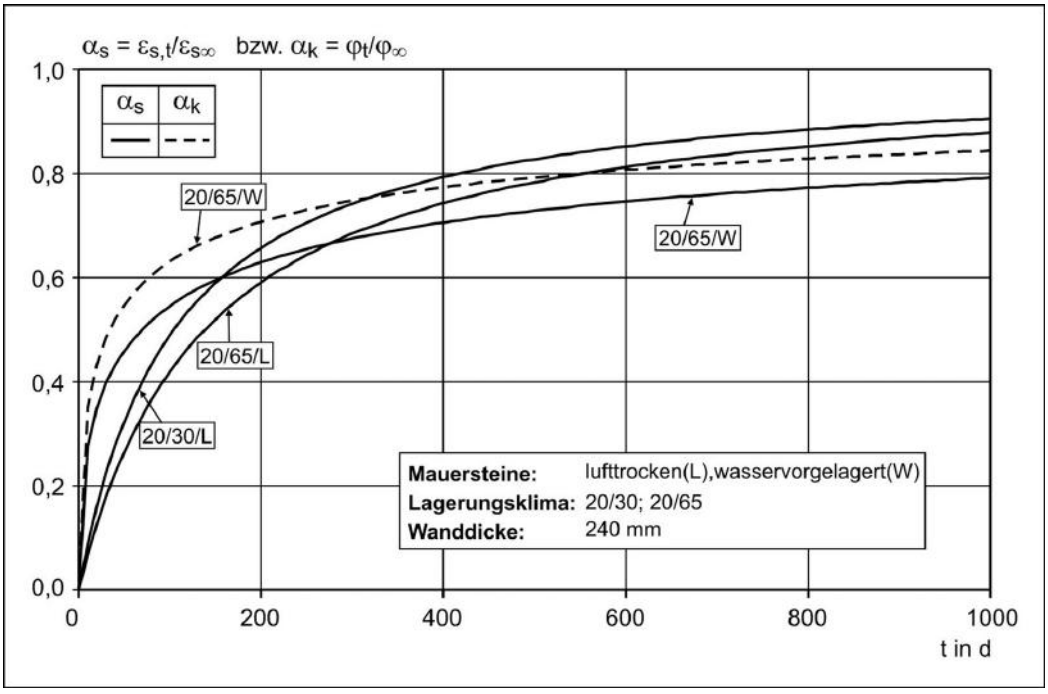


Abb. E.2.5.3 Normierter zeitlicher Verlauf von Schwinden α_s und Kriechen α_k – Mauerwerk aus Kalksandvollsteinen und Normalmörtel

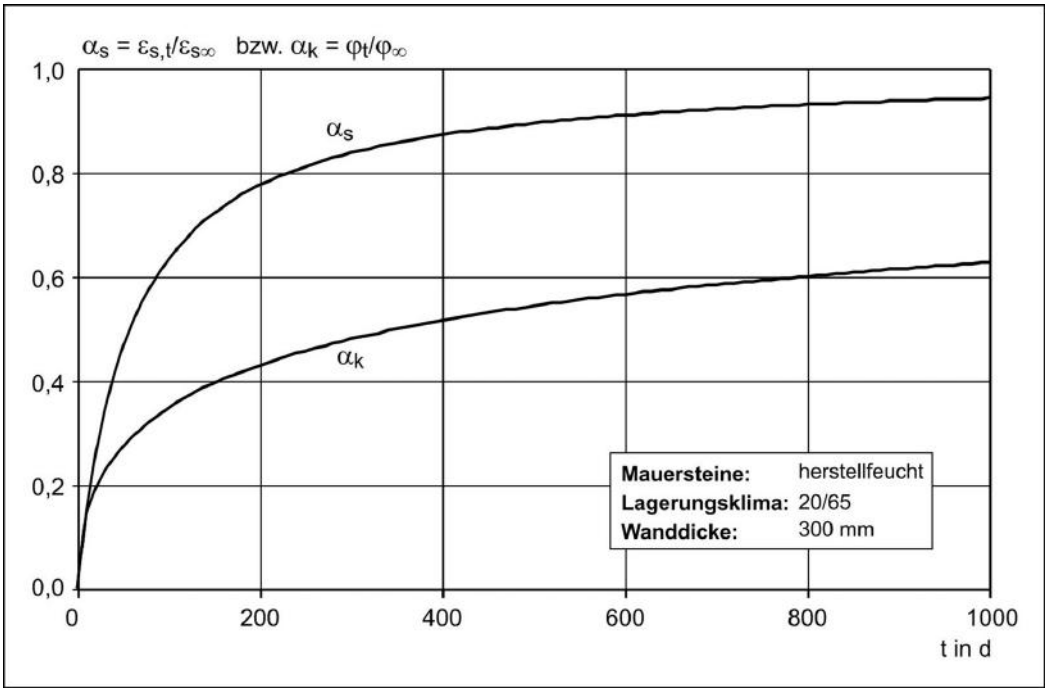


Abb. E.2.5.4 Normierter zeitlicher Verlauf von Schwinden α_s und Kriechen α_k – Mauerwerk aus Porenbeton-Plansteinen PP2 und Dünnbettmörtel

7541014/10787806875Biblio

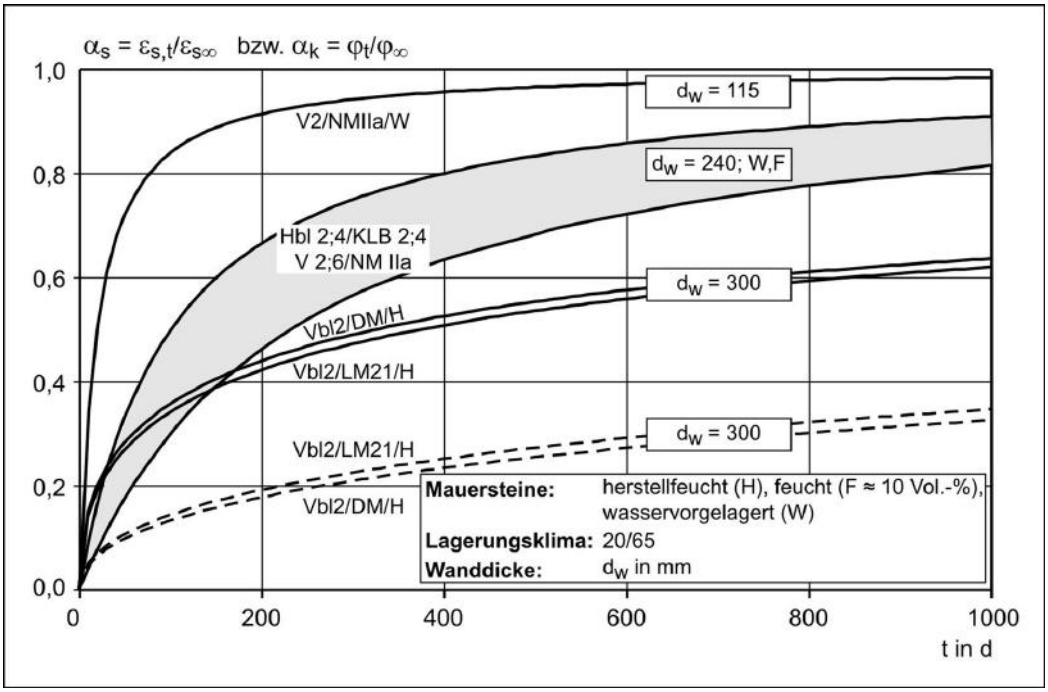


Abb. E.2.5.5 Normierter zeitlicher Verlauf von Schwinden α_s und Kriechen α_k – Mauerwerk aus Leichtbetonsteinen;
NM: Normalmörtel, LM: Leichtmörtel, DM: Dünnbettmörtel

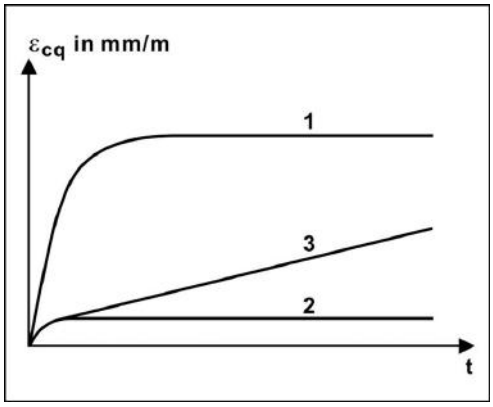


Abb. E.2.6 Irreversibles Quellen, zeitlicher Verlauf – Kurventypen

Weitere Details s. auch [Schubert – 92, 02].

2.3.2 Wärmedehnung

Eine Wärmedehnung ε_T entsteht durch die Änderung der Temperatur Δt.

$$\varepsilon_t = \Delta t \cdot \alpha_t \qquad (7)$$

Der Wärmedehnungskoeffizient α_t (10^{-6}/K) ist eine stoffliche Eigenschaftskenngröße und kann für den baupraktischen Temperaturbereich von –20 °C bis +80 °C als näherungsweise konstant angenommen werden.

Die Rechenwerte und die Streubereiche in **Tafel E.2.1** basieren im Wesentlichen auf den α_t-Werten für den Steinscherben. Auch sie unterscheiden sich je nach Steinart deutlich (min $\alpha_t = 6 \cdot 10^{-6}$/K, max $\alpha_t = 10 \cdot 10^{-6}$/K). Je nach Wärmeleitfähigkeit der Steine und auch des Mörtels sowie der Bauteildicke können mehr oder weniger große Temperaturunterschiede zwischen Oberfläche und Kernbereich eines Bauteils auftreten. Zur Berechnung von Wärmedehnungen wird Δt als Differenz zwischen Herstell- und „Betrachtungs"-temperatur angesetzt.

2.4 Prüfung

Alle Formänderungen können experimentell durch Laborversuche ermittelt werden (s. dazu [Schubert-92], [Schubert-02]). Die Versuche zur Bestimmung von Feuchte- und Wärmedehnung können bei Dünnbettmauerwerk und Mauerwerk aus großformatigen Mauersteinen in guter Näherung ersatzweise für Mauerwerk an Einzelsteinen oder Prüfkörpern aus den Steinen durchgeführt werden. In diesen Fällen kann der Einfluss des Mauermörtels vernachlässigt werden. Da bei der Prüfung des Schwindens vor Schwindbeginn eine 2tägige Wasservorlagerung –

7541014/10787806875Biblio

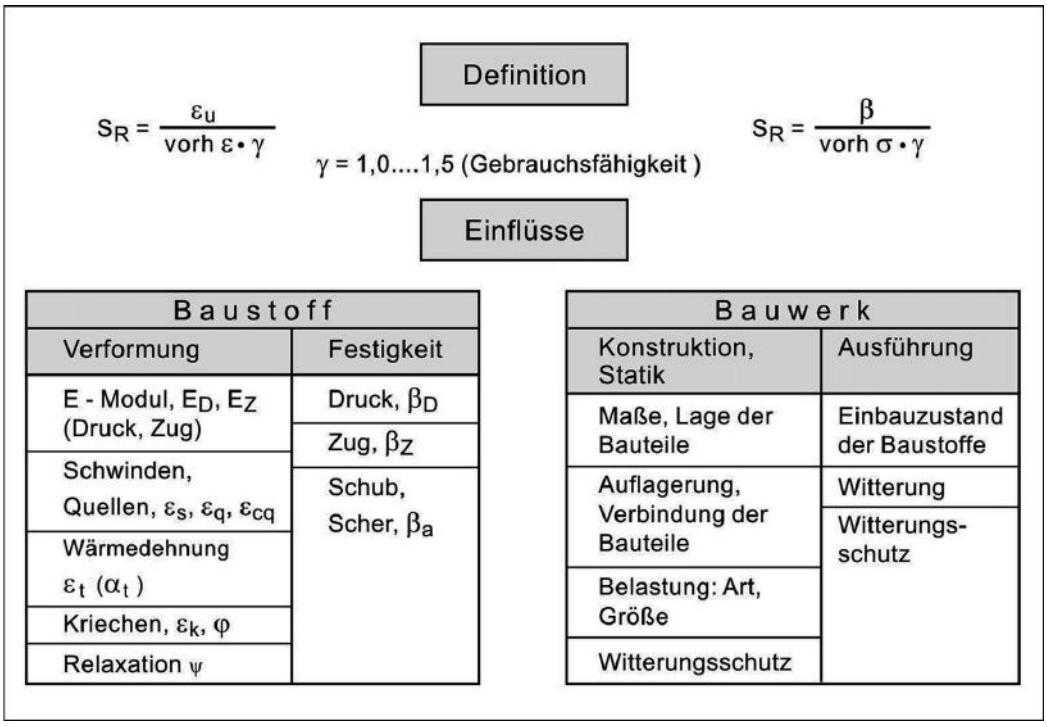


Abb. E.3.1 Risssicherheit von Mauerwerk – Definition, wesentliche Einflüsse

aus Gründen der eindeutigen Definition und einfachen Handhabung – durchgeführt wird, ist der so ermittelte Schwindwert praxisbezogen zu hoch und ist entsprechend zu korrigieren. Korrekturfaktoren sind für Kalksand- und Porenbetonsteine nachgewiesen. Eine nachträgliche Ermittlung von Formänderungswerten für ausgeführtes Mauerwerk ist schwierig und nur in wenigen Einzelfällen mit entsprechender Erfahrung und dem erforderlichen speziellen know how möglich [Schubert-02].

3 Entstehen von Rissen

Durch Formänderungsunterschiede innerhalb des Bauteils (z. B. Wärme-, Feuchtedehnung) oder zwischen benachbarten Bauteilen, entstehen Spannungen wenn die Formänderungen nicht zwängungsfrei ablaufen können. Rissgefährlich sind wegen der geringen Mauerwerksfestigkeit Zug-, Scher- und Schubspannungen. Durch innere Kriecheffekte und Spannungsumlagerungen wird die aus behinderten Dehnungen entstandene Spannung relativ rasch abgebaut. Die Spannungsabnahme wird durch die Relaxationszahl ψ gekennzeichnet. Diese kann ersatzweise in etwa mit Hilfe der Kriechzahl beschrieben werden.

$$\psi \approx \frac{1}{1+\varphi} \tag{8.1}$$

und für den Endzustand

$$\psi_\infty \approx \frac{1}{1+\varphi_\infty} \tag{8.2}$$

Der Spannungsabbau ist bei langsamer ablaufenden Formänderungen – wie Schwinden und jahreszeitlichen Temperaturänderungen – größer als bei kurzzeitigen Formänderungen.

Die Risssicherheit S_R hängt von der Größe der vorhandenen Spannungen vorh σ oder Dehnungen vorh ε infolge der Formänderungen und der Größe der Festigkeit β bzw. Bruchdehnung ε_u ab (s. **Abb. E.3.1**).

Die Größe von vorh σ wird bestimmt durch die gesamte vorhandene Dehnung bzw. den Dehnungsunterschied, den E-Modul, die Relaxation und den Behinderungsgrad für die Dehnungen. Der Behinderungsgrad hängt von den Lagerungsbedingungen ab und kann theoretisch zwischen 0 (frei beweglich) und 1 (volle Einspannung) betragen.

Rissgefahr besteht vor allem dann, wenn große Verformungs- (Dehnungs-) unterschiede zwischen benachbarten Bauteilen auftreten. Beispiele dafür sind lange Wände, die sich durch Schwinden und ggf. Temperaturabnahme verkürzen wollen (z. B. Verblendschalen), Innen- und Außenwände im Verband, die sich in vertikaler Richtung sehr unterschiedlich verformen sowie miteinander verbundene, sich un-

7541014/10787806875Biblio

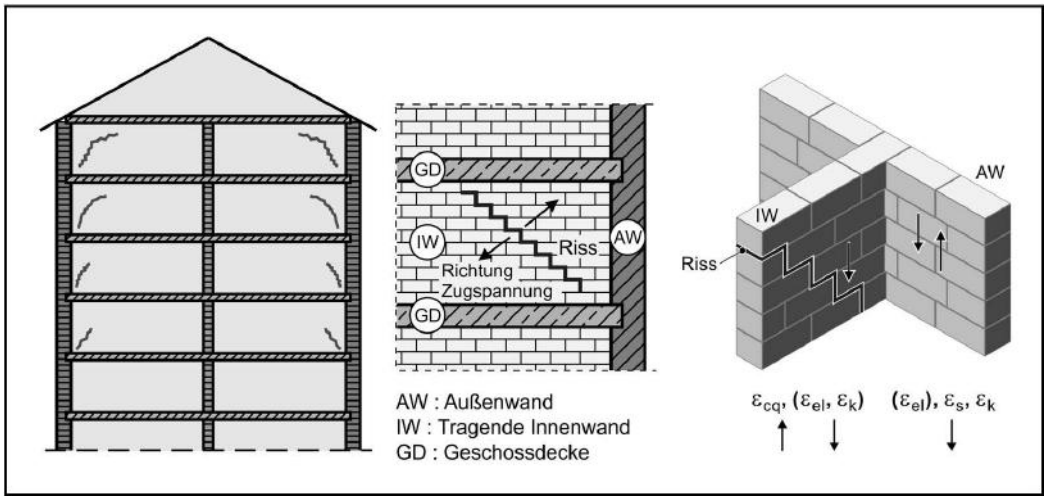


Abb. E. 4.1 Risse durch Formänderungsunterschiede in vertikaler Richtung – Verformungsfall V1: Innenwand verkürzt sich stärker als Außenwand

terschiedlich verformende Mauerwerk- und Betonbauteile (Ringbalken, Ausfachungsmauerwerk in Stahlbetonrahmen), s. auch [Schubert – 09].

Derartige Risse beeinträchtigen in seltenen Fällen die Standsicherheit, und zwar nur dann, wenn die beim Nachweis der Grenzfähigkeit angenommenen Systeme, z. B. mehrachsige Lastabtragung, infolge Rissbildung ihre Funktion nicht mehr erfüllen. Die Gebrauchsfähigkeit (Schall-, Wärme-, Feuchteschutz; Ästhetik) wird jedoch i. d. R. mehr oder weniger beeinträchtigt. Wegen der Vielzahl von kaum ausreichend genau erfassbaren Einflussgrößen ist die rechnerische Beurteilung der Risssicherheit in der Regel nur sehr eingeschränkt möglich, in den nachfolgend beschriebenen Fällen jedoch mit brauchbarer Aussagesicherheit.



Abb. E.4.2 Verformungsfall V1 – Rissbildungen

4 Beurteilung der Rissgefahr

4.1 Formänderungsunterschiede überwiegend in vertikaler Richtung; Verformungsfall V

4.1.1 Verformungsfall V1: Innenwand verkürzt sich stärker als Außenwand (Abb. E.4.1 und C.4.2)

Durch Belastungsunterschiede und/oder unterschiedliche Formänderungseigenschaften von Innen- und Außenwandmauerwerk entstehen Verformungsunterschiede. Diese können dann besonders groß werden, wenn für die Innenwände stark kriechendes und schwindendes Mauerwerk und für die Außenwände wenig kriechendes und wenig schwindendes bzw. irreversibel quellendes Mauerwerk verwendet wird.

Eine unabhängige und unbehinderte Verformung von Außen- und Innenwand ist aber im Regelfall, bei dem aussteifende Querwände und die auszusteifende Wand im Verband bzw. bei Stumpfstoßtechnik entsprechend verankert hochzuführen sind, nicht möglich. Da die Querwände die auftretenden Verformungsunterschiede nicht spannungsfrei ausgleichen können, entstehen im Bereich der größten Behinderung (in Außenwandnähe) Zug- bzw. Schubspannungen, die zu den in **Abb. E.4.1 und C.4.2** dargestellten Rissen führen können. Die Rissgefahr und im Schadensfall die Rissbreite sind im obersten Geschoss

7541014/1078780687 5Biblio

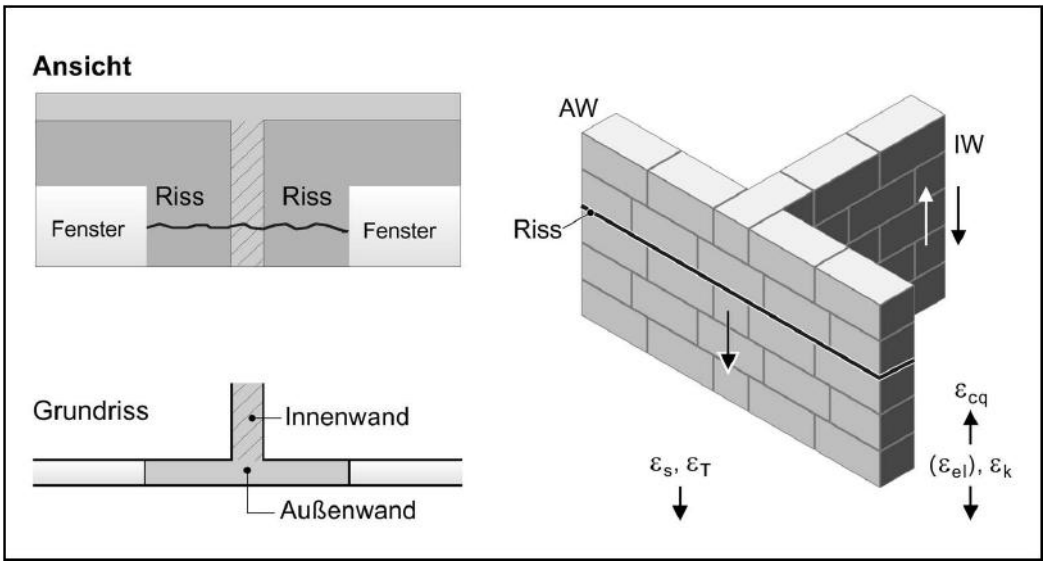


Abb. E.4.3 Risse durch Formänderungsunterschiede in vertikaler Richtung – Verformungsfall V2: Außenwand verkürzt sich stärker als Innenwand

(oberste Querwand) am größten. Sie hängen von Art und Größe der Formänderungen, den Steifigkeitsverhältnissen (Querwände, Außenwände) sowie davon ab, inwieweit die vorhandenen Druckspannungen auf den Querwänden rissgefährliche Zugspannungen „überdrücken" können. Der Anhaltswert für den zulässigen, rissfrei aufnehmbaren Verformungsunterschied ist 0,2 mm/m.

Rissempfindlich und deshalb sorgfältig auf Risssicherheit zu beurteilen (s. dazu Abschn. E.4.1.3) sind vor allem die Kombinationen Kalksandsteine oder Leichtbetonsteine (z. B. auch Leichtbetonvollsteine V 12) für die Innenwände und Mauerziegel für die Außenwände (s. dazu auch **Tafel E.2.1**).

4.1.2 Verformungsfall V2: Außenwand verkürzt sich stärker als Innenwand (s. Abb. E.4.3 und C.4.4)

Besteht die Innenwand aus Mauerwerk, das sich infolge Belastung nur wenig verformt (verkürzt) – hoher E-Modul, niedrige Kriechzahl –, wenig schwindet oder ggf. irreversibel quillt, und die Außenwand aus stark schwindendem Mauerwerk, das sich u. U. noch unter die Herstelltemperatur abkühlt, so entstehen Zugspannungen in der Außenwand senkrecht zu den Lagerfugen. Die Rissgefahr ist wegen der geringen Zugfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen groß. Das Rechenverfahren zur Abschätzung der Risssicherheit ist das gleiche wie für den Verformungsfall V1 (s. Abschn. E.4.1.3). Der zulässige rissfrei aufnehmbare Verformungsunterschied ist jedoch sehr viel kleiner. Der Anhaltswert dafür ist 0,1 mm/m d. h., erhöhte Rissgefahr besteht, wenn sich die Außenwand gegenüber der Innenwand um mehr als 0,1 mm/m verkürzen will. Rissempfindliche Mauerwerkskombinationen sind Mauerziegel für die Innenwände und Leichtbeton- oder Porenbetonsteine für die Außenwände.



Abb. E.4.4 Verformungsfall V2 – Rissbildungen

7541014/10787806875Biblio

4.1.3 Beurteilung der Risssicherheit

Das Beurteilungsverfahren [Schubert – 96], das auf theoretischen Untersuchungen von [König – 91] basiert, berücksichtigt die Steifigkeitsverhältnisse und wird im folgenden in den Grundzügen dargestellt. Das Verfahren geht von folgenden Voraussetzungen bzw. Annahmen aus:

- Die Außenwand ist mit der Innenwand verbunden (Mauerwerksverband) und wird als Stab betrachtet
- Die Innen-Querwand wird über alle Geschosse als Scheibe betrachtet und als horizontal gehalten, isotrop angenommen.
- Der Einfluss der Stahlbetondecken wird vernachlässigt.
- Es wird Zustand I (vor Rissbildung), d. h., linearelastisches Materialverhalten vorausgesetzt.
- Der Einfluss elastischer Verformungen ist unbedeutend, sie sind bereits fast vollständig vor Errichten des obersten Geschosses entstanden.

Aus den obigen Annahmen wird deutlich, dass auch bei diesem Verfahren eine Reihe vereinfachender Voraussetzungen notwendig ist, um eine akzeptable Handhabung zu gewährleisten. Am kritischsten ist natürlich nach wie vor das oberste Geschoss, da die hier auftretenden Zugspannungen bzw. Zugdehnungen wegen der geringen Auflast nicht „überdrückt" werden können.

Bei der Anwendung des Beurteilungsverfahrens hat sich herausgestellt, dass für die Risssicherheit praktisch nur die Feuchtedehnung und ggf. Temperaturunterschiede zwischen Außen- und Innenwand maßgebend sind. Die Steifigkeitsverhältnisse zwischen Innen- und Außenwand wirken sich auf den spannungsverursachenden Formänderungsunterschied zwischen Innen- und Außenwand aus. Will sich z. B. eine sehr steife Innenwand gegenüber einer sehr weichen Außenwand verkürzen, so wird ein Großteil der Innenwand-Verkürzung der Außenwand „aufgezwungen", und nur der verbleibende Anteil der Verkürzung führt zu Zugspannungen in der Innenwand.

Im Folgenden ist der Berechungsgang verkürzt dargestellt.

Verformungsfall V1 – Verkürzung Innenwand

① Ermittlung Verformungsunterschied zwischen Außenwand (A) und Innenwand (I) infolge Schwindens, irreversiblen Quellens, Temperaturänderung. Beide Wände werden gedanklich voneinander getrennt und für jede Wand (jedes Mauerwerk) werden die unbehinderten Verformungswerte ε_f, ε_T, z. B. aus Mauerwerk-Kalender bzw. **Tafel E.2.1** bis **E.2.3** ermittelt.

$$\Delta\varepsilon_{0,f,t} = \varepsilon_{f,A} - \varepsilon_{f,I} + \varepsilon_{t,A} - \varepsilon_{t,I} \qquad (9)$$

② Bestimmung Steifigkeitsverhältniswert

$k = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3$

- $k_1 = E_I/E_A \rightarrow$ E-Moduln Innen-, Außenwand
  $\Rightarrow$ aus Mauerwerk-Kalender [Schubert – 10]
- $k_2 = \dfrac{d_I \cdot l_I}{d_A \cdot l_A} = \alpha_d\, \alpha_l \rightarrow$ Wandquerschnittsflächen
- $k_3 = \dfrac{l + 0{,}8 \cdot \varphi_{\infty,A}}{1 + 0{,}8 \cdot \varphi_{\infty,I}} \rightarrow$ Einfluss Relaxation

  $\Rightarrow \varphi_\infty$-Werte aus Tafel C.2.1

③ Ermittlung Abminderungsbeiwert α_k mit Hilfe des k-Wertes ② $\Rightarrow$ **Tafel C.4.1**

Tafel E.4.1 Abminderungsbeiwert α_k

k	α_k
1	2
4,0	0,45
3,0	0,50
2,0	0,55
1,0	0,70
0,5	0,80

④ Berechnung des maßgebenden Verformungsunterschiedes vorh $\Delta\varepsilon$
Bei Feuchtedehnung (Schwinden, irreversibles Quellen) wird Relaxation berücksichtigt.

$\alpha_R = \approx 0{,}7$

- vorh $\Delta\varepsilon_f = \Delta\varepsilon_{0,f} \cdot \alpha_K \cdot \alpha_R$
- vorh $\Delta\varepsilon_t = \Delta\varepsilon_{0,t} \cdot \alpha_K$
- vorh $\Delta\varepsilon$ = vorh $\Delta\varepsilon_f$ + vorh $\Delta\varepsilon_t$

⑤ Vergleich vorhandener und zulässiger Verformungsunterschied
vorh $\Delta\varepsilon \leq$ zul $\Delta\varepsilon = 0{,}2$ mm/m

Verformungsfall V2 – Verkürzung Außenwand

Berechungsgang analog V1

Bei Schritt ② ist $\dfrac{1}{k}$ anstatt k einzusetzen.

Bei Schritt ⑤ ist: zul $\Delta\varepsilon = 0{,}1$ mm/m

Die ungünstigsten Randbedingungen sind z. B. beim Verformungsfall V1:

– große Werte $\Delta\varepsilon_{0,f}$, $\Delta\varepsilon_{0,t}$
– großer α_K-Wert $\rightarrow$ kleiner k-Wert, d. h.:
  $\Rightarrow$ kleiner k_1-Wert $\rightarrow E_A \gg E_l$
  $\Rightarrow$ kleiner k_2-Wert $\rightarrow A_A \gg A_l$

7541014/10787806875Biblio

Tafel E.4.2 Verformungsfälle V1 und V2, Grobbeurteilung der Risssicherheit

Mauerwerk		Dicke Außenwand	$\Delta\varepsilon_{l,A}$ [1] ($\varepsilon_l - \varepsilon_A$)	sich verkürzende Wand	sich verlängernde Wand	Rissgefahr		
Außenwand (A)	Innenwand (I) (Querwand) $d_w = 115...240$					nein	ja	möglicherweise
–	–	mm	mm/m	–	–	–	–	–
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Kalksandsteine NM, DM		175 (WDVS)	–0,2	IW	–	x	–	–
			+0,2	AW	–	x	–	–
			–0,4	IW	–	x	–	–
			+0,4	AW	–	–	–	(x)[2]
Mauerziegel LHLz 6...12 LM	Kalksandsteine NM (DM)	300, 365	–0,2	IW	–	x	–	–
			–0,4	IW	AW	–	–	x
			–0,6	IW	AW	–	x	–
Leichtbetonsteine Vbl, Hbl LM, DM	Kalksandsteine NM, DM	300, 365	–0,2	IW	–	x	–	–
			+0,2	AW	–	x	–	–
			–0,4	IW	–	–	–	x
			+0,4	AW	–	–	x	–
Porenbeton-Plansteine DM	Kalksandsteine (NM), DM	300, 365	–0,2	IW	–	x	–	–
			+0,2	AW	–	–	–	x
			–0,4	IW	–	x	–	–

[1] $\Delta\varepsilon$ Formänderungsunterschied; ε Formänderung (Dehnung)
[2] nicht sichtbar

$\Rightarrow$ kleiner k_3-Wert $\rightarrow \varphi_{\infty,I} \gg \varphi_{\infty,A}$

➞ Die Innenwand kann ihre Verformung (Verkürzung) nicht der Außenwand „aufzwingen".
$\Rightarrow$ Vollständige Behinderung der Verformungen der Innenwand durch Außenwand bei $\alpha_k = 1$.

Eine grobe Beurteilung der Risssicherheit verschiedener Außen-, Innenwand-Kombinationen kann nach Tafel E.4.2 erfogen.

4.1.4 Maßnahmen zur Erhöhung der Risssicherheit bzw. zur Rissvermeidung

Folgende Maßnahmen, Möglichkeiten kommen grundsätzlich infrage:

- Mauerwerk der Innen- und Außenwände so wählen, dass die Dehnungsdifferenz $\Delta\varepsilon$ möglichst klein wird.
- Statisches System so wählen, dass $\Delta\varepsilon$ möglichst klein wird bzw. weitgehend unwirksam ist (Stumpfstoßtechnik, „weiche Anker").
- Bauseitige Ursachen für Dehnungsunterschiede zwischen Innen- und Außenwänden (z. B. unterschiedliche Herstellfeuchte der Wände) möglichst vermeiden → Baustoffe, Mauerwerk trocken halten.
- Wände möglichst spät verputzen.
- Konstruktive Bewehrung im rissgefährdeten Wandbereich der obersten Innenquerwand nahe Außenwand (Verformungsfall V1, Bewehrung in den Lagerfugen, z. B. Murfor-Bewehrungselemente, s. auch **Abb. E.4.5**).
- Günstige Steifigkeitsverhältnisse von Innen- und Außenwänden wählen.



Abb. E.4.5 Lagerfugenbewehrung mit Murfor-Bewehrungselementen

7541014/10787806875Biblio

4.2 Formänderungsunterschiede in horizontaler Richtung; Verformungsfall H – nicht oder nur wenig belastete Mauerwerkswände (s. dazu in [Schubert-88])

4.2.1 Verformungsvorgang, Beurteilung der Risssicherheit

Bei längeren, nicht oder nur wenig belasteten Mauerwerkswänden (Ausfachungen, leichte Trennwände, Verblendschalen) können Formänderungen in horizontaler Richtung infolge Schwindens und/oder Abkühlens unter die Herstelltemperatur des Bauteils zu Rissen führen, s. **Abb. E.4.6**. Die Formänderungen werden durch die obere, untere oder seitliche Verbindung der Mauerwerkswände mit angrenzenden Bauteilen behindert und führen zu Zugspannungen, die bei halber Wandlänge annähernd horizontal verlaufen (**Abb. E.4.6**). Die Rissgefahr vergrößert sich mit höherem Schwinden und größerer Temperaturabnahme, mit größerem Behinderungsgrad, d. h. stärkerem Verbund mit benachbarten, sich anders verformenden Bauteilen, mit höherem E-Modul des Mauerwerks in Wandlängsrichtung, geringerer Zugfestigkeit (s. Abschn. A.3.3.3 und **Abb. E.4.7**) und kleinerem Verhältnis Wandhöhe/Wandlänge (flache Wände, **Abb. E.4.8**). Die rissfreie Wandlänge kann mit Rechenformeln (s. dazu [Schubert – 88], [Schubert – 96]) oder aus Diagrammen in guter Näherung abgeschätzt werden.

Rechnerisch kann die rissfreie Wandlänge l_r wie nachfolgend beschrieben ermittelt werden:

$$l_r \leq -\ln\left(1 - \frac{\beta_{Z,mw}}{E_{Z,mw} \cdot \text{ges}\,\varepsilon \cdot R}\right) \frac{h_{mw}}{\alpha} \qquad (10)$$

mit

$\beta_{Z,mw}$, $E_{Z,mw}$ Zugfestigkeit, Zug-E-Modul von Mauerwerk in Richtung Wandlänge
Anhaltswerte für $\beta_{Z,mw}/E_{Z,mw}$ sind in **Tafel E.4.2** angegeben.

ges ε Gesamte Formänderungen (Verkürzung) infolge Schwindens ε_s und Temperaturänderung (Δt) – *Temperaturabnahme*
ges $\varepsilon = \varepsilon_s(\varepsilon_{s\infty}) + \varepsilon_t$
$\varepsilon_T = \Delta t \cdot \alpha_t$

R Behinderungsgrad am Wandfuß, Wandkopf → für Wand auf Trennschicht (z. B. Dichtungsbahn): $R \approx 0{,}6$

h_{mw} Wandhöhe

α Beiwert für kraftschlüssige Halterung, Auflagerung der Wand nur unten: $\alpha = 0{,}23$, unten und oben: $\alpha = 0{,}51$

Vereinfachter Ansatz für unten aufgelagerte, oben frei bewegliche Wand:

$$l_r \leq 5\,h_{mw}\left(\frac{\beta_{Z,mw}}{E_{Z,mw} \cdot \text{ges}\,\varepsilon \cdot R}\right) \leq 5\,h_{mw} \qquad (11)$$

Die in der Tafel angegebenen Verhältniswerte $\beta_{Z,mw}/E_{Z,u,mw}$ stellen die Zugbruchdehnung dar und beinhalten praktisch keine Sicherheit gegen Versagen (Rissbildung). Sie sind *grobe Näherungswerte.*

Rechenbeispiel:

Verblendschale aus Kalksandsteinen auf Feuchtesperrschicht, Wandhöhe: 5,5 m, Schwinddehnung $\varepsilon_s = 0{,}20$ mm/m, Wärmedehnung (Temperaturabnahme gegen Herstelltemperatur) $\Delta t = 10$ K

$\varepsilon_t = 10\,\text{K} \cdot 8 \cdot 10^{-6}/\text{K} = 0{,}08 \cdot \text{mm/m}$

Gesamtdehnung: ges $\varepsilon = 0{,}20 + 0{,}08 = 0{,}28$ mm/m

Behinderungsgrad: $R = 0{,}6$

$\beta_{Z,mw}/E_{Z,mw} = 1/22\,000$ (mittlerer Wert **Tafel E.4.3**, Sp. 2 und 3)

Rissfreie Wandlänge:

$$l_r = -\ln\left(1 - \frac{1}{22 \cdot 10^3 \cdot 0{,}28 \cdot 10^{-3} \cdot 0{,}6}\right) \frac{5{,}50}{0{,}23}$$
$$= 7{,}54\,\text{m}$$

Erhöhte Rissgefahr kann im Bereich von Brüstungen wegen der Belastungs- und Formänderungsunterschiede zum angrenzenden Wand- bzw. Pfeilerbereich auftreten. Zur Vermeidung von Rissen empfehlen sich eine Lagerfugenbewehrung, die beidseits der Brüstung mindestens 0,5 m ins angrenzende Mauerwerk reichen sollte, oder die Anordnung von Dehnungsfugen zwischen Brüstung und angrenzendem Mauerwerk, s. **Abb. E.4.9**, wobei die Standsicherheit der Brüstung durch konstruktive Maßnahmen (z. B. Verankerung) zu gewährleisten ist.

Bei *belasteten Wänden* ist die Rissgefahr durch behinderte horizontale Formänderungen wesentlich geringer, weil die auftretenden Zugspannungen weitgehend überdrückt werden. Anhaltswerte für die Dehnungsfugenabstände sind je nach Wandkonstruktion und Wärmedämmung 20 bis 50 m. Zu beachten ist jedoch ggf. – s. Abschn. E.5.2 – der Einfluss der Verformungen von Betondecken.

4.2.2 Möglichkeiten zur Vergrößerung der rissfreien Wandlänge bzw. der Risssicherheit

Es bestehen grundsätzlich folgende Möglichkeiten:

- Verwendung von Mauersteinen mit geringem Schwinden
  ⇒ lufttrockene Steine vermauern
  ⇒ ggf. nur leicht vornässen für guten Mörtelverbund
- Verwendung von Mörtel der Gruppe IIa
  ⇒ hohe Haftscherfestigkeit

7541014/10787806875Biblio

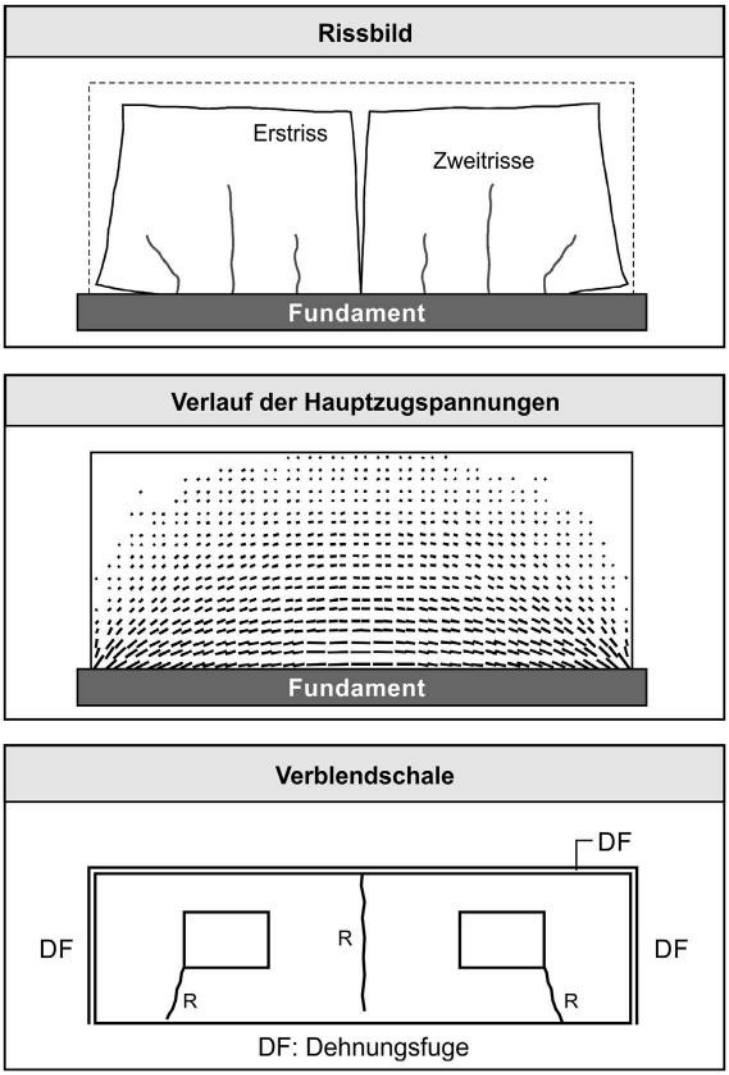


Abb. E.4.6 Risse durch Formänderungen in horizontaler Richtung – Verformungsfall H, Wand unten verformungsbehindert (aufgelagert)

Tafel E.4.3 Verhältniswerte $\beta_{Z,mw}/E_{Z,mw}$ und $\beta_{Z,mw}/E_{Z,u,mw}$ (grobe Anhaltswerte, aus [Schubert – 09]

Mauerwerk aus Mauersteinen	$\beta_{Z,mw}/E_{Z,mw}$	$\beta_{Z,mw}/E_{Z,u,mw}$
1	2	3
Mauerziegel	1/15000	1/5500
Kalksandsteine	1/30000	1/15500
Porenbetonsteine	(1/15000)	(1/10000)
Leichtbetonsteine	1/15000	1/7500
$E_{Z,u,mw}$ Sekantenmodul bei max σ_Z ($\beta_{Z,mw}$); ( ) sehr unsicher		

7541014/10787806875Biblio

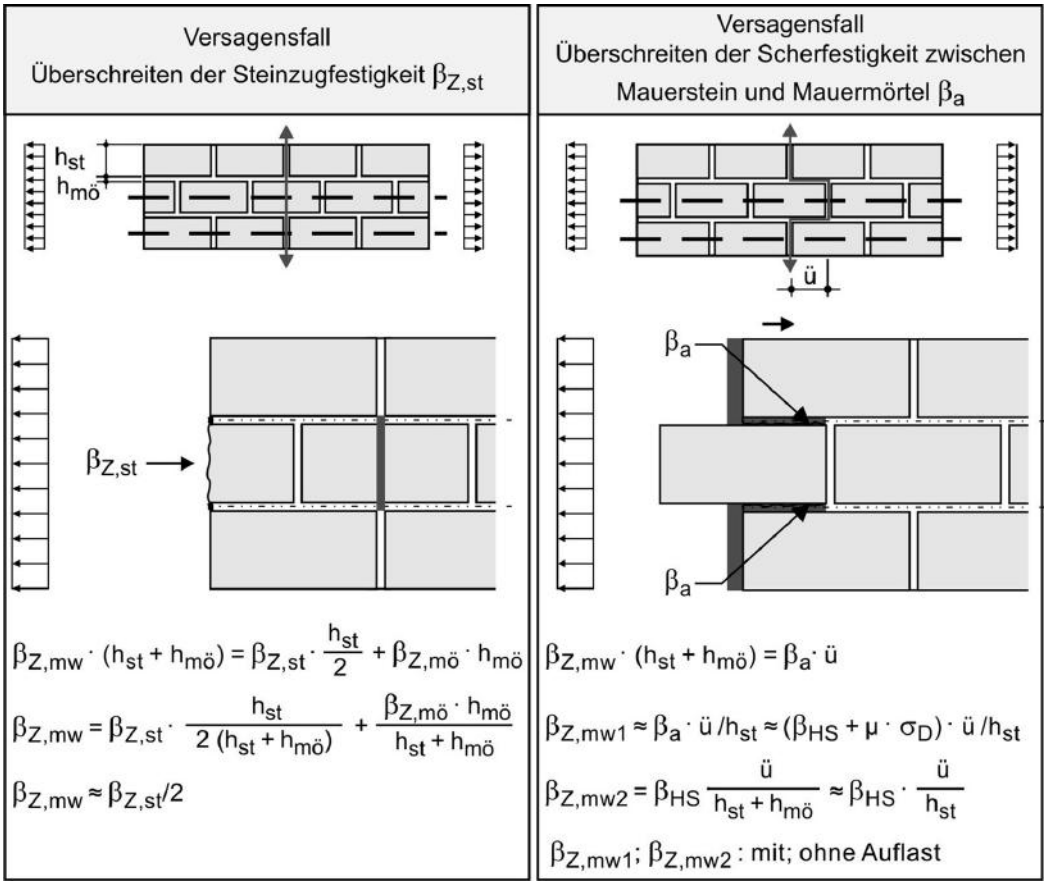


Abb. E.4.7 Verformungsfall H – Versagensfälle, Rechenansätze (ohne Mitwirkung der Stoßfugen)

⇒ keine zu hohe Druckfestigkeit (kleiner E-Modul) – verformungsfähig

- halbsteinige Überbindung (größte Verbundlänge bzw. –fläche)
- günstige Wand-Geometrie (keine flachen, langen Wände)
- geringe Verformungsbehinderung am Wandfuß (Wandkopf)
  ⇒ ggf. 2 Lagen Dichtungsbahn
- konstruktive Lagerfugenbewehrung (vor allem im Brüstungsbereich) – **Abb. E.4.9**
- gute Nachbehandlung (Schutz vor Durchfeuchtung bzw. schneller Austrocknung)
  ⇒ Vergrößerung der Haftscherfestigkeit
- Anordnen von Dehnungsfugen
  ⇒ bei größeren Wandlängen
  ⇒ an Gebäudeecken
  ⇒ an Schwachstellen (Brüstungen u. ä.), s. **Abb. E.4.9**

4.2.3 Dehnungsfugen

Nachfolgend werden Hinweise für die Anordnung und Ausbildung von Dehnungsfugen (DF) gegeben.

Vertikale DF

- Empfohlene DF-Abstände für Mauerwerk aus
  ⇒ Kalksandsteinen: 6 bis 8 m (8 m)
  ⇒ Porenbetonsteinen: 6 bis 8 m (6 m)
  ⇒ Leichtbetonsteinen: 4 bis 6 m (6 m)
  ⇒ Mauerziegeln: 10 bis 20 m (12 m)

Da Mauerziegel praktisch kaum schwinden, besteht bei diesem Mauerwerk i. allg. keine Rissgefahr; bei langen Verblendschalen (etwa über 10 bis 15 m) empfehlen sich Dehnungsfugen im Bereich der Gebäudeecken, um Verformungen infolge Temperaturänderung und ggf. irreversiblen Quellens im Eckbereich schadensfrei aufnehmen zu können. Wegen des

7541014/10787806875Biblio





Abb. E.4.8 Verformungsfall H – Rissbildungen

häufig höheren Endschwindwertes sind die rissfreien Wandlängen für Leichtbetonstein-Mauerwerk meist etwas kleiner als die für Mauerwerk aus Kalksandsteinen und Porenbetonsteinen.

Die in DIN EN 1996-2 angegebenen DF-Abstände sind in Klammern mit aufgeführt.

- Anordnung von DF in Abhängigkeit von der Beanspruchung

  ⇒ vorzugsweise in den Gebäudeecken, Westwand: größte Formänderungen – größte Verformbarkeit (s. **Abb. E.4.10** oben)
  aus optischen Gründen auch im halben DF-Abstand beidseits von der Gebäudeecke und ggf. im Bereich von Schwachstellen (z. B. Brüstungen).

- Verankerung der Verblendschalen (zweischalige Außenwände)

  ⇒ nach EN 1996-2/NA: 2012-01, NCI, Anhang NA.D.

  ⇒ zusätzlich an beiden DF-Rändern: 3 Anker je m (s. **Abb. E.4.10**)

- ausreichende Breite der DF

  ⇒ mind. 10mm (Anhaltswert: 1,5 × Wandlänge/1000)

Horizontale DF

- DF-Abstand (DFA) je nach Konstruktion, Verblendschalendicke d_w, Gebäudehöhe (s. DIN EN 1996-1/NA: 2012-01, NCI Anhang NA.D)

  ⇒ DF unter Abfangungen (s. **Abb. E.4.10**)

  $d_w = 115$ mm, DFA $\approx$ 12 m

  $d_w < 115$ mm, DFA $\approx$ 6 m

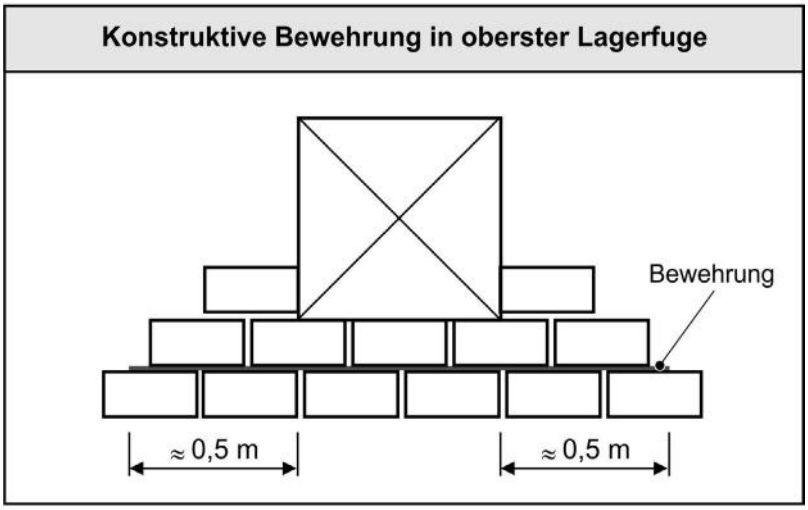
- Ausreichende Breite der DF

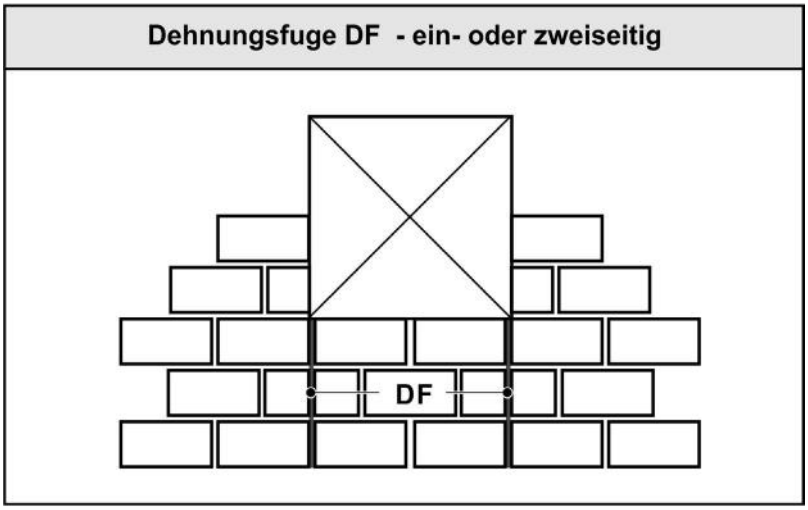
  ⇒ mind. 10 mm
  (Anhaltswert: 2 × Wandhöhe/1000)

Werden die Dehnungsfugen nach DIN 18540-06 ausgebildet (**Abb. E.4.11**). so soll das wie nachfolgend angegeben geschehen. Die Fugenflanken müssen bis zu einer Tiefe der zweifachen Fugenbreite parallel verlaufen, damit das Hinterfüllmaterial ausreichenden Halt hat. Die Fugenflanken müssen vollfugig, sauber und frei von Stoffen sein, die das Haften und Erhärten des Fugendichtungsstoffes beeinträchtigen. Die Mörtelfugen müssen im Bereich der Fugenflanken bündig abgestrichen sein. DIN 18540 enthält Fugenbreiten b_F in Abhängigkeit vom Fugenabstand l_F. Für $l_F > 5$ m bis $\leq 6{,}5$ m ist das Nennmaß für b_F 30 mm. Für $l_F > 6{,}5$ m bis ≤ 8 m beträgt es 35 mm. Bei Abweichung von diesen Werten ist ein genauerer Nachweis zu führen. Dabei ist b_F so zu bemessen, dass die Gesamtverformung des Fugendichtstoffes aus Verkürzung und Verlängung, bezogen auf eine Bauteiltemperatur von +10°C, höchstens $0{,}25 \cdot b_F$ beträgt.

Ein Beispiel für grundsätzlich geeigneten Fugendichtstoff ist das Fugendichtband illmod, Firma illbruck, Leverkusen, das in verschiedener Breite und Länge erhältlich ist. Das Band besteht aus getränktem Polyurethan-Weichschaumstoff (imprägniert) und wird auf Rollen komprimiert. Nach Lösen der Komprimierung, d. h. nach Abnahme des Fugendichtbandes von der Rolle, entwickelt das Band eine Rückstellkraft, die es fest gegen die Fugenflanken drückt. Vor dem Eindringen des Bandes muss die Fuge nur grob gereinigt werden. Das Band kann von der Rolle in die Fuge verlegt werden. Kleinere, bauübliche Unebenheiten in der Fuge werden durch den ständigen Anpressdruck ausgeglichen.

7541014/10787806875Biblio





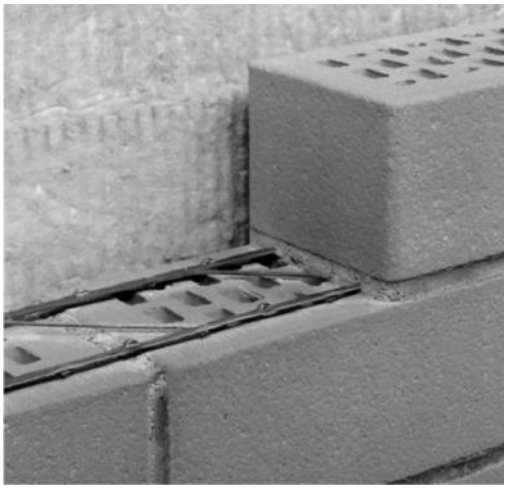


Abb. E.4.9 Vermeidungen von Rissen in Brüstungen

7541014/10787806875Biblio

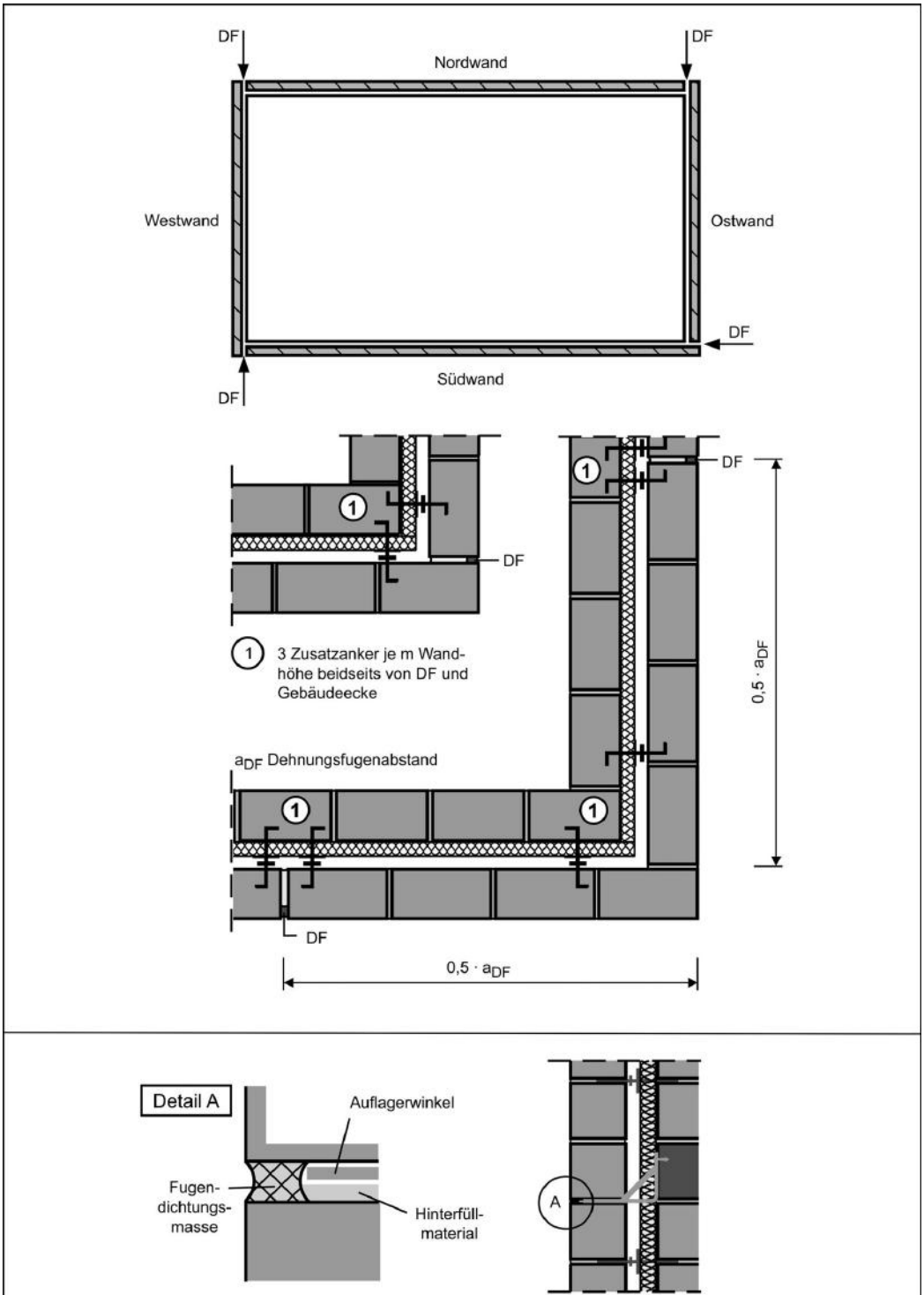


Abb. E.4.10 Zweischalige Außenwände – Anordnung der Dehnungsfugen DF und Verankerung – oben: vertikale DF, unten: horizontale DF

7541014/10787806875Biblio

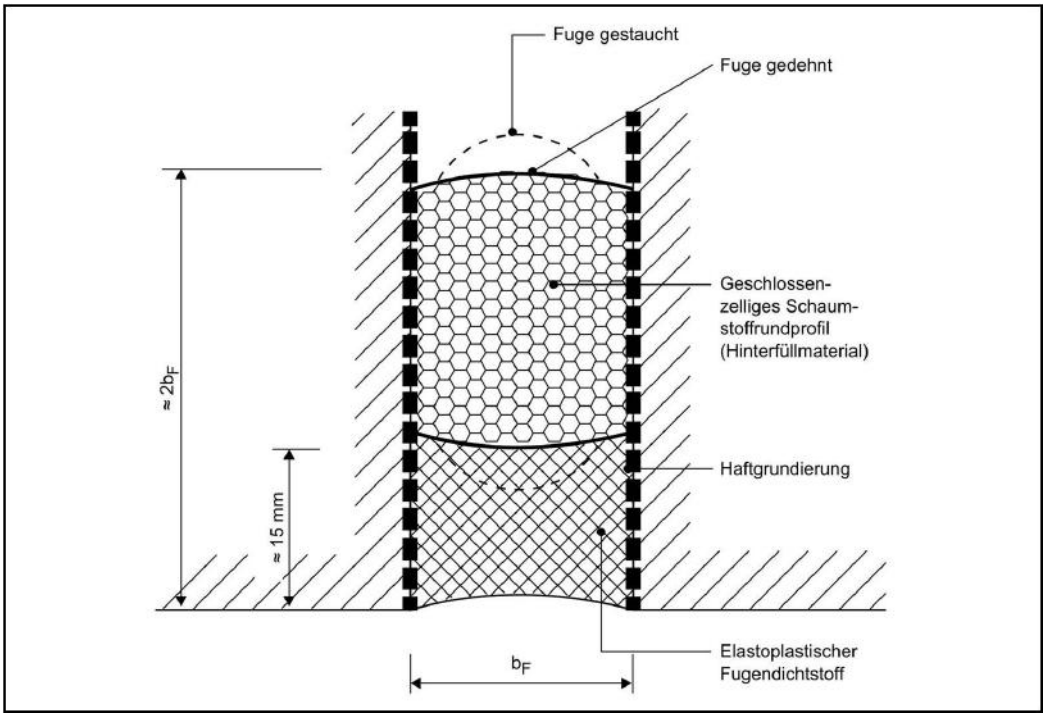


Abb. E.4.11 Dehnungsfugen – Ausbildung (s. auch DIN 18540)

5 Rissgefahr im Mauerwerk durch Verbindung mit Bauteilen aus anderen Baustoffen (Beton, Stahl)

5.1 Allgemeines

Durch die Verbindung von Mauerwerksbauteilen (Wände) mit Bauteilen aus anderen Baustoffen mit anderen Verformungseigenschaften und/oder anderen Verformungsrichtungen sowie anderen Belastungen können große Verformungsunterschiede und Spannungen entstehen, die, wenn es sich um Zug- oder Schubspannungen handelt, meist erhöhte Rissgefahr für das Mauerwerk bedeuten. Besonders rissgefährdet sind Mauerwerkswände unter Stahlbetondachdecken. Aber auch durch die Verbindung von Mauerwerkswänden mit Stahlbetongeschossdecken können Rissschäden entstehen. Nachfolgend soll beispielhaft nur auf diese zwei Fälle eingegangen werden.

5.2 Massive Dachdeckenkonstruktionen auf Mauerwerkswänden (s. auch [Pfefferkorn-96])

5.2.1 Allgemeines

Planung und Ausführung sind in DIN 18530-87 geregelt. Für die Mauerwerkswände rissgefährliche Verformungsunterschiede zwischen Dachdecke und Wand können durch die nachfolgenden Verformungsfälle entstehen.

5.2.2 Längsverformungen der Dachdecke rechtwinklig zur Mauerwerkswand

Diese Verformungen sind wegen der i. allg. geringen Biegesteifigkeit der Wände i. d. R. nicht rissgefährlich.

5.2.3 Längsverformungen der Dachdecke in Wandlängsrichtung

Solche Verformungen werden im Wesentlichen infolge Schwinden und Wärmedehnung verursacht (s. auch **Abb. E.5.1**). Auch bei gut wärmegedämmter Dachdecke kann sich diese lagebedingt (intensivere Sonneneinstrahlung) stärker erwärmen als die Außenwand, allerdings ist der darauf zurückzuführende Dehnungsunterschied relativ gering. Rissgefährliche Temperaturunterschiede zwischen Dachdecke und Mauerwerkwand können sich jedoch im *Bauzustand* bei noch nicht bzw. ausreichend wärmegedämmter Dachdecke ergeben. Wärmedehnungsunterschiede resultieren auch aus den unterschiedlichen Wärmedehnungskoeffizienten α_t von Deckenbeton und Mauerwerk. Je nach verwendetem Mauerwerk kann

7541014/1078706875Biblio

der α_t-Wert von Beton bis doppelt so groß wie der des Mauerwerks sein. Beton, vor allem Ortbeton, schwindet i. allg. mehr als Mauerwerk, besonders, wenn dieses witterungsungeschützt ist. Will sich die Dachdecke parallel zur Wandebene bei Temperaturabnahme und größerem Schwinden gegenüber der Wand verkürzen, werden im Außenbereich Reibungs- und/oder Haftungskräfte zur Herstellung der Verformungsgleichheit beider Bauteile geweckt, die zu Druckspannungen im Mauerwerk führen. Diese könnten wegen der relativ hohen Mauerwerksdruckfestigkeit schadlos aufgenommen werden, verursachen aber, weil sie nicht gleichmäßig über die Wandhöhe, sondern nur über den horizontalen Rand eingeleitet werden, Schubspannungen, die zu weitgehend horizontal verlaufenden Rissen führen können.

Die Risse treten zumeist wegen der höheren Scherfestigkeit der direkt unter der Decke liegenden Lagerfuge (vollflächige Verbindung der Steine mit dem Deckenbeton) erst in der 2. oder 3. Fuge auf. Von Nachteil ist dabei, dass die Schubfestigkeit des Mauerwerks gerade im obersten Geschoss wegen der geringen Auflast am kleinsten ist.

Weitaus kritischer und schadensanfälliger ist eine Verlängung der Dachdecke (infolge Erwärmung) gegenüber der Außenwand, da aus der Verformungsbehinderung und den Druckspannungen aus den Auflagerkräften schräge Hauptzugspannungen im Mauerwerk entstehen, die wegen der sehr geringen Beanspruchbarkeit leicht Risse hervorrufen können.

5.2.4 Biegeverformungen infolge der Durchbiegung der Dachdecke

Es entstehen Deckenverdrehungen an den äußeren Auflagern und aus diesen Biegeverformungen und ungleichmäßige Normalverformungen der Wände. Dies wird nur dann vermieden, wenn die Dachdecke zentrisch und frei drehbar gelagert ist. Fehlt eine solche Auflagerung, so kann sich die Dachdecke außen von der Wand abheben. An den Ecken kann sich die Dachdecke vollständig von den Wänden abheben. Ist keine Trennschicht zwischen Dachdecke und Wand vorhanden und der Verbund zwischen Beton und der obersten Steinlage sehr gut, so können die Risse auch erst im Bereich der 2. Steinschicht unter der Dachdecke auftreten.

5.2.5 Risssicherheitskriterien nach DIN 18530

Ohne Nachweis darf die Dachdecke auf Mauerwerk unverschieblich aufgelagert werden, wenn die maßgebliche Verschiebungslänge $L \leq 6$ m ist und es sich um mehrgeschossige Gebäude handelt. Die Verschiebungslänge L ist die Länge zwischen Festpunkt (Verformungsruhepunkt, z. B. verformungssteifes Bauteil) und der entferntesten Außenwand (s. **Abb. E.5.1**).

Bei fester Auflagerung der Dachdecke auf den Mauerwerkswänden und $L > 6$ m sowie bei eingeschossigen Gebäuden dürfen die *Dehnungsdifferenzen* $\Delta\varepsilon$ in Längsrichtung der Wände aus unbehinderten Dehnungen von Dachdecke und Wand

$\Delta\varepsilon = \varepsilon_D - \varepsilon_W$

– 0,4 mm/m (Verkürzung der Dachdecke gegenüber der Wand) bzw.

+ 0,2 mm/m (Verlängung der Dachdecke gegenüber der Wand)

nicht überschreiten.

Der *Verschiebewinkel* γ zwischen Dachdecke und darunter liegender Geschossdecke als Verhältniswert der Längenänderungsdifferenz Δl zwischen den Decken und der Geschosshöhe H ($\gamma = \Delta l/H$) darf bei fester Auflagerung der Dachdecke nicht kleiner bzw. größer als

$$-\frac{1}{2500} \quad \text{bzw.} + \frac{1}{2500}$$

sein.

Werden die Grenzwerte für $\Delta\varepsilon$ und γ nicht eingehalten, ist mit Rissen im Mauerwerk zu rechnen. In diesem Fall ist eine verschiebliche Lagerung anzuordnen.

5.2.6 Maßnahmen zur Erhöhung der Risssicherheit

- hohe Wärmedämmung der Dachdecke nach außen, um deren temperaturbedingte Verformung zu minimieren
- Durchbiegung der Dachdecke aus Kriechen und Schwinden verringern, indem das Ausschalen möglichst spät erfolgt und die Stahlbetonplatte feucht gehalten wird. Einige Schalungsstützen lange stehen lassen.
- Ausbildung der Attika als Überzug und/oder vertikale Bewehrung (Verankerung) im Eckbereich, um die Verformungen der Decke im Eckbereich klein zu halten und das Abheben zu vermeiden.
- Wahl geeigneter Mauerwerksbaustoffe für die Wände (ausreichend kleine $\Delta\varepsilon$-Werte zwischen Dachdecke und Wand)
- Ausbildung einer Sollbruchstelle in der Betondecke, sodass der Eckbereich der Decke auf dem Mauerwerk liegen bleibt [Zilch-06]
- möglichst geringe Biegeschlankheit l_i/h der Decke

7541014/10787806875Biblio

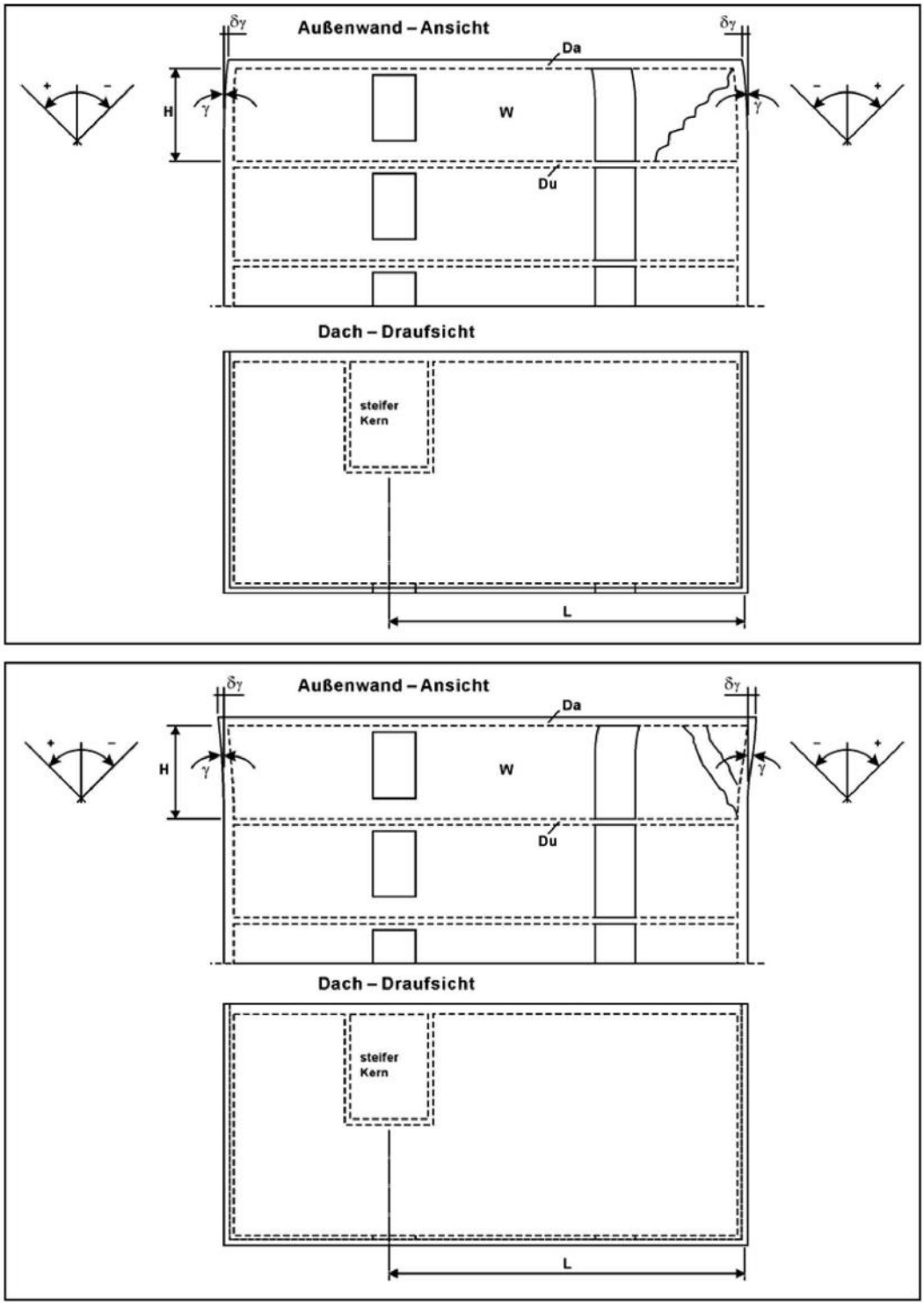


Abb. E.5.1 Dachdecken auf Mauerwerkswänden – Längenänderungen der Dachdecke gegenüber der Decke darunter (DIN 18530)

7541014/10787806875Biblio

- Anordnung von Trennschichten (Vermeiden von Rissen im Mauerwerk infolge Durchbiegen der Dachdecke), Gleit- oder Verformungslagern (Vermeiden von Rissen im Mauerwerk durch Verformungen in Längsrichtung) zwischen Dachdecke und Wand.

  Die Wirksamkeit des Gleitlagers muss gewährleistet sein. Besser als Folien, deren Wirksamkeit durch die unvermeidlichen Unebenheiten der Bauteile beschränkt ist, wirken Streifenlager aus Neoprene o. ä. Zusätzlich erzielt man hierdurch eine Zentrierung der Lasteinleitung, wodurch die gefährlichen Kantenpressungen verringert werden. Bei Verwendung eines Gleitlagers muss die Stabilität der Wand durch einen wärmegedämmten Ringbalken gewährleistet sein. Weiterhin ist darauf zu achten, dass der Deckenputz nicht die Funktion des Gleitlagers beeinträchtigt. Außen: Abdeckung durch Gesimsblech, Vorhangfassade oder zweischaliges Mauerwerk.

- Anordnung von Dehnungsfugen (Decke, Gebäude)

Durch die seit einigen Jahren erheblich verbesserte Wärmedämmung der Dachdecken bei Neubauten hat das dargestellte Problem – *zu beachten ist jedoch der Bauzustand* – nicht mehr die gleiche Bedeutung wie noch vor einigen Jahren.

5.3 Mauerwerkswände in Verbindung mit Geschossdecken

In Außenwänden aus Mauerwerk können Risse infolge Durchbiegung von Stahlbetongeschossdecken entstehen, vor allem bei großer Biegeschlankheit der Decke und wenn die Auflast aus den oberen Mauerwerkswänden gering ist (Leichtmauerwerk). Rissgefahr besteht dann insbesondere in den obersten Geschossen und im Bereich der Gebäudeecken (Abheben der Deckenplatte). Maßnahmen zur Erhöhung der Risssicherheit sind:

- möglichst geringe Biegeschlankheit der Decken
- Verringerung der Durchbiegung der Stahlbetondecke infolge Kriechens und Schwindens durch spätes Ausschalen, langes Feuchthalten
- ggf. vertikale Bewehrung (Verankerung mit der darunter liegenden Geschossdecke) im Bereich der Gebäudeecken (in Formsteinen), um ein Abheben der Deckenplatte zu verhindern
- Fixieren des Risses durch Trennschicht (z. B. Dachpappe) zwischen Decke und Mauerwerk; Anordnung einer äußeren Blende im Rissbereich
- Ausbildung einer Sollbruchstelle in der Betondecke, sodass der Eckbereich der Decke auf dem Mauerwerk liegen bleibt [Zilch-06].

In nichttragenden Mauerwerkswänden auf bzw. zwischen Stahlbetondecken können ebenfalls infolge Durchbiegung der Decken Risse entstehen. Die Durchbiegung der Stahlbetondecke wird durch Belastung und Schwinden hervorgerufen. Praktisch ohne Einfluss auf die Risssicherheit der Trennwand ist der unmittelbar nach dem Belasten der Decke (Eigengewicht Decke und Wand) auftretende Anteil der Durchbiegung, da er vor dem Errichten der Wand bzw. im noch verformungsfähigen Zustand des Mauerwerks auftritt. Auch die kurzfristig auftretende Durchbiegung aus der Nutzlast braucht, weil sie klein ist, nicht berücksichtigt zu werden. Ausschlaggebend und Risse verursachend sind dagegen die langzeitig ablaufenden Formänderungen infolge Kriechens und Schwindens, die zu erheblichen Durchbiegungen führen können. Sind diese groß genug, entsteht zunächst im mittleren Auflagerbereich in der Fuge zwischen Wand und Decke ein horizontaler Riss, ggf. bilden sich auch zusätzliche vertikale Risse. Die Wand trägt sich zunächst über sich ausbildende Stützgewölbe. Bei weiter zunehmender Deckendurchbiegung rücken die Wandauflager weiter auseinander, bis schließlich die Zugfestigkeit des Mauerwerks senkrecht zu den Lagerfugen überschritten wird und sich ein Teil des Mauerwerks löst und auf der Decke absetzt. Dieser Vorgang kann sich mit zunehmender Deckendurchbiegung wiederholen, bis sich der Rest des Mauerwerks über das sich jeweils bildende Stützgewölbe selbst tragen kann (s. **Abb. E.5.2**).

Der Rissbildungsvorgang wird – außer von der Größe der Durchbiegung – von der Stützweite, den Wandmaßen und den Verformungs- und Festigkeitseigenschaften – vor allem der Verbundfestigkeit zwischen Mauersteinen und Fugenmörtel – sowie von evtl. vorhandenen Wandöffnungen beeinflusst.

Maßnahmen zur Erhöhung der Risssicherheit sind in **Abb. E.5.3** aufgeführt, s. auch [Merkblatt „Nichttragende Trennwände“].

7541014/10787806875Biblio

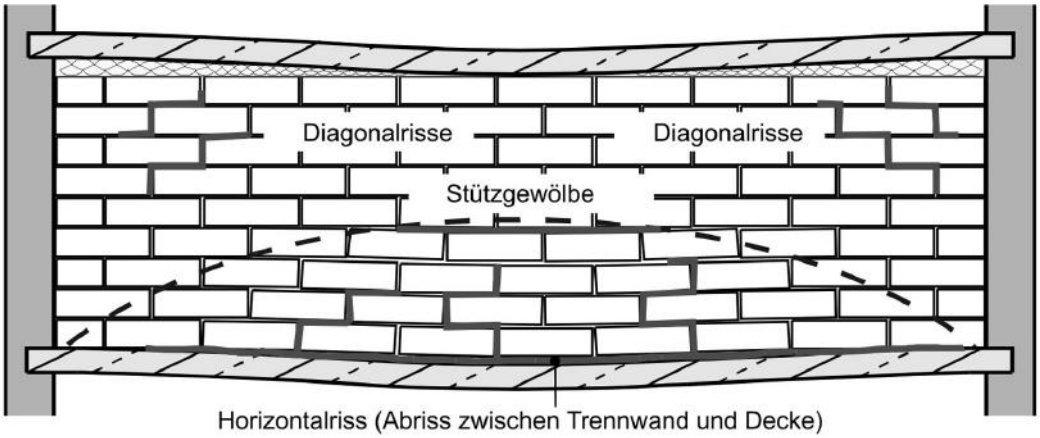


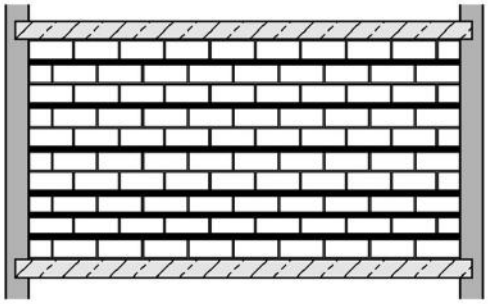


Abb. E.5.2 Risse in nichttragenden inneren Trennwänden

7541014/10787806875Biblio

- *Geringe Biegeschlankheit* der Decke
  → Durchbiegung max. 1/500 der Stützweite (DIN EN 1992-1-1 01.2011, Abschn. 7.4.1)
- (*Spätes Errichten* der Trennwand
  → hoher Vorverformungsanteil der Decke; i. d. R. nur bei händisch verlegbaren Mauersteinen möglich)
- *Trennschicht* zwischen Wand und unterer Geschossdecke (Folie, Bitumendachbahn)
  → Wandabriss wird an unsichtbarer Stelle fixiert
- *Verformungsfähige Zwischenschicht* zwischen Wand und oberer Geschossdecke
  → keine Belastung der Wand durch Decke (konstruktive Halterung!)
- *Geschosshohe Türöffnungen* mit "deckengleichem" Wechsel
- Ausbildung der Wand als *selbsttragendes Bauteil*
  → Dünnbettmauerwerk
  → Lagerfugenbewehrung; gestaffelte Bewehrung über Wandhöhe, s. rechts

Rissvermeidung durch Lagerfugenbewehrung



Bewehrungsanordnung nach Empfehlung Murfor

Wandlänge/ Wandhöhe	Bewehrungsabstand (mm) unteres | mittleres | oberes Wanddrittel		
< 2	≤ 250	≤ 500	≤ 750
≥ 2, ≤ 4			≤ 500
> 4	Es sollten Dehnungsfugen angeordnet werden		

Rechnerischer Nachweis nach Mann/Zahn

Abb. E.5.3 Nicht tragende innere Trennwände – Maßnahmen zur Rissvermeidung

5.4 Betonringbalken

Betonringbalken verformen sich infolge Schwinden und Temperaturänderung. Dadurch entsteht i. d. R. ein mehr oder weniger großer Verformungsunterschied zu den Mauerwerksbauteilen unter dem Betonringbalken, der zur Verlängerung bzw. Verkürzung des Betonringbalkens gegenüber dem Mauerwerk und damit ggf. zu Rissen im Mauerwerk führt (s. dazu auch [Schubert – 13]). Das Schwinden des Betonringbalkens und somit ein wesentlicher Anteil des Risse erzeugenden Verformungsunterschiedes lässt sich durch zusätzliche Längsbewehrung verringern. Sehr wirksam ist ein Bewehrungsanteil von 5 %. Weitere Möglichkeiten zur Rissvermeidung s. [Schubert – 13].

5.5 Lange Gebäude

Bei langen Gebäuden (etwa ab 20 m) oder sehr unterschiedlichen Gebäudeteilen *kann* Rissgefahr durch Zwangspannungen infolge unterschiedlicher, behinderter Formänderungen – z. B. Schwinden, ggf. Temperaturänderung entstehen. Dies ist im Einzelfall zu beurteilen. Besteht Rissgefahr, so sollten Gebäudetrennfugen angeordnet werden, um die Verformungen möglichst spannungsfrei aufnehmen zu können. Die Fugenabstände sind im Bauwerk so zu wählen, dass in den einzelnen Bauteilen keine Schäden durch Zwangspannungen entstehen können.

Die Gebäudetrennfugen sind konsequent durch Baukörper und Wandbekleidungen bis zu Oberkante des Fundamentes zu führen.

7541014/10787806875Biblio

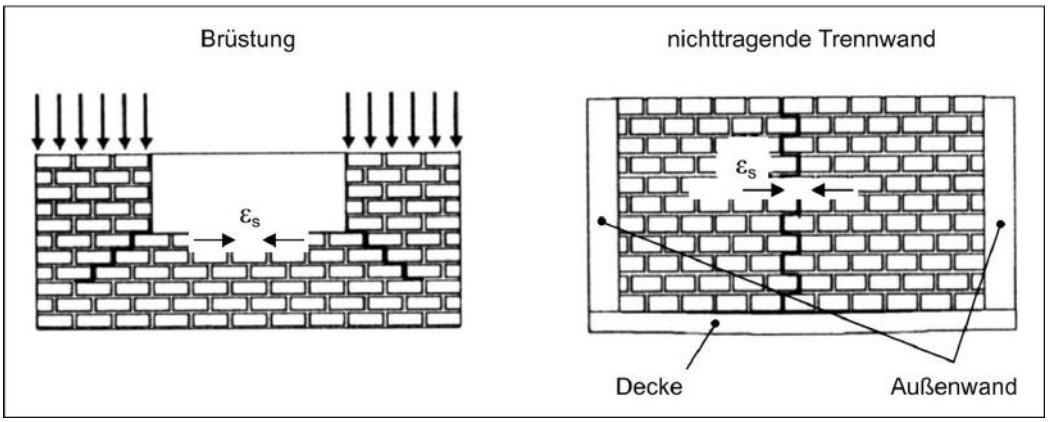


Abb. E.6.1 Zwangbeanspruchungen in Mauerwerksbauteilen, Beispiele – links: Brüstungsmauerwerk (vor allem Schwinden); rechts: Nichttragende Trennwand (Schwinden und Deckendurchbiegung)

6 Vermeiden von schädlichen Rissen durch Lagerfugenbewehrung

6.1 Rissursachen, Möglichkeiten der Bewehrungsführung

Mauerwerk unterliegt, wie z. B. auch Beton, Zwangbeanspruchungen infolge Temperaturänderungen und Schwinden. Diese Zwangbeanspruchungen können Zugspannungen im Mauerwerk hervorrufen. Wenn diese Zugspannungen die Mauerwerkszugfestigkeit erreichen bzw. überschreiten, entstehen Risse im Mauerwerk.

Je nach Lage und Größe der Risse können diese für das Bauteil schädlich sein. Dies ist besonders kritisch bei Bauteilen, bei denen die Zwangspannungen nicht durch senkrecht dazu wirkende Druckspannungen überdrückt werden, z. B. bei Brüstungsmauerwerk oder leichten Trennwänden.

Bei Brüstungsmauerwerk entstehen zusätzliche Zwangspannungen infolge des Hauptspannungsverlaufs im Bereich von Wandöffnungen, bei leichten Trennwänden kann zusätzlich zur zentrischen Zwangbeanspruchung auch noch Zwang aus Deckendurchbiegung entstehen. Die Sicherheit gegen das Auftreten schädlicher Risse kann bei solchen Mauerwerksbauteilen durch eine konstruktive Bewehrung erhöht werden, s. auch DIN EN 845-3. Die Bewehrung wird in den Lagerfugen angeordnet (**Abb. E.6.1**). Dies setzt eine ausreichende Fugendicke von etwa 15 bis 20 mm („Dickbettfuge“) voraus. Bei einer maximal 3 mm dicken Dünnbettfuge ist eine wirksame Bewehrung nicht möglich. Bei Dünnbettmauerwerk aus Plansteinen bzw. Planelementen niedriger Festigkeitsklassen – z. B. bei Porenbeton – kann eine wirksame Bewehrung in (bauseits) gefrästen Nuten angeordnet werden.

6.2 Vorteile der konstruktiven Bewehrung in Lagerfugen

Über die Wirkungsweise einer Mauerwerksbewehrung bestehen noch erhebliche Missverständnisse. Eine Bewehrung kann das Auftreten von Rissen *nicht verhindern.* Ihre Aufgabe ist vielmehr die Verteilung der auftretenden Zwangverformungen auf mehrere Risse mit unschädlich kleinen Rissbreiten.

Bei Zwangbeanspruchungen (Schwinden, Temperaturbeanspruchung, Deckendurchbiegung, Stützensenkung) kann die konstruktive Bewehrung in den Lagerfugen verlegt werden. Wird die Bewehrung ausreichend dimensioniert, so ist es grundsätzlich möglich, auf Dehnungsfugen senkrecht zu den auftretenden Zwangspannungen zu verzichten, z. B. auch bei Verblendschalen von 2-schaligem Mauerwerk (**Abb. E.6.2**).

6.3 Gründe für eine Beschränkung der Rissbreite

Eine Beschränkung der Rissbreite ist in Mauerwerksbauteilen, anders als im Stahlbeton, nicht aus Gründen der Standsicherheit, sondern hauptsächlich wegen der Gewährleistung von Gebrauchsfähigkeit und um der Ästhetik willen erforderlich. Durch größere Risse kann die Gebrauchsfähigkeit beeinträchtigt werden. Durch solche Risse eindringende Feuchtigkeit kann Feuchte- und Frostschäden verursachen sowie den Wärmeschutz und die Dauerhaftigkeit vermindern. Der Einfluss von Rissen auf die Korrosion

7541014/10787806875Biblio

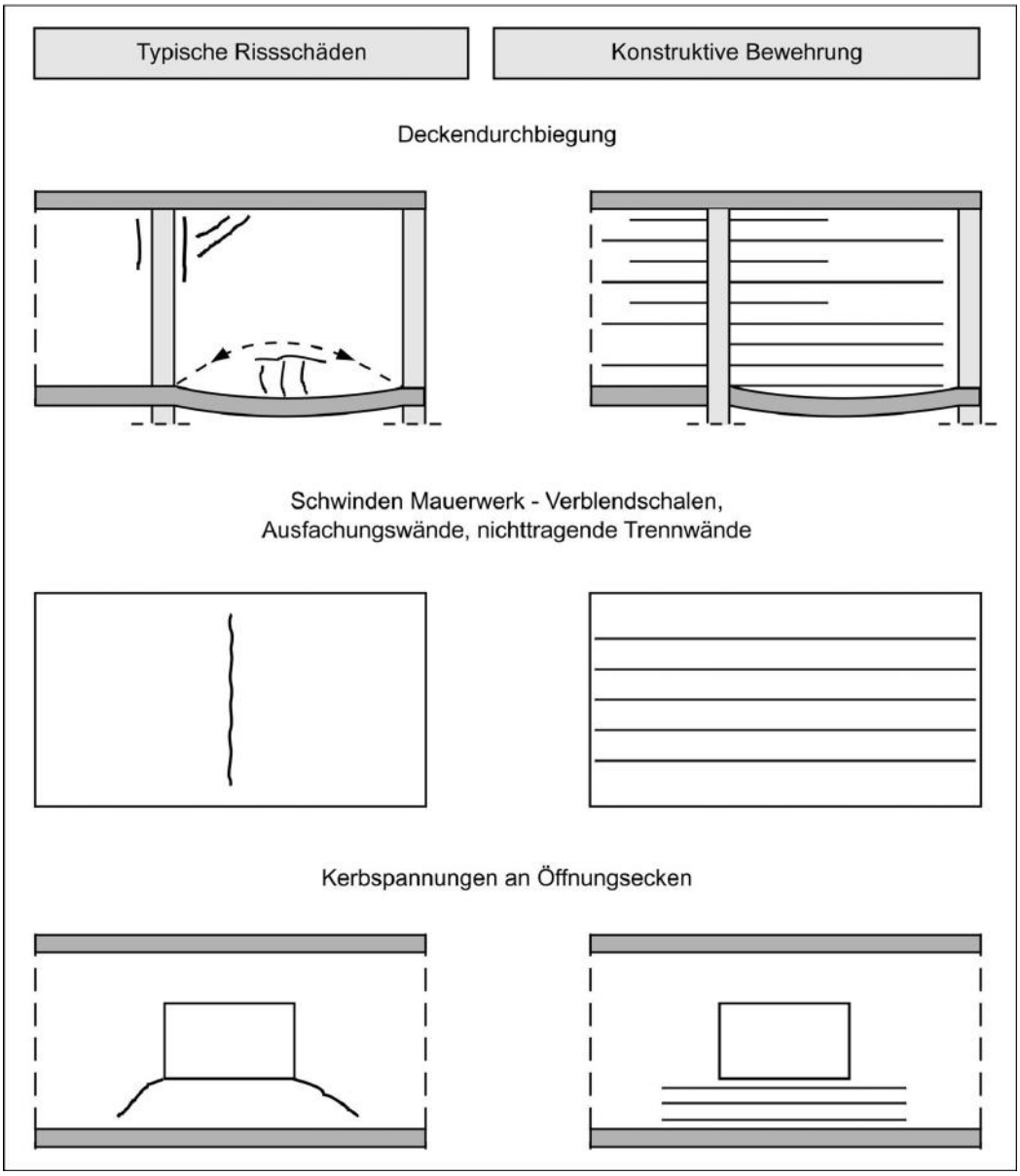


Abb. E.6.2 Zwangbeanspruchte Mauerwerksbauteile – mögliche Bewehrungsanordnung zur Rissbreitenbeschränkung (schematisierte Beispiele)

der Bewehrung kann wegen der erforderlichen Korrosionsschutzmaßnahmen vernachlässigt werden.

Die Festlegung von maximal zulässigen Rissbreiten zur Gewährleistung einer ausreichenden Dauerhaftigkeit von bewehrten Mauerwerksbauteilen muss vor allem den Einfluss der Rissbreite auf die Dauerhaftigkeit des Mauerwerks, z. B. Feuchteschutz und Frostwiderstand bei Außenbauteilen, berücksichtigen.

Bei Schlagregenbeanspruchung kann bereits bei sehr geringen Rissbreiten $w < 0{,}1$ mm Wasser in die Fassade eindringen. Eine Beschränkung von Rissen auf diese geringe Breite ist unter baupraktischen Verhältnissen kaum möglich, jedoch auch nicht unbedingt erforderlich, da durch diese Rissbreite nicht notwendigerweise Wasser in einem schädlichen Ausmaß in die Fassade eindringen kann. Detaillierte Untersuchungen zur kritischen Rissbreite für die Gewährleistung einer ausreichenden Dauerhaftigkeit von

7541014/10787806875Biblio

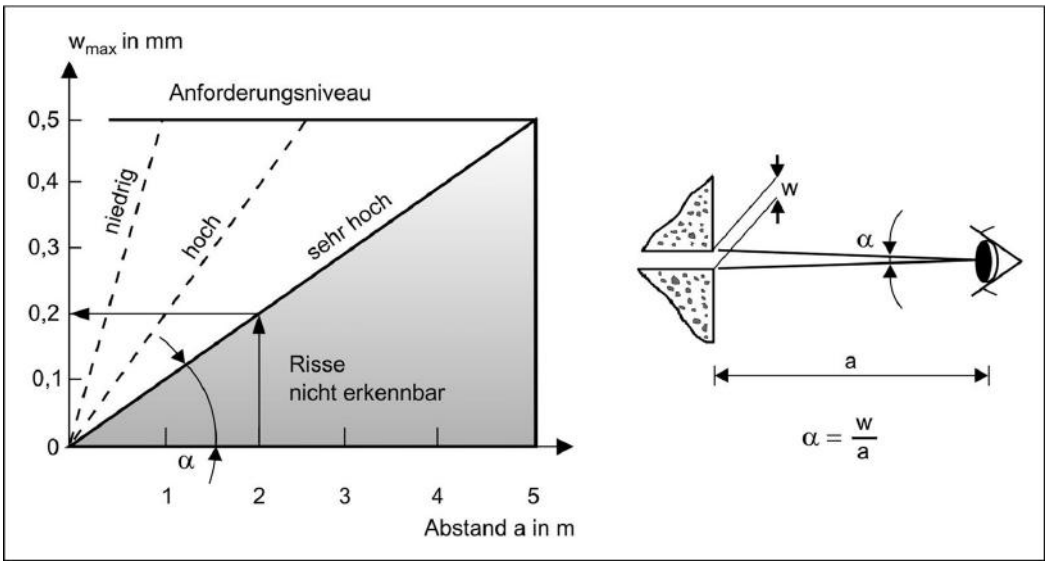


Abb. E.6.3 Zulässige Rissbreite w_{max} in Abhängigkeit vom Abstand des Beobachters, aus [Jaccoud – 87]

Außenbauteilen, insbesondere hinsichtlich des kritischen Feuchtegehaltes des Mauerwerks unter Praxisbedingungen, liegen derzeit nicht vor. Nach allgemeiner Auffassung (s. z. B. [Schubert – 93]) kann jedoch bisher davon ausgegangen werden, dass i.d.R. Rissbreiten bis etwa $w \leq 0{,}2$ mm die Dauerhaftigkeit von Mauerwerksbauteilen im Außenbereich nicht wesentlich beeinflussen.

Die Angabe einer aus ästhetischen Gesichtspunkten akzeptablen maximalen Rissbreite in Mauerwerksbauteilen ist nur schwer möglich, da diese Rissbreite sehr stark vom subjektiven Empfinden des Beobachters und auch vom Abstand des Beobachters zum gerissenen Bauteil abhängt. In [Leonhardt – 85] wird vorgeschlagen, bei Betonbauteilen, die der Nutzer häufig aus der Nähe sieht, mit bloßem Auge sichtbare Risse möglichst zu vermeiden, und dass dies mit Quantilwerten w_{90} der Rissbreite von 0,1 bis 0,2 mm erreicht werden kann.

Überschlägig kann die aus ästhetischen Gesichtspunkten im Stahlbeton zulässige Rissbreite nach **Abb. E.6.3** als Funktion des Abstands des Beobachters zum Riss ermittelt werden. Diese Angaben können in erster Näherung auch auf bewehrtes Mauerwerk übertragen werden. Nach der Abb. ist z. B. ein Riss mit einer Breite $w = 0{,}2$ mm aus einer Entfernung ab 2 m nicht mehr zu erkennen.

Eine konstruktive Bewehrung sollte die mittlere Rissbreite w_m bei gut zugänglichen bewehrten Mauerwerksbauteilen aus ästhetischen Gesichtspunkten planmäßig auf etwa 0,1 bis 0,3 mm beschränken.

6.4 Erforderlicher Mindestbewehrungsgehalt für bewehrtes Mauerwerk bei Zwangbeanspruchung

6.4.1 Grundlagen

Eine sinnvolle Mindestbewehrung muss so dimensioniert werden, dass bei Auftreten eines Risses die Zugkräfte von der Bewehrung aufgenommen werden können, ohne die gewünschten Randbedingungen (Vermeidung klaffender Risse, Einhaltung von maximal tolerierbaren Rissbreiten) zu verletzen. Die grundsätzlichen Zusammenhänge zwischen den Schnittgrößen im Zustand I und im Zustand II sind in den **Abbildungen E.6.4** und **E.6.5** für zentrischen Zwang sowie für Biegezwang dargestellt.

Für zentrischen Zwang ergibt sich, s. **Abb. E.6.4**

$$A_{s,min} = \frac{\beta_{Z,mw} \cdot A_{mw}}{\sigma_s} \quad (1)$$

Für Biegezwang wird, s. **Abb. E.6.5**

$$A_{s,min} = \frac{\beta_{BZ,mw} \cdot A_{Z,mw}}{\sigma_s} \quad (2)$$

Die Größe der unter Zugspannung stehenden Querschnittsfläche unterscheidet sich sowohl bei zentrischer Beanspruchung als auch bei Biegebeanspruchung nicht von den Verhältnissen im Stahlbetonbau, wie verschiedene Versuchsergebnisse zeigen.

Die erforderliche Mindestbewehrung ist eine Funktion der Mauerwerkszugfestigkeit $\beta_{Z,mw}$ bzw. -biegezugfestigkeit $\beta_{BZ,mw}$ und der Stahlspannung $\sigma_{s,R}$ am

7541014/10787806875Biblio

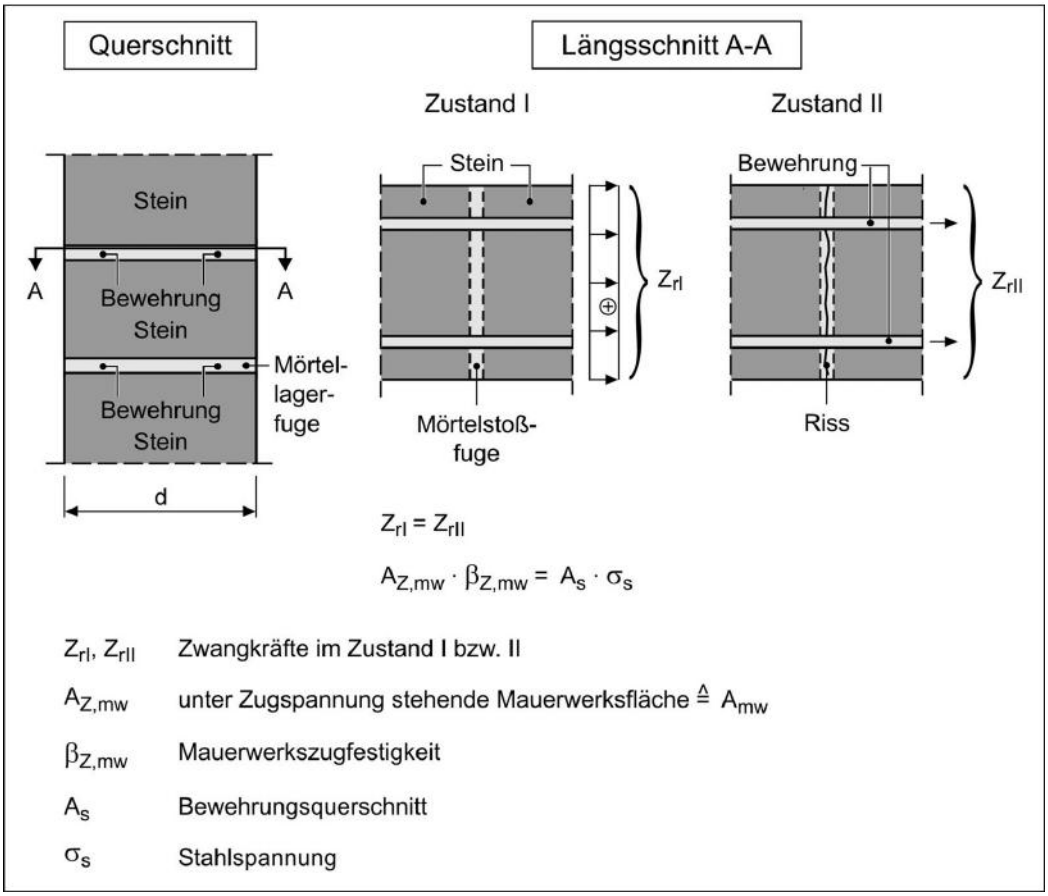


Abb. E.6.4 Zusammenhang zwischen den Zwangkräften im Zustand I und Zustand II – Zentrischer Zwang

Riss. Eine theoretische Abhandlung zur rechnerischen Ermittlung der Mauerwerksbiegezugfestigkeit findet sich in [Mann – 92]. Nach neueren Forschungsergebnissen ist die theoretische Ermittlung von $\beta_{BZ,mw}$ nach [Mann – 92] noch nicht zutreffend genug. Dies ist wahrscheinlich darauf zurückzuführen, dass einige Eigenschaftswerte für die Berechnung zu ungenau formuliert sind [Schubert – 97, Schmidt – 04].

Die zentrische Mauerwerkszugfestigkeit $\beta_{z,mw}$ und die Stahlspannung $\beta_{s,R}$ am Riss können mit den im Folgenden erläuterten Verfahren in guter Näherung ermittelt werden.

6.4.2 Zentrische Mauerwerkszugfestigkeit $\beta_{Z,mw}$ und Mauerwerksbiegezugfestigkeit $\beta_{BZ,mw}$ parallel zu den Lagerfugen

Rechenwerte der Mauerwerkszugfestigkeit können aus Eigenschaften von Mauersteinen und Mauermörtel mit den Gleichungen für die 2 verschiedenen Versagensmöglichkeiten „Steinversagen“ und „Fugenversagen“ (s. **Abb. E.6.6** und Abschn. A.3.3.3) abgeschätzt werden. Theoretische Überlegungen zur Ableitung der Mauerwerksbiegezugfestigkeit erfolgten von [Mann-92] und wurden an Versuchsergebnissen verifiziert (s. aber in Abschnitt E.6.4.1 und A.3.3.3).

Danach kann die Biegezugfestigkeit von Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen rechnerisch wie die zentrische Zugfestigkeit von Mauerwerk behandelt werden.

Zur Dimensionierung der Mindestbewehrung muss ein oberer Grenzwert der Mauerwerkszugfestigkeit angesetzt werden, um eine Unterdimensionierung der Bewehrung zu vermeiden, die ggf. zum Fließen der Bewehrung bei Auftreten eines Risses und damit zu einer unkontrollierten Rissöffnung führen könnte (s. Abschnitt E.6.4.3).

7541014/10787806875Biblio

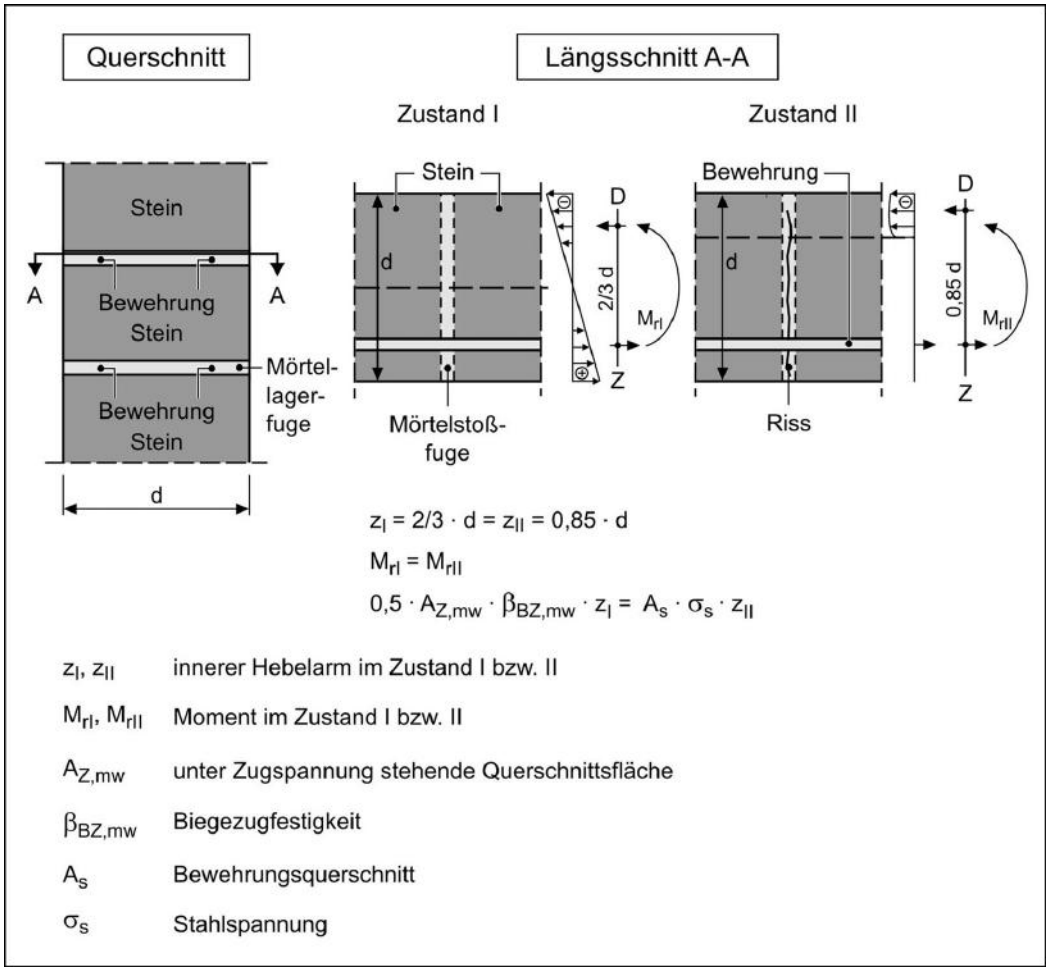


Abb. E.6.5 Zusammenhang zwischen den Zwangkräften im Zustand I und Zustand II – Biegezwang

Die oberen Grenzwerte der rechnerischen Mauerwerkszugfestigkeit (zentrischer Zug und Biegezug mit unvermörtelten Stoßfugen) für verschiedene Stein-Normalmörtel-Kombinationen können näherungsweise vereinfachend in 4 Gruppen zusammengefasst werden (s. **Tafel E.6.1**).

Bei biegebeanspruchtem Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen ist die Biegezugfestigkeit parallel zur Lagerfuge generell größer als bei unvermörtelten Stoßfugen. Da der Streubereich der Biegezugfestigkeiten auch innerhalb der einzelnen Mauersteinarten sehr groß ist, können nur Festigkeitsbereiche (s. **Tafel E.6.2**) angegeben werden, s. dazu auch [Schubert – 97, Schmidt – 04].

Die Übereinstimmung der rechnerischen Mauerwerksbiegezugfestigkeitswerte mit neueren Versuchsergebnissen ist vor allem für Kalksandstein-Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen nicht ausreichend, d. h., es werden in vielen Fällen deutlich zu geringe Biegezugfestigkeiten berechnet. Dies dürfte hauptsächlich darauf zurückzuführen sein, dass die in die Rechnung eingehenden Materialkennwerte aus Ersatzprüfverfahren (besonders die Bestimmung der Haftscherfestigkeit) das Materialverhalten im Bauteil nicht ausreichend genau beschreiben (s. auch Abschnitt E.6.4.1). Hier besteht weiterhin erheblicher Forschungsbedarf.

6.4.3 Stahlspannung $\sigma_{s,R}$ am Riss

Die anzusetzende Stahlspannung $\sigma_{s,R}$ am Riss hängt von der Zielsetzung der Bewehrung ab. Für die Vermeidung klaffender Einzelrisse wird im Stahlbetonbau die Stahlspannung so gewählt, dass ein Fließen der Bewehrung (Überschreiten der Stahlspannung an der Streckgrenze) ausgeschlossen wird. In der Regel wird dazu die Stahlspannung an der Streckgrenze, $R_e = 500\,\text{N/mm}^2$, mit einem Sicherheitsbeiwert

7541014/10787806875Biblio

$\gamma = 1{,}25$ abgemindert, der auch kombinierte Last- und Zwangbeanspruchungen mit abdecken soll. Für Betonstähle nach DIN 488 erhält man damit als zulässige Stahlspannung $\sigma_{s,R}$ für die Vermeidung klaffender Einzelrisse

$$\sigma_{s,R} = \frac{\beta_s}{\gamma} = \frac{500}{1{,}25} = 400\ \text{N/mm}^2 \qquad (3)$$

Mit der Einhaltung dieser Stahlspannung wird zwar das Auftreten klaffender Einzelrisse mit großer Sicherheit ausgeschlossen, eine Beschränkung der Rissbreite auf ein aus Gründen der Dauerhaftigkeit und der Ästhetik erforderliches Maß ist jedoch damit nicht notwendigerweise gewährleistet.

Zulässige Stahlspannungen $\sigma_{s,R}$ am Riss, mit denen die Rissbreite auf bestimmte Maximalwerte beschränkt werden kann, wurden in [Meyer-96] mit einer Rissformel ermittelt, die auf der Grundlage der Gesetze des verschieblichen Verbundes zwischen Stahl und Mörtel hergeleitet wurde.

Die zulässige Stahlspannung $\sigma_{s,R}$ kann nach [Meyer – 96] als Funktion der Rissbreite w wie folgt ermittelt werden.

$$\sigma_{s,R} = \left(\frac{k_1 \cdot k_2 \cdot w \cdot \beta_{D,F}^{0,54} \cdot E_s \cdot 0{,}22}{d_s^{0,81}} \right)^{0,61} \qquad (4)$$

mit

$\beta_{D,F}$ Fugenmörteldruckfestigkeit

E_s Stahl-E-Modul

d_s Bewehrungsdurchmesser

k_1 Beiwert für die Versagensart
- Steinversagen $k_1 = 1{,}0$,
- Haftscherversagen $k_1 = 0{,}9$

k_2 Beiwert zur Berücksichtigung der Streuung der Rissbreiten (95 %-Quantil) $k_2 = 0{,}5$.

6.4.4 Mindestbewehrungsgehalte

Mit Hilfe der Gl. (4) in Abschnitt E.6.4.3 und der Zugfestigkeitswerte in den **Tafeln E.6.1** und **E.6.2** können nach Mauerwerksarten und Beanspruchungsfällen differenzierte Mindestbewehrungsgehalte zur Beschränkung der Rissbreite abgeleitet werden. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, dass vor allem bei der Ermittlung der Mauerwerkszugfestigkeiten erhebliche Versuchsstreuungen bei der Auswertung und der Festlegung von Rechenwerten berücksichtigt werden mussten, so dass die im folgenden abgeleiteten Mindestbewehrungsgehalte vermutlich in vielen Fällen deutlich auf der sicheren Seite liegen werden.

Für die praktische Anwendung ist die Angabe von „globalen“, ggf. noch nach Mauersteinarten zu differenzierenden Mindestbewehrungsgehalten interessant. In der **Tafel E.6.3** sind Vorschläge für Mindestbewehrungsgehalte bei Zwangbeanspruchung für verschiedene Mauersteinarten enthalten. Dabei wird nach den beiden bereits angesprochenen Kriterien zur Dimensionierung der Mindestbewehrung (Kriterium I: Beschränkung der mittleren Rissbreite $w_m \leq 0{,}2$ mm, und Kriterium II: Verhinderung klaffender Einzelrisse) differenziert.

Tafel E.6.1 Zentrische Zugbeanspruchung und Biegebeanspruchung von Mauerwerk parallel zur Lagerfuge bei unvermörtelten Stoßfugen
Überschlägliche Zuordnung von Steinarten bzw. Steinsorten zu Rechenwerten der Mauerwerkszugfestigkeit $\beta_{Z,mw}$
Mauerwerk mit Normalmörtel

Steinart bzw. -sorte	$\beta_{Z,mw}$
	N/mm²
1	2
Porenbetonsteine P und Leichtbetonhohlblöcke Hbl	0,1
Mauerziegel Mz	0,5
Hochlochziegel HLz Kalksand- Vollsteine KS und Leichtbeton-Vollsteine V, -Vollblöcke Vbl	0,2

Tafel E.6.2 Biegebeanspruchung von Mauerwerk parallel zur Lagerfuge bei vermörtelten Stoßfugen
Überschlägliche Zuordnung von Steinarten bzw. Steinsorten zu Rechenwerten der Mauerwerksbiegezugfestigkeit $\beta_{BZ,mw}$
Mauerwerk mit Normal- und Leichtmörtel

Steinart bzw. -sorte	$\beta_{BZ,mw}$
	N/mm²
1	2
Porenbetonsteine P	0,3
Leichtbetonsteine V, Vbl, Hbl (V 12)	0,2 bis 0,5 (1,2)
Mauerziegel Mz	0,5 bis 2,0
Hochlochziegel HLz (LHLz)	0,5 bis 1,1 (0,1 bis 0,4)
Kalksand-Vollsteine KS	0,3 bis 1,1

7541014/10787806875Biblio

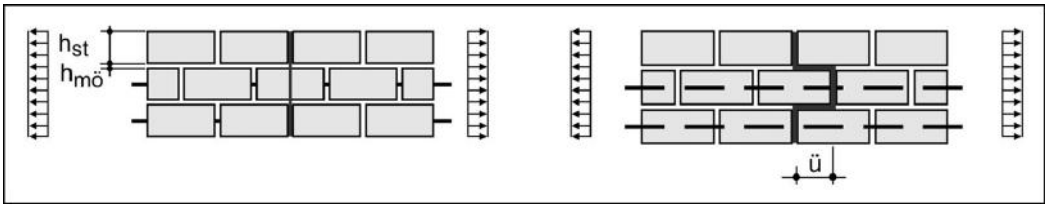


Abb. E.6.6 Zugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen – grundsätzliche Versagensmechanismen

Tafel E.6.3 Vorschläge für Mindestbewehrungsgehalte μ_{min} in % zur Beschränkung der Rissbreite (Angaben bezogen auf die unter Zugspannung stehende Mauerwerksfläche) Lagerfugenbewehrung in Normalmörtel
I: Kriterium I, mittlere Rißbreite $w \leq 0{,}2$ mm; II: Kriterium II, $\sigma_s = 400$ N/mm²

Steinart, -sorte (s. auch Tafel E.6.1)	Biegezwang				zentrischer Zwang	
	Stoßfuge					
	unvermörtelt		vermörtelt			
	I	II	I	II	I	II
1	2		3		4	
P	0,03	0,01	0,06	0,02	0,07	0,03
Hbl	0,03	0,01	0,11	0,04	0,07	0,03
V, Vbl (V 12)	0,08	0,03	0,11 (0,33)	0,04 (0,12)	0,21	0,08
KS	0,08	0,03	0,28	0,10	0,21	0,08
Mz	0,14	0,05	0,47	0,17	0,34	0,13
HLz	0,06	0,02	0,17	0,06	0.14	0.05

Ein genauerer Nachweis ist mit der Rissformel Gl. (4) möglich. In [Meyer-96] sind nach Mörtelfestigkeit, Stahldurchmesser und Verbundqualität differenzierte Bemessungstabellen und -diagramme enthalten.

Für Bewehrung in Leichtmörtel liegen noch keine ausreichend abgesicherten Versuchsergebnisse zum Verbund vor. Näherungsweise kann man davon ausgehen, dass – bei gleich großer Fugendruckfestigkeit des Mörtels – aufgrund der im Vergleich zu Normalmörtel schlechteren Verbundeigenschaften die nach Gl. (4) ermittelten Stahlspannungen um 50 % reduziert werden müssen.

6.4.5 Rechenbeispiele zur Ermittlung des Mindestbewehrungsgehaltes

Im folgenden wird an zwei Beispielen der Rechengang zur Ermittlung der Mindestbewehrung erläutert (s. auch **Abb. E.6.7**).

- Beispiel 1

Gegeben:

Nichttragende innere Trennwand aus

– Leichtbetonsteinen Vbl 2-8DF-115 (Steinhöhe: 238 mm)

– Normalmörtel MG IIa, $\beta_{D,F} \geq 5$ N/mm²

95 %-Quantil der Rissbreite: $w_{95} \leq 0{,}2$ mm (→ mittlere Rissbreite $w_m \approx 0{,}1$ mm)

$E_s = 200\,000$ N/mm²

Bewehrung: $d_s = 8$ mm

Gesucht:

erf μ_{min}

Berechnung:

Steinzugversagen ist maßgebend:

$k_1 \cdot k_2 = 1{,}0 \cdot 0{,}5 = 0{,}5$

Mit Gl. (4) ergibt sich die Stahlspannung am Riss zu

$$\sigma_{s,R} = \left(\frac{0{,}5 \cdot 0{,}2 \cdot 5^{0{,}54} \cdot 200\,000 \cdot 0{,}22}{8^{0{,}81}} \right)^{0{,}61}$$

$$= 102 \text{ N/mm}^2$$

7541014/10787806875Biblio

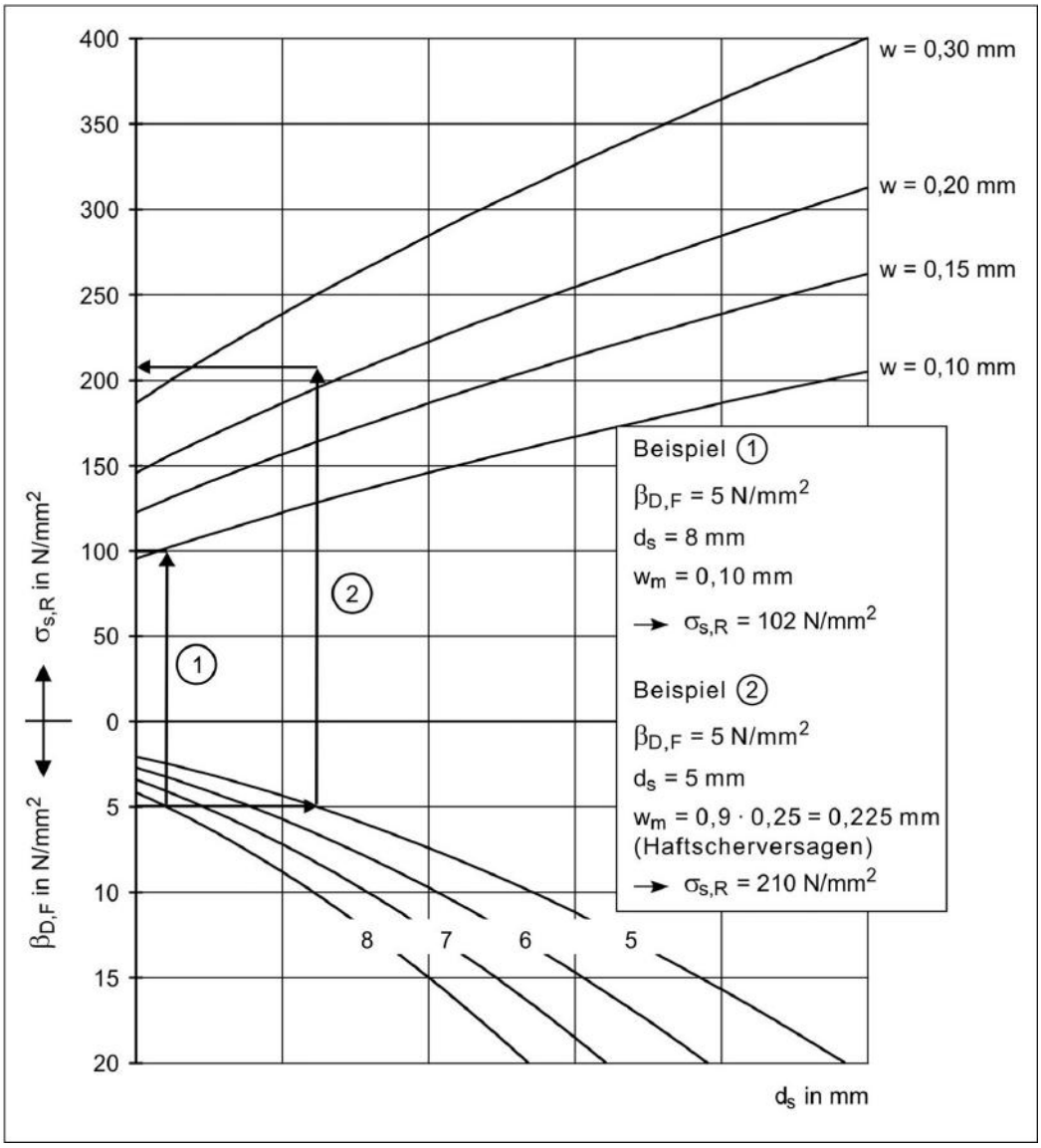


Abb. E.6.7 Nomogramm zur Rissformel Gl. (4) aus [Meyer – 96] Ermittlung der maßgebenden Stahlspannung $\sigma_{s,R}$ in Abhängigkeit von der Fugenmörteldruckfestigkeit $\beta_{D,F}$, dem Bewehrungsdurchmesser d_s und der Rissbreite w

Nach **Tafel E.6.1** muss für Mauerwerk aus Leichtbeton-Vollblöcken Vbl eine Mauerwerkszugfestigkeit $\beta_{Z,mw} = 0{,}2$ N/mm² angesetzt werden.

Mit

$$\mu_{min} = \frac{\beta_{Z,mw}}{\sigma_{s,R}}$$

ergibt sich der Mindestbewehrungsgehalt zu

$$\mu_{min} = \frac{0{,}2}{102} \cdot 100 = 0{,}20\,\%$$

$$\approx 230\ \text{mm}^2/\text{m Wandhöhe} \approx 4{,}6 \cdot d_s\ (8\ \text{mm})$$

→ gewählt: $2 \cdot d_s$ je Fuge,

ergibt 8 d_s = 8 mm je m Wandhöhe, → μ
= 0,35 % > μ_{min}

7541014/10787806875Biblio

- Beispiel 2

Gegeben:

KS-Verblendschale (zweischaliges Mauerwerk mit Luftschicht) aus

– KS 12-2DF-115

– NM IIa, $\beta_{D,F} \geq 5\ N/mm^2$

mittlere Rißbreite $w_m \leq 0{,}25$ mm (keine erhöhten Anforderungen an die Dauerhaftigkeit)

$E_s = 200\,000\ N/mm^2$

Bewehrungselemente: $2 \cdot d_s = 5$ mm/Element

Gesucht:

erf μ_{min}

Berechnung:

Haftscherversagen ist maßgebend:

$k_1 \cdot k_2 = 0{,}9 \cdot 1{,}0 = 0{,}9$

$$\sigma_{s,R} = \left(\frac{0{,}9 \cdot 0{,}25 \cdot 5^{0,54} \cdot 200\,000 \cdot 0{,}22}{5^{0,81}}\right)^{0,61}$$

$$= 210\ N/mm^2$$

$$\mu_{min} = \frac{\beta_{Z,mw}}{\sigma_{s,R}} = \frac{0{,}2}{210} \cdot 100 = 0{,}10\,\%$$

$$\approx 115\ mm^2/m \text{ Wandhöhe}$$

$\approx 8 \cdot d_s$ (5 mm) $\approx$ 4 Murfor-Elemente/m Wandhöhe,

$\mu \approx 0{,}14\,\% > \mu_{min}$.

E

7541014/10787806875Biblio

F Erdbebenberechnung von Mauerwerksbauten nach DIN EN 1998-1:2010-12

Dr.-Ing. Ch. Butenweg/Dr.-Ing. Ch. Gellert/Dr.-Ing. U. Meyer/Dipl.-Ing. H. Norda

1 Einführung

Die Erdbeben in Albstadt 1978 (Magnitude 5,7), Roermond 1992 (Magnitude 5,9) oder in Waldkirch 2004 (Magnitude 5,1) haben verdeutlicht, dass die erdbebensichere Auslegung von Bauwerken auch in Deutschland von großer Bedeutung ist. Dem wurde bereits im Jahr 1981 mit der Einführung der DIN 4149 (04.1981) „Bauten in deutschen Erdbebengebieten – Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten“ Rechnung getragen. Diese Norm wurde durch den NABau-Arbeitsausschuss „Erdbeben; Sonderfragen“ des Deutschen Instituts für Normung e. V. (DIN) in Anlehnung an den Eurocode 8 [Eurocode 8 – 04] vollständig überarbeitet. Das Arbeitsergebnis war die bauaufsichtliche Einführung der Erdbebennorm DIN 4149 (04.2005). Diese wird im nächsten Jahr durch die DIN EN 1998-1 (12.2010) abgelöst, die zusammen mit dem Nationalen Anwendungsdokument DIN EN 1998-1/NA (01.2011) (NAD) für Deutschland anzuwenden ist.

Der folgende Beitrag soll dem Ingenieur in der Praxis einen einfachen Einstieg in die Berechnungs- und Bemessungsverfahren der DIN EN 1998-1 (12.2010) in Kombination mit der DIN EN 1996-1-1 (12.2010) für Mauerwerksbauten ermöglichen. Konkret werden die Definition der Erdbebeneinwirkung, Aspekte des erdbebengerechten Tragwerksentwurfs , die anwendbaren Rechenverfahren und die Nachweise der Standsicherheit vorgestellt. Mit dem neuen Normenkonzept ist es zukünftig möglich die Erdbebenwiderstände für Mauerwerksbauten auch unter Berücksichtigung des Verformungsvermögens zu beschreiben, während nach DIN 4149 (04.2005) ausschließlich eine kraftbasierte Bemessung möglich war. Hierzu ist das ansetzbare Verformungsvermögen für Mauerwerkswände im Nationalen Anwendungsdokument DIN EN 1998-1/NA (01.2011) zusätzlich zu den konstruktiven Regelungen festgelegt. Die Anwendung der Berechnungs- und Bemessungsverfahren nach den neuen Normen wird am Beispiel eines 3-geschossigen Mehrfamilienhauses demonstriert.

2 Erdbebeneinwirkung

2.1 Erdbebenzonen und Untergrundklassen

Die Erdbebengefährdung in Deutschland wird durch eine Erdbebenzonenkarte (**Abb. F.2.1**) mit der Zoneneinteilung von 0 bis 3 beschrieben. Gebiete, die nicht den Erdbebenzonen 1 bis 3 zugeordnet sind, werden als Gebiete sehr geringer Seismizität eingestuft, so dass für Bauwerke in diesen Gebieten kein Erdbebennachweis erforderlich ist. Die Erdbebenzonenkarte selbst wurde unverändert aus der DIN 4149 (04.2005) übernommen, wobei die Referenz-Wiederkehrperiode 475 Jahre beträgt, was einer Wahrscheinlichkeit des Auftretens von 10 % in 50 Jahren entspricht. Die Grenzen der Erdbebenzonen entsprechen Intensitätsgrenzen von 6,0, 6,5, 7,0 und 7,5 nach der EMS-Skala, wobei in der DIN 4149 (04.2005) jeder Zone ein bestimmter Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g zugeordnet wurde.

Nach Schwarz [Schwarz – 98] handelt es sich bei diesen Werten um effektive Beschleunigungswerte, deren Verwendung in dem Konzept einer Vorläuferversion des Eurocode 8 in der Fassung von 1994 vorgesehen war. Eine eindeutige Definition für die Ermittlung dieser Effektivwerte existiert nicht. Beispielsweise können diese als quadratischer Mittelwert der Bodenbeschleunigung $a(t)$ über die Starkbebendauer T_B ermittelt werden. Die effektiven Beschleunigungswerte der DIN 4149 (04.2005) wurden unverändert in das Nationale Anwendungsdokument DIN EN 1998-1/NA (01.2011) übernommen. Da die Definition der Erdbebeneinwirkung in der DIN EN 1998-1 (12.2010) aber auf Referenz-Spitzenwerten der Bodenbeschleunigung a_{gR} basiert, werden die effektiven Bodenbeschleunigungen in der DIN EN 1998-1/NA (01.2011) als Referenz-Spitzenwerte der Bodenbeschleunigung bezeichnet (**Tafel F.2.1**). Die Begrifflichkeit ändert aber nichts an der Tatsache, dass es sich nach wie vor um effektive Beschleunigungswerte handelt, deren Verwendung nur innerhalb des abgeschlossenen Konzepts des Nationalen Anwendungsdokuments DIN EN 1998-1/NA (01.2011) Gültigkeit besitzt.

7541014/10787806875Biblio

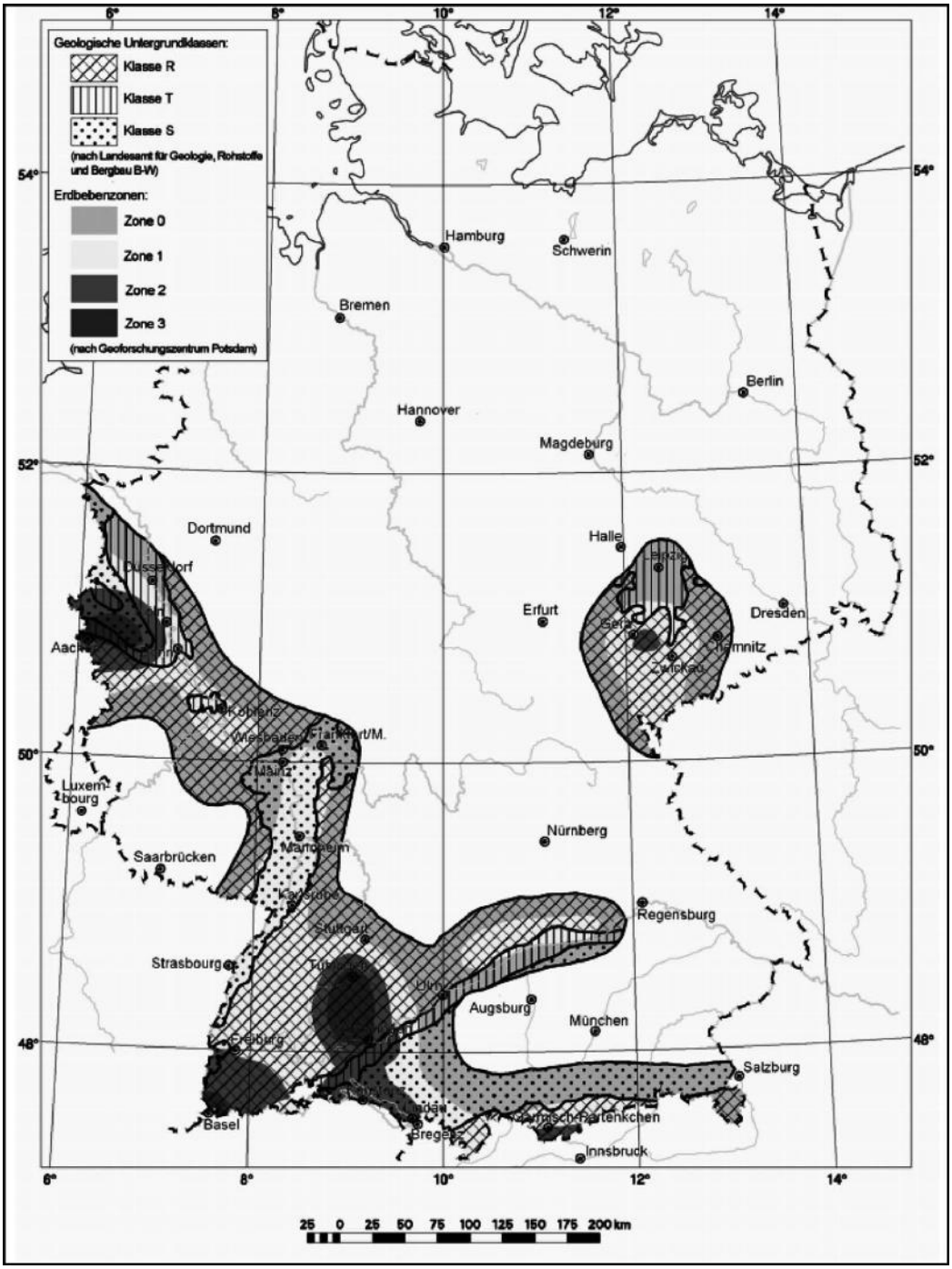


Abb. F.2.1 Erdbebenzonen und geologische Untergrundklassen [Meskouris u. a. – 2004]

7541014/10787806875Biblio

Tafel F.2.1 Referenz-Spitzenwerte der Bodenbeschleunigung a_{gR} in DIN EN 1998-1/NA (01.11)

Erdbebenzone	Intensität	a_{gR} [m/s^2]
0	$6 \leq I < 6{,}5$	–
1	$6{,}5 \leq I < 7$	0,4
2	$7 \leq I < 7{,}5$	0,6
3	$7{,}5 \leq 1$	0,8

Darüber hinaus wird wie gewohnt der Einfluss der Untergrundverhältnisse auf die Stärke möglicher Beben berücksichtigt, und zwar sowohl hinsichtlich der Beschaffenheit des anstehenden Baugrundes als auch hinsichtlich der geologischen Untergrundverhältnisse („deep geology"). Dazu wird der Baugrund einer der vorgesehenen Baugrundklassen A, B und C mit den in **Tafel F.2.2** beschriebenen Eigenschaften zugeordnet. Dies gilt nicht, wenn sich der Baugrund nicht in dieses Schema einordnen lässt (z. B. bei weichem Schlick oder lockerem Sand) – hier muss der Baugrundeinfluss auf die Erdbebeneinwirkungen gesondert untersucht werden. Liegt dieser Sonderfall nicht vor, darf jedoch ohne nähere Untersuchung die jeweils ungünstigere Baugrund-Einstufung B oder C (anstelle von A oder B) gewählt werden. Die Betrachtung von Zwischenstufen mit entsprechender Interpolation von Zwischenwerten des Untergrundparameters S ist nicht zulässig.

Tafel F.2.2 Klassen: Baugrund, Untergrund nach DIN EN 1998-1/NA (01.11)

Baugrundklassen (≤ 20 m Tiefe)		Geologische Untergrundklassen (> 20 m)	
A	unverwitterte Festgesteine Scherwellengeschwindigkeiten: > 800 m/s.	R	Festgesteinsgebiete
B	mäßig verwitterte Festgesteine oder grob- bis gemischtkörnige Lockergesteine in fester Konsistenz Scherwellengeschwindigkeiten: 350 – 800 m/s.	S	Gebiete flacher Sedimentbecken und Übergangszonen
C	gemischt- bis feinkörnige Lockergesteine in mindestens steifer Konsistenz Scherwellengeschwindigkeiten: 150 – 350 m/s.	T	Gebiete tiefer Sedimentbecken

Bei der Festlegung der Baugrundklasse bleibt der oberflächennahe Bereich unberücksichtigt, da dieser in der Regel für die Bauwerksgründung ausgehoben wird und somit für die seismische Beanspruchung nicht relevant ist. Hinsichtlich des geologischen Untergrundes werden die Klassen R, S und T unterschieden, deren räumliche Verteilung ebenfalls durch eine Karte beschrieben wird (**Abb. F.2.1**). Diese wurde basierend auf Informationen über die Scherwellengeschwindigkeiten und geologische Schichtenfolgen erstellt, wobei auch stratigraphische und lithologische Erkenntnisse sowie Ergebnisse aus Tiefenbohrungen herangezogen wurden. Je nach geologischer Untergrundklasse R, S oder T kommen nur die Kombinationen A–R, B–R, C–R, B–T, C–T oder C–S in Frage. Die Kombinationen A–T, A–S oder B–S, also harter Baugrund über weichem geologischen Untergrund sind in der Norm nicht aufgenommen worden, da diese in der Realität nicht oder nur in wenigen Fällen vorkommen. Das Konzept der Erdbebenzonierung bezieht sich auf tektonische Beben und umfasst nur die in Deutschland im Falle von Erdbeben auftretende Schwingungsbelastung auf Bauwerke infolge der seismischen Wellenausbreitung. Dislokationseffekte mit bleibendem Versatz oder bis an die Oberfläche reichende Bruchflächen werden nicht berücksichtigt. Auch durch Geothermie oder Bergbau induzierte Beben werden von der Norm nicht abgedeckt.

2.2 Definition der Einwirkung

Die Erdbebeneinwirkung wird in der DIN EN 1998-1 (12.2010) durch Antwortspektren definiert, die in Abhängigkeit der Periode die Antwort eines Einmassenschwingers auf die seismische Einwirkung beschreiben [Meskouris u. a. – 11]. Zum einen enthält die Norm elastische Antwortspektren, die für nichtlineare Berechnungen anzuwenden sind. Zum anderen werden für lineare Berechnungen Bemessungsspektren angegeben, in denen die Bauwerksduktilität über einen sogenannten Verhaltensbeiwert berücksichtigt wird. In den folgenden Abschnitten 2.3 bis 2.5 werden die Spektren erläutert.

2.3 Elastisches horizontales Antwortspektrum

Die Definition des elastischen horizontalen Spektrums entspricht dem Konzept der DIN 4149 (04.2005), in der das Spektrum in Abhängigkeit von der Erdbebenzone sowie der Untergrund- und Baugrundklasse zu bestimmen ist. Das Spektrum ist definiert durch Funktionsbereiche in Abhängigkeit der Periode zwischen den sogenannten Kontrollperioden T_A, T_B, T_c und T_D (**Abb. F.2.2**).

Die Kontrollperioden unterteilen das Spektrum in drei Bereiche, die anschaulich interpretiert werden können: Der Bereich kurzer Perioden zwischen $T_A = 0\,s$ und T_B entspricht dem beschleunigungssensitiven Bereich, in dem die Bauwerksantwort im Wesentlichen durch Bodenbeschleunigungen hervorgerufen

7541014/10787806875Biblio

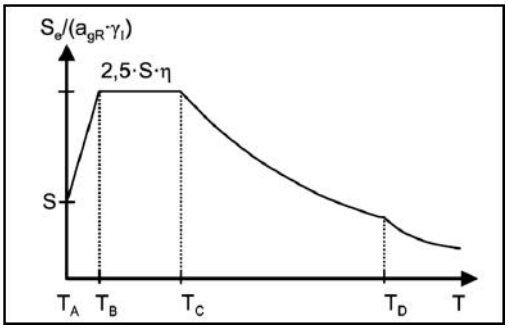


Abb. F.2.2 Elastisches Antwortspektrum nach DIN EN 1998-1/NA (01.11)

wird (steife Bauwerke). In dem niederfrequenten Bereich des Spektrums mit Perioden größer als T_c stellen hingegen die Bodenverschiebungen die maßgebende Belastung des (weichen) Bauwerks dar. Entsprechend sind im Bereich zwischen T_B und T_C die Spektralgeschwindigkeiten besonders wichtig. Die Lage der Kontrollperioden hängt stark von den Eigenschaften des Untergrundes ab, wobei bei weicheren Böden eine Verschiebung von T_B und T_c hin zu größeren Perioden stattfindet. Die letzte Kontrollperiode T_D entspricht der Herddauer des Bebens und verschiebt sich für größere Bebenmagnituden ebenfalls in Richtung größerer Perioden. In Deutschland beträgt der Wert von T_D gerade 2 *s*. Es sei darauf hingewiesen, dass bei Vorliegen des Sonderfalls sehr weicher Böden (keine Einordnung in die Baugrundkategorien A, B oder C nach **Tafel F.2.2** möglich) das elastische Antwortspektrum durch eine spezifische Standortuntersuchung zu ermitteln ist. Das elastische Antwortspektrum ist wie folgt definiert:

$$0 \le T \le T_B : S_e(T) = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2{,}5 - 1)\right] \quad \text{(F.2.1)}$$

$$T_B \le T \le T_C : S_e(T) = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \quad \text{(F.2.2)}$$

$$T_C \le T \le T_D : S_e(T) = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{(F.2.3)}$$

$$T_D \le T : S_e(T) = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \cdot \frac{T_C T_D}{T^2} \quad \text{(F.2.4)}$$

mit:

S_e(T) Ordinaten des elastischen Spektrums

T Schwingdauer eines linearen Einmassenschwingers

a_{gR} Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung nach Tafel F.2.1

$T_{A–D}$ Kontrollperioden ($T_A = 0\ s$)

S Bodenparameter

γ_I Bedeutungsbeiwert (Abschnitt 2.6)

η Korrekturwert für den Wert der viskosen Dämpfung des Bauwerks ξ_e, wenn diese ungleich 5 % ist. Es gilt:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \ge 0{,}55$$

Hierbei werden die Kontrollperioden T_A, T_B, T_C und T_D sowie der Bodenparameter S in Abhängigkeit der geologischen Untergrundklasse und der Baugrundklasse mit **Tafel F.2.3** bestimmt.

Tafel F.2.3 Kontrollperioden und Bodenparameter nach DIN EN 1998-1/NA (01.11)

Untergrundkombination	S	T_B [s]	T_c [s]	T_D [s]
A–R	1,00	0,05	0,20	2,0
B–R	1,25	0,05	0,25	2,0
C–R	1,50	0,05	0,30	2,0
B–T	1,00	0,1	0,30	2,0
C–T	1,25	0,1	0,40	2,0
C–S	0,75	0,1	0,50	2,0

2.4 Elastisches vertikales Antwortspektrum

Abweichend von der DIN 4149 (04.2005) wird das elastische vertikale Antwortspektrum nun vollständig entsprechend der Definition des vertikalen Spektrums nach DIN EN 1998-1 (12.2010) aufgestellt. Hierbei wird der funktionale Verlauf des Vertikalspektrums wie folgt definiert:

$$T_A \le T \le T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3{,}0 - 1)\right] \quad \text{(F.2.5)}$$

$$T_B \le T \le T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3{,}0 \quad \text{(F.2.6)}$$

$$T_C \le T \le T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3{,}0 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{(F.2.7)}$$

$$T_D \le T \le S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3{,}0 \cdot \frac{T_C T_D}{T^2} \quad \text{(F.2.8)}$$

mit:

S_{ve}(T) Ordinate des vertikalen elastischen Spektrums

a_{vg} Bemessungswert der vertikalen Bodenbeschleunigung: $a_{vg} = 0{,}5 \cdot a_{gR} \cdot \gamma_I$

$T_{A–D}$ Kontrollperioden des Spektrums: $T_A = 0$, $T_B = 0{,}05\ s$, $T_c = 0{,}2\ s$, $T_D = 2{,}0\ s$

γ_I Bedeutungsbeiwert (Abschnitt 2.6)

η Korrekturwert für den Wert der viskosen Dämpfung des Bauwerks ξ, wenn diese ungleich 5 % ist. Es gilt:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \ge 0{,}55$$

7541014/10787806875Biblio

2.5 Horizontales Bemessungsspektrum

2.5.1 Definition des Verhaltensbeiwertes *q*

Zu Bemessungszwecken wird das in Abschnitt 2.3 vorgestellte elastische horizontale Antwortspektrum durch einen Verhaltensbeiwert q abgemindert. Bei der Abminderung des Spektrums mit dem Verhaltensbeiwert q ist zu beachten, dass der Einhängewert bei der Periode $T = 0\ s$ nicht abgemindert wird, da diese der Bodenbeschleunigung entsprechen muss. Der Verhaltensbeiwert q berücksichtigt pauschal die Bauwerksduktilität und überführt damit das elastische Antwortspektrum in ein inelastisches Bemessungsspektrum. Diese Vorgehensweise stellt eine starke Vereinfachung dar, um mit einem geringen Aufwand die vorhandene globale Duktilität abzuschätzen. Zudem ist bei der Verwendung von inelastischen Antwortspektren für elastische Berechnungen nach dem modalen Antwortspektrenverfahren (Abschnitt 4.2) die anschließende Überlagerung der Ergebnisgrößen streng genommen nicht korrekt, da das Superpositionsprinzip nicht mehr gültig ist. Trotzdem ist diese einfache Vorgehensweise für den Einsatz in der Baupraxis erfahrungsgemäß gerechtfertigt, da sie bei Beachtung der zusätzlichen materialspezifischen Regelungen der Norm eine zuverlässige Abschätzung des tatsächlichen nichtlinearen dynamischen Tragwerksverhaltens darstellt. Der q-Faktor kann allgemein als das Verhältnis der Rückstellkraft im elastischen System F_e zu der minimalen seismischen Kraft F_{du} des realen Bauwerks unter Miteinbeziehung zulässiger plastischer Verformungen interpretiert werden:

$$q = \frac{F_e}{F_{du}} \tag{F.2.9}$$

Es handelt sich hierbei jedoch um nicht mehr als eine anschauliche mechanische Interpretation. In Wirklichkeit werden durch den Verhaltensbeiwert q in der DIN EN 1998-1 (12.2010) auch von 5 % abweichende Dämpfungsmechanismen, auch nichtviskoser Art, abgedeckt, wodurch eine eindeutige mechanische Definition eigentlich nicht mehr möglich ist. Die Definition von Verhaltensbeiwerten für praktische Zwecke setzt demnach in der Regel das Vorhandensein von umfangreichen Daten experimenteller oder theoretischer Natur verbunden mit statistischen Auswertungen voraus.

2.5.2 Verhaltensbeiwerte für Mauerwerksbauten

Für Mauerwerksbauten ist es besonders schwierig die auftretenden Nichtlinearitäten durch Verhaltensbeiwerte zu beschreiben, da die Versagensform der einzelnen Mauerwerkswände im Grundriss von den Verhältnissen zwischen Horizontal- und Vertikallasten sowie der Höhe und Länge der Mauerwerksscheiben abhängig sind. Grundsätzlich können als Versagensformen Schub-, Druck- und Zugversagen sowie Kombinationen der Versagensformen unterschieden werden.

Bei kleinen Auflasten tritt Fugenversagen ein, und die Steine bleiben im Regelfall intakt (**Abb. F.2.3**, oben links). Entweder beschränkt sich der Rissverlauf auf eine einzelne Lagerfuge, oder der Riss verläuft treppenförmig entlang der Stoß- und Lagerfugen in Abhängigkeit von der Verbandsausbildung. Die Mauerwerksschubfestigkeit ist hier somit auch vom Format der Steine, dem Überbindemaß und der Fugendicke abhängig. Eine Steigerung der Druckspannung bewirkt nach anfänglichem Fugenversagen auch ein Versagen benachbarter Steine, wodurch dann ein Rissbild mit Versagen in den Fugen und in den Steinen entsteht.

Bei großen Auflasten und höheren Druckspannungen erfolgt der Bruch ausschließlich durch Steinversagen (**Abb. F.2.3**, unten links). Diese Versagensart resultiert aus den unter Schub sich einstellenden Steinrotationen, die große Beanspruchungen bei dem Abschervorgang hervorrufen. Daraus resultieren Hauptzugspannungen im Stein, die zum Versagen führen. Deshalb wird dieses Versagen auch als Steinzugversagen bezeichnet. Sowohl das Fugen- als auch das Steinzugversagen sind Schubversagensformen. Bei alternierender, zyklischer Belastung entstehen die aus Erdbebenschäden bekannten Kreuzrisse, die meistens eine Kombination von Fugen- und Steinzugversagen darstellen. Die qualitative Gegenüberstellung der Last-Verformungskurven (Hysteresekurven) beider Versagensformen verdeutlicht die unterschiedliche Wirkungsweise bei zyklischen Beanspruchungen.

Beim Gleiten in der Lagerfuge wird Energie durch Reibung dissipiert. Die Hysteresekurven (**Abb. F.2.3**, oben rechts) sind füllig, und das Verhalten nach Überschreiten und Abbau der Haftscherfestigkeit kann als duktil bezeichnet werden. Es entspricht in etwa einem elastoplastischem Materialverhalten. Das Steinzugversagen hingegen ist spröde, was sich an den weniger fülligen Hystereseschleifen zeigt. Zudem nehmen in jedem Zyklus sowohl Steifigkeit als auch Tragfähigkeit deutlich ab, so dass sich die Hystereseschleifen „legen".

Schlanke Mauerwerksscheiben werden vor allem auf Biegung beansprucht. Maßgebend für das Versagen sind in diesem Fall die Zug- und Druckfestigkeit des Mauerwerks in den Eckbereichen (**Abb. F.2.4**). Die Schubtragfähigkeit spielt dabei eine untergeordnete Rolle. Zyklische Belastungen führen bei schlanken Wänden zu einer Kippbewegung, und es kommt zu einem Wechsel von Klaffungen infolge alternierenden Zug und Druckbelastungen in den Eckbereichen. Die Verformungen sind im Verhältnis zur aufnehmbaren Last groß. Die Hysteresekurven weisen einen stark eingeschnürten, S-förmigen Verlauf auf, da nach anfänglichem Fugenaufreißen wenig Energie dissipiert wird. Im Ursprung nimmt die Steigung der Kurven nur sehr wenig ab. Der S-förmige Verlauf resul-

7541014/10787806875Biblio

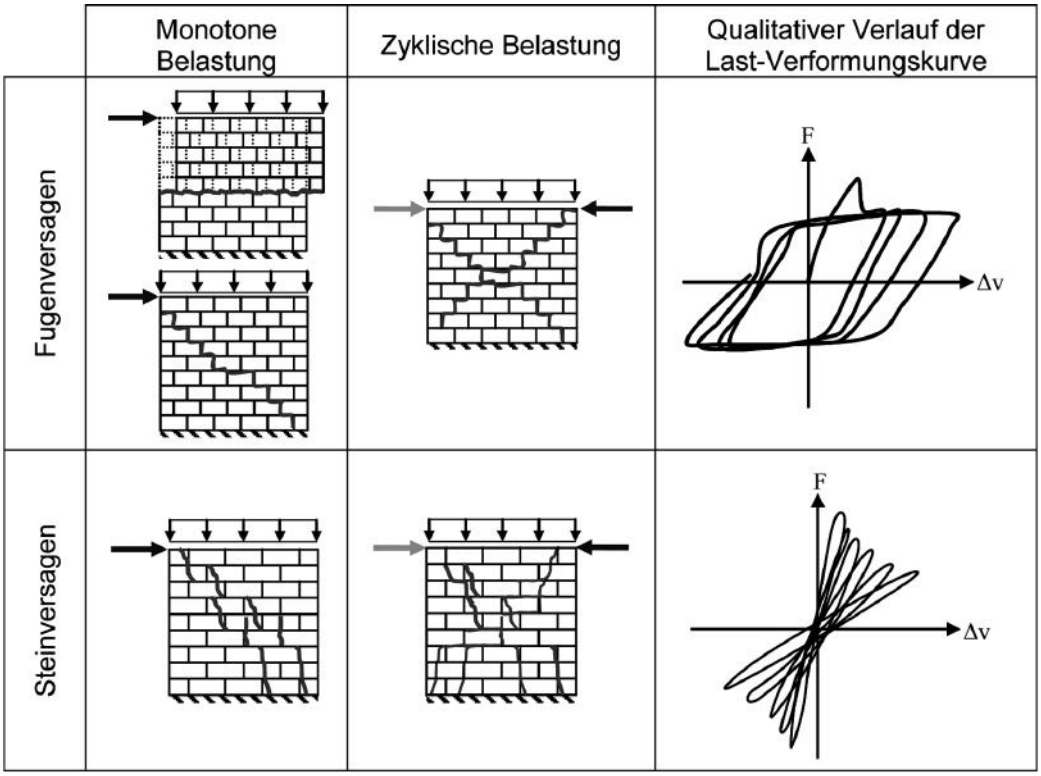


Abb. F.2.3 Schubversagensformen von Mauerwerkswänden

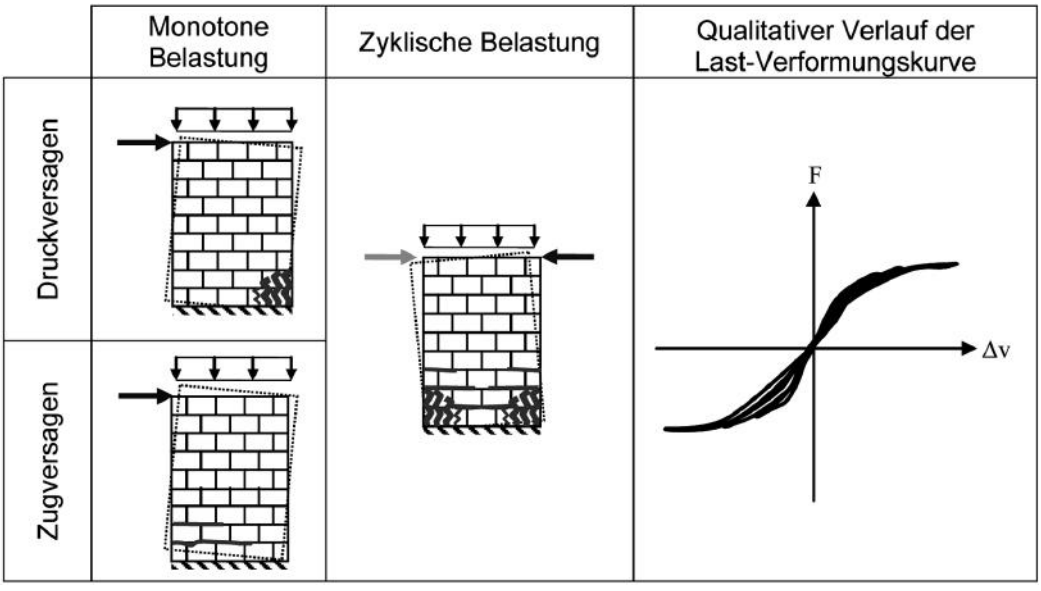


Abb. F.2.4 Kombiniertes Druck- und Zugversagen von schlanken Wänden

7541014/10787806875Biblio

tiert hierbei nicht hauptsächlich aus der Materialdegradation, sondern aus der Verkleinerung des überdrückten Querschnittsbereichs mit größer werdender Verformung.

Abschließend ist festzuhalten, dass das Gesamtversagen einer Mauerwerksscheibe meistens eine Kombination aus den beschriebenen Versagensarten ist. Die hier beschriebene klare Trennung der Versagensarten aus mechanischer Sicht ist bei den Schadensbildern von seismisch geschädigten Wänden meistens nicht zu beobachten. Deshalb sind in DIN EN 1998-1/NA (01.2011) in Abhängigkeit der Wandgeometrie konservative Werte für den Verhaltensbeiwert q angegeben, die das Verhalten von Mauerwerksbauten integral beschreiben (**Tafel F.2.4**). Die Werte können getrennt in jeder Gebäudehauptrichtung ermittelt werden.

Tafel F.2.4 Verhaltensbeiwerte *q* nach DIN EN 1998-1/NA (01.2011), Tabelle NA.9

Mauerwerksart	Wandgeometrie	
	$h/l^{a} \leq 1$	$h/l^{a} \geq 1{,}6$
Unbewehrt[b, c]	1,5	2,0
Eingefasst	2,0	2,5

[a] h/l bezeichnet das Verhältnis der lichten Geschosshöhe zur Länge der längsten Wand in der betrachteten Gebäuderichtung.
[b] Die Verwendung von Verhaltensbeiwerten $q > 1{,}5$ ist nur zulässig, wenn bei der Bemessungssituation infolge Erdbeben die mittlere Normalspannung in den entsprechenden Wänden 15 % der charakteristischen Mauerwerkdruckfestigkeit f_k nach DIN EN 1996-1-1 (12.2010) nicht überschreitet.
[c] Die Tragwerksmodellierung darf nach DIN EN 1996-1-1 (12.2010) erfolgen.
Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

2.6 Vertikales Bemessungsspektrum

Das vertikale Bemessungsspektrum ergibt sich durch Einsetzen des Bemessungswertes der vertikalen Bodenbeschleunigung a_{vg} in die Gleichungen des horizontalen Bemessungsspektrums. Hierbei ist der Untergrundparameter $S = 1{,}0$ anzusetzen. Auf Grund der im Allgemeinen geringeren Dissipationsmöglichkeiten in vertikaler Richtung sollte der Verhaltensbeiwert in der Regel mit 1,0 angesetzt werden. Zudem darf in vertikaler Richtung kein Verhaltensbeiwert größer als 1,5 angesetzt werden.

2.7 Bedeutungsbeiwerte

Den angegebenen Spektren ist eine Referenz-Wiederkehrperiode von 475 Jahren mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10 % in 50 Jahren zugeordnet. Um der Bedeutung des jeweiligen Bauwerkes bei der Annahme der Erdbebeneinwirkung Rechnung zu tragen, werden die Spektren mit dem Bedeutungsbeiwert γ_I skaliert, wobei mit der Referenz-Wiederkehrperiode von 475 Jahren ein Bedeutungsbeiwert von 1,0 für gewöhnliche Wohngebäude verknüpft ist.

Die Skalierung erfolgt in Abhängigkeit von den im Nationalen Anwendungsdokument DIN EN 1998-1/NA (01.2011) angegebenen vier Bedeutungskategorien mit Bedeutungsbeiwerten von 0,8 bis 1,4. Eine Modifikation des Bedeutungsbeiwertes kann interpretiert werden als eine Veränderung der Wiederkehrperiode bzw. der Überschreitungswahrscheinlichkeit, die durch eine Poisson-Verteilung beschrieben wird:

$$P_N = 1 - e^{-N/T_L} \tag{F.2.10}$$

Hierbei sind N die Anzahl der Jahre, für welche die Überschreitungswahrscheinlichkeit gesucht ist, und T_L die gewünschte Wiederkehrperiode. Der Zusammenhang mit dem Bedeutungsbeiwert kann über die Referenz-Wiederkehrperiode T_{LR} hergestellt werden:

$$\gamma_I = \frac{1}{(T_{LR}/T_L)^{1/k}} \tag{F.2.11}$$

Der Exponent k ist von der Seismizität abhängig und kann nach DIN EN 1998-1 (12.2010) im Allgemeinen näherungsweise zu 3 angenommen werden. Genauere Werte für k erfordern weitergehende lokale Standortbetrachtungen. In **Tafel F.2.5** sind die mit obigen Beziehungen berechneten Wiederkehrperioden für die einzelnen Bedeutungskategorien angegeben.

Abschließend sei darauf hingewiesen, dass die lineare Skalierung ein vereinfachtes ingenieurmäßiges Vorgehen darstellt und aus ingenieurseismologischer Sicht nicht korrekt ist, da die Zonengrenzen für verschiedene Wiederkehrperioden nicht identisch sind.

3 Erdbebengerechter Entwurf

Bei der Planung von Bauwerken in Erdbebengebieten ist es von nicht zu unterschätzender Bedeutung, bestimmte Entwurfsgrundsätze zu beachten, um die wichtigsten aus zurückliegenden Erdbeben bekannten Schadensmechanismen schon bei der Grundkonzeption des Bauwerks zu vermeiden. Die Beachtung dieser Grundsätze ist deshalb so wichtig, weil eine nicht erdbebengerechte Gestaltung eines Bauwerks, wenn überhaupt, dann nur mit hohem Mehraufwand in den rechnerischen Nachweisen und in der Ausführung kompensiert werden kann. Die in der DIN EN 1998-1 (12.2010) in Abschnitt 4 aufgeführten Aspekte beinhalten neben grundlegenden Anforderungen auch Empfehlungen und konstruktive Hinweise für eine günstige Gestaltung seismisch beanspruchter Baukonstruktionen. Diese werden im Folgenden kurz erläutert.

7541014/10787806875Biblio

Tafel F.2.5 Bedeutungskategorien, Bedeutungsbeiwerte und Wiederkehrperioden (WKP)

Kategorie	Bauwerke	γ_1	WKP
I	Bauwerke ohne Bedeutung für den Schutz der Allgemeinheit, mit geringem Personenverkehr (z. B. Scheunen, Kulturgewächshäuser, usw.).	0,8	225 Jahre
II	Bauwerke, die nicht zu den anderen Kategorien gehören (z. B. kleinere Wohn- und Bürogebäude, Werkstätten, usw.).	1,0	475 Jahre
III	Bauwerke, von deren Versagen bei Erdbeben eine große Zahl von Personen betroffen ist (z. B. große Wohnanlagen, Schulen, Versammlungsräume, Kaufhäuser, usw.).	1,2	825 Jahre
IV	Bauwerke, deren Unversehrtheit im Erdbebenfall von Bedeutung für den Schutz der Allgemeinheit ist, z. B. Krankenhäuser, wichtige Einrichtungen des Katastrophenschutzes und der Sicherheitskräfte, Feuerwehrhäuser usw.	1,4	1225 Jahre

3.1 Grundrissgestaltung

Eine für den Erdbebenfall günstige Grundrissgestaltung kann anschaulich aus dem Mechanismus zur Lastabtragung der Horizontallasten abgeleitet werden. In dem Lastabtrag haben die Geschossdecken die Aufgabe, die horizontalen Erdbebenkräfte entsprechend ihrer Steifigkeit auf die aussteifenden Elemente zu verteilen. Die Deckenscheiben können in der Regel in ihrer Ebene als starr angesehen werden, so dass es zu keinen Relativverschiebungen zwischen den aussteifenden Elementen kommen kann. Für eine günstige Lastabtragung sollte der Gebäudegrundriss möglichst kompakt sein, damit die Decken ihre Form und Steifigkeit bei einem Erdbeben behalten. **Abb. F.3.1** zeigt Beispiele für ungünstige und günstige Grundrissformen. Aufgelöste Grundrisse mit einspringenden Ecken oder eine nachteilige Anordnung der Aussparungen können zu lokalen Überbeanspruchungen und damit zu plastischen Verformungen der Deckenscheiben im Erdbebenfall führen. Vermeiden lassen sich solche ungünstigen Effekte durch die Unterteilung des Bauwerks in einzelne rechteckige Teilbauwerke, die durch ausreichend große Fugen voneinander getrennt sind. Zusätzlich sollten Aussparungen im Grundriss so angeordnet werden, dass die Querschnittsreduzierung zu keinen Überbeanspruchungen führt.

Neben der Grundrissform ist auch die Anordnung der horizontal lastabtragenden Elemente von entscheidender Bedeutung für einen erdbebengerechten Entwurf. Zielsetzung ist es hierbei immer, die Steifigkeiten der lastabtragenden Elemente und Bauwerksmassen so zu verteilen, dass Steifigkeitsmittelpunkt und Massenschwerpunkt möglichst nahe beieinander liegen. Ist dies der Fall, so entstehen keine unerwünschten Torsionsschwingungen, die zu einer zusätzlichen Belastung des Bauwerks führen. **Abb. F.3.2** verdeutlicht dies an einem Beispiel für eine symmetrische und eine asymmetrische Anordnung von Schubwänden. Im Fall der asymmetrischen Anordnung treten Torsionsschwingungen auf und durch den Abstand von Steifigkeitsmittelpunkt und Massenschwerpunkt entstehen zusätzliche Torsionsmomente, die auf die Wände verteilt werden müssen.

3.2 Aufrissgestaltung

Die Aufrissgestaltung hat ebenfalls einen großen Einfluss auf das Schwingungsverhalten eines Bauwerks. In **Tafel F.3.1** sind exemplarisch ungünstige und günstigere Konfigurationen von Aufrissen gegenübergestellt. Im Fall von hohen und schlanken Bauwerken sowie bei Massen in großer Höhe kommt es zu extremen Beanspruchungen der Gründungen. Horizontal versetzte Stützen führen zu großen Biegebeanspruchungen der Decken und bei Gebäuden mit Höhenversatz sollten auf Grund des unterschiedlichen Schwingungsverhaltens Fugen angeordnet werden. Zusätzlich sollten zwischen zwei Bauwerken eventuell vorhandene Verbindungen nicht starr ausgebildet werden, da es auf diese Weise zu schädigenden Interaktionen kommen kann.

Ein weiterer Aspekt der Aufrissgestaltung ist die Verteilung der Steifigkeit über die Höhe. Hier ist anzustreben, die Steifigkeit zur Vermeidung „weicher" Geschosse gleichmäßig über die Höhe zu verteilen (**Abb. F.3.3**). Besitzt ein Geschoss eine wesentlich geringere Horizontalsteifigkeit als die benachbarten Geschosse, so kann es zum vollständigen Geschossversagen kommen. Weiterhin kann es bei einem vertikalen Versatz von Deckenscheiben (**Tafel F.3.1**) zu großen Querkraftbeanspruchungen in den Aussteifungselementen kommen.

7541014/10787806875Biblio

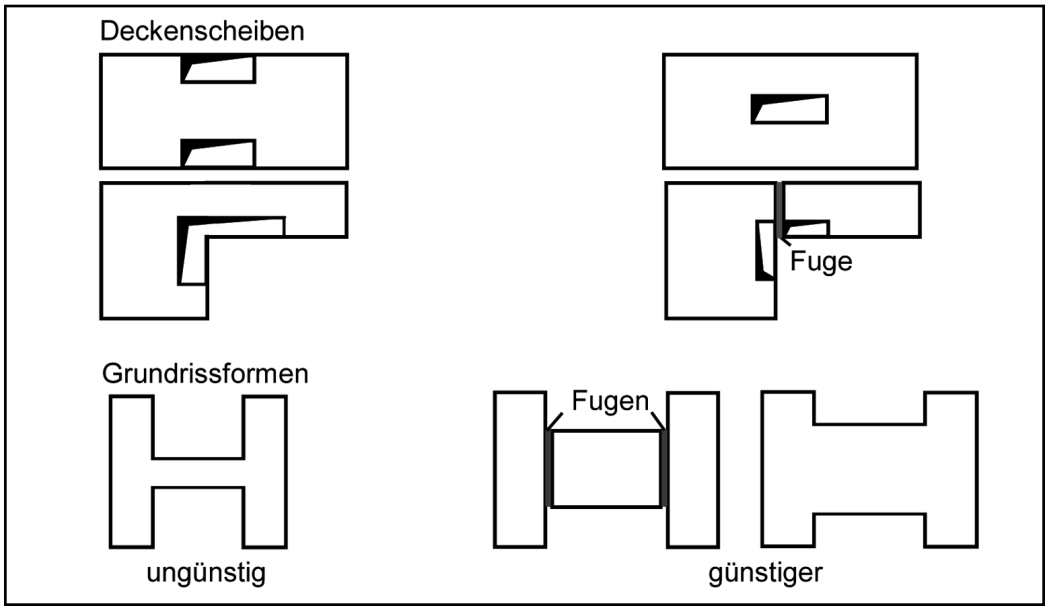


Abb. F.3.1 Gestaltung im Grundriss

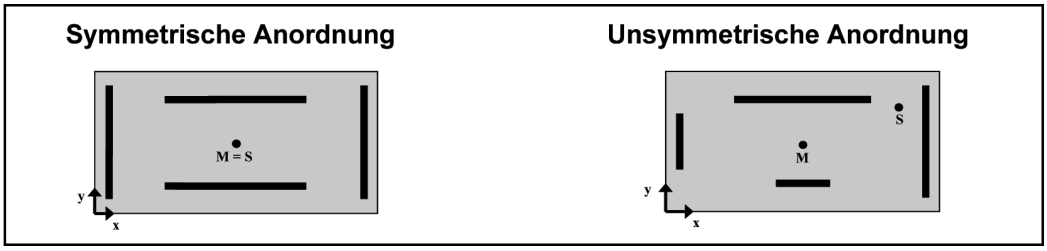


Abb. F.3.2 Beispiele für die Anordnung von Schubwänden

F

3.3 Gründungen

Gründungen sind so zu konzipieren, dass es zu einheitlichen Verschiebungen für das gesamte Bauwerk kommt. Als praktische Umsetzung bietet sich die Verbindung von Einzel- oder Streifenfundamenten durch Zerrbalken an, so dass Verschiebungsdifferenzen vermieden werden. Zusätzlich sollte bei der Gründung darauf geachtet werden, dass alle Gründungselemente eines Bauwerks auf Untergrund mit ähnlichen bodenmechanischen Eigenschaften gegründet werden. In Hanglagen ist die Gefahr von erdbebeninduzierten Hangrutschungen zu beachten.

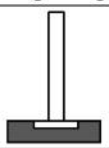
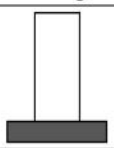
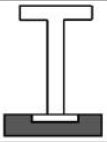
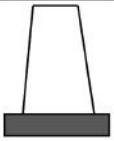
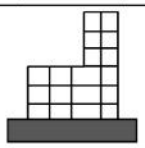
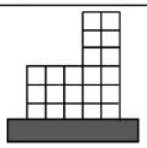
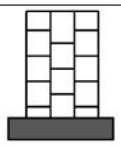
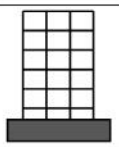
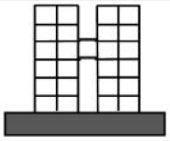
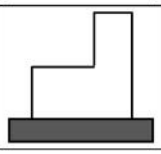
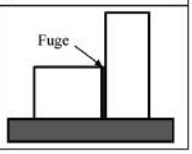
Wenn kein zusammenhängender Gründungskörper zu realisieren ist, dann sind bei der Erdbebenbemessung die zusätzlichen Beanspruchungen des Tragwerks aus möglichen Relativverschiebungen der Fundamente rechnerisch zu berücksichtigen. Hierbei sind die Bodenverschiebungen nach DIN EN 1998-1 (12.2010), Abschnitt 3.2.2.4 anzusetzen.

4 Berechnungsverfahren

Als Berechnungsverfahren sind in der DIN 4149 (04.2005) nur das vereinfachte und multimodale Antwortspektrenverfahren zugelassen. Diese Verfahren sind linear und berücksichtigen die Energiedissipation näherungsweise durch einen Verhaltensbeiwert q. In der DIN EN 1998-1 (12.2010) sind zusätzlich zu den genannten Verfahren auch statisch nichtlineare Verfahren sowie nichtlineare Zeitverlaufsberechnungen zugelassen. Die Anwendung der nichtlinearen Verfahren ist in DIN EN 1998-1 (12.2010), Abschnitt 4.3.3.4 näher beschrieben. Über die Erforderlichkeit nichtlinearer Verfahren für die Baupraxis kann gestritten werden. Einerseits sollte die Bereitstellung nichtlinearer Verfahren nicht dazu führen, dass schon für die Bemessung von Neubauten bereits sämtliche Reserven in Rechnung gestellt werden. Andererseits kann der Einsatz der Verfahren im Rahmen von baulichen Änderungen im Bestand hilfreich sein, um die realen Tragwerksreserven in Rechnung zu stellen.

7541014/10787806875Biblio

Tafel F.3.1 Gestaltungskriterien im Aufriss [Bachmann – 02]

	Ungünstig	Günstiger
Hohe schlanke Bauwerke		
Massen in großer Höhe		
Horizontal versetzte Stützen		
Vertikaler Versatz von Geschossdecken		
Verbindung von Gebäudeteilen		
Gebäude mit Höhendifferenzen		

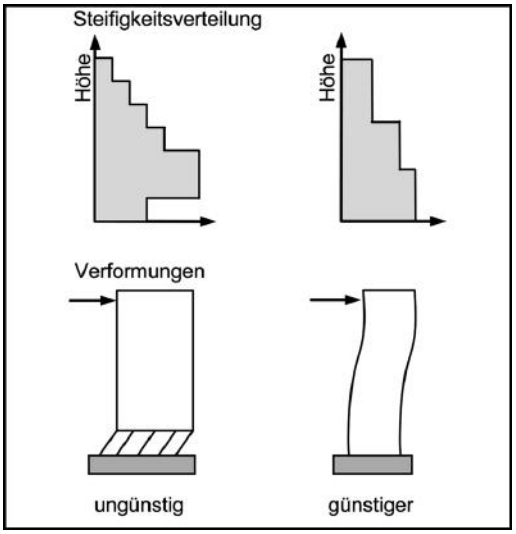


Abb. F.3.3 Steifigkeitsverteilung im Aufriss [Bachmann – 02]

Aber auch hier gibt es Grenzen der Anwendbarkeit, denn die Berücksichtigung der Nichtlinearitäten im Rechenmodell setzt voraus, dass die werkstofflichen und konstruktiven Gegebenheiten des Tragwerks im Rechenmodell ausreichend genau beschrieben werden können. Die Anwendung nichtlinearer Verfahren für den Mauerwerksbau setzt vertiefte Kenntnisse über das dynamische Verhalten voraus und sollte in keinem Falle durch Anwendung einer Software als „Black-Box“ eingesetzt werden.

Das Standard-Rechenverfahren der DIN EN 1998-1 (12.2010) ist aber wie gewohnt das multimodale Antwortspektrenverfahren, bei dem die maßgebenden durch das Erdbeben angeregten Frequenzen zur Berechnung der Kraft- und Verformungsgrößen des Tragwerks berücksichtigt werden.

Bei Erfüllung einer Reihe von den im Abschnitt 3 vorgestellten Merkmalen des erdbebengerechten Entwurfs kann alternativ das vereinfachte Antwortspektrenverfahren angewendet werden, bei dem nur die erste Grundschwingform berücksichtigt wird.

7541014/10787806875Biblio

Dafür sind folgende Bedingungen nach Abschnitt 4.3.3.2 der Norm zu erfüllen:

- der Aufriss muss die Regelmäßigkeitskriterien nach Abschnitt 4.2.3.3 der Norm erfüllen
- die Grundschwingzeit T_1, muss kleiner als $4 \cdot T_c$ sein, und darf maximal den Wert von 2,0 *s* annehmen. Hierbei ist T_c die Kontrolleigenperiode nach **Tafel F.2.3**.

Sind die genannten Kriterien nicht erfüllt, ist eine Berechnung nach dem multimodalen Antwortspektrenverfahren mit einem ebenen oder räumlichen Modell durchzuführen.

Es wird deutlich, dass der Aufwand für den Berechnungsingenieur bei Einhaltung der Regelmäßigkeitskriterien deutlich geringer ist. Damit kommt den Kriterien des erdbebengerechten Entwurfs (Abschnitt 3) eine größere Bedeutung zu, weshalb diese nach Möglichkeit schon in der Planungsphase durch den Architekten berücksichtigt werden sollten.

4.1 Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren

Nach dem vereinfachten Verfahren ergibt sich die resultierende Gesamterdbebenkraft F_b als Produkt der Ordinate des Bemessungsspektrums S_d (T_1) an der Stelle der Grundperiode *T*, mit der Gesamtmasse des Bauwerks *M*:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot M \cdot \lambda \qquad \text{(F.4.1)}$$

Der Faktor λ berücksichtigt die Tatsache, dass in Gebäuden mit mindestens drei Stockwerken und Verschiebungsfreiheitsgraden in jeder horizontalen Richtung die effektive modale Masse der Grundeigenform um etwa 15 % kleiner ist als die gesamte Gebäudemasse. Die Verteilung der Gesamterdbebenkraft auf das Tragwerk erfolgt affin zur ersten Eigenform oder vereinfacht höhen- und massenproportional über die Bauwerkshöhe. Die Einzelkräfte werden jeweils auf Höhe der Geschossdecken angesetzt. Die Bestimmungsgleichung der Geschosskräfte lautet:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i m_i}{\Sigma s_j m_j} \qquad \text{(F.4.2)}$$

Hierin sind m_i, m_j die Geschossmassen und s_i, s_j die zugehörigen Verschiebungen der Massen in der Grundschwingungsform. Bei der linearen Approximation der Grundschwingungsform entsprechen s_i, s_j den Höhen z_i, z_j der Massen m_i, m_j über dem Fundament. Anschaulich ist die Verteilung der Gesamterdbebenkraft in Abb. F.4.1 dargestellt.

Zur Bestimmung der Periode T_1 dürfen vereinfachte Beziehungen der Dynamik angewendet werden. So kann T_1 für Hochbauten mit einer Höhe von bis zu 40 m mit

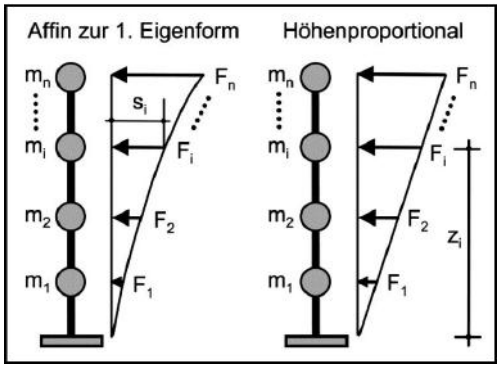


Abb. F.4.1 Verteilung der Gesamterdbebenkraft F_b über die Bauwerkshöhe

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \qquad \text{(F.4.3)}$$

abgeschätzt werden. Dabei ist H die Bauwerkshöhe in [m], und C_t ist Mauerwerksbauten mit 0,050 anzusetzen. Eine weitere Möglichkeit ist Berechnung der ersten Eigenperiode am Ersatzstab nach Rayleigh:

$$T_1 = \left(\frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^{n} F_i d_i / \sum_{i=1}^{n} m_i d_i^2} \right)^{-1} \qquad \text{(F.4.4)}$$

In der Berechnungsformel sind m_i die Geschossmassen auf der jeweiligen Höhe h_i, F_i die Erdbebenersatzkräfte auf der Höhe h_i und d_i die horizontalen Verschiebungen auf der Höhe h_i infolge der Erdbebenersatzkräfte F_i. Alternativ wird von Müller, Keintzel [Müller, Keintzel – 78] eine Berechnungsformel unter Berücksichtigung der elastischen Einspannung ebenfalls basierend auf dem Ersatzstabverfahren von Rayleigh angegeben:

$$T_1 = 1{,}5 \cdot \sqrt{\left(\frac{h}{3EI} + \frac{1}{C_k I_F} \right) \cdot \sum_{j=1}^{n} (G_j + P_j) \cdot z_j^2} \qquad \text{(F.4.5)}$$

mit:

h Bauwerkshöhe [m]
n Anzahl der Geschosse [–]
z_j Höhe der Geschossebene *j* [m]
E Elastizitätsmodul des Bauwerks [MN/m^2]
I Flächenträgheitsmoment Ersatzstab [m^4]
A Fläche der Fundamentsohle [m^2]
I_F Flächenträgheitsmoment Fundamentsohle [m^4]
G_j Eigengewicht auf Geschossebene *j* [MN]
P_j Anteilige Verkehrslasten auf Geschossebene *j* [MN]
C_k Dynamischer Kippbettungsmodul [MN/m^3]

$$C_k = \frac{E_{sdyn}}{0{,}25\sqrt{A}}$$

E_{sdyn} Dynamischer Kippbettungsmodul des Baugrunds [MN/m^2]

7541014/10787806875Biblio

4.2 Multimodales Antwortspektrenverfahren

Das multimodale Antwortspektrenverfahren ist allgemein anwendbar und die Norm sieht eine Anwendung auf ebene und räumliche Modelle vor. Bei räumlichen Modellen ist die Erdbebeneinwirkung entlang aller maßgebenden horizontalen Richtungen hinsichtlich der Grundrisskonfiguration und in den zugehörigen orthogonalen Achsen anzusetzen.

4.2.1 Anzahl der zu berücksichtigenden Eigenformen

Für die Erdebenbemessung sind die Beanspruchungsgrößen aus allen wesentlichen Schwingungsformen zu berechnen. Diese Bedingung ist erfüllt, wenn entweder die Summe der effektiven modalen Massen der berücksichtigten Schwingungsformen mindestens 90 % der Gesamtmasse des Tragwerks beträgt oder alle Schwingungsformen mit effektiven modalen Massen von mehr als 5 % der Gesamtmasse berücksichtigt werden. Diese Bedingungen sind bei räumlichen Modellen in jeder maßgebenden Richtung einzuhalten. Wenn keine dieser Bedingungen erfüllt werden kann, so sind mindestens k Eigenformen zu berücksichtigen:

$$k = 3 \cdot \sqrt{n} \quad \text{und} \quad T_k \leq 0{,}20\,s \tag{F.4.6}$$

Hierin sind n die Anzahl der Geschosse über dem Fundament oder der Oberkante eines starren Kellergeschosses und T_k die Schwingzeit der k-ten Eigenform.

4.2.2 Kombination der modalen Schnittgrößen

Die Kombination der modalen Schnittgrößen der einzelnen Schwingungsformen kann mittels quadratischer Überlagerung nach der SRSS-Regel („Square root of the sum of squares“) erfolgen, wenn alle Eigenformen als linear unabhängig betrachtet werden können. Diese Bedingung ist erfüllt, wenn die Bedingung $T_i \leq 0{,}9\ T_j$ erfüllt ist. Liegen die Schwingungsformen sehr nahe beieinander (z. B. bei räumlichen Systemen mit gekoppelten Torsions- und Translationseigenformen), muss an Stelle der SRSS-Regel die CQC-Methode („Complete quadratic combination“) verwendet werden. Diese Methoden der Überlagerung werden in der Regel von allen gängigen Programmsystemen unterstützt.

4.2.3 Kombination der Beanspruchungsgrößen der Erdbebenkomponenten

Das multimodale Antwortspektrenverfahren liefert bei Ansatz der entsprechenden Spektren die Beanspruchungsgrößen in den horizontalen Richtungen und der vertikalen Richtung. Die Beanspruchungsgrößen in den einzelnen Richtungen werden quadratisch mit der SRSS- bzw. CQC-Regel überlagert werden, um die maßgebenden Bemessungsschnittkräfte zu erhalten.

Die DIN EN 1998-1 (12.2010) gibt in Abschnitt 4.3.3.5.2 an, dass die Vertikalkomponente erst bei Beschleunigungen vom größer als $a_{vg} = 0{,}25 \cdot g$ zu berücksichtigen sind. Somit ist es für deutsche Erdbebengebiete ausreichend lediglich die horizontalen Erdbebenrichtungen zu überlagern. Der Ansatz der Vertikalkomponente des Bebens ist nur in bestimmten Fällen, wie z. B. bei Balken die Stützen tragen, erforderlich. In diesen Fällen ist es aber ausreichend Teilmodelle und deren Auswirkung auf das Gesamtsystem zu betrachten. Für die Überlagerung der Beanspruchungsgrößen E_{Edx} und E_{Edy} in Folge der horizontalen Bebeneinwirkungen gibt die Norm alternativ zu der konservativen quadratischen Überlagerung folgende Kombinationsregel an:

$$E_{Edx} \oplus 0{,}30 \cdot E_{Edy}$$
$$0{,}30 \cdot E_{Edx} \oplus E_{Edy} \tag{F.4.7}$$

Dabei muss jede einzelne Komponente in diesen Kombinationen mit dem für die betrachtete Beanspruchungsgröße ungünstigsten Vorzeichen angenommen werden.

4.3 Nichtlineare statische Verfahren

Nichtlinear-inelastische Untersuchungen unter monoton wachsenden Horizontallasten bei konstant gehaltenen Vertikallasten können als vereinfachter nichtlinearer Ansatz zur Beurteilung des Verhaltens seismisch beanspruchter Konstruktionen herangezogen werden. Sie erlauben eine genauere Abschätzung der inelastischen Strukturantwort als lineare statische Methoden, da sie Umlagerungseffekte infolge Nichtlinearitäten wie z. B. der Bildung von Fließgelenken berücksichtigen, vermeiden aber komplexe nichtlineare dynamische Zeitverlaufsberechnungen. International sind diese Verfahren heute in zahlreichen Normen und Richtlinien verankert: ATC-40 [ATC-40 – 96], FEMA 273 [FEMA 273 – 97], FEMA 356 [FEMA 356 – 00]. Auch die europäische Norm DIN EN 1998-1 (12.2010) sieht die Möglichkeit des rechnerischen Nachweises auf Basis nichtlinearer statischer Analysen vor.

4.3.1 Bauwerkskapazität

Grundlage nichtlinearer statischer Methoden ist die Ermittlung der „Bauwerkskapazität“. Sie drückt die Fähigkeit aus, der seismischen Beanspruchung standzuhalten und wird im Wesentlichen von der Festigkeit und dem Verformungsverhalten beeinflusst. Beschreiben lässt sich die Kapazität mittels einer inelastischen statischen Last-Verformungskurve unter monoton wachsender Horizontallast bei konstant gehaltenen Vertikallasten (**Abb. F.4.2**). Eine solche

7541014/10787806875Biblio

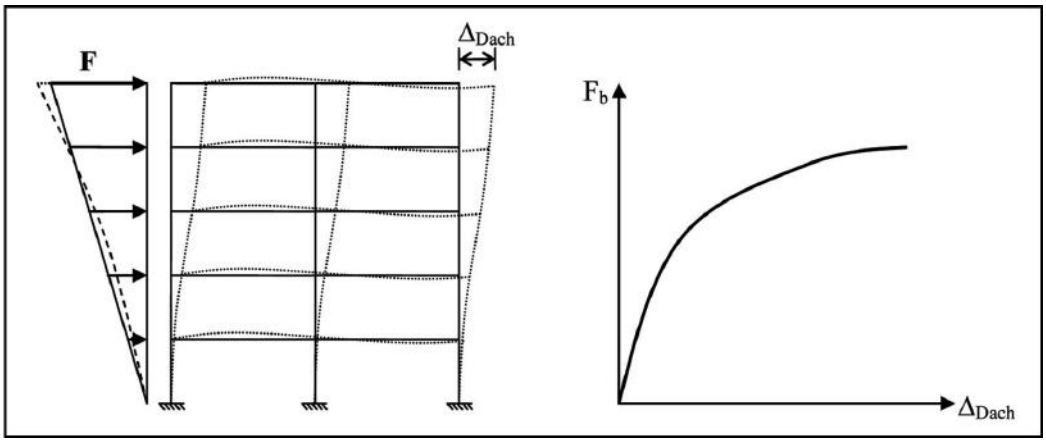


Abb. F.4.2 Ermittlung der (Pushover-Kurve)

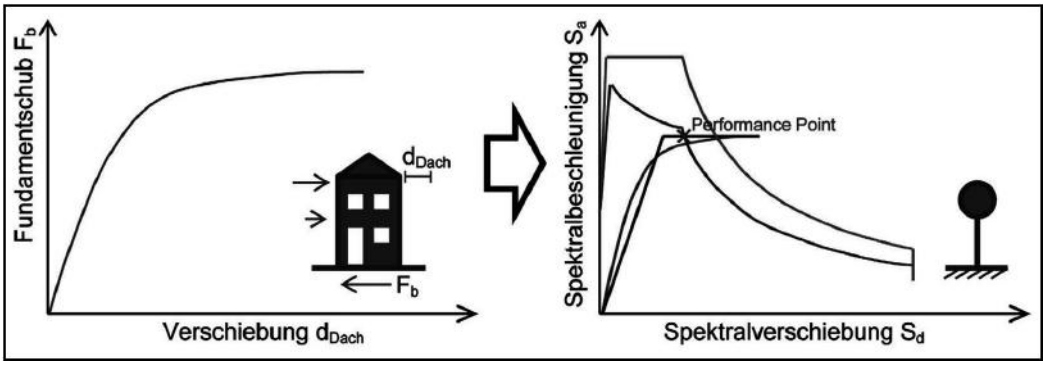


Abb. F.4.3 Überlagerung von Antwortspektrum und Kapazitätsspektrum

Untersuchung wird auch als „Pushover"-Analyse bezeichnet und die Last-Verformungsbeziehung als Kapazitäts- bzw. „Pushover-Kurve".

Die übliche Form dieser Kurve stellt die Dachverschiebung Δ_{Dach} als Funktion des resultierenden Fundamentschubs F_b dar. Die Bestimmung der Pushover-Kurve erfolgt durch monotone Steigerung der horizontal wirkenden Stockwerkskräfte, die aus dem Produkt der jeweiligen Stockwerksmassen mit den Ordinaten der gewählten Verformungsfigur berechnet werden.

Die daraus resultierenden Verschiebungen werden unter Berücksichtigung der Effekte aus Theorie II. Ordnung ermittelt. In der Regel ist als Verformungsfigur die erste Eigenform zu verwenden, die unter Berücksichtigung reduzierter Systemsteifigkeiten durch Schädigungseffekte zu bestimmen ist. Einfachheitshalber werden aber auch dreieckförmige, d. h. höhenproportionale Kräfteverteilungen verwendet [DIN EN 1998 – 10]. In diesem Fall sollte aber wenigstens eine weitere Untersuchung durchgeführt werden, und zwar mit einer gleichförmigen (rechteckförmigen) Verteilung, damit sowohl das Verhalten im Ausgangs- als auch im Versagenszustand berücksichtigt wird.

4.3.2 Verformungsbasierter Nachweis

Für den verformungsbasierten Nachweis wird die Last-Verformungskurve in der Regel zunächst durch eine bilineare Kurve approximiert und anschließend in das Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungs-Diagramm transformiert (**Abb. F.4.3**).

Die Transformation erfolgt mit dem modalen Anteilsfaktor (Transformationsbeiwert) Γ, der mit der Massenmatrix $\underline{M}$, dem auf den Kontrollpunkt normierten Modalvektor $\underline{\phi}$ der ersten Eigenform und dem Vektor $\underline{r}$ berechnet wird, welcher die Verschiebung der wesentlichen Freiheitsgrade bei einer Einheitsverschiebung des Fußpunktes in der betrachteten Richtung angibt. Bei üblichen Hochbauten entspricht er dem Einsvektor $\underline{1}$. Aufgrund der Diagonalstruktur der Massenmatrix kann die matrizielle Formulierung mit den Geschossmassen m_i und den Komponenten

7541014/10787806875Biblio

des Modalvektors ϕ_i in eine vereinfachte Summationsform überführt werden:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad \text{(F.4.8)}$$

Die Masse m^* des äquivalenten Einmassenschwingers bestimmt sich hierbei zu:

$$m^* = \sum m_i \phi_i \quad \text{(F.4.9)}$$

Mit dem modalen Anteilsfaktor Γ und der Masse m^*, deren Produkt der effektiven modalen Masse entspricht, kann jeder Punkt der in der Regel auf einen Kontrollpunkt auf Dachgeschossebene bezogenen Pushover-Kurve in das Spektralverschiebungs-Spektralbeschleunigungs Diagramm transformiert werden. Wird angenommen, dass der Modalvektor auf den Kontrollpunkt normiert ist ($\phi_{Dach} = 1$), vereinfacht sich die Transformation zu:

$$S_a = \frac{F_b}{\Gamma \cdot m^*} \quad \text{(F.4.10)}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{Dach}}{\Gamma \cdot \phi_{Dach}} = \frac{\Delta_{Dach}}{\Gamma} \quad \text{(F.4.11)}$$

Zur grafischen Ermittlung der maximalen Verschiebung (Zielverschiebung) unter Erdbebenbeanspruchung wird die Bauwerkskapazität im Spektralverschiebungs-Spektralbeschleunigungs Diagramm mit einem inelastischen Spektrum oder einem gedämpften Antwortspektrum überlagert. Existiert ein Schnittpunkt („Performance Point") ist der Nachweis der Standsicherheit erfüllt. Der „Performance Point" gibt die maximale Verschiebung des äquivalenten Einmassenschwingers an, aus der durch Rücktransformation die maximale Verschiebung des Kontrollpunktes unter der gegebenen Erdbebenbelastung ermittelt werden kann. Weitergehende Erläuterungen mit Berechnungsbeispielen zu den nichtlinearen statischen Verfahren finden sich in folgenden Publikationen: [Meskouris u.a – 11], [Norda, Butenweg – 11].

4.3.3 Normative Randbedingungen nach DIN EN 1998-1/NA (01.2011)

In DIN EN 1998-1/NA (01.2011), Abschnitt 9.4 (6) wurde die Möglichkeit geschaffen, nichtlineare Berechnungen mit Lastumlagerungseffekten unter Verwendung elastisch-ideal plastischer Lastverformungskurven der Einzelwände durchführen zu können. Hierbei darf die Tragwerksmodellierung nach DIN EN 1996-1-1 (12.2010) erfolgen. Zur Definition der Last-Verformungskurven sind für Biege- und Schubversagen folgende maximale Verformungskapazitäten angegeben:

- Biegeversagen: $0{,}006 \cdot H_0/L \cdot H$
- Schubversagen: $0{,}004 \cdot H$, wenn bei der Bemessungssituation infolge Erdbeben die mittlere Normalspannung 15 % der charakteristischen Mauerwerkdruckfestigkeit f_k nach DIN EN 1996-1-1 (12.2010) oder allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung nicht überschreitet. In allen anderen Fällen ist die Verformung für Schubversagen mit höchstens $0{,}003 \cdot H$ anzusetzen.

Hierbei sind H die Stockwerkshöhe, L die Wandlänge und H_0 der Abstand zwischen dem Querschnitt, in dem die Biegekapazität erreicht wird, und dem Wendepunkt, jeweils in [m]. Die Verformungswerte dürfen für eingefasstes Mauerwerk um den Faktor 2 vergrößert werden. Die Traglasten der Einzelwände können nach DIN EN 1996-1-1 (12.2010) berechnet werden.

4.4 Nichtlineare Zeitverlaufsberechnungen

Nichtlineare Zeitverlaufsberechnungen stellen die mit Abstand aufwändigste Form der Erdbebenanalyse dar und sollten deshalb nur in begründeten Ausnahmefällen von erfahrenen Berechnungsingenieuren eingesetzt werden. Bei Zeitverlaufsberechnungen wird die seismische Belastung durch Zeitverläufe der Bodenbeschleunigung, der Bodengeschwindigkeiten oder Bodenverschiebungen beschrieben. Als Zeitverläufe können nach Abschnitt 3.2.3.1 der DIN EN 1998-1 (12.2010) entweder künstliche oder aufgezeichnete Zeitverläufe für die Berechnungen verwendet werden.

Zeitverlaufsberechnungen liefern für verschiedene Eingangszeitverläufe streuende Beanspruchungsgrößen. Aus diesem Grunde sind immer mehrere Zeitverlaufsberechnungen durchzuführen, aus denen die Maximalwerte der Beanspruchungen zu ermitteln sind. Werden mindestens 7 Zeitverläufe durchgeführt, so können die Mittelwerte der Beanspruchungen für die Bemessung verwendet werden.

Die Modelle der tragenden Bauteile müssen das nichtlineare dynamische Werkstoffverhalten ausreichend genau abbilden, so dass die Energiedissipation und die das nichtlineare Verformungsverhalten der seismischen Bemessungssituation ausreichend genau wiedergegeben werden. Zusätzlich muss das verwendete Tragwerksmodell das dynamische Verhalten des Gesamtbauwerks gut wiedergeben. Diese Bedingungen sind bei der Modellierung von Mauerwerksbauten zurzeit nicht erfüllbar, weshalb nichtlineare Zeitverlaufsberechnungen als Berechnungsverfahren für Mauerwerksbauten in der Praxis nicht angewendet werden sollten.

5 Berücksichtigung von Torsionswirkungen

Die Berücksichtigung von Torsionswirkungen ist in der DIN EN 1998-1 (12.2010) abhängig von dem gewählten Rechenverfahren und den Regelmäßig-

7541014/10787806875Biblio

keitskriterien des Tragwerks an verschiedenen Stellen geregelt. Durch die Verteilung der Torsionsregelungen auf verschiedene Normkapitel leidet die Übersichtlichkeit, weshalb im Folgenden die Regelungen komprimiert wiedergegeben werden.

5.1 Ansatz zufälliger Torsionswirkungen

Um Unsicherheiten bezüglich der Lage von Massen und der räumlichen Veränderlichkeit der Erdbebenbewegung abzudecken, muss der berechnete Massenmittelpunkt von jedem Geschoss i um eine zufällige Ausmittigkeit e_{ai} aus seiner planmäßigen Lage in beiden Richtungen verschoben werden:

$$e_{ai} = \pm\ 0{,}05 \cdot L_i \qquad \text{(F.5.1)}$$

wobei e_{ai} die zufällige Ausmittigkeit der Geschossmasse i von ihrer planmäßigen Lage ist, die für alle Geschosse in gleicher Richtung anzusetzen ist, und L_i die Geschossabmessung senkrecht zur Richtung der Erdbebeneinwirkung.

5.2 Torsionswirkungen im vereinfachten Antwortspektrenverfahren

Bei einer symmetrischen Verteilung von horizontaler Steifigkeit und Masse im Grundriss können die zufälligen Torsionswirkungen vereinfacht durch eine Erhöhung der Beanspruchungen in den lastabtragenden Bauteilen mit dem Faktor δ berücksichtigt werden:

$$\delta = 1 + 0{,}6 \cdot \frac{x}{L_e} \qquad \text{(F.5.2)}$$

wobei x der Abstand des betrachteten Bauteils vom Massenmittelpunkt des Gebäudes im Grundriss, gemessen senkrecht zur Richtung der betrachteten Erdbebenwirkung, und L_e der Abstand zwischen den beiden äußersten Bauteilen, die horizontale Lasten abtragen, gemessen senkrecht zur Richtung der betrachteten Erdbebenwirkung ist. Wenn die Berechnung nach dem vereinfachten Antwortspektrenverfahren unter Verwendung von zwei ebenen Modellen durchgeführt wird, jeweils von einem für jede horizontale Hauptrichtung, dürfen Torsionswirkungen durch Verdopplung der zufälligen Ausmittigkeit e_{ai} nach F.5.1 berücksichtigt werden. Alternativ kann die Berücksichtigung durch den Faktor δ nach F.5.2 erfolgen, wobei in der Gleichung der Faktor 0,6 auf 1,2 zu erhöhen ist.

Die Anwendung von ebenen Modellen ist in DIN EN 1998-1 (12.2010), Abschnitt 4.3.3.1 (7) an bestimmte Bedingungen geknüpft, die zu überprüfen sind. Hierbei ist generell zwischen Bauwerken mit regelmäßigen und unregelmäßigen Grundrissen zu unterscheiden.

5.2.1 Regelmäßige Grundrisse

Nach DIN EN 1998-1 (12.2010), Abschnitt 4.3.3.1 (7) können ebene Modelle angewendet werden, wenn die Kriterien für die Regelmäßigkeit im Grundriss erfüllt sind. Diese Kriterien sind im Normabschnitt 4.2.3.2 zusammengestellt. Neben allgemeinen Kriterien sind für jedes Geschoss und in jede Berechnungsrichtung i folgende rechnerische Überprüfungen erforderlich:

$$e_{oi} \leq 0{,}30 \cdot r_i \quad \text{und} \quad r_i \geq l_s \qquad \text{(F.5.3)}$$

Wobei e_{oi} der Abstand zwischen Steifigkeitsmittelpunkt und dem Massenmittelpunkt, gemessen senkrecht zur betrachteten Berechnungsrichtung, und r_i die Quadratwurzel des Verhältnisses zwischen der Torsionssteifigkeit und der Horizontalsteifigkeit senkrecht zur betrachteten Richtung („Torsionsradius“) ist. l_s ist der „Trägheitsradius“, der dem Quotienten aus dem Massenträgheitsmoment des Geschosses für Drehungen um die vertikale Achse durch seinen Massenschwerpunkt und der Geschossmasse entspricht. Für einen Rechteckquerschnitt mit den Abmessungen L und B kann der Trägheitsradius wie folgt berechnet werden:

$$l_s^2 = (L^2 + B^2)/12 \qquad \text{(F.5.4)}$$

5.2.2 Unregelmäßige Grundrisse

Auch wenn die Kriterien für die Regelmäßigkeit im Grundriss nach DIN EN 1998-1 (12.2010), Abschnitt 4.2.3.2 nicht erfüllt sind, kann die Berechnung an zwei ebenen Modellen erfolgen, wenn die nachfolgend aufgeführten besonderen Regelmäßigkeitsbedingungen erfüllt werden:

a) Das Bauwerk weist gut verteilte und relativ starre Fassadenteile und Trennwände auf.

b) Die Höhe des Bauwerks darf 10 m nicht überschreiten.

c) Die Steifigkeit der Decken in ihrer Ebene muss im Vergleich zur horizontalen Steifigkeit der vertikalen tragenden Bauteile ausreichend groß sein, so dass eine starre Deckenwirkung angenommen werden kann.

d) Die Mittelpunkte der horizontalen Steifigkeit und der Masse müssen jeweils näherungsweise auf einer vertikalen Geraden liegen, und es werden in den beiden horizontalen Berechnungsrichtungen die Bedingungen $r_x^2 > l_s^2 + e_{0x}^2$, $r_y^2 > l_s^2 + e_{0y}^2$ erfüllt.

Wenn alle Bedingungen bis auf die letzte eingehalten werden, kann trotzdem eine Betrachtung an zwei ebenen Modellen erfolgen, jedoch sind dann die Beanspruchungsgrößen mit dem Faktor 1,25 zu multiplizieren. Wenn mehrere Kriterien verletzt werden, so ist eine räumliche Berechnung durchzuführen.

7541014/10787806875Biblio

5.2.3 Ansatz von Torsionswirkungen in räumlichen Tragwerksmodellen

Liegt der Berechnung ein räumliches Modell zugrunde, so dürfen die zufälligen Torsionswirkungen als Umhüllende der Beanspruchungsgrößen durch zusätzliche statische Lastfälle berücksichtigt werden. Die Lastfälle bestehen aus Gruppen von Torsionsmomenten M_{ai}, die um die vertikale Achse eines jeden Geschosses *i* zu ermitteln sind:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \qquad \text{(F.5.5)}$$

Hierbei sind M_{ai} das Torsionsmoment, wirkend auf das Geschoss *i* um seine vertikale Achse durch den Massenschwerpunkt, e_{ai} die zufällige Ausmittigkeit nach F.5.1 für alle maßgebenden Richtungen und F_i die Horizontalkraft des Geschosses *i*.

5.4 Vergleich mit DIN 4149

Die Torsionsregelungen in der DIN 4149 (04.2005) entsprechen weitestgehend den Regelungen der DIN EN 1998-1 (12.2010). Jedoch bietet die DIN 4149 (04.2005) noch eine weitere alternative Berechnungsmöglichkeit an, die einen genaueren Torsionsansatz darstellt, der auch für Gebäudehöhen von mehr als 10 m angewendet werden kann. Dieser Ansatz ist auch in den vereinfachten Auslegungsregeln im informativen Anhang des Nationalen Anwendungsdokuments DIN EN 1998-1/NA (01.2011) zu finden, und kann somit für Bauwerke in deutschen Erdbebengebieten angewendet werden. Die Anwendung alternativer Torsionsberechnungen ist zudem nach DIN EN 1998-1 (12.2010), Abschnitt 4.3.3.2.4 zugelassen, so dass die Anwendung des genaueren Rechenansatzes normkonform ist. Die genauere Torsionsberechnung kann angewendet werden, wenn die Steifigkeitsmittelpunkte und Massenschwerpunkte der einzelnen Geschosse näherungsweise auf einer vertikalen Geraden liegen und in jeder der beiden Berechnungsrichtungen die Bedingung $r^2 > l_s^2 + e_0^2$ eingehalten ist. Mit r^2 wird das Quadrat des „Torsionsradius“ bezeichnet, das dem Verhältnis zwischen der Torsions- und der Horizontalsteifigkeit des Geschosses in der betrachteten Berechnungsrichtung entspricht:

$$r_i^2 = \frac{k_T}{k_j} = \frac{\sum_{i=1}^{n} k_i \cdot r_i^2 + \sum_{j=1}^{l} k_j \cdot r_j^2}{\sum_{i=1}^{n} k_j} \qquad \text{(F.5.6)}$$

$$r_j^2 = \frac{k_T}{k_i} = \frac{\sum_{i=1}^{n} k_i \cdot r_i^2 + \sum_{j=1}^{l} k_j \cdot r_j^2}{\sum_{i=1}^{n} k_j}$$

mit:

h	Bauwerkshöhe
k_i, k_j	Steifigkeiten der Elemente parallel und senkrecht zur Erdbebenrichtung
k_T	Torsionssteifigkeit des betrachteten Geschosses
r_i, r_j	Abstände der Aussteifungselemente zum Steifigkeitsmittelpunkt

In dem Ansatz wird die Torsionswirkung in jeder Richtung unter Berücksichtigung der tatsächlichen Exzentrizität e_0, der zusätzlichen Exzentrizität e_2 (dynamische Wirkung von gleichzeitigen Translations- und Torsionsschwingungen) und der zufälligen Exzentrizität e_1 angesetzt. Hierbei ergibt sich die zusätzliche Exzentrizität e_2 als Minimum aus den folgenden Berechnungsformeln:

$$e_2 = 0{,}1 \cdot (L + B) \cdot \sqrt{\frac{10 \cdot e_0}{L}} \le 0{,}1 \cdot (L + B) \qquad \text{(F.5.7)}$$

Bei Vorhandensein einer guten Torsionsaussteifung kann e_2 auch wie folgt bestimmt werden:

$$e_2 = \frac{1}{2e_0} \left[l_s^2 - e_0^2 - r^2 \right] + \frac{1}{2e_0} \sqrt{(l_s^2 + e_0^2 - r^2)^2 + 4 \cdot e_0^2 \cdot r^2} \qquad \text{(F.5.8)}$$

Mit den Exzentrizitäten e_0, e_1 und e_2 sind je Geschoss die Exzentrizitäten e_{min} und e_{max} zu bestimmen (**Abb. F.5.1**):

$$e_{max} = e_0 + e_1 + e_2$$
$$e_{min} = 0{,}5\, e_0 - e_1 \qquad \text{(F.5.9)}$$

Mit den Exzentrizitäten e_{min} und e_{max} können für ein Tragwerk mit in Erdbebenrichtung liegenden Aussteifungselementen (Index i) und senkrecht dazu liegenden Aussteifungselementen (Index j) die resultierenden Wandkräfte bestimmt werden. Dazu wird für jedes Aussteifungselement eines Geschosses eine Verteilungszahl bestimmt, die einen prozentualen Anteil der insgesamt vom Geschoss aufzunehmenden horizontalen Erdbebenersatzlast F; darstellt. Die Verteilungszahlen für die Aussteifungselemente in die Richtungen parallel und senkrecht zur Belastungsrichtung ergeben sich zu:

$$s_i = \frac{k_i}{k} \left(2 \pm \frac{k \cdot r_i \cdot e}{k_T} \right) \qquad s_j = \frac{k_j \cdot r_j \cdot e}{k_T} \qquad \text{(F.5.10)}$$

Das Vorzeichen in dem Klammerausdruck ist positiv anzusetzen, wenn Wandposition und Lastangriffspunkt auf der gleichen Seite des Steifigkeitsmittelpunktes liegen. Im anderen Fall ist das negative Vorzeichen zu wählen. Für die Variable *e* sind e_{max} oder

7541014/10787806875Biblio

e_{min} so einzusetzen, dass sich für jedes Aussteifungselement die maßgebenden Verteilungszahlen ergeben. Die zufälligen Exzentrizitäten sind auch im Rahmen des genauen Ansatzes durch die Berücksichtigung zusätzlicher Torsionsmomente in allen Geschossen zu erfassen:

$$M_i = e_{1i} \cdot F_i \qquad \text{(F.5.11)}$$

Dabei ist e_{1i} die zufällige Exzentrizität der Geschossmasse *i* gegenüber ihrer planmäßigen Lage, die für alle Geschosse in der gleichen Richtung anzusetzen ist:

$$e_{1i} = \pm\ 0{,}05 \cdot L_i \qquad \text{(F.5.12)}$$

Hierbei ist L_i die Geschossabmessung senkrecht zur Richtung der Erdbebeneinwirkung.

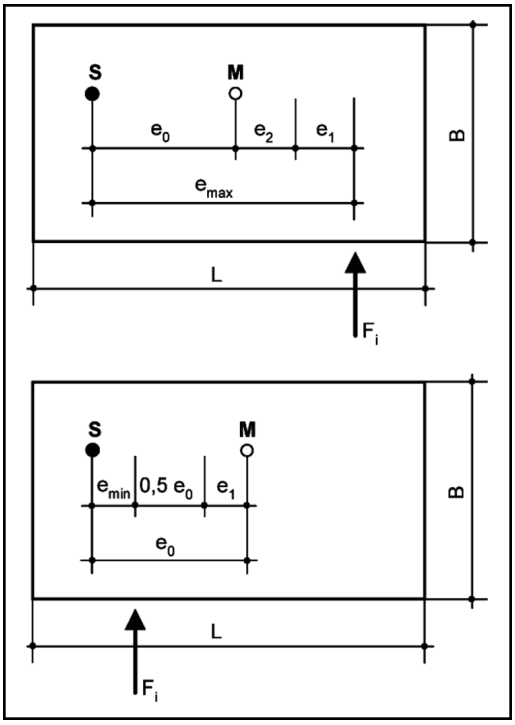


Abb. F.5.1 Ansatz der Exzentrizitäten

Die genauere Torsionsberechnung führt in der Regel zu geringeren Torsionsbeanspruchungen und stellt rechnerisch keinen wesentlichen Mehraufwand dar, da auch für die vereinfachten Torsionsansätze zur Überprüfung der Regelmäßigkeitskriterien die Exzentrizitäten, die Torsionsradien und die Trägheitsradien der einzelnen Geschosse aufwendig bestimmt werden müssen. Insgesamt stellt die geschossweise Bestimmung der Exzentrizitäten sowie der Torsions- und Trägheitsradien für Handrechnungen einen großen Aufwand dar, so dass weder der vereinfachte noch der genauere Torsionsansatz bei korrekter Anwendung schnell und einfach anwendbar sind. Deshalb ist hier eine Programmunterstützung erforderlich. Hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit ist dem genaueren Torsionsansatz Vorzug zu geben, da dieser die Torsionswirkungen realitätsnäher erfasst.

6 Nachweis der Standsicherheit

Der Nachweis der Standsicherheit nach DIN EN 1998-1 (12.2010) umfasst folgende Einzelnachweise:

- Tragfähigkeit
- Duktilität
- Gleichgewicht
- Horizontale Scheiben
- Gründungen
- Fugen

Diese Nachweise können bei Einhaltung bestimmter Konstruktionsmerkmale und Randbedingungen ganz oder teilweise entfallen.

6.1 Vereinfachter Nachweis

Die Nachweise der Standsicherheit für Hochbauten der Bedeutungskategorien I bis III können vollständig entfallen, wenn folgende Bedingungen erfüllt sind:

- Die mit einem Verhaltensbeiwert, der dem für Tragwerke mit niedriger Dissipation entspricht, ermittelte horizontale Gesamterdbebenkraft ist kleiner als die Horizontalkraft, die sich aus anderen ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen ergibt (z. B. Wind in Kombination mit ständigen Lasten und Verkehrslasten).
- Die wesentlichen Kriterien des erdbebengerechten Entwurfs nach DIN EN 1998-1 (12.2010) sind erfüllt.

Weiterhin kann nach dem DIN EN 1998-1 (12.2010) auf einen rechnerischen Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Wohn- und ähnlichen Gebäuden verzichtet werden, wenn die folgenden Bedingungen eingehalten sind:

- Die Anzahl der Vollgeschosse überschreitet nicht die Werte nach Tafel F.6.1.
- Die Kriterien des erdbebengerechten Entwurfs sind erfüllt.
- Für Mauerwerksbauten sind die Regeln nach DIN EN 1998-1 (12.2010), Abschnitt 9.7 unter Berücksichtigung der Regelungen des NAD eingehalten.
- Das Bauwerk verfügt über einen als steifen Kasten ausgebildeten Keller.

7541014/10787806875Biblio



Abb. F.6.1 Wandversagen aus der Ebene heraus, Albstadt Erdbeben, 1978 (Foto: Peter Doll)

Tafel F.6.1 Maximale Anzahl von Vollgeschossen für Bauwerke ohne rechnerischen Standsicherheitsnachweis

Erdbeben-zone	Bedeutungs-kategorie	Maximale Anzahl von Vollgeschossen
1	I bis III	4
2	I bis II	3
3	I bis II	2

Der rechnerische Nachweis von Mauerwerksbauten kann somit durch einen vereinfachten Nachweis ersetzt werden, wenn die Anforderungen nach DIN EN 1998-1 (12.2010), Abschnitt 9.7 erfüllt werden. Die in diesen Abschnitten formulierten Anforderungen sind vergleichbar mit dem Vorgehen in DIN 4149 (04.2005), jedoch haben sich einige Tabellen zu den Mindestanforderungen geändert. Die Anforderungen an die Mindestwandlängen sowie die Schlankheitskriterien wurden in der Tabelle NA.10 (**Tafel F.6.2**) des Nationalen Anwendungsdokuments DIN EN 1998-1/NA (01.2011) neu festgelegt.

Diese Mindestanforderungen dienen im Wesentlichen dazu ein Versagen senkrecht zur Wandebene infolge horizontaler Erdbebenbeanspruchung zu verhindern. Die vereinfachten Schlankheitskriterien ersetzen rechnerische Nachweise und beruhen auf Erfahrungswerten, weshalb sie als Näherungswerte zu verstehen sind. Unabhängig von der Einhaltung der Kriterien sollte ein Versagen aus der Wandebene heraus durch konstruktive Maßnahmen wie durch die Anordnung von Querwänden oder Pfeilervorlagen sowie durch die Anordnung von Ringankern verhindert werden. Dieser Versagensfall trat auch beim Albstadt-Erdbeben im Jahre 1978 auf, wie die **Abb. F.6.1** zeigt.

Tafel F.6.2 Mindestanforderungen an Schubwände, DIN EN 1998-1/NA (01.2011), Tabelle NA.10

Erdbeben-zone	h_{ef}/t_{ef}	t_{ef} [mm]	l/h
1	nach DIN EN 1996-1-1 (12.2010)		$\geq 0{,}27$
2	≤ 18	≥ 150[a]	$\geq 0{,}27$
3	≤ 15	≥ 175	$\geq 0{,}27$
h_{ef} Knicklänge nach DIN EN 1996-1-1 (12.2010) t_{ef} Wanddicke l Wandlänge			
[a] Wände der Wanddicke ≥ 115 mm dürfen zusätzlich berücksichtigt werden, wenn $h_{ef}/t_{ef} \leq 15$ ist.			

Zudem wurden die erforderlichen Schubwandquerschnittsflächen durch einen weiteren Korrekturfaktor und zusätzliche Bedingungen ergänzt. Das Ergebnis ist die Tabelle NA.12 des Nationalen Anwendungsdokuments DIN EN 1998-1/NA (01.2011). Aus **Tafel F.6.3** ist ersichtlich, dass die prozentuale Bestimmung der Mindestquerschnittsflächen der Schubwände je Gebäuderichtung von der Anzahl der Vollgeschosse, der Steinfestigkeitsklasse, dem Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g, dem Untergrundparameter S sowie dem Bedeutungsbeiwert γ_I abhängig ist. Die Einhaltung der konstruktiven Regeln ist einfach durchzuführen und sollte, wenn möglich, dem rechnerischen Nachweis vorgezogen werden. Es ist zu ergänzen, dass dieser vereinfachte Nachweis auf Erfahrungswerten basiert und deshalb in vielen Fällen erbracht werden kann, in denen ein linearer rechnerischer Nachweis auf Grund der konservativen Vorgaben für den Verhaltensbeiwert q nicht mehr geführt werden kann.

7541014/10787806875Biblio

Tafel F.6.3 Mindestanforderungen an die auf die Geschossgrundrissfläche bezogene Querschnittsfläche von Schubwänden[c), d)] DIN EN 1998-1/NA (01.2011), NA.12

Anzahl der Vollgeschosse	$a_{gR} \cdot S \cdot \gamma_I \leq 0{,}6 \cdot k^a \cdot k_r^e$			$a_{gR} \cdot S \cdot \gamma_I \leq 0{,}9 \cdot k^a \cdot k_r^e$			$a_{gR} \cdot S \cdot \gamma_I \leq 1{,}2 \cdot k^a \cdot k_r^e$		
	Steindruckfestigkeitsklasse nach DIN 1053-1 (11.1996)[b]								
	4	6	≥ 12	4	6	≥ 12	4	6	≥ 12
1	0,02	0,02	0,02	0,03	0,025	0,02	0,04	0,03	0,02
2	0,035	0,03	0,02	0,055	0,045	0,03	0,08	0,05	0,04
3	0,065	0,04	0,03	0,08	0,065	0,05	Kein vereinfachter Nachweis zulässig (KvNz)		
4	KvNz	0,05	0,04	KvNz					

[a] Für Gebäude, bei denen mindestens 70 % der betrachteten Schubwände in einer Richtung länger als 2 m sind, beträgt der Beiwert $k = 1 + (l_a - 2)/4 \leq 2$. Dabei ist l_a die mittlere Wandlänge der betrachteten Schubwände in m. In allen anderen Fällen $k = 1$. Der Wert γ_1 wird nach Tabelle NA.6 bestimmt.

[b] Bei Verwendung unterschiedlicher Steinfestigkeitsklassen, z. B. für Innen- und Außenwände, sind die Anforderungswerte im Verhältnis der Steifigkeitsanteile derjeweiligen Steinfestigkeitsklasse zu wichten.

[c] Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

[d] Die Verwendung der Steinfestigkeitsklasse 2 für Außenwände ist zulässig, wenn in jeder Richtung wenigstens 50 % der erforderlichen Wandquerschnittsfläche der Schubwände aus Mauerwerk der Festigkeitsklasse 4 oder höher bestehen. Die Gesamtquerschnittsfläche der Schubwände muss dann die in Tabelle NA11 für die Steinfestigkeitsklasse 4 geltenden Werte einhalten.

[e] Für Reihenhäuser mit Abmessungen von $B \leq 7$ m und $L \leq 12$ m und mindestens zwei parallelen Wänden in zwei orthogonalen Richtungen, wobei die Länge jeder dieser Wände mindestens 40 % der Bauwerkslänge in der betrachteten Richtung sein muss, kann k_r mit 1,25 angesetzt werden. In allen anderen Fällen beträgt k_r = 1,0.

6.2 Tragfähigkeit

Die Ermittlung des Bemessungswertes der Beanspruchungen E_{dAE} erfolgt nach den Kombinationsregeln der DIN EN 1990 (12.2010) für die Bemessungssituation Erdbeben:

$$E_{dAE} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \gamma_1 A_{ED} \oplus \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

mit:

- $\oplus$ „in Kombination mit“
- $G_{k,j}$ Charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung j
- A_{Ed} Bemessungswert der Erdbebeneinwirkung
- P_k Charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung
- $\Psi_{2,i}$ Kombinationsbeiwert für die veränderliche Einwirkung i
- P_K Vorspannung
- γ_1 Wichtungsfaktor für Erdbeben nach DIN EN 1990 (12.2010), ($\gamma_1 = 1{,}0$)

Der Bemessungswert der Erdbebeneinwirkung A_{Ed} wird unter Berücksichtigung aller ständig wirkenden Vertikallasten ermittelt:

$$A_{Ed} = \Sigma G_{kj} \oplus \Sigma \Psi_{Ei} Q_{ki} = \Sigma G_{kj} \oplus \Sigma \varphi \psi_{2i} Q_{ki} \qquad \text{(F.6.2)}$$

Darin sind φ nach DIN EN 1998-1/NA (0.1.2011), Tabelle NA.5 und der Kombinationsbeiwert Ψ_{2i} nach DIN EN 1990 (12.2010) anzusetzen. Abweichend von dieser Norm ist der Kombinationsbeiwert Ψ_{2i} für Schneelasten nach DIN EN 1998-1/NA (01.2011) mit 0,5 anzusetzen. Der Nachweis der Tragfähigkeit erfolgt durch die Gegenüberstellung des Bemessungswertes der Beanspruchungen E_{dAE} mit der Bemessungstragfähigkeit R_d:

$$E_{dAE} < R_d = R \left\{ \frac{f_k}{\gamma_m} \right\} \qquad \text{(F.6.3)}$$

In dieser Formel ist f_k der charakteristische Wert der Festigkeit des verwendeten Baustoffs und γ_M der Teilsicherheitsbeiwert auf der Materialseite. Bei der Ermittlung der Beanspruchungsgrößen kann der Einfluss der Theorie II. Ordnung (P-Δ-Effekt) vernachlässigt werden, wenn die Bedingung

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_t}{V_{tot} \cdot h} \geq 0{,}10 \qquad \text{(F.6.4)}$$

erfüllt ist. Hierbei sind P_{tot} die vorhandene Vertikallast oberhalb des betrachteten Stockwerks, d_t die gegenseitige Stockwerksverschiebung, h die Stockwerkshöhe und V_{tot} die Geschossquerkraft infolge Erdbebeneinwirkung. Werte von $\theta > 0{,}3$ sind unzulässig, und für Werte $0{,}1 < \theta \leq 0{,}2$ kann der P-Δ-Effekt näherungsweise durch Vergrößerung der

7541014/10787806875Biblio

Schnittkräfte aus Erdbeben mit dem Faktor $1/(1 - \theta)$ erfasst werden.

6.3 Duktilität

Der Duktilitätsnachweis kann durch Beachtung der baustoffbezogenen Regeln in der verwendeten Norm geführt werden. Diese stellen sicher, dass sich in den kritischen Zonen, in denen inelastische Phänomene zu erwarten sind, die gewünschten duktilen Eigenschaften einstellen. Die Regeln der Kapazitätsbemessung erlauben die gezielte Wahl und konstruktive Ausbildung von Bereichen, so dass sich die gewünschte Hierarchie bei der Ausbildung der Fließgelenke einstellt.

6.4 Gleichgewicht

Die globale Gleichgewichtsbedingung ist erfüllt, wenn Kippen und Gleiten des gesamten Baukörpers für die Erdbebenkombination ausgeschlossen werden können.

6.5 Horizontale Scheiben

Scheiben und Verbände in horizontalen Ebenen müssen in der Lage sein, die Beanspruchung aus der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung mit ausreichender Tragreserve an die verschiedenen Aussteifungssysteme zur Aufnahme von Horizontallasten, mit denen sie verbunden sind, weiterzuleiten. Dies kann durch Berücksichtigung eines Überfestigkeitswertes bei der Auslegung der Scheiben sichergestellt werden.

6.6 Gründungen

Nachzuweisen ist, dass die Gründung die ermittelten Auflagerkräfte sicher aufnehmen kann. Die Bemessungsschnittgrößen sind auf der Grundlage der Kapazitätsbemessung unter Berücksichtigung möglicher Überfestigkeiten zu ermitteln, wobei diese nicht größer angesetzt werden müssen als die Schnittgrößen, die sich aus einer elastischen Berechnung mit dem Verhaltensbeiwert $q = 1$ ergeben.

6.7 Fugen

Zur Vermeidung von „Pounding"-Effekten (Gegeneinanderschlagen benachbarter Bauwerke) sind ausreichend breite Fugen vorzusehen. Die Größe der Fugen ist rechnerisch zu prüfen.

6.8 Wesentliche Unterschiede zur DIN 4149 (04.2005)

Die Sicherheitsnachweise nach DIN EN 1998-1 (12.2010) entsprechen im Wesentlichen den Nachweisen der DIN 4149 (04.2005). Zu berücksichtigen ist, dass bei der Ermittlung des Bemessungswertes der Erdbebeneinwirkung A_{Ed} der Beiwert φ nach dem Nationalen Anwendungsdokument DIN EN 1998-1/NA (01.2011), Tabelle NA.5 (**Tafel F.6.4**) zu bestimmen ist. Die dort angegebenen Werte weichen von denen der Tabelle 6 in DIN 4149 (04.2005) ab. Weiterhin ist zu beachten, dass Schneelasten mit einem Kombinationsbeiwert von $\Psi_2 = 0{,}5$ zu berücksichtigen sind. Dies entspricht den bisherigen Regelungen in den Einführungserlassen zur DIN 4149 (04.2005) der Bundesländer.

Nach DIN 4149 (04.2005), Abschnitt 6.2.4.1 darf für Bauwerke, die die Kriterien für die Regelmäßigkeit im Grundriss erfüllen oder bei denen Horizontallasten ausschließlich durch Wände abgetragen werden, die Erdbebeneinwirkung als getrennt in Richtung der zwei zueinander orthogonalen Hauptachsen des Bauwerks angreifend angenommen werden. Nach DIN EN 1998-1 (12.2010) entfällt eine Richtungsüberlagerung nur dann, wenn der Grundriss regelmäßig ist und die Horizontallasten vorwiegend über Schubwände abgetragen werden. Diese Regelung stellt eine Verschärfung der Anforderungen dar.

Tafel F.6.4 Beiwerte für φ zur Berechnung von ψ_{Ei} nach DIN EN 1998-1/NA (01.2011), Tabelle NA.5

Art der veränderlichen Einwirkung nach NAD (DIN EN 1991-1-1/NA-10)	Lage im Gebäude	φ
Nutzlasten der Kategorien A–C einschließlich Nutzlasten der Kategorien T und Z	oberstes Geschoss	1,0
	andere Geschosse	0,7
Nutzlasten der Kategorien D–F einschließlich Nutzlasten der Kategorien T und Z	alle Geschosse	1,0

7 Berechnungsmodelle für Mauerwerksbauten

Die seismische Berechnung von Mauerwerksbauten kann an einem Ersatzstab, an einem ebenen Rahmenmodell, an einem Pseudo 3D-Modell oder an einem räumlichen Tragwerksmodell erfolgen. In jeder dieser Modellvarianten kann lineares oder nichtlineares Materialverhalten zugrunde gelegt werden. Das Berechnungsmodell für das jeweilige Bauwerk ist in Abhängigkeit vom Rechenverfahren und dem beabsichtigten Modellierungsaufwand zu wählen.

7541014/10787806875Biblio

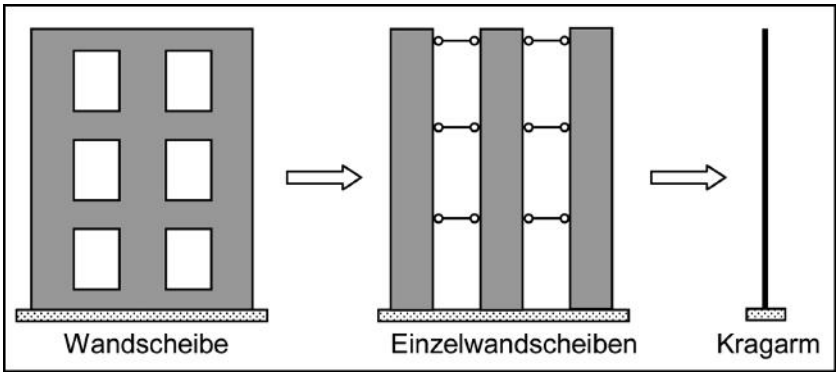


Abb. F.7.1 Gegliederte Wandscheibe, Einzelwandscheiben und Kragarm als Ersatzsystem

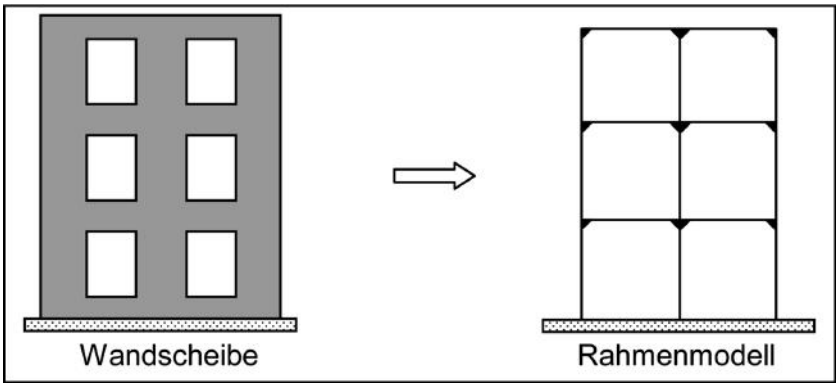


Abb. F.7.2 Wandscheibe mit Rahmen als Ersatzsystem

7.1 Ersatzstab

Bei dem Ersatzstabverfahren für regelmäßige Mauerwerksgebäude werden die durchgehenden Schubwände durch äquivalente Balken abgebildet (**Abb. F.7.1**). Hierbei wird auf der sicheren Seite die Einspannwirkung der Riegel vernachlässigt, so dass sich die Steifigkeit des Ersatzstabes aus der Summation der Kragarmsteifigkeiten in die jeweilige Bebenrichtung ergibt. Bei der Bestimmung der Ersatzsteifigkeiten der Wände sind insbesondere bei längeren Wänden die Schubverformungen zu berücksichtigen. Vereinfacht lassen sich diese nach Müller und Keintzel [Müller, Keintzel – 78] durch die Reduzierung der Wandträgheitsmomente I berücksichtigen:

$$I_E = \frac{I}{\left(1 + \frac{3{,}64\,EI}{h^2\,GA}\right)}$$

Hierbei sind E das Elastizitätsmodul, h die Wandhöhe, G das Schubmodul und A die Schubwandfläche. Bei der Berechnung der Kragarmsteifigkeiten sollte von entkoppelten Einzelwänden ausgegangen werden. Zusammengesetzte Querschnitte können nur angesetzt werden, wenn die Schubübertragung zwischen Wand und Querwand durch eine ausreichende Verzahnung sichergestellt ist.

7.2 Ebenes Rahmenmodell

Wenn die Riegelsteifigkeiten der Sturzbereiche zwischen den durchgehenden Schubwänden der Wandscheiben berücksichtigt werden, ist eine Ersatzsteifigkeit für das sich einstellende Rahmenmodell zu berechnen (**Abb. F.7.2**).

Berechnungsansätze hierfür werden von Müller und Keintzel [Müller, Keintzel – 78] angegeben. Die Abschätzung der Riegelsteifigkeiten ist jedoch nicht trivial, da diese von der Biegesteifigkeit der Decken, von dem vorhandenen Auflastniveau, der Länge der Schubwände und von der Verteilung der Schubwände im Grundriss abhängig ist. Näherungsweise kann die Berücksichtigung der Riegelsteifigkeiten durch den Ansatz eines Deckenstreifens mit der Breite b erfolgen (**Abb. F.7.3**). Die Breite b des Streifens ist dabei auf Grundlage einer Abschätzung der zu erwartenden Einspannwirkung der Decke festzulegen [Meskouris u. a. – 08]. Hierbei sind die Ausbildung der Sturzbereiche, die Größe und Anordnung von Öffnungen und aussteifend wirkende Querwände zu berücksich-

7541014/10787806875Biblio

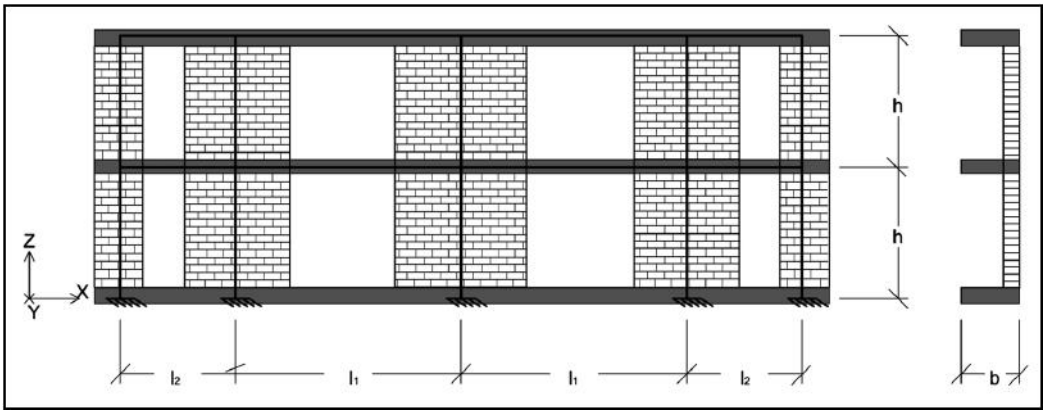


Abb. F.7.3 Ersatzrahmensystem für eine Mauerwerksscheibe [Gellert – 10]

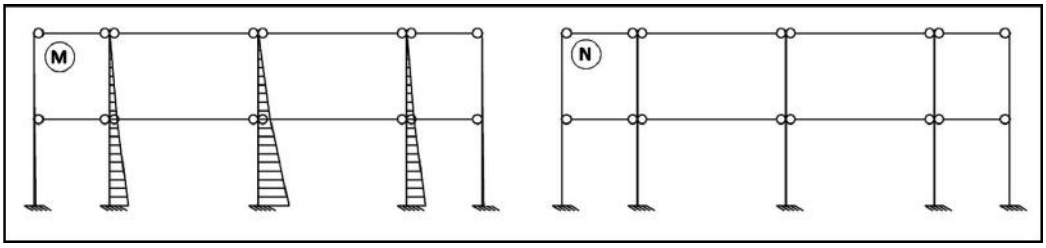


Abb. F.7.4 Rahmenmodell mit biegeweichen Riegeln [Gellert – 10]

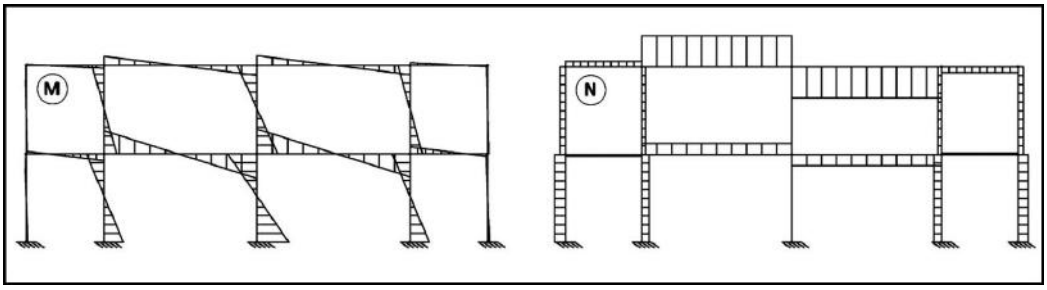


Abb. F.7.5 Rahmenmodell mit biegestarren Riegeln [Gellert – 10]

tigen. Durch die verschiedenen Einflüsse ergibt sich eine starke Abhängigkeit vom Einzelbauwerk, so dass die Breite des Deckenstreifens nicht durch pauschale Regelungen festgelegt werden kann.

Weiterhin ist zu beachten, dass in einem Balkenmodell durch die punktuelle Anbindung der Riegel an die Stützen in den Achsmaßpunkten die Biegesteifigkeit deutlich unterschätzt wird. In der Realität liegt die Decke über die gesamte Wandlänge auf, so dass die freie Riegellänge deutlich geringer ist. Durch die lineare Abnahme der Biegesteifigkeit der Riegel mit der Länge ergeben sich hier weitere Steifigkeitsreserven.

Durch die Verwendung von ebenen Rahmenmodellen ändern sich nicht nur die Momentenverteilungen in den Wänden, sondern es treten infolge der horizontalen Erdbebenkräfte auch zusätzliche Zug- und Druckkräfte in den Stützen des Rahmenmodells auf. Diese sind in den Wandnachweisen zu berücksichtigen. In **Abb. F.7.4** und **Abb. F.7.5** sind exemplarisch die Momentenverläufe eines Rahmenmodells mit biegeweichen Riegeln und mit unendlich starren Riegeln dargestellt. In der Realität wird sich eine Verteilung zwischen dem Fall des biegeweichen und des unendlich biegesteifen Riegels einstellen.

Ebene lineare Rahmentragwerke werden in erster Linie bei der Anwendung des Ersatzkraftverfahren oder des Antwortspektrenverfahren eingesetzt, um die Umverteilungseffekte der Horizontal- und Vertikalkräfte im Tragwerk zu berücksichtigen.

7541014/10787806875Biblio

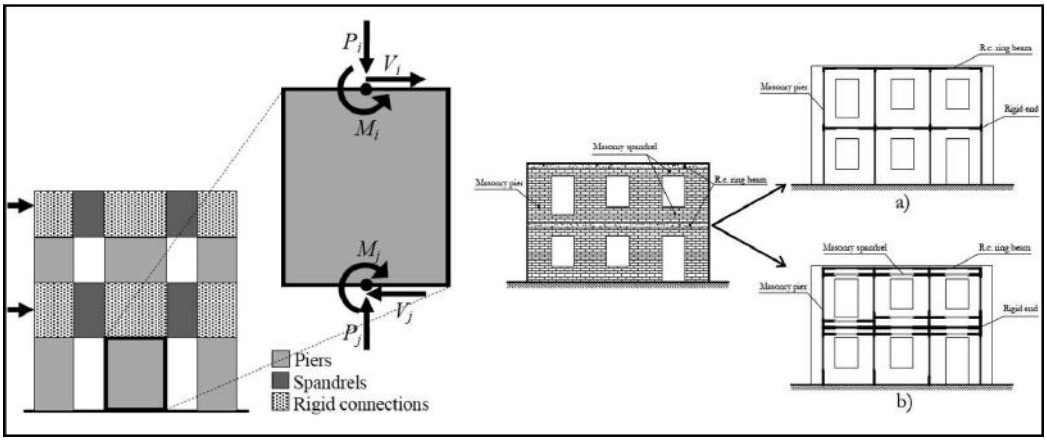


Abb. F.7.6 Rahmenmodell mit biegestarren Riegeln [3muri – 11; Morandi – 06]

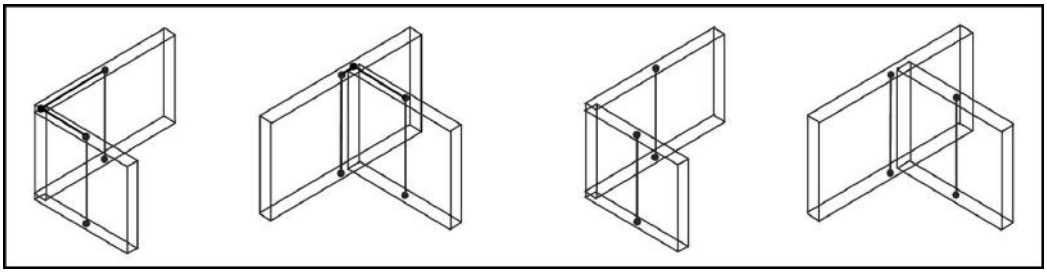


Abb. F.7.7 Aussteifungsebenen mit starren Kopplungselementen [Morandi – 06]

In der FEMA-Richtlinie 356 [FEMA 356 – 00] werden dem Nachweis von Mauerwerksbauten nichtlineare Rahmenmodelle zugrunde gelegt, wobei die Interaktion zwischen den Wandscheiben und Riegeln konsequent nur durch zwei Randbedingungen beschrieben wird. Es wird entweder von biegeweichen Riegeln (Kragarmmodell) oder einer geschossweisen vollen Einspannung ausgegangen. Somit werden nur die schon erläuterten Grenzfälle der Berücksichtigung der Riegelsteifigkeiten in Betracht gezogen. Diese einfache Annahme bildet die Realität auf Grund der Vielzahl von Einflussparametern nicht ausreichend genau ab. Durch die eindeutig festgelegten Randbedingungen ist es jedoch wesentlich einfacher, die nichtlinearen Eigenschaften der Schubwandscheiben hinsichtlich der Trag- und Verformungsfähigkeit auf Grundlage rechnerischer Simulationen und experimenteller Untersuchungen festzulegen.

7.3 Pseudo 3D-Modelle mit äquivalenten Rahmenmodellen

Eine weitere Möglichkeit der Modellierung sind Pseudo 3D-Modelle, die aus einzelnen miteinander gekoppelten Rahmenebenen zusammengesetzt sind. Die einzelnen Rahmenebenen werden hierbei häufig durch äquivalente Rahmenmodelle abgebildet, die sich aus Balkenelementen für Riegel und Stützen zusammensetzen, die in den Knotenpunktbereichen durch starre Elemente („Rigid links“) miteinander gekoppelt sind (**Abb. F.7.6**).

Durch die Verbindung der Rahmenebenen mit starren Kopplungselementen (**Abb. F.7.7**) entsteht ein Pseudo 3D-System für die Tragwerksanalyse. Diese Art der Modellierung wird insbesondere für die Anwendung statisch nichtlinearer Verfahren verwendet, da die nichtlineare Modellierung mit Balkenelementen einfach und nachvollziehbar ist. Hierbei werden die nichtlinearen Materialeigenschaften über nichtlineare Gelenke oder Makroelemente auf Balkenebene mit elasto-plastischen Eigenschaften auf Grundlage analytischer oder experimentell bestimmter Last-Verformungseigenschaften abgebildet [Chen u. a. – 08] [Brencich u. a. – 98] [Magenes – 06] [Morandi – 06].

Die Pseudo 3D-Modelle mit äquivalenten Rahmen haben in Italien unter anderem durch die Softwarepakete 3muri [3muri – 11] und ANDILWall [ANDILWALL – 11] bereits Eingang in die Baupraxis gefunden. Die äquivalenten Rahmenmodelle sind gut abgestimmt auf die für Südeuropa typische Bauweise mit Ringbalken über allen tragenden Wänden in Kombination mit leichten Deckensystemen. Eine

7541014/10787806875Biblio

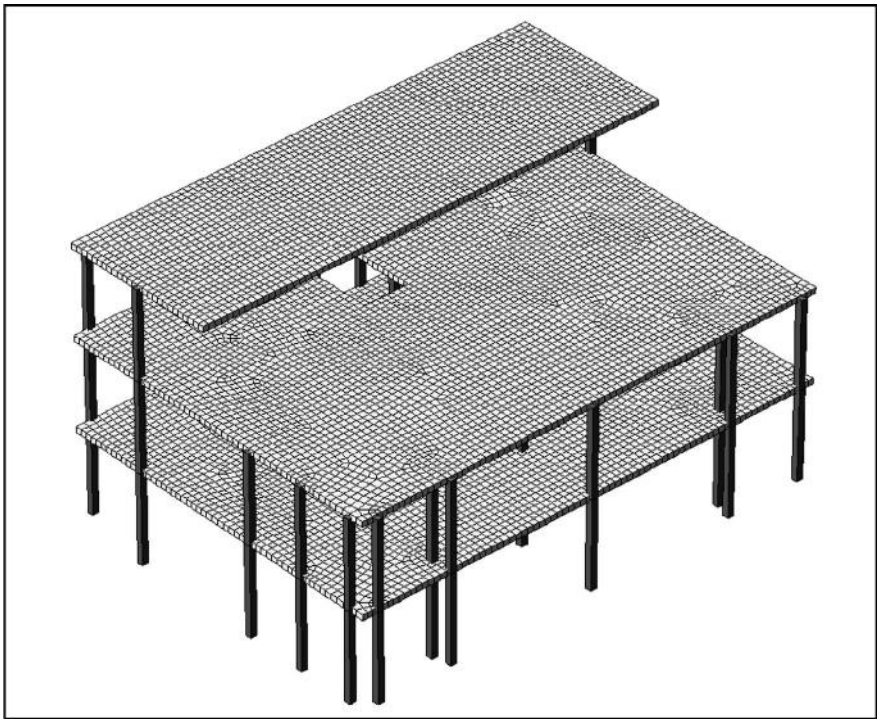


Abb. F.7.8 Räumliches Modell: Wanddiskretisierung mit Balkenelementen

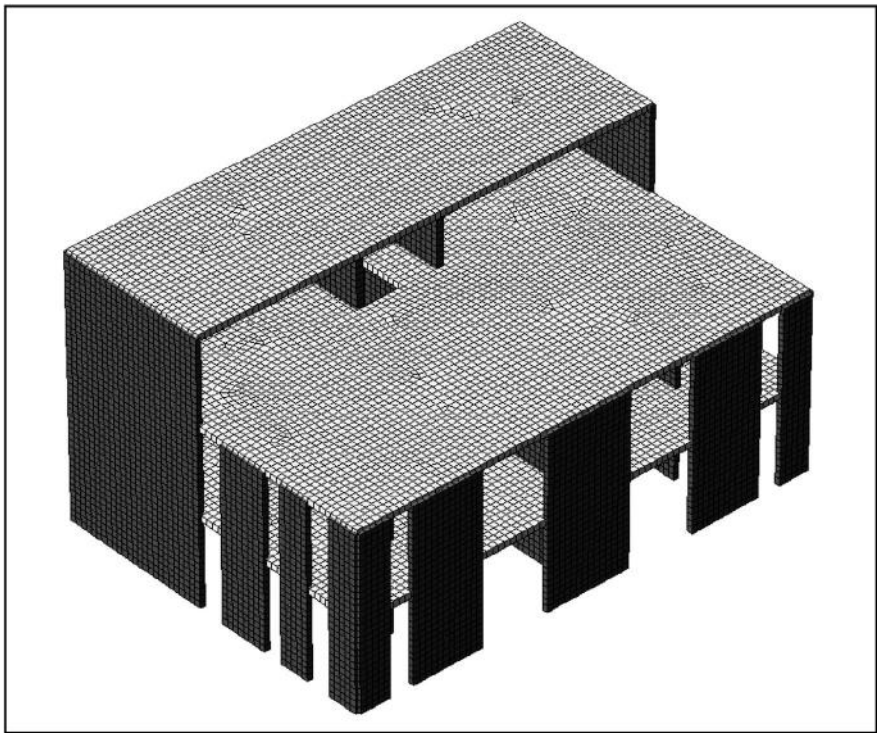


Abb. F.7.9 Räumliches Modell: Wanddiskretisierung mit Schalenelementen

7541014/10787806875Biblio

Übertragung dieser Modellbildung auf die in Deutschland übliche Bauweise mit geschosshohen Schubwandscheiben und starren Stahlbetondecken ohne konstruktiv gut ausgebildete Riegelbereiche (Sturzbereiche) über und unter den Fensteröffnungen ist jedoch nicht in einfacher Weise möglich (Schüßler – 10). Hier zeigt sich, dass im Mauerwerksbau auch die Tradition des Bauens direkten Einfluss auf die Modellbildung hat.

7.4 Räumliche Modelle

Räumliche Modelle ermöglichen eine detaillierte Abbildung der Tragwerksgeometrie und erfassen das Schwingungsverhalten realitätsnah. Im Vergleich zu den ebenen Rahmenmodellen bieten sie zudem den Vorteil, dass neben der Lastabtragung in Wandebene auch die Beanspruchung senkrecht zur Wandebene erfasst werden kann. Ein weiterer Vorteil ist, dass der horizontale und vertikale Lastabtrag an einem konsistenten Modell erfolgt und strukturelle Torsionseinflüsse automatisch im Modell berücksichtigt werden. Bei räumlichen Modellen für Mauerwerksbauten können die Wandscheiben entweder durch Balkenelemente oder durch Schalenelemente abgebildet werden. Vorteil einer Modellierung mit Balkenelementen (**Abb. F.7.8**) ist der einfache Modellaufbau und die direkte Verwendung der Balkenschnittkräfte in den Mauerwerksnachweisen. Nachteilig ist, dass mit den Balkenelementen der vertikale Lastabtrag nicht erfasst werden kann, so dass Zusatzbetrachtungen an Ersatzsystemen durchzuführen sind. Demgegenüber wird bei einer Wandmodellierung mit Schalenelementen (**Abb. F.7.9**) der vertikale Lastabtrag korrekt erfasst, aber die Ergebnisgrößen in Form von Schalenspannungen können nicht direkt in der Mauerwerksbemessung verwendet werden. Hierzu ist eine Integration der Spannungen in den Bemessungsschnitten der Wand erforderlich.

8 Berechnungsbeispiel: Mehrfamilienhaus

Nachfolgend wird der Erdbebennachweis für ein zweigeschossiges Mehrfamilienhaus durchgeführt. Der Grundriss des Gebäudes ist in **Abb. F.8.1** und der Gebäudeschnitt A–A in **Abb. F.8.2** dargestellt. Der Keller ist als steifer Kasten ausgebildet, dem sich zwei Vollgeschosse mit tragenden Mauerwerkswänden aus Kalksandstein und eine Dachkonstruktion in Satteldachform mit einer Dachneigung von 40° anschließen. Aus Schallschutzgründen werden die tragenden Treppenhaus- und Wohnungstrennwände mit einer Wanddicke von 240 mm (Steinfestigkeitsklasse 12) ausgeführt. Für die Außenwände und alle übrigen Innenwände erfolgt die Ausführung in der Wanddicke 175 mm (Steinfestigkeitsklasse 20). Gewählt werden KS-Plansteine mit Dünnbettmörtel. Die Wandkennwerte sind in **Tafel F.8.1** zusammengestellt.

Für das Mehrfamilienhaus wird der rechnerische Standsicherheitsnachweis nach DIN EN 1998-1 (12.2010) in Kombination mit dem Nationalen Anwendungsdokument DIN EN 1998-1/NA (01.2011) für die Erdbebenzone 2 und Untergrundkombination C–S geführt. Die Berechnung und Bemessung erfolgt mit der Software MINEA [MINEA – 12] unter Verwendung von Achsmaßen. Der Nachweis des Mehrfamilienhauses wird auf drei verschiedenen Nachweiswegen durchgeführt. Zunächst wird ein vereinfachter Nachweis geführt. Im Anschluss daran erfolgt ein rechnerischer Nachweise mit dem vereinfachten Antwortspektrenverfahren. Abschließend wird noch ein nichtlinearer statischer Nachweis durchgeführt.

8.1 Vereinfachter Nachweis nach DIN EN 1998-1 (12.2010)

Nach DIN EN 1998-1 (12.2010) kann das Mehrfamilienhaus in der Erdbebenzone 2 als einfacher Mauerwerksbau eingestuft werden, wenn es den Bedeutungskategorien I oder II zugeordnet werden kann und die Anforderungen der Normabschnitte 9.2, 9.5 und 9.7.2 erfüllt sind. Werden diese Bedingungen eingehalten, so ist ein rechnerischer Nachweis nicht erforderlich. Das Mehrfamilienhaus kann der Bedeutungskategorie II zugeordnet werden, und die Anforderungen an die Mauerwerksstoffe nach DIN EN 1998-1/NA (01.2011), NDP zu 9.2.2(1) sind für Kalksandsteine und Dünnbettmörtel nach den einschlägigen Normen automatisch erfüllt. **Tafel F.8.2** zeigt, dass die allgemeinen Auslegungskriterien und Konstruktionsregeln nach DIN EN 1998-1 (12.2010), Abschnitt 9.5.1 ebenfalls erfüllt sind.

7541014/10787806875Biblio

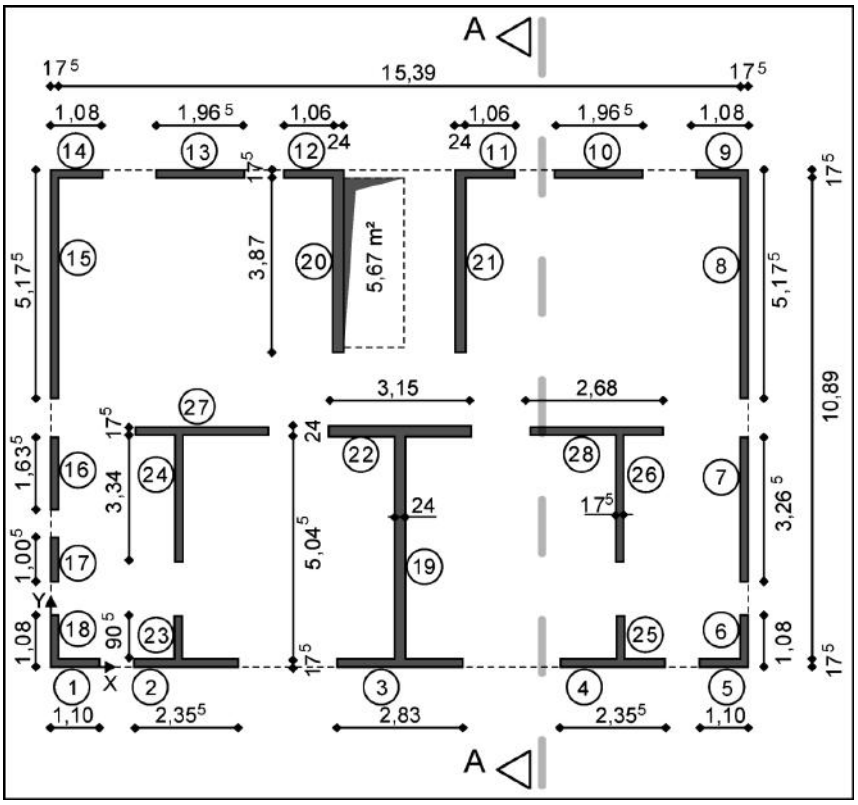


Abb. F.8.1 Grundriss des Mehrfamilienhauses

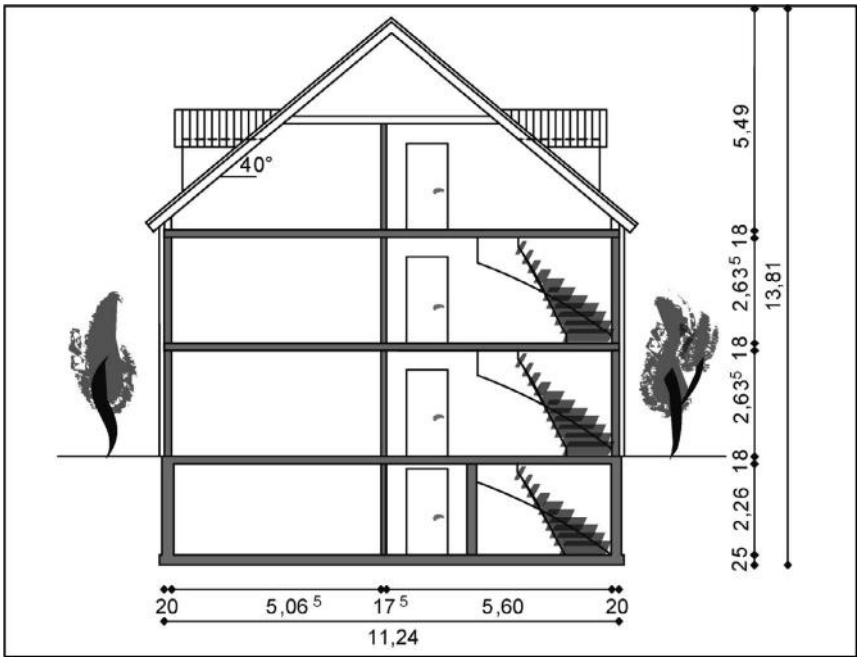


Abb. F.8.2 Schnitt A-A durch das Mehrfamilienhaus

7541014/10787806875Biblio

Tafel F.8.1 Wandkennwerte des Mehrfamilienhauses nach DIN EN 1996-1-1/NA (05.2012)

Nr.	l	d	x_{sl}	y_{st}	I_{Ex}/I_{Ey}	E-Modul	f_k	SFK	$f_{bt,cal}$	f_{vk0}
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m^4]	[kN/m^2]	[MN/m^2]	[-]	[MN/m^2]	[MN/m^2]
1	1,01	0,175	0,60	0,09	0,01	9980806	10,51	20	0,65	0,22
2	2,36	0,175	3,05	0,09	0,17	9980806	10,51	20	0,65	0,22
3	2,83	0,175	7,87	0,09	0,28	9980806,	10,51	20	0,65	0,22
4	2,36	0,175	12,69	0,09	0,17	9980806	10,51	20	0,65	0,22
5	1,01	0,175	15,15	0,09	0,01	9980806	10,51	20	0,65	0,22
6	0,99	0,175	15,65	0,59	0,01	9980806	10,51	20	0,65	0,22
7	3,27	0,175	15,65	3,56	0,40	9980806	10,51	20	0,65	0,22
8	5,09	0,175	15,65	8,61	1,19	9980806	10,51	20	0,65	0,22
9	0,99	0,175	15,16	11,15	0,01	9980806	10,51	20	0,65	0,22
10	1,97	0,175	12,53	11,15	0,10	9980806	10,51	20	0,65	0,22
11	1,18	0,175	9,84	11,15	0,02	9980806	10,51	20	0,65	0,22
12	1,18	0,175	5,91	11,15	0,02	9980806	10,51	20	0,65	0,22
13	1,97	0,175	3,21	11,15	0,10	9980806	10,51	20	0,65	0,22
14	0,99	0,175	0,59	11,15	0,01	9980806	10,51	20	0,65	0,22
15	5,09	0,175	0,09	8,61	1,19	9980806	10,51	20	0,65	0,22
16	1,64	0,175	0,09	4,37	0,06	9980806	10,51	20	0,65	0,22
17	1,01	0,175	0,09	2,43	0,01	9980806	10,51	20	0,65	0,22
18	0,99	0,175	0,09	0,59	0,01	9980806	10,51	20	0,65	0,22
19	5,25	0,240	7,87	2,73	1,74	6632643	6,90	12	0,39	0,22
20	3,96	0,240	6,50	9,17	0,90	6632643	6,90	12	0,39	0,22
21	3,96	0,240	9,25	9,17	0,90	6632643	6,90	12	0,39	0,22
22	3,15	0,240	7,87	5,35	0,50	6632643	6,90	12	0,39	0,22
23	0,99	0,175	2,90	0,59	0,01	9980806	10,51	20	0,65	0,22
24	3,43	0,175	2,90	3,64	0,46	9980806	10,51	20	0,65	0,22
25	0,99	0,175	12,84	0,59	0,01	9980806	10,51	20	0,65	0,22
26	3,43	0,175	12,84	3,64	0,46	9980806	10,51	20	0,65	0,22
27	2,68	0,175	3,52	5,35	0,24	9980806	10,51	20	0,65	0,22
28	2,68	0,175	12,23	5,35	0,24	9980806	10,51	20	0,65	0,22

7541014/10787806875Biblio

Tafel F.8.2 Konstruktionsregeln nach DIN EN 1998-1 (12.2010), Abschnitt 9.5.1

Absatz 9.5.1	Konstruktionsregel	Erfüllt
(1)	Hochbauten aus Mauerwerk müssen aus Decken und Wänden bestehen, die in zwei orthogonalen horizontalen und einer vertikalen Richtung miteinander verbunden sind.	ja
(2)	Die Verbindung zwischen Decken und Wänden muss durch Stahlanker oder Stahlbetonringbalken erfolgen.	ja
(3)	Jeder Deckentyp darf verwendet werden, vorausgesetzt, die allgemeinen Kontinuitätsanforderungen und eine wirksame Scheibenwirkung sind sichergestellt.	ja
(4)	Schubwände müssen in mindestens zwei orthogonalen Richtungen vorgesehen sein.	ja
(5a)	Die effektive Dicke von Schubwänden t_{ef} darf nicht geringer als ein Mindestwert $t_{ef,min}$ nach Tabelle NA. 10 sein.	ja
(5b)	Das Verhältnis h_{ef}/t_{ef} der effektiven Knicklänge der Wand zu ihrer effektiven Dicke darf einen Höchstwert $(h_{ef}/t_{ef})_{max}$ nach Tabelle NA. 10 nicht überschreiten.	ja
(5c)	Das Verhältnis der Wandlänge l zur größeren lichten Höhe h von an diese Wand angrenzenden Öffnungen darf nicht geringer als ein Mindestwert $(l/h)_{min}$ nach Tabelle NA. 10 sein.	ja

Der vereinfachte Nachweis ist in **Tafel F.8.3** und **Tafel F.8.4** zusammengestellt. Kern des Nachweises ist neben der Einhaltung weiterer konstruktiver Anforderungen die Überprüfung der erforderlichen Schubwandflächen nach DIN EN 1998-1/NA (01.2011), Tabelle NA.12 (**Tafel F.8.3**). Diese sind in jede Hauptrichtung des Gebäudes zu ermitteln. Für das Mehrfamilienhaus können alle Wände berücksichtigt werden, da die Mindestwandlänge von 0,27 · 2,635 = 71 cm von allen vorhandenen Wänden erfüllt wird. Die Auswertung zeigt, dass der vereinfachte Nachweis geführt werden kann und somit nach DIN EN 1998-1 (12.2010) auf einen rechnerischen Nachweis verzichtet werden könnte.

7541014/10787806875Biblio

Tafel F.8.3 Regeln nach DIN EN 1998-1 (12.2010), Absatz 9.7.2 (1) – (2)

<table>
<tr><th>Absatz 9.7.2</th><th colspan="2">Konstruktionsregel</th><th>Erfüllt</th></tr>
<tr><td rowspan="11">(1)</td><td colspan="2">Mindestschubwandflächen nach DIN EN 1998-1 /NA (01.2011), Tabelle NA. 12:</td><td rowspan="11">ja</td></tr>
<tr><td colspan="2">Eingangswerte
$a_{gR} = 0{,}6$ m/s^2 (DIN EN 1998-1/NA (01.2011), Tabelle NA.3, Erdbebenzone 2)
$S = 0{,}75$ (DIN EN 1998-1/NA (01.2011), Tabelle NA.4, UK C-S)
$\gamma_I = 1{,}0$ (DIN EN 1998-1/NA (01.2011), Tabelle NA.6, Wohngebäude)
$A_g = 176{,}92$ m^2 (Geschossgrundrissfläche)</td></tr>
<tr><td colspan="2">Erforderliche Schubwandflächen</td></tr>
<tr><td>Querrichtung</td><td>Längsrichtung</td></tr>
<tr><td>Beiwert k
$k_x = 1$
(Anteil Schubwände $>$ 2 m: $<$ 70 %)
Beiwert k (Fußnote e beachten)
$k_r = 1$
Linke Spalte in Tabelle NA.12
$a_{gR} \cdot S \cdot \gamma_I = 0{,}45 \leq 0{,}6 \cdot k_x \cdot k_r = 0{,}6$
Erforderliche Schubwandfläche A_{Sx}
erf. $A_{Sx} = 2\,\% \cdot 176{,}92$ m$^2 = 3{,}54$ m^2</td><td>Beiwert k
$k_y = 1$
(Anteil Schubwände $>$ 2 m: $<$ 70 %)
Beiwert k (Fußnote e beachten)
$k_r = 1$
Linke Spalte in Tabelle NA.12
$a_{gR} \cdot S \cdot \gamma_I = 0{,}45 \leq 0{,}6 \cdot k_y \cdot k_r = 0{,}6$
Erforderliche Schubwandfläche A_{Sy}
erf. $A_{Sy} = 2\,\% \cdot 176{,}92$ m$^2 = 3{,}54$ m^2</td></tr>
<tr><td colspan="2">Vorhandene Schubwandflächen</td></tr>
<tr><td>Querrichtung</td><td>Längsrichtung</td></tr>
<tr><td>vorh. $A_{Sx} = 4{,}81$ m$^2 >$ erf. $A_{Sx} = 3{,}54$ m^2</td><td>vorh. $A_{Sy} = 7{,}87$ m$^2 >$ erf. $A_{Sy} = 3{,}54$ m^2</td></tr>
<tr><td>(2a)</td><td colspan="2">Der Gebäudegrundriss sollte annähernd rechteckig sein.</td><td>ja</td></tr>
<tr><td>(2b)</td><td colspan="2">Das Verhältnis zwischen der Länge der kürzeren und der Länge der längeren Seite im Grundriss sollte nicht kleiner als ein Mindestwert $\lambda_{min} = 0{,}25$ sein.</td><td>ja</td></tr>
<tr><td>(2c)</td><td colspan="2">Die Fläche der projizierten Abweichungen von der Rechteckform sollte nicht größer als ein Wert $\rho_{max} = 15\,\%$ in Prozent der gesamten Gebäudegrundrissfläche oberhalb der betrachteten Ebene sein.</td><td>ja</td></tr>
</table>

7541014/10787806875Biblio

Tafel F.8.4 Regeln nach DIN EN 1998-1 (10.2012), Absatz 9.7.2 (3) – (6)

(3a)	Schubwände symmetrisch in zwei orthogonalen Richtungen angeordnet?	ja
(3b)	Mindestens zwei parallele Wände sollten in zwei orthogonalen Richtungen angeordnet sein, wobei die Länge jeder Wand größer ist als 30 % der Bauwerkslänge in der betrachteten Richtung. Querrichtung: $0{,}3 \cdot 11{,}24 = 3{,}37\ \text{m} < 5{,}175\ \text{m}$ Längsrichtung: $0{,}3 \cdot 15{,}74 = 4{,}72\ \text{m} > 3{,}15\ \text{m}$ (nicht erfüllt!) In der Längsrichtung ist der Nachweis nicht erfüllt. Aber in Zonen geringer Seismizität dürfen die Wände durch Öffnungen unterbrochen sein. Zusätzlich muss mindestens eine Schubwand in jeder Richtung eine Länge der doppelten Mindestwandlänge (0,71 m) vorhanden sein: Mittelachse (Wände 22, 27, 28): $2{,}68 \cdot 2 + 3{,}15 = 8{,}51\ \text{m} > 4{,}72\ \text{m}$ Untere Achse: (Wände 1–5): $1{,}1 \cdot 2 + 2{,}355 \cdot 2 + 2{,}355 = 9{,}74\ \text{m} > 4{,}72\ \text{m}$ Alle Wände in Quer- und Längsrichtung erfüllen die Mindestwandlänge von 0,71 m	ja
(3c)	Für die Wände in mindestens einer Richtung sollte der Abstand zwischen diesen > 75 % der Gebäudelänge in der anderen Richtung sein (Torsionssteifigkeit!)	ja
(3d)	Mindestens 75 % der Vertikallasten sollten von Schubwänden getragen sein. Hinweis: Alternativ ist die Bedingung 9.7.2 (3d) auch erfüllt, wenn der überwiegende Teil der Vertikallasten von den Schubwänden in den beiden orthogonalen Hauptrichtungen abgetragen wird.	ja
(3e)	Schubwände über alle Geschosse von der Gründung bis zum Dach durchgehend?	ja
(5)	Zwischen aufeinander folgenden Geschossen sollten der Massenunterschied und der Unterschied der horizontalen Querschnittsflächen von Schubwänden in beiden orthogonalen horizontalen Richtungen auf Größtwerte $\Delta_{m,max} = 20\ \%$ und $\Delta_{A,max} = 30\ \%$ beschränkt sein.	ja
(6)	Für unbewehrte Mauerwerksbauten sollten die Schubwände in einer Richtung mit Wänden in der orthogonalen Richtung in einem maximalen Abstand von 7 m verbunden werden.	ja

8.2 Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren mit Ersatzstab

Die Antwort des Gebäudes auf dynamische Beanspruchungen im Falle eines Erdbebens wird durch die Steifigkeit des horizontalen Aussteifungssystems und durch die Verteilung der Stockwerksmassen bestimmt. Im Folgenden wird das Gebäude für die Anwendung des vereinfachten Antwortspektrenverfahrens mit dem Modell eines Zweimassenschwingers abgebildet.

8.2.1 Tragwerksmodell

Die Ermittlung der dynamischen Beanspruchung kann anhand von zwei ebenen Modellen mit dem vereinfachten Antwortspektrumverfahren erfolgen, wenn das Gebäude die Regelmäßigkeitskriterien im Grund- und Aufriss sowie Anforderungen an die Eigenschwingungsdauer erfüllt. Die Kriterien der Regelmäßigkeit im Aufriss finden sich in DIN EN 1998-1 (12.2010), Abschnitt 4.2.3.3 und für den Grundriss in DIN EN 1998-1 (12.2010) 4.2.3.2. **Tafel F.8.5** und **Tafel F.8.6** beinhalten die Ergebnisse der Überprüfung dieser Kriterien für das betrachtete Mehrfamilienhaus aus Kalksandsteinmauerwerk.

Tafel F.8.5 Regeln für den Aufriss nach DIN EN 1998-1 (10.2012), Absatz 4.2.3.3 (2), (3)

Absatz 4.2.3.3	Konstruktionsregel	Erfüllt
(2)	Von der Gründung bis zur Oberkante durchgehendes Aussteifungssystem.	ja
(3)	Horizontalsteifigkeit und Masse sind konstant bzw. nehmen vom Fundament bis zur Spitze ab.	ja

7541014/10787806875Biblio

Tafel F.8.6 Regeln für den Grundriss nach DIN EN 1998-1 (10.2012), Absatz 4.2.3.2 (2) – (6)

Absatz 4.2.3.2	Konstruktionsregel	Erfüllt
(2)	Ungefähr symmetrisch bezüglich zweier rechtwinklig zueinander stehender Achsen hinsichtlich der Verteilung der horizontalen Steifigkeit und Masse.	ja
(3)	Kompakter Grundriss.	ja
(4)	Die Deckenscheiben sind starr ausgebildet.	ja
(5)	Schlankheit des Gebäudegrundrisses: $\lambda = \frac{15{,}74}{11{,}24} = 1{,}4 \leq 4$	ja
(6)	Torsionswirkungen in y-Richtunq: $e_{0x} = 0{,}41 \leq 0{,}3 \cdot r_x = 0{,}3 \cdot 6{,}02 = 1{,}81$ $r_x = 6{,}02 \geq l_s = 5{,}58$ Torsionswirkungen in x-Richtunq: $e_{0y} = 1{,}29 \leq 0{,}3 \cdot r_y = 0{,}3 \cdot 11{,}37 = 3{,}41$ $r_y = 11{,}37 \geq l_s = 5{,}58$	ja

Tafel F.8.6 zeigt, dass die Regelmäßigkeitskriterien im Grundriss auch erfüllt sind. Wären diese Kriterien nicht erfüllt, könnte das Gebäude trotzdem mit zwei ebenen Modellen berechnet werden, wenn die Bedingungen nach DIN EN 1998-1 (12.2010) Abschnitt 4.3.3.1 (8) eingehalten werden, welche in **Tafel F.8.7**. dargestellt sind. Weiterhin ist für das Mehrfamilienhaus erfüllt, dass die Schwingperioden in den Hauptrichtungen kleiner als 2,0 *s* bzw. 4 T_c sind, da diese bei wandausgesteiften Mauerwerksbauten erfahrungsgemäß im Plateaubereich des Antwortspektrums liegen. Dies bestätigt auch die rechnerische Ermittlung der Schwingperioden in den Gebäudehauptrichtungen in Abschnitt 8.2.4. Damit kann das vereinfachte Antwortspektrenverfahren an zwei ebenen Modellen Anwendung finden.

Tafel F.8.7 Erweiterte Regelmäßigkeitskriterien, DIN EN 1998-1, Absatz 4.3.3.1 (8) (12.2010)

Absatz 4.3.3.1 (8)	Konstruktionsregel	ja
a)	Das Bauwerk weist gut verteilte und relativ starre Fassadenteile und Trennwände auf.	ja
b)	Die Höhe des Bauwerks darf 10 m nicht überschreiten.	ja
c)	Die Deckenscheiben sind starr ausgebildet.	ja
d)	Die Mittelpunkte der horizontalen Steifigkeit und der Masse müssen jeweils näherungsweise auf einer vertikalen Geraden liegen, und es werden in den beiden horizontalen Berechnungsrichtungen die Bedingungen erfüllt: $r_x^2 = 36{,}25 > l_s^2 + e_{o,x}^2 = 31{,}17 + 0{,}41^2 = 31{,}35$ $r_y^2 = 129{,}18 > l_s^2 + e_{o,y}^2 = 31{,}17 + 1{,}29^2 = 32{,}85$	ja

Das Gebäude wird durch einen Zweimassenschwinger mit konzentrierten Massen auf den Stockwerksebenen abgebildet (**Abb. F.8.3**). Die Massen des Schwingers entsprechen dem Eigengewicht zuzüglich der veränderlichen Masseanteile infolge der Verkehrslasten auf den Stockwerksebenen.

Die Steifigkeiten des Ersatzstabes sind die Geschosssteifigkeiten, die aus der Summe der einzelnen Wandsteifigkeiten zu berechnen sind. Die Ermittlung der Erdbebenersatzkräfte und der daraus resultierenden Wandbeanspruchungen erfolgt getrennt für die x- und y-Richtung. Eine Kombination der Beanspruchungsgrößen ist nach DIN EN 1998-1 (12.2010), Abschnitt 4.3.3.5.1 (8) nicht erforderlich, da die Regelmäßigkeitskriterien im Grundriss erfüllt sind.

Auf der sicheren Seite wird hier eine Kombination der Einwirkungen angesetzt.

8.2.2 Ermittlung der Stockwerksmassen

Die Stockwerksmassen setzen sich aus den ständigen und veränderlichen Massen der Decken sowie dem

7541014/10787806875Biblio

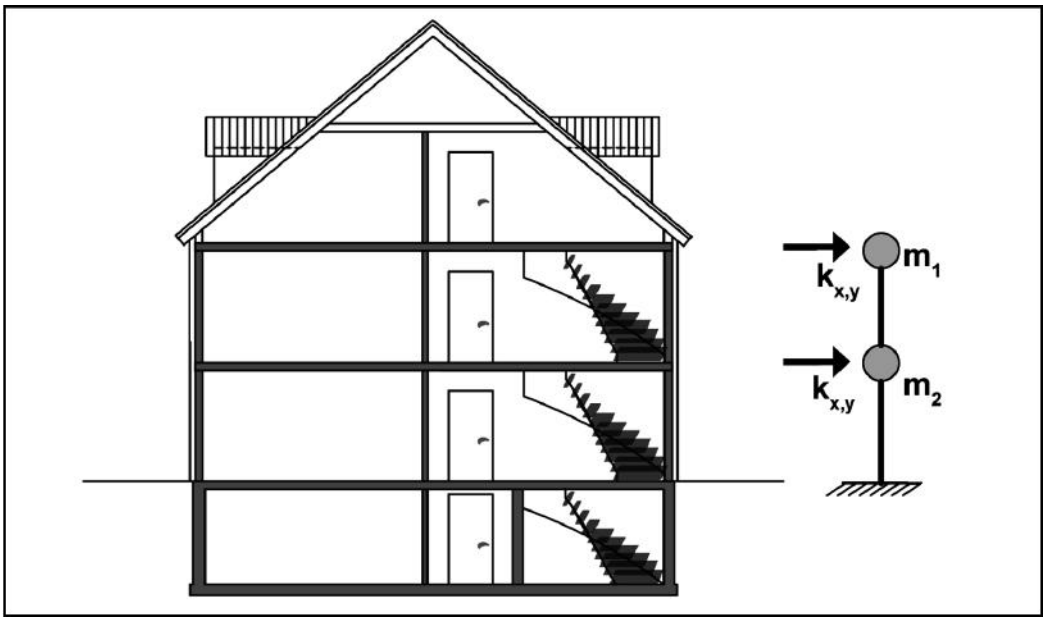


Abb. F.8.3 Rechenmodell: Zweimassenschwinger

Wandeigengewicht zusammen. Die Berechnung der Beanspruchungsgrößen infolge Erdbebeneinwirkungen erfolgt mit dem Kombinationsbeiwert ψ_{Ei}, der sich aus dem Produkt der Beiwerte φ und ψ_2 zusammensetzt. Der Beiwert φ zur Beschreibung der Stockwerksnutzung wird nach DIN EN 1998-1/NA (01.2011), Tabelle NA.5 für Nutzlasten der Kategorie A gewählt. Für die Decke über dem Erdgeschoss ist $\varphi = 0{,}7$ und für das Dachgeschoss mit $\varphi = 1{,}0$ anzusetzen. Der Kombinationsbeiwert ψ_2 wird nach DIN EN 1990/NA (12.2010) angesetzt. Abweichend von den dort angegebenen Werten für Schneelasten, wird nach DIN EN 1998-1/NA (01.2011), Abschnitt 4.2.4 (2) P der Kombinationsbeiwert $\psi_2 = 0{,}5$ für Schneelasten gewählt.

Tafel F.8.8 beinhaltet die Zusammenstellung der Stockwerksmassen aus Eigengewicht und Verkehrslasten mit den dazugehörigen Kombinationsbeiwerten. Die Masse der Dachkonstruktion beträgt mit 24,9 t weniger als 50 % der Masse des darunterliegenden Vollgeschosses mit 154,5 t. Dementsprechend wird das Dachgeschoss nicht als eigenständiges Vollgeschoss berücksichtigt, sondern die Masse der Dachkonstruktion wird dem darunterliegenden Vollgeschosses aufgeschlagen. Für das Ersatzsystem in **Abb. F.8.3** ergeben sich damit folgende Stockwerksmassen:

$m_1 = 185{,}9\ t$
$m_2 = 154{,}5\ t + 24{,}9\ t = 179{,}4\ t$

8.2.3 Ermittlung der Systemsteifigkeiten

Die Systemsteifigkeiten werden für die x- und y-Richtung aus den Einzelwandsteifigkeiten berechnet. Für die Berechnung der Steifigkeit können alle Wände angesetzt werden, da sämtliche Wände die Anforderung der Mindestwandlänge von 71 cm nach DIN EN 1998-1/NA (01.2011), Tabelle NA.10 erfüllen. Die einzelnen Wandsteifigkeiten werden unter Berücksichtigung eines Abminderungsfaktors für Schubverformungen berechnet. Exemplarisch ergibt sich für die Wandscheibe 1 mit einer Dicke von $d = 0{,}175$ m und einer rechnerischen Länge von $l = 1{,}01$ m ein Steifigkeitsbeitrag in x-Richtung von:

$$k_{x,1} = E \cdot I_{x,1} = E \cdot 0{,}175 \cdot 1{,}01^3/12 = E \cdot 0{,}015\ \text{KN m}^2$$

Mit Berücksichtigung der Schubverformungen ergibt sich nach Müller und Keintzel [Müller, Keintzel – 78] die abgeminderte Steifigkeit der Einzelwand:

$$k_{x,1} = E \cdot I_{Ex,1} = E \cdot \frac{I}{\left(1 + \frac{3{,}64\,EI}{h^2 \cdot GA}\right)} =$$

$$= E \cdot \frac{0{,}015}{\left(1 + \frac{3{,}64 \cdot 0{,}015}{5{,}62^2 \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}175 \cdot 1{,}01}\right)} = E \cdot 0{,}0146\ \text{KN m}^2$$

Hierbei wurde der Schubmodul G nach DIN EN 1996-1-1 (12.2010) zu 40 % des Elastizitätsmoduls angenommen. Die Steifigkeitswerte der übrigen Wandscheiben des Grundrisses können analog ermittelt werden. Grundlage der Berechnung des Elastizitätsmoduls sind die Materialeigenschaften der Wände. Die Mörteldruckfestigkeit von Dünnbettmörtel beträgt nach DIN EN 1996-1-1/NA (05.2012) 10 N/mm^2. Mit den Parametern für Plansteine nach DIN EN 1996-1-1/NA (05.2012), Tabelle NA.7 ergeben sich damit die Mauerwerksdruckfestigkeiten zu:

7541014/10787806875Biblio

Tafel F.8.8 Massenermittlung

		Decke über EG	Decke über OG	Dachkonstruktion
Decken	Geschossfläche	$A_{EG} = 171{,}25\ m^2$	$A_{OG} = 171{,}25\ m^2$	$A_{Grundfl.} = 171{,}25\ m^2$
	Ständige Lasten	Stahlbetondecke inkl. Bodenaufbau	Stahlbetondecke inkl. Bodenaufbau	Satteldachkonstruktion
		$g_k = 6\ KN/m^2$	$g_k = 6\ KN/m^2$	$g_k = 1{,}2\ KN/m^2$
	Veränderliche Lasten	Nutzlast inkl. Trennwandzuschlag	Nutzlast inkl. Trennwandzuschlag	Schneelast
		$q_k = 2{,}7\ KN/m^2$	$q_k = 2{,}7\ KN/m^2$	$q_k = 0{,}45\ KN/m^2$
	φ-Beiwert	0,7 [–]	1,0 [–]	1,0 [–]
	Ψ_2-Beiwert	0,3 [–]	0,3 [–]	0,5 [–]
Wände	Wandfläche	$A_W = 12{,}68\ m^2$	$A_W = 12{,}68\ m^2$	–
	Wandhöhe	$h = 2{,}81$ m	$h = 1{,}41$ m	–
	Dichte des MW	$\rho_{MW} = 2\ t/m^3$	$\rho_{MW} = 2\ t/m^3$	–
	Wandeigengewicht	$G_{k,MW} = 700$ KN	$G_{k,MW} = 350$ KN	–
Summen	ΣG_{ki}	$171{,}25 \cdot 6 + 700 = 1727{,}50$ KN	$171{,}25 \cdot 6 + 350 = 1377{,}50$ KN	$171{,}25 \cdot 1{,}2 = 205{,}50$ KN
	$\Sigma\varphi \cdot \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$171{,}25 \cdot (2{,}7 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}3) = 97{,}10$ KN	$171{,}25 \cdot (2{,}7 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}3) = 138{,}71$ KN	$171{,}25 \cdot (0{,}45 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}5) = 38{,}53$ KN
	$\Sigma G_{ki} + \Sigma\varphi \cdot \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	1824 KN $\sim$ 185,9 t	1516 KN $\sim$ 154,5 t	244 KN $\sim$ 24,9 t $<$ 0,5 · 154,5 t = 77,3 t

$$f_{k,Außenwand} = K \cdot f_{st}^{\alpha} \cdot f_m^{\beta} = 0{,}80 \cdot 25^{0{,}80} \cdot 10^0 = 10{,}51\ N/mm^2$$

$$f_{k,Innenwand} = K \cdot f_{st}^{\alpha} \cdot f_m^{\beta} = 0{,}80 \cdot 25^{0{,}80} \cdot 10^0 = 10{,}51\ N/mm^2$$

$$f_{k,Trennwand} = K \cdot f_{st}^{\alpha} \cdot f_m^{\beta} = 0{,}80 \cdot 15^{0{,}80} \cdot 10^0 = 6{,}98\ N/mm^2$$

Zur Ermittlung des rechnerischen Elastizitätsmoduls des Mauerwerks wird die Mauerwerksdruckfestigkeit mit der Kennzahl K_E multipliziert, welche für Kalksandstein 950 beträgt. Die Kennwerte aller Wände sind in der **Tafel F.8.1** zusammen gefasst. Mit diesen ergeben sich die resultierenden Gesamtsteifigkeiten des Ersatzstabes in x- und y-Richtung:

$$k_x = \sum_i k_{x,i} = 17.302.881\ KN\ m^2$$

$$k_y = \sum_i k_{y,i} = 61.663.593\ KN\ m^2$$

8.2.4 Ermittlung der Erdbebenersatzkräfte in x- und y-Richtung

Das vereinfachte Antwortspektrumverfahren kann auf Hochbauten angewendet werden, deren Antwort nicht wesentlich durch Beiträge höherer Schwingungsformen als die Grundeigenform in jeder Hauptrichtung beeinflusst wird. Zudem müssen die Regelmäßigkeitskriterien im Aufriss und Anforderungen an die Eigenschwingungsdauer erfüllt sein. Für die Anwendung des vereinfachten Antwortspektrenverfahrens wird mit dem Zweimassenschwinger (**Abb. F.8.2**) die erste Eigenfrequenz bzw. Periode des Tragwerks in den beiden Gebäuderichtungen berechnet. Dies kann mittels geeigneter Software über eine Modalanalyse oder mit den in DIN EN 1998-1 (12.2010), Abschnitt 4.3.3.2.2 angegebenen Abschätzformeln erfolgen. In diesem konkreten Beispiel wird über eine Modalanalyse mit dem Programm MINEA [MINEA-12] die Grundschwingzeit zu 0,16 s in x-Richtung und zu 0,087 s in y-Richtung ermittelt.

Mit den ermittelten Perioden werden die zugehörigen Spektralbeschleunigungen nach DIN EN 1998-1/NA (01.2011) aus dem Antwortspektrum des Gebäudestandorts bestimmt. Dabei wird ein Verhaltensbeiwert von $q = 1{,}5$ für unbewehrtes Mauerwerk nach DIN EN 1998/NA (01.2011), Tabelle NA.9 angesetzt. **Abb. F.8.4** zeigt, dass sich für beide Richtungen eine Spektralbeschleunigung von 0,75 m/s^2 ergibt. Aus der Gesamtmasse des Tragwerks und den ermittelten Spektralbeschleunigungen werden die Gesamterdbebenkräfte berechnet. Diese ergeben sich mit dem Korrekturfaktor λ, der für Tragwerke mit nicht mehr als drei Stockwerken mit 1,0 anzusetzen ist, zu:

7541014/10787806875Biblio

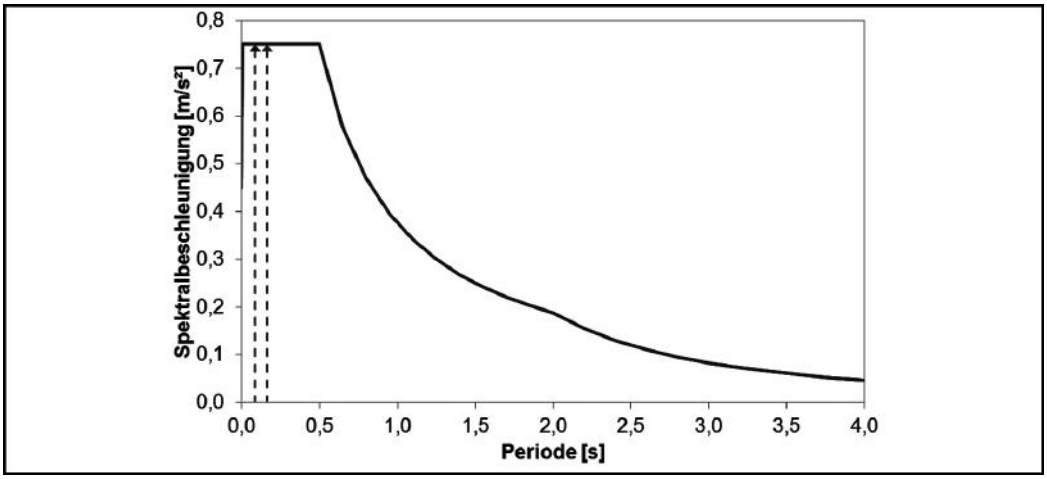


Abb. F.8.4 Bemessungsspektrum, EZ 2, UK C-S, q = 1,5, DIN EN 1998-1/NA (01.2011)

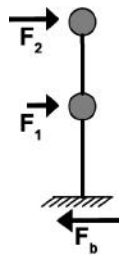
x-Richtung: $F_{b,x} = S_d(T_1) \cdot M \cdot \lambda$
$= 0{,}750 \cdot 365{,}3 \cdot 1{,}0 = 274{,}0$ kN

y-Richtung: $F_{b,y} = S_d(T_1) \cdot M \cdot \lambda$
$= 0{,}750 \cdot 365{,}3 \cdot 1{,}0 = 274{,}0$ kN

Die Verteilung der Gesamterdbebenkräfte erfolgt vereinfachend höhen- und massenproportional auf die einzelnen Stockwerksebenen. Damit ergeben sich die in **Tafel F.8.9** angegebenen Stockwerkskräfte.

Tafel F.8.9 Stockwerkskräfte aus höhen- und massenproportionaler Verteilung

		Kräfteverteilung	
		x-Richtung	y-Richtung
	F_2	180,5 KN	180,5 KN
	F_1	93,5 KN	93,5 KN
	F_b	274,0 KN	274,0 KN



8.2.5 Verteilung der Erdbebenersatzkräfte auf die Wandscheiben

Die Summe der Erdbebenlasten wird entsprechend der jeweiligen Wandsteifigkeiten auf die Einzelwände verteilt. Dafür werden die Verteilungszahlen s_{ix} für die Bebenkomponente in x-Richtung und s_{iy} für die Bebenkomponente in y-Richtung ermittelt. Die Verteilungszahlen für die Aussteifungselemente parallel (Index i) und senkrecht (Index j) zur Belastungsrichtung können unter Berücksichtigung der Torsionswirkung nach DIN EN 1998-1 (12.2010), Abschnitt 4.3.3.2.4 berechnet werden. Dieser einfache Ansatz in Abhängigkeit der Lage der Wand wird hier nicht verwendet. Stattdessen wird das genauere Verfahren nach Abschnitt DIN EN 1998-1/NA (01.2011) NA.D.4 (2) herangezogen.

Der Einfluss aus Torsion wird nach DIN EN 1998-1/NA (01.2011), NA.D.4 (2) unter Berücksichtigung der maßgebenden Exzentrizität ermittelt. Diese setzt sich in der jeweiligen Richtung *i* aus der tatsächlichen Exzentrizität $e_{0,i}$, der zufälligen Exzentrizität $e_{1,i}$ und der zusätzlichen Exzentrizität $e_{2,i}$ zusammen.

$$e_{max,i} = e_{0,i} + e_{1,i} + e_{2,i}$$

$$e_{min,i} = 0{,}5 \cdot e_{0,i} - e_{1,i}$$

Zur Bestimmung der Exzentrizitäten müssen zunächst einige Kennwerte ermittelt werden. Der Trägheitsradius ergibt sich zu:

$$l_s^2 = (L^2 + B^2)/12 = (15{,}74^2 + 11{,}24^2)/12 = 31{,}17 \text{ m}^2$$

Das Quadrat des Torsionsradius wird getrennt für die x- bzw. die y-Richtung aus dem Verhältnis der Torsionssteifigkeit

$$k_T = \sum_{i=1}^{n} k_i \cdot r_i^2 + \sum_{j=1}^{I} k_j \cdot r_j^2 = 2.235.235.336 \text{ KNm}^4$$

zu den richtungsabhängigen Translationssteifigkeiten berechnet. Für das Mehrfamilienhaus ergeben sich mit den Steifigkeitsanteilen der Einzelwände folgende Werte:

$$r_x^2 = \frac{k_T}{k_y} = \frac{2.235.235.336}{61.663.593} = 36{,}25 \text{ m}^2$$

$$r_y^2 = \frac{k_T}{k_x} = \frac{2.235.235.336}{17.302.881} = 129{,}18 \text{ m}^2$$

Die tatsächliche Exzentrizität e_0 ist der Abstand zwischen dem Steifigkeitsmittelpunkt und dem Massenschwerpunkt. Der Masseschwerpunkt kann unter Vernachlässigung des Einflusses des Wandeigengewichtes und der Öffnung im Treppenhaus als Mittel-

7541014/10787806875Biblio

punkt der Deckenfläche ausreichend genau bestimmt werden mit:

$x_M = 7{,}87$ m

$y_M = 5{,}62$ m

Der Steifigkeitsmittelpunkt berechnet sich zu:

$$x_s = \frac{\sum_i E_{x,i} \cdot I_{x,i} \cdot x_{s,i}}{\sum_i E_{x,i} \cdot I_{x,i}} = 8{,}28 \text{ m}$$

$$y_s = \frac{\sum_i E_{y,i} \cdot I_{y,i} \cdot x_{s,i}}{\sum_i E_{y,i} \cdot I_{y,i}} = 4{,}33 \text{ m}$$

Aus der Differenz zwischen Steifigkeitsmittelpunkt und Massenschwerpunkt ergibt sich die tatsächliche Exzentrizität e_0 von 0,41 m in x-Richtung und 1,29 m in y-Richtung. Die zufällige Exzentrizität berechnet sich mit der Abmessung L_i des Bauwerksgeschosses senkrecht zur Erdbebenrichtung zu

$$e_1 = \pm\, 0{,}05 \cdot L_i \Rightarrow \begin{matrix} e_{1,x} = \pm\, 0{,}05 \cdot 15{,}74 = \pm\, 0{,}79 \text{ m} \\ e_{1,y} = \pm\, 0{,}05 \cdot 11{,}24 = \pm\, 0{,}56 \text{ m} \end{matrix}$$

Die zusätzliche Exzentrizität e_2 ist jeweils für die x- und y-Richtung zu berechnen und ergibt sich als Minimum der folgenden beiden Berechnungsformeln:

$$e_2 = \min \begin{cases} 0{,}1 \cdot (L+B) \cdot \sqrt{\dfrac{10 \cdot e_0}{L}} \le 0{,}1 \cdot (L+B) \\ \dfrac{1}{2 \cdot e_0} \left[l_s^2 - e_0^2 - r^2 + \sqrt{(l_s^2 + e_0^2 - r^2)^2 + 4 \cdot e_0^2 \cdot r^2} \right] \end{cases}$$

Für die x-Richtung ergibt sich beispielhaft $e_{2,x}$ als Minimum folgender Ausdrücke:

$$\begin{cases} 0{,}1 \cdot (15{,}74 + 11{,}24) \cdot \sqrt{\dfrac{10 \cdot 0{,}41}{15{,}74}} = 1{,}38 \le 0{,}1 \cdot (15{,}74 + 11{,}24) = 2{,}70 \text{ m} \\ \dfrac{1}{2 \cdot 0{,}41} \left[31{,}17 - 0{,}41^2 - 36{,}25 + \sqrt{(31{,}17 + 0{,}41^2 - 36{,}25)^2 + 4 \cdot 36{,}25} \right] = 2{,}09 \text{ m} \end{cases}$$

Analog wird für die y-Richtung eine zusätzliche Exzentrizität von $e_{2,y} = 0{,}403$ m bestimmt. Eine Zusammenfassung der im untersuchten Grundriss anzusetzenden Exzentrizitäten und ihrer Kombinationswerte e_{min} und e_{max} findet sich in **Tafel F.8.10**.

Tafel F.8.10 Tatsächliche, zufällige und zusätzliche Exzentrizitäten

Bebenrichtung	Exzentrizitäten				
	e_0	e_1	e_2	e_{min}	e_{max}
x-Richtung	1,29 m	0,56 m	0,40 m	0,09 m	2,25 m
y-Richtung	0,41 m	0,79 m	1,38 m	–0,59 m	2,58 m

Mit den ermittelten Exzentrizitäten können die Verteilungszahlen der Einzelwandscheiben s_{ix} für die Bebenkomponente in x-Richtung und s_{iy} für die Bebenkomponente in y-Richtung bestimmt werden. Exemplarisch ergeben sich für die Wandscheibe 1 folgende Verteilungszahlen:

$$s_{1x} = \frac{k_{1x}}{k_x} \left(1 + \frac{k_x \cdot r_{1y} \cdot e_{y,min}}{k_T}\right) = \frac{146.379}{17.302.881} \left(1 - \frac{17.302.881\,(4{,}33 - 0{,}088) \cdot 0{,}09}{2.235.235.336}\right) = 0{,}0084$$

$$s_{1y} = r_{1y} \cdot e_{x,max} \cdot \frac{k_{1x}}{k_T} = (4{,}33 - 0{,}088) \cdot 2{,}58 \cdot \frac{146.379}{2.235.235.336} = 0{,}0007$$

Dementsprechend können die Beanspruchungen der Wandscheibe 1 mit den Stockwerkskräften aus **Tafel F.8.9** ermittelt werden:

Bemessungswert der Beanspruchung in x-Richtung:

$V_{Ed,x} = 0{,}0084 \cdot 274{,}0 = 2{,}30$ KN

$M_{Ed,x} = 0{,}0084 \cdot (180{,}5 \cdot 5{,}62 + 93{,}5 \cdot 2{,}81) = 10{,}73$ KNm

Bemessungswert der Beanspruchung in y-Richtung:

$V_{Ed,y} = 0{,}0007 \cdot 274{,}0 = 0{,}19$ KN

$M_{Ed,y} = 0{,}0007 \cdot (180{,}5 \cdot 5{,}62 + 93{,}5 \cdot 2{,}81) = 0{,}89$ KNm

7541014/1078780687 5Biblio

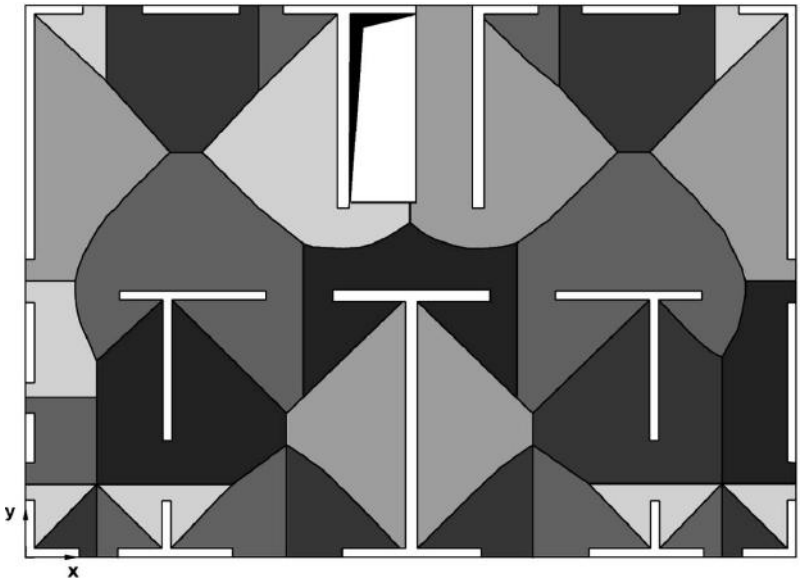


Abb. F.8.5 Wandeinflussflächen der Normalkräfte

Zur Ermittlung der maßgebenden Beanspruchungsgrößen werden die Einwirkungen in den beiden Hauptrichtungen mit der 30 %-Regel kombiniert:

$$V_{Ed} = \text{MAX} \begin{cases} 2{,}30 + 0{,}3 \cdot 0{,}19 = 2{,}36 \text{ kN} \\ 0{,}3 \cdot 2{,}30 + 0{,}19 = 0{,}88 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_{Ed} = \text{MAX} \begin{cases} 10{,}73 + 0{,}3 \cdot 0{,}89 = 11{,}00 \text{ kNm} \\ 0{,}3 \,.\, 10{,}73 + 0{,}89 = 4{,}11 \text{ kNm} \end{cases}$$

Die Verteilungszahlen und die Bemessungswerte der Beanspruchungen aller Wände sind in Tafel F.8.11 zusammengestellt.

8.2.6 Standsicherheitsnachweis mit DIN EN 1996-1-1 (12.2010)

Zur Durchführung des Standsicherheitsnachweises sind die horizontalen Beanspruchungen infolge Erdbeben mit den Vertikallasten infolge Eigengewicht zuzüglich 30% der Verkehrslasten und 50 % Schneelasten zu überlagern (Abschnitt 6.2). Die Wandnormalkräfte werden über Lasteinzugsflächen (**Abb. F.8.5**) mit dem Programm MINEA [Minea – 12] ermittelt. Für die bereits vorher exemplarisch betrachtete Wandscheibe 1 ergibt sich ein Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft von $N_{Ed} = 36{,}27$ KN.

Mit den ermittelten Beanspruchungen werden die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit für unbewehrte Mauerwerkswände unter kombinierter vertikaler und horizontaler Belastung sowie für Schub am Wandfuß im Erdgeschoss geführt. Auf die Darstellung der erforderlichen Nachweise in Wandmitte und der Knicksicherheit wird aus Gründen des Umfangs verzichtet. Die Nachweise werden im Folgenden exemplarisch für die Wandscheibe 1 geführt. Sämtliche Nachweise werden nach DIN EN 1996-1-1 (12.2010)/DIN EN 1996-1-1/NA (05.2012) in Kombination mit DIN EN 1998-1 (12.2010)/DIN EN 1998-1/NA (01.2011) geführt. Die Berechnung wird mit gerundeten Werten durchgeführt, so dass bei der Gegenüberstellung der Ergebnisse mit denen des Programms MINEA [MINEA – 12] geringfügige Differenzen auftreten können.

8.2.7 Nachweis der exzentrischen Druckbeanspruchung

Der Nachweis unter kombinierter vertikaler und horizontaler Belastung wird durch Gegenüberstellung der einwirkenden Normalkraft N_{Ed} und der aufnehmbaren Normalkraft N_{Rd} geführt. Der Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft N_{Rd} wird nach DIN EN 1996-1-1 (12.2010), Abschnitt 6.1.2 bestimmt:

$$N_{Rd} = \phi \cdot A \cdot f_d$$

mit:

- ϕ Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Schlankheit und Exzentrizitäten nach DIN EN 1996-1-1/NA (05.2012) NCI zu 6.1.2.2, $\phi = 1 - 2 \cdot e/l$
- A Gesamtfläche des Querschnitts
- f_d Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mauerwerks, $f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$
- f_k Charakteristische Druckfestigkeit des Mauerwerks
- γ_M Teilsicherheitsbeiwert

7541014/10787806875Biblio

e Exzentrizität der Last: $e = M_{Ed}/N_{Ed}$

l Länge der Wandscheibe

Für den Lastfall Erdbeben ist auf der Materialseite ein Teilsicherheitsbeiwert γ_M nach DIN EN 1998-1/NA (01.2011) von 1,2 anzusetzen. ϕ ist der Abminderungsfaktor für vorwiegend biegebeanspruchte Wandscheiben und in Abhängigkeit von der Lastexzentrizität e und der Wandlänge l zu ermitteln. Die Lastexzentrizität e für Wandscheibe 1 beträgt:

$e = M_{Ed}/N_{Ed} = 11{,}00/36{,}27 = 0{,}30$ m

Mit dem Abminderungsfaktor

$\phi = 1 - 2 \cdot 0{,}30/1{,}01 = 0{,}41$

und dem Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mauerwerks

$f_d = 10{,}51/1{,}2 = 8{,}76$ N/mm^2

ergibt sich damit der Widerstand N_{Rd} am Wandfuß zu:

$$N_{Rd} = 0{,}41 \cdot 0{,}175 \cdot 1{,}01 \cdot 8{,}76 \cdot 1000 = 634{,}81 \text{ kN} > N_{Ed} = 36{,}27 \text{ kN}$$

Der Nachweis der exzentrischen Druckbeanspruchung ist somit für Wandscheibe 1 erbracht.

8.2.8 Schubnachweis

Der Schubnachweis wird nach DIN EN 1996-1-1 (12.2010), Abschnitt 6.2 geführt. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft V_{Ed} kleiner oder gleich dem Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} sein:

$V_{Ed} \leq V_{Rd}$

Nach dem Nationalen Anhang DIN EN 1996-1-1 (05.2012), NCI 6.2 erfolgt dieser Nachweis in erweiterter Form unter Berücksichtigung der Steingeometrie, des Überbindemaßes und der spezifischen Materialeigenschaften. Die Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} wird hierbei durch die minimale Querkrafttragfähigkeit V_{Rdlt} ersetzt. Zur Bestimmung von V_{Rdlt} ist zunächst die charakteristische Schubfestigkeit f_{vk} als Minimum der folgenden Ausdrücke zu bestimmen:

$$f_{vk} = \min \left\{ f_{vk0} + 0{,}4\,\sigma_{Dd};\quad 0{,}45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bt,cal}}} \right\}$$

mit:

f_{vk0} Haftscherfestigkeit (Ansatz von 50 % für unvermörtelte Stoßfugen)

σ_{Dd} Bemessungswert der zugehörigen Druckspannungen

$f_{bt,cal}$ rechnerische Steinzugfestigkeit in Abhängigkeit von der Mindestdruckfestigkeit f_{st} der Mauersteine: $0{,}026 \cdot f_{st}$ für Hochlochsteine und Steine mit Grifflöchern oder Grifftaschen

Der Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung σ_{Dd} (**Abb. F.8.6**) ist der Quotient aus dem Bemessungswert der einwirkenden Druckkraft und der überdrückten Querschnittsfläche A_c:

$$\sigma_{Dd} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \text{ mit } A_C = 1{,}5 \cdot (l - 2 \cdot e) \cdot d$$

Mit der charakteristischen Schubfestigkeit f_{vk} kann der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit V_{Rdlt} nach DIN EN 1996-1-1 (12.2010), NCI zu 6.2 wie folgt ermittelt werden:

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

Hierbei wird der Bemessungswert der Schubfestigkeit f_{vd} mit dem Schubverteilungsfaktor c abgemindert und bezogen auf die anzusetzende Fläche angegeben. Der Faktor c berücksichtigt die Schubspannungsverteilung im Querschnitt und nimmt in Abhängigkeit vom Verhältnis der Gesamtwandhöhe zur Wandlänge Werte zwischen 1 und 1,5 an. Die anzusetzende Fläche ergibt sich aus der Wandstärke t multipliziert mit der rechnerischen Wandlänge l_{cal}. Für kurzzeitig auftretende Erdbebenbelastungen ergibt sich analog zur Windbeanspruchung die Wandlänge als Minimum der Werte 1,125 l und 1,333 $l_{c,lin}$, wobei $l_{c,lin}$ die Länge des überdrückten Querschnitts ist:

$$l_{c,lin} = 1{,}5 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_W}{l}\right) \cdot l = 1{,}5 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{M_{Ed}}{N_{Ed} \cdot l}\right) \cdot l \leq l$$

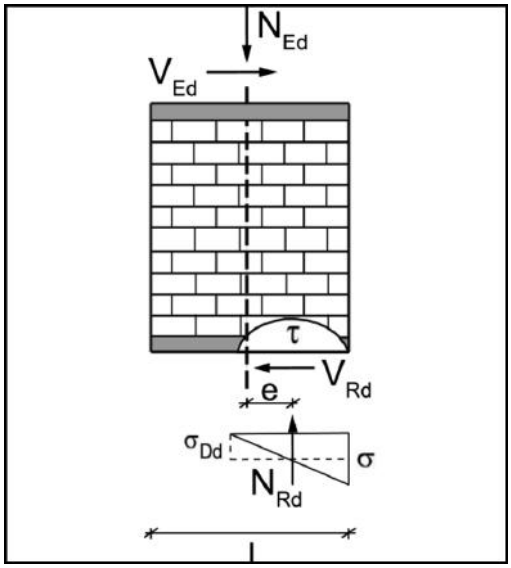


Abb. F.8.6 Wandnachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Mit den zusammengestellten Formeln wird der Schubnachweis für Wandscheibe 1 geführt. Die Druckspannungen σ_{Dd} der Wand berechnen sich mit dem überdrückten Querschnitt

7541014/10787806875Biblio

$$A_C = 1{,}5 \cdot \left(1{,}01 - 2 \cdot \frac{11{,}00}{36{,}27}\right) \cdot 0{,}175 = 0{,}106\ \text{m}^2$$

zu:

$$\sigma_{Dd} = \frac{36{,}27}{0{,}106} = 342{,}17\ \text{kN/m}^2$$

Für Steine der Steindruckfestigkeitsklasse 20 mit einer mittleren Steindruckfestigkeit von 25 N/mm² und mit Grifflöchern ergibt sich somit:

$f_{bt.cal} = 0{,}026 \cdot 25 \cdot 1000 = 650\ \text{kN/m}^2$

Die charakteristische Schubfestigkeit f_{vk} ergibt sich als Minimum der folgenden Ausdrücke, wobei die Haftscherfestigkeit f_{vk0} nach DIN EN 1996-1-1/NA (05.2012), Tabelle NA.1 1 mit 0,22 N/mm² anzusetzen ist:

$$f_{vk0} + 0{,}4 \cdot \sigma_{Dd};\ f_{vk} = \min\left\{0{,}45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bt,cal}}}\right\}$$

Mit

$f_{vk0} + 0{,}4 \cdot \sigma_{Dd} = 0{,}5 \cdot 220 + 0{,}4 \cdot 342{,}17 = 246{,}87\ \text{kN/m}^2$

und

$$0{,}45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bt,cal}}} = 0{,}45 \cdot 650 \cdot \sqrt{1 + \frac{342{,}17}{650}} = 361{,}38\ \text{kN/m}^2$$

Mit der Länge des überdrückten Querschnitts

$$l_{c,lin} = 1{,}5 \cdot \left(1{,}01 - 2 \cdot \frac{11{,}00}{36{,}27}\right) = 0{,}61\ \text{m} < 1{,}01\ \text{m}$$

berechnet sich die rechnerische Wandlänge für die kurzzeitig auftretenden Erdbebenbelastungen analog zur Windbeanspruchung zu:

$$l_{cal} = \min\begin{cases} 1{,}125 \cdot l = 1{,}125 \cdot 1{,}01 = 1{,}14\ \text{m} \\ 1{,}333 \cdot l_{c,lin} = 1{,}333 \cdot 0{,}61 = 0{,}81\ \text{m} \end{cases}$$

Der Faktor c ergibt sich mit dem Verhältnis der Gesamthöhe h_w zur Wandlänge l:

$$\frac{h_W}{l} = \frac{5{,}62}{1{,}01} = 5{,}56 > 2 \Rightarrow c = 1{,}5$$

Damit ergibt sich der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit am Wandfuß zu:

$$V_{Rdlt} = 0{,}81 \cdot \frac{246{,}87}{1{,}2} \cdot \frac{0{,}175}{1{,}5} = 19{,}44\ \text{kN} > V_{Ed} = 2{,}31\ \text{kN}$$

Der Schubnachweis am Fuß der Wandscheibe 1 ist somit erbracht. Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit wurde unter Berücksichtigung des Rechenwertes der Haftscherfestigkeit ermittelt.

8.2.9 Nachweisergebnisse

Die Ergebnisse aller Wandnachweise sind in **Tafel F.8.11** zusammengestellt. Der Nachweis der exzentrischen Druckbeanspruchung am Wandfuß ist für alle Wände mit Ausnahme von Wand 2 und 4 erfüllt. Die Schubnachweise können für die Wände 2, 3 und 4 in der Wandachse (y = 0) des Mehrfamilienhauses in x-Richtung nicht erbracht werden.

Die Überschreitungen der Schubtragfähigkeiten sind im Wesentlichen auf die großen bezogenen Ausmitten zurückzuführen. Da der Berechnung das ungünstige Kragarmsystem zugrunde gelegt wurde, wird im Folgenden versucht, die Nachweise durch eine Lastumverteilung nach DIN EN 1998-1, Abschnitt 9.4 (6) zu erbringen. Hierbei darf die Querkraft pro Wand um maximal 25 % reduziert werden, wobei die Querkrafterhöhung der übrigen Wände jeweils auf 33 % beschränkt ist. Im vorliegenden Falle der versagenden Wände 2 bis 4 in der Wandachse (y = 0) ist eine Reduzierung der Querkraft- und Momentenbeanspruchungen von ca. 10 % ausreichend um die Nachweise zu erbringen. Die hierbei freiwerdenden Kräfte können ohne Probleme von den übrigen Schubwänden aufgenommen werden. Somit ist der Standsicherheitsnachweis für das Mehrfamilienhaus mit Lastumlagerung erfüllt.

8.2.10 Nachweisvergleich: DIN EN 1996-1-1 (12.2010) und DIN 1053-100 (08.2006)

In **Tafel F.8.12** und **F.8.13** sind die Ergebnisse nach DIN EN 1996-1-1 (12.2010)/DIN EN 1996-1-1/NA (05.2012) in Kombination mit DIN EN 1998-1 (12.2010)/DIN EN 1998-1/NA (01.2011) den Ergebnissen nach DIN 1053-100 (08.2006)/DIN 4149 (04.2005) für die Wände in der kritischen Wandachse (y = 0) gegenübergestellt.

Der Vergleich zeigt, dass die Anwendung der DIN EN 1998-1 (12.2010) aufgrund der erhöhten Kombinationsbeiwerte der veränderlichen Einwirkungen zu einer leichten Erhöhung der Einwirkungen führt. Bei den Bemessungswerten der Querkrafttragfähigkeit ergeben sich keine großen Unterschiede, wobei die Werte nach DIN EN 1996-1-1 (12.2010) etwas niedriger sind. Insgesamt werden nach beiden Verfahren dieselben kritischen Wände im Grundriss identifiziert, so dass die Nachweise nur mit einer Lastumverteilung erbracht werden können.

8.3 Nichtlinearer statischer Nachweis

Mit der Einführung der DIN EN 1998-1 (12.2010) ist der nichtlineare statische Nachweis auch in Deutschland zulässig. Der Nachweis wird hier mit der Kapazitätsspektrum-Methode durchgeführt, die

7541014/10787806875Biblio

Tafel F.8.11 Nachweisergebnisse der Einzelwände für das Ersatzstabverfahren

Wand Nr.	N_{Ed}	V_{Ed}	M_{Ed}	N_{Rd}	V_{Rd}	N_{Ed}/N_R	V_{Ed}/V_R	e/l	s_{ix}	s_{iy}
1	36,27	2,37	11,05	613,93	19,31	0,06	0,12	0,30	0,008	0,001
2	108,95	27,17	126,63	46,67	8,12	n.e.	n.e.	0,49	0,097	0,008
3	154,90	44,81	208,84	204,64	21,31	0,76	n.e.	0,48	0,159	0,014
4	108,95	27,17	126,63	46,67	8,12	n.e.	n. e.	0,49	0,097	0,008
5	36,48	2,37	11,05	619,48	19,45	0,06	0,12	0,30	0,008	0,001
6	35,96	0,77	3,59	1211,14	20,90	0,03	0,04	0,10	0,001	0,003
7	150,42	22,50	104,87	2866,11	91,54	0,05	0,25	0,21	0,030	0,073
8	239,27	66,01	307,65	3858,58	177,84	0,06	0,37	0,25	0,088	0,214
9	39,45	2,54	11,82	599,08	20,05	0,07	0,13	0,30	0,009	0,001
10	154,09	18,57	86,55	1289,54	63,64	0,12	0,29	0,29	0,065	0,008
11	47,33	4,25	19,82	524,94	21,35	0,09	0,20	0,35	0,015	0,002
12	47,33	4,25	19,82	524,94	21,35	0,09	0,20	0,35	0,015	0,002
13	154,09	18,57	86,55	1289,54	63,64	0,12	0,29	0,29	0,065	0,008
14	39,40	2,54	11,82	597,82	20,01	0,07	0,13	0,30	0,009	0,001
15	239,32	91,40	426,01	2344,02	147,72	0,10	0,62	0,35	0,098	0,304
16	79,67	4,62	21,52	1677,33	39,59	0,05	0,12	0,17	0,005	0,015
17	58,65	1,11	5,19	1268,47	26,75	0,05	0,04	0,09	0,001	0,004
18	36,18	1,07	4,97	1096,08	20,96	0,03	0,05	0,14	0,001	0,004
19	351,72	53,29	248,38	5361,46	253,02	0,07	0,21	0,13	0,005	0,193
20	244,03	30,88	143,93	3882,46	156,68	0,06	0,20	0,15	0,011	0,109
21	317,33	27,48	128,06	4402,52	176,12	0,07	0,16	0,10	0,006	0,099
22	232,96	54,30	253,09	1364,44	80,92	0,17	0,67	0,34	0,197	0,004
23	48,73	0,91	4,24	1249,91	24,09	0,04	0,04	0,09	0,001	0,003
24	224,50	30,16	140,57	3331,97	113,86	0,07	0,26	0,18	0,025	0,103
25	48,73	0,71	3,31	1308,73	24,09	0,04	0,03	0,07	0,001	0,002
26	224,46	23,51	109,59	3754,54	110,62	0,06	0,21	0,14	0,021	0,080
27	259,57	38,75	180,62	1973,94	104,44	0,13	0,37	0,26	0,141	0,003
28	259,57	38,75	180,62	1973,94	104,44	0,13	0,37	0,26	0,141	0,003

7541014/1078780687 5Biblio

Tafel F.8.12 Nachweisergebnisse nach DIN EN 1996-1-1 (12.2010)/DIN EN 1998-1 (12.2010)

Wand Nr.	N_{Ed}	V_{Ed}	M_{Ed}	N_{Rd}	V_{Rd}	N_{Ed}/N_{Rd}	V_{Ed}/V_{Rd}	e/l	s_{ix}	s_{iy}
1	36,27	2,37	11,05	613,93	19,31	0,06	0,12	0,30	0,008	0,001
2	108,95	27,17	126,63	46,67	8,12	n.e.	n.e.	0,49	0,097	0,008
3	154,90	44,81	208,84	204,64	21,31	0,76	n.e.	0,48	0,159	0,014
4	108,95	27,17	126,63	46,67	8,12	n.e.	n.e.	0,49	0,097	0,008
5	36,48	2,37	11,05	619,48	19,45	0,06	0,12	0,30	0,008	0,001

Tafel F.8.13 Nachweisergebnisse nach DIN 1053-100 (08.2006)/DIN 4149 (04.2005)

NR.	N_{Ed}	V_{Ed}	M_{Ed}	N_{Rd}	V_{Rd}	N_{Ed}/N_{Rd}	V_{Ed}/V_{Rd}	e/l	s_{ix}	s_{iy}
	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[–]	[–]	[–]	[–]	[–]
1	36,21	2,29	10,65	614,86	19,74	0,06	0,12	0,29	0,008	0,000
2	108,87	26,14	122,09	163,90	16,66	0,66	n.e.	0,48	0,096	0,004
3	155,10	43,11	201,33	340,89	29,80	0,45	n.e.	0,46	0,158	0,007
4	108,87	26,14	122,09	163,90	16,66	0,66	n.e.	0,48	0,096	0,004
5	36,21	2,28	10,65	614,86	19,74	0,06	0,12	0,29	0,008	0,000

von Gellert [Gellert – 10] in dem Programm MINEA-Research [MINEA-Research – 13] allgemein anwendbar umgesetzt wurde. Eine detaillierte Beschreibung des Verfahrens findet sich in weiterführenden Veröffentlichungen [Butenweg, Gellert – 10].

Der erste Schritt der Berechnung besteht in der Bestimmung der Last-Verformungskurven für die Einzelwände. In Abhängigkeit von der vertikalen Auflast, der Wandgeometrie und den Materialeigenschaften von Stein und Mörtel werden die Kapazitäten der Versagensformen *Biegung und Längskraft* (BL), *Schubversagen* (SS) und *Steinzugversagen* (SZ) nach Gellert [Gellert – 10] ermittelt. Die zugehörigen Verformungsfähigkeiten zu den jeweiligen Versagensformen werden nach DIN EN 1998-1/NA (01.2011), Abschnitt 9.4 (6) bestimmt. Der Einspanngrad wird mit 0,5 (voll eingespannt) angesetzt. In **Tafel F.8.14** sind die Tragfähigkeiten und Verformungskapazitäten der Einzelwände zusammengestellt.

Im zweiten Schritt werden die Last-Verformungskurven der Einzelwände unter Berücksichtigung der Torsionswirkungen zur Kapazitätskurve des Gebäudes überlagert. Die Kapazitätskurve wird im Anschluss mit dem normativen Antwortspektrum in ein gemeinsames S_a-S_d-Diagramm transformiert (**Abb. F.8.6**). Die Spektren werden hierbei entsprechend des im Tragwerk vorhandenen Dissipationsvermögens gedämpft.

Das Kapazitätsspektrum besitzt einen ansteigenden Ast mit linearem und leicht nichtlinearem Bereich, einen Plateaubereich sowie einen treppenförmigen abfallenden Ast. In dem abfallenden Ast kommt es zu einem sukzessiven Wandausfall, wobei die einzelnen treppenförmigen Abfälle dem Versagen von Einzelwänden entsprechen. Die mit den linearen Rechenverfahren als kritisch identifizierten Wände 2, 3, 4 in der Achse (y = 0) und die hochbelastete Wand 22 sind die beim nichtlinearen Nachweis als erstes versagenden Wände.

In **Abb. F.8.7** sind zur Verdeutlichung des Einflusses der Energiedissipation zwei Kapazitätsspektren dargestellt. Das Spektrum mit konstanter Materialdämpfung von 5 % entspricht dem elastischen Spektrum der DIN EN 1998-1/NA (01.2011). Das andere Spektrum enthält eine konstante Materialdämpfung von 5 % und eine zusätzliche hysteretische Dämpfung von maximal 5 %. Daraus ergibt sich eine maximale Enddämpfung von 10 %. Für beide Spektren ergibt sich der Schnittpunkt mit dem Kapazitätsspektrum im linear ansteigenden Bereich des Kapazitätsspektrums, so dass der hysteretische Dämpfungsanteil zur Nachweisführung nicht benötigt wird. Dies führt dazu, dass sich für beide Dämpfungswerte der gleiche „Performance Point" ergibt. Damit ist der Erdbebennachweis des Mehrfamilienhauses für beide Spektren erfüllt.

In **Abb. F.8.8** sind die Dämpfungsverläufe gegenübergestellt. Es ist zu erkennen, dass die zusätzliche hysteretische Dämpfung mit Beginn des Einsetzens nichtlinearer Dissipationsmechanismen aktiviert wird und dann zusammen mit der Materialdämpfung auf den Maximalwert von 10 % ansteigt.

7541014/10787806875Biblio

Tafel F.8.14 Trag- und Verformungsfähigkeiten der Einzelwände (KS)

NR.	Einspanngrad	H_{ss}	H_{sz}	H_{BV}	Versagensart	Verformungs-fähigkeit
	[–]	[kN]	[kN]	[kN]	[–]	[mm]
1	0,5	30,05	83,56	7,21	BL	23,45
2	0,5	79,82	194,84	54,32	BL	10,06
3	0,5	105,52	234,14	96,06	BL	8,37
4	0,5	79,82	194,84	54,32	BL	10,06
5	0,5	30,14	83,56	7,27	BL	23,45
6	0,5	29,62	81,91	7,04	BL	23,93
7	0,5	110,42	270,13	103,87	BL	7,26
8	0,5	174,05	421,12	258,77	SS	11,24
9	0,5	31,02	81,91	7,95	BL	23,93
10	0,5	91,88	162,58	69,56	BL	12,06
11	0,5	37,09	97,63	11,39	BL	20,07
12	0,5	37,09	97,63	11,39	BL	20,07
13	0,5	91,88	162,58	69,56	BL	12,06
14	0,5	31,00	81,91	7,94	BL	23,93
15	0,5	174,07	421,12	258,84	SS	11,24
16	0,5	57,03	135,27	27,90	BL	14,49
17	0,5	38,93	83,15	13,06	BL	23,57
18	0,5	29,71	81,91	7,09	BL	23,93
19	0,5	251,54	396,01	390,80	SS	11,24
20	0,5	181,20	298,59	200,84	SS	11,24
21	0,5	210,52	298,59	274,01	SS	11,24
22	0,5	159,67	237,52	158,06	BL	7,52
23	0,5	34,73	81,91	10,35	BL	23,93
24	0,5	142,54	283,53	173,32	SS	11,24
25	0,5	34,73	81,91	10,35	BL	23,93
26	0,5	142,53	283,53	173,28	SS	11,24
27	0,5	145,08	221,73	162,11	SS	11,24
28	0,5	145,08	221,73	162,11	SS	11,24

Die Sprünge in der Dämpfungskurve sind auf das Versagen von Einzelwänden zurückzuführen, deren Dissipationsvermögen nach dem Wandausfall bei der Bestimmung der Dämpfung für das Gesamtgebäude nicht mehr berücksichtigt wird.

Da das Mehrfamilienhaus in der Erdbebenzone 2, UK C-S nach dem Ergebnis des nichtlinearen Nachweises noch weitere Reserven besitzt, wird der Nachweis nochmals für Erdbebenzone 3, UK C-R geführt. Das Ergebnis des Nachweises in **Abb. F.8.9** zeigt, dass ohne Ansatz einer hysteretischen Dämpfung der Nachweis nicht geführt werden kann. Unter Berücksichtigung einer hysteretischen Dämpfung kann der Nachweis allerdings deutlich geführt werden und der „Performance Point" liegt im Plateaubereich des Kapazitätsspektrums. Dies bedeutet, dass das Mehrfamilienhaus für eine noch höhere Erdbebenbelastung nur unter Ausnutzung von Verformungsfähigkeiten nachgewiesen werden kann.

7541014/1078780687 5Biblio

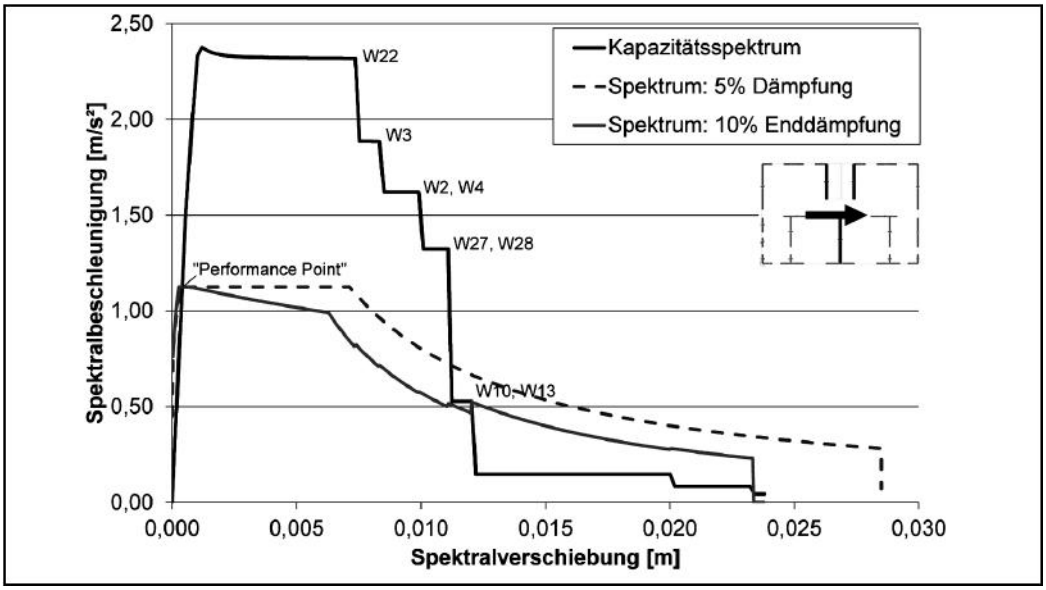


Abb. F.8.7 Kapazitätsspektrum (KS) mit gedämpften Spektren (5 %, 10 %) für EZ 2, UK C-S

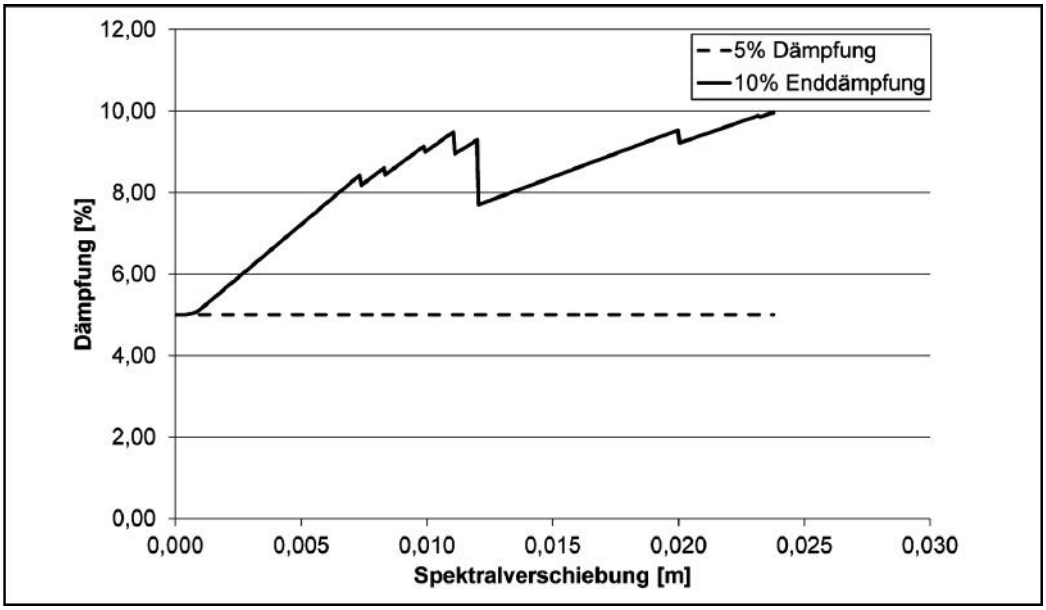


Abb. F.8.8 Verläufe für 5 % Materialdämpfung und 10 % Enddämpfung

Abschließend wird das Mehrfamilienhaus mit Wänden aus Ziegelmauerwerk mit der Kapazitätsspektrum-Methode nachgewiesen, um zu prüfen, ob auch mit niedrigeren Festigkeiten ein Nachweis über die Verformungsfähigkeiten des Gebäudes möglich ist. Für sämtliche Wände werden Hochlochziegel mit der Lochung A (HLzA), Steinfestigkeitsklasse 12 und der Rohdichte 900 kg/m^3 angesetzt. Die Vermörtelung erfolgt mit Normalmörtel IIa, wobei die Stoßfugen unvermörtelt sind. Die Trag- und Verformungsfähigkeiten der Einzelwände sind in **Tafel F.8.15** zusammen gestellt.

Die Ergebnisse der Berechnung sind für die Erdbebenzone 2, Untergrundkombination C-S in **Abb. F.8.10** dargestellt. Es ergibt sich für die Spektren mit 5 und 10 % Enddämpfung ein übereinstimmender „Performance Point“ im ansteigenden linearen Be-

7541014/10787806875Biblio

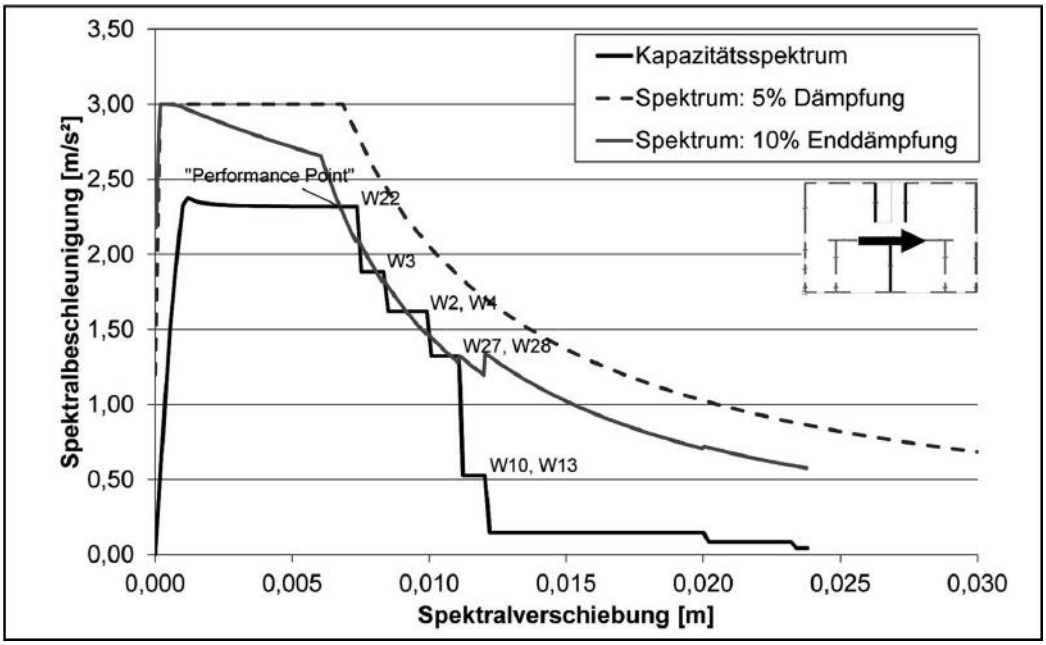


Abb. F.8.9 Kapazitätsspektrum (KS) mit gedämpften Spektren (5 %, 10 %) für EZ 3, UK C-R

reich des Kapazitätsspektrums, da nichtlineare Dämpfungseffekte in diesem Bereich noch nicht auftreten.

Für die Erdbebenzone 3, Untergrundkombination C-R ergeben sich die in **Abb. F.8.11** dargestellten Ergebnisse für die beiden unterschiedlich gedämpften Spektren. Der „Performance Point" vor dem ersten Wandversagen kann nur für das Spektrum mit einer Enddämpfung von 10 % ermittelt werden. Dies bedeutet, dass eine Berücksichtigung nichtlinearer Dämpfungseffekte zur Nachweiserbringung erforderlich ist.

Zusammenfassend zeigt der Vergleich der nichtlinearen Berechnungen, dass der Nachweis des Mehrfamilienhauses in Erdbebenzone 3 sowohl für Kalksandsteinmauerwerk als auch für Ziegelmauerwerk geführt werden kann. Die Nachweiserbringung ist nicht nur wie bei linearen Nachweisen wesentlich von der Festigkeit abhängig, sondern auch von der Verformungsfähigkeit.

7541014/10787806875Biblio

Tafel F.8.15 Trag- und Verformungsfähigkeiten der Einzelwände (Ziegel)

NR.	Einspanngrad	H_{SS}	H_{SZ}	H_{BV}	Versagensart	Verformungs-fähigkeit
	[–]	[kN]	[kN]	[kN]	[–]	[mm]
1	0,5	26,52	39,76	7,08	BL	23,45
2	0,5	71,58	92,71	52,91	BL	10,06
3	0,5	95,61	111,41	92,99	BL	8,37
4	0,5	71,58	92,71	52,91	BL	10,06
5	0,5	26,60	39,76	7,14	BL	23,45
6	0,5	26,16	38,97	6,91	BL	23,93
7	0,5	98,99	128,53	101,20	SS	11,24
8	0,5	156,23	200,37	251,95	SS	11,24
9	0,5	27,55	38,97	7,78	BL	23,93
10	0,5	85,00	77,35	66,12	BL	12,06
11	0,5	32,96	46,45	11,15	BL	20,07
12	0,5	32,96	46,45	11,15	BL	20,07
13	0,5	85,00	77,35	66,12	BL	12,06
14	0,5	27,53	38,97	7,77	BL	23,93
15	0,5	156,25	200,37	252,02	SS	11,24
16	0,5	51,31	64,36	27,13	BL	14,49
17	0,5	35,41	39,56	12,60	BL	23,57
18	0,5	26,24	38,97	6,96	BL	23,93
19	0,5	226,33	283,55	384,86	SS	11,24
20	0,5	162,19	213,79	198,10	SS	11,24
21	0,5	191,51	213,79	268,78	SS	11,24
22	0,5	144,55	170,06	155,34	SS	11,24
23	0,5	31,26	38,97	10,07	BL	23,93
24	0,5	130,55	134,91	166,40	SS	11,24
25	0,5	31,26	38,97	10,07	BL	23,93
26	0,5	130,53	134,91	166,37	SS	11,24
27	0,5	135,70	105,50	151,81	SZ	11,24
28	0,5	135,70	105,50	151,81	SZ	11,24

7541014/10787806875Biblio

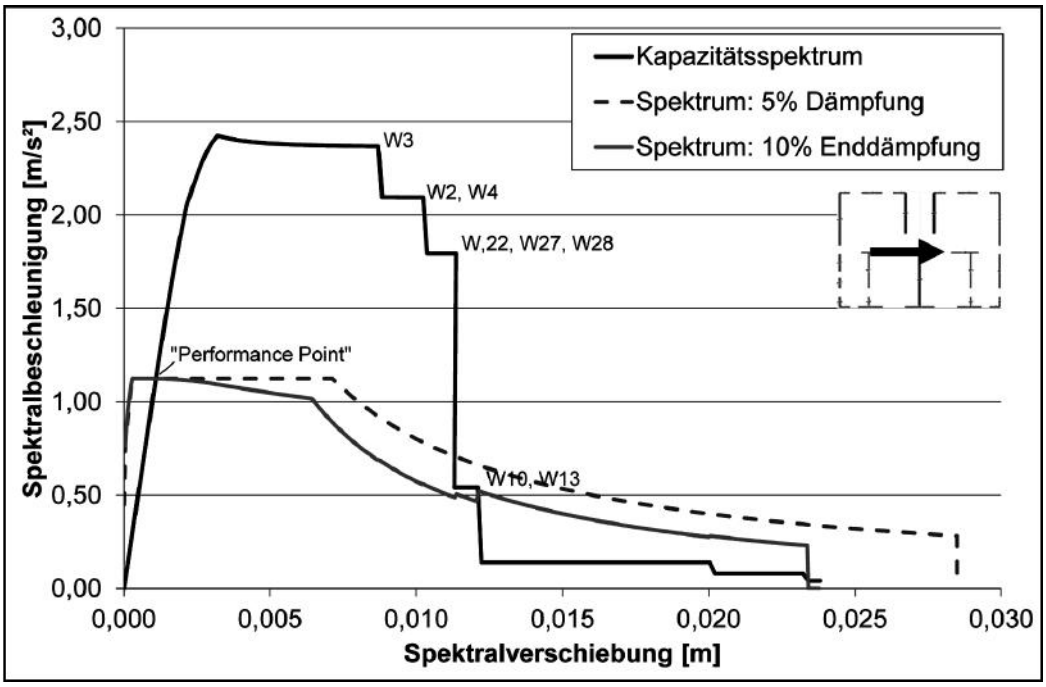


Abb. F.8.10 Kapazitätsspektrum (Ziegel) mit gedämpften Spektren (5 %, 10 %) für EZ 2, UK C-S

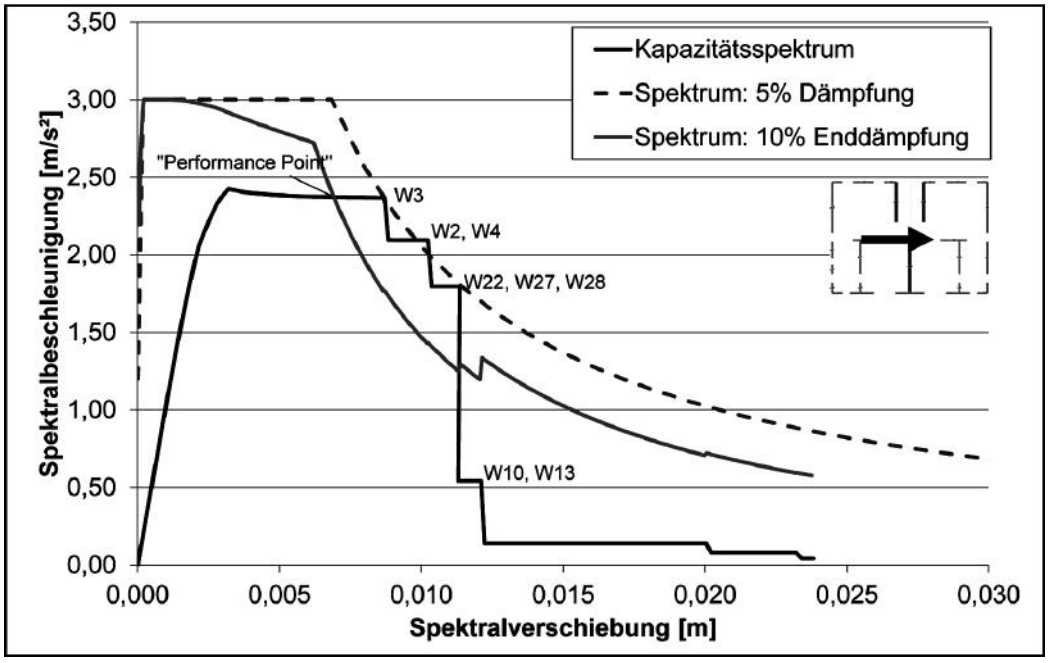


Abb. F.8.11 Kapazitätsspektrum (Ziegel) mit gedämpften Spektren (5 %, 10 %) für EZ 3, UK C-R

F

7541014/10787806875Biblio

G Ausführung von Mauerwerk

Dr.-Ing. P. Schubert

1 Allgemeines

Durch die Vielfalt der am Markt verfügbaren Mauersteine und Mauermörtel lassen sich zusammen mit den verschiedenen Bauweisen und Wandkonstruktionen alle Anforderungen an die Standsicherheit, die Gebrauchsfähigkeit sowie die Ästhetik problemlos und optimal erfüllen. Eine wesentliche Voraussetzung dafür ist die qualifizierte, kontrollierte Ausführung nach den Technischen Regelwerken und den besonderen Empfehlungen der Mauerwerkbaustoffe herstellenden Industrie.

Die heute mehr denn je geforderte Kostenminimierung darf nicht zu einer Qualitätsverschlechterung führen. Mängel oder sogar Schäden infolge unzureichender Ausführungsqualität können erhebliche Zusatzkosten verursachen und anfängliche Kostenvorteile zunichte machen, ggf. darüber hinaus Zusatzkosten erfordern.

Die sachgerechte Ausführung von Mauerwerk ist deshalb von großer Bedeutung, auch für das Image der Bauart Mauerwerk. Nachfolgend werden die wichtigsten Regeln und Bestimmungen sowie die Möglichkeiten für kostengünstige, vereinfachte Ausführungen mit neuen Produkten und Bauweisen dargestellt und erläutert.

Dazu wird auch auf die Literatur verwiesen.

Nachfolgend wird nur die Ausführung von *Mauerwerks*bauteilen aus künstlichen Mauersteinen behandelt. Angaben zur Ausführung von Naturstein-Mauerwerk enthält der Abschn. A.2. Zur Ausführung von Putzen auf Mauerwerk s. Abschn. A.1.3.

2 Lagern der Baustoffe

2.1 Mauermörtel

Heute wird i. d. R. im Werk hergestellter Mörtel-Werkmauermörtel, Werkmörtel –, nur noch sehr selten Baustellenmörtel, verwendet. Werkmauermörtel kann *Trockenmörtel (WTM)* oder gebrauchsfertiger *Nassmörtel (Werk-Frischmörtel, WFM)* sein. Trockenmörtel wird im Silo oder als Sackware angeliefert. Bei Anlieferung im Silo sind die Hinweise des Mörtelherstellers für die Aufstellung des Silos zu beachten. Der Stellplatz muss eindeutig gekennzeichnet und standsicher sein, d. h. tragfähiger Untergrund, genügender Abstand zu Böschungen und zu Strom führenden Freileitungen. Dafür ist der Mörtelbesteller verantwortlich. Wird der Trockenmörtel als Sackware angeliefert, so müssen die Mörtelsäcke dauerhaft trocken, sicher gegen Beregnung und Durchfeuchtung geschützt werden. Um die Aufnahme von Feuchtigkeit und/oder schädlichen Stoffen aus dem Boden zu verhindern, ist ein Bodenabstand von mind. 30 cm einzuhalten, s. **Abb. G.2.1**.

Nassmörtel *(Werk-Frischmörtel WFM)* werden verarbeitungsfertig in Kübeln angeliefert bzw. aus Transportmischern abgefüllt. Die WFM sind vor Austrocknung und Beregnung zu schützen, z. B. durch Abdecken mit einer Folie, s. **Abb. G.2.2**.

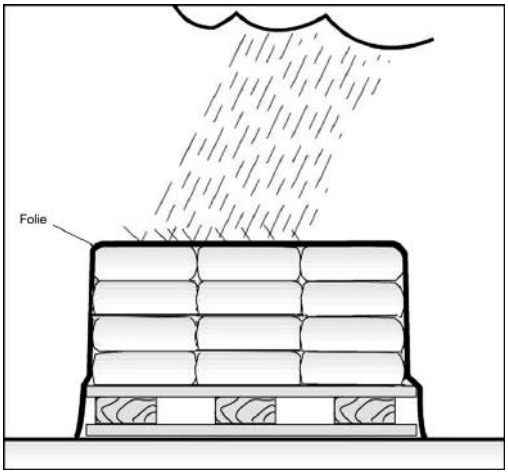


Abb. G.2.1 Mauermörtel als Sackware auf Palette – bauseitiger Schutz vor Durchfeuchtung



Abb. G.2.2 Werk-Frischmörtel – Mörtelkübel, nicht abgedeckt – links, abgedeckt – rechts

7541014/10787806875Biblio

Die Ausgangsstoffe für die Herstellung von *Baustellenmörtel*, d. h. Bindemittel und Sand, ggf. auch Zusatzstoffe und Zusatzmittel, sind dauerhaft trocken, vor Beregnung / Durchfeuchtung geschützt und auf einem sauberen Untergrund (Sand) zu lagern. Der Sand darf keine Bestandteile enthalten, die zu Schäden am Mörtel oder Mauerwerk führen, z. B. größere Mengen Abschlämmbares wie pflanzliche, humusartige Stoffe oder Kohlen-, besonders Braunkohlenanteile.

2.2 Mauersteine, Ergänzungsprodukte

Für die bauseitige Lagerung von Mauersteinen und Ergänzungsprodukten, z. B. U-,L-Schalen, Fertigstürze, gilt das Gleiche wie für die Trockenmörtel, s. **Abb. G.2.3.**

Besonders ist darauf zu achten, dass bei den i. d. R. folienverpackt angelieferten Mauersteinen angebrochene Paletten bei Arbeitsende wieder sorgfältig mit Folie abgedeckt werden.

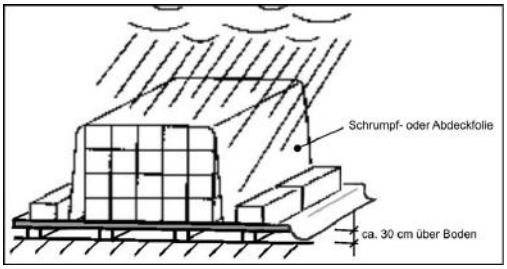


Abb. G.2.3 Mauersteine – bauseitiger Schutz vor Durchfeuchtung

3 Bauseitige Kontrollen und Güteprüfungen

s. Tafel A.1.6.

4 Herstellen des Mörtels

4.1 Werkmörtel

Trockenmörtel darf bauseits nur die für eine verarbeitungsgerechte Konsistenz erforderliche Wassermenge zugegeben werden. Das Mischen von Normal- und Leichtmörtel erfolgt bei „Silomörtel“ mit einem Mischaggregat am Siloauslauf, bei Sackware in üblichen Baustellenmischern. Kalk-Sand-Werk-Vormörtel dürfen bauseits außer der notwendigen Wassermenge weitere Bestandteile nach Anweisung des herstellwerkes oder von diesem geliefert, z. B. Zement, zugegeben werden. Dünnbettmörtel wird als Sackware angeliefert und mit einem Rührquirl im Mörtelkübel mit Wasser gemischt, s. **Abb. G.4.1**.



Abb. G.4.1 Dünnbettmörtel – Mischen mit Rührquirl

Dabei ist besonders auf eine klumpenfreie Durchmischung zu achten.

Die Angaben des Mörtelherstellers auf den Begleitpapieren bzw. dem Gebinde hinsichtlich Menge an Zugabewasser, Zement bei Vormörtel und Mischen sind zu beachten. Werkmörteln dürfen bauseits keine Zuschläge und Zusätze (Zusatzmittel, Zusatzstoffe) zugegeben werden.

Bei dem verarbeitungsgerecht angelieferten Nassmörtel *(Werk-Frischmörtel)* ist die angegebene Stand- bzw. Verarbeitungszeit unbedingt einzuhalten. Vor der jeweiligen Entnahme aus den Mörtelwannen ist der Mörtel ggf. nochmals kurz mit der Kelle oder (besser) mit einem Rührquirl durchzumischen. Eine Wasserzugabe ist nicht zulässig. Angesteifter, nicht mehr verarbeitungsgerechter oder über die angegebene Verarbeitbarkeitszeit hinaus noch vorhandener Mörtel darf nicht mehr verarbeitet werden.

4.2 Baustellenmörtel

Bei Baustellenmörtel – zulässig ist nur Normalmörtel – sind für die Dosierung der Bindemittel und des Zuschlages, ggf. auch der Zusatzstoffe und Zusatzmittel, Waagen oder Zumessbehälter mit volumetrischer Einteilung – keine Schaufeln! – zu verwenden. Sie müssen ein konstantes Mischungsverhältnis der Mörtelbestandteile gewährleisten. Die Ausgangsstoffe sind in einem Mischer, i. d. R. ein Freifallmischer, solange zu mischen, bis augenscheinlich ein gleichmäßiges Gemisch in verarbeitungsgerechter Konsis-

7541014/10787806875Biblio

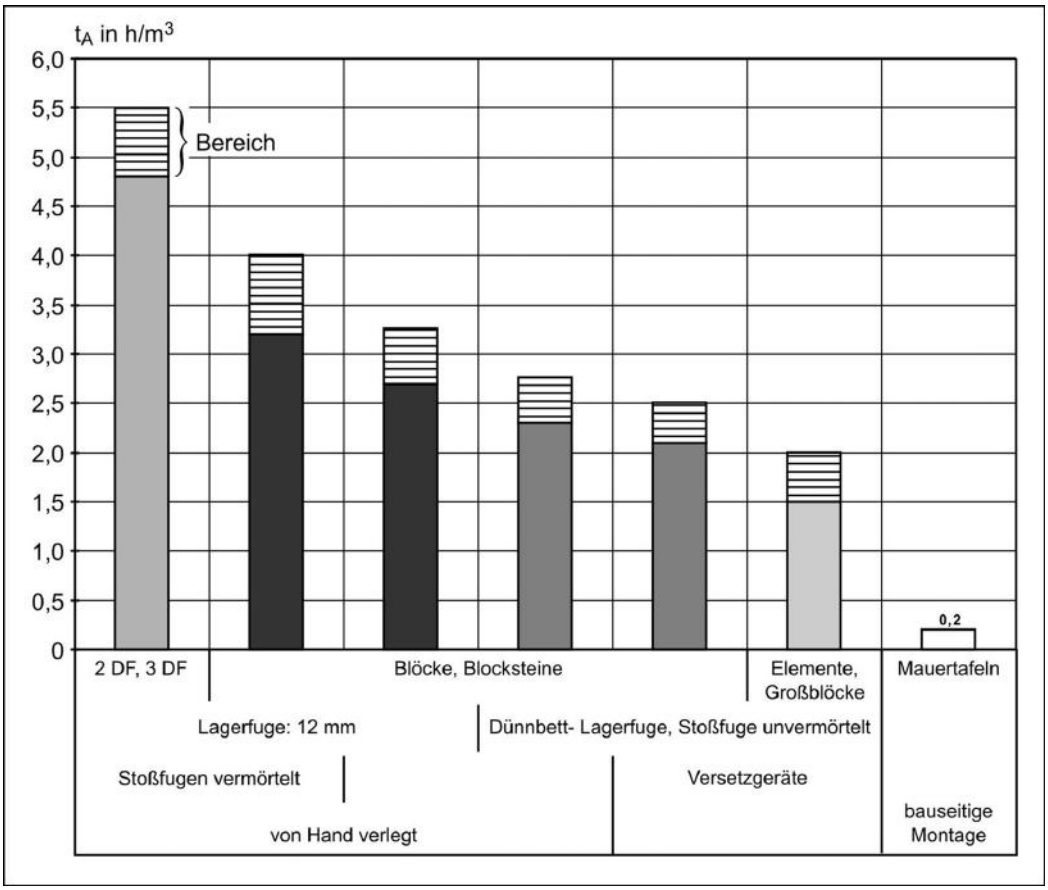


Abb. G.5.1 Arbeitszeit t_A für das Herstellen von 1 m³ Mauerwerk, Wanddicke: 300 mm – Anhaltswerte

tenz entstanden ist. Am Mischer ist sichtbar eine Mischanweisung anzubringen.

Werden die Mörtelzusammensetzungen für Rezeptmörtel eingehalten, s. Tafel A.1.7, sind keine weitere Nachweise erforderlich, andernfalls ist eine Erstprüfung erforderlich, s. Abschnitt A.1.2.8.

5 Herstellen des Mauerwerks

5.1 Materialbedarf und Arbeitszeit

Durch fortlaufende Weiterentwicklung der Mauerwerkbaustoffe, der Bauweisen und Ausführungsverfahren konnte der Arbeitsaufwand für das Errichten von Mauerwerk erheblich gesenkt werden, s. auch **Abb. G.5.1**. Richtwerte für die Arbeitszeit je m² bzw. m³ Mauerwerk enthalten die ARH-Tabellen (Arbeitszeit-Richtwerte Tabellen Hochbau) des Bundesausschusses Leistungslohn. Sie unterscheiden sich je nach Mauerstein und Mauermörtel sowie Wanddicke.

Für aktuelle Angaben zu Material- und Zeitbedarf bei bestimmtem Mauerwerk wird auf die technischen Informationen der Mauerwerkbaustoffe herstellenden Industrie verwiesen.

5.2 Mauerwerksverbände

Mauerwerk muss im Verband hergestellt werden. D. h. die Stoßfugen von übereinander liegenden Schichten müssen versetzt sein, s. **Abb. G.5.2** und Abschn. I.5.6.5. Besteht das Mauerwerk nur aus einer Steinlage je Schicht, d. h. die Steinbreite ist gleich Wanddicke, so wird das Mauerwerk als „Einsteinmauerwerk“, bei zwei oder mehr Steinlagen als „Verbandsmauerwerk“ bezeichnet, s. **Abb. G.5.2**.

Grundsätzlich werden bei Mauerwerksverbänden Läufer- und Binderschichten unterschieden. Werden Mauersteine mit ihrer Längsseite parallel zur Wandoberfläche verlegt, so handelt es sich um Läufer, liegt die Steinbreite an der Wandoberfläche, sind es Binder.

7541014/1078780687SBiblio

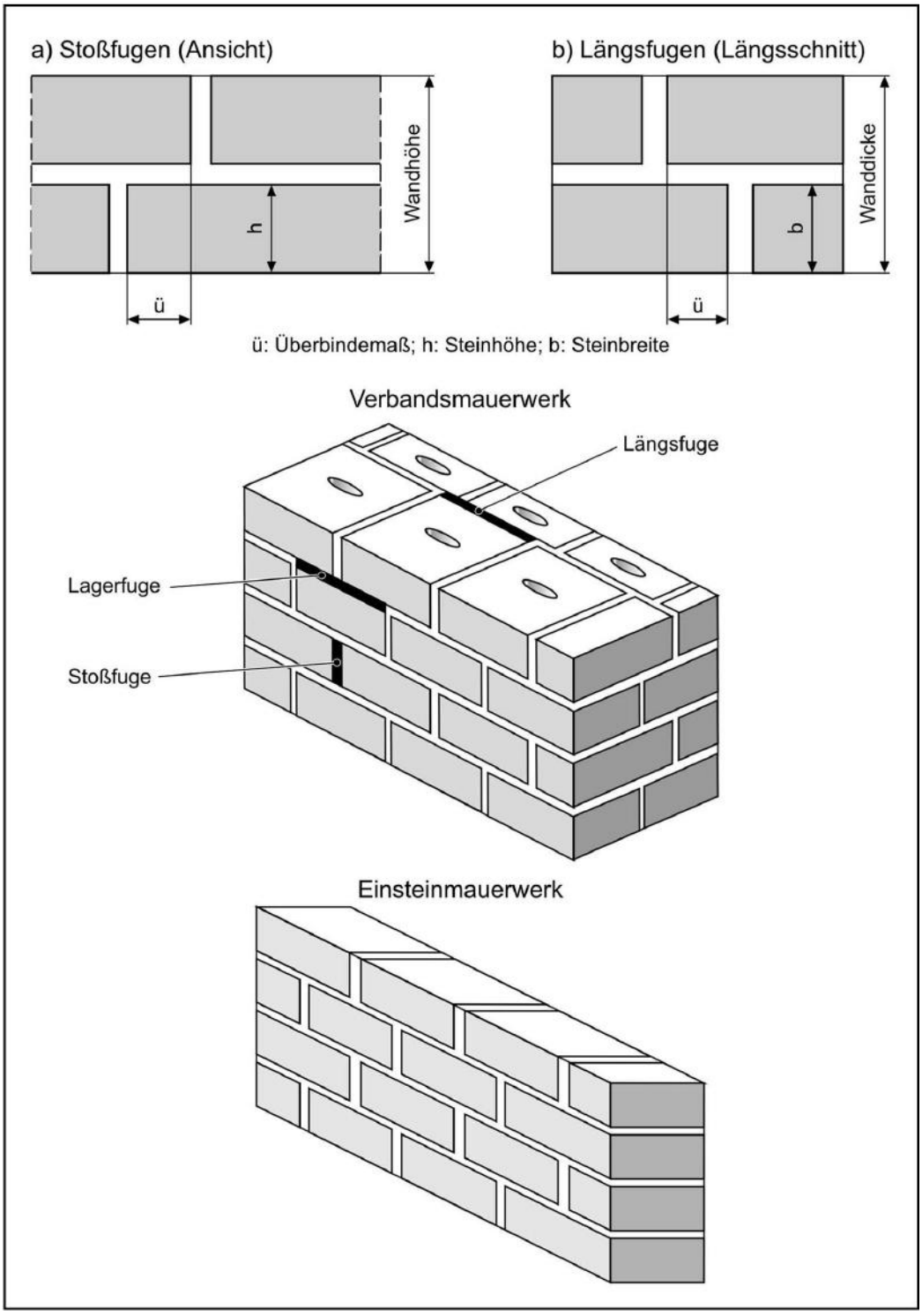


Abb. G.5.2 Mauerwerkverband – Überbindemaß, Verbandsmauerwerk (mit Längsfuge), Einsteinmauerwerk (ohne Längsfuge)

7541014/10787806875Biblio

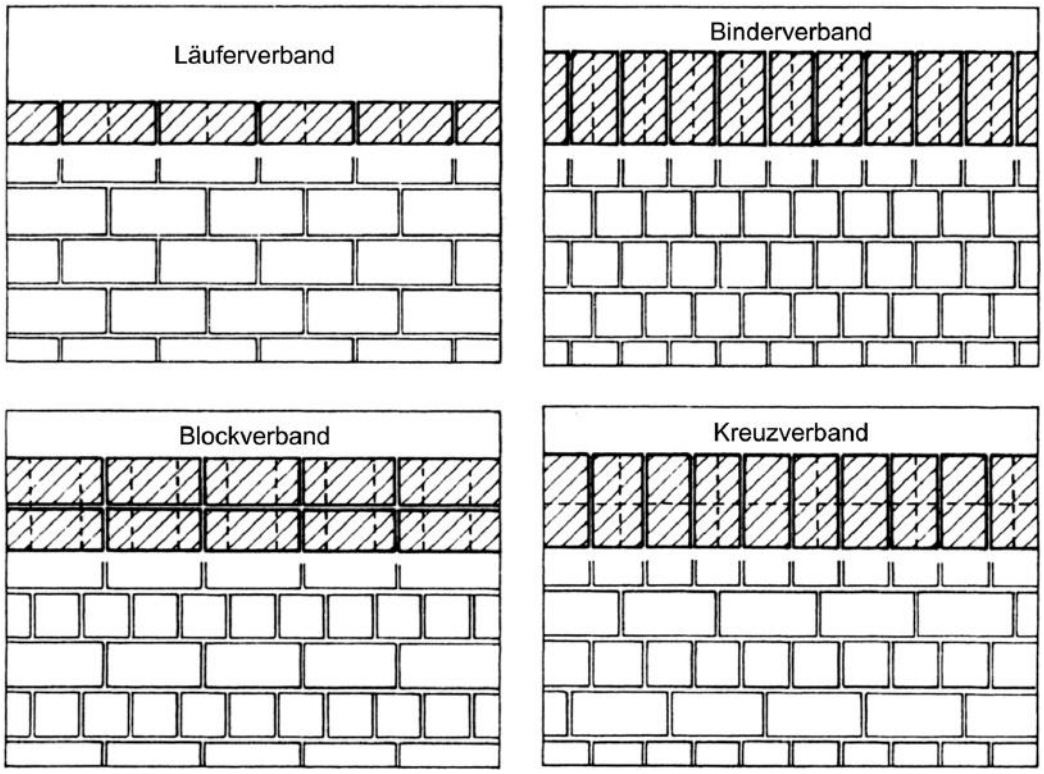


Abb. G.5.3 Mauerwerkverband – verschiedene Verbände

Die wichtigsten Verbände sind: Läuferverband, Binderverband, Blockverband und Kreuzverband, s. **Abb. G.5.3.**

Beim Läuferverband bestehen alle Schichten aus Läufern, die schichtweise unterschiedlich gegeneinander versetzt sein können: Versatz 1/2 Steinlänge (mittiger Verband) oder 1/3, 1/4 Steinlänge (schleppender Verband). Das heute i. d. R. angewendete Einsteinmauerwerk wird im Läuferband ausgeführt. Im Vergleich zu anderen Verbänden ergeben sich bei diesem Verband die besten Festigkeitseigenschaften.

Beim *Binderverband* bestehen alle Schichten aus schichtweise um 1/2 Steinbreite versetzten Bindern.

Schichtweise abwechselnd angeordnete Läufer und Binder ergeben den *Blockverband.* Die Stoßfugen der Läuferschichten liegen übereinander.

Der *Kreuzverband* ist dadurch gekennzeichnet, dass sich wie beim Blockverband schichtweise Läufer und Binder abwechseln, die Stoßfugen jeder zweiten Läuferschicht sind jedoch um eine halbe Steinlänge versetzt. Dies wird durch Verwendung eines halben Steins an den Mauerenden erreicht.

Für Sichtmauerwerk gibt es außerdem verschiedene Zierverbände, z. B. gotischer, märkischer und holländischer Verband, s. auch [Zweischalige Wand].

5.3 Verbinden von Wänden und Querwänden

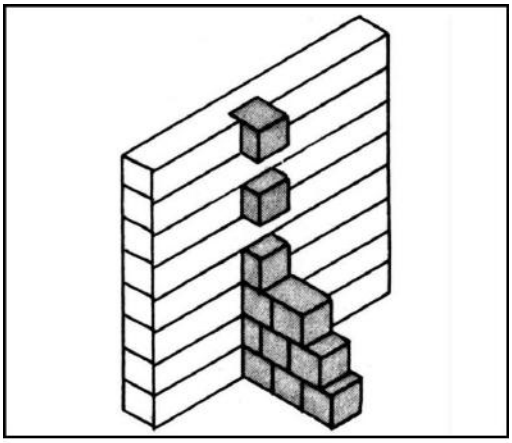
Je nach statischen Anforderungen sind Wände und Querwände nur druckfest – erddruckbeanspruchte Wände im Kellerbereich – oder druck- und zugfest zu verbinden.

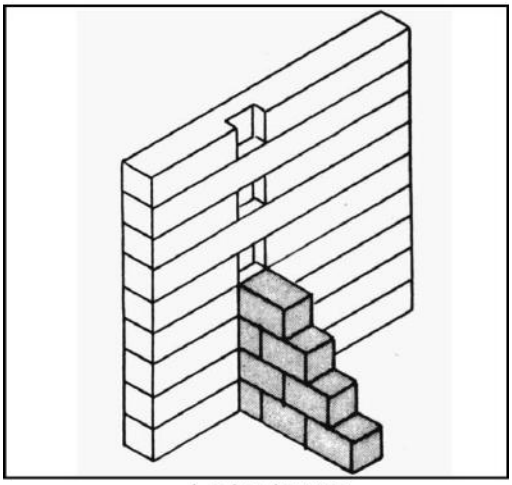
Druckfeste Verbindungen sind, s. **Abb. G.5.4** :

- Lochverzahnung (Regelaussparung) oder Stockverzahnung (vorstehende Steine) in der auszusteifenden Wand. Vorteilhaft ist bei diesen Verbindungsarten, dass der Arbeitsraum kaum eingeschränkt wird.
- Stumpf gestoßene Wände mit vollständig vermörtelter Stumpfstoßfuge; eine Verankerung ist nicht erforderlich.

Druck- und zugfeste Verbindungen sind, s. **Abb. G.5.5**:

7541014/10787806875Biblio





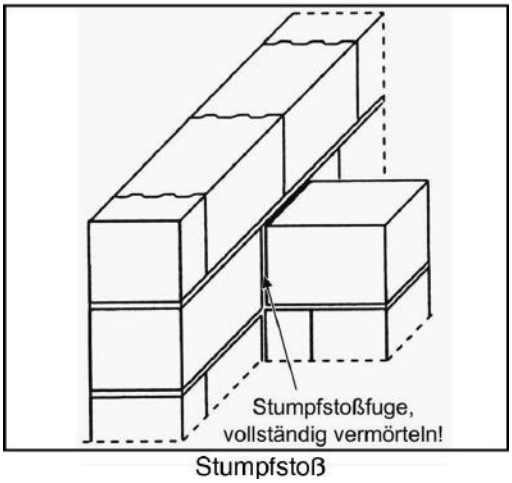


Abb. G.5.4 Verbindung von Längs- und Querwänden – druckfest

– Gleichzeitiges Hochführen der Wände im Verband mit liegender oder stehender Verzahnung. Nachteile sind, dass der Arbeitsraum erheblich eingeschränkt wird.
– Stumpf gestoßene Wände mit korrosionssicherer Verankerung– Mauerverbinder aus Edelstahl – i. d. R. in den Drittelspunkten der Geschosshöhe zur Aufnahme von Zugkräften.

Beim Wandanschluss durch Verzahnung ergeben sich möglicherweise Probleme in bezug auf den Wärmeschutz bei Außenwänden, wenn die Mauersteine der Querwand in das wärmedämmende Mauerwerk der Außenwand einbinden und dadurch Wärmebrücken entstehen. Diese Probleme lassen sich durch Einbindung ausreichend wärmedämmender Steine bzw. einen wärmeschutztechnisch günstig ausgebildeten Wandanschluss lösen.

Der Anschluss von Querwänden wird heute i. d. R. mit Stumpfstoß ausgeführt. Dadurch ergeben sich folgende Vorteile:

– Vermeiden von Wärmebrücken in der Außenwand
– Uneingeschränkter Arbeitsraum – Freihalten der Decken
– Erheblich verringerte Ausführungskosten – verbesserte Organisation der Arbeitsabläufe, arbeitsaufwendige Einbindungen entfallen
– Anwendung von unterschiedlichen Steinhöhen in Längs- und Querwand bei Beachtung der höhengleichen Verankerungsfugen.

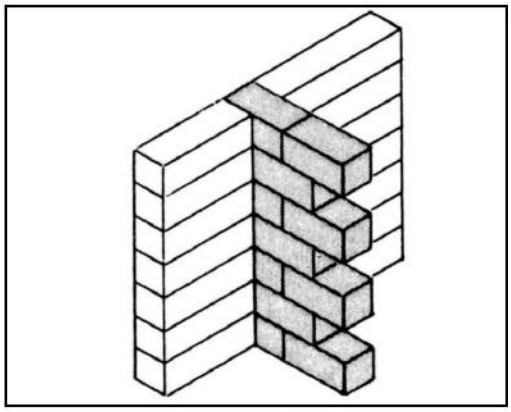
Um die uneingeschränkte Funktionsfähigkeit der Stumpfstoßverbindung zu gewährleisten, müssen die Anker (bei Zugbeanspruchung) vollständig in den Lagerfugenmörtel eingebettet und die vertikale Stumpfstoßfuge vollständig vermörtelt (ausgenommen zweiseitig – oben und unten gehaltene Wände) werden. Um Verletzungen zu vermeiden, werden die Anker bis zum Aufmauern der Querwand nach unten abgebogen.

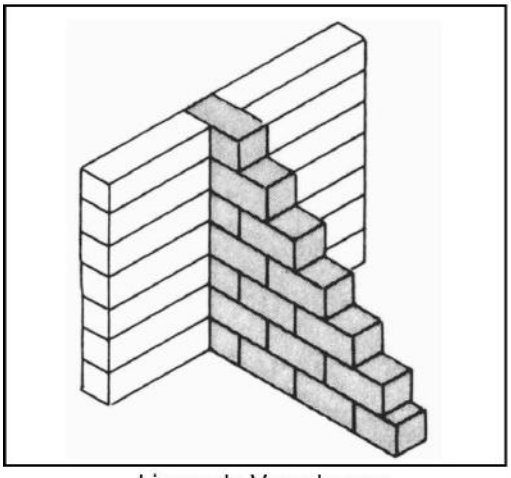
Wegen der günstigen Schallschutzeigenschaften wird bei Wänden mit Schallschutzanforderungen, z. B. Außenwand-Wohnungstrennwand, eine Querwandeinbindung statt Stumpfstoß empfohlen.

5.4 Untere Ausgleichschicht, Kimmschicht

Während bei Mauerwerk mit „Dickbettfuge“ (Lagerfugen-Solldicke: 12 mm) der Ausgleich von Unebenheiten des Auflagerbauteils – Betondecke, Betonfundament – i. d. R. durch angepasste Fugendicke erfolgen kann, ist dies bei Dünnbett-Mauerwerk wegen der geringen Fugendicke von maximal 3 mm nicht möglich. Damit die erste Steinlage aller Quer- und Längswände exakt horizontal und eben verlegt werden kann, muss eine Ausgleichschicht, auch als

7541014/10787806875Biblio





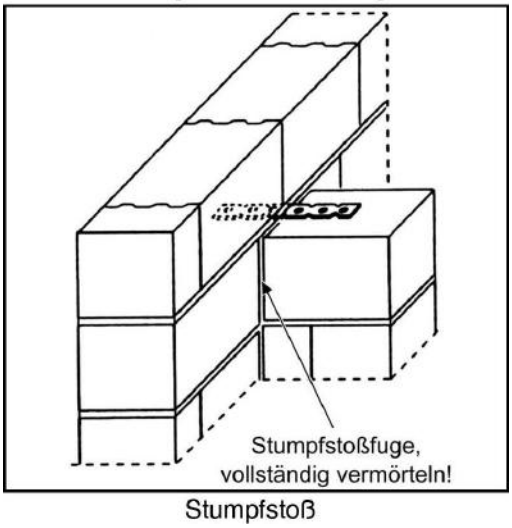


Abb. G.5.5 Verbindung von Längs- und Querwänden – druck- und zugfest

Kimmschicht bezeichnet, aus Mauermörtel (Breite etwa gleich Wanddicke) und aus besonderen Mauersteinen (Kimmsteinen) zum Wandhöhenausgleich, auf die Betondecke bzw. das Betonfundament aufgebracht werden, s**. Abb. G.5.6** und **G.5.7**. Um Wärmebrücken zu vermeiden, werden auch Kimmsteine oder Mauerfuß-Dämmelemente mit geringer Wärmeleitfähigkeit verwendet. Für die Mörtelausgleichschicht ist Normalmörtel der Mörtelgruppe (MG) III zu verwenden. Die Dicke der Ausgleichschicht soll im Mittel 3 cm, an einzelnen Stellen 5 cm nicht überschreiten. Der Mörtel der Ausgleichschicht muss vor dem Mauern ausreichend erhärtet sein. Dies ist i. Allgemeinem nach etwa einem Tag der Fall.

Beim Anlegen der Kimmschicht ist auch eine planmäßig vorgesehene Querschnittsabdichtung gegen aufsteigendes Wasser nach DIN 18195 auszuführen. Empfohlen werden dafür Dichtungsschlämmen, s. aber dazu Abschn. B.6.6.3.3!

Hinsichtlich der zulässigen Kimmschichtlagen – unten, oben; ein oder zwei Kimmschichten – sind die jeweiligen Allgemeinen Bauaufsichtlichen Zulassungen zu beachten.

Sind zwei Kimmschichtlagen übereinander erforderlich und zulässig, so müssen diese im normgemäßen Verband und mit Dünnbettmörtel verlegt werden, s. **Abb. G.5.6b.**

5.5 Mörtelauftrag

5.5.1 Allgemeines

Die wesentlichsten Aufgaben des Mauermörtels in den Lagerfugen, evtl. auch in den Stoßfugen, sind der Ausgleich der Maßtoleranzen der Mauersteine und deren kraftschlüssige Verbindung. Dies kann nur durch Anwendung eines geeigneten, ggf. auf die Mauersteine besonders angepassten Mauermörtels und dessen vollfugigen Auftrag auf die Fugen erreicht werden.

5.5.2 Normalmörtel, Leichtmörtel

Der Mörtelauftrag erfolgt i. d. R. mit dem Mörtelschlitten, s. **Abb. G.5.8**, vereinzelt auch mit der Mauerkelle. Der Mörtelschlitten muss an die betreffende Wanddicke angepasst sein und die Sollfugendicke der Lagerfuge von 12 mm gewährleisten. Wichtig ist, dass der Mauermörtel eine verarbeitungsgerechte Konsistenz aufweist, damit ein vollfugiger Mörtelauftrag und das problemlose Verlegen der Mauersteine erreicht werden. Bei zu weicher Konsistenz besteht die Gefahr einer zu dünnen Fuge. Zu steifer Mörtel behindert das Verlegen der Mauersteine und die vollfugige Ausbildung.

Sollen auch die Stoßfugen vermörtelt werden, z. B. in der Druckzone über Flachstürzen oder bei bewehrtem Mauerwerk, so wird der Mörtel in der Sollfugendicke

7541014/10787806875Biblio

a) eine Kimmschicht **b) zwei Kimmschichten im Verband**

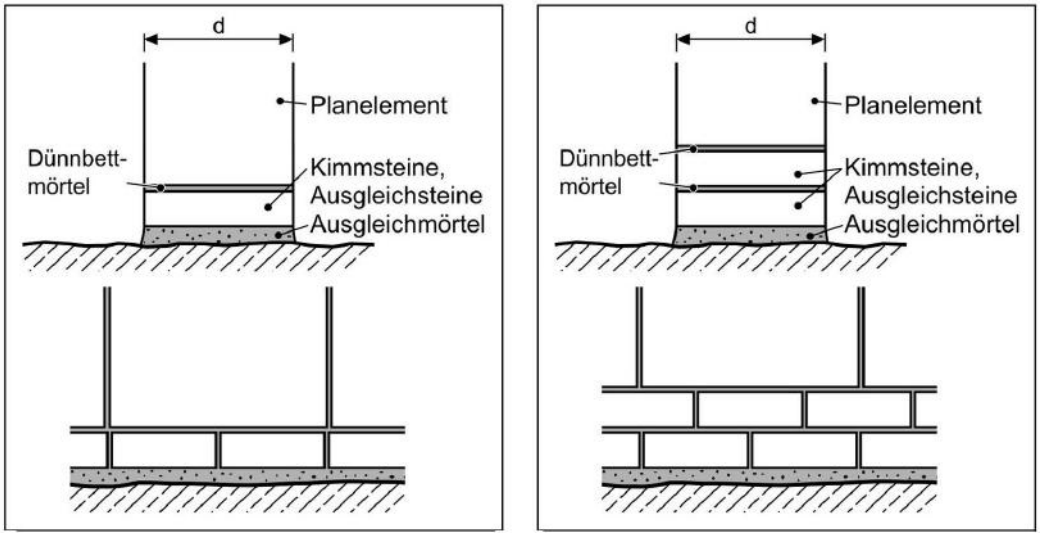


Abb. G.5.6 Dünnbettmauerwerk – Kimmschicht

von 10mm mit der Kelle aufgetragen, s. auch Abschn. G.5.6.4.

5.5.3 Dünnbettmörtel

Vor dem Mörtelauftrag ist die Steinlage ggf. abzukehren, um Lockerteilchen und Staubschichten zu entfernen.

Bei *Planziegel-Mauerwerk* kann der Mörtel nach folgenden Verfahren aufgetragen werden, s. **Abb. G.5.9**:

(a) Im Tauchverfahren; der Planziegel wird etwa 0,5 cm in Dünnbettmörtel getaucht, der Mörtel muss nach dem Tauchen an allen Steinstegen haften;

(b) Mit einer Rolle; der Mörtel wird aus einem Behälter über eine Rolle auf die Steinstege aufgebracht, die Rolle muss auf das Lochbild des Planziegels abgestimmt sein;

(c) Mit einem Mörtelschlitten; es wird ein spezieller, deckelbildender Dünnbettmörtel, der eine geschlossene Mörtelschicht bildet, aufgetragen; die Deckelbildung wird regional auch mit einer zusätzlichen Gewebeeinlage erreicht.

Während die Verfahren (a) und (b) eine zielgenaue Einstellung der Mörtelkonsistenz und eine sehr sorgfältige Ausführung erfordern, ist der sachgerechte Auftrag von deckelndem Dünnbettmörtel unproblematisch. Zudem ergibt sich mit diesem Verfahren eine Reihe von Vorteilen: Höhere Festigkeiten des Mauerwerks, günstigere bauphysikalische Eigenschaften sowie geringere Arbeitszeit.

Bei Dünnbett-Mauerwerk aus anderen Plansteinen bzw. –elementen mit geschlossener oberer Lagerfläche wird der Mörtel i. d. R. mit einem Mörtelschlitten, gelegentlich auch mit der Zahnkelle aufgetragen, s. **Abb. G.5.10**. Die Zahnschiene im Mörtelschlitten und die Zahnkelle müssen eine geeignete Zahnung aufweisen, d. h. ausreichend hohe und breite Zahnlücken, s. **Abb. G.5.10**. Dies ist die Voraussetzung dafür, dass beim Mörtelauftrag genügend hohe und breite Mörtelrippen entstehen, die beim Aufsetzen des Mauersteins breitgedrückt werden und dadurch eine vollständig mit Dünnbettmörtel bedeckte Lagerfläche mit ausreichender Fugendicke von 1 bis 3 mm, genauer: 0,5 bis 3,4 mm, entsteht. Wichtig ist beim Auftrag mit Zahnkelle, dass die Zahnkelle nahezu senkrecht gehalten wird, damit ausreichend hohe Mörtelrippen gebildet werden.

Der sachgerechte Mörtelauftrag wird wesentlich von der Konsistenz des Dünnbettmörtels bestimmt. Die Mörtelrippen dürfen vor allem nicht zu steif sein, damit sie sich beim Aufsetzen des Mauersteins so breit drücken lassen, dass eine geschlossene Mörtelfläche entsteht. Um ein zu frühes Ansteifen des aufgetragenen Dünnbettmörtels – vor dem Aufsetzen des Mauersteins – zu vermeiden, darf die Auftragslänge nicht zu groß sein, vor allem bei hoher Temperatur und Wind. Um zu überprüfen, ob eine vollständige Bedeckung der Lagerfläche mit Mörtel erreicht wurde, kann bei Ausführungsbeginn, ggf. auch zwischenzeitlich, ein aufgesetzter Mauerstein nach dem Aufsetzen wieder abgehoben werden.

Bei Kalksandstein- und Porenbetonstein- Dünnbettmauerwerk sind sehr trockene Plansteine, Planelemente vorzunässen, damit der Mörtel nicht „aufbrennt“ – sofern kein besonders angepasster Mörtel verwendet wird.

7541014/10787806875Biblio

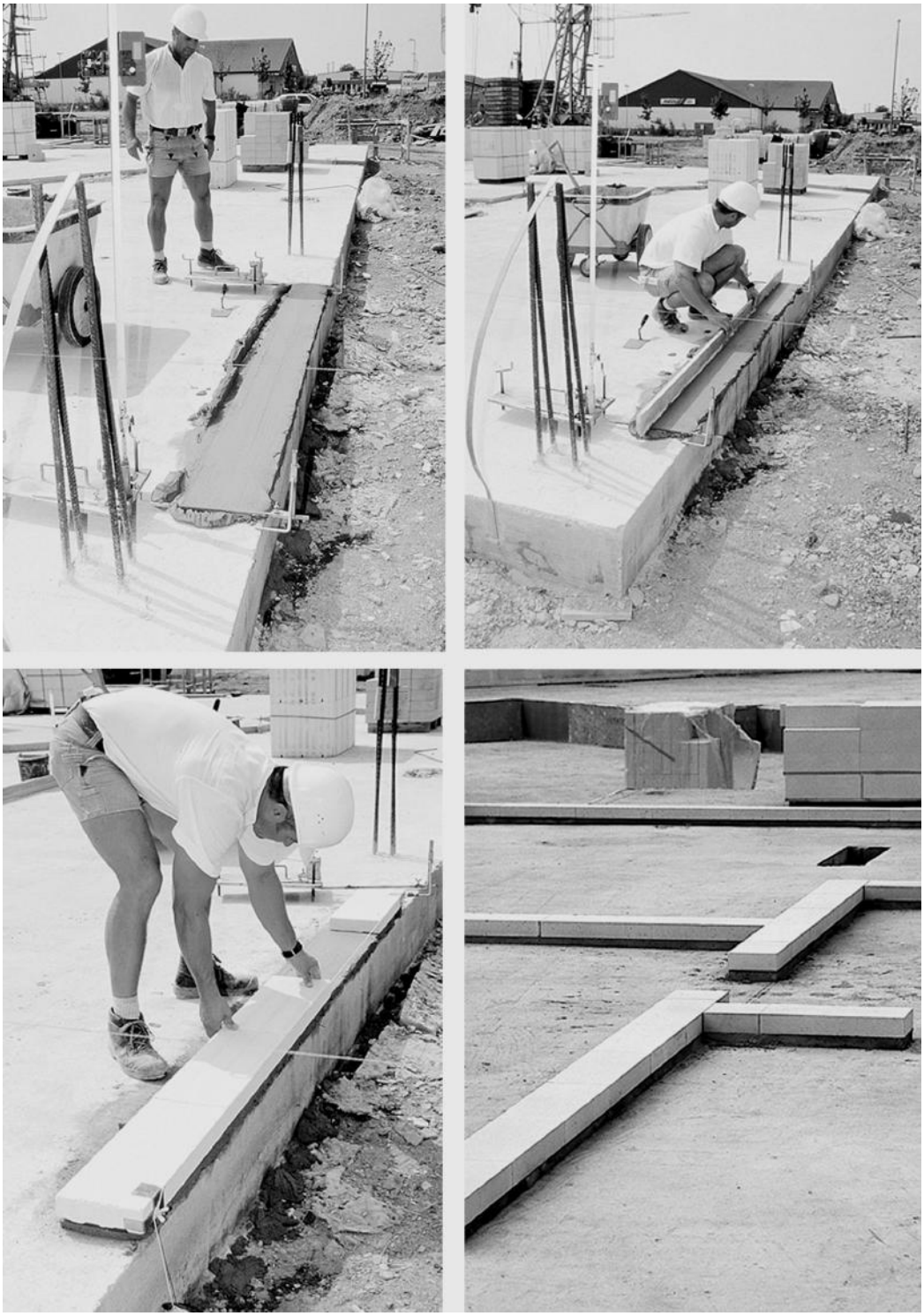


Abb. G.5.7 Dünnbettmauerwerk – Ausführung der Kimmschicht [Schubert/Meyer – 1/2005]

7541014/10787806875Biblio



Abb. G.5.8 Normalmörtel – Auftrag mit Mörtelschlitten

5.6 Verlegen der Mauersteine

5.6.1 Verarbeitungsgewichte

Um die körperliche Belastung des Maurers in gesundheitlich verträglichen Grenzen zuhalten, wurden in einem Merkblatt der Bauberufsgenossenschaft über das Handhaben von Mauersteinen Gewichtsobergrenzen – *zulässiges Verarbeitungsgewicht* einschließlich der baupraktischen Feuchte! – für von Hand vermauerte Einhand- und Zweihandsteine festgelegt. Dies sind, s. auch **Abb. G.5.11**:

– Einhandsteine: 7,5 kg bei einer Greifspanne von 40 bis 75 mm; 6 kg bei einer Greifspanne über 75 bis 115 mm

– Zweihandsteine: 25 kg.

Durch zahlreiche wissenschaftlich begleitete ergonomische Untersuchungen hat die Mauersteinindustrie in den vergangenen Jahren Griffhilfen, Grifföffnungen an den von Hand verlegbaren Steinen optimiert – **Abb. G.5.12**, so dass die körperliche Belastung des Maurers deutlich verringert werden konnte. Bei Lochsteinen sind Grifflöcher in der Lagerfläche angeordnet.

Mauersteine mit einem Verarbeitungsgewicht über 25 kg müssen mit Versetzgerät (z. B. Greifzange) verlegt werden, s. Beispiel in Abb. G.5.13 und Abschn. G.12.6.

a) Mörtelauftrag im Tauchverfahren



b) Mörtelauftrag mittels Rolle



c) Mörtelauftrag mit Mörtelschlitten

Deckelmörtel



mit Gewebezwischenlage



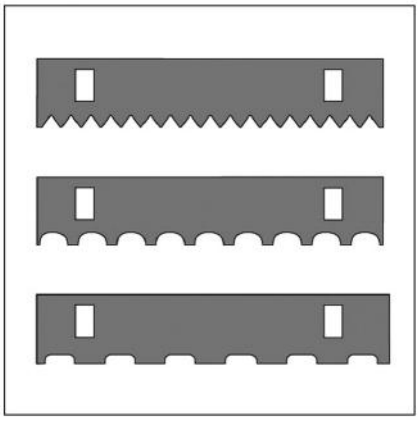
Abb. G.5.9. Dünnbettmauerwerk aus Planziegeln – Auftrag des Dünnbettmörtels [Schubert/Meyer – 2/2005]

7541014/10787806875Biblio

a) Mörtelauftrag mit Mörtelschlitten



b) Mörtelauftrag mit Mörtelschlitten-geeignete Zahnschienen



c) Mörtelauftrag mit Plansteinkelle (Zahnkelle)



5.6.2 Vorbehandlung der Mauersteine

Um zu vermeiden, dass die Mauersteine nach dem Verlegen zuviel Wasser aus dem Fugenmörtel absaugen und dadurch die Mörteldruckfestigkeit und die Verbundfestigkeit zum Mauerstein verringert werden, sollten sehr trockene, stark Wasser saugende Mauersteine vor dem Vermauern vorgenässt oder besonders angepasste Mauermörtel mit hohen Wasserrückhaltevermögen verwendet werden. Ein Vornässen empfiehlt sich vor allem bei sehr trockenen Kalksandsteinen wegen ihrer hohen und über längere Zeit wirksamen Saugfähigkeit. Diesbezügliche Empfehlungen des Mauersteinherstellers bzw. des Mörtelherstellers sollten befolgt werden.

Vor allem bei Plansteinen bzw. Plansteinelementen sollen die Lagerflächen vor dem Vermörteln von Staub gereinigt sein, um einen optimalen Verbund mit dem Dünnbettmörtel zu erreichen.

5.6.3 Lagegerechtes Verlegen der Mauersteine; Steinhöhe, Schichthöhe

Die Mauersteine sind horizontal parallel zur Bauteiloberfläche zu verlegen. In der Höhe schief verlegte Mauersteine werden auf Biegung beansprucht, wodurch die Mauerwerktragfähigkeit beeinträchtigt werden kann. I. d. R. werden die Mauersteine zu einer Bauteiloberfläche bündig verlegt. Es ist darauf zu achten, dass die Solldicke der Lagerfuge eingehalten wird. Zu dicke und sehr unterschiedlich dicke Lagerfugen wirken sich ungünstig aus – vor allem auf die Mauerwerkdruckfestigkeit. Eine Lagekorrektur von Plansteinen bzw. Planelementen bei Dünnbettmauerwerk mit dem Hammer oder durch mit dem Hammer in die Lagerfuge eingeschlagene Keile, s. **Abb. G.5.14**, ist nicht zulässig, weil dadurch der Verbund zum Dünnbettmörtel zumindest bereichsweise aufgehoben wird und die Festigkeitseigenschaften des Mauerwerks wesentlich beeinträchtigt werden.

Die Mauersteine einer Schicht müssen gleichhoch sein. An Wandenden und unter Einbauteilen (z. B. Stürzen) ist zum Längen- und Höhenausgleich in jeder zweiten Schicht eine zusätzliche Lagerfuge zulässig, wenn die Aufstandsfläche der Steine mind. 115 mm lang ist (**Abb. G.5.15**) und die Steine sowie der Mörtel mind. die gleiche Festigkeit wie das übrige Mauerwerk haben. In Schichten mit Längsfugen (s. Abschn. G.5.2) darf die Steinhöhe nicht größer als die Steinbreite sein, ausgenommen Steine der Höhe 175 und 240 mm. Bei diesen muss die Aufstandsbreite mind. 115 mm betragen.

Abb. G.5.10. Dünnbettmauerwerk aus bindemittelgebundenen Steinen

7541014/10787806875Biblio

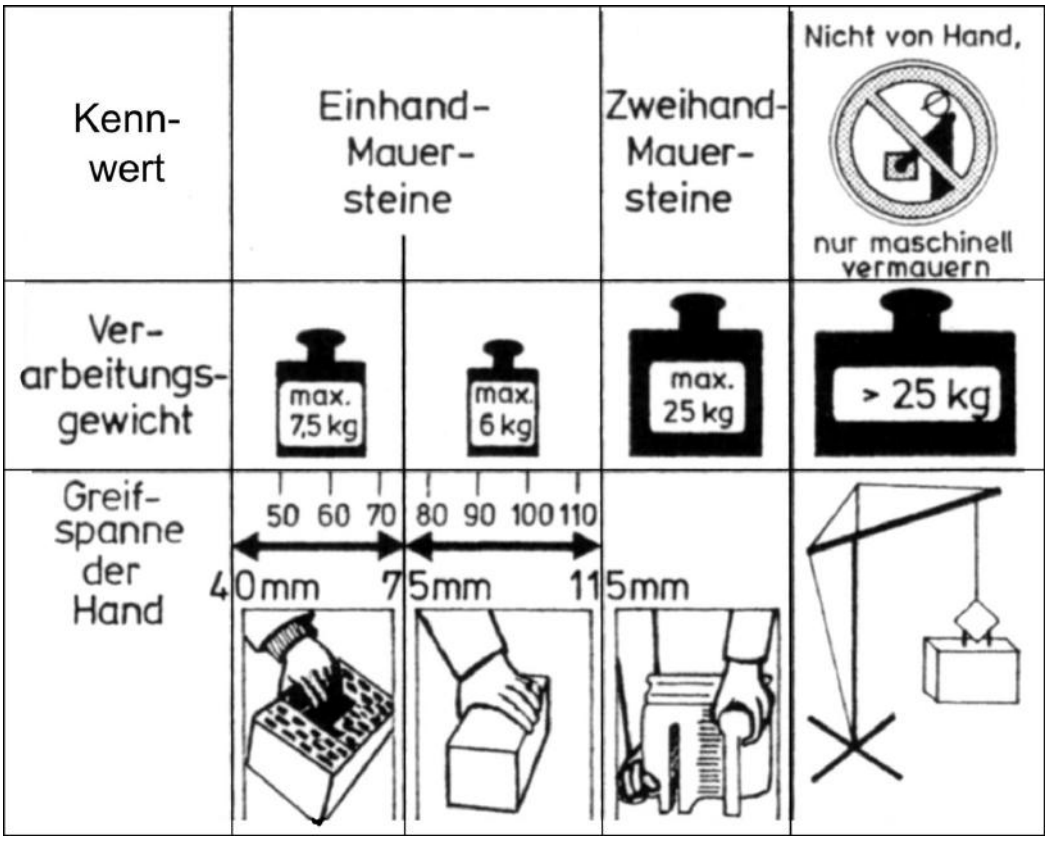


Abb. G.5.11 Mauersteine – zulässige Verarbeitungsgewichte

5.6.4 Ausführung der Stoßfugen

I. d. R. werden beim derzeitigen Mauerwerk die Stoßfugen nicht vermörtelt. Dies führt zu einer um 10 bis 20 % verringerten Herstellzeit des Mauerwerks. Die nach DIN EN 1996-1-1/NA möglichen Ausführungsvarianten der Stoßfuge sind in der **Abb. G.5.16** dargestellt.

Vermörtelte Stoßfugen sind bei bewehrtem Mauerwerk und bei Mauerwerk in der Druckzone über Flachstürzen vorgeschrieben, s. aber G.12.1 (6).

Damit die Mauerwerkeigenschaften und die Risssicherheit des Putzes durch die unvermörtelte Stoßfuge nicht wesentlich beeinträchtigt werden, sind folgende Regeln einzuhalten:

– Die Mauersteine sind knirsch, d. h. aneinander stoßend, zu verlegen;

– die Breite der unvermörtelten Stoßfuge sollte höchstens 5 mm betragen;

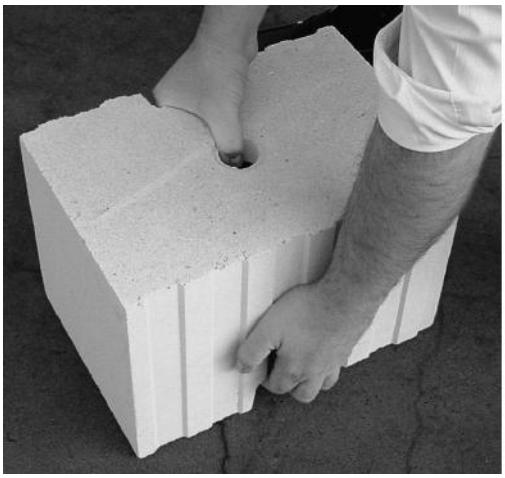
– breitere Stoßfugen sind beim Mauern mit passendem Mörtel – Leichtmörtel bei Leichtmauerwerk – beidseitig zu schließen;

– vereinzelte Stoßfugen mit einer Breite von etwa mehr als 5 cm lassen sich i. Allgemeinen nicht mehr sicher vollständig mit Mörtel schließen (Schwinden des Mörtels). In diesen Fällen sollen Steinstücke in die Stoßfuge eingesetzt und vermörtelt werden.

Bei Dünnbett-Mauerwerk mit Dünnlagenputz wird empfohlen, auch die planmäßig unvermörtelten Stoßfugen vor dem Putzauftrag zu zuspachteln.

7541014/10787806875Biblio

a) Kalksandstein [BV KSI]





b) Planhochlochziegel [Wienerberger]



c) Porenbeton [BV Porenbeton]

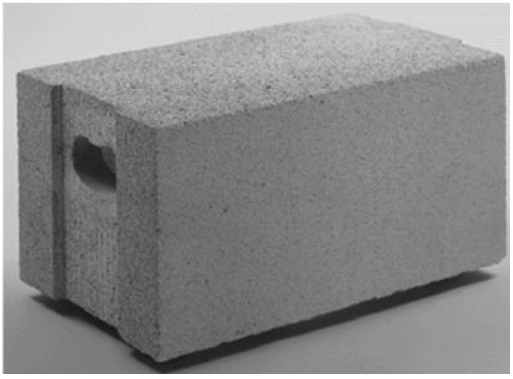


Abb. G.5.12 Verlegen von Mauersteinen – Griffhilfen, Versetzhilfen

7541014/1078706875Biblio

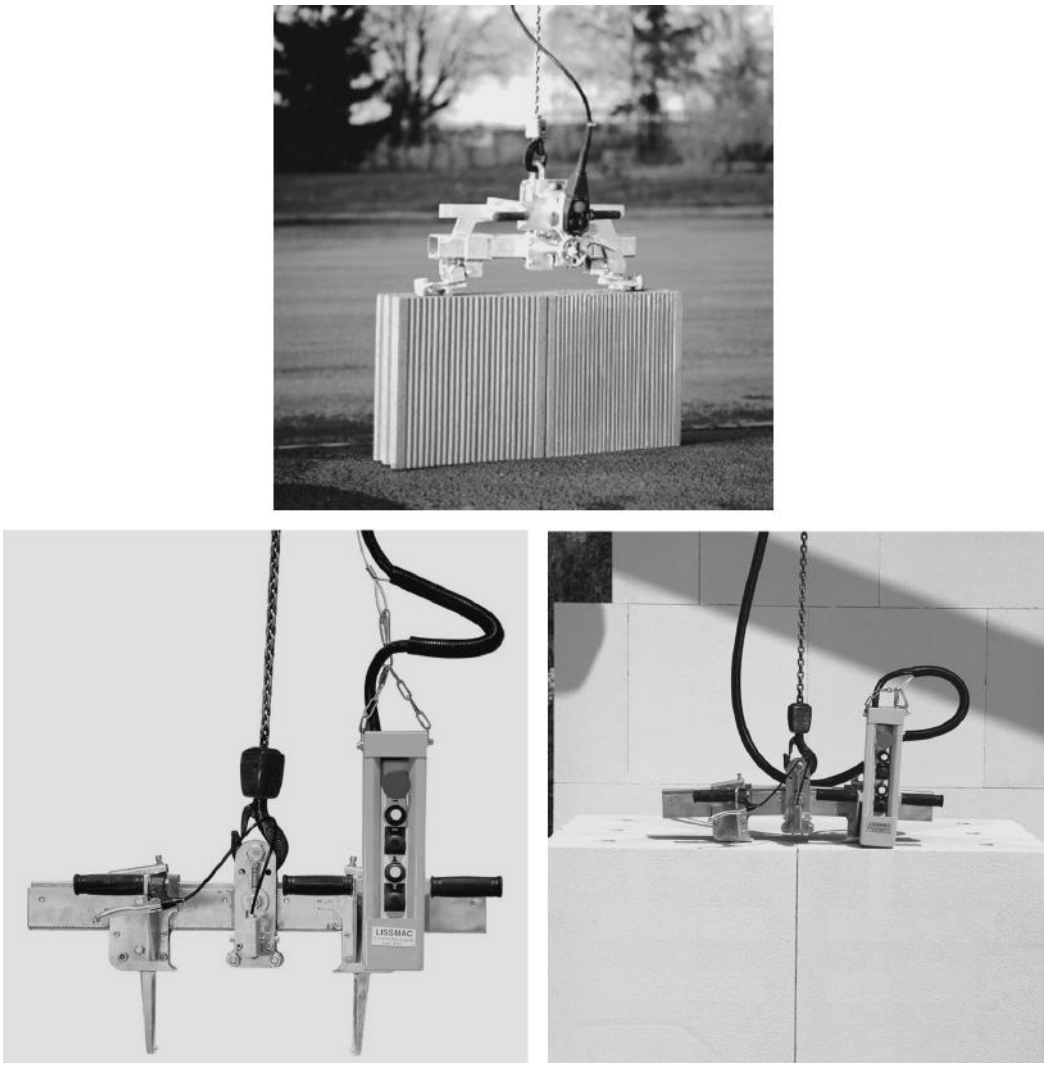


Abb. G.5.13 Verlegen von Mauersteinen – Hilfsgeräte: z. B. Greifzange

7541014/1078780687 5Biblio

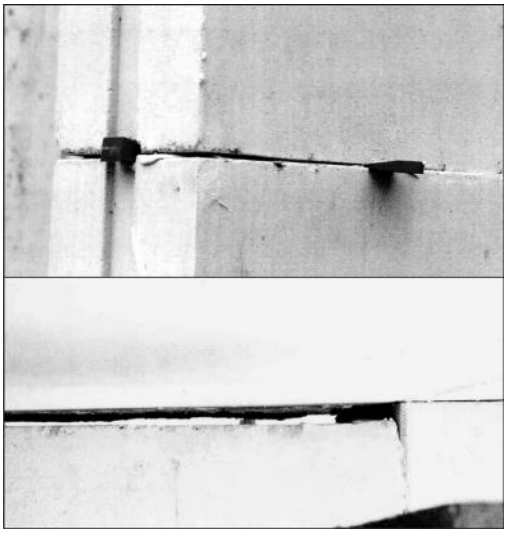


Abb. G.5.14 Dünnbettmauerwerk – unzulässiges Ausrichten von Planelementen mit Keilen

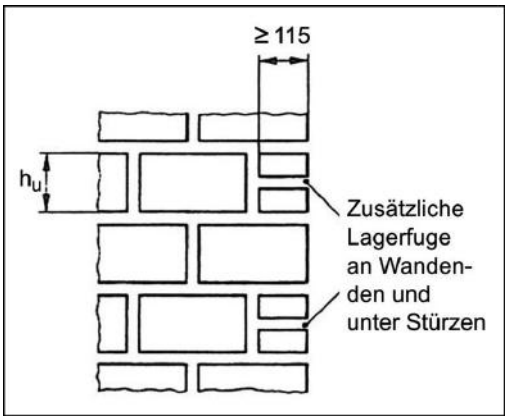


Abb. G.5.15 Mauerwerkverband – zusätzliche Lagerfuge

Stoßfugenausbildung - Anforderungen	Schemaskizze (Aufsicht auf Steinlage) Zahlenangaben in mm
(1) Ebene Steinstoßflächen	
ⓐ Steine knirsch verlegt	≤ 5
ⓑ gesamte Stoßfuge vollflächig vermörtelt Stoßfugenbreite: 10 mm	10
(2) Steinstoßflächen mit Mörteltaschen	
ⓐ Steine knirsch verlegt, Mörteltasche mit Mörtel gefüllt	≤ 5
ⓑ Steinflanken vermörtelt	10 (≤ 20)
(3) Steinstoßflächen mit Nut- und Federausbildung	
ⓐ Steine knirsch verlegt	≤ 5
ⓑ Steinrandbereiche vermörtelt	10 (≤ 50)

Abb. G.5.16 Stoßfugen – Ausführungsmöglichkeiten nach DIN EN 1996-1-1/NA; ( ): Empfehlung

7541014/10787806875Biblio

5.6.5 Überbindemaß

Ein ausreichend großes Überbindemaß ist die Voraussetzung für eine Flächentragwirkung von Mauerwerkswänden und die Aufnahme von Zug- und Biegezugspannungen parallel zu den Lagerfugen. Nach DIN EN 1996-1-1/NA müssen die Mauersteine mit einem Überbindemaß l_{ol} (Steinversatz von Schicht zu Schicht) von mind. 0,4 h_u (Steinhöhe) bzw. mind. 45 mm – der größere der beiden Werte ist maßgebend – verlegt werden, s. **Abb. G.5.17**. Bei Elementmauerwerk darf das Überbindemaß bis auf 0,2 · h_u, höchstens jedoch auf 125 mm reduziert werden, wenn es in der statischen Berechnung berücksichtigt und in den Ausführungsunterlagen angegeben ist. Vereinzelte Unterschreitungen um bis zu 10% sind, vor allem bei kleineren Wohnhäusern, i. d. R. keine schadensverursachende Abweichung. Bei einer häufigen und nennenswerten Unterschreitung des Überbindemaßes ist die Auswirkung auf Standsicherheit und Gebrauchsfähigkeit durch einen Sachverständigen zu beurteilen.

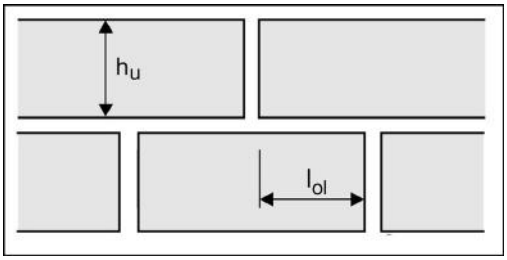


Abb. G.5.17 Überbindemaß l_{ol}

6 Sichtmauerwerk

6.1 Außenschale von zweischaligem Mauerwerk

Bei der Ausführung der Außenschale (auch Verblendschale genannt) von zweischaligem Mauerwerk ist eine Reihe von Bestimmungen nach DIN EN 1996-2/NA, NCI, Anhang NA.D zu beachten. Konstruktive Bestimmungen betreffen i. W. die Fußpunktabdichtung, die Verankerung und die Anordnung und Ausbildung von Dehnungsfugen, s. dazu Kapitel E, Abschn. 4.2.3. Nachfolgend wird nur die Ausführung des Mauerwerks selbst behandelt.

Die Anker zur Verbindung der beiden Mauerwerksschalen bedürfen einer Allgemeinen Bauaufsichtlichen Zulassung.

Die Verblendschale ist direkt der Witterung ausgesetzt, d. h. das Mauerwerk muss einen ausreichend hohen Frostwiderstand besitzen und auch den sonstigen Witterungseinflüssen dauerhaft widerstehen.

Als *Mauersteine* dürfen deshalb nur Vormauersteine oder Verblender mit nachgewiesenem hohen Frostwiderstand verwendet werden, s. auch Abschn. A.1.1. Mauersteine mit einem hohen Wasseraufsaugvermögen sind vorzunässen, damit sie dem Mauermörtel nicht zuviel Wasser entziehen und dadurch auch den Verbund zwischen Mauerstein und Fugenmörtel beeinträchtigen.

Als *Mauermörtel* dürfen nur Normalmörtel sowie Dünnbettmörtel (unter bestimmten Bedingungen) verwendet werden.

Welche Mörtelgruppen anzuwenden sind, richtet sich nach den Verbindungsankern, s. deren Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung. Für Bereiche mit statischer Bewehrung sind abweichend davon die Mörtelgruppen III oder IIIa zu verwenden. Bei Anwendung von Dünnbettmörtel sind besondere Bestimmungen für die Anker zu beachten.

Bei Verblendschalen wird zur Erhöhung der Risssicherheit ein Läuferverband mit halbsteinigem Versatz empfohlen. Die Lager- und Stoßfugen sind vollständig zu vermörteln. Dies ist wichtig, um das Eindringen von Regenwasser zu vermeiden, das zu Frostschäden im Fugenbereich führen kann – ggf. auch bei Mauersteinen mit Lochungen in der Lagerfläche. Die Ausführung der Fugen kann nach den 2 nachfolgend beschriebenen Verfahren erfolgen.

(1) Fugenglattstrich

– Der Mauermörtel wird reichlich aufgetragen, so dass er nach dem Aufsetzen der Mauersteine seitlich aus den Fugen ausquillt und dadurch die Vermörtelung bis zum äußeren Mauersteinrand sichergestellt ist. Der Mauermörtel muss ein gutes Zusammen- und Wasserrückhaltevermögen besitzen, damit er beim seitlichen Herausquellen nicht an den Mauersteinen herunterläuft und diese verschmutzt.
– Der überstehende Mörtel wird mit der Kelle abgestreift.
– Ist der Mörtel ausreichend angesteift, werden die Fugen z. B. mit einem Kunststoffrohr oder einem Schlauchstück abgezogen, so dass sich eine günstige, nach innen gewölbte Fugenoberfläche bildet, s. **Abb. G.6.1**.

Vorteilhaft ist bei diesem Verfahren, dass mit hoher Sicherheit eine vollfugige Vermörtelung der Fugen und damit ein hoher Widerstand gegen das Eindringen von Regenwasser erreicht wird. Nachteilig sind ggf. größere Farbunterschiede der Fugenoberfläche und dass i. Allgemeinen keine besondere Farbgebung der Fugenoberfläche möglich ist.

(2) Nachträgliches Verfugen

– Als Verfugmörtel werden i. d. R. Normalmörtel der Gruppe III verwendet.
– Nach dem Auftrag des Mauermörtels und dem leichten Ansteifen des Fugenmörtels wird dieser aus den Fugen bis zu mind. 15 mm Tiefe entfernt.
– Die Fugen werden gesäubert, d. h. Mörtelteile, lose Bestandteile, Staub werden entfernt, z. B. mittels

7541014/10787806875Biblio

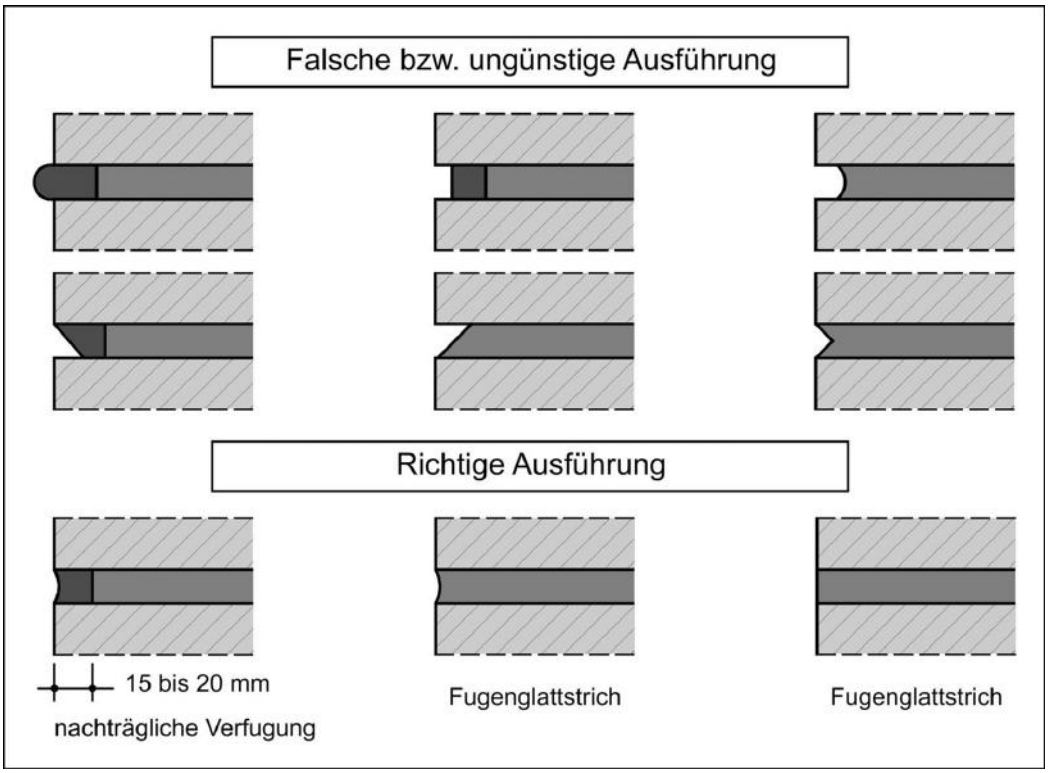


Abb. G.6.1 Sichtmauerwerk – Fugenausbildung

Druckluft oder Stahlbürste. Danach werden die Fugen gründlich vorgenässt und zwar von unten nach oben. Andernfalls könnten evtl. vorhandene Salze o. ä. mit dem ablaufenden Wasser in die unteren Fugen eingetragen werden.

– Der Verfugmörtel – Konsistenz schwach plastisch – wird in 2 Arbeitsgängen sorgfältig, hohlraumfrei und verdichtend mit geeignetem Werkzeug, z. B. Verfugeisen, in die Fugen eingedrückt. Im ersten Arbeitsgang wird der Verfugmörtel zuerst in die Stoßfugen und danach in die Lagerfugen eingebracht. Im zweiten Arbeitsgang wird umgekehrt verfahren. Die Fugenoberfläche wird günstig, bündig mit der Steinkante nach **Abb. G.6.1** geformt, um ungünstige Witterungseinwirkungen zu vermeiden.

Vorteilhaft ist bei diesem Verfahren, dass die Fugenoberfläche farblich und strukturell gleichmäßig gestaltet werden kann. Nachteilig ist der große Ausführungseinfluss auf Qualität und damit Funktionsfähigkeit der Verblendschale.

Dringend zu empfehlen ist die Verwendung von Werkmörteln sowohl als Mauermörtel als auch als Verfugmörtel. Dadurch wird die erforderliche Gleichmäßigkeit aber auch eine ggf. besondere Anpassung an die zur Anwendung kommenden Mauersteine gewährleistet. Hierzu wird auch auf die technischen Merkblätter der Mörtelindustrie verwiesen, s. [Merkblatt -1994]. Falls doch bauseits hergestellter Mauermörtel verwendet werden soll, muss dieser frei von Salzen, Lehm oder anderen anorganischen sowie organischen Verunreinigungen sein, um Schäden bzw. Mängel (Ausblühungen, Verfärbungen) zu vermeiden und mit besonderer Sorgfalt hergestellt werden, s. auch Abschn. G.4.2.

6.2 Sichtmauerwerk für Innenwände

Die Ausführung des Mauerwerks erfolgt in analoger Weise wie nach Abschn. G.6.1. Wegen des Wegfalls von Witterungseinflüssen sind natürlich keine diesbezüglichen Anforderungen an Mauersteine und Mauermörtel zu stellen. Auch die Anforderungen an das Verfugen sind geringer.

7 Kellermauerwerk

Kellerwände werden i. d. R. durch Erddruck beansprucht. Die Lastabtragung erfolgt i. Allgemeinen einachsig in vertikaler Richtung, d. h. die Kellerwand ist zwischen Fundament und Kellerdecke gespannt. Eine zweiachsige Lastabtragung kann nur zugrunde gelegt werden, wenn die Kellerwand in ausreichend kurzen Abständen durch Querwände oder andere statisch nachgewiesene Bauteile (Stützen) ausgesteift ist.

7541014/10787806875Biblio

Für die Ausführung von Kellerwänden sind alle genormten und bauaufsichtlich dafür zugelassenen Mauersteine verwendbar. Dies gilt auch für die Mauermörtel, ausgenommen Normalmörtel der Gruppe I. Alle Stoßfugenausführungen nach DIN EN 1996-1-1/NA sind zulässig. Das Mindest-Überbindemaß, s. G.5.6.5, ist unbedingt einzuhalten, vor allem bei zweiseitigem Lastabtrag, weil dann auch die horizontale Biegezugfestigkeit des Mauerwerks (parallel zu den Lagerfugen) die Tragfähigkeit der Kellerwand mit bestimmt. Die Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen wird wesentlich von der Steinzugfestigkeit, der Verbundfestigkeit zwischen Mauermörtel und Mauerstein sowie dem Überbindemaß beeinflusst.

Besonders beim einachsigen Lastabtrag müssen die Biegezugspannungen senkrecht zur Lagerfuge durch entsprechende Auflasten überdrückt werden, da der Ansatz von Zugspannungen nach DIN EN 1996-1-1 nicht zulässig ist. Daraus ergeben sich folgende wichtige, unbedingt einzuhaltende Bedingungen für die Bauausführung:

1) Die Baugrubenverfüllung darf erst erfolgen (ggf. mit Statiker klären), wenn die in den rechnerischen Nachweisen angesetzten Auflasten vorhanden sind – d. h. die Belastung der Kellerwand durch die Kellerdecke und das aufgehende Mauerwerk muss sichergestellt sein und ggf. in der Statik berücksichtigte Aussteifungsbauteile wie Innenwände, Pfeiler, Stützen errichtet und wirksam sind – Standzeit etwa mindestens 1 Woche.
2) Die Verfüllung muss lagenweise und mit nicht stärkerer Verdichtung als für eine mitteldichte Lagerung erfolgen.

Bei Nachweis der Kellerwand nach DIN EN 1996-3 ist nach DIN EN 1996-2/NA, NCI Anhang NA.E sicherzustellen, dass

– der Arbeitsraum nur mit nichtbindigen Boden nach DIN 1054 verfüllt und verdichtet wird
– die Verdichtung mit Stampfern und Rüttelplatten erfolgt, die folgende Eigenschaften aufweisen: Breite des Verdichtungsgerätes $\leq$ 50 cm, Wirktiefe $\leq$ 35 cm, Gewicht bis etwa 100 kg bzw. Zentrifugalkräfte bis max. 15 kN.

Fehlstellen im Bereich der Kellerwandoberfläche, z. B. zu breite Stoßfugen, Nuten in den Mauersteinen, müssen vor dem Aufbringen des vertikalen Abdichtungssystems geschlossen werden. Dieses ist sachgerecht auszuführen, s. dazu Abschn. B.6. Für die horizontale Abdichtung – i. d. R. unter der ersten Steinlage – muss nach DIN EN 1996-2/NA eine besandete Bitumendachbahn (z. B. R 500 nach DIN EN 13969 in Verbindung mit DIN V 20000-202) oder mineralische Dichtungsschlämme nach DIN 18195-2 oder Material mit mind. gleichwertigem Reibungsverhalten verwendet werden.

8 Zulässige Wandhöhen im Bauzustand

Während des Bauablaufes aus arbeitstechnischen Gründen zeitweise freistehende Wände sind nach dem „Merkblatt für das Aufmauern von Wandscheiben“ der Bau-Berufsgenossenschaft durch eine zwischenzeitliche Halterung gegen horizontale Lasten zu sichern, wenn die Wand höher als in der Tafel G.8.1 angeben ist.

Tafel G.8.1 Zulässige Wandhöhen in m

Steinrohdichteklasse in kg/dm^3	Wanddicke d in mm		
	115	175	240
0,60	0,60	1,35	2,55
0,80	0,75	1,70	3,20
1,00	0,90	2,00	3,85
1,20	0,95	2,20	4,00
1,50	1,25	2,90	4,00
1,80	1,30	3,05	4,00
2,00	1,45	3,40	4,00

9 Schlitze und Aussparungen

Schlitze und Aussparungen verringern die Tragfähigkeit des Mauerwerks. Es ist deshalb sehr zu empfehlen, bereits bei der Planung unter Einbeziehung der Fachingenieure alle wesentlichen vertikalen und – vor allem die horizontalen – Schlitze und Aussparungen festzulegen. Schlitze und Aussparungen sind rechnerisch nachzuweisen, wenn die Bedingungen in DIN EN 1996-1-1/NA für das Entfallen eines Nachweises nicht erfüllt werden, s. Tafeln G.9.1 und G. 9.2.

Vertikale Schlitze und Aussparungen sind auch ohne Nachweis zulässig, wenn der Wandquerschnitt je 1 m Wandlänge um nicht mehr als 6 % geschwächt wird und die Wand nur 2-seitig gerechnet ist. Die Restwanddicke in Tafel G.9.2, Spalte 4 und der Mindestabstand in Spalte 6 müssen eingehalten werden.

7541014/10787806875Biblio

Tafel G.9.1 Ohne Nachweis zulässige Größe $t_{ch,h}$ horizontaler und schräger Schlitze im Mauerwerk

Wanddicke mm	Maximale Schlitztiefe $t_{ch,h}$ [a] mm	
	Unbeschränkte Länge	Länge ≤ 1250 mm [b]
115-149	–	–
150-174	–	0 [c]
175-239	0 [c]	25
240-299	15 [c]	25
300-364	20 [c]	30
über 365	20 [c]	30

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

Tafel G.9.2 Ohne Nachweis zulässige Größe $t_{ch,v}$ vertikaler Schlitze und Aussparungen im Mauerwerk

1	2	3	4	5	6	7
Wanddicke mm	Nachträglich hergestellte Schlitze und Aussparungen [c]		Mit der Errichtung des Mauerwerks hergestellte Schlitze und Aussparungen im gemauerten Verband			
	maximale Tiefe [a] $t_{ch,v}$ mm	maximale Breite [b] (Einzelschlitz) mm	Verbleibende Mindestwanddicke mm	maximale Breite [b] mm	Mindestabstand der Schlitze und Aussparungen	
					von Öffnungen	untereinander
115 bis 149	10	100	–	–	≥ 2fache Schlitzbreite bzw. ≥ 240 mm	≥ Schlitzbreite
150 bis 174	20	100	–	–		
175 bis 199	30	100	115	260		
200 bis 239	30	125	115	300		
240 bis 299	30	150	115	385		
300 bis 364	30	200	175	385		
≥ 365	30	200	240	385		

[a] Schlitze, die bis maximal 1 m über den Fußboden reichen, dürfen bei Wanddicken ≥ 240 mm bis 80 mm Tiefe und 120 mm Breite ausgeführt werden.
[b] Die Gesamtbreite von Schlitzen nach Spalte 3 und Spalte 5 darf je 2 m Wandlänge die Maße in Spalte 5 nicht überschreiten. Bei geringeren Wandlängen als 2 m sind die Werte in Spalte 5 proportional zur Wandlänge zu verringern.
[e] Abstand der Schlitze und Aussparungen von Öffnungen ≥ 115 mm.

7541014/10787806875Biblio

Tafel G.10.2 Grenzwerte für Ebenheitsabweichungen (Auszug aus DIN 18 202: 2013-04, Tabelle 3)

Spalte	1	2	3	4	5	6
Zeile	Bezug	Stichmaße als Grenzwerte in mm bei Messpunktabständen in m bis				
		0,1	1[a)]	4[a)]	10[a)]	15[a)b)]
5	Nichtflächenfertige Wände und Unterseiten von Rohdecken	5	10	15	25	30
6	Flächenfertige Wände und Unterseiten von Decken, z. B. geputzte Wände, Wandbekleidungen, untergehängte Decken	3	5	10	20	25
7	Wie Zeile 5, jedoch mit erhöhten Anforderungen	2	3	8	15	20

[a)] Zwischenwerte sind den Bildern 5 und 6 zu entnehmen und auf ganze mm zu runden.
[b)] Die Grenzwerte für Ebenheitsabweichungen der Spalte 6 gelten auch für Messpunktabstände über 15m

10 Ebenheit

Mauerwerksbauteile lassen sich wegen der unvermeidlichen Maßtoleranzen der Mauersteine und der Ausführungstoleranzen nicht völlig planeben herstellen.

Falls keine einzuhaltenden Grenzwerte für zulässige Abweichungen in den Planungsunterlagen angegeben sind, sollten die zulässigen Abweichungen nach DIN EN 1996-2 nicht größer als in der **Tafel G.10.1** sein. Unabhängig davon gelten nach DIN EN 1996-2/NA die Regelungen in DIN 18202, s. **Tafel G.10.2**.

Tafel G.10.1 Zulässige Abweichungen für Mauerwerkselemente nach DIN EN 1996-2

Kriterium	Maximale Abweichung in mm
Vertikalität	± 20
über 1 Geschoss über die gesamte Gebäudehöhe bei 3 oder mehr Geschossen senkrechte Fluchtlinie	± 20 ± 50 ± 20
Ebenheit[a]	
über 1 Meter über 10 Meter	± 10 ± 50
Dicke	
der Wandschale[b] der zweischaligen Wand	± 5 mm oder ± 5 der Schalendicke; der größere Wert ist maßgebend ± 10

[a] Die Ebenheit wird als maximale Abweichung von einer geraden Linie zwischen 2 beliebigen Punkten gemessen.
[b] ausgenommen Wandschalen mit der Breite oder Länge eines einzelnen Mauersteins, bei denen die Maßtoleranzen des Mauersteins die Schalendicke bestimmen

Nach DIN 18202 gelten für Einsteinmauerwerk die Ebenheitstoleranzen nur für die bündige Seite.

Anforderungen an die Ebenheit der Mauerwerksoberfläche ergeben sich in Abhängigkeit von der vorgesehenen Oberflächenschicht. Bei Dünnlagenputzen – mittlere Dicke 5 mm, Mindestdicke an jeder Stelle 3 mm – ist ein Toleranzausgleich bis zu 3 mm möglich. Deshalb reichen die Anforderungen der **Tafel G.10.2**, Zeile 5: $\Delta e \leq 5$ mm bei 10 cm Messpunktabstand nicht. Die Anforderungen an die fertige, geputzte Wand sind bereits an die rohe Mauerwerkwand zu stellen.

Bei Innen- und Außenputzen (Normal-, Leichtputz) darf die Mindestdicke bis zu 5 mm von der mittleren Dicke abweichen. Diese Abweichung ist auch für die Maximaldicke zugrunde zu legen. Daraus ergibt sich eine zulässige Ebenheitstoleranz der Mauerwerksoberfläche von ± 5 mm.

Sollen Wärmedämmschichten auf die Mauerwerksoberfläche aufgebracht werden (Wärmedämmverbundsystem, hinterlüftete Bekleidungen), so können i. d. R. alle üblichen Ebenheitstoleranzen des Mauerwerks ausgeglichen werden.

Unverzichtbar ist, dass der Planer dem Rohbauer die erforderlichen Angaben zu den vorgesehenen Oberflächenschichten zur Verfügung stellt, damit dieser daraus die notwendige Maßhaltigkeit des Mauerwerks ermitteln kann.

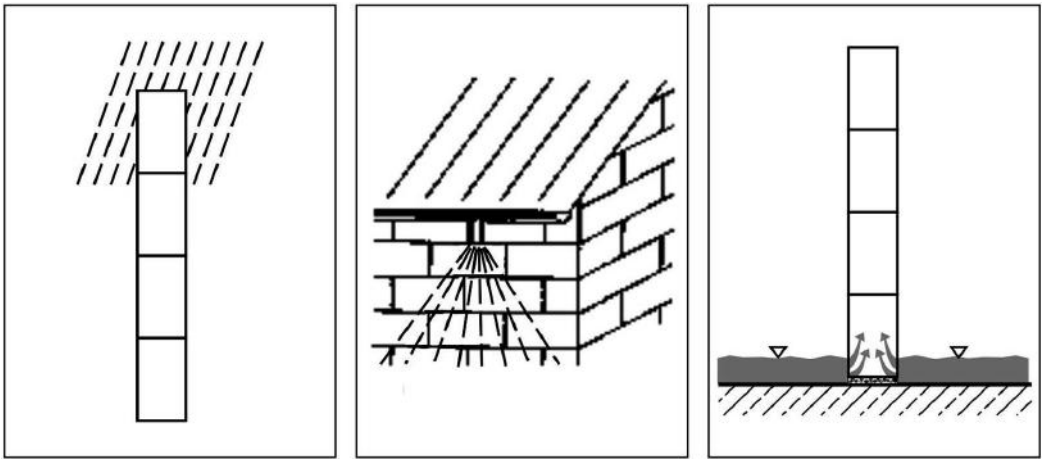
11 Schutz des Mauerwerks

11.1 Schutz vor Durchfeuchtung

Stärkere Durchfeuchtungen von Mauerwerksbauteilen sind unbedingt zu vermeiden. Sie können bei nachfolgender Frosteinwirkung zur Zerstörung von Mauerwerk führen, Probleme beim Putzauftrag ergeben, Schwindrisse sowie Ausblühungen bei späterer Austrocknung hervorrufen und erhebliche bauphysi-

7541014/10787806875Biblio

a) Durchfeuchtung von Mauerwerk



b) Schutz des Mauerwerks vor Durchfeuchtung

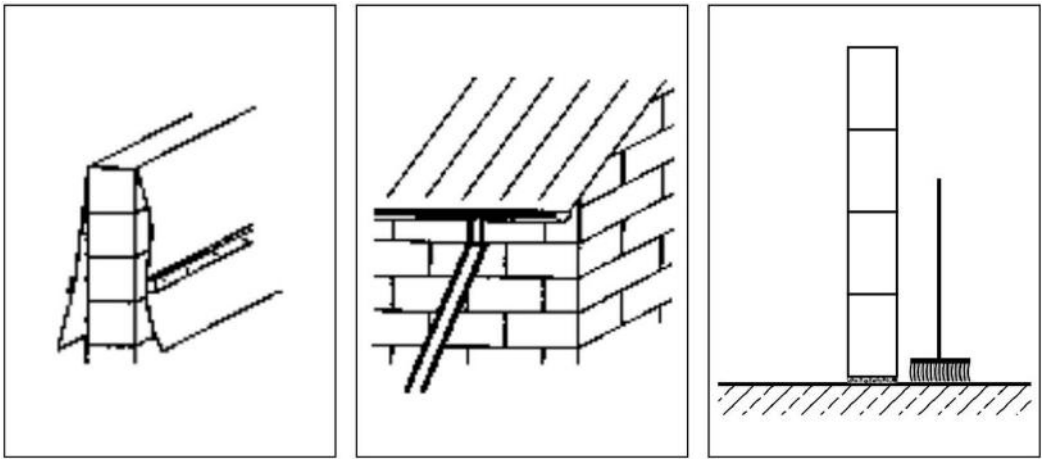


Abb. G.11.1 Mauerwerk – Durchfeuchtung; Schutz vor Durchfeuchtung

kalische Schäden – wie Wärmebrücken, Schimmelpilzbildung – bewirken.

Schadenverursachende Durchfeuchtungen können durch starke Beregnung von ungeschützten Mauerwerksbauteilen im Bauzustand, nicht sachgerechte Wasserabführung vom Dachbereich sowie auch durch Wasseranreicherungen im Fußbereich der Mauerwerksbauteile entstehen, s. **Abb. G.11.1a)**.

Geeignete Schutzmaßnahmen sind, s. **Abb. G.11.1b)**:

- Abdecken der Mauerwerkbauteile bei längeren Arbeitsunterbrechungen und Gefahr von stärkerer Durchfeuchtung infolge Beregnung mit Planen oder Folien, die ausreichend gegen Windeinwirkung zu sichern sind. Bei zweischaligem Mauerwerk muss der Regenschutz über die gesamte Wandkonstruktion angeordnet werden, so dass auch der Schalenzwischenraum geschützt wird.
- Geeignete provisorische Wasserabführung im Dachbereich.
- Vermeiden einer Wasseranreicherung im Fußbereich von Mauerwerkbauteilen durch sichere Wasserabführung.

11.2 Schutz vor Frosteinwirkung

Mauerwerk darf bei Frost nur unter besonderen Schutzmaßnahmen ausgeführt werden. Das bedeutet, dass i. d. R. bei Frost nicht gemauert werden darf. I. Allg. sollte Mauerwerk nicht unter einer Temperatur von etwa + 5 °C (Luft, Baustoffe) ausgeführt werden. Diese Temperatur soll auch bis zu einem Mauerwerkalter von etwa einer Woche im Mittel nicht unterschritten werden. Kurzzeitig auftretende Temperaturen bis +0 °C sind tolerierbar, wenn eine Frosteinwirkung

7541014/10787806875Biblio

während eines ausreichenden Zeitraumes – Anhaltswert: etwa 2 Wochen – sicher ausgeschlossen werden kann bzw. das Mauerwerk wirksam gegen Frosteinwirkung, z. B. durch Abdecken mit Wärmedämmmatten, geschützt wird, s. **Abb. G.11.2.**

Die Verwendung von gefrorenen Baustoffen, von Frostschutzmitteln und Auftausalzen ist unzulässig. Die Mauersteine müssen in jedem Falle frostfrei sein, da andernfalls ein kraftschlüssiger Verbund zum Mörtel nicht entstehen kann. Durch Frost geschädigtes Mauerwerk ist zu entfernen.

Mauersteine (und Mauermörtel) die unmittelbar der Witterung ausgesetzt *bleiben,* müssen frostwiderstandsfähig sein. Für besonders stark beanspruchte Bauteile, wie Kellereingangs-, Stütz- und Gartenmauern, sind Steine der höchsten Frostwiderstandsklasse zu verwenden.

In Verblendschalen dürfen Kalksandsteine mit Oberflächenbeschichtungen nur verwendet werden, wenn deren Frostwiderstandsfähigkeit unter erhöhter Beanspruchung nach DIN EN 771-2 bzw. DIN V 106 nachgewiesen wurde.

Bei horizontalen und leicht geneigten Sichtmauerwerksflächen, die der Witterung direkt ausgesetzt sind, z. B. Mauerkronen, Brüstungen, ist durch geeignete Maßnahmen sicherzustellen – z. B. Abdeckung – , dass Wasser nicht ins Mauerwerk eindringen kann.

11.3 Schutz des jungen Mauerwerks vor mechanischer Beanspruchung

Mauerwerksbauteile, besonders schlanke Bauteile, dürfen vor allem im frühen Alter nicht unplanmäßig horizontal beansprucht werden. Dies betrifft in erster Linie die oberste Schicht von Mauersteinen, Elementen, s. **Abb. G.11.3**. Durch eine derartige Horizontalbeanspruchung kann sich der Verbund zwischen Mauermörtel und Mauerstein lösen und als Folge davon können Zug-, Biegezug- und Schubfestigkeit des Mauerwerks beeinträchtigt werden.

Unbedingt vermieden werden muss das frühzeitige Anschütten von Kelleraußenwänden mit Erdreich, weil dadurch eine die Standsicherheit der Mauerwerkwände gefährdende Horizontalbeanspruchung entsteht. Grundsätzlich soll das Verfüllen des Arbeitsraumes erst erfolgen, wenn sichergestellt ist, dass die in den rechnerischen Nachweisen angesetzten Auflasten vorhanden sind, s. auch Abschn. G.7.

12 Rationalisierte Bauausführung

12.1 Ergänzungsprodukte

Zur Arbeitszeitersparnis, Vereinfachung der Ausführung und um eine möglichst mauerwerkskonforme, homogene Bauweise zu erreichen, stehen verschiedene Sondersteine und Sonderbauteile *für alle Mauersteinarten* zur Verfügung. Einige Produkte werden nachfolgend *beispielhaft* aufgeführt. Auf die Produktinformationen der Mauersteinhersteller wird besonders verwiesen.

(1) Verschiebeziegel

Dieser zweiteilige Mauerstein ist ein längenveränderlicher Mauerziegel. Er ersetzt jedes Ergänzungsformat von ca. 10 bis 25 cm und vermeidet den Aufwand beim Teilen großformatiger Steine, s. **Abb. G.12.1**.

Er kann im Bauteilverlauf, in Ecken und Laibungen eingesetzt werden. Im Regelfall besteht der Verschiebeziegel aus einem etwa 14,0 cm und einem etwa 9,0 cm langen Teil bei einer Höhe von 23,8 cm für Blockziegel und 24,9 cm für Planziegel; bei entsprechender Kombination der beiden Teile können am Bau stufenlose Ausgleichslängen von 10 bis 25 cm wirtschaftlich hergestellt werden (**Abb. G.12.1 a**).

(2) Anschlagsteine

Die Steine werden z. B. für die Ausbildung von Fensteranschlägen und angewendet. Damit entfällt ein bauseitiges Schneiden bzw. Sägen von Steinen. Die **Abb. G.12.1 b)** und **c)** zeigen Anschlagsteine beispielhaft.

(3) U-Schalen

U-Schalen bestehen aus Steinmaterial mit oder ohne Wärmedämmschicht und werden z. B. für Ringanker, Ringbalken, Stützen und Stürze sowie Aussparungen verwendet, s. **Abb. G.12.2**.

Für tragende Bauteile sind die U-Schalen die Schalung für den bewehrten Beton, s. **Abb. G.12.2** oder auch für einbetonierte Stahlträger. Vorteile durch die Verwendung von U-Schalen sind: Schnellerer Baufortschritt, keine Schalarbeiten und Wartezeiten, homogener Putzgrund. Bei Aussparungen entfällt ein kostenaufwändiges nachträgliches Fräsen.

(4) Deckenrandsteine, L-Steine

Diese Sondersteine werden als Randschalung für Stahlbetondecken verwendet. Im Außenwandbereich werden sie mit einer Wärmedämmstoff-Einlage zur Verminderung der Wärmebrücke versehen, s. **Abb. G.12.3**. Ein Abmauern der Deckenhöhe und der Deckenstirnseite mit kleinformatigen Steinen entfällt, zusätzlich gelten die unter (2) erwähnten Vorteile.

7541014/10787806875Biblio

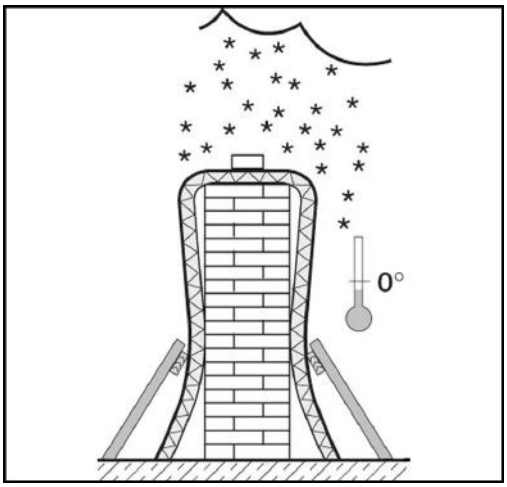


Abb. G.11.2 Mauerwerk – Schutz vor Frost

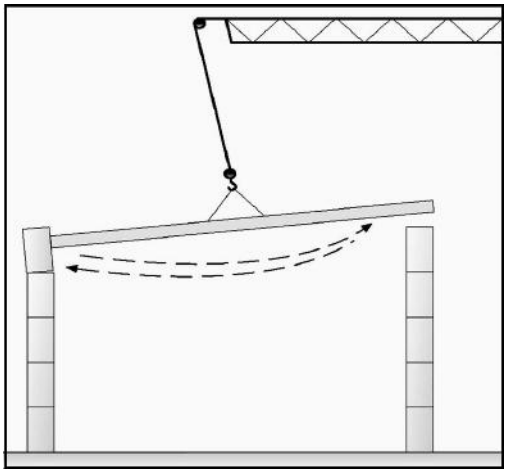


Abb. G.11.3 Mauerwerk – Schutz vor unplanmäßiger Beanspruchung

(5) Rollladenkästen

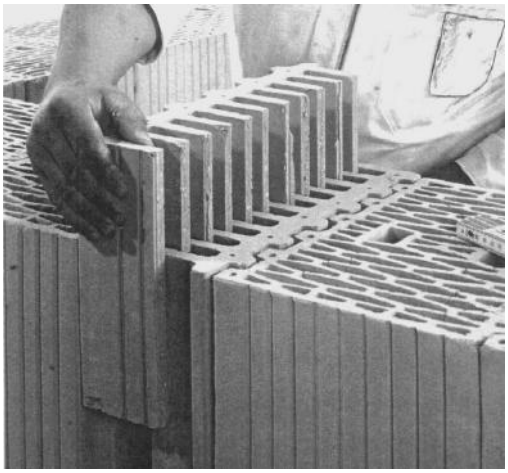
Durch Anwendung vorgefertigter Rollladenkästen ergeben sich zahlreiche Vorteile: Optimierte Wärme- und Schalldämmung, selbsttragend, ggf. auch tragendes Element, einheitlicher mauerwerkskonformer Putzgrund, d. h. erhöhte Risssicherheit, s. **Abb. G.12.4**.

(6) Fertigstürze

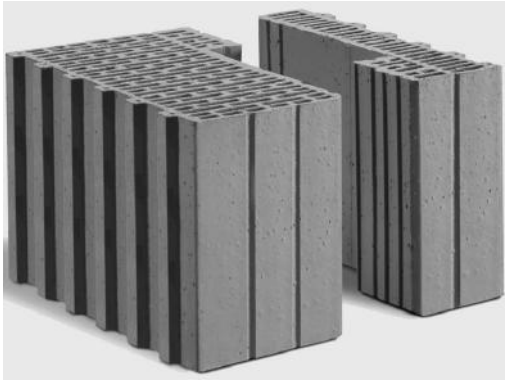
Fertigstürze bedürfen einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung (abZ).

Stürze nehmen die vertikalen Lasten bei der Überbrückung von Wandöffnungen auf und tragen sie in den Auflagerbereich ab. Heute werden i. d. R. *Flachstürze* als Fertigstürze verwendet, s. **Abb. G.12.5.1**.

a) Verschiebeziegel [Wienerberger]



b) Anschlagsteine [Wienerberger]



c) Anschlagsteine [Bisotherm]

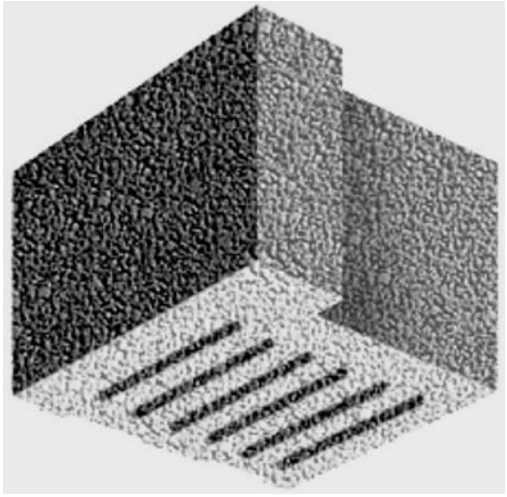


Abb. G.12.1 Mauersteine – Ergänzungsprodukte

7541014/1078780687 5Biblio

Sie bestehen aus besonders geformten Mauersteinen als Schalung für den Stahlbeton oder z. B. bei Leichtbeton- und Porenbetonflachstürzen mit beim Herstellprozess des „Steinmaterials“ eingebrachter Bewehrung. Die Tragfähigkeit des Sturzes wird durch das Zusammenwirken des Flachsturzes als Zuggurt und der darüber liegenden Druckzone erreicht. Die Druckzone kann aus Mauerwerk – die Stoßfugen sind i. d. R. zu vermörteln (Ausnahmen in der abZ)–, aus Beton oder aus beiden Baustoffen bestehen. Der Flachsturz kann auch mit einer Wärmedämmschicht versehen sein. *Fertigteilstürze* werden alternativ im Hintermauerbereich angewendet. Die „Übermauerung“ ist Bestandteil des Sturzes, s. **Abb. G.12.5.2**. Bei der Verwendung von Flachstürzen und Fertigteilstürzen ergeben sich gleiche Vorteile wie unter (2).

12.2 Bausätze

Vorkonfektionierte Bausätze werden für Kalksandstein-Planelemente angeboten. Unter Bezug auf die endgültigen Ausführungspläne werden per elektronischer Datenverarbeitung Verlegepläne für die KS-Elemente und Ergänzungselemente erstellt und danach die maßgenauen Pass- und Ergänzungselemente produziert. Die Planelemente werden mit den Verlegeplänen, entsprechend beschriftet, numeriert und bei Passstücken wandweise auf Paletten verpackt zur Baustelle geliefert, s. **Abb. G.12.6**. Durch diese Verfahrensweise ergeben sich folgende Vorteile:

- Hohe Ausführungssicherheit
- Planungsfreiheit durch objektspezifische Bausätze
- Keine bauseitigen Säge- und Schneidearbeiten
- Vermeidung von Bauschutt
- Schnellerer Baufortschritt.

12.3 Fertigteile aus Mauerwerk

Es handelt sich um werksgefertigte Wandbauteile (Mauertafeln sowie aus speziellen Ziegeln hergestellte Verguss- und Verbundtafeln) nach DIN 1053-4 (04.2013) die mit Spezialfahrzeugen zur Baustelle transportiert und dort montiert werden, s. dazu Abschn. B.7.

12.4 Baustellenorganisation

Ablauforganisation und Arbeitsplatz müssen vom Bauunternehmer sorgfältig geplant und so gestaltet werden, dass unnötige Behinderungen und Erschwernisse ausgeschaltet werden, s. **Abb. G.12.7**.

In der Praxis zeigt sich dabei, dass – gerade im Zusammenhang mit den reduzierten Arbeitszeiten bei großformatigen Steinen – Störungen des Baustellenbetriebes stärkere Auswirkungen haben als bei der Verarbeitung von kleineren Steinen in der Vergangenheit.

Wichtig ist insbesondere die rechtzeitige Organisation des Materials:

(1) Steine und Mörtel müssen so bereitgestellt werden, dass bei der Verarbeitung unnötige Wege und Körperdrehungen vermieden werden. Auch sind personell die Kolonnenstärken zu optimieren; bei vier Maurern und einem Helfer ist der Helfer je nach Verarbeitungsart oft nicht voll ausgelastet.

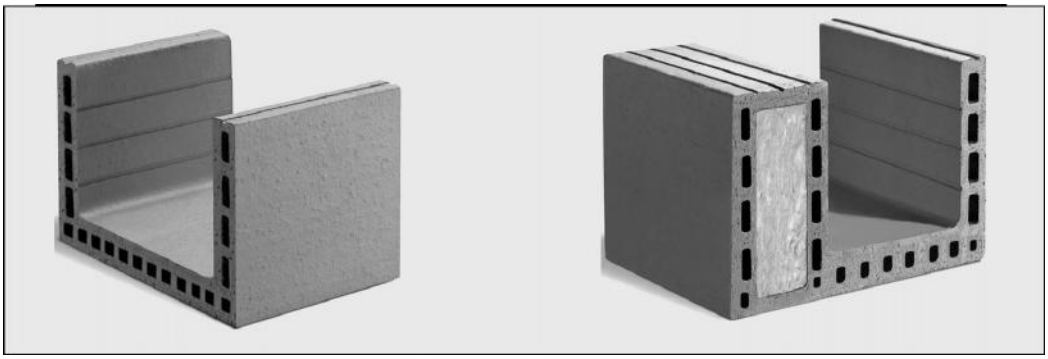
(2) Um einen gleichmäßigen Arbeitsrhythmus zu erreichen, sollte der Abstand zwischen den Maurern ca. 2,50 m bis 3,0 m betragen. Bei einer Mauerlänge je Maurer von 3 m liegt die Leistung um ein Viertel höher als bei 2 m, weil der Arbeitsrhythmus weniger häufig unterbrochen wird.

(3) Bei Verwendung von Mörtelschlitten oder -walzen können diese Abstände noch vergrößert werden; die Mörtelkübel stehen dann in größeren Abständen, so dass mehr Lagerplatz für die Steinstapel und kürzere Arbeitswege für den Maurer gegeben sind.

Bei Arbeitshöhen zwischen 0,6 m und 0,8 m ist der Zeit- und Arbeitsaufwand für das Verlegen eines Steines am geringsten. Durch variable Gerüsthöhen sollte versucht werden, den optimalen Bereich weitgehend für die gesamte Arbeit einzuhalten. Hierzu sind mobile, höhenverstellbare Arbeitsbühnen optimal, sogenannte Kurbelböcke. Moderne Stahlgerüste ermöglichen das Einhängen der Gerüstböden in Regelabständen von 50 cm, wobei auf der Wandseite Verbreiterungskonsolen jeweils 50 cm niedriger montiert werden können, um überflüssiges Bücken zu vermeiden und die ergonomische Leistungsfähigkeit des Maurers zu vergrößern.

7541014/10787806875Biblio

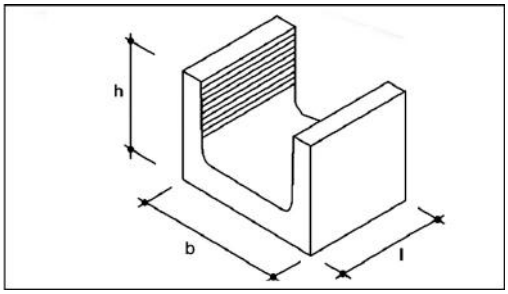
a) Ziegel [Wienerberger]



c) Porenbeton [BV Porenbeton]



b) Kalksandstein [BV KSI]



d) Leichtbeton [Bisotherm]

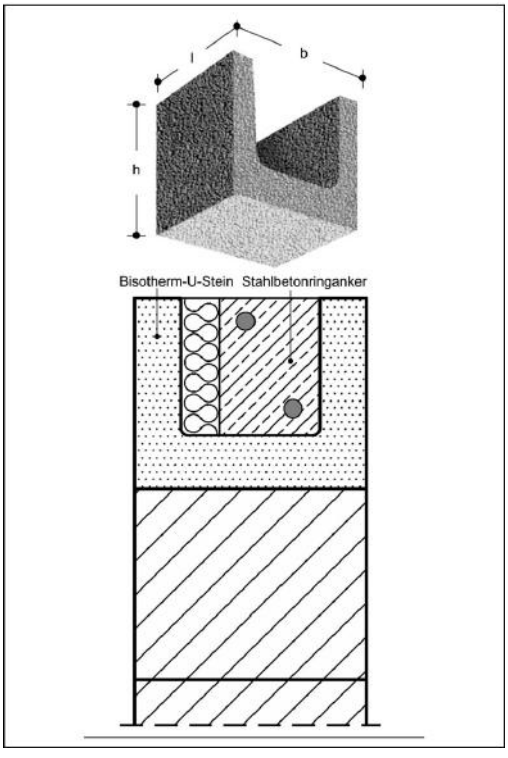
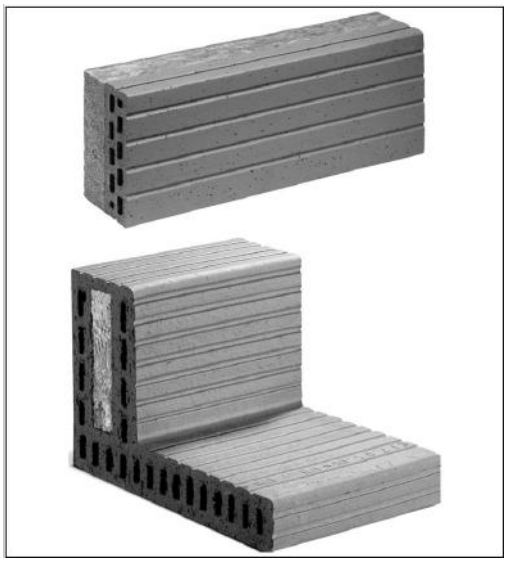


Abb. G.12.2 U-Schalen, U-Steine

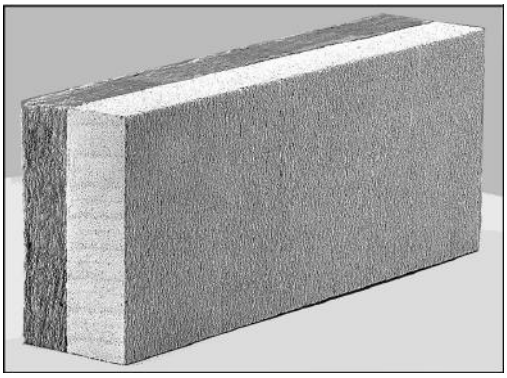
G

7541014/1078780687 5Biblio

a) Ziegel [Wienerberger]



b) Porenbeton [BV Porenbeton]



c) Leichtbeton [Bisotherm]

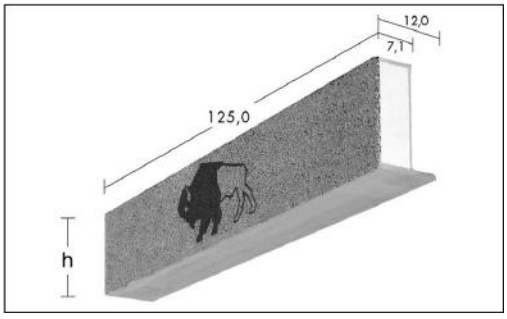
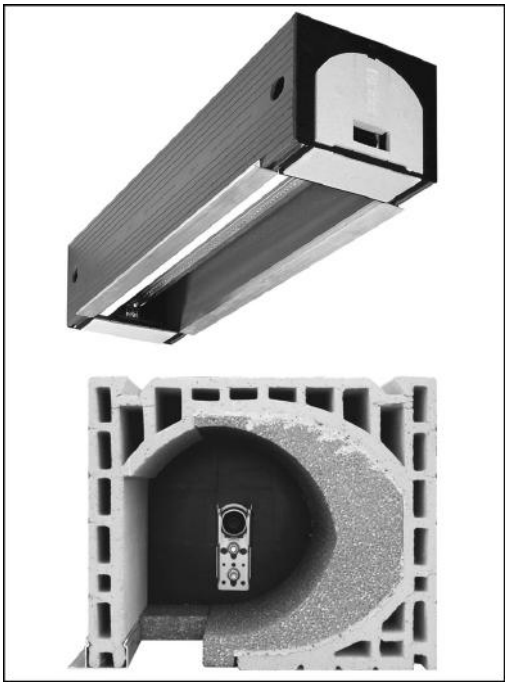


Abb. G.12.3 L-Steine, Deckenrandsteine

a) Ziegel [Wienerberger]



b) Leichtbeton [Bisotherm]

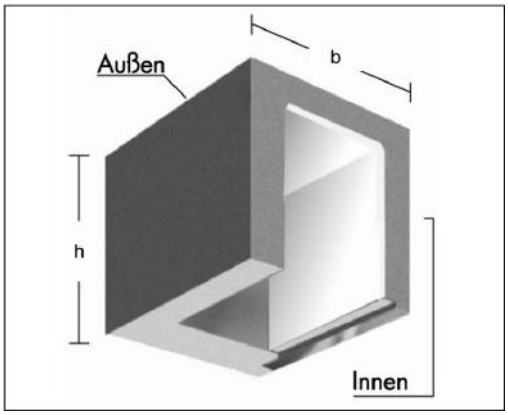


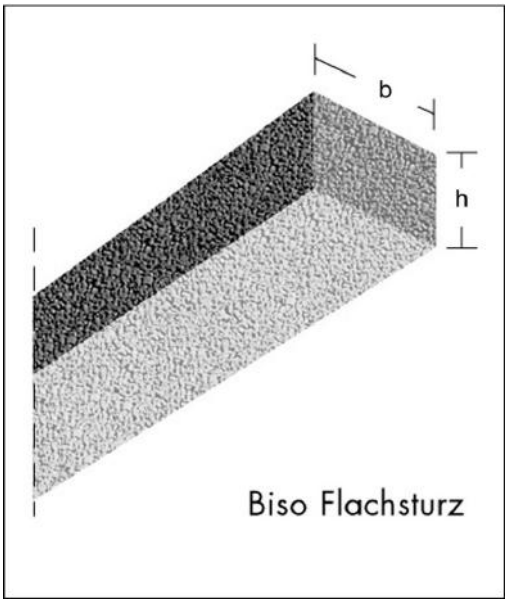
Abb. G.12.4 Rolladenkästen;

7541014/1078780687SBiblio

a) Ziegel [Wienerberger]



c) Leichtbeton [Bisotherm]



b) Kalksandstein [BV KSI]

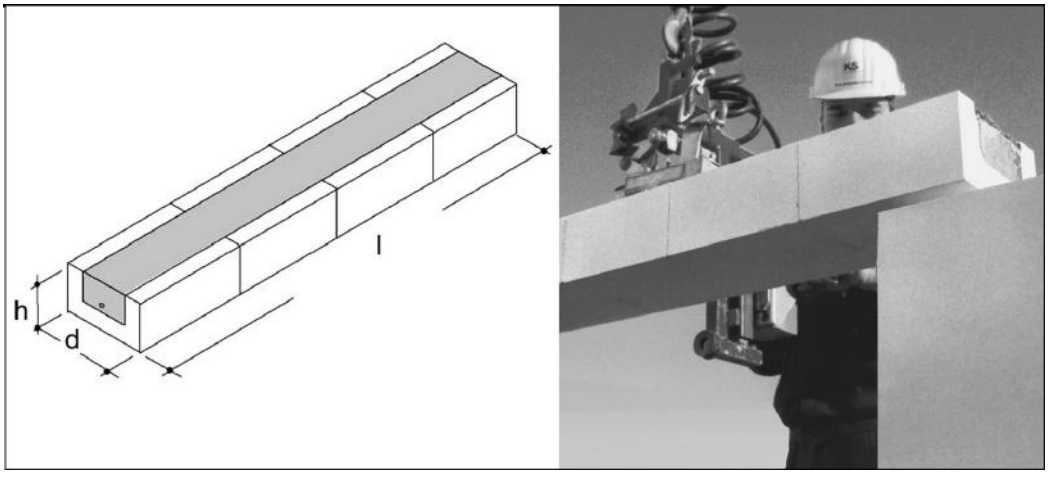
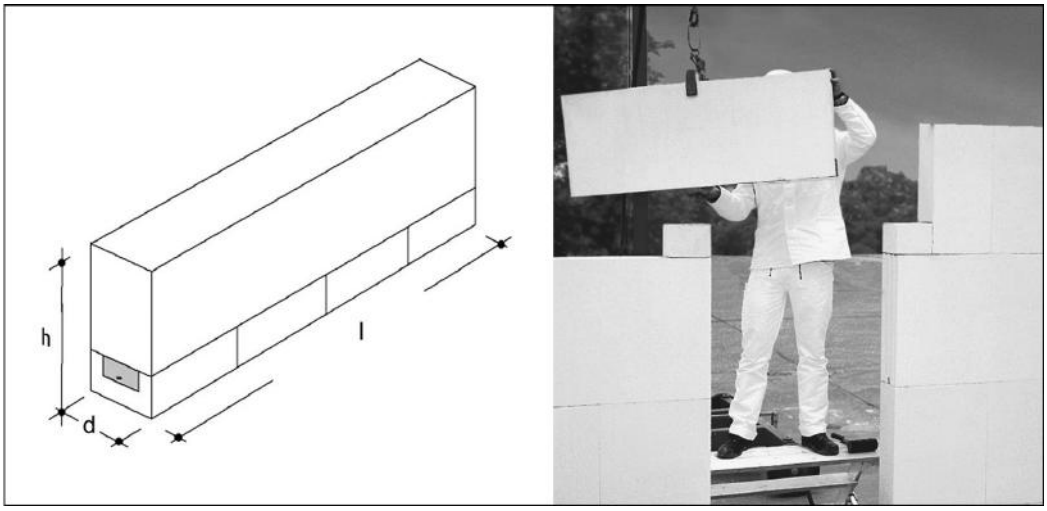


Abb. G.12.5.1 Flachstürze

7541014/1078706875Biblio

a) Kalksandstein [BV KSI)



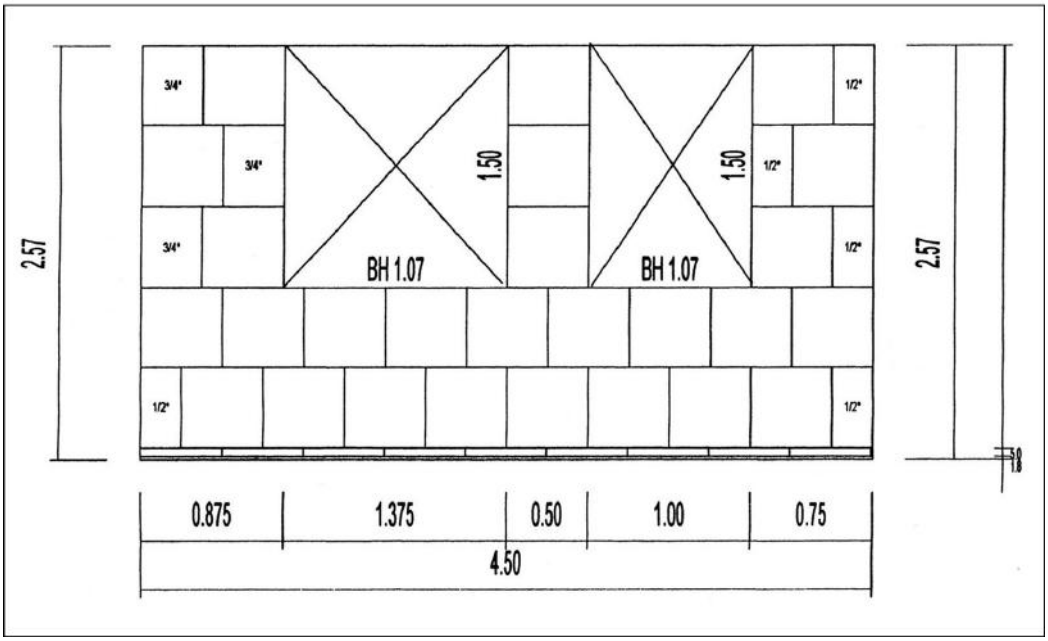
b) Porenbeton [BV Porenbeton]



Abb. G.12.5.2 Fertigteilstürze

7541014/1078706875Biblio

a) Verlegeplan



b) bauseits angelieferte Paletten (wandweise)



Abb. G.12.6 Vorkonfektionierte Bausätze – KS Planelemente [BV KSI]

7541014/10787806875Biblio

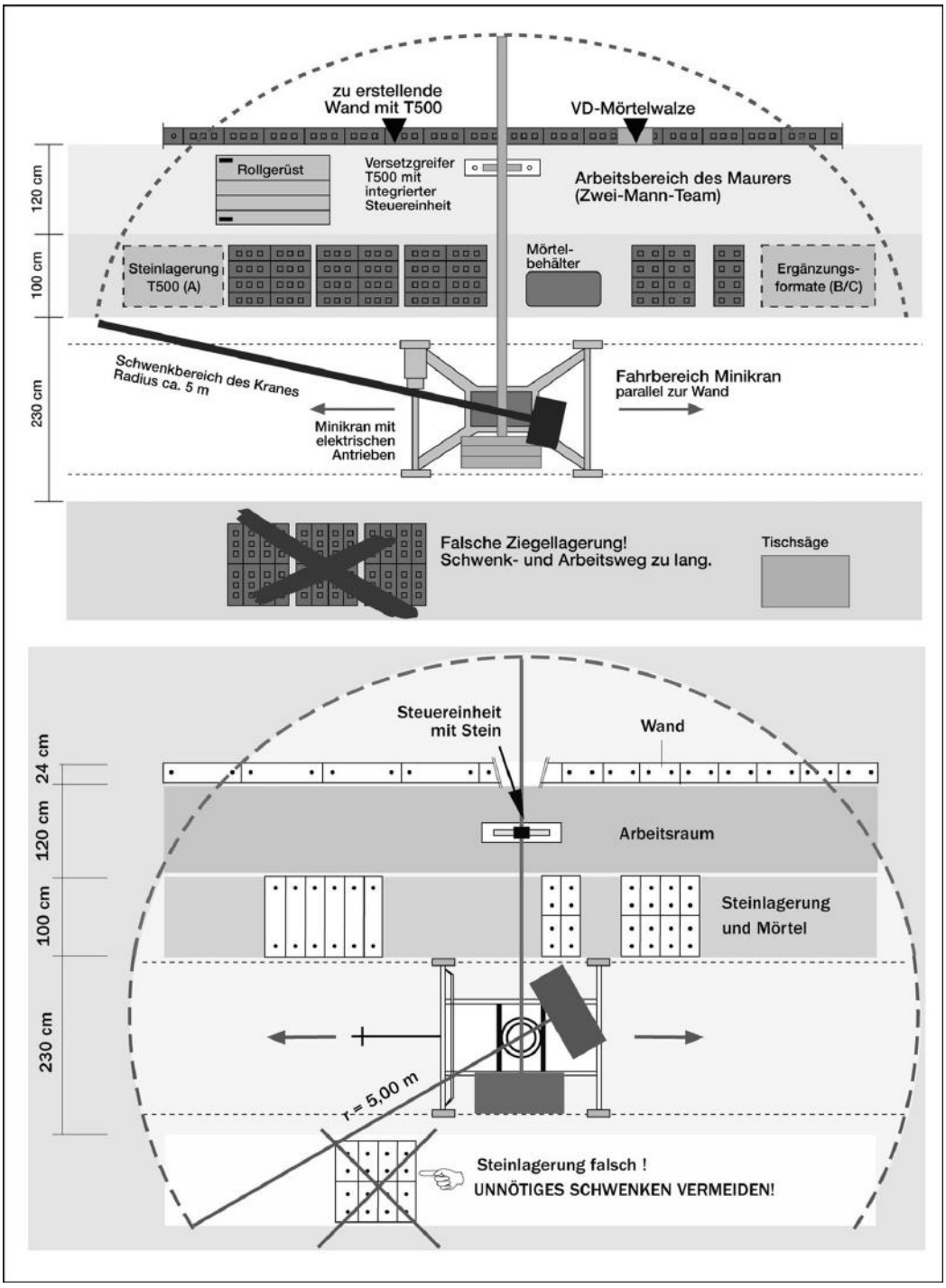


Abb. G.12.7 Baustellenorganisation; oben [Wienerberger], unten [BV KSI]

7541014/10787806875Biblio

12.5 Mauerlehren

Das Aufmauern von Ecken und Öffnungslaibungen bedarf qualifizierter Fachkräfte. Das notwendige häufige Loten erfordert nicht nur Präzision, sondern stellt auch einen hohen Arbeitsaufwand dar. Durch wiederverwendbare Eck- und Öffnungslehren, die sowohl die Lotrechte als auch die Sollhöhe der Steinlagen kennzeichnen, lässt sich dieser Aufwand erheblich reduzieren; das Vorziehen der Ecken und aufwendige Abtreppungen können dann entfallen. Das Mauerlehrensystem ist schnell aufgestellt. Die Mauersteine werden gegen die Öffnungslehren gesetzt, ein schichtweises, zeitaufwendiges Einloten der Laibungen entfällt. Nachteilige Maßabweichungen beim Mauern mit Wasserwaage werden vermieden. Die Öffnungsmaße werden genau eingehalten, s. **Abb. G.12.8**.

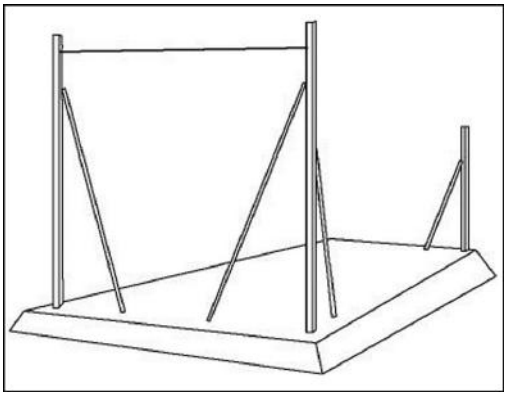


Abb. G.12.8 Mauerlehren

12.6 Hilfsmittel für das Verlegen von Steinen, Elementen

Mechanische Hilfsgeräte (Versetzgeräte) werden heute i. d. R. eingesetzt, um die körperliche Belastung der Maurer zu verringern (s. auch Abschn. G.5.6.1) und den Zeitaufwand für das Errichten des Mauerwerks zu minimieren. Solche Hilfsgeräte sind, s. **Abb. G.12.9** :

(1) Griffhilfen zum Heben und Verlegen von Einzelsteinen (s. auch **Abb. G.5.12**)

(2) Greifzangen zum Heben und Verlegen von bis zu 5 großformatigen Mauersteinen und von Elementen. Sie werden i. d. R. an einen fahrbaren Minikran, der geschossweise versetzt wird, angehängt, s. auch **Abb. G.5.13**.

(3) Krangeschirr zum Transport und Versetzen von Mauerwerk-Fertigbauteilen – z. B. Mauertafeln, s. auch Abschn. B.8.

Bei Verwendung der Hilfsmittel (1) und (2) besteht ein Arbeitsteam üblicherweise aus 2 Personen: Ein Maurer, der den Mauermörtel – i. Allgemeinen mit dem Mörtelschlitten – aufträgt und die Mauersteine verlegt und der zweiten Person, die für den Materialnachschub sorgt und die mechanischen Hilfsgeräte bedient.

7541014/10787806875Biblio

a) Mauerziegeln [Wienerberger]



b) Kalksandsteinen [BV KSI]



c) Porenbetonsteinen [BV Porenbeton]





Abb. G.12.9 Verlegehilfen – Mauerwerk

7541014/1078780687 5Biblio

H Nachhaltig bauen mit Mauerwerk

Dr.-Ing. R. Pohl

1 Einführung

Nachhaltig Bauen ist mehr als eine flüchtige Marketingidee. Es findet immer stärkere Akzeptanz in der Gesellschaft. Nachhaltig bauen heißt, Verantwortung für eine funktionierende Umwelt zu übernehmen und beim Bauen darauf zu achten, dass auch spätere Generationen noch über genügend Ressourcen verfügen. Das bedeutet: Gebäude sollten

- bei der Erstellung möglichst wenig Ressourcen verbrauchen,
- eine möglichst hohe Lebensdauer erreichen,
- über den Lebenszyklus wirtschaftliche Betriebs- und Instandhaltungskosten haben,
- über den Lebenszyklus die Umwelt wenig belasten.

Bewertungssysteme können als Checkliste zur Beurteilung der vielfältigen Einflussgrößen hilfreich sein, **Abb. H.1.1**. Dabei zeigt sich schnell, dass eine quantitative Beurteilung der Nachhaltigkeit schwierig ist. Manche Aspekte lassen sich in Zahlen erfassen, andere unterliegen stark subjektiven Einschätzungen. Da Nachhaltigkeit in eine Zukunft gerichtet ist, die niemand genau kennt, sind zu hohe Genauigkeitsansprüche an die zahlenmäßige Bewertung der Kriterien wenig sinnvoll. Die Quantifizierung der Bewertungskriterien unterliegen einem sich wandelnden soziokulturellen Wertesystem. Die bewertete Einstufung der Nachhaltigkeit eines Gebäudes kann kein absoluter Wert sein.

In verschiedenen Arbeitsgruppen werden Bewertungssysteme erarbeitet, z. B.:

- Europäische Normung: CEN/TC 350 „Nachhaltigkeit im Bauwesen“
- Deutsche Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen e. V. [DGNB 4]
- vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung unterstützte Arbeitsgruppe „Nachhaltiger Wohnungsbau“.

Die Deutsche Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen e. V. [DGNB 4] entwickelte mit dem „Deutsches Gütesiegel Nachhaltiges Bauen“ ein umfassendes Bewertungssystem für Gebäude. Es erfasst die Umweltfreundlichkeit, ressourcenschonende Bauweise, wirtschaftliche Effizienz sowie die Nutzerfreundlichkeit des Gebäudes über dessen gesamten Lebenszyklus. Speziell für den Wohnungsbau erstellte die vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung unterstützte Arbeitsgruppe das Bewertungssystem „Nachhaltiger Wohnungsbau“. Hier flossen nicht nur die Erfahrungen und Anforderungen der Wissenschaft, sondern auch die anderer Kreise wie der Wohnungswirtschaft, Baustoffindustrie, Planer und Behörden ein. Die letztgenannte Gruppe löste das Problem der Bewertung durch Unterscheidung von zwei Arten von Kriterien:

- Bewertende Kriterien: Es werden Bewertungsmaßstäbe definiert. Das Erfüllen von Mindestanforderungen ist nachzuweisen.
- Beschreibende Kriterien: Entsprechend einer Checkliste werden bauliche, technische und organisatorische Lösungen beschrieben und deren Erfüllung geprüft.

Die Erfüllung der Kriterien wird in den drei Stufen „erfüllt“, „übererfüllt“ und „deutlich übererfüllt“ beurteilt.

Nachhaltigkeit wird meistens mit dem sogenannten *3-Säulen-Modell* beschrieben, **Abb. H.1.2**. Die Beurteilungskriterien sind im Wesentlichen:

- ökologische und technische Qualität
  Umweltbelastung durch Erstellung, Betrieb, Instandhaltungsaufwand, Rückbau und Lebensdauer
- ökonomische Qualität
  Kosten durch Erstellung, Betrieb, Instandhaltung und Rückbau
- soziokulturelle und funktionale Qualität
  Schallschutz, Brandschutz, Raumtemperaturen, Anpassungsfähigkeit der Grundrisse, thermische-, visuelle-, akustische Behaglichkeit, Raumluftqualität.

Die o.g. Arbeitsgruppe „Nachhaltiger Wohnungsbau“. ergänzt dieses Modell durch zwei weitere Gruppen „Ausführliche Behandlung der Wohnqualität“ und „Prozessqualität (Qualität der Bauausführung)“.

7541014/10787806875Biblio

Hauptkriteriengruppe	Kriteriengruppe	KO-Krit.	Einzelkriterium	erreichte Punkte	max. Punkte	Bedeutungszahl	Ist Bewert. Punkte	max. Bewert. Punkte	Zielerfüllung	Teilnote	Gewicht	Gebäudenote
Ökologische Qualität	Wirkungen auf die lokale und globale Umwelt	nein	Treibhauspotential	6	10	3	18	30	60,0 %	2,1	22,5 %	2,1
		nein	Ozonbildungspotential	7	10	2	14	20	70,0 %			
		nein	Versauerungspotential	8	10	2	16	20	80,0 %			
		nein	Überdüngungspotential	6	10	2	12	20	60,0 %			
		nein	Risiken für die lokale Umwelt	9	10	2	18	20	90,0 %			
		nein	Risiken für die globale Umwelt	5	10	2	10	20	60,0 %			
		nein	sonstige Wirkungen auf die globale Umwelt	5	10	2	10	20	60,0 %			
		nein	Mikroklima	5	10	2	10	20	60,0 %			
	Ressourcen Inanspruchnahme	ja	Primärenergiebedarf nicht erneuerbar (PEne)	8	10	3	24	30	60,0 %			
		ja	Primärenergiebedarf erneuerbar (PEe)	9	10	2	18	20	60,0 %			
		nein	Abfall nach Abfallkategorien	4	10	2	8	20	60,0 %			
		nein	Frischwasserverbrauch Nutzungsphase	7	10	2	14	20	60,0 %			
		nein	Flächeninanspruchnahme	8	10	2	16	20	60,0 %			
			Summe	87	130	28	188	280	67,0 %			
Ökonomische Qualität				6	10	3	18	30	60,0 %	2,5	22,5 %	
Sozio-kult. Qualität				83	110	22	175	220	80,0 %	1,5	22,5 %	
Techn. Qualität				50	70	14	105	140	75,0 %	1,8	22,5 %	
Prozessqualität				125	140	29	160	290	55,0 %	2,7	10,0 %	
Standortqualität				125	140	29	160	290	55,0 %	2,7	100,0 %	2,7

Abb. H.1.1 Exemplarische Darstellung des Weges von der Bewertung auf Kriterienebene zur Gesamtnote (Quelle: [Graubner/Schneider – 08])

7541014/1078780687SBiblio

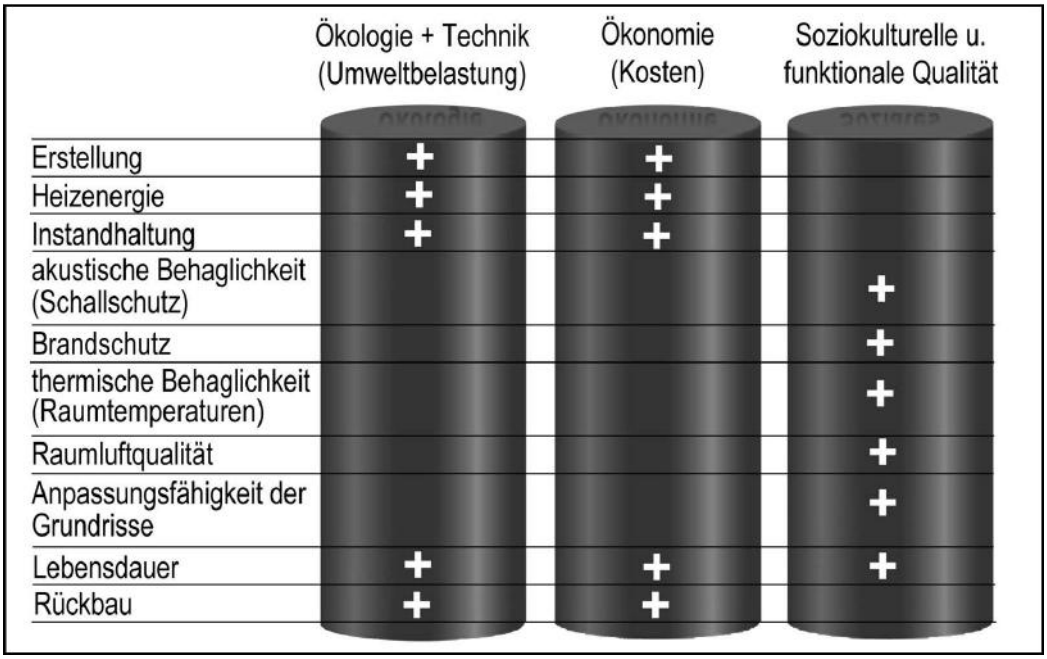


Abb. H.1.2 3-Säulen Modell der Nachhaltigkeit

2 Nachhaltigkeit von Massivhäusern

Dieser Bericht zur Nachhaltigkeit massiver Wohngebäude aus Mauerwerk beschränkt sich auf Argumente zu Kriterien innerhalb des 3-Säulen-Modells. Die Ausführungen enthalten im Wesentlichen qualitative Aussagen, die dem Anwender helfen, sein Bauvorhaben in ein vorgegebenes Bewertungssystem einzuordnen.

2.1 Mauerwerk für Wohngebäude

Mauerwerk besteht aus mineralischen Baustoffen. Diese sind zwar nicht nachwachsend, aber in der Natur reichlich vorhanden. Folgende Eigenschaften kennzeichnen gemauerte Wände:

- hohe Druckfestigkeit
- Wärme speichernd
- Schall dämmend
- nicht brennbar
- robust + pflegeleicht
- langlebig

2.1.1 Einschalige Außenwände

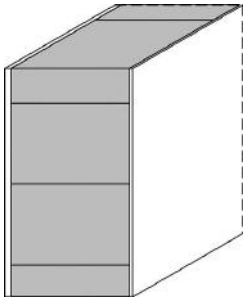


Abb. H.2.1 einschalige gemauerte Wand

Einschalige Außenwände, **Abb. H.2.1**, aus hoch wärmedämmenden Mauersteinen erfüllen ohne zusätzliche Dämmschicht die Anforderungen der Energieeinsparverordnung und mehr. Durch ihren homogenen Aufbau sind sie langlebig und erfordern wenig Wartung.

Eine Wand aus Massivholz verliert fast doppelt so viel Wärme wie eine gleich dicke Wand aus den Spitzenprodukten wärmeoptimierter Mauersteine. Das heißt, dass eine Holzwand deutlich dicker sein muss, um den gleichen Wärmeschutz zu bieten, **Abb. H.2.2**.

7541014/10787806875Biblio

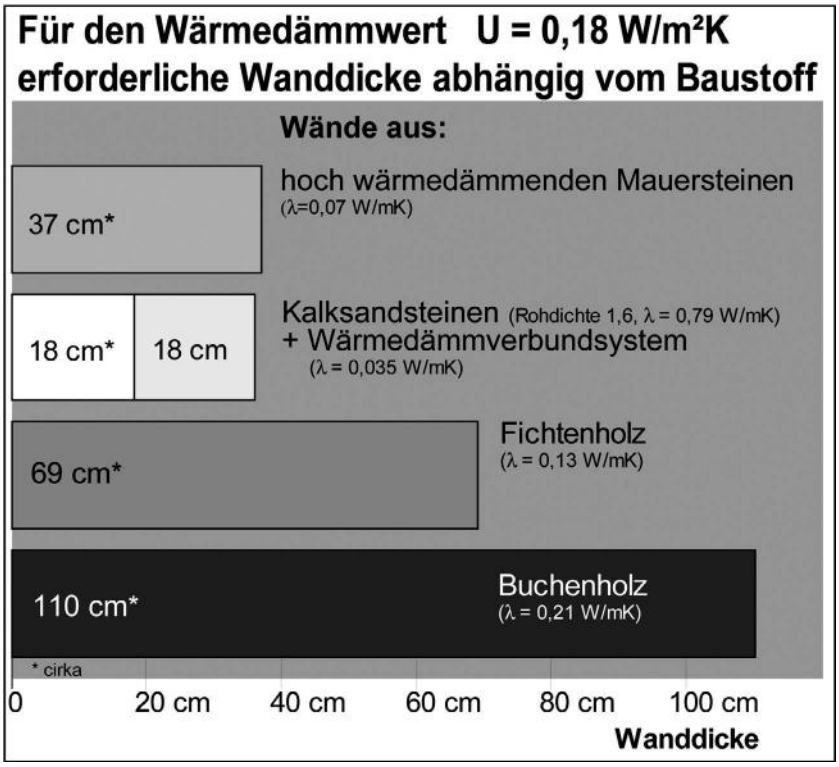


Abb. H.2.2 Vergleich der Dämmwirkung verschiedener Wandkonstruktionen (dem Vergleich liegen folgende Wärmeleitfähigkeiten zugrunde:
Mauersteine: $\lambda = 0{,}07$ W/m · K, Nadelholz: $\lambda = 0{,}13$ W/m · K, Buche u. Eiche: $\lambda = 0{,}20$ W/m · K)

Geeignete Mauersteine sind:

Leichtbetonsteine:
Leichte Zuschlagstoffe, Lochsteine mit eingeschlossener Luft verbessern die Wärmedämmung, Kammersteine mit Verfüllung aus Dämmstoff.

Porenbetonsteine:
Luftporenbildung durch einen Blähvorgang, damit Verringerung der Rohdichte und Verbesserung der Wärmedämmung.

Wärmedämmziegel:
Hochlochziegel aus porosierten Ziegelscherben, Lochsteine mit eingeschlossener Luft verbessern die Wärmedämmung
Kammerziegel mit Dämmstoffverfüllung.

2.1.2 Außenwände mit Außendämmung

Wände aus schweren Mauersteinen schützen gegen Schallübertragung und haben große Wärmespeichermassen. Ihre flächenbezogene Masse verringert die Schallübertragung über flankierende Bauteile. Dadurch können sie hohe Schallschutzanforderungen nach außen und zwischen Wohnungen erfüllen. Für den Wärmeschutz benötigen sie eine zusätzliche Dämmschicht, **Abb. H.2.3**. Deren Dicke entscheidet maßgeblich über den Wärmeschutz. Die wirtschaftliche Dämmstoffdicke eines Wärmedämmverbundsystems (WDVS) liegt zz. bei 14 cm bis 16 cm (Wärmeleitfähigkeitsgruppe WLG 035).

Größere Dämmstoffdicken oder Dämmstoffe mit geringerer Wärmeleitfähigkeit, z. B. $\lambda < 0{,}35$ W/m · K, verringern den Energiebedarf weiter. Eine Armierung mit Panzergewebe oder Dämmstoffplatten mit verstärkter Oberfläche verbessern die Robustheit der Oberfläche des WDVS. Deren Lebensdauer wird auf ca. 40 Jahre geschätzt.

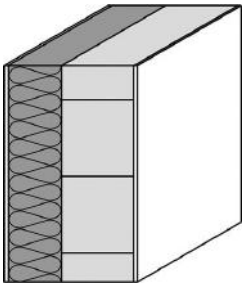


Abb. H.2.3 Außenwand mit Wärmedämmverbundsystem WDVS

7541014/10787806875Biblio

Geeignete Mauersteine für diese Wandkonstruktion sind Kalksandsteine oder Mauersteine mit einer hohen Rohdichte.

2.1.3 Zweischalige Außenwände

Zweischalige Außenwände mit einer äußeren Verblendschale sind langlebig und bieten hohen Witterungsschutz, **Abb. H.2.4**. Durch die Begrenzung des zulässigen Schalenabstands auf 15 cm (DIN 1053) ergibt sich als maximale Dicke der Wärmedämmung 14 cm. Bauaufsichtlich zugelassene Anker erlauben bis 21 cm Schalenabstand. Dämmstoffe mit geringer Wärmeleitfähigkeit, z. B. $\lambda = 0{,}23$ W/m · K, verringern die erforderliche Dämmstoffdicke.

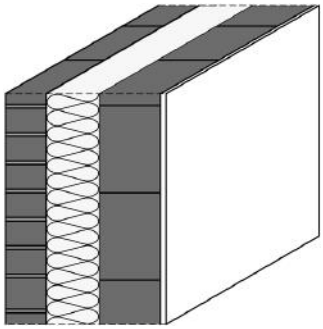


Abb. H.2.4 zweischalige Außenwand mit Kerndämmung (der gesamte Schalenabstand ist mit Wärmedämmstoff ausgefüllt)

Geeignete Mauersteine für diese zweischalige Wandkonstruktion sind frostbeständige Vormauersteine wie Klinker oder KS-Verblender sowie alle anderen Mauersteine für die Vormauerausführung.

2.1.4 Innenwände

Gemauerte Innenwände sind langlebig und robust. Sie schützen gegen Lärm, tragen zur Wärmespeicherung bei und schützen gegen Brandausbreitung. Nichttragende gemauerte Innenwände lassen sich einfach entfernen, wenn Grundrisse verändert werden sollen.

2.2 Ökologische Qualität der gemauerten Wände

2.2.1 EPD, Umweltproduktdeklaration

Die Ökobilanz von Mauersteinen beschränkt sich naturgemäß nur auf das Produkt. Dessen Einfluss auf das gesamte Gebäude bleibt unberücksichtigt. Der Einfluss des ganzen Gebäudes wird in Abschn. 4 angesprochen.

Die europäische Bauproduktenrichtlinie enthielt bisher sechs sogenannte wesentliche Anforderungen. Eine neue Fassung wurde im Januar 2011 in 2. Lesung im Europäischen Parlament verabschiedet. In ihr wurden als ergänzende Anforderungen der Schutz der Umwelt und die nachhaltige Nutzung natürlicher Ressourcen aufgenommen. Umweltproduktdeklarationen (Environmental Product-Declarations, EPDs) sollen die Erfüllung dieser Anforderungen nachweisen.

Die EPDs von Mauersteinen dokumentiert das Institut Bauen und Umwelt e. V. (www.bau-umwelt.de) auf der Basis Internationaler Normen bzw. deren Entwürfe, z. B.:

- pr EN 15804 Environmental Product-Declarations
- ISO 21930 für Bauprodukte

Die Beurteilung erfolgt in neutralen, von Herstellern unabhängigen Ausschüssen, s. auch **Abb. H.2.5.**

Inhalt der EPDs (Environmental Product-Declarations):

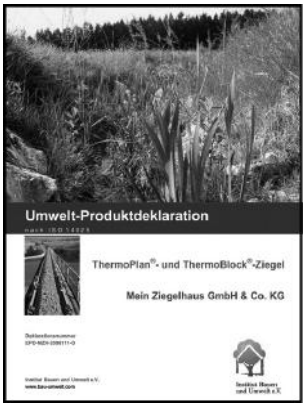


Abb. H.2.5 EPDs der Mauersteinhersteller (Beispiel)

- Produktdefinition
- Grundstoffe
- Produktherstellung
- Produktverarbeitung
- Nutzungszustand
- außergewöhnliche Einwirkungen
- Nachnutzungsphase
- Nachnutzungsoptionen
- Ökobilanz
- Nachweise
- PCR-Dokument und Überprüfung
- Literatur

7541014/10787806875Biblio

2.3 Recycling, Entsorgung

Niemand weiß, wie sich Entsorgung und Recycling entwickeln werden. Aus gegenwärtiger Sicht lassen sich bestenfalls Potentiale aufzeigen. Hinweise auf die Verwendung von Baustoffen in der Nachnutzungsphase geben auch die EPDs sowie auch die Veröffentlichungen des Bundesverband Recyclingbaustoffe e. V.

Verwertung von Produktionsabfall

Die Verwertung von Abfällen (Bruch, Fehlproduktion u.Ä.) ist seit langem üblich. Beispiel: Ziegelbruch wird als Magerungsmittel dem Ton zugesetzt.

Lagerung von Abbruchmaterial

Mauerwerk und Beton sind kein Sondermüll und können bisher auf üblichen Deponien gelagert werden. Nach der TA Siedlungsabfall darf Mauerwerksabbruch auf Deponien der Klasse 1 lagern.

Verwertung von Abbruchmaterial

Die Verwertung von Mauerwerk und Beton als Abbruchmaterial setzt in den meisten Fällen eine Sortenreinheit voraus. Ohne diese kann über die Eigenschaften des neuen Materials kaum eine Aussage gemacht werden.

Die bekanntesten Verwertungen sind aus dem Straßen- und Erdbau bekannt. Aber auch als Betonzuschlag und bei der Herstellung von Mauersteinen und Mörteln werden Recyclingmaterialien zugesetzt. Diese Art, Mauerwerk zu verwerten, wird laufend weiterentwickelt. Andere Mauersteine, zum Beispiel Porenbeton, finden als Tierstreu, Ölbinder oder Dämmschüttung Verwendung.

Renaturierung

In den letzten zwei Jahrzehnten verlangen Gemeinden, dass Abbaugebiete von Ton-, Sand- und Kies sowie aufgelassene Steinbrüche nicht mehr als Abfallgrube oder zur Rekultivierung verwendet werden. Voraussetzung für die Abbaugenehmigungen ist die Schaffung neuer Biotope oder Naherholungsgebiete. Die neu geschaffenen Biotope sind „Paradiese aus Menschenhand“, **Abb. H.2.6**. Sie zeichnen sich durch eine größere Artenvielfalt aus, als vor dem Abbau herrschte. Das gilt vor allem für Flächen, auf denen vor dem Abbau Monokulturen vorherrschten. Flachwasser- und Tiefwasserzonen, steile und flache Hänge bieten spezielle Siedlungsräume für seltene Tierarten.

3 Energiesparendes Bauen

Energiesparendes Bauen ist ein Schwerpunkt in der Beurteilung der Nachhaltigkeit von Bauwerken. Die dadurch verminderten Schadstoffbelastungen und Ressourcenschonung sowie die Reduzierung der Heizkosten erhöht die ökologische und ökonomische Qualität von Gebäuden. Darüber hinaus steigert es die geringere Abhängigkeit von der Energieversorgung. Die dadurch weitgehend gleichen Temperaturen der Bauteiloberflächen (keine „Kältestrahlung“, weniger Zugerscheinungen) vergleichmäßigen das Raumklima. Auch das verbessert die soziokulturelle und funktionale Qualität von Gebäuden. Energiesparendes Bauen erfordert ein Gesamtkonzept aus einer Optimierung der Gebäudehülle (Dämmung, Wärmebrücken, Dichtung, Fenster) sowie der Art und Effizienz der Wärmeerzeugung und Gebäudelüftung.

3.1 Gebäudehülle

Um jedem Vorurteil zuvorzukommen: Bei gleicher Dämmung, gleichem Lüftungsverhalten und gleicher Heiztechnik verbrauchen Holzhäuser eher mehr Heizenergie als Massivhäuser, denn

- die Bauweisen unterscheiden sich nur in den Wänden (die Außenwände haben nur einen kleinen prozentualen Anteil an den Gesamtverlusten!),
- massive Außenwände erfüllen ebenso gut wie Holz-Ständerwände die Anforderungen der Energieeinparverordnung EnEV und mehr,
- massive Holzwände haben deutlich höhere Wärmeverluste als gleich dicke Wände aus Wärmedämmsteinen. Massivhäuser, deren Hauptfenster nach der Sonne ausgerichtet sind, nutzen die einfallende Sonnenwärme durch Wärmespeicherung besser aus als leichte Holzständerbauten. Das kann den Heizenergiebedarf um ca. 10 % senken.

Der Stand der Entwicklung von gemauerten Wänden hinsichtlich Wärmedämmung ist dem Abschn. 2.1 zu entnehmen. Alle Arten massiver Außenwände (einschalig aus Wärme optimierten Mauersteinen oder mehrschalig mit Zusatzdämmung) haben extrem geringe Wärmeverluste. Häuser aus Mauerwerkswänden können jeden Wunsch an die Energieeinsparung erfüllen.

Dichtheit von Außenbauteilen

Zur Dichtheit von Außenbauteilen gibt DIN 4108 Teil 7 umfangreiche Hinweise für Massiv- und Leichtkonstruktionen. Für gemauerte Wände enthält die DIN nur einen kurzen Abschnitt mit der Kernaussage, dass diese spätestens nach dem Verputzen dauerhaft dicht sind. Sie benötigen dazu weder zusätzliche Folien noch Platten.

Fenstergröße und -ausrichtung

Neben der ursprünglichen Aufgabe der Fenster, für Belichtung und Belüftung zu sorgen, können heute auch sie den Energiehaushalt eines Hauses günstig beeinflussen. Vor allem über die Südfenster, in geringerem Maße auch über die Ost- und Westorientierung, gelangt Sonnenwärme in die Räume. Über die Wärmespeicherung der Bauteile lassen sich diese Wär-

7541014/10787806875Biblio



Abb. H.2.6 Aus den abgebauten Flächen entstehen wertvolle Biotope oder Freizeitbereiche

megewinne in der Heizperiode nutzen. Über den Einfluss der Wärmespeicherung auf den Energieverbrauch und auf das Raumklima bzw. die Raumtemperaturen lässt sich nur bei Bezug auf das gesamte Gebäude eine sinnvolle Aussage machen, Aussagen zu einzelnen Bauteilen sind sinnlos.

Eine Computersimulation der ALware, Braunschweig, zeigte: Durch seine Speichermassen nutzte das der Studie zugrunde gelegte, massiv gebaute KfW-55-Effizienzhaus bei thermisch optimierter Gebäudeplanung die Sonnenwärme so gut aus, dass der Heizenergiebedarf um ca. 12 % unter dem der Holzständerbauweise lag. Neben der Energieeinsparung ergaben die großen Wärmespeichermassen auch Vorteile beim sommerlichen Wärmeschutz (vgl. Abschn. 6).

Die nachstehende **Tafel H.3.1** gibt eine Orientierung, wie das gewünschte Energieniveau zu erreichen ist. Die angegebenen *U*-Werte sind empfohlene Obergrenzen, die nicht durchgängig „ausgereizt“ werden dürfen.

7541014/10787806875Biblio

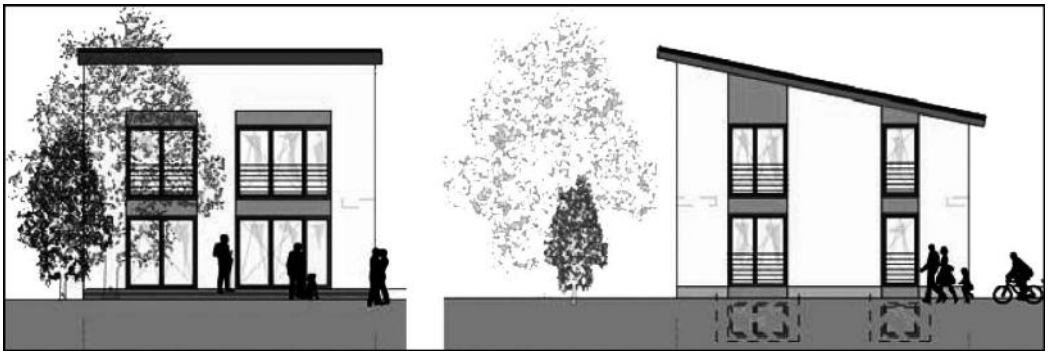


Abb. H.4.1 Das dem Ökobilanz-Vergleich zugrunde liegende Haus

4 Ökologisches Bauen

Jeder Bau eines Gebäude belastet die Umwelt in der Bau- und in der Nutzungsphase. Vergleichbare Ökobilanzen müssen deshalb die gesamte Lebensdauer eines Hauses erfassen. Meistens werden nur die Ökobilanzen einzelner Bauteile verglichen. Dieser Ansatz ist nach Meinung des Verfassers weniger sinnvoll. Einige Einflüsse, wie zum Beispiel die Wärmespeicherung oder der Brandschutz, kommen erst bei Einbeziehung des gesamten Bauwerkes zum Tragen. Nachstehende Studie der TU Darmstadt widerlegt auch die verbreitete Meinung, dass Holzelementhäuser besonders ökologisch seien. Sie ergab, dass sich die Ökobilanzen von Massiv- und Holzständer-Häusern kaum unterscheiden. Wegen seiner Pflegeleichtigkeit und dem geringeren Heizwärmebedarf belastet ein Massivhaus die Umwelt in der Nutzungsphase weniger als ein Haus in Holzständerbauweise. Beim meistens nur betrachteten Zeitpunkt der Herstellung ist es umgekehrt. Über die gesamte Lebensdauer sind die Ökobilanzen von Massiv- und Holzständerhäusern in etwa gleich.

Untersuchung der TU Darmstadt

Prof. Graubner von der TU-Darmstadt untersuchte mit seinem Team die Belastungen, die ein Einfamilienhaus auf seine Umwelt ausübt. Als Basis der Ökostudie „Vergleich der Umweltbelastungen Massivhaus – Holzelementhaus“ dienten die allgemein anerkannten Kriterien der Bundesregierung. Die Studie betrachtet allerdings die Umweltbelastung durch das gesamte Gebäude und nicht nur die Umweltbelastung durch einzelne Bauteile, wie z. B. Holzständerwände und Holzbalkendecken.

- Ausgangspunkt

Am Beispiel eines KfW-55-Effizienz-Hauses, **Abb. H.4.1**, erstellten die Wissenschaftler jeweils für die Massiv- und die Holzelement-Bauweise eine Ökobilanz. Dabei gingen sie von identischer Wärmedämmung und Anlagentechnik aus. Außerdem berücksichtigten sie die Energie sparenden Wärmespeichermassen nach EnEV 2009. Die Bewertung erfolgte mit anerkannten Nachweisverfahren und Datensätzen, wie der Datenbank Ökobaudat des Bundesministeriums für Verkehr, Bauwesen und Städtebau, der Ökobilanzsoftware GABI 4, dem Leitfaden für Nachhaltiges Bauen der Bundesregierung und dem Ökobilanzverfahren nach DIN EN ISO 14040:2009-11.

Da die Nachhaltigkeit von Bauten sich nur langfristig beurteilen lässt, geht die Studie von einer allgemein anerkannten, kalkulatorischen Nutzungsdauer von 80 Jahren aus. Diese Zeitspanne legen Gutachter auch Wertermittlungen zugrunde. Bewertet sind die Umweltbelastungen Primärenergieverbrauch, Treibhauspotential, Eutrophierungspotential, Versauerungspotential, bodennahe Ozonbildung und Ozonschichtzerstörungspotential, die durch die Erstellung, die Beheizung und die erforderlichen Instandhaltungsmaßnahmen des Gebäudes auftreten.

- Ergebnisse

Über die kalkulatorische Nutzungsdauer von 80 Jahren sind die Ökobilanzen der Bauweisen „massiv aus Mauersteinen“ und „Holzelemente“ etwa gleichwertig. Beim Primärenergiebedarf und Treibhauspotential belastete das untersuchte Massivhaus die Umwelt wesentlich weniger, weil es die solaren Wärmegewinne über die Fenster besser als die leichtere Holzständerbauweise ausnutzen konnte.

Dass das Massivhaus bei den anderen Kriterien auch besser abschnitt, lag in erster Linie an seiner Pflegeleichtigkeit. Da die Abstände erforderlicher Instandhaltungsarbeiten bei dieser robusten Bauweise gering sind, belastet das Massivhaus über die kalkulatorische Lebensdauer weniger die Umwelt als wartungsintensivere Bauweisen, **Abb. H.4.2**.

Obwohl die Bausubstanz des massiv aus Mauerwerk errichteten Hauses nicht aus nachwachsenden Baustoffen besteht, ist seine Ökobilanz mindestens gleich gut, teilweise sogar besser als die des Holzelementhauses. Die Ökostudie zeigt eindeutig, dass ökologisches Bauen mehr ist als die Verwendung nachwachsender Rohstoffe. Nachwachsende Baustoffe verbessern zwar die Ökobilanz während der Baupha-

7541014/10787806875Biblio

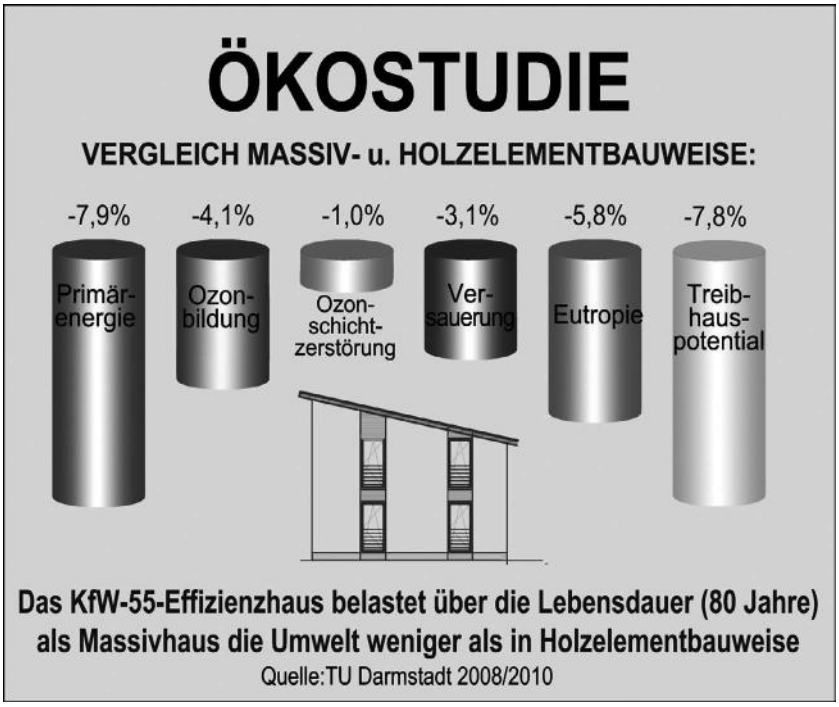


Abb. H.4.2 Ökovergleich Massivbauweise und Holzständerbauweise

se, aber über die Nutzungsdauer geht dieser leichte Vorteil durch in kürzeren Abständen erforderliche Instandhaltungsarbeiten verloren.

5 Ökonomische Aspekte

5.1 Herstellkosten

Überlegungen zum Nachhaltigen Bauen und die darauf beruhende Beurteilung von Bauwerken bleiben ohne die Einbeziehung ökonomischer Aspekte sinnlos. Die eingangs erwähnten Bewertungssysteme gewichten deshalb die Ökologie und die Ökonomie eines Gebäude gleich stark. Herstellkosten unterliegen der aktuellen Marktsituation. Nur über eine (evtl. funktionale) Ausschreibung lassen sich unterschiedliche Bauweisen direkt vergleichen.

5.2 Instandhaltung

Die Robustheit von Massivbauten trägt zur Nachhaltigkeit bei. Sie senkt nicht nur die laufenden Kosten. Die erforderlichen Instandhaltungsmaßnahmen während der Nutzungsdauer hängen von den Austauschzyklen der Bauteile und Baustoffe ab. Die Datenbank Ökobaudat des Bundesministeriums für Verkehr, Bauwesen und Städtebau nennt durchschnittliche Austauschzyklen für Lebenszyklusanalysen nach dem Bewertungssystem Nachhaltiges Bauen des BMVBS. Die Studie der TU Darmstadt ergab, dass massive Häuser in größeren Zeitabständen und in geringerem Maße Instandhaltungsarbeiten erfordern als andere Bauweisen. Das wissen auch die Wohnungsbaugesellschaften, die meistens auf langjährige Erfahrungen zurückgreifen können. Um die Bauerhaltungskosten zu minimieren, lassen sie ihre Mietobjekte in Massivbauweise errichten.

5.3 Anpassung an Nutzungsänderungen

Mit der Nutzungsdauer steigt die Nachhaltigkeit eines Gebäudes. Jahrzehntelange Nutzung und damit ein Verbleiben in dem bekannten Wohnumfeld erfordert jedoch, dass sich Wohnfläche und die Grundrisse ohne großen Aufwand verändern lassen.

Die Möglichkeit der Grundrissanpassung ist beim Verkauf von Bestandsimmobilien häufig ein wichtiger Aspekt der Kaufentscheidung. Hilfreich ist, so zu bauen, dass Architektur und Hausgröße auch in Zukunft den Geschmack von Nachfragern treffen können.

Bei nachhaltig geplanten Neubauten sollte eine Änderung der Wohngröße und/oder des Grundrisses vorbereitet sein. Dazu stehen zwei Wege zur Verfügung:

7541014/10787806875Biblio

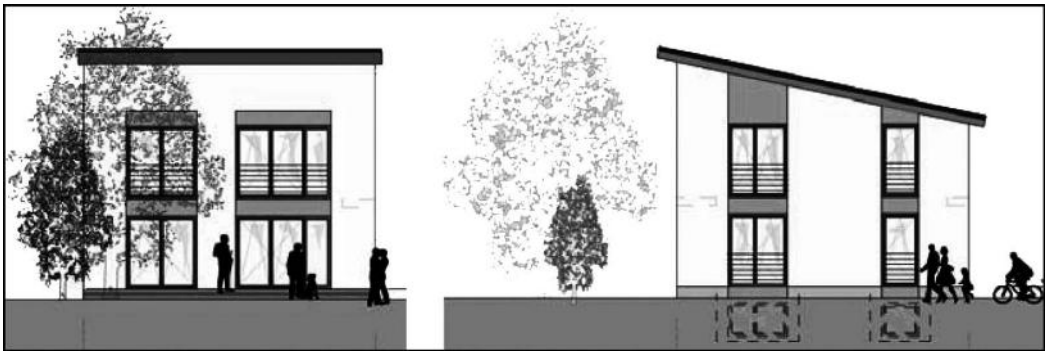


Abb. H.4.1 Das dem Ökobilanz-Vergleich zugrunde liegende Haus

4 Ökologisches Bauen

Jeder Bau eines Gebäude belastet die Umwelt in der Bau- und in der Nutzungsphase. Vergleichbare Ökobilanzen müssen deshalb die gesamte Lebensdauer eines Hauses erfassen. Meistens werden nur die Ökobilanzen einzelner Bauteile verglichen. Dieser Ansatz ist nach Meinung des Verfassers weniger sinnvoll. Einige Einflüsse, wie zum Beispiel die Wärmespeicherung oder der Brandschutz, kommen erst bei Einbeziehung des gesamten Bauwerkes zum Tragen. Nachstehende Studie der TU Darmstadt widerlegt auch die verbreitete Meinung, dass Holzelementhäuser besonders ökologisch seien. Sie ergab, dass sich die Ökobilanzen von Massiv- und Holzständer-Häusern kaum unterscheiden. Wegen seiner Pflegeleichtigkeit und dem geringeren Heizwärmebedarf belastet ein Massivhaus die Umwelt in der Nutzungsphase weniger als ein Haus in Holzständerbauweise. Beim meistens nur betrachteten Zeitpunkt der Herstellung ist es umgekehrt. Über die gesamte Lebensdauer sind die Ökobilanzen von Massiv- und Holzständerhäusern in etwa gleich.

Untersuchung der TU Darmstadt

Prof. Graubner von der TU-Darmstadt untersuchte mit seinem Team die Belastungen, die ein Einfamilienhaus auf seine Umwelt ausübt. Als Basis der Ökostudie „Vergleich der Umweltbelastungen Massivhaus – Holzelementhaus“ dienten die allgemein anerkannten Kriterien der Bundesregierung. Die Studie betrachtet allerdings die Umweltbelastung durch das gesamte Gebäude und nicht nur die Umweltbelastung durch einzelne Bauteile, wie z. B. Holzständerwände und Holzbalkendecken.

- Ausgangspunkt

Am Beispiel eines KfW-55-Effizienz-Hauses, **Abb. H.4.1**, erstellten die Wissenschaftler jeweils für die Massiv- und die Holzelement-Bauweise eine Ökobilanz. Dabei gingen sie von identischer Wärmedämmung und Anlagentechnik aus. Außerdem berücksichtigten sie die Energie sparenden Wärmespeichermassen nach EnEV 2009. Die Bewertung erfolgte mit anerkannten Nachweisverfahren und Datensätzen, wie der Datenbank Ökobaudat des Bundesministeriums für Verkehr, Bauwesen und Städtebau, der Ökobilanzsoftware GABI 4, dem Leitfaden für Nachhaltiges Bauen der Bundesregierung und dem Ökobilanzverfahren nach DIN EN ISO 14040:2009-11.

Da die Nachhaltigkeit von Bauten sich nur langfristig beurteilen lässt, geht die Studie von einer allgemein anerkannten, kalkulatorischen Nutzungsdauer von 80 Jahren aus. Diese Zeitspanne legen Gutachter auch Wertermittlungen zugrunde. Bewertet sind die Umweltbelastungen Primärenergieverbrauch, Treibhauspotential, Eutrophierungspotential, Versauerungspotential, bodennahe Ozonbildung und Ozonschichtzerstörungspotential, die durch die Erstellung, die Beheizung und die erforderlichen Instandhaltungsmaßnahmen des Gebäudes auftreten.

- Ergebnisse

Über die kalkulatorische Nutzungsdauer von 80 Jahren sind die Ökobilanzen der Bauweisen „massiv aus Mauersteinen“ und „Holzelemente“ etwa gleichwertig. Beim Primärenergiebedarf und Treibhauspotential belastete das untersuchte Massivhaus die Umwelt wesentlich weniger, weil es die solaren Wärmegewinne über die Fenster besser als die leichtere Holzständerbauweise ausnutzen konnte.

Dass das Massivhaus bei den anderen Kriterien auch besser abschnitt, lag in erster Linie an seiner Pflegeleichtigkeit. Da die Abstände erforderlicher Instandhaltungsarbeiten bei dieser robusten Bauweise gering sind, belastet das Massivhaus über die kalkulatorische Lebensdauer weniger die Umwelt als wartungsintensivere Bauweisen, **Abb. H.4.2**.

Obwohl die Bausubstanz des massiv aus Mauerwerk errichteten Hauses nicht aus nachwachsenden Baustoffen besteht, ist seine Ökobilanz mindestens gleich gut, teilweise sogar besser als die des Holzelementhauses. Die Ökostudie zeigt eindeutig, dass ökologisches Bauen mehr ist als die Verwendung nachwachsender Rohstoffe. Nachwachsende Baustoffe verbessern zwar die Ökobilanz während der Baupha-

7541014/10787806875Biblio



Abb. 5.1 Eine massiv gebaute Immobilie lässt sich besser vermarkten

(1) Veränderung der Wohnfläche
Beispiel: Ein Einfamilienhaus lässt sich in ein Zweifamilienhaus umwandeln, wenn die Kinder aus dem Haus sind oder wenn mehrere Generationen unter einem Dach leben wollen.

(2) Eine Änderung des Grundrisses
Veränderung von Größe und Zuordnung von Räumen ist vorbereitet, z. B. durch große Deckenspannweiten. Leerrohre und zusätzliche Schächte erleichtern den Austausch von Installationsleitungen.

Große Deckenspannweiten sind ein Beitrag zur Nachhaltigkeit, weil sie die Umbau- und Anpassungsmöglichkeiten verbessern. Sie erhöhen aber auch die Baukosten. Ob sich das lohnt, hängt vom individuellen Planungshorizont ab. Die sind naturgemäß bei Privatleuten und Investoren unterschiedlich.

Eine Anpassung der Grundrisse lässt sich bei Massivbauten aus Wandscheiben verhältnismäßig leicht durchführen:

- Massive Wände sind statisch meistens nicht ausgelastet.
- massive Wandscheiben steifen auch nach Umbauten das Haus ausreichend aus.

5.4 Sanierung oder Abriss und Neubau

Irgendwann ist so weit: Das Wohngebäude benötigt eine grundlegende Sanierung.

Laien unterschätzen häufig die Sanierungskosten. Die Erfahrung zeigt: Abriss und Neubau sind häufig wirtschaftlicher und nachhaltiger als eine Sanierung, denn Sanierungsarbeiten sind aufwendiger und teurer als Arbeiten im Neubau und aus einem sanierten Altbau wird kein Neubau. Der Grundriss wird selten optimal. Wärmebrücken lassen sich kaum verhindern. Häufig bleibt die Installation unsaniert und muss später ausgetauscht werden. Vor einer Sanierung sollten sich Hausbesitzer oder Hauskäufer Angebote über die Sanierungskosten sowie den Abriss und Neubau machen lassen.

Ausnahmen, bei denen sich eine Sanierung lohnt, können u. a. sein:

- geringer Sanierungsbedarf,
- extrem hochwertige Bausubstanz und Architektur,
- Einwände des Denkmalschutzes.

5.5 Lebensdauer und Marktwert

Aspekte der Nachhaltigkeit wie geringe Unterhaltkosten, lange Lebensdauer und gute Umbaumöglichkeiten sind wichtige Verkaufsargumente. Eine 2009 durchgeführte Befragung von Maklern und Sachverständigen bestätigte den hohen Werterhalt von Massivhäusern im Vergleich zu Häusern in Holzständerbauweise, **Abb. H.5.1**. Bei der Wertermittlung einer Immobilie, z. B. bei Verkäufen oder Erbschaften, legen Sachverständige eine kalkulatorische Lebensdauer zugrunde. Bei Massivbauten sind das in der

7541014/10787806875Biblio

Regel 80 Jahre, bei anderen Bauweisen 60 Jahre. Die kalkulatorische Lebensdauer ist ein fiktiver Wert, der durch Erhaltungsmaßnahmen erheblich verlängert werden kann. Zurzeit entwickeln sich Tendenzen, diesen Zeitraum in Angleichung an die steuerliche Abschreibung auf 50 Jahre zu vermindern. Als Ausgleich bescheinigen Gutachter den Massivbauten nach 50 Jahren einen höheren Restwert. Fragen zum langfristigen Werterhalt drängen sich spätestens dann auf, wenn man das Eigenheim als sichere Altersvorsorge betrachtet.

6 Soziokulturelle und funktionale Qualität

Soziokulturelle und funktionale Qualitäten von Bauwerken sind für viele am Bauen Beteiligte unter dem Aspekt der Nachhaltigkeit neue Aspekte. Unter anderen Blickwinkeln waren sie natürlich schon immer vorhanden.

6.1 Sicher bei Wind und Wetter

Sicherheit und Schutz gegen Wind und Wetter ist vermutlich der Ursprung aller baulichen Maßnahmen. Über die Anfänge von zeltartigen Konstruktionen, über Holzbauten, gelangte die Weiterentwicklung schließlich zum Massivbau. Wasser ist eine der Hauptgefahren für Gebäude.

In Hochwassergebieten wurden früher deshalb keine Häuser errichtet. Obwohl mit der Klimaänderung und der Zunahme von Wetterextremen mit Überflutungen häufiger zu rechnen ist, hat sich das heute geändert. Treten die Flüsse über die Ufer, durchnässt das Hochwasser die Gebäude. Massivbauten trocknen aber relativ schnell wieder aus. Die Schäden halten sich in Grenzen. Zusätzlich trotzt ein Massivhaus heftigsten Stürmen und Schneelasten. Das ist ein beachtlicher Beitrag zu ihrer besseren Nachhaltigkeit.

6.2 Brandsicherheit

Brandschutz ist zwar Bestandteil der Landesbauordnungen, aber an Einfamilienhäuser stellt der Gesetzgeber kaum Brandschutzanforderungen, an ihre Außenwände stellt er z. B. überhaupt keine Anforderungen. Nicht brennbare, massive Wände und Decken tragen zum Brandschutz von Hausbewohnern und Eigentum bei. Sie haben keine Hohlräume, in denen sich das Feuer unbemerkt ausbreiten kann. Massivbaustoffe brennen nicht, tragen nicht zur Brandlast bei, hemmen die Brandausbreitung und entwickeln keine giftigen Rauchgase. So bleibt mehr Zeit, sich zu retten und für die Maßnahmen der Einsatzkräfte.

An Wohngebäuden sollten deutlich höhere Brandschutzanforderungen als an Nichtwohngebäude gestellt werden. Bricht ein Brand in einem Büro oder einer Produktionsstätte aus, sind entweder keine Menschen anwesend oder sie sind wach und können sich retten. In Wohngebäuden kann ein Feuer auf Schlafende, Alte, Kranke und Kinder teffen, also auf Personen mit keinen oder eingeschränkten Fähigkeiten zur Flucht.

6.3 Akustische Behaglichkeit

Ausreichender Schallschutz ist ein häufig zu selten beachteter Beitrag zur Nachhaltigkeit. Nur wenige Bauherren und Hauskäufer wissen, dass der Gesetzgeber innerhalb eines Einfamilienhauses keinen besonderen Schallschutz verlangt. In der Schallschutznorm DIN 4109 sind deshalb auch keine Anforderungen festgelegt. Dabei hätten laut Umfrage rund 87 % der Hausbesitzer beim Lärmschutz keinesfalls gespart. Zum gesunden Wohnen gehört die Chance, in Ruhe „abschalten“ zu können. Zumindest in der eigenen Wohnung sollte keiner ständig dem Stressfaktor Lärm ausgesetzt sein. Das gilt sowohl für Innen- als auch für Außenlärm. Schwere massive Wände und Decken schirmen Räume untereinander gut ab. Um bösen Überraschungen vorzubeugen, sollten Bauherren und Planer die ausführenden Firmen zu ausreichendem Schallschutz vertraglich verpflichten. Auf der sicheren Seite liegen Häuser mit schweren Mauerwerkswänden und Stahlbetondecken. Durch ihr Gewicht können die Schallwellen sie weniger in Schwingung versetzen. Die Folge: Sie lassen weniger Lärm in andere Räume durch.

Schutz gegen Außenlärm ist in der bauaufsichtlich eingeführten DIN 4109 verankert und gehört damit zu den allgemein anerkannten Regeln der Technik. Die Einhaltung ist auch ohne besondere vertragliche Regelung geschuldet. In Bebauungsplänen sollten deshalb die zu erwartenden und zu beachtenden Lärmpegelbereiche ausgewiesen sein. Massive Außenwände bieten aufgrund ihrer Masse guten Schallschutz gegen Lärm von draußen.

6.4 Thermische Behaglichkeit

Zur soziokulturellen Qualität gehört auch das Wohlfühlempfinden im Lebensraum Wohnung oder Haus. Dazu gehören ausgeglichene Raumtemperaturen. Hier zeigt sich eine der Stärken massiv gebauter Gebäude. Ihre großen Wärmespeichermassen sorgen für thermische Behaglichkeit, weil sie zur Vergleichmäßigung der Raumtemperaturen beitragen.

Kühler im Sommer

Eine seit Jahrhunderten bekannte Erfahrung besagt: Massivhäuser sind in Hitzeperioden kühler als Holzhäuser, im Winter brauchen sie weniger Heizung. Das Ingenieurbüro ALware in Braunschweig untersuchte über eine Computersimulation die Auswirkungen von

7541014/10787806875Biblio

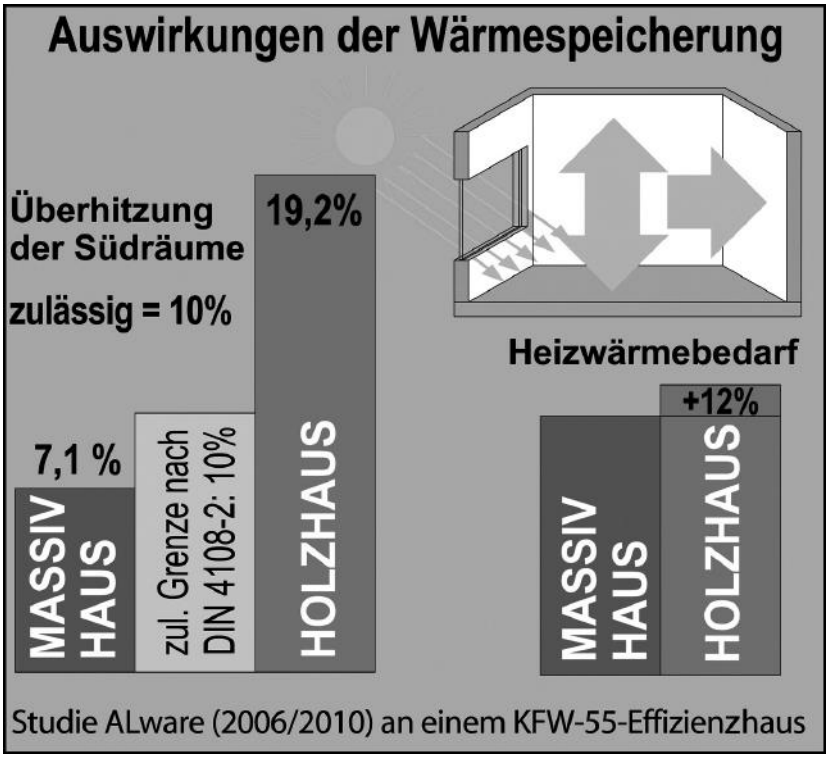


Abb. H.6.1 Thermischer Schutz im Vergleich

Wärmespeichermassen bei einem KfW-55-Effizienzhaus. Herangezogen wurde das unter Abschn. 4 benutzte Haus. Es sollte also einen um 45 % niedrigeren Primärenergiebedarf haben als die Energieeinsparverordnung fordert. Im ersten Fall sollten die Wände und Decken in Holzständerbauweise und im zweiten Fall in Massivbauweise erstellt worden sein. In der Simulation hatte das Holzständerhaus erhebliche Probleme, die gesetzlichen Vorgaben der Klimazone B einzuhalten. Trotz ansonsten gleicher Randbedingungen (z. B. Verschattung, Wärmedämmung, Bewohnerverhalten) heizten sich die Südräume des Holzhauses im Frühjahr, Sommer und Herbst in 19,2 % der Zeit bis 33 °C auf. Die Südräume des Massivbaus dagegen blieben mit 7,1 % der Zeit und maximal 29,2 °C weit unter den gesetzlich vorgeschriebenen Grenzwerten.

Das Ergebnis der Studie: Ausreichend große Wärmespeichermassen vergrößern vor allem von Frühjahrsanfang bis zum Herbst die thermische Behaglichkeit. Fehlen sie, kann die Sonneneinstrahlung über die Fenster die Raumtemperaturen in dieser Zeit unangenehm erhöhen.

Die Wärmespeichermassen schwerer Bauteile bauen Temperaturspitzen ab, zeigte die Computersimulation des Ingenieurbüros ALWARE, **Abb. H.6.1**. Sie vergleicht den Raumtemperaturverlauf in den Südräumen von Massiv- und Holzhäusern. Als Referenz dienten die Anforderungen der bauaufsichtlich eingeführten DIN 4108 Teil 2 an den sommerlichen Wärmeschutz von Gebäuden. Danach darf die Sonne die Räume eines Wohnhauses maximal in 10 % der Zeit eines Jahres über folgende Temperatur aufheizen:

Klimazone	A	B	C
Höchsttemperatur	25 °C	26 °C	27 °C

6.5 Strahlenschutz

Hochfrequente gepulste Strahlung aus Mobilfunksendern belastet Umwelt und Gesundheit. Die eigenen vier Wände sollten gegen diese Umweltbelastung schützen. Leichte Konstruktionen, wie Dämmstoff verfüllte Holzbalken-Dächer, benötigen dafür abschirmende Aluminiumfolien. Massiv gemauerte Wände und Betondecken schirmen Elektrosmog von Haus aus fast hundertprozentig ab. Nähere Untersuchungen dazu veröffentlichte die Hochschule der Bundeswehr in Biberg.

7541014/10787806875Biblio

7 Schlussbemerkungen

Wohnungsbau wurde abgesehen von Wohnungsbaugesellschaften eher unter dem Gesichtspunkt Baugenehmigung, Herstellung und Herstellkosten gesehen. Wohnungsbaugesellschaften, die ihre Objekte vermieten, hatten jedoch schon immer das langfristige Verhalten im Blick. Das Konzept „Nachhaltiges Bauen“ systematisiert diese Betrachtungsweise. Die geschichtliche Erfahrung zeigt, dass sich Massivbauten aus Mauerwerk als nachhaltig erwiesen haben.

7541014/10787806875Biblio

I Statische Berechnung für ein zweigeschossiges Wohnhaus

Dipl.-Ing. H. Waltke

DIN-Normen

Bei der Berechnung wurden folgende DIN-Normen, einschließlich der jeweils zugehörigen Nationalen Anhänge (NA), in ihrer jeweils letzten Fassung verwendet:

DIN EN 1990	Grundlagen der Tragwerksplanung
DIN EN 1991-1-1	Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau
DIN EN 1991-1-3	Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten
DIN EN 1991-1-4	Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen, Windlasten
DIN EN 1992-1-1	Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
DIN EN 1995-1-1	Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau
DIN EN 1996-1-1	Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk
DIN EN 1996-3	Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten
DIN EN 1997-1	Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik Teil 1: Allgemeine Regeln

Konstruktion

Dach:	Sparren, die auf Fuß- und Firstpfette gelagert sind.
Decken/ Stürze:	Stahlbeton C20/25; Betonstahl BSt 500 S/M

Mauerwerk:

Außenmauerwerk:	Außenschale 11,5 cm Mz 12/NM IIa, 13,5 cm Kerndämmung Innenschale im Dachgeschoss 17,5 cm HLz 6/NM II Innenschale im Erdgeschoss 17,5 cm HLz 8/NM IIa
Innenmauerwerk:	im Dachgeschoss 17,5 cm HLz 6/NM II im Erdgeschoss 17,5 und 11,5 cm HLz 12/NM II

Fundamente

Alle Fundamente sind frostfrei auf gewachsenem Boden zu gründen. Es wird eine zulässige Bodenpressung von σ_{Rd} = 280 kN/m^2 zu Grunde gelegt. Diese Annahme ist vor Baubeginn zu überprüfen. Es wird weiter angenommen, dass in der Gründungsebene kein Grund- oder Schichtenwasser ansteht.

Standsicherheit

Sie ist durch die vorhandenen waagerechten und senkrechten Scheiben gewährleistet. Im Dachgeschoss werden die horizontalen Lasten über Ringbalken an die aussteifenden Scheiben weitergeleitet.

Programme und Entwurfsplanung

Bei der Berechnung und Darstellung der Konstruktion wurden die Programme der Firma RIB Stuttgart verwendet.

Grundlage der Berechnung ist die Entwurfsplanung des Architekturbüros Lax & Wolf, Minden.

7541014/10787806875Biblio

Lastannahmen

Dachkonstruktion

Eigenlast (vgl. Statik)		= 1,15 kN/m² Dfl
Schneelast		siehe Statik
Windlasten		siehe Statik

Deckenlasten

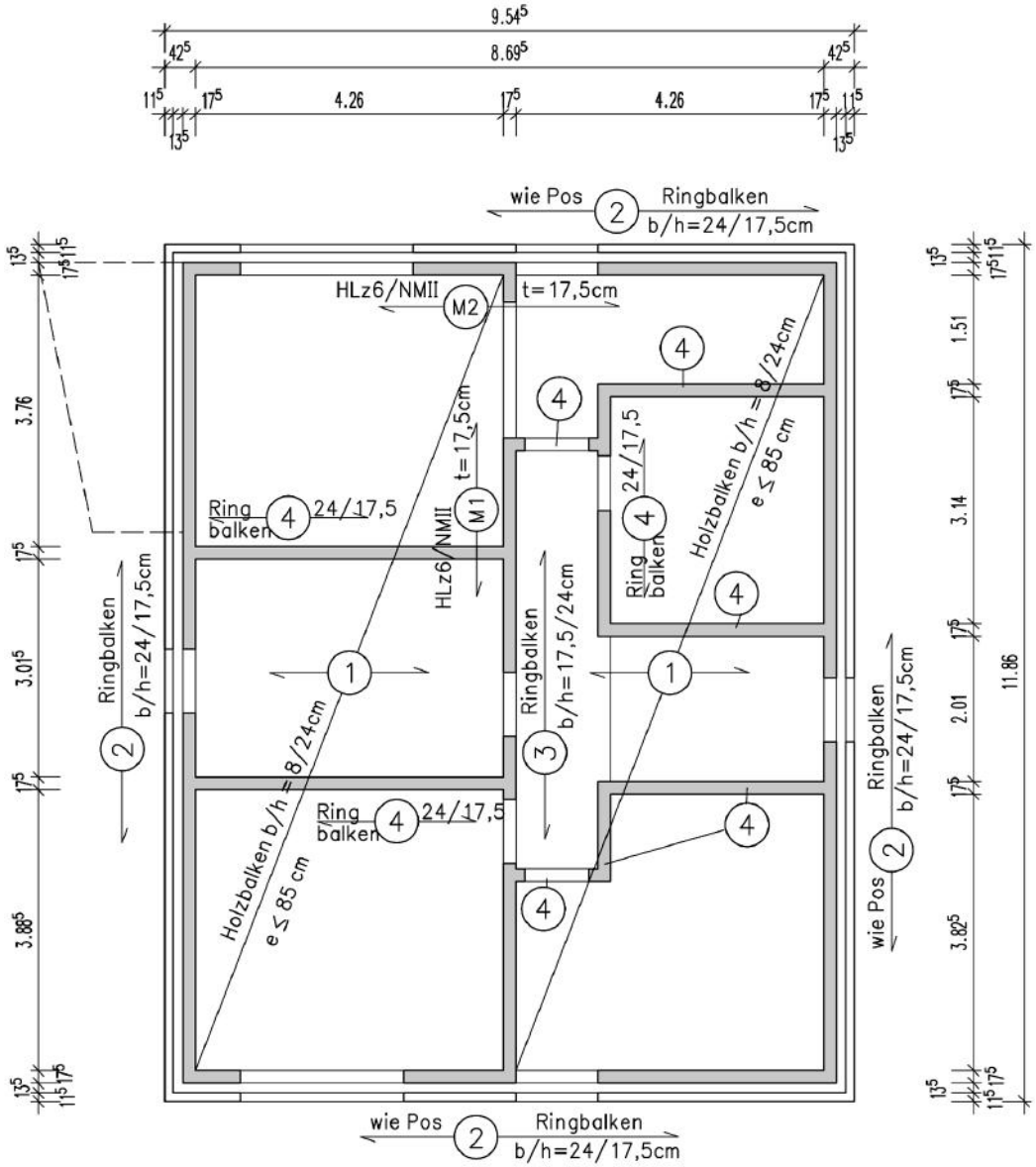
17 cm Stahlbeton: 0,17 · 25		= 4,25 kN/m²
Belag		= 1,75 kN/m²
	g_k	= 6,00 kN/m²
Nutzlast:	1,5 + 0,8 = q_k	= 2,30 kN/m²
Treppenzugänge	q_k	= 3,00 kN/m²

Wandlasten

Außenwände:	0,115 · 18 + 0,175 · 9 + 0,18	= 3,83 kN/m²
Innenwände OG:	0,175 · 9 + 0,36	= 1,94 kN/m²
Innenwände EG:	0,115 · 14 + 0,36	= 1,97 kN/m²
	0,175 · 14 + 0,36	= 2,81 kN/m²

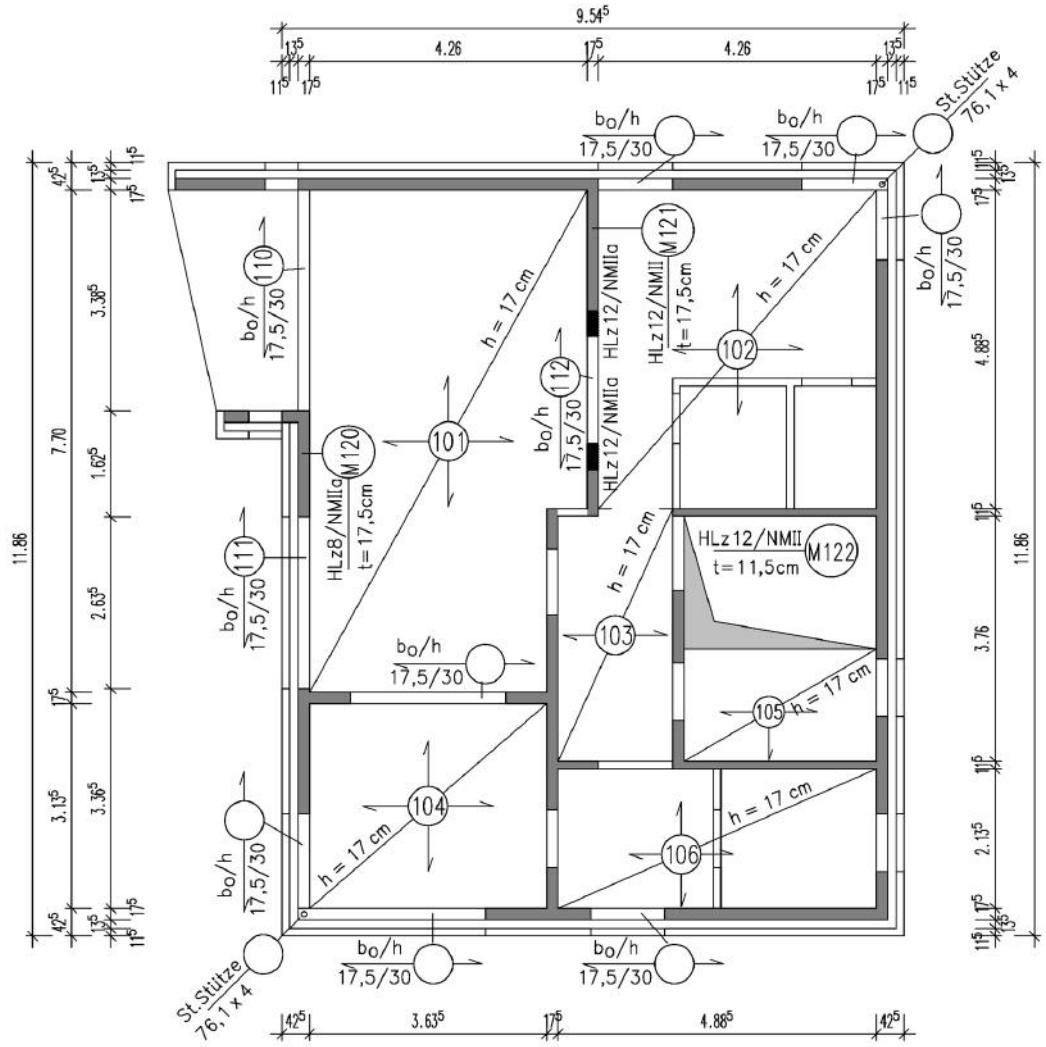
7541014/10787806875Biblio

Positionsplan Dachgeschoss



7541014/10787806875Biblio

Positionsplan Erdgeschoss



Außenmauerwerk

Außenschale 11,5 cm Mz 12/NMIIa
13,5 cm Kerndämmung
Innenschale 17,5 cm HLz 8/NMIIa

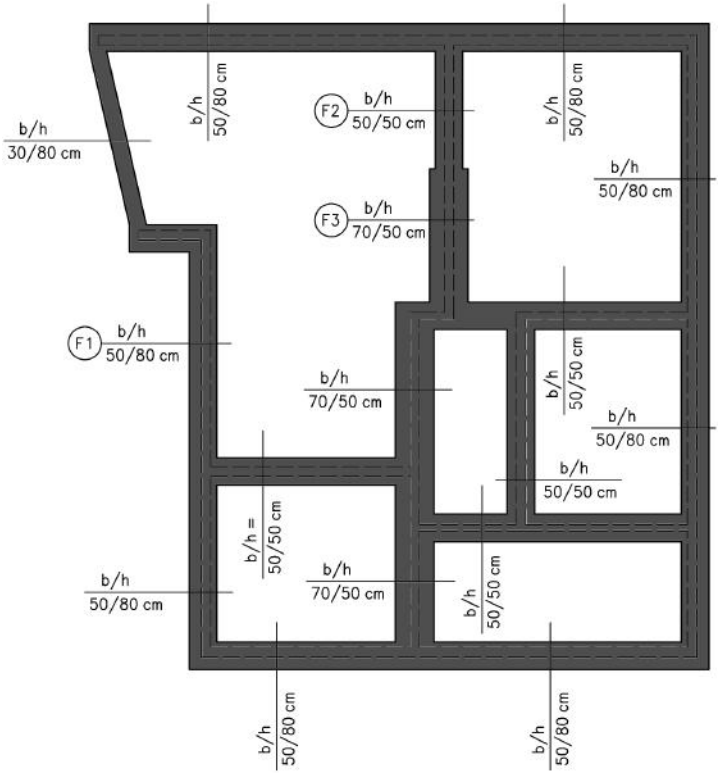
Innenmauerwerk

HLz 12/NMII; d=17,5cm
d=11,5cm

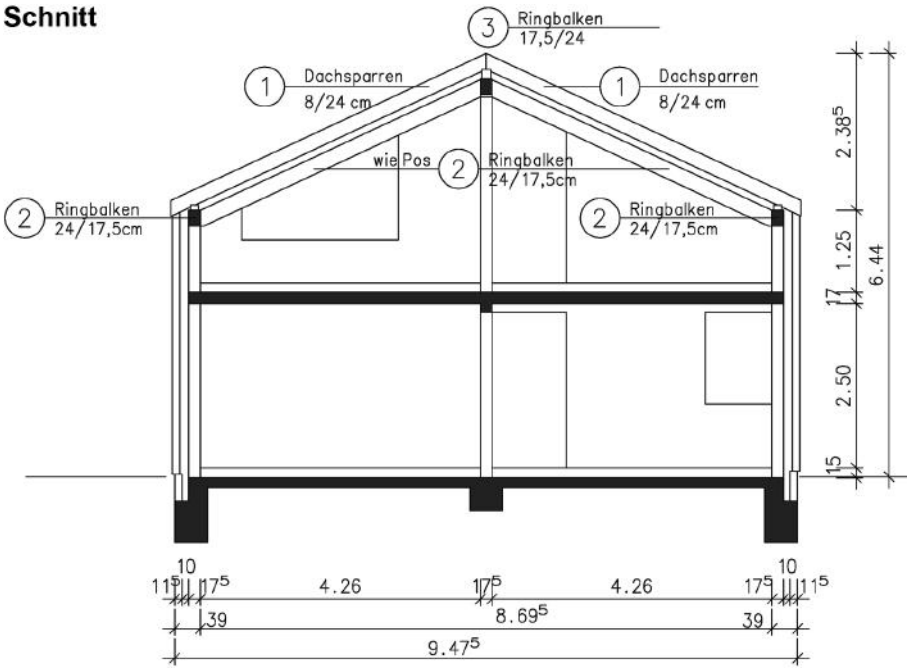
Hinweis:
Die Konstruktionsteile ohne Positionsnummern wurden konstruktiv gewählt

7541014/10787806875Biblio

Positionsplan Fundamente



Schnitt

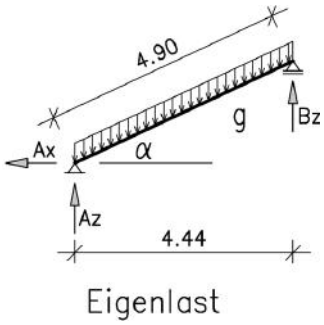


7541014/10787806875Biblio

Dachgeschoss

Pos.1

Dachsparren



Eigenlast

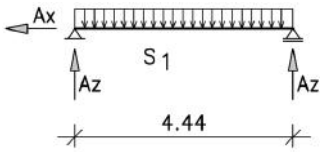
Statisches System

$l_w = 4{,}26$ m
$l_{eff} = 4{,}26 + 2 \cdot 0{,}175 \cdot 0{,}5 = 4{,}44$ m
$\alpha = 25°$

Belastung

Eigenlast

Dachsteine	0,65 kN/m² Dfl
Sparren und Verbände	0,15 kN/m² Dfl
20 cm Wärmedämmung 0,01 · 20	0,20 kN/m² Dfl
Unterkonstruktion	0,04 kN/m² Dfl
12,5 mm Gipskartonplatten 0,09 · 1.25	0,11 kN/m² Dfl
	$g_k =$ 1,15 kN/m² Dfl



Schneelast

Schneelast

Nach DIN EN 1991-1-3 u. NA

$s_1 = \mu \cdot s_k$

$\alpha = 25° \rightarrow \mu = 0{,}8$

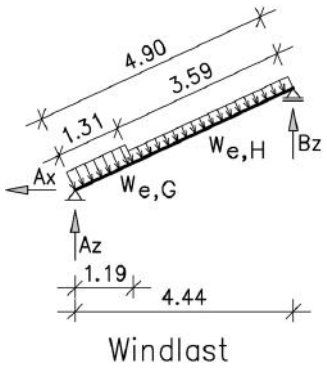
Schneelastzone 2

A < 400 m

$$s_k = 0{,}25 + 1{,}91 \left(\frac{400 + 140}{760}\right)^2$$

$= 1{,}21 > 0{,}85$ kN/m²

$s_1 = 0{,}8 \cdot 1{,}21 = 0{,}97$ kN/m² Gfl



Windlast

Windlast

Nach DIN EN 1991-1-4 u. NA

$w_e = c_{pe} \cdot q_{(ze)}$

z_e = Firsthöhe von Oberkante Gelände

$z_e < 10{,}0$ m

q_{ze} = Geschwindigkeitsdruck

Windzone 2; Binnenland; $h < 10{,}0$ m

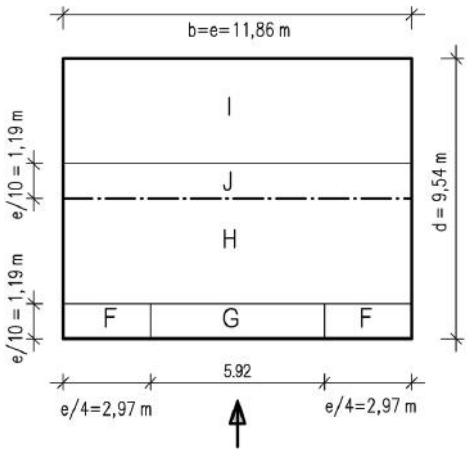
$q_{ze} = 0{,}65$ kN/m²

c_{pe} = Aerodynamische Beiwerte für Außendruck

$c_{pe,10}$ Werte für Lasteinzugsflächen $A > 10$ m²

7541014/10787806875Biblio

Wind auf Traufseite Θ = 0°



$e = \min \left| \frac{b}{2h} \right.$

$b = 11{,}86$ m

$2 \cdot h = 6{,}44 \cdot 2 = 12{,}88$ m $> 11{,}86$ m

$e = b = 11{,}86$ m

$e/10 = 11{,}86/10 = 1{,}19$ m

$e/4 = 11{,}86/4 = 2{,}97$ m

Bereich F:

Druck	$c_{pe,F}$	=	$0{,}2 + (10/15)\,0{,}5$	=	$0{,}53$
	$w_{e,F}$	=	$0{,}53 \cdot 0{,}65$	=	$0{,}34$ kN/m^2
Sog	$c_{pe,F}$	=	$-0{,}90 + (10/15)\,0{,}4$	=	$-0{,}63$
	$w_{e,F}$	=	$-0{,}63 \cdot 0{,}65$	=	$-0{,}41$ kN/m^2

Alle weiteren Windlasten siehe Tabelle

Bereich	$c_{pe,Druck}$	$c_{pe,Sog}$	$w_{e,Druck}$ (kN/m^2)	$w_{e,Sog}$ (kN/m^2)
F	0,53	–0,63	0,34	–0,41
H	0,33	–0,23	0,21	–0,15
G	0,53	–0,6	0,34	–0,39
I		–0,40		–0,26
J		–0,67		–0,44

Schnittgrößen

Lastfall Eigenlast

g_k	$= 1{,}15$ kN/m^2	
$A_{x,k}$	$= 0$	
$A_{z,k}$	$= B_{z,k} = 1{,}15 \cdot 4{,}90 \cdot 0{,}5$	$= 2{,}82$ kN/m
$M_{f,k}$	$= 1{,}15 \cdot \cos 25° \cdot 4{,}90^2 \cdot 0{,}125$	$= 3{,}13$ kNm/m
$V_{A,k}$	$= 1{,}15 \cdot \cos 25° \cdot 4{,}90 \cdot 0{,}5$	$= 2{,}55$ kN/m

Lastfall Schneelast

s_1	$= 0{,}97$ kN/m^2	
$A_{x,k}$	$= 0$	
$A_{z,k}$	$= B_{z,k} = 0{,}97 \cdot 4{,}44 \cdot 0{,}5$	$= 2{,}15$ kN/m
$M_{f,k}$	$= 0{,}97 \cdot 4{,}44^2 \cdot 0{,}125$	$= 2{,}39$ kNm/m
$V_{A,k}$	$= 0{,}97 \cdot \cos^2 25° \cdot 4{,}90 \cdot 0{,}5$	$= 1{,}95$ kN/m

7541014/10787806875Biblio

Lastfall Winddruck

$A_{x,k}$ = 0,51 kN/m; $A_{z,k}$ = 0,50 kN/m

$B_{z,k}$ = 0,59 kN/m

$V_{A,k}$ = 0,66 kN/m

$M_{f,k}$ = 0,68 kNm/m

Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nach DIN EN 1990

$$E_d = 1{,}35\, G_k + 1{,}50\, Q_{k,1} + 1{,}50 \sum_{i>1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Schnittgrößen

In Abhängigkeit von den Kombinationsbeiwerten Ψ_0 und den Teilsicherheitswerten γ_G; γ_Q

Lastfall	KLED	k_{mod}	Ψ_0	$\gamma_G;\gamma_Q$	$M_{F,k}$ (kNm/m)	$M_{F,d}$ (kNm/m)
g_k	ständig	0,6	1,0	1,35	3,13	4,23
$s_{1,k}$	kurz	0,9	0,5	1,50	2,39	3,59
$w_{e,k}$	K/S.K	1,0	0,6	1,50	0,68	1,02

$M_{F,g+s,d}$ = 4,23 + 3,59 = 7,82 kNm/m

$M_{F,g+w,d}$ = 4,23 + 1,02 = 5,25 kNm/m

$M_{F,g+s+w,d}$ = 4,23 +3,59 + (0,6 · 1,02) = 8,43 kNm/m

Biegespannungsnachweis

im Lastfall $g + s + w$

$M_{F,d}$ = 8,43 kNm/m

Nadelholz C 24

$f_{m,k}$ = 24 N/mm^2; γ_m = 1,3

Nutzungsklasse 1; k_{mod} = 1,0

Holzbalken 8/24 cm; Sparrenabstand $e \leq 85$ cm

W_y = 768 cm^3; I_y = 9216 cm^4

$$f_{m,y,d} = \frac{1{,}0 \cdot 24}{1{,}3} = 18{,}46 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{8{,}43 \cdot 0{,}85 \cdot 10^3}{768} = 9{,}33 \text{ N/mm}^2$$

$$\eta = \frac{9{,}33}{18{,}46} = 0{,}51 < 1{,}0$$

7541014/10787806875Biblio

im Lastfall $g + s$

$k_{\text{mod}} = 0{,}9$

$M_{\text{F,d}} = 7{,}82\ \text{kNm/m}$

$$f_{\text{m,y,d}} = \frac{0{,}9 \cdot 24}{1{,}3} = 16{,}62\ \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{m,y,d}} = \frac{7{,}82 \cdot 0{,}85 \cdot 10^3}{768} = 8{,}65\ \text{N/mm}^2$$

$$\eta = \frac{8{,}65}{16{,}62} = 0{,}52 < 1{,}0$$

Schubspannungsnachweis

im Lastfall $g + s$

$V_{\text{A,d}} = 1{,}35 \cdot 2{,}55 + 1{,}50 \cdot 1{,}95 = 6{,}37\ \text{kN/m}$

$$\tau_{\text{z,d}} = \frac{1{,}5 \cdot 6{,}37 \cdot 10 \cdot 0{,}85}{8 \cdot 24 \cdot 2/4} = 0{,}85\ \text{N/mm}^2$$

$$f_{\text{v,d}} = \frac{0{,}9 \cdot 4{,}0}{1{,}3} = 2{,}77\ \text{N/mm}^2$$

$$\eta = \frac{0{,}85}{2{,}77} = 0{,}31 < 1{,}0$$

Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
Begrenzung der Verformung

$g_{\text{k}} = 1{,}15 \cdot \cos 25° \cdot 0{,}85 = 0{,}89\ \text{kN/m}$
$q_{\text{s,k}} = 0{,}97 \cdot \cos^2 25° \cdot 0{,}85 = 0{,}68\ \text{kN/m}$

Anfangsdurchbiegung zum Zeitpunkt $t = 0$

$$w_{\text{g,inst}} = \frac{5 \cdot 0{,}89 \cdot 490^4}{384 \cdot 10^2 \cdot 11\,000 \cdot 10^{-1} \cdot 9216} = 0{,}66\ \text{cm}$$

$$w_{\text{q,s,inst}} = 0{,}66 \cdot \frac{0{,}68}{0{,}89} = 0{,}50\ \text{cm}$$

$w_{\text{q,w,inst}} = 0{,}14$ cm (aus EDV)
$k_{\text{def}} = 0{,}60$; $\Psi_{0,\text{Wind}} = 0{,}6$; $\Psi_{0,\text{Schnee}} = 0{,}5$; $\Psi_2 = 0$

sofortige Durchbiegung

$$w_{\text{inst}} = w_{\text{g,inst}} + w_{\text{Q,1,inst}} + \Psi_{0,2} \cdot Q_{2,\text{inst}}$$
$$= 0{,}66 + 0{,}50 + 0{,}6 \cdot 0{,}14 = 1{,}24\ \text{cm}$$
$$< \frac{490}{300} = 1{,}63\ \text{cm}$$

Enddurchbiegung

$$w_{\text{fin}} = 0{,}66 \cdot (1 + 0{,}60) + 0{,}50 + 0{,}14 \cdot 0{,}6 = 1{,}64\ \text{cm}$$
$$< \frac{l}{200} = \frac{490}{200} = 2{,}45\ \text{cm}$$

7541014/10787806875Biblio

Pos 2 Ringbalken

Ringbalken im Drempelbereich

Belastung

Durch Nebenrechnung wurden die Windlasten aus Dach mit den Windlasten auf Wände überlagert.

Zur Vereinfachung wurden die Lasten in den unterschiedlichsten Windbereichen feldweise gemittelt.

Ergebnis der Windlastüberlagerung

***z*-Richtung (vertikal)**

Die abhebenden Kräfte aus Windsog werden durch die ständigen Lasten überdrückt.

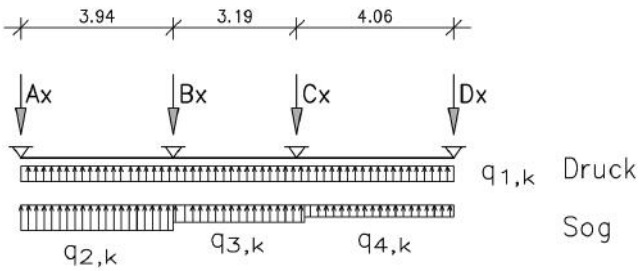
Aus Pos 1: $A_{zw,k} = -1{,}34$ kN/m
$A_{zg,k} = 2{,}82$ kN/m

$1{,}5 \cdot 1{,}34 = 2{,}01 < 0{,}9 \cdot 2{,}82 = 2{,}54$ kN/m

***x*-Richtung (horizontal)**

Die horizontalen Lasten werden über Ringbalken in die vorhandenen Wandscheiben eingeleitet.

Statisches System



$l_{eff\,1} = 3{,}76 + 0{,}175 = 3{,}94$ m
$l_{eff\,2} = 3{,}015 + 0{,}175 = 3{,}19$ m
$l_{eff\,3} = 3{,}885 + 0{,}175 = 4{,}06$ m

$q_{1,k} = 1{,}06$ kN/m
$q_{2,k} = -1{,}85$ kN/m
$q_{3,k} = -1{,}32$ kN/m
$q_{4,k} = -1{,}15$ kN/m

Auflagerkräfte und Schnittgrößen

Winddruck:
max $A_{x,k} = 1{,}73$ kN
max $B_{x,k} = 4{,}10$ kN
max $C_{x,k} = 4{,}25$ kN
max $D_{x,k} = 1{,}78$ kN
max $M_{F,k} = 1{,}50$ kNm
max $M_{St,k} = -1{,}51$ kNm

Windsog:
min $A_{x,k} = -3{,}04$ kN
min $B_{x,k} = -6{,}62$ kN
min $C_{x,k} = -4{,}55$ kN
min $D_{x,k} = -1{,}96$ kN
min $M_{F,k} = -2{,}49$ kNm
min $M_{St,k} = 2{,}39$ kNm
min $|V_k| = 4{,}25$ kN

7541014/10787806875Biblio

Bemessung

Beton C20/25; BSt 500 S/M; b/h = 24/17,5 cm

Expositionsklasse für Bewehrungskorrosion: XC1

Mindestbetonfestigkeitsklasse: C16/20

Betondeckung

Mindestbetondeckung	c_{min} = 10 mm
Vorhaltemaß	Δc = 10 mm
Nennmaß der Betondeckung	c_{nom} = 20 mm
Zur Sicherstellung des Verbundes	$c_{min} \geq d_{s,Lä}$ = 12 mm

Verlegemaße

Bügel ∅ 6 mm	$c_{v,Bü}$ = 20 mm
Längsbewehrung	$c_{v,Lä}$ = 26 mm

$d_1 = d_2 = 26 + 6 = 32 \approx 35$ mm
$d = 17{,}5 - 3{,}5 = 14$ cm

Bei den geringen Schnittgrößen reicht eine konstruktive Bewehrung.

innen und außen 2 ∅ 12
Bügel R 188 A

Pos 3 Ringbalken über Mittelwand

Konstruktiv gew.:

C20/25; BSt 500 S/M

b/h = 24/17,5

unten und oben 2 ∅ 12
Bügel R 188 A

Pos 4 Ringbalken über Innenwänden

Konstruktiv gew.:

C20/25; BSt 500 S/M

b/h = 24/17,5

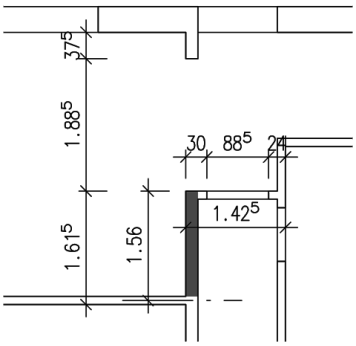
unten und oben 2 ∅ 12
Bügel R 188 A

7541014/10787806875Biblio

Wände im Dachgeschoss

Pos. M1 Mittelwand

im Grundriss



Belastungsbreite $B = 1{,}89/2 = 0{,}95$ m
lichte Wandhöhe $h = 3{,}02$ m
Lastverteilungbreite bis Mitte Wand
$(3{,}02 \cdot 0{,}5/\tan 60°) + 0{,}20 = 1{,}07$ m
$B/1{,}07 = 0{,}95/1{,}07 = 0{,}89$ [1)]

Belastung

aus Sparren $2{,}82 \cdot 2$			= 5,64 kN/m
aus Ringbalken: $0{,}175 \cdot 0{,}24 \cdot 25$			= 1,05 kN/m
aus Holzbalken			≈ 0,26 kN/m
aus Wand: $1{,}94 \cdot 3{,}1$			= 6,00 kN/m
aus St. Bet. Sturz: $(5{,}64 + 1{,}05 + 0{,}26)\ 0{,}89$ [1)]			= 6,18 kN/m
			$G_k = 19{,}13$ kN/m
Schneelast	$2{,}15 \cdot 2 \cdot (1 + 0{,}89)$	= 8,13 kN/m	
Windlast	$0{,}59 \cdot (1 + 0{,}89)$	= 1,12 kN/m	
	$8{,}13 + 1{,}12 \cdot 0{,}6$	=	$Q_k = 8{,}80$ kN/m

0,6 = Kombinationsbeiwert ψ_0 für Windlasten

	$19{,}13 \cdot 1{,}35 + 8{,}80 \cdot 1{,}50$	=	$N_{Ed} = 39{,}03$ kN/m
Gl. NA1 / Gl. NA2	oder		
	$1{,}4 \cdot (19{,}13 + 8{,}80)$	=	39,10 kN/m

Mauerwerk HLz 6/NMII
***t* = 17,5 cm**

vorh h_s = 3,02 m

Anwendungsgrenze nach DIN EN 1996-3/NA
Vereinfachtes Verfahren:
grenz $h = 2{,}75$ m $< 3{,}02$ m,
daher Nachweis nach DIN EN 1996-1-1/NA
Genaueres Verfahren erforderlich.

Ermittlung von h_{ef} als dreiseitig gehaltene Wand

Gl. NA11

$$h_{ef} = \frac{1}{1 + \left(\frac{1{,}0 \cdot 3{,}02}{3 \cdot 1{,}56}\right)^2} \cdot 1{,}0 \cdot 3{,}02 = 2{,}13\ \text{m} > 0{,}3 \cdot 3{,}02 = 0{,}87\ \text{m}$$

mit $\alpha_3 = 1{,}0$ und $\rho_2 = 1{,}0$

Gl. 6.1 $N_{Ed} \leq N_{Rd}$

Gl. 6.2 $N_{Rd} = \Phi_{o,u,m} \cdot A \cdot f_d$

7541014/10787806875Biblio

Am Wandkopf

Die Dachleisten werden zentriert durch den Ringbalken in das Mauerwerk eingeleitet

$M_{Eo,d} = 0$; $e_{init} = 0$ (NA 6.1.2.2)

$e_{o,d} = 0 < 0{,}05 \cdot 17{,}5 = 0{,}9$ cm

Gl. 6.4

$$\Phi_o = 1 - 2\,\frac{0{,}05 \cdot 17{,}5}{17{,}5} = 0{,}9$$

Am Wandfuß

Decke über EG: $l_1 = l_2$; $M_{Eu,d} \cong 0$

$e_{u,d} = e_{o,d} = 0 < 0{,}05 \cdot 17{,}5 = 0{,}9$ cm

$\Phi_u = \Phi_o = 0{,}9$

In halber Geschosshöhe

$e_{init} = 213/450 = 0{,}47$ cm

$\lambda_c \cdot 213/17{,}5 = 12{,}1$

mit $\Phi_\infty = 1{,}0$ grenz $\lambda_c = 15 > 12{,}1$

$e_k = 0$; $e_m = 0 + 0 + 0{,}47 = 0{,}47$ cm

Gl. 6.6

$e_{mk} = 0{,}47 + 0 = 0{,}47$ cm $< 0{,}05 \cdot 17{,}5 = 0{,}9$ cm

NA.G.1

$$\Phi = 1{,}14\left(1 - 2 \cdot \frac{0{,}9}{17{,}5}\right) - 0{,}024 \cdot \frac{213}{17{,}5}$$

$$= 1{,}02 - 0{,}29 = 0{,}73 \leq 1 - \frac{2 \cdot 0{,}9}{17{,}5} = 0{,}9$$

$A = 1{,}0 \cdot 0{,}175 = 0{,}175$ m^2

$$f_k = 2{,}7 \text{ MN/m}^2; \quad f_d = \frac{0{,}85 \cdot 2{,}7}{1{,}5 \cdot 1{,}0} = 1{,}53 \text{ MN/m}^2$$

$N_{Rd} = 0{,}73 \cdot 1{,}53 \cdot 0{,}175 = 0{,}195$ MN/m $= 195$ kN/m
$> 39{,}10$ kN/m $= N_{Ed}$

Alternativ:

Wenn $h = 2{,}75$ m wäre,

Nach DIN EN 1996-3/NA

$$h_{ef} = \frac{1}{1 + \left(\frac{1 \cdot 2{,}75}{3 \cdot 1{,}56}\right)^2} \cdot 1{,}0 \cdot 2{,}75 = 2{,}04 \text{ m} > 0{,}3 \cdot 2{,}75 = 0{,}83 \text{ m}$$

Knicken

$\Phi = \Phi_2 = 0{,}85 - 0{,}0011 \cdot (204/17{,}5)^2 = 0{,}70$

Deckendrehwinkel

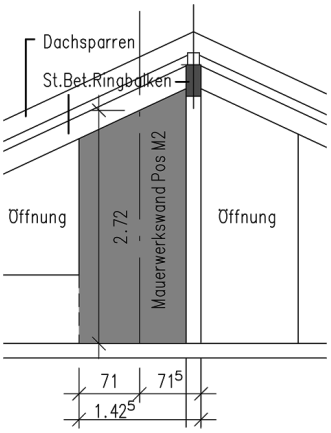
$\Phi = \Phi_3 = 1{,}0$ (Zentrierung durch Ringbalken)

$N_{Rd} = 0{,}70 \cdot 0{,}175 \cdot 1{,}53 = 0{,}187$ MN/m $= 187$ kN/m $> 39{,}10$ kN/m $= N_{Ed}$

7541014/10787806875Biblio

Pos. M2

Außenwand



Mittlere Geschosshöhe $h_m = 2{,}72$ m; $d = 17{,}5$ cm

Nachweis mit dem vereinfachtem Berechnungsverfahren

Die Voraussetzungen nach DIN EN 1996-3/NA und Tabelle NA 2 vgl. S. 470 sind erfüllt.

Windlasten brauchen nicht berücksichtigt zu werden.

Mauerwerk HLz 6/II
***t* = 17,5 cm**

$N_{Rd} = \Phi \cdot A \cdot f_d$; $f_k = 2{,}7$ N/mm^2

Abminderungsfaktoren Φ

Knicken

$\frac{a}{t} = 1{,}0$

$\Phi = \Phi_2 = 0{,}85 \cdot 1 - 0{,}0011 \cdot (272/17{,}5)^2 = 0{,}58$

$A = 1{,}0 \cdot 0{,}175 = 0{,}175$ m^2

$f_d = \frac{0{,}85 \cdot 2{,}7}{1{,}5} = 1{,}53$ MN/m^2

$N_{Rd} = 0{,}58 \cdot 0{,}175 \cdot 1{,}53 \cdot 10^3 = 155{,}3$ kN/m

N_{Ed} sehr klein, daher ist $N_{Ed} \ll N_{Rd}$

Erdgeschoss

Pos 101–106

Stahlbetondecke

Die Schnittgrößen für das Tragsystem werden mit einem FE Programm ermittelt.

Die rechnerischen Auflagerlinien werden in die Wandachse gelegt.

Erforderliche Deckendicke (Entwurf)

Mit den erhöhten Anforderungen an die Durchbiegungsbegrenzung

max l_{eff} = 4,26 + 0,175 = 4,44 m

erf $d = \frac{4{,}44^2}{1{,}3^2 \cdot 150} = 0{,}08$ m

Expositionsklasse für Bewehrungskorrosion: XC1

mit $c_{nom} = 20$ mm; $d_s = 10$ mm

erf h = erf $d + c_{nom} + d_s/2 = 8 + 2 + 0{,}5 = 10{,}5$ cm

gewählt h = 17cm

Die Deckendicke wird verstärkt angenommen, da das Plattensystem mit tragenden Wänden belastet wird.

Genauer Nachweis siehe S. 478

7541014/10787806875Biblio

Belastung

17 cm Stahlbeton: 0,17 · 25	= 4,25 kN/m²
Belag	= 1,75 kN/m²
	g_k = 6,00 kN/m²

0,80 kN/m² = Leichtwandzuschlag

Nutzlast: 1,50 + 0,80	q_k = 2,30 kN/m²
im Bereich der Treppenzugänge	q_k = 3,00 kN/m²

Wandlasten

Wandlast G_1
Die Wandlast G_1 wird mit einer mittleren Höhe von 2,50 m gerechnet.

g_{wand} = 1,935 kN/m²

Wand: 1,935 · 2,50	= 4,84 kN/m
Ringbalken: 0,24 · 0,175 · 25 · 1/cos 25°	= 1,16 kN/m
	$G_{1,k}$ = 6,00 kN/m

Wandlast G_2

Bei der Lastermittlung bleiben die Windsoglasten aus Dach unberücksichtigt

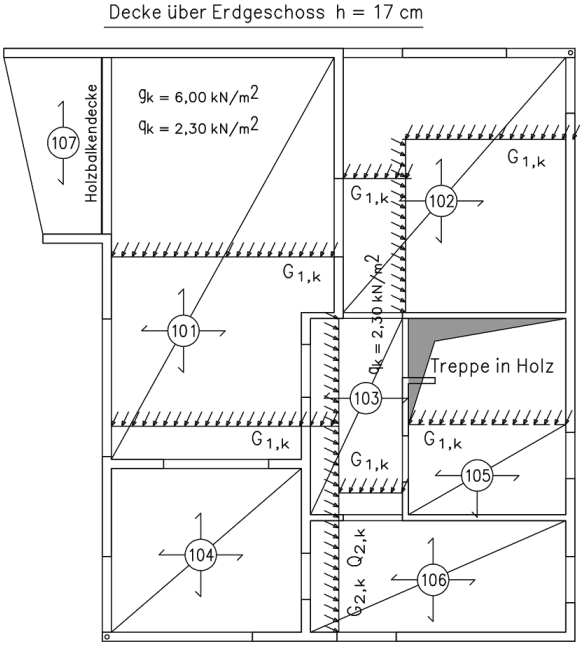
Wand: 1,935 · 3,1	= 6,00 kN/m
Ringbalken: 0,24 · 0,175 · 25	= 1,05 kN/m
Holzbalken und Aufrundung	= 0,31 kN/m
aus Sparren 2,82 · 2	= 5,64 kN/m
	$G_{2,k}$ = 13,0 kN/m

Nutzlasten
aus Schneelast: 2,15 · 2 = 4,30 kN/m
aus Wind 0,59 kN/m
$Q_{2,k}$ = 4,30 + 0,59 · 0,6 = $Q_{2,k}$ = 4,65 kN/m

Statisches System

Bei der Ermittlung der Dehnsteifigkeit $E \cdot A/h$ für alle Linienenauflager wird der Elastizitätsmodul von Mauerwerk Hlz 8/II zugrunde gelegt.

$E \cdot A/h = 1000 \cdot 3{,}1 \cdot 0{,}175/2{,}65 = 204{,}7$ MN/m²



7541014/10787806875Biblio

Zusammenstellung der maßgeblichen Schnittgrößen

Feldmomente

Pos 101: $m_{Ed,x} = 17{,}2$ kNm/m
$m_{Ed,y} = 9{,}1$ kNm/m

Pos 102: $m_{Ed,x} = 13{,}7$ kNm/m
$m_{Ed,y} = 12{,}0$ kNm/m

in den weiteren Feldern
$m_{Ed,x} = m_{Ed,y} < 10{,}0$ kN/m

Stützmomente x-Richtung und zugehörige Auflagerkräfte

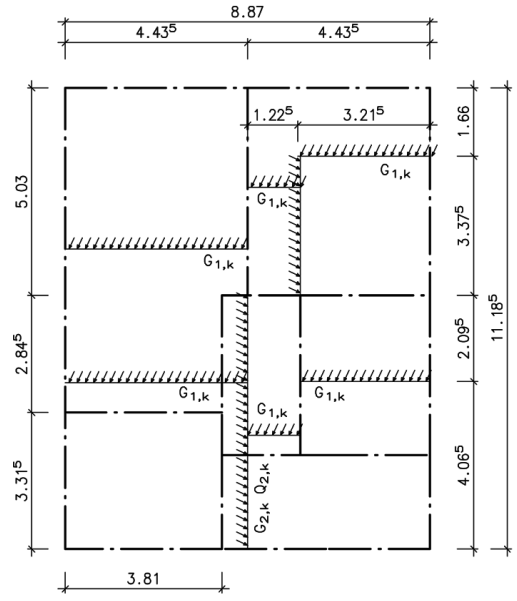
Die Auflagerkräfte C_{Ed} verteilen sich über die Wandlänge nicht konstant. Es wird mit einer mittleren, auf der sicheren Seite liegenden, Auflagerkraft bei der Ausrundung der Stützmomente gerechnet.

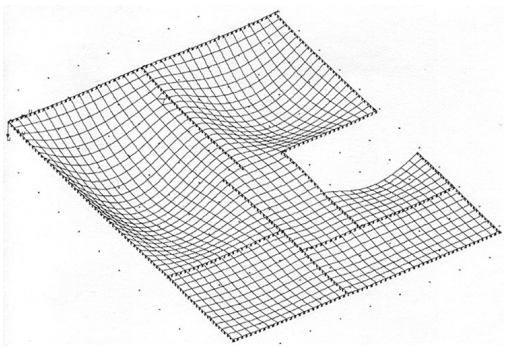
Stützung 101–102:	$m_{Ed,x}$	=	–28,4 kNm/m
	$C_{Ed,m}$	=	55,0 kN/m
Stützung 101–103:	$m_{Ed,x}$	=	–19,5 kNm/m
	$C_{Ed.m}$	=	40,0 kN/m
Stützung 103–105:	$m_{Ed,x,Rand}$	=	–23,7 kNm/m
	$m_{Ed,x,m}$	=	–9,20 kNm/m
	$C_{Ed,m}$	=	25,0 kN/m
Stützung 104–106:	$m_{Ed,x}$	=	–8,2 kNm/m
	$C_{Ed,m}$	=	20,0 kN/m

Stützmomente y-Richtung und zugehörige Auflagerkräfte

Stützung 101–104:	$m_{Ed,y}$	=	–14,7 kNm/m
	$C_{Ed,m}$	=	35,0 kN/m
Stützung 103–106:	$m_{Ed,y}$	=	–6,9 kNm/m
	$C_{Ed,m}$	=	25,0 kN/m
Stützung 105–106:	$m_{Ed,y}$	=	–9,3 kNm/m
	$C_{Ed,m}$	=	25,0 kN/m

7541014/10787806875Biblio





Kontrolle (Überschlag)

Gleichgewichtskontrolle im Lastfall ständige Last

Summe der äußeren Lasten

$A = 8{,}87 \cdot 11{,}185 - 2{,}095 \cdot 3{,}215 = 92{,}48\ \text{m}^2$
Wandlänge G_1: $4{,}435 \cdot 4 + 3{,}375 = 21{,}12$ m
Wandlänge G_2: $4{,}065 + 2{,}095 = 6{,}16$ m

aus Flächenlast: $92{,}48 \cdot 6{,}0 = 554{,}9$ kN
Wandlast G_1 $6{,}0 \cdot 21{,}12 = 126{,}7$ kN
Wandlast G_2 $13{,}0 \cdot 6{,}16 = 80{,}1$ kN

Gesamtlast $R_k = 761{,}7$ kN

Nach FE Berechn.: Σ der Lagerreaktionen = 762,3 kN

Feldmoment der Pos 102 infolge ständiger Last *x*-Richtung

Die Wandlasten werden auf das Feld verteilt:

$$\Delta g_k = (4{,}435 + 3{,}375)\ 6{,}0\ \frac{1}{4{,}44 \cdot 5{,}03}$$

$$= 2{,}10\ \text{kN/m}^2$$

$g_k \approx 6{,}0 + 2{,}1 \approx 8{,}1\ \text{kN/m}^2$ nach Pieper-Martens

$m_{Ed,k} \approx 4{,}44^2 \cdot 8{,}1/23 \approx 6{,}9$ kNm/m

nach FE Berechn.: $m_{Ed,k} = 7{,}60$ kNm/m

Die Differenz von ca 10% ist als Überschlagsergebnis zu vertreten.

Verformungsbetrachtung

Die qualitativ dargestellte Verformung entspricht der vorhandenen Belastung und den Randbedingungen.

Bemessung

Betondeckung wird bestimmt durch die Expositionsklasse:

XC1; $c_{min} = 10$ mm; $\Delta c = 10$ mm; $c_{nom} = 20$ mm
$c_{min} \geq d_s > 10$mm
(Sicherstellung des Verbundes)

Verlegemaße:

Längsbewehrung $d_s \leq 10$mm
$c_{v,Lä} = c_{nom} = 20$ mm

Querbewehrung $d_s \leq 10$mm
$c_{v,Qu} = c_{v,Lä} + d_{s,Lä} = 30$ mm

Biegebemessung

Beton C20/25; BSt 500 M/S

$d = 17 - 2{,}5 = 14{,}5$ cm
bei zweilagiger Bewehrung
$d = 17 - 3{,}5 = 13{,}5$ cm

$f_{cd} = 0{,}85 \cdot 20/1{,}5 = 11{,}33\ \text{N/mm}^2$
$f_{yd} = 500/1{,}15 = 435\ \text{N/mm}^2$

7541014/10787806875Biblio

Feldmomente

Pos 101

$m_{Ed,x} = 17{,}2$ kNm/m; $d = 13{,}5$ cm (2-lagige Bewehrung)

$$\mu_{Eds} = \frac{17{,}2 \cdot 10^{-3}}{1{,}0 \cdot 0{,}135^2 \cdot 11{,}33} = 0{,}083$$

$\omega = 0{,}0869$

$$a_{s,x} = \frac{1}{435}\,(0{,}0869 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}135 \cdot 11{,}33)\,10^4$$

$$= 3{,}06\ \text{cm}^2/\text{m}$$

$m_{ed,y} = 9{,}1$ kNm/m; $d = 13{,}5$cm

$$\mu_{Eds} = \frac{9{,}1 \cdot 10^{-10}}{1{,}0 \cdot 0{,}135^2 \cdot 11{,}33} = 0{,}044$$

$\omega = 0{,}0452$

$$a_{s,y} = \frac{1}{435}\,(0{,}0452 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}135 \cdot 11{,}33)\,10^4 = 1{,}59\ \text{cm}^2/\text{m}$$

unten Q 188 A + R 188 A $a_{sx} = 3{,}76$ cm^2/m
$a_{sy} = 3{,}01$ cm^2/m

Pos 102

$m_{Ed,x} = 13{,}7$ kNm/m

$$k_d = \frac{14{,}5}{\sqrt{\frac{13{,}7}{1{,}0}}} = 3{,}92; \quad k_s = 2{,}38$$

$a_{s,x} = 2{,}38 \cdot 13{,}7/14{,}5 = 2{,}25$ cm^2/m

$m_{Ed,y} = 12{,}0$ kNm/m

$$k_d = \frac{13{,}5}{\sqrt{\frac{12{,}0}{1{,}0}}} = 3{,}9; \quad k_s = 2{,}38$$

$a_{s,y} = 2{,}38 \cdot 12{,}0/13{,}5 = 2{,}12$ cm^2/m

unter Berücksichtigung von drillweichen Ecken

unten Q 335 A $a_{s,x} = 3{,}35$ cm^2/m
$a_{s,y} = 3{,}35$ cm^2/m

in allen weiteren Feldern

$m_{Ed,x} = m_{Ed,y} < 10{,}0$ kNm/m

unten Q 188 A

7541014/10787806875Biblio

Stützmomente *x*-Richtung

Pos 101–102

$m_{Ed} = -28{,}4$ kNm/m; $C_{Ed} = 55{,}0$ kN/m

$$|m_{Ed}'| = |28{,}4| - |55| \frac{0{,}175}{8} = |27{,}2| \text{ kNm/m}$$

$d = 14{,}5$ cm; $k_d = 2{,}78$; $k_s = 2{,}48$; $a_s = 4{,}65$ cm^2/m

oben R 524 A $a_s = 5{,}24$ cm^2/m

Pos 101–103

$m_{Ed} = -19{,}5$ kNm/m; $C_{Ed} = 40{,}0$ kN/m; $a = 17{,}5$ cm

$|m_{Ed}'| = |18{,}63|$ kNm/m; $d = 14{,}5$ cm

$a_s = 3{,}11$ cm^2/m

oben R 335 A $a_s = 3{,}35$ cm^2/m

Pos 103–105

$m_{Ed,Rand} = -23{,}7$ kNm/m; $C_{Ed} = 25{,}0$ kN/m; $a = 17{,}5$ cm

$|m_{Ed}'| = |23{,}15|$ kNm/m; $d = 14{,}5$ cm

$a_s = 3{,}91$ cm^2/m

oben R 524 A $a_s = 5{,}24$ cm^2/m

sonst in *x*-Richtung

oben R 188 A $a_s = 1{,}88$ cm^2/m

Stützmomente *y*-Richtung

Pos 101–104

$m_{Ed} = -14{,}7$ kNm/m; $C_{Ed} = 35{,}0$ kN/m; $a = 17{,}5$ cm

$|m_{Ed}'| = |13{,}93|$ kNm/m; $d = 14{,}5$ cm

$a_s = 2{,}28$ cm^2/m

oben R 257 A $a_s = 2{,}57$ cm^2/m

sonst in *y*-Richtung

oben R 188 A $a_s = 1{,}88$ cm^2/m

Bemessung für Querkraft

Im Bereich der Stützung 101–102
$V_{Ed} = 49{,}4$ kN/m

im Abstand d vom Auflagerrand
$\Delta x = 0{,}09 + 0{,}145 = 0{,}24$ m

$V_{Ed}' = 49{,}4 - 0{,}24\,(1{,}35 \cdot 6{,}0 + 2{,}3 \cdot 1{,}5) = 46{,}62$ kN/m
mit $a_s = 5{,}24$ cm^2/m

$\rho_1 = 5{,}24/(14{,}5 \cdot 100) = 0{,}0036 < 0{,}02$

$V_{Rd,c} = 1{,}0 \cdot 0{,}1 \cdot 2{,}0\,(100 \cdot 0{,}0036 \cdot 20)^{1/3} \cdot 0{,}145$
$= 0{,}0560$ MN/m $= 55{,}6$ kN/m $> 46{,}62$ kN/m

7541014/10787806875Biblio

$$V_{Rd,c,min} = \left[1{,}0 \left(\frac{0{,}0525}{1{,}5}\right) \left(2{,}0^3 \cdot 20\right)^{0{,}5}\right] 0{,}145 \cdot 1{,}0$$

$$= 0{,}0642 \text{ MN/m} = 64{,}2 \text{ kN/m}$$

$V_{Rd,c} = 55{,}6 \text{ kN/m} < 64{,}2 \text{ kN/m}$

$V_{Ed} = 46{,}62 \text{ kN/m} < 64{,}2 \text{ kN/m}$

Es ist keine Schubbewehrung erforderlich

Begrenzung der Rissbreite

Nachweis nicht erforderlich

Mindestbewehrung – duktiles Bauteilverhalten

$f_{ctm} = 2{,}2 \text{ N/mm}^2$

$W_y = 1{,}0 \cdot 0{,}17^2/6 = 0{,}48 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3$

$M_{cr} = 0{,}48 \cdot 10^{-2} \cdot 2{,}2 = 1{,}06 \cdot 10^{-2} \text{ MNm/m}$

$z = 0{,}9 \cdot 0{,}145 = 0{,}13 \text{ m}$

$$a_{s,min} = \frac{1{,}06 \cdot 10^{-2}}{0{,}13 \cdot 500} \; 10^4 = 1{,}63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Die Mindestbewehrung ist im gesamten Bereich der Decke vorhanden

Begrenzung der Verformung

Pos 101; $d = 13{,}5$ cm; Beton 20/25

$a_{s,x\ erf} = 3{,}06 \text{ cm}^2/\text{mm}$; $a_{s,vorh} = 3{,}76 \text{ cm}^2/\text{m}$

$\rho_o = \sqrt{20} \cdot 10^{-3} = 0{,}0045$

$\rho = 3{,}76/(13{,}5 \cdot 100) = 0{,}0028 < 0{,}0045$

$l/d = 4{,}44/0{,}135 = 32{,}89$

$$\frac{l}{d} \leqq 1{,}3 \left[11 + 1{,}5 \cdot \sqrt{20} \cdot \frac{0{,}0045}{0{,}0028} + 3{,}2 \sqrt{20} \left(\frac{0{,}0045}{0{,}0028} - 1\right)^{\frac{3}{2}}\right]$$

$$\leq 37{,}12$$

$$(l/d)_{max} \leqq 1{,}3 \cdot 35 = 45{,}5$$

$$\leqq 1{,}3^2 \cdot 150/4{,}44 = 57{,}09$$

$$32{,}89 \leqq \left| \begin{array}{l} 37{,}1 \\ 45{,}5 \\ 57{,}1 \end{array} \right.$$

Nachweis ist erbracht

7541014/10787806875Biblio

Stürze im Erdgeschoss

Pos 110

Sturz in der Außenwand

Hinweis: Es werden beispielhaft nur einige Stürze nachgewiesen. Diese erhalten im Positionsplan eine Positionsnummer.

Belastung

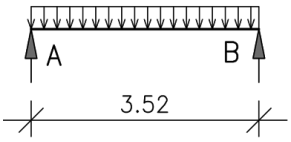
aus Dach	= 2,82 kN/m
aus Drempel: 3,83 · 1,5	= 5,75 kN/m
aus Eigenlast: 0,175 · 0,24 · 25	= 1,05 kN/m
aus Decke EG im Mittel	= 12,0 kN/m
	g_k = 21,62 kN/m

aus Dach
Schnee = 2,15 kN/m
Wind = 0,50 kN/m

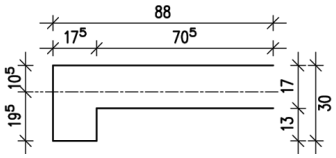
aus Decke EG = 4,28 kN/m

4,28 + 0,6 (2,15 + 0,5) = q_k = 5,87 kN/m

Statisches System



$l_{eff} = 3{,}39 + (0{,}20 + 0{,}175)\ \frac{1}{3} = 3{,}52$ m



Mittragende Plattenbreite

$b_{eff,1}$ = 0,2 · 4,26 · 0,5 + 0,1 · 3,52
= 0,78 m > 0,2 · 3,52 · 0,70 m

b = 0,70 + 0,175 = 0,88 m

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit

g_d = 1,35 · 21,62 = 29,19 kN/m

q_d = 1,50 · 5,87 = 8,81 kN/m

r_d = g_d + q_d = 38,00 kN/m

$A_{Ed} = B_{Ed} = 38 \cdot 3{,}52 \cdot 0{,}5 = 66{,}88$ kN

$M_{Ed} = 38 \cdot 3{,}52^2 \cdot 0{,}125 = 58{,}85$ kNm

Bemessung

Betondeckung wird bestimmt durch die Expositionsklasse

XC2 (ungünstig XC1 zulässig);

c_{min} = 20 mm; Δc = 15 mm; c_{nom} = 35 mm
$c_{min} \geq d_s > 20$ mm (Sicherstellung des Verbundes)

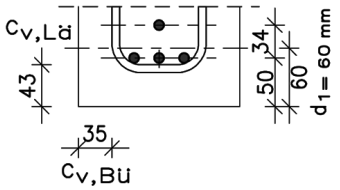
keine Expositionsklasse für Betonangriff

Verlegemaße

Bü ∅ 8 mm $c_{v,Bü} = c_{nom} = 35$ mm

Längsbewehrung $c_{v,Lä} = 35 + 8 = 43$ mm

7541014/10787806875Biblio



Biegebemessung

Beton C20/25; BSt 500 S
$b_0/h/b$ = 17,5/30/88 cm

Ermittlung von d_1
Bewehrung

4 Ø 14 davon 1 Ø 14 in 2. Lage

$$d_1 \approx \left(43 + 7 + \frac{34}{4}\right) \approx 60 \text{ mm}$$

$$d = 30 - 6 = 24 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 0{,}85 \ \frac{20}{1{,}5} = 11{,}33 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 500/1{,}15 = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$\mu_{Eds} = \frac{58{,}85}{0{,}88 \cdot 0{,}24^2 \cdot 11{,}33} \ 10^{-3} = 0{,}103$$

$$\omega = 0{,}1091$$

$$A_s = \frac{1}{435} \ (0{,}1091 \cdot 0{,}88 \cdot 0{,}24 \cdot 11{,}33) \ 10^4 \ = \ 6{,}00 \text{ cm}^2$$

unten 4 Ø 14 6,16 cm²

Bemessung für Querkräfte

$V_{Ed} = 66{,}88$ kN

im Abstand d vom Auflagerrand

$V_{Ed} = 66{,}88 - (0{,}175/3 + 0{,}24) 38{,}0 = 55{,}54$ kN

Druckstrebentragfähigkeit

Konstruktion mit lotrechten Bügeln $\alpha = 90°$ $\cot \alpha = 0$

Druckstrebenneigung gewählt: $\cot \theta = 1{,}2$

$z \approx 0{,}9 \cdot d$
bzw.
$z = d - 2c_{v,l} \geq d - c_{v,l} - 3{,}0$ cm
$c_{v,l} = 5{,}0$ (Verlegemaß der Längsbewehrung in der Druckzone)

$z \approx 0{,}9 \cdot 24 = 21{,}6$ cm
bzw.
$z = 24 - 2 \cdot \ 5{,}0 = 14 \text{ cm} \geq 24 - 5{,}0 - 3{,}0 = 16$ cm

$$V_{Rd,max} = \frac{0{,}75 \cdot 11{,}33 \cdot 0{,}175 \cdot 0{,}16}{1{,}2 + 0{,}83} \ 10^3 \ = \ 117{,}21 \text{ kN} > 66{,}88 \text{ kN}$$

erforderliche Querkraftsbewehrung
$V_{Rd,sy} = 55{,}54$ kN

$$a_{sw} = \frac{55{,}54}{0{,}16 \cdot 435 \cdot 1{,}2} \cdot 10 = 6{,}65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

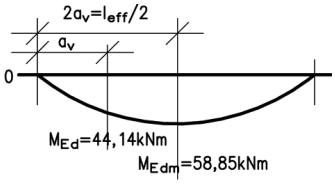
$$a_{sw,min} = 0{,}70 \cdot 10^{-3} \cdot 0{,}175 \cdot 10^4 = 1{,}23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

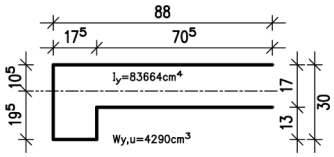
Bügelabstand
$V_{Ed} = 55{,}54$ kN; $V_{Rd,max} = 117{,}21$ kN

$$55{,}54/117{,}21 = 0{,}47 \begin{matrix} > 0{,}30 \\ < 0{,}60 \end{matrix}$$

$s_{max} = 0{,}5 \cdot 30 = 15 \text{ cm} < 30$ cm
Bügel Ø 8; $s = 15$ cm $6{,}70 > 6{,}65$ cm²/m

7541014/10787806875Biblio





Anschluss des Druckgurtes an den Steg

$2a_v = 3{,}52 \cdot 0{,}5 = 1{,}76$ m

$a_v = 0{,}88$ m; $b = 0{,}88$ m

$\Delta M_{Ed} = 0{,}75 \cdot 58{,}85 - 0 = 44{,}14$ kNm

$z \approx 0{,}9 \cdot 0{,}24 = 0{,}216$ m

$$\Delta F_{cd} = \frac{44{,}14}{0{,}216} \cdot \frac{0{,}705}{0{,}88} = 163{,}7 \text{ kN}$$

$h_f = 17$ cm; $a_v = 0{,}88$ m

$f_{cd} = 11{,}33$ N/mm^2

$\theta = 1{,}2$

$$V_{Rd,max} = \frac{0{,}17 \cdot 0{,}88 \cdot 0{,}75 \cdot 11{,}33}{1{,}2 + 1/1{,}2} \; 10^3 = 625 > 163{,}5 \text{ kN}$$

$$a_{sf} = \frac{163{,}7}{435 \cdot 0{,}88 \cdot 1{,}2} \; 10 = 3{,}56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$a_{sf}/2 = 1{,}78$ cm^2/m

vorhandene obere und untere Bewehrung verankern:

Steckbügel Ø 8; $s = 25$ cm 4,02 cm^2/m

Verankerung am Endauflager

Ø 14; $l_b = 66$ cm (guter Verbund)

Verankerung für

$F_{sd} = V_{Ed}\,(a_l/z)$

Versatzmaß $a_l = z\,(\cot\theta - \cot\alpha)\,1/2$

$\cot\alpha = 0$; $\cot\theta = 1{,}2$; $z = 0{,}9 \cdot 24 = 0{,}216$ m

$a_l = 0{,}5 \cdot 0{,}216 \cdot 1{,}2 = 0{,}13$ m

$F_{sd} = 66{,}88 \cdot 0{,}13/0{,}216 = 40{,}25 \text{ kN} > 0{,}5 \cdot 66{,}88 = 33{,}44 \text{ kN}$

$A_{s,erf} = 40{,}25/43{,}5 = 0{,}93$ cm^2; $A_{s,vorh} = 6{,}16$ cm^2

$0{,}93/6{,}16 = 0{,}15$

Verankert mit geraden Stabenden: $\alpha_1 = 1{,}0$

Ø 14; $l_{b,rqd} = l_{b,eq} = 66$ cm

$l_{b,min} = 0{,}3 \cdot 66 = 19{,}8$ cm > 14 cm

$As_{erf}/As_{vorh} = 0{,}15$

$l_{bd,dir} = 0{,}67 \cdot 66 \cdot 0{,}15 = 6{,}6$ cm

$< \begin{cases} 0{,}67 \cdot 19{,}8 = 13{,}3 \text{ cm} \\ 6{,}7 \cdot 1{,}4 = 9{,}4 \text{ cm} \end{cases}$

gew $l_{bd,dir} = 14$ cm

Mindestbewehrung – duktiles Bauteilverhalten

$W_{y,u} = 4290$ cm^3; (aus Nebenrechnung)

$f_{ctm} = 2{,}2$ MN/m^2

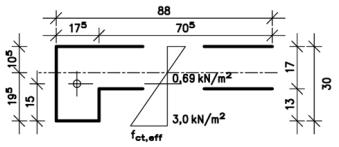
$M_{cr} = 4290 \cdot 2{,}2 \cdot 10^{-6} = 9438 \cdot 10^{-6}$ MNm

$\sigma_s = f_{yk} = 500$ N/mm^2

$z \approx 0{,}9 \cdot 0{,}24 = 0{,}216$ m

$$A_{s,min} = \frac{9438 \cdot 10^{-6}}{500 \cdot 0{,}216} \; 10^4 = 0{,}87 \text{ cm}^2 < 6{,}16 \text{ cm}^2$$

7541014/10787806875Biblio



Mindestbewehrung für die Begrenzung der Rissbreite

Expositionsklasse XC2; $w_k = 0{,}3$ mm

$A_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}/\sigma_s$

$f_{ct,eff} = f_{ct,0} = 3{,}0$ MN/m^2

Steg

$$k_c = 0{,}4 \left[1 + \frac{0{,}69 \cdot 3}{3{,}0 \cdot 2}\right] = 0{,}54$$

$k = 0{,}8$; $A_{ct} = 1{,}0 \cdot 0{,}195 \cdot 0{,}175 = 0{,}0341$ m^2

nach DIN EN 1992-1-1/NA Tabelle NA

$d_s = 14$ mm: $\sigma_s = 272$ N/mm^2

$$A_s = 0{,}54 \cdot 0{,}8 \cdot 3{,}0 \cdot 0{,}0341 \cdot \frac{1}{272} \cdot 10^4 = 1{,}62 \text{ cm}^2$$

$< A_{s,vorh} = 6{,}16$ cm^2

Platte

Auf einen Nachweis wird verzichtet.

Begrenzung der Rissbreite
mit der quasi-ständigen Einwirkungskombination

$qd = 0{,}3 \cdot 5{,}87 + 21{,}62 = 23{,}38$ kN/m

$$\sigma_s = 435 \frac{23{,}38}{38{,}00} \cdot \frac{6{,}00}{6{,}16} = 261 \text{ N/mm}^2$$

nach Tabelle NA 7.2: $d_s^* = 15{,}4$ mm

$d_{s,lim} = d_s^* = 15{,}4$ mm > 14 mm

Auflagerpressung

Auflager B

$N_{Edc} = 66{,}88$ kN

$A_b = 17{,}5^2 = 306$ cm^2

HLz 8/NM IIa

$f_k = 3{,}9$ N/mm^2

$f_d = \beta \cdot 0{,}85 \cdot f_k/\gamma_m = 1{,}1^{1)} \cdot 0{,}85 \cdot 3{,}9/1{,}5 = 2{,}43$ N/mm

$N_{Rdc} = 2{,}43 \cdot 10^{-1} \cdot 306 = 74{,}36$ kN $> 66{,}88$ kN $= N_{Edc}$

Auflager A

$N_{Edc} = 66{,}88$ kN

$A_b = 17{,}5 \cdot 20 = 350$ cm^2

$N_{Rdc} = 350 \cdot 2{,}43 \cdot 10^{-1} = 85{,}05$ kN $> 66{,}88$ kN $= N_{Edc}$

[1)] Siehe: Konstruktiver Ingenieursbau kompakt, 4. Auflage; Mauerwerk S. 20

7541014/10787806875Biblio

Pos 111 Sturz in der Außenwand

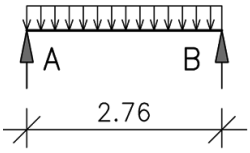
Belastung

wie bei Pos. 110

$g_k = 21{,}62$ kN/m
$q_k = 5{,}87$ kN/m

$g_d = 29{,}19$ kN/m
$q_d = 8{,}81$ kN/m

Statisches System



$l_{eff} = 2{,}64 + 0{,}175 \cdot 2/3 = 2{,}76$ m

Aus EDV Berechnung folgt:

Bemessung

C20/25; BSt 500 S

bo/h = 17,5/30 cm

unten 3 Ø 14

Bügel 6; $s = 15$ cm

Auflager

$A_{Ed} = B_{Ed} = N_{Edc} = (29{,}19 + 8{,}81)\, 2{,}76 \cdot 0{,}5 = 52{,}44$ kN

$A_b = 17{,}5 \cdot 20 = 350$ cm^2

HLz 8/IIa

$f_k = 3{,}9$ N/mm^2

$f_d = 1{,}1 \cdot 0{,}85 \cdot 3{,}9/1{,}5 = 2{,}43$ N/mm^2

$N_{Rdc} \cdot 350 \cdot 10^{-1} \cdot 2{,}43 = 85{,}05$ kN $>$ 52,44 $kN = N_{Edc}$

Pos 112 Sturz in der Mittelwand

Belastung

aus Pos M1	19,13 kN/m
aus Decke $C_{Eg,k}$ (aus FE-Berechng.)	40,00 kN/m
Eigenlast: 0,175 · 0,30 · 25	1,31 kN/m
	$g_k = 60{,}44$ kN/m

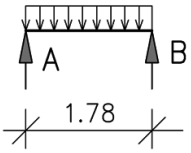
aus Decke: $C_{Eq,k} = 13{,}20$ kN/m
aus Pos M1: $\leq 8{,}80$ kN/m

$q_k = 22{,}00$ kN/m

$g_d = 60{,}44 \cdot 1{,}35 = 81{,}59$ kN/m
$q_d = 22{,}00 \cdot 1{,}50 = 33{,}00$ kN/m
$r_d = 114{,}59$ kN/m

7541014/10787806875Biblio

Statisches System



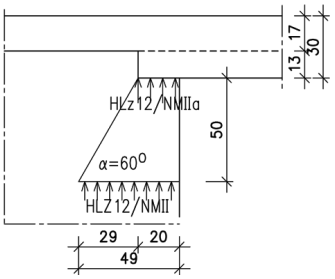
$l_{eff} = 1{,}64 + 0{,}20 \cdot 2/3 = 1{,}78$ m

Aus EDV Berechnung folgt:

Bemessung

C20/25; BSt 500 S
bo/h = 17,5/30 cm

unten 4 Ø 14;
Bügel 6; s = 7,5 cm



Untermauerung im Auflagerbereich

$A_{Ed} = B_{Ed} = N_{Edc} = 114{,}59 \cdot 1{,}78 \cdot 0{,}5 = 101{,}99$ kN

$A_b = 17{,}5 \cdot 20 = 350$ cm^2

HLz 12/NM IIa

$f_k = 5{,}0$ N/mm^2

$f_d = 1{,}1 \cdot 0{,}85 \cdot 5{,}0 \cdot \dfrac{1}{1{,}5} = 3{,}12$ N/mm^2

$N_{Rdc} = 3{,}12 \cdot 10^{-1} \cdot 350 = 109{,}2$ kN $>$ 101,99 kN $= N_{Edc}$

Bei einer Lastverteilung im Mauerwerk unter 60°:

Δh = 50 cm; $b = 20{,}0 + 50/\tan 60° = 49$ cm

Mauerwerkswand HLz 12/II

$f_k = 3{,}9$ N/mm^2; $A_b = 17{,}5 \cdot 49 = 858$ cm^2

$f_d = 1{,}1 \cdot 0{,}85 \cdot 3{,}9 \cdot \dfrac{1}{1{,}5} = 2{,}43$ N/mm^2

$N_{Rdc} = 2{,}43 \cdot 10^{-1} \cdot 858 = 208{,}5$ kN $>$ 102,0 kN $= N_{Edc}$

7541014/10787806875Biblio

Pos M 120 Mauerwerk im Erdgeschoss

Außenwand

Belastung
aus Drempel

Einflussbreite: $B = 1{,}625 + (3{,}385 + 2{,}635)\ 0{,}5 = 4{,}64$ m

mit der Belastung aus Pos 110: $g_k = 21{,}62$ kN/m
$q_k = 5{,}87$ kN/m

$21{,}62 \cdot 4{,}64$		$= 100{,}32$ kN
Wandlast $3{,}83 \cdot 2{,}65 \cdot 1{,}63$		$= \underline{16{,}54\ \text{kN}}$
	$N_{g,k}$	$= 116{,}86$ kN
$5{,}87 \cdot 4{,}64$	$N_{q,k}$	$= 27{,}24$ kN
$N_{Ed} = (116{,}86 + 27{,}24)\ 1{,}40$	$= N_{Ed}$	$= 201{,}7$ kN
oder (genauer)		
$N_{Ed} = 116{,}86 \cdot 1{,}35 + 27{,}24 \cdot 1{,}5$	$= N_{Ed}$	$= 198{,}6$ kN

Berechnung

$h = 2{,}65$ m; $t = 17{,}5$ cm;
$h_{ef} = 0{,}75 \cdot 2{,}65 = 1{,}99$ m
$N_{Rd} = \Phi \cdot A \cdot f_d$

$$f_d = 0{,}85 \cdot f_k \cdot \frac{1}{\gamma_m}$$

HLz 8/NM IIa
***t/b* = 17,5/162,5 cm**

$f_k = 3{,}9$ N/mm^2; $f_d = 0{,}85 \cdot 3{,}9/1{,}50 = 2{,}21$ N/mm^2

Abminderungsfaktoren

Knicken: $$\Phi_2 = 0{,}85 \cdot 1{,}0 - 0{,}0011 \left(\frac{1{,}99}{0{,}175}\right)^2 = 0{,}71$$

Deckendrehwinkel: $\Phi_1 = 0{,}33 < 0{,}71$

$N_{Rd} = 0{,}33 \cdot 2{,}21 \cdot 1{,}625 \cdot 0{,}175 \cdot 10^3 = 207{,}4\ \text{kN} > 198{,}6\ \text{kN} = N_{Ed}$

Pos M 121 Innenwand

Belastung
Sturz Pos 112: $g_k = 60{,}44$ kN/m; $q_k = 22{,}00$ kN/m

Lastverteilungsbreite:

$$B = 0{,}20 + 2{,}65 \cdot 0{,}5\ \frac{1}{\tan 60°} = 0{,}97\ \text{m}$$

aus Pos. 112: $60{,}44 \cdot 1{,}78 \cdot 0{,}5/0{,}97$		$= 55{,}46$ kN/m
aus Decke: im Mittel		$= 40{,}0$ kN/m
Wandlast: $2{,}81 \cdot 2{,}65$		$= \underline{7{,}45\ \text{kN/m}}$
	g_k	$= 102{,}91$ kN/m
aus Pos 112: $22{,}00 \cdot 1{,}78 \cdot 0{,}5/0{,}97$	$=$	$20{,}19$ kN/m
aus Decke	$=$	$13{,}20$ kN/m
	q_k	$= 33{,}39$ kN/m
$N_{Ed} = (102{,}91 + 33{,}39)\ 1{,}40$		$= 190{,}82$ kN/m

7541014/10787806875Biblio

Berechnung

$h = 2{,}65$ m; $t = 17{,}5$ cm;

$h_{ef} = 0{,}75 \cdot 2{,}65 = 1{,}99$ m

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

$f_d = 0{,}85 \cdot f_k \cdot \frac{1}{\gamma_m}$

HLz 12/II; $t = 17{,}5$ cm

$f_k = 3{,}9$ N/mm^2; $f_d = 0{,}85 \cdot 3{,}9/1{,}5 = 2{,}21$ N/mm^2

Abminderungsfaktor

Knicken: $\Phi_2 = 0{,}85 \cdot 1{,}0 - 0{,}0011 \left(\frac{1{,}99}{0{,}175}\right)^2 = 0{,}71$

$N_{Rd} = 0{,}71 \cdot 2{,}21 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}175 \cdot 10^3 = 274{,}6\,\text{kN/m} > 190{,}8\,\text{kN/m} = N_{Ed}$

Pos M 122 Innenwand

Belastung

Lastverteilungsbreite für Sturz am Treppenhaus

$B = 0{,}175 + 2{,}65 \cdot 0{,}5 \frac{1}{\tan 60°} = 0{,}94$ m

aus Sturz $\approx 10{,}0/\ 0{,}94$	$\approx 10{,}64$ kN/m
aus Decke im Mittel	$= 15{,}00$ kN/m
Wandlast OG: $1{,}94 \cdot 2{,}50$	$= 4{,}85$ kN/m
Wandlast EG: $1{,}97 \cdot 2{,}65$	$= 5{,}22$ kN/m
	$g_k = 35{,}71$ kN/m

aus Sturz	$\approx 3{,}00$ kN/m
aus Decke	$5{,}00$ kN/m
	$q_k = 8{,}00$ kN/m

$N_{Ed} = (35{,}71 + 8{,}00)\ 1{,}40 = 61{,}19$ kN/m

Berechnung

$h = 2{,}65$ m; $t = 11{,}5$ cm;

$h_{ef} = 0{,}75 \cdot 2{,}65 = 1{,}99$ m

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

$f_d = 0{,}85 \cdot f_k \cdot \frac{1}{\gamma_m}$

HLz 12/II; $t = 11{,}5$ cm

$f_k = 3{,}9$ N/mm^2; $f_d = 0{,}85 \cdot 3{,}9/1{,}5 = 2{,}21$ N/mm^2

Abminderungsfaktoren Φ

Knicken: $\Phi_2 = 0{,}85 \cdot 1{,}0 - 0{,}0011 \left(\frac{1{,}99}{0{,}115}\right)^2 = 0{,}52$

Deckendrehwinkel $\Phi_3 = 0{,}33 < 0{,}52$

$N_{Rd} = 0{,}33 \cdot 2{,}21 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}115 \cdot 10^3 = 83{,}87\,\text{kN/m} > 61{,}19\,\text{kN/m} = N_{Ed}$

7541014/10787806875Biblio

Pos F 1

Fundamente (nach DIN EN 1992-1-1)

Bemessungswert des Sohlwiderstandes $\sigma_{Rd} = 280$ kN/m²

Fundamente unter der Außenwand

Belastung

aus Pos M 120; $Ng_k = 116{,}86$ kN
$Ng_k = 27{,}24$ kN

Bei einer Lastverteilung unter 45° im Fundament:

$B = 1{,}625 + 0{,}80 = 2{,}43$ m

aus Wand:	116,86/2,43	= 48,09 kN/m
aus Fund:	0,50 · 0,80 · 25	= 10,0 kN/m
	g_k	= 58,09 kN/m
27,24/2,43 =	q_k	= 11,21 kN/m
	r_k	= 69,80 kN/m

$N_{Ed} = 1{,}35 \cdot 58{,}09 + 11{,}21 \cdot 1{,}50 = 95{,}24$ kN/m

Fundament $b/h = 50/80$ cm

Beton C20/25

$\sigma_{Ed} = 95{,}24/(0{,}50 \cdot 1{,}0) = 190{,}48 = 280$ kN/m²

Nachweis als unbewehrtes Fundament

$f_{ctd} = 0{,}85 \cdot 1{,}5/1{,}5 = 0{,}85$ N/mm² = 850 kN/m²

$h_f = h = 0{,}80$ m; in Längsrichtung $a = 0{,}80$ m

$$0{,}85 \cdot \frac{h_f}{a} \geq \sqrt{\frac{3 \cdot \sigma_{Ed}}{f_{ctd}}}$$

$$0{,}85 \cdot \frac{0{,}80}{0{,}80} \geq \sqrt{\frac{3 \cdot 190{,}48}{850}}$$

$$0{,}85 > 0{,}82$$

Pos F 2

Fundament unter Mittelwand

Belastung

Mit den Lasten aus Pos 112

$G_k = 60{,}44 \cdot 1{,}78 \cdot 0{,}5 = 53{,}79$ kN

$Q_k = 22{,}00 \cdot 1{,}78 \cdot 0{,}5 = 19{,}58$ kN

Die Last aus Pos 112 wird unter 60° bis zum Wandfuß und weiter im Fundament unter 45° verteilt

(Fundamenthöhe = 50 cm).

$B = 2{,}65/\tan 60° + 0{,}20 + 2 \cdot 0{,}50 = 2{,}73$ m

7541014/10787806875Biblio

aus Pos 112: 53,79/2,73 = 19,70 kN/m
aus Decke EG: = 40,00 kN/m
Wand EG: = 7,45 kN/m
Wandpfeiler OG: ≈ 5,0 kN/m
Fundament: 0,5 · 0,5 · 25 = 6,25 kN/m

g_k = 78,40 kN/m

Nutzlast

Wandpfeiler OG: ≈ 3,0 kN/m
aus Decke EG: = 13,20 kN/m
aus Pos 112: 19,58/2,73 = 7,17 kN/m

q_k = 23,37 kN/m

N_{Ed} = 78,40 · 1,35 + 23,37 · 1,50 = r_k = 140,9 kN/m

Fundament *d/h* = 50/50 cm
Beton C20/25

$\sigma_{Ed} = 140{,}9/(0{,}50 \cdot 1{,}0) = 281{,}8 \approx 280$ kN/m^2

Das Fundament wird konstruktiv bewehrt

Pos F 3

Fundament unter Mittelwand

Belastung

Aus Pos 112: G_k = 53,79 kN; Q_k = 19,58 kN

Lastverteilungsbreite:
b_{wand} = 1,10 m
B = 1,10 + 0,50 = 1,60 m

aus Wand OG: = 13,00 kN/m
aus Decke EG: = 40,00 kN/m
aus Wand EG = 7,45 kN/m
aus Pos 112: 53,79/ 1,60 = 33,62 kN/m
Fundament: 0,70 · 0,50 · 25 = 8,75 kN/m

g_k = 102,82 kN/m

aus Pos 112: 19,58/1,60 = 12,24 kN/m
aus Decke EG = 13,20 kN/m
aus Dachlasten = 4,89 kN/m

q_k = 30,33 kN/m

N_{Ed} = 102,82 · 1,35 + 30,33 · 1,50 = 184,3 kN/m

Fundament *b/h* = 70/50 cm
Beton C20/25

$\sigma_{Ed} = 184{,}3/(0{,}70 \cdot 1{,}0) = 263{,}29 < 280$ kN/m^2

als unbewehrtes Fundament

$a = (0{,}70 - 0{,}175) \cdot \frac{1}{2} = 0{,}263$ m; $h_f = 0{,}50$ m

$$0{,}85 \cdot \frac{0{,}50}{0{,}263} \geq \sqrt{\frac{3 \cdot 263{,}29}{850}}$$

$$1{,}62 > 0{,}96$$

7541014/10787806875Biblio

K Anhang

1 Beiträge aus der Mauerwerksbauindustrie

M1 – Ein massives Plusenergiehaus von Xella und Elbehaus

Einleitung

Wer heute eine Prognose wagt, wie ein durchschnittliches Einfamilienhaus (Neubau) in 8 Jahren aussehen wird, der spart ungern mit energieaffinen Attributen. Keiner möchte der Letzte sein im Rennen um die beste Antwort auf eine der entscheidenden Fragen unserer Zeit: Die Energiefrage. Projekte mit Null-, Passiv-, Niedrigst- oder gar Plusenergiehäusern zeigen seit vielen Jahren Wege auf, wie denn der politische Wille, sich Wohnen zu gönnen, ohne viel Energie zu benötigen, umgesetzt werden kann. Der in eine Richtlinie „gemeißelte" Wille der EU, ab 2019 resp. 2021 in Europa nur noch nahezu Nullenergiehäuser zu akzeptieren – jedenfalls für den Neubau – setzt zusätzliche Kräfte frei. Ein Blick über die Landschaft der zahlreichen verwirklichten Pilotvorhaben im Bereich des energieeffizienten Bauens ließe unter Umständen den Schluss zu, dass in der Baukonstruktion selbst ein Wandel von der in Deutschland vorherrschenden massiven Bauart hin zur leichten Bauweise anstehen könnte. Daher ist es richtig und wichtig zugleich, dass die heute im Wohnungsbau vorherrschende massive Bauart ihre Zukunftsfähigkeit unter Beweis stellt. Chancen dazu gibt es zu Genüge. So zum Beispiel im Rahmen von geförderten Pilotvorhaben, die sich das Ziel gesetzt haben, die Möglichkeiten zu erforschen und einen Praxisbezug herzustellen. Als ein solches Projekt kann das vom BMVBS initiierte Programm zur Planung und Erstellung von „Effizienzhäusern Plus" bezeichnet werden.

Übertragung des Standards Effizienzhaus Plus auf Massivbauten: das M1-Haus der Firmen Xella und Elbehaus

Was ist ein Effizienzhaus Plus? Gemäß Förderrichtlinie des Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) ist ein Effizienzhaus-Plus immer dann erreicht, wenn sich sowohl ein negativer Jahres-Primärenergiebedarf ($\sum Q_p < 0$ kWh/m^{2}a) als auch ein negativer Jahres-Endenergiebedarf ($\sum Q_e < 0$ kWh/m^{2}a) nachweisen lässt. Ein solches Haus ist folglich so zu konzipieren, dass es sowohl Energie aus öffentlichen Netzen (Strom oder auch Wärme) abverlangt, als auch in diese Netze hineinliefern kann. Auf die erforderliche Baukonstruktion übertragen bedeutet diese Prämisse in der Bilanzierung, dass ein Effizienzhaus Plus einen nur kleinen Nutzenergiebedarf haben sollte, der allerdings sehr effizient mit der zur Verfügung stehenden Anlagentechnik produziert und gespeichert werden muss. Die grundlegende Wechselbeziehung ist ergo schnell beschrieben: Geringer Wärmeverlust der Gebäudehülle verbunden mit ihrer hohen thermischen Trägheit und Luftdichtheit produziert geringe Bedarfsspitzen.Wie kann das funktionieren?

Die Herausforderung, Wohn- und Nichtwohngebäude energieeffizient zu bauen, ist von der Konstruktionsart unabhängig. Gerade dem Massivbau, der heute in Deutschland das Neubaugeschehen als Konstruktionsart dominiert, fällt dabei eine besondere Rolle zu: Substantielle Vorteile der Konstruktionsart wie Tragfähigkeit, Brandschutz und Schallschutz, die sich nicht allein auf die Energieeffizienz beziehen, mit genau dieser Eigenschaft zu verbinden. Diese Ausgangsüberlegungen waren Grund genug, sich an dem Programm des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) zur Entwicklung eines Energieeffizienzhauses Plus zu beteiligen und innerhalb dieses Programms das erste Einfamilien-Massivhaus zu bauen. Es soll ein Haus sein, welches dem künftigen Bewohner als ein Stück Vertrautheit erscheint, vor dem er wegen Übertechnisierung nicht zurückschreckt und welches als Produkt „Haus" verkaufbar ist. Ein Team von Entwicklern der Xella Technologie- und Forschungsgesellschaft (TF) und des Hausbauunternehmens Elbe-Haus® hat diese Vorgabe aufgenommen, zusammen mit Ingenieuren, Architekten und Marketingfachleuten das Effizienzhaus-Plus „M1" entwickelt und auf einem Grundstück in Brieselang in der Nähe von Berlin errichtet. Die Buchstaben-Zahlen-Kombination M und 1 ist dabei als Konzept, nicht als Markenname zu verstehen. Nimmt man Buchstabe und Zahl zusammen, so entsteht in der deutschen Sprache das Wort „M-eins". „Die Zukunft ist meins" setzt darauf, dass erst dann die energieeffiziente Bauweise akzeptiert wird, wenn sie verinnerlicht und als „normal" betrachtet wird. Im Ergebnis steht ein Haus, was vielen heutigen Einfa-

7541014/10787806875Biblio

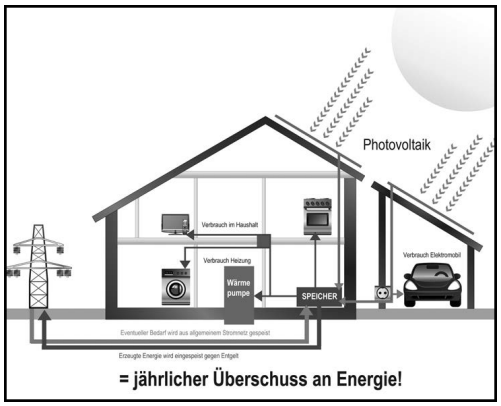


Abb. 1 Konzept M1 Effizienzhaus Plus



Abb. 2 Aufbau YTONG Energy +

milienhäusern äußerlich ähnelt. **Abb. 1** zeigt anschaulich, was das M 1 ausmacht.

Das Haus ist mit massiven Innen- und Außenwänden errichtet, hat eine massive Bodenplatte und massive Decken und verfügt über die notwendige Anlagentechnik, um ein „kleines Kraftwerk" zu sein. Elektromobil und Solarcarport als Bestandteil des Projektes erweitern den Energieeffizienz-Ansatz auf die Mobilität. Ähnliches gilt auch für die verwendeten Haushaltsgeräte sowie für die Heizungs- und Trinkwarmwassererzeuger.

Alle Innenwände des M1-Hauses bestehen aus Silka-Kalksandsteinen mit einer Rohdichte von mindestens 1800 kg/m^3. Der „YTONG Energy+" für die Herstellung der Außenwände ist eine Entwicklung aus dem Hause YTONG, die auch als Compound-Lösung oder Sandwichlösung bezeichnet werden kann. Dieser Stein vereint als monolithisch konzipierter Aufbau die Vorteile der Kombination unterschiedlicher Rohdichten ein und desselben Ausgangsmaterials – in diesem Fall des Porenbetons. Innen- und Außenschale des „YTONG Energy +" bestehen aus Porenbeton mit einer Rohdichte von ca. 350 kg/m^3. Zwischen beiden Schalen ist bereits werkseitig eine Schicht Multipor-Porenbeton eingefügt. Aufgrund der rohdichteabhängigen wärmetechnischen Eigenschaften des Porenbetons können zusätzliche Dämmmaßnahmen der Außenwand entfallen. Der Aufbau bleibt im Kern monolithisch, dampfdiffusionsoffen und wärmetechnisch nicht vom Innenraum entkoppelt. Trotz (oder gerade wegen) der geringen *U*-Werte wird der Nutzer des Gebäudes keinen Unterschied zu sonstigen, nach heutigem EnEV-Standard gebauten, Massivhäusern erkennen. Aus **Abb. 2** ist der grundsätzliche Aufbau entnehmen.

Aber was ist mit der Energiebilanz? Können mit solchen Konstruktionen künftig Häuser errichtet und betrieben werden, deren Endenergiebedarf unter null ist? Schließlich reden wir bei diesem Bedarfswert von einem für den Nutzer in Cent und Euro messbaren Wert. Die Antwort wird schlussendlich von der Monitoringphase geliefert, die seit Februar 2013 durchgeführt wird. Vorab kann man nur auf dem Weg des rechnerisch zu ermittelnden Energiebedarfs argumentieren. So auch hier, wo mit den Grundlagen der in Deutschland verfügbaren Bilanzierungsnorm DIN V 18599 eine Energiebilanz für das M1 aufgestellt werden konnte. Die erste Einflussgröße ist der Heizwärmebedarf (auch als Nutzenergiebedarf bezeichnet). Dieser wird hauptsächlich über die Verluste und Gewinne über die Gebäudehülle, interne und solare Wärmegewinne und das zugrunde gelegte Normklima gesteuert. Auf der Grundlage der vorgenannten Norm konnte für das Gebäude ein jährlicher Heizwärmebedarf von 4122,8 kWh ermittelt werden, was nutzflächenbezogen einem Wert von 19,95 kWh/m^2 entspricht.

Die Berechnung des regenerativen Stromertrages erfolgte auf der Grundlage der DIN V 18599-9 Ausgabe 2011. Der solare Ertrag ist auf der Basis des in DIN V 18599-10: 2007 beschriebenen „Referenzklimas" ermittelt worden. Als Endenergiebedarf für die Wohnungsbeleuchtung und die Haushaltsgeräte wird gemäß Förderrichtlinie ein pauschaler Jahreswert von 2500 kWh verwendet.Die Erträge aus der Solarthermie sind einer Simulationsrechnung entnommen. Die Berechnung erfolgte auf der Basis der DIN EN 12976-2 und DIN V EN 12977-2 für die Referenzbedingungen am Standort Würzburg. Die von der Luft-Wasser-Wärmepumpe generierte Wärme konnte auf der Grundlage der in DIN V 18559 aufgeführten Berechnungsalgorithmen ermittelt werden. Insgesamt können im jahreszeitlichen Verlauf 7081 kWh aus der Solarthermie und der Wärmepumpe für das Gebäude generiert werden. Die Photovoltaik liefert jährlich ca. 9000 kWh regenerativ erzeugten Strom.

Optimierung im Detail: Wärmebrücken

Nicht erst seit der Entwicklung des Passivhauses wissen wir, dass mit zunehmendem Dämmstandard der Gebäudehülle die Bedeutung zusätzlicher Verluste über Wärmebrücken steigt. Nicht selten ist die Ansicht zu vernehmen, dass eine „Manteldämmung",

7541014/10787806875Biblio

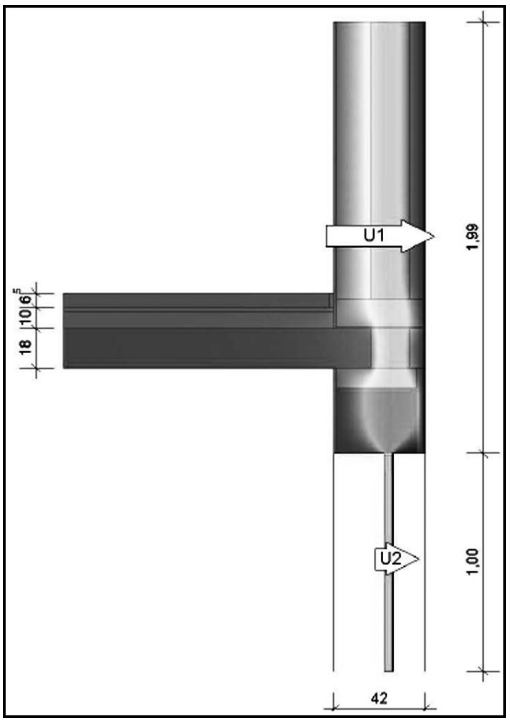


Abb. 3 Anschluss Decke an die Außenwand

also die Trennung von Trag- und Dämmfunktion der wärmeübertragenden Umfassungsfläche, die Ultima Ratio jeder Wärmedämmmaßnahme darstellt. Wird monolithisch gebaut, so ist diese Ausgangsbedingung per se nicht gegeben, da in diesem Fall die Außenwand sowohl die Trag- als auch die Wärmedämmfunktion übernimmt. Die Entwicklung von Effizienzhäusern in Massivbauweise legt die Messlatte für die Minimierung zusätzlicher Verluste über Wärmebrücken sehr hoch. Pauschale Ansätze, so wie diese in Nachweisen nach EnEV üblich sind, führen zu hohen Bedarfswerten in der Energiebilanz des Gebäudes. Ziel muss es sein, über eine gut durchdachte Detailplanung diese Verluste möglichst gar nicht erst zuzulassen. Schon bei üblichen monolithischen Konstruktionen treten heute geringe Oberflächentemperaturen de facto nicht mehr auf, denn selbst an den kritischen Knotenpunkten mehrerer linienförmiger Wärmebrücken sinkt die Temperatur nicht unter den von der Norm geforderten Wert von 12,6 °C. Für das M1-Effizienzhaus Plus konnten alle Details auf der Grundlage der DIN EN ISO 10211 in Verbindung mit dem Beiblatt 2 zu DIN 4108 bereits in der Planungsphase katalogisiert und berechnet werden. Der Nachweis der Wärmebrücken erfolgte sowohl auf der Grundlage der Entwurfsplanung als auch auf der Grundlage der abschließenden Ausführungsplanung. Für das Außenmauerwerk mit YTONG Energy Plus sind hierbei insbesondere die Anschlüsse an die Bodenplatte und die Fenster einschließlich der Laibungsanschlüsse von ausschlaggebender Bedeutung.

Werden alle Verluste der Wärmebrücken summiert und durch die wärmeübertragende Umfassungsfläche geteilt, so ergibt sich für das M1-Haus ein Wert von 0,01 W/(m^{2}K). Auf ein Bilanzjahr hochgerechnet, resultiert aus dem flächenbezogenen Zuschlag gerade mal ein Verlust von 327 kWh. Damit konnte eine wichtige Zielstellung, den Wärmebrückeneinfluss zu minimieren, erfüllt werden.

Abb. 3 zeigt beispielhaft eine mit dem Programm Psi-Therm durchgeführte Berechnung für den Anschluss der Decke an die Außenwand.

Zusammenfassung

Eingebettet in einem öffentlich geförderten Programm zur Entwicklung, Planung und Monitoring von Effizienzhäuser Plus konnte mit dem M1-Massivhaus unter Beweis gestellt werden, dass mit einfachen und zugleich gut durchdachten Planungsdetails die Errichtung von Plus-Energiehäusern keine ferne Vision ist. Erstmals kam hierbei ein Compound-Mauerwerk mit unterschiedlichen Rohdichte- und Festigkeitsklassen zum Einsatz. Äußerlich als monolithisches Mauerwerk zu erkennen, bietet es alle Vorteile hoher Wärmedämmung und Wärmespeicherung. In Kombination mit Flächenheizsystemen und Innenwänden mit hoher Rohdichte ist ein gutes Raumklima gegeben. Auf künstliche Dämmstoffe konnte in der Wandfläche wie auch am Wanddetail verzichtet werden.

Von einer Serienproduktion sind derartige Gebäude gar nicht so weit entfernt. Wenn es gelingt, die innovativen Ansätze aus Konstruktion und Anlagentechnik so zu verbinden, dass sich die Vorteile ohne Umwege auch für die Nutzer erschließen, wird die Nachfrage am Markt stetig steigen. Auch die Verbindung von Mobilität und Immobilie ist ein hervorragender Ansatz, neue Architektur, Lebensweisen und Bauarten auszuprobieren. Das Projekt zeigt, dass bei all diesen konzeptionellen Überlegungen die Konstruktion mit Mauerwerk eine einzigartige Symbiose zwischen dem Wunsch nach Dauerhaftigkeit und höchster Flexibilität darstellt.



Abb. 4 Ansicht des M1; im Vordergrund das Solar-Carport

7541014/10787806875Biblio

Schallschutz im Wohnungs- und Objektbau

Sorgfältige Planung und Schlagmann-Planziegel sind das beste Rezept gegen Lärmbelästigung

Lärm belästigt und belastet. Nicht nur auf verkehrsreichen Straßen oder in überfüllten Städten, gerade in den eigenen vier Wänden fühlen sich immer mehr Menschen unwohl. Grund dafür ist meist der Lärm von draußen oder der Krach von nebenan. Auch Geräusche, die in der eigenen Wohnung entstehen, werden als störend wahrgenommen. Damit im privaten Rückzugsbereich ein ausreichender Schall- und Lärmschutz vorhanden ist, empfiehlt sich bereits bei der Planung, eine sichere Schallschutzvorsorge zu treffen. Eine sorgfältige Bauplanung und ein homogenes, massives Ziegelmauerwerk mit Poroton-Ziegeln von Schlagmann sind ein probates Mittel für Ruhe und Behaglichkeit im eigenen Zuhause. Die Schlagmann-Bauberatung steht jederzeit beratend zur Seite, wenn es darum geht, den bestmöglichen Schallschutz für jeden Gebäudetyp zu erlangen.

Schutz vor Außenlärm

Außenwände sollen Schutz vor den verschiedensten Einflüssen bieten. Meist wird in erster Linie einem möglichst hohen Schutz vor Kälte Beachtung geschenkt, dann erst dem Schutz vor Hitze im Sommer, vor Feuer oder Nässe und Feuchtigkeit. All diese Eigenschaften in Einklang mit genügend Schutz vor Lärm von draußen zu bringen, erfordert Sorgfalt und eine durchdachte Baukonstruktion. Auswirkungen baulicher Maßnahmen auf den Schallschutz sind schwerer nach zu vollziehen als beispielsweise die hinsichtlich des Wärmeschutzes. Deshalb sollten Wärme- und Schallschutzmaßnahmen genau daraufhin geprüft werden, inwieweit sie sich gegenseitig ergänzend beeinflussen können. Auf der sicheren Seite befindet man sich mit den Ziegeln der S-Serie von Schlagmann Poroton. Der Poroton-S10 beispielsweise erreicht bei einer Wanddicke von 36,5 cm ein korrigiertes bewertetes Schalldämm-Maß ($R_{w,\ Bau,\ ref.}$) von 52,1 dB. Damit bietet der Ziegel die besten Voraussetzungen um die Empfehlungen an einen erhöhten Schallschutz im eigenen Wohn- und Arbeitsbereich nach DIN 4109 Beiblatt 2, Tabelle 2, realisieren zu können. Zahlreiche Baustellenmessungen haben diese Eigenschaften in der Praxis bestätigt. Die Poroton-S-Ziegel kommen aus der „Familie" der perlitgefüllten Ziegel. Das bedeutet, dass aufgrund der einzigartigen Kombination von massivem Ziegel mit natürlicher, integrierter Perlit-Dämmung diese Ziegel nicht nur einen hervorragenden Schallschutz bieten, sondern auch über beste Wärmedämmwerte verfügen. Der neueste der im Programm befindlichen Objektziegel, der Poroton-S9, ermöglicht bereits bei einer Wanddicke von 36,5 cm mit einer Wärmeleitzahl von 0,09 W/(mK) und einem U-Wert von 0,23 W/(m^2K) den Bau von KfW-geförderten Effizienzhäusern ohne zusätzliche Wärmedämmung.

Vorsicht geboten ist allerdings bei Fenstern und einer Anbringung von Rollläden oder Verschattung. Da Fenster eine zur Außenwand niedrige Schalldämmung bewirken, beeinflusst insbesondere deren Fläche den Schutz gegen Außenlärm. Neben der Reduzierung der Fensterflächen kann der Lärmschutz durch die Wahl geeigneter Schallschutzfenster positiv beeinflusst werden. Schwieriger wird es bei Verschattungsmaßnahmen. Bei Rollladenkästen sollten nur speziell schall- und wärmegedämmte verwendet werden.

Tafel A.1 POROTON-S-Ziegel

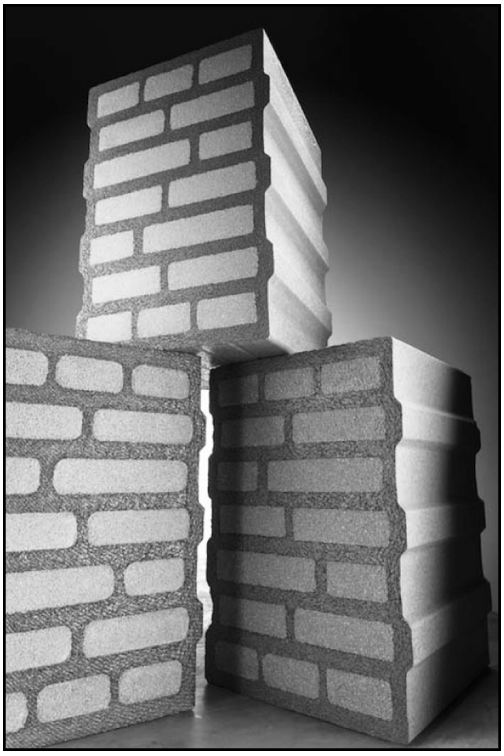


Abb. A.1 Die Kombination aus massiven Ziegelstegen und Perlit gefüllten Dämmkammern erfüllt höchste Ansprüche sowohl an Schall- als auch an Wärmeschutz und macht die Ziegel gerade deshalb zum optimalen Wandbaustoff für den Wohnungs- und Objektbau. Bild: Schlagmann Poroton

7541014/10787806875Biblio

Schallschutz im Reihen- und Doppelhaus

Gerade bei Reihen- und Doppelhäusern werden hohe Anforderungen an den Schallschutz gestellt. Eine sichere Barriere vor Nachbars Geräuschen erreicht man mit einer zweischaligen Haustrennwand. Bei der Ausführung der beiden Schalen (z. B. 2 \x 17,5 cm S-Pz-Planziegel) ist zu beachten, dass deren Abstand mindestens drei – besser fünf – Zentimeter beträgt, der Hohlraum mit zwei versetzt angeordneten Trennfugenplatten (WTH-sh nach DIN EN 12162) ausgefüllt und vom Kellergeschoß bzw. Fundament bis zum Dach durchgehend und schallbrückenfrei errichtet wird. Eine Unterkellerung wirkt sich – aktuellen Baumessungen zur Folge – stets günstig auf das Schalldämm-Maß der darüber liegenden Wohnungen aus.

Schallschutz zwischen Wohnungen

Im Geschosswohnungsbau kommt die Geräuschsituation der darüber und darunter liegenden Wohnungen zu den daneben liegenden hinzu. Als Wohnungstrennwände werden auch hier die großformatigen, schnell und einfach zu verarbeitenden S-Pz-Planziegel in den Wandstärken 24 cm sowie 30 cm empfohlen. Sie werden im zweiten Arbeitsschritt geschoßhoch mit fließfähigem Normalbeton verfüllt. Als Alternative können auch „schwere“ kleinformatige Ziegel (Poroton-S-Mz) in einer Wandstärke von 24 oder 30 cm verwendet werden. Durch speziell abgestimmte Detailausführungen (z. B. die Anbindung der Trennwand an die Außenwand) wird zudem die Schallübertragung über Nebenwege von einer Wohnung in die andere verringert.

Neben einer hochwertigen Ausführung der Trennwände haben auch die Innenwände einen Einfluss auf den Schallschutz zwischen den Wohneinheiten. Um eine Schallweiterleitung über die Innenwände an die Decke oder die Trennwände zu reduzieren, werden diese entweder aus schweren Ziegeln errichtet oder mit Wand- und Deckenanschlussprofilen vom Bauwerk entkoppelt. Sowohl durch die Verwendung von Planziegeln (Wanddicke 11,5 cm) in Kombination mit Wand- und Deckenprofilen aus Polypropylen als auch die Ausführung schwerer Trennwände wird eine nachweisliche Verminderung der Schallübertragung von 1 bis zwei Dezibel erreicht.

Schutz vor Geräuschen innerhalb der eigenen vier Wände

Keine oder geringe akustische Anforderungen werden in der Regel an leichte, nichttragende Innenwände gestellt. Sie finden sich deshalb häufig nicht in den Plänen zur Baugenehmigung und damit nicht im Schallschutznachweis. Erst nach Bezug der Gebäude wird unter Umständen festgestellt, dass sich Geräusche aus angrenzenden Räumen übertragen und zu einer Lärmbelästigung führen können. Diese sogenannte „Hellhörigkeit“ von Gebäuden geht häufig vom Einbau leichter Trennwände in Kombination mit leichten, ungefüllten Außenwänden hervor. Durch die Verwendung schwerer Innenwände zusammen mit gefüllten Außenwandziegeln kann dies vermieden werden.

Geräusche aus Installationen können sich im gesamten Gebäude ausbreiten. Daher schreibt die Norm DIN 4109 vor, Wände an oder in denen Armaturen oder Wasserinstallationen befestigt sind mit einer flächenbezogenen Masse von 220 kg/m^2 auszuführen. Innenwände ausgeführt in einer Wandstärke von 11,5 cm mit einer Rohdichte der Ziegel von 2,0 kg/dm^3 erreichen ein solches, empfohlenes Wandgewicht. Darüber hinaus sollten Wasser- und Heizungsrohre nie direkten Berührungskontakt zu Wänden und Decken haben. Bei Fußböden gilt gleiches, sie sollten „schwimmend“ – folglich ohne Verbindung zu Wand und Decke – verlegt werden.

Tafel A.2 EAP – Entkopplungs-Ansatzprofil



Abb. A.2 Eine Verbesserung des Schallschutz innerhalb der eigenen vier Wände um bis zu zwei Dezibel lässt sich durch das Entkoppelungs-Ansatz-Profil EAP von Schlagmann erreichen. Die Verarbeitung erfolgt schnell und unkompliziert. Ein nachträglicher Einbau von Zwischenwänden mit EAP ist gleichfalls möglich. Bild: Schlagmann Poroton

7541014/10787806875Biblio

Außenwand-Decken-Knoten von monolithischem Ziegelmauerwerk

Dr.-Ing. Thomas Kranzler

Mit zunehmenden Wärmeschutzanforderungen gehen stets auch erhöhte Anforderungen an die Außenwände von Gebäuden einher. Bei monolithischen Außenwänden, also Außenwänden aus hochwärmedämmenden Mauerziegeln, die keine Zusatzdämmung z. B. in Form von Wärmedämmverbundsystemen (WDVS) benötigen, ist eine sorgfältige Planung und Ausführung des Details „Außenwand-Decken-Knoten“ daher von immer größerer Bedeutung. Neben den Aspekten des Wärme- und Feuchteschutzes muss dieses Detail gleichzeitig auch den Anforderungen resultierend aus Statik, Brand- und Schallschutz genügen. In [1] werden die bauphysikalischen, statischen und konstruktiven Aspekte des Details „Außenwand-Decken-Knoten“ detailliert analysiert und eine bezogene Deckenauflagertiefe a/t=2/3 bei gleichzeitigem Verzicht auf einen Abmauerstein empfohlen. Das restliche Drittel ist mit einer Stirndämmung der WLG 035 auszuführen.

Nachfolgend werden die wesentlichen Erkenntnisse aus [1] wiedergegeben. Der Schwerpunkt liegt dabei auf den Aspekten der Heiß- und Kaltbemessung nach DINEN1996.

1 Einleitung

Im Gegensatz zum zweischaligen oder zusatzgedämmten Mauerwerk benötigt einschaliges (monolithisches) Ziegelmauerwerk planmäßig keine zusätzliche Wärmedämmschicht (WDVS). Stattdessen weisen die darin verwendeten Mauerziegel entsprechende wärmedämmende Eigenschaften auf. Zur Vermeidung bzw. Verringerung von Wärmebrükkenverlusten ist dem Außenwand-Decken-Knoten besondere Beachtung zu schenken ist, da im Gegensatz zur zusatzgedämmten und zweischaligen Außenwand die Geschossdecke nicht vollständig ($a/t = 1$), sondern nur teilweise ($a/t < 1$) *auf der Außenwand mit der Dicke t* aufliegt (vgl. **Abb. 1**).

In der Praxis finden sich neben der in **Abb. 1**, links dargestellten Variante mit ausschließlicher Stirndämmung der Geschossdecke häufig auch die Varianten mit Abmauerstein oder mit Deckenrandschale (vgl. **Abb. 1**, rechts). Die beiden letztgenannten Varianten haben neben der Schaffung eines einheitlichen Putzuntergrundes für den Außenputz gegenüber der in **Abb. 1**, links dargestellten Variante den Vorteil, dass die Außenwand des darüber liegenden Geschosses „einfacher“, das heißt ohne Abfangung aufgemauert werden kann. Demgegenüber steht jedoch bei gleichbleibender Deckenauflagertiefe der Verlust an Dämmmaterial.

2 Tragverhalten und Bemessung des Außenwand-Decken-Knotens

2.1 Tragverhalten

Der Betrachtung des Außenwand-Decken-Knotens aus statischer Sicht kommt besondere Bedeutung zu, da das Tragverhalten einer Außenwand maßgeblich von der Auflagertiefe der Stahlbetondecke auf der Außenwand beeinflusst wird. Es ist leicht ersichtlich, dass eine reduzierte Deckenauflagertiefe ($a/t < 1$) im Gegensatz zu einer vollaufliegenden Decke ($a/t = 1$), bei gleichzeitigem Verzicht auf einen Abmauerstein, die Tragfähigkeit der Wand ungünstig beeinflusst, da die Stirndämmung nicht zum Lastabtrag herangezogen werden kann und somit weniger Querschnittsfläche zum Lastabtrag zur Verfügung steht.

Es stellt sich die Frage, wann ein Abmauerstein zum Lastabtrag überhaupt herangezogen werden kann. Auf der einen Seite ist eine gewisse Mindestauflast erforderlich, um den Abmauerstein „aktivieren“ zu können, da der Lastabtrag bei zu geringen Auflasten aufgrund der deutlich größeren Steifigkeit der Stahlbetondecke in Verbindung mit der auftretenden Deckenverdrehung vorrangig über die Stahlbetondecke in die darunterliegende Wand erfolgt [2]. Der über den Abmauerstein abzutragende Lastanteil kann jedoch erhöht werden, wenn die Deckenauflagertiefe entsprechend reduziert wird [3].

Der rechnerische Ansatz eines Abmauersteines kann bei größeren Auflasten sinnvoll sein. Er kommt allerdings nur dann infrage, wenn auch der Keller aus monolithischem Mauerwerk ausgeführt wird. Anderenfalls ist immer der Nachweis am Wandfuß des Erdgeschosses maßgebend, an dem oberhalb der Perimeterdämmung des Kellers kein Abmauerstein zur Verfügung steht.

2.2 Bemessung nach Eurocode 6/NA

2.2.1 Allgemeines

Im Mauerwerksbau wurde in 2014 mit der Veröffentlichung der A2-Änderung [15] zum Nationalen Anhang [13] von DIN EN 1996-3 [7] das Normenpaket des Eurocodes 6 (DIN EN 1996) in Deutschland endgültig fertig gestellt. Die Kaltbemessung kann entweder nach den sogenannten „Vereinfachten Berechnungsmethoden“ von DIN EN 1996-3 [7] oder dem genaueren Verfahren von DIN EN 1996-1-1 [4] erfolgen. Für die Ausführung von Mauerwerk gilt DIN EN 1996-2 [6]. DIN EN 1996-1-2 [5] regelt die Bemessung für den Brandfall (Heißbemessung). Die

7541014/10787806875Biblio

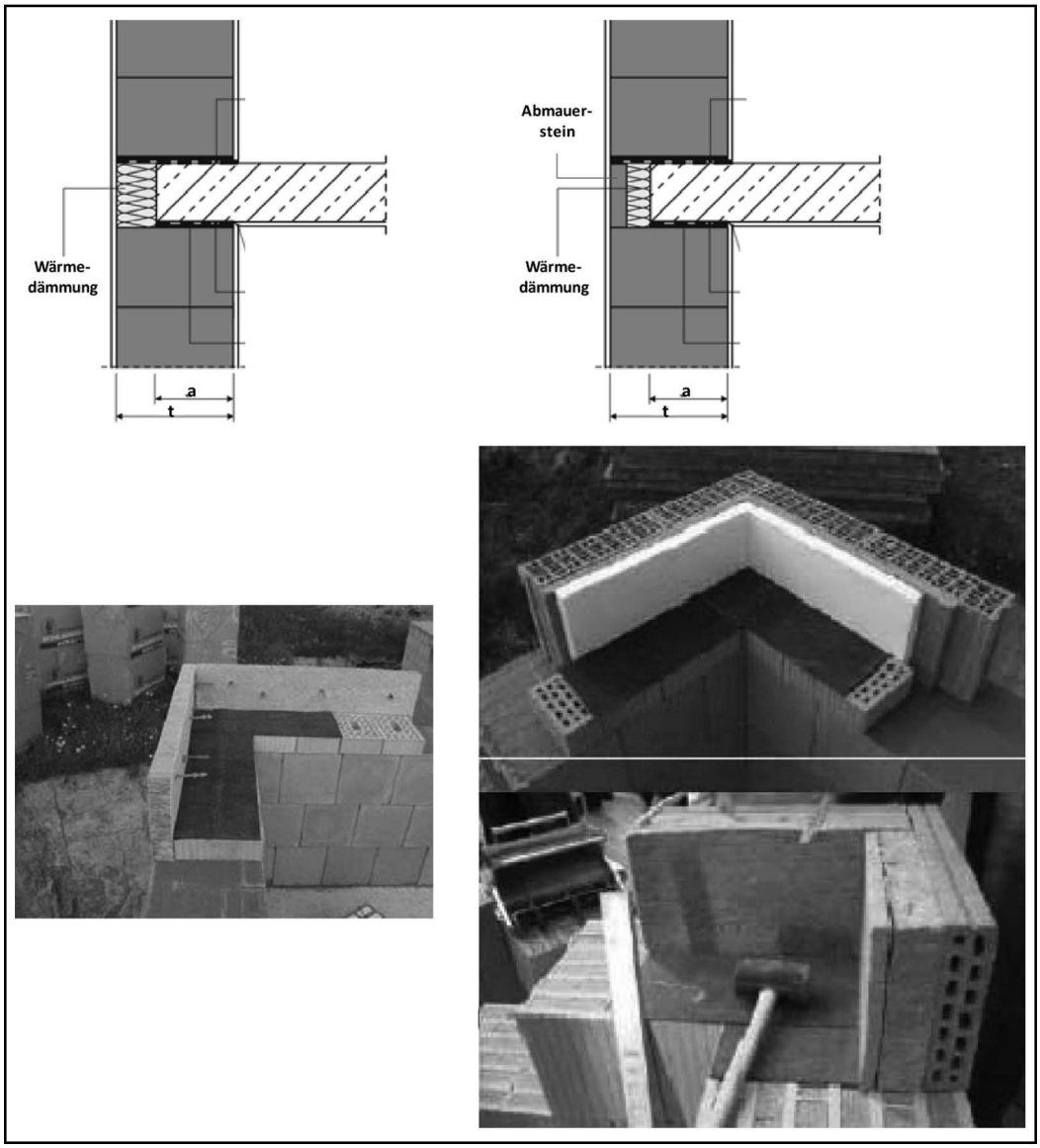


Abb. 1 Ausführungsvarianten des Außenwand-Decken-Knotens
Fig. 1 Wall-slab-junction systems of monolithic masonry

jeweiligen zugehörigen Nationalen Anhänge inklusive deren Änderungen ([8] bis [15]) sind dabei zwingend zu beachten.

Da monolithisches Ziegelmauerwerk in Deutschland nahezu ausschließlich aus Mauerziegeln nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung (abZ) besteht, sind die in den abZ getroffenen und ggf. von den normativen Regelungen abweichenden Festlegungen ebenfalls stets zu beachten. Dies gilt natürlich auch für die bauphysikalischen Aspekte.

2.2.2 Vereinfachte Berechnungsmethoden nach DIN EN 1996-3/NA

DIN EN 1996-3 mit seinen vereinfachten Berechnungsmethoden wurde insbesondere auf Wunsch Deutschlands mit in den Eurocode 6 aufgenommen. Damit sollte in Anlehnung an das in Deutschland bewährte vereinfachte Verfahren nach DIN 1053-1 [18] sichergestellt sein, dass auch bei Anwendung des Eurocode der statische Nachweis eines Großteils (ca. 90 %) aller im Mauerwerksbau auftretenden Problem-

7541014/10787806875Biblio

stellungen innerhalb kürzester Zeit und ohne großen Aufwand weiterhin möglich ist. Sind die Voraussetzungen zur Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden eingehalten (z. B. maximale Gebäudehöhe 20 m, maximale Spannweite der Decken 6,0 m etc.), brauchen bestimmte Beanspruchungen wie Biegemomente, ungewollte Ausmitten und Wind auf tragende Wände nicht nachgewiesen zu werden, da sie im Sicherheitsabstand und den konstruktiven Regeln berücksichtigt sind.

Die Mindestauflagertiefe der Decke auf der Außenwand muss bei Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden gemäß [13] $a/t = 0{,}5$ ($a/t = 0{,}45$ für Außenwände für Wanddicken $t = 36{,}5$ cm) betragen. Die rechnerische Berücksichtigung des Abmauersteines ist bei Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden nicht zulässig.

Der Bemessungswert des vertikalen Tragwiderstandes (der aufnehmbaren Normalkraft) N_{Rd} wird mit Gl. (1) ermittelt. Die Abminderung der Traglast infolge Lastausmitte und/oder Knicken erfolgt dabei über den Abminderungsbeiwert Φ.

$$N_{Rd} = A \cdot f_d \cdot \Phi \qquad (1).$$

Mit

N_{Rd} Bemessungswert des vertikalen Tragwiderstandes

A $= b \cdot t$ *Bruttoquerschnittsfläche des nachzuweisenden Wandabschnitts*

f_d Bemessungswert der Mauerwerksdruckfestigkeit

Φ Abminderungsbeiwert infolge Lastausmitte und/oder Knicken

Die Abminderung der Traglast infolge Lastausmitte am Wandkopf und Wandfuß bei Endauflagern wird mittels des Abminderungsfaktors Φ_1 erfasst:

$$\text{für } f_k \geq 1{,}8 \ \frac{N}{mm^2} \text{ gilt: } \Phi_1 = 1{,}6 - \frac{l_f}{6} \leq 0{,}90 \cdot \frac{a}{t} \ (2).$$

$$\text{für } f_k \geq 1{,}8 \ \frac{N}{mm^2} \text{ gilt: } \Phi_1 = 1{,}6 - \frac{l_f}{5} \leq 0{,}90 \cdot \frac{a}{t} \ (3).$$

f_k charakteristischer Wert der Mauerwerksdruckfestigkeit

l_f Stützweite der angrenzenden Geschossdecke

a/t auf die Wanddicke t bezogene Auflagertiefe a der Geschossdecke

Bei Decken über dem obersten Geschoss, insbesondere Dachdecken, gilt aufgrund der geringen Auflasten $\Phi_1 = 0{,}333$. Wird die Traglastminderung infolge Deckenverdrehung durch konstruktive Maßnahmen verhindert (z. B. durch Zentrierung), so gilt unabhängig von der Deckenstützweite $\Phi_1 = 0{,}9$ \. *a/t.*

Die Abminderung der Traglast infolge Knickens in Wandhöhenmitte wird mittels des Abminderungsfaktors Φ_2 erfasst:

$$\Phi_2 = 0{,}85 \cdot \frac{a}{t} - 0{,}0011 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{t}\right)^2 \qquad (4).$$

mit

h_{ef} Knicklänge der Wand (entspricht der lichten Geschosshöhe h, wenn $t > 25$ cm)

In **Abb. 2** sind die sich aus den Gln. (3) bis (4) ergebenden maßgebenden Abminderungsbeiwerte in Abhängigkeit der bezogenen Auflagertiefe *a/t,* der Deckenstützweite l_f und der charakteristischen Druckfestigkeit des Mauerwerks f_k dargestellt. Dabei wird davon ausgegangen, dass die Auflagertiefen der Geschossdecken am Wandkopf und Wandfuß gleich groß sind. Der praxisrelevante Wertebereich für die Schlankheit h_{ef}/t von Außenwänden aus monolithischem Ziegelmauerwerk liegt zwischen 5 und 10.

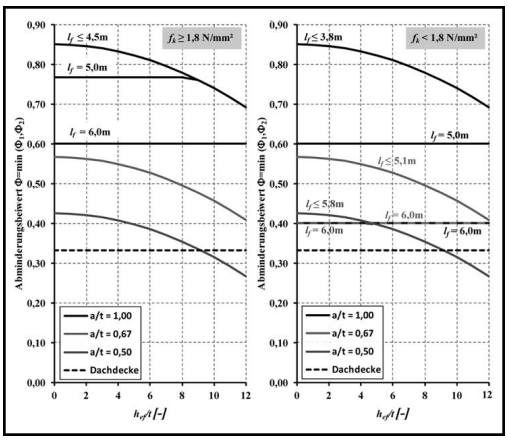


Abb. 2 Maßgebender Abminderungsfaktor Φ nach DIN 1996-3/NA

Fig. 2 Decisive capacity reduction factor Φ according to DIN EN 1996-3/NA

Vernachlässigt man die Situation „Dachdecke", die aufgrund des dort vorliegenden geringen Auflastniveaus in der Regel ohnehin nicht maßgebend wird, beeinflusst die Auflagertiefe die Tragfähigkeit der Außenwände mitunter erheblich. Für f_k-Werte = 1,8 N/mm² und $a/t = 0{,}71$ wird immer der Abminderungsbeiwert für Knicken maßgebend. Der Tragfähigkeitsverlust bei einer bezogenen Auflagertiefe $a/t = 0{,}5$ gegenüber $a/t = 0{,}67$ beträgt rund 25 %. Bei f_k-Werten $< 1{,}8$ N/mm² hat die Deckenverdrehung bzw. die Spannweite auch bei Auflagertiefen $a/t < 0{,}71$ Einfluss auf die Tragfähigkeit.

Neben dem Bemessungswert der maximalen aufnehmbaren Normalkraft ist nach DIN EN 1996-3/NA bei windbeanspruchten Außenwänden mit geringer

7541014/10787806875Biblio

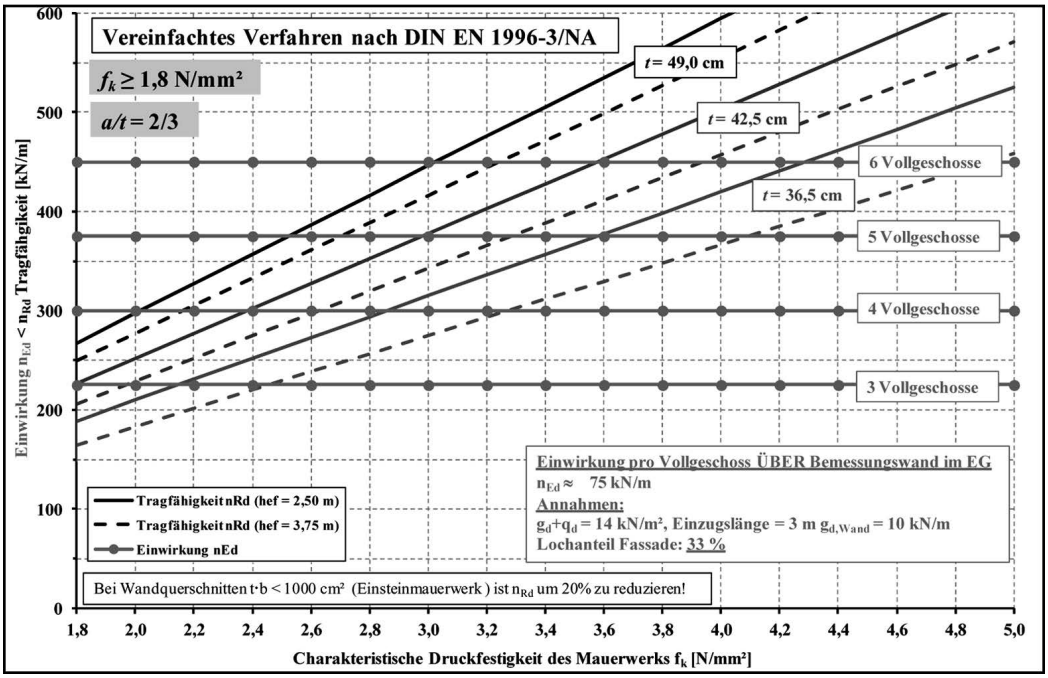


Abb. 3 Gegenüberstellung Tragfähigkeit mit Einwirkung für $f_k = 1{,}8$ N/mm²
Fig. 3 Comparison of N_{Ed} and N_{Rd} in case of $f_k = 1{,}8$ N/mm²

Auflast aus Decken und Dächern – z. B. bei parallel zur Wand gespannten Decken – stets eine von der Bemessungswindlast, der Auflagertiefe und der Wandhöhe abhängige Mindestauflast nachzuweisen. In den für monolithisches Ziegelmauerwerk relevanten Windzonen 1 und 2 im Binnenland können die praxisüblichen lichten Geschosshöhen problemlos realisiert werden, d. h. der Nachweis der Mindestauflast kann in diesen Windzonen in aller Regel entfallen.

In **Abb. 3** werden die aus gegebenen f_k-Werten = 1,8 N/mm² resultierenden Tragfähigkeiten von monolithischen Außenwänden n_{Rd} für eine gegebene bezogene Auflagertiefe $a/t = 2/3$ in Abhängigkeit der Wanddicke und der Geschosshöhe den im Wohnungsbau üblichen Einwirkungen n_{ED} gegenübergestellt. Die aufnehmbare Normalkraft bzw. die Tragfähigkeit n_{Rd} ist umso größer, je höher der f_k-Wert, je dicker die Wand und je geringer die Geschosshöhe ist. Setzt man einen f_k-Wert 3,6 N/mm² voraus, so beträgt die Tragfähigkeit einer 36,5er Außenwand in Abhängigkeit der Geschosshöhe ca. 350 kN/m. Bei einer Wanddicke von 42,5 cm erhöht sich die Tragfähigkeit auf rund 425 kN/m.

Der Bemessungswert der Einwirkung n_{Ed} hängt im Wesentlichen vom statischen System und den vorhandenen Einwirkungen ab. Unter Vernachlässigung des Lochanteils der Fassade kann der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft n_{Ed} pro Decke über der zu bemessenden Wand mit ca. 50 kN/m angenommen werden. Mit zunehmendem Lochanteil der Fassade erhöht sich n_{Ed} entsprechend.

Abb. 3 zeigt, dass sich bereits mit einer Druckfestigkeit des Mauerwerks $f_k = 3{,}0$ N/mm² 4-geschossige Wohngebäude aus monolithischem Ziegelmauerwerk i. d. R. problemlos realisieren lassen, wenn der Lochanteil der Fassade 33 % beträgt.

Produkte mit f_k-Werten kleiner 1,8 N/mm² finden in tragendem Mauerwerk vornehmlich im ein- oder zweigeschossigen Wohnungsbau Verwendung. Geht man auch in diesem Fall von einer bezogenen Deckenauflagertiefe $a/t = 2/3$ aus, so wird ab einer Deckenspannweite von 5,1 m der Abminderungsbeiwert infolge Deckenverdrehung maßgebend (vgl. **Abb. 2**). Dennoch sind mit den daraus resultierenden Tragfähigkeiten i. d. R. alle Bemessungssituationen innerhalb des Anwendungsbereiches dieser Produkte abgedeckt.

2.2.3 Genaueres Verfahren nach DIN EN 1996-1-1/NA

Vor dem Hintergrund, dass der Anwendungsbereich der vereinfachten Berechnungsmethoden Gebäude mit Höhen bis zu 20 m abdeckt, also bis zu 6- oder 7-geschossige Gebäude, kann davon ausgegangen werden, dass schätzungsweise 90 bis 95 % der üblichen Anwendungsfälle von monolithischem Ziegelmauerwerk in den Anwendungsbereich der vereinfachten Berechnungsmethoden nach DIN EN 1996-3 fallen.

7541014/10787806875Biblio

Die Anwendung des genaueren Verfahrens ist insbesondere vor dem Hintergrund, dass ohne den rechnerischen Ansatz eines Abmauersteines ohnehin nur geringe Tragfähigkeitsgewinne gegenüber den vereinfachten Berechnungsmethoden zu erwarten sind, nur in sehr wenigen Ausnahmenfällen aus statischer Sicht erforderlich.

Auch unter dem Aspekt des Nachweises der Gebrauchstauglichkeit ist die Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden nach DIN EN 1996-3 anstelle des genaueren Verfahrens nach DIN EN 1996-1-1 zu empfehlen. Wird nämlich der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit den vereinfachten Berechnungsmethoden geführt (und werden die Ausführungsregeln nach DIN EN 1996-2 eingehalten), darf ohne weiteren Nachweis, wie z. B. der Begrenzung der Exzentrizität (DIN EN 1996-1-1/NA; NCI zu 7.2; NA.6 [8]) die Gebrauchstauglichkeit als erfüllt angesehen werden.

2.2.4 Bemessung für den Brandfall nach DIN EN 1996-1-2/NA

Der Nachweis des baulichen Brandschutzes erfolgt zukünftig nicht mehr in einem gemeinsamen Dokument für alle Bauarten, sondern in gesonderten Teilen; für Mauerwerk in DIN EN 1996-1-2 in Verbindung mit dem zugehörigen Nationalen Anhang. Monolithische Außenwände aus Ziegelmauerwerk sind in der Regel tragend, dienen dem Raumabschluss und sind im Endzustand beidseitig verputzt. Die erforderlichen Mindestwanddicken zur Einstufung in Feuerwiderstandsklassen sind im Anhang B von DIN EN 1996-1-2/NA „Tabellenwerte der Feuerwiderstandsdauer von Mauerwerkswänden“ gegeben. Eine wichtige Voraussetzung für die Anwendbarkeit der im Anhang B gegebenen Tabellen ist, dass gemäß NDP zu Anhang B (5) die Gesamtausmitte $e_{mk,fi}$ der Last in Wandhöhenmitte nicht größer als $t/6$ sein darf:

$$\frac{e_{mk,fi}}{t} = \frac{M_{md,fi}}{N_{md,fi}} + \frac{e_{hm}}{t} + \frac{e_{init}}{t} + \frac{e_k}{t} \leq \frac{1}{6} \qquad (5).$$

Mit:

$e_{mk,fi}$ Ausmitte der Last in Wandhöhenmitte $[e_{mk,fi} = \frac{t - a_{mk}}{2}]$

$M_{md,fi}$ Bemessungswert des größten Momentes in Wandhöhenmitte resultierend aus den Momenten am Wandkopf und -fuß, einschließlich aller anderen Biegemomente aus ausmittigen Lasten

$N_{md,fi}$ Bemessungswert der zugehörigen Normalkraft in Wandhöhenmitte (es sind die Kombinationsregeln für den Brandfall zu beachten, s. [16], [17])

e_{hm} Ausmitte infolge horizontaler Lasten (z. B. Wind), jedoch nur, wenn Leiteinwirkung

e_{init} ungewollte Ausmitte

e_k Kriechausmitte

Dies bedeutet, dass – sofern Brandschutzanforderungen vorliegen und der Lastabtrag über einen Abmauerstein vernachlässigt wird – am Wandkopf und Wandfuß der Außenwand Deckenauflagertiefen a/t größer 2/3 erforderlich sind.

Für Auflagertiefen $a/t = 2/3$ führt diese Tatsache zu der Erkenntnis, dass monolithische Außenwände – sofern Brandschutzanforderungen vorliegen – im Wesentlichen auf den Anwendungsbereich von DIN EN 1996-3 begrenzt sind, da bei den vereinfachten Berechnungsmethoden die genannten Ausmitten in Wandhöhenmitte – de facto $t/6$ – im Brandfall nicht überschritten werden. Die Ausmitten sind im Sicherheitsabstand und in den Nachweisgleichungen des Verfahrens enthalten und müssen daher nicht explizit berücksichtigt werden. Anderenfalls sind der rechnerische Ansatz eines Abmauersteines und somit die Anwendung des genaueren Verfahrens nach DIN EN 1996-1-1 oder konstruktive Maßnahme zur Verbesserung der Lage der Resultierenden in Wandhöhenmitte zwingend erforderlich.

3 Wärmeschutz, Feuchteschutz und Schallschutz

3.1 Wärmeschutz und Feuchteschutz

Der Außenwand-Decken-Knoten von monolithischem Mauerwerk ist ein typisches Beispiel für eine Kombination aus geometrischer und materialbedingter Wärmebrücke, da dort eine inhomogene Bauteilgeometrie mit verschiedenen Materialien und mit unterschiedlichen Wärmeleitfähigkeiten vorhanden ist. Es entsteht ein Wärmestromverlauf, der seine Richtung in Abhängigkeit der Geometrie sowie den verschiedenen Materialstärken und leitfähigkeiten ändert. Die Berechnung dieser Wärmestromverläufe erfordert einen hohen rechnerischen Aufwand. Die Ziegelindustrie bietet abgestimmte Wärmebrückenkataloge, Planungsdetails und Berechnungstools an, denen die erforderlichen Kennwerte für den Nachweis des Mindestwärmeschutzes und zur Ermittlung des Einflusses auf den Heizwärmebedarf der jeweiligen Details entnommen werden können (z. B. [19]).

Aus wärmeschutztechnischer Sicht ist eine Ausführung mit möglichst geringer Deckenauflagertiefe die günstigste Variante. Je geringer die Wärmeleitfähigkeit der Außenwand, umso mehr Stirndämmung (und/oder besserer Dämmstoff) wird benötigt, um z. B. eine pauschale Berücksichtigung der Wärmebrückenverluste mit $\Delta U_{WB} = 0{,}05\ W/(m^2 \cdot K)$ zu ermöglichen. Will man eine Deckenauflagertiefe $a/t = 2/3$ nicht unterschreiten (z. B. bei vorliegenden Brandschutzanforderungen, siehe Abschnitt 2.2.4), so ist bei Verwendung von Dämmstoffen mit einer Wärmeleitfähigkeit von 0,035 W/(m · K) das restliche Drittel vollständig mit Dämmstoff auszuführen, will man den notwendigen Grenzwert für den längenbezogenen Wärmedurchgangskoeffizienten von $\Psi_e = 0{,}06$ W/(m · K) zum Nachweis der Gleichwertigkeit nach DIN 4108, Beiblatt 2 einhalten.

7541014/10787806875Biblio

Soll ein Abmauerstein oder eine Deckenrandschale zum Einsatz kommen, so ist ein Dämmstoff mit entsprechend besserer Wärmeleitfähigkeit zu verwenden.

Der Mindestwärmeschutz gemäß DIN 4108-2 (kein Tauwasserausfall/Schimmelbildung) kann bei den genannten Varianten mit bezogenen Auflagertiefen $a/t \leq 2/3$ stets als gewährleistet angesehen werden.

Für weitergehende und detaillierte Informationen wird auf [1] verwiesen.

3.2 Schallschutz

Der Außenwand-Decken-Knoten von monolithischem Ziegelmauerwerk ist ein typisches Beispiel für einen T-Stoß. Die Zwischendecke aus Stahlbeton ist dabei das (massive) trennende Bauteil der zu betrachtenden Räume. Die Außenwand stellt das flankierende Bauteil dar, dessen Schalllängsleitung es zu minimieren gilt. Das relevante Stoßstellendämm-Maß K_{13} für den Flankenweg in vertikaler Richtung über die Außenwand ist abhängig von der Ausführung des Außenwand-Decken-Knotens. Die normative Ermittlung des Stoßstellendämm-Maßes K_{13} kann nach DIN EN 12354-1 erfolgen, liefert in der Regel jedoch stark auf der sicheren Seite liegende Werte. Aus diesem Grund sollte stets auf messtechnisch nachgewiesene, individuell gemessene Stoßstellendämm-Maße zurückgegriffen werden, die von den Ziegelherstellern für ihre Vorzugskonstruktionen zur Verfügung gestellt werden.

Es ist offensichtlich, dass eine Vergrößerung der Einbinde- bzw. Auflagertiefen der Decke das Stoßstellendämm-Maß erhöht, wohingegen ein Abmauerstein infolge des zusätzlich entstehenden Schallübertragungswegs das Stoßstellendämm-Maß verringern kann. Eine Ausführung mit möglichst großer Deckenauflagertiefe und ausschließlicher Stirndämmung (ohne Abmauerstein) stellt daher aus schallschutztechnischer Sicht die beste Variante dar. Für weitere Informationen siehe [1].

4 Vorschlag für die „ideale“ Ausführung des Details „Außenwand-Decken-Knoten“ und Hinweise zur konstruktiven Ausbildung

Es wird aufgezeigt, dass unter den Aspekten Statik, Schallschutz und Brandschutz möglichst große bezogene Deckenauflagertiefen a/t zu empfehlen sind. Betrachtet man dagegen ausschließlich den Wärme- und Feuchteschutz, sollten die Auflagertiefen dagegen möglichst gering sein. Fasst man alle Aspekte und gewonnenen Erkenntnisse zusammen, so wird eine bezogene Deckenauflagertiefe $a/t = 2/3$ bei gleichzeitigem Verzicht auf einen Abmauerstein empfohlen. Das restliche Drittel ist mit einer Stirndämmung der WLG 035 auszuführen, (vgl. **Abb. 4**).

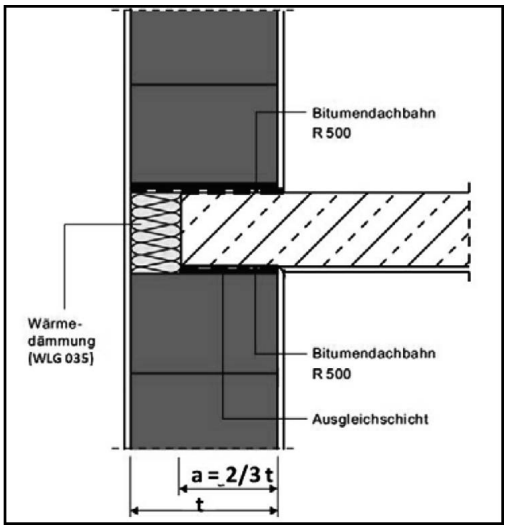


Abb. 4 Vorschlag für die konstruktive Ausbildung des Details „Außenwand-Decken-Knotens“

Fig. 4 Proposal for an optimized execution of the detail “wall-slab-junction“

Mit dem in **Abb. 4** unterbreiteten Vorschlag lassen sich in der Regel alle an das Detail „Außenwand-Decken-Knoten“ gestellten Anforderungen problemlos erfüllen, ohne den praxisrelevanten Anwendungsbereich von monolithischem Ziegelmauerwerk in irgendeiner Form einzuschränken.

Zur Sicherstellung eines homogenen Putzgrundes kann eine Ziegelschale an der Außenseite angeordnet werden. Die WLG der Dämmung ist in diesem Fall in Abhängigkeit der Dicke und Wärmeleitfähigkeit der Ziegelschale anzupassen. Bei Verzicht auf eine Ziegelschale ist bei den Verputzarbeiten der Materialwechsel im Putzgrund nach den allgemeinen anerkannten Regeln der Technik zu berücksichtigen (siehe z. B. [21] und [22]).

Es ist darauf zu achten, dass die Stirndämmung eine mögliche Verkürzung der Stahlbetondecke infolge Kriechens und Schwindens ausgleichen kann, sofern die Gefahr der Verkrallung des Frischbetons mit der Stirndämmung nicht ausgeschlossen werden kann.

Vor dem Hintergrund einer möglichen Verformung der Stahlbetondecke empfiehlt sich außerdem der Einsatz von Trennlagen aus Bitumenpappe ober- und unterhalb der Außenwände. Ein 30 bis 50 mm breiter Weichfilzstreifen an der inneren Wandkante zur Vermeidung von Spannungsspitzen und Verbesserung der Lage der Lastresultierenden ist bei großen Deckenspannweiten, insbesondere über 6 m, ebenfalls zu empfehlen.

Es wird empfohlen, sofern die Grenzen eingehalten sind, stets die vereinfachten Berechnungsmethoden nach DIN EN 1996-3 anzuwenden, da diese den Nachweis eines Großteils aller im Mauerwerksbau

7541014/10787806875Biblio

auftretenden Problemstellungen innerhalb kürzester Zeit und ohne großen Aufwand ermöglichen.

Literatur

[1] *Kranzler, T.:* Zur Planung, Ausführung und Leistungsfähigkeit des Außenwand-Decken-Knotens von monolithischem Ziegelmauerwerk. Mauerwerk 18 (2014) H.2. Kostenfreier Download unter *www.argemauerziegel.de.*

[2] *Jäger, W.:* Zukünftige Bemessung von Mauerwerk – Überblick und vereinfachtes Verfahren. Mauerwerk 13 (2009) H.5.

[3] *Jäger, W.; Reichel, S.; Hammer, R.:* Analyse des Tragverhaltens von bauphysikalisch optimierten Anschlussdetails einschaliger Wandkonstruktionen – Entwicklung eines passivhaustauglichen monolithischen Ziegelsystems für Österreich. In: Mauerwerk-Kalender 38 (2013), Ernst & Sohn, Berlin.

[4] DIN EN 1996-1-1:2013-02: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Deutsche Fassung EN 1996-1-1:2005 + A1:2012.

[5] DIN EN 1996-1-2:2011-04: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1996-1-1:2005 + AC:2010.

[6] DIN EN 1996-2:2010-12: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk; Deutsche Fassung EN 1996-2:2006 + AC:2009.

[7] DIN EN 1996-3:2010-12: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten; Deutsche Fassung EN 1996-3:2006 + AC:2009.

[8] DIN EN 1996-1-1/NA:2012-05: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1/NA: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk.

[9] DIN EN 1996-1-1/NA/A1:2014-03: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Änderung A1

[10] DIN EN 1996-1-1/NA/A2:2014-xx: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Änderung A2.

[11] DIN EN 1996-1-2/NA:2013-06: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-2/NA: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall.

[12] DIN EN 1996-2/NA:2012-01: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 2/NA: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk.

[13] DIN EN 1996-3/NA:2012-01: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3/NA: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten.

[14] DIN EN 1996-3/NA/A1:2014-03: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten; Änderung A1

[15] DIN EN 1996-3/NA/A2:2014-xx: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten; Änderung A2.

[16] DIN EN 1991-1-2:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke; Deutsche Fassung EN 1991-1-2:2002+AC:2009.

[17] DIN EN 1991-1-2/NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke.

[18] DIN 1053-1:1996-11: Mauerwerk. Teil 1: Berechnung und Ausführung.

[19] Ziegel-Wärmebrücken-Details Version. 4.1.6. Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel im Bundesverband der Deutschen Ziegelindustrie e. V. Bonn. *www.argemauerziegel.de*

[20] DIN 4108, Beiblatt 2:2006-03: Wärmeschutz im Hochbau, Beiblatt 2, Wärmebrücken – Planungs- und Ausführungsbeispiele.

[21] Leitlinien für das Verputzen von Mauerwerk und Beton – Grundlagen für die Planung, Gestaltung und Ausführung. Industrieverband WerkMörtel e. V., Duisburg. Verlag Bau + Technik GmbH. 2007

[22] Außenputz auf Ziegelmauerwerk – einfach, sicher, wirtschaftlich – Fachgerechte Planung und Ausführung. Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel im Bundesverband der deutschen Ziegelindustrie, Bonn und Bundesverband Ausbau und Fassade im Zentralverband des Deutschen Baugewerbes, Berlin. 2010

7541014/10787806875Biblio

2 Mauerwerksbau – Fachausdrücke deutsch-englisch

Dr.-Ing. P. Schubert

Ausführung (Bau)	**Execution**
Abgleichen	capping or adjusting, *equalizing*
Abmessung	Dimension
Abminderungsfaktor	reduction factor
Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Schlankheit	slenderness reduction factor
Abstandshalter	Spacer
Abstreichen	struck off *or strike off, scrape off*
Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung	National technical approval
Anfängl. Wasseraufnahme, Wasseraufsaugen (innerh. 1 min)	initial rate of water absorption/uptake
Anfangshaftscherfestigkeit	initial shear strength
Anforderung	requirement
Anker	tie
Annahme	assumption
Anorganische Bindemittel	inorganic binders
Art des Tragwerks	form of structure
Auf Erddruck beanspr. Wand (z. B. Kellerwand)	earth retaining wall
Auflager	bearing
Auflager	support
Auflagerbedingungen	support conditions
Auflagerfläche	area of bearing or *bearing surface*
Auflagertiefe, Auflager	bearing
Ausbreitmaß	flow table spread
Ausfachungsmauerwerk	confined masonry
Ausführung	execution
Ausgleichschicht	compensating layer
Ausmitte	eccentricity
Außenputz	rendering, external plaster
Außenschale (Außensteg/Mauersteine)	outer web or *shell*
Außenschale (Mauersteine)	outer shell
Außenschale (Mauerwerk)	external leaf
Außenwand	external wall
Außenwand	outer wall
Außergewöhnliche Einwirkung	accidental action
Außergewöhnliche Last	accidental load
Aussteifende Wand	stiffening wall
Balken	**Beam**
Bauart	type of construction
Baustellenmörtel	site-made mortar
Baustoff, Werkstoff	construction material
Bauteil mit Gurten	flanged member
Bauverfahren	method of construction
Bauwerk	construction works
Beanspruchbarkeit, Widerstand	resistance capacity
Beanspruchung	action effect or loading
Bekleidung	cladding
Belastung	load
Bemessungsdruckfestigkeit	design strength
Bemessungsmoment	design moment
Bemessungswert	design value
Berechnungsverfahren	calculation method
Beton	concrete
Bewegungsfuge	movement joint, *expansion joint*
Bewehrtes Mauerwerk	reinforced masonry
Bewehrung	reinforcement
Bewehrungsstab	reinforcement bar
Bewehrungsstahl	reinforcing steel
Biegedruckkraft	compressive bending force
Biegefestigkeit	flexural strength
Biegemoment	bending moment
Biegezugfestigkeit	flexural strength
Bindemittel	binder
Binder (Mauerstein)	header
Binderverband	header bond
Bogen	arch
Bogenschub	arch thrust
Brandschutz	fire protection

7541014/1078706875Biblio

Bruchart, Bruchtyp	failure mode
Bruchdehnung	failure strain
Bruchspannung	failure stress
Bruchzustand	ultimate limit state
Bruttofläche	gross area
Charakteristische Druckfestigkeit	**characteristic compressive strength**
Charakteristischer Wert	characteristic value
Dampfsperre	**vapour barrier**
Dauerhaftigkeit	durability
Dauerfestigkeit	fatigue strength
Decke	slab
Deckensteifigkeit	slab stiffness
Definition	definition
Dehnung	strain
Dehnungsfuge	expansion joint, *movement joint*
Dehnungsfugenabstand	spacing of movement joints
Doppelhaus	pair of semi-detached houses
Doppelhaushälfte	semi-detached house
Drei-Gelenkbogen	three-pinch-arch
Druckfestigkeit	compressive strength
Druckfestigkeit, normalisierte, von Mauersteinen	normalized compressive strength of masonry units
Druckgurt	compression face of member or *compression flange*
Druckspannung	compressive stress
Dünnbettmörtel	thin layer mortar or *thin-bed mortar*
Dünnbettmörtelfuge	thin layer joint or *thin-bed mortar joint*
Durchbiegung	Deflection
Durchbiegung eines Bogens	deflection of arch
Durchmesser der Bewehrung	diameter of reinforcement
Ebenheit	**flatness,straightness**
Edelstahl, nichtrostender Stahl	stainless steel
Effektive Stützweite	effective span
Eigengewicht	self-weight load
Eigenlast	self weight
Eignungsprüfung, Erstprüfung	initial type testing, suitability testing
Einbindelänge	embedment length
Eindringmaß	plunger penetration
Einfache Regel (Bemessung)	simple rule
Eingefaßtes Mauerwerk	confined masonry
Eingespannt	fully continuity
Einschalige Wand	single-leaf wall
Einschaliges Verblendmauerwerk	faced wall
Einspanngrad	degree of fixity
Einwirkung	action
Einwirkung von Wind	wind action
Einzelhaus	detached house
Einzellast	concentrated load
Elastische Dehnung	elastic strain
Elastizitätsmodul	modulus of elasticity
Endkriechdehnung	final creep strain
Endkriechzahl	final creep coefficient
Erdbeben	earthquake
Erdboden	ground level
Erddruck	earth pressure
Erddruck, aktiv	active earth pressure
Erddruck, passiv	passive earth pressure
Erddruckbeiwert	coefficient of earth pressure
Ergänzungsbauteile	ancillary components
Erdgeschoss	ground floor
Erstes Geschoss	first floor
Entwässerung	Drainage
Exzentrizität	Eccentricity
Fachwerk	**framework**
Fertigsturz	prefabricated lintel
Festigkeit	strength
Feuchtes Tuch	damp cloth
Feuchtesperrschicht	damp proof course
Feuchtigkeit	humidity
Feuerwiderstand	fire resistance
Flachdach	flat roof
Flansch	Flange
Fließgrenze	yield strength
Fließmörtel	grout
Formfaktor, Gestaltsfaktor (Mauerstein)	shape faktor
Freie Ecke, freier Rand	free edge
Freistehende Wand	free-standing wall
Frischmörtel	fresh mortar
Frischrohdichte	bulk density of fresh mortar
Frost-Zyklus	freezing cycle
Frosttruhe	freezing cabinet

7541014/10787806875Biblio

Frost-Tau-Widerstand	freeze-thaw-resistance
Frostwiderstand	frost resistance
Fugenglattstrich	jointing
Füllbeton	concrete infill
Gebrauchszustand	**serviceability limit state** or ***normal condition of use***
Gelenkig	simply supported
Gelenk	hinge
Geputztes Mauerwerk	rendered masonry
Geschoss	storey
Geschosshöhe	storey height
Gewölbe	vault
Giebeldach	gable roof
Giebelwand	gable wall
Gipsputz	gypsum plaster
Gleichmäßig verteilte Last	uniformly distributed load
Grenzzustand der Tragfähigkeit	ultimate limit state
Griffloch	grip hole
Grobkeramik	heavy clay
Grundwasserspiegel	groundwater level
Günstige Einwirkung	stabilizing action effect
Gurtdicke	flange thickness
Haarriss	**hair-line crack**
Haftscherfestigkeit	adhesive shear strength
Haftzugfestigkeit	tensile bond strength
Höhe der Druckzone	depth of the compression zone
Höhe der Erdanschüttung	depth of soil
Horizontale Windlast	lateral wind load
Horizontallast	horizontal load
Hydrophobierend, wasserabweisend	water repellent
In halber Wandhöhe	**at mid-height of a wall**
Innenputz	internal plaster
Innenschale (Wand)	internal leaf
Innenwand	internal wall
Innensteg (Mauerstein)	inner web (brick)
Innenwand	internal wall
Kalkmörtel	**lime mortar**
Kalksandstein	calcium silicate unit
Kalkstein	limestone
Kalk-Zement-Mörtel	lime-cement-mortar
Kapillare Wasseraufnahme	capillary water absorption
Kavernen, Ausbrüche	cavity
Kelle, Maurerkelle	trowel
Kellerwand	basement wall
Kennzeichnung, Kennzeichen	marking, mark or *labelling*
Kohäsion	cohesivity, *cohesion*
Konsistenz	consistency
Konstruktionsdetails	structural detailling
Konzentrierte Last	concentrated load
Korngröße	grain size
Korrelationskoeffizient	correlation coefficient
Korrigierbarkeitszeit	correction time
Korrosionsschutz	corrosion protection
Kriechen	creep
Kugelgelenk	ball hinge
Lagerfläche	**bed face**
Lagerfuge	bed joint
Lagerfugenbewehrung	bed joint reinforcement
Längsbewehrung	longitudinal reinforcement
Längsfuge (bei Verbandsmauerwerk)	longitudinal joint
Last	load
Läuferverband	stretcher bond
Leichtmörtel	lightweight mortar
Lichte Höhe einer Wand	clear height of a wall
Lichte Spannweite einer Decke	clear span of floor
Lichte Stützweite	clear span
Loch	hole
Loch, durch den ganzen Mauerstein durchgehend	perforation
Loch, nicht durch den Mauerstein durchgehend	cell
Lochbild	pattern of holes/*perforations*
Lösliches Salz	soluble salt
Luftgehalt	air content
Luftkalk	air lime
Mauermörtel	**masonry mortar**
Maurer	bricklayer
Mauerstein	masonry unit
Mauersteinschicht	course
Mauerwerk	masonry
Mauerwerksdehnung	strain in masonry
Mauerwerksverband	masonry bond

7541014/1078706875Biblio

Mehrfamilienhaus	apartment building or *block of flats, multiple dwelling unit, multi-storey building*
Meßgerät	measuring device
Methode der Probenahme	method of sampling
Mischweise, Mischverfahren	mixing procedure
Mittlere Druckfestigkeit	mean strength
Mörtel	mortar
Mörtel nach Eignungsprüfung	designed mortar
Mörtelart	type of mortar
Mörtelfugen	mortar joints
Mörtelschlitten	mortar sledge
Mörtelstreifen	mortar strip
Mulde, Vertiefung (in einer oder beiden Lagerflächen von Mauersteinen)	frog (depression)
Nachträgliche Verfugung	**pointing**
Neigungswinkel	angle of inclination
Nichttragende Wand	non-loadbearing wall
Normalmörtel	general-purpose mortar
Normalspannung	normal stress
Normierte Druckfestigkeit (Mauersteine)	normalized compressive strength
Nut, Feder	groove, tongue
Nutzhöhe	effective depth
Oberste Geschoßwand	**top storey wall**
Öffnung	opening
Organische Beschichtung	organic coating
Plansteine	5precision units (for thin-layer mortar)
Platte	slab
Probenahme	sampling
Pultdach	single pitch roof
Punktlast, Einzellast	point load, print load
Putz (innen)	plaster
Putzgrund	background
Qualitätskontrolle	**quality control**
Quellen	swelling
Querdehnungsbehinderung (durch die Druckplatten)	(effect) of platten restraint
Querdehnungszahl	poisson's ratio
Querschnitt	section
Querschnittsfläche einer Wand	section area of a wall
Querwand	cross wall
Reibungswiderstand	**frictional resistance**
Reihenhaus	terrace house
Reibungswinkel	angle of internal friction
Relaxation	relaxation
Resultierende Ausmitte im mittleren Fünftel der Wandhöhe	resultant eccentricity within middle fifth of the wall height
Rezeptmörtel	prescribed mortar
Ringbalken	ringbeam
Rippenstreckmetall	expanded metal meshwork
Riss	crack
Rissbild	crack pattern
Sand	**sand**
Sandstein	sandstone
Säubern	wipe clean
Säule	column
Scherfestigkeit	shear bond strength, *shear strength*
Schicht (Steinlage)	course
Schlagregen	driving rain
Schlankheit	slenderness
Schleifen (Planschleifen)	grinding
Schlitz	chase
Schnittgröße	internal action effect
Schubbewehrung	shear reinforcement
Schubfestigkeit	shear strength
Schubmodul	shear modulus
Schubspannung	shear stress
Schubwand	shear wall
Schwinden	shrinkage
Sichtmauerwerk	facing masonry
Sieblinie, Korngrößenverteilung	particle size distribution
Spannstahl	prestressing steel
Spannung	stress
Spritzwasser	splashing
Stahlbetondecke	reinforced concrete floor
Stahldehnung	strain in reinforcing steel
Standardabweichung	standard deviation
Ständige Einwirkung	permanent action

7541014/10787806875Biblio

Ständige Last	dead load
Steifigkeit	stiffness
Steildach	piched roof
Steinschicht	unit layer
Stockwerk, Geschoss	floor, storey
Stoßfuge	vertical joint, perpend joint
Streuung	scatter
Stützmauer	earth retaining wall
Stumpfstoßtechnik	butt joint technology
Sturz	lintel
Sulfatwiderstand	sulfate (sulphate) resistance
Symbol	symbol
Teil unter Druckspannung	**compressed part**
Teilsicherheitsbeiwert	partial safety factor
Textilglas-Gitter als Bewehrungsgewebe (für Mörtel)	glass fibre meshes
Ton	clay
Tragende Mauerwerkschale	load-bearing leaf
Tragende Wand	load-bearing wall
Trägheitsmoment (Flächenträgheitsmoment)	second moment of area
Tragfähigkeit	load-bearing capacity
Tragfähigkeit, Grenzzustand der	ultimate limit state
Tragsystem	structural system
Tragwerk	structure
Trockenrohdichte	bulk dry density, *dry density*
Überbindemaß	**overlap**
Unbewehrtes Mauerwerk	non-reinforced masonry
Ungewollte Ausmitte	accidental eccentricity
Ungünstige Einwirkung	destabilizing action effect
Ungünstige Wirkung	unfavourable action
Verankerung	**anchorage**
Veränderliche Einwirkung	variable action
Verarbeitbarkeit	workbility
Verarbeitbarkeitszeit	workable life
Verblender	facing brick
Verbundfestigkeit (Bewehrungsstahl)	anchorage bond strength (of reinforcing steel)
Verbundfestigkeit	bond strength
Vereinfachte Regel	simplified rule
Verformung	displacement, *deformation*
Verformungsbehinderung durch Reibung	fictional restraint
Verfüllte zweischalige Wand	grouted cavity wall
Verkehrslast	imposed load
Verzinkt (Stahl)	zine-coated
Vier-Punkt-Belastung	four-point loading
Vorbelasten	precompress
Vorgefertigte Lagerfugen-Bewehrungselemente	prefabricated bed-joint reinforcement
Vorgespannte Betondecke	prestressed concrete floor
Vorgespanntes Mauerwerk	prestressed masonry
Vormauerziegel	facing brick
Vornässen der Mauersteine	wetting masonry units
Vorsatzschale	veneer wall
Vorspannkraft	prestressing action
Wand mit Randstreifenvermörtelung der Lagerfugen	**shell bedded wall**
Wandanker	wall tie
Wandarten	wall types
Wandkopf, Wandfuß	top of a wall, bottom of a wall
Wandschale	leaf
Wandsteifigkeit	wall stiffness
Wärmeausdehnungskoeffizient	coefficient of thermal expansion
Wärmebrücke	thermal bridge
Wärmedämmung	thermal insulation
Wärmedurchlasswiderstand	thermal resistance
Wärmeleitfähigkeit	thermal conductivity
Warmdach	warm roof
Wasserabdichtende Stoffe	waterproofer
Wasseraufnahme	water absorption
Wasserdampfdurchlässigkeit	water vapour permeability
Wasserrückhaltevermögen	water retentivity
Werk-Vormörtel	premixed lime-sand-mortar
Werkmäßig hergestellter Mörtel	pre-patched mortar *or premixed mortar*
Werkmörtel	factory-made mortar

7541014/1078780687 5Biblio

Ständige Last	dead load
Steifigkeit	stiffness
Steildach	piched roof
Steinschicht	unit layer
Stockwerk, Geschoss	floor, storey
Stoßfuge	vertical joint, perpend joint
Streuung	scatter
Stützmauer	earth retaining wall
Stumpfstoßtechnik	butt joint technology
Sturz	lintel
Sulfatwiderstand	sulfate (sulphate) resistance
Symbol	symbol
Teil unter Druckspannung	**compressed part**
Teilsicherheitsbeiwert	partial safety factor
Textilglas-Gitter als Bewehrungsgewebe (für Mörtel)	glass fibre meshes
Ton	clay
Tragende Mauerwerkschale	load-bearing leaf
Tragende Wand	load-bearing wall
Trägheitsmoment (Flächenträgheitsmoment)	second moment of area
Tragfähigkeit	load-bearing capacity
Tragfähigkeit, Grenzzustand der	ultimate limit state
Tragsystem	structural system
Tragwerk	structure
Trockenrohdichte	bulk dry density, *dry density*
Überbindemaß	**overlap**
Unbewehrtes Mauerwerk	non-reinforced masonry
Ungewollte Ausmitte	accidental eccentricity
Ungünstige Einwirkung	destabilizing action effect
Ungünstige Wirkung	unfavourable action
Verankerung	**anchorage**
Veränderliche Einwirkung	variable action
Verarbeitbarkeit	workbility
Verarbeitbarkeitszeit	workable life
Verblender	facing brick
Verbundfestigkeit (Bewehrungsstahl)	anchorage bond strength (of reinforcing steel)
Verbundfestigkeit	bond strength
Vereinfachte Regel	simplified rule
Verformung	displacement, *deformation*
Verformungsbehinderung durch Reibung	fictional restraint
Verfüllte zweischalige Wand	grouted cavity wall
Verkehrslast	imposed load
Verzinkt (Stahl)	zine-coated
Vier-Punkt-Belastung	four-point loading
Vorbelasten	precompress
Vorgefertigte Lagerfugen-Bewehrungselemente	prefabricated bed-joint reinforcement
Vorgespannte Betondecke	prestressed concrete floor
Vorgespanntes Mauerwerk	prestressed masonry
Vormauerziegel	facing brick
Vornässen der Mauersteine	wetting masonry units
Vorsatzschale	veneer wall
Vorspannkraft	prestressing action
Wand mit Randstreifenvermörtelung der Lagerfugen	**shell bedded wall**
Wandanker	wall tie
Wandarten	wall types
Wandkopf, Wandfuß	top of a wall, bottom of a wall
Wandschale	leaf
Wandsteifigkeit	wall stiffness
Wärmeausdehnungskoeffizient	coefficient of thermal expansion
Wärmebrücke	thermal bridge
Wärmedämmung	thermal insulation
Wärmedurchlasswiderstand	thermal resistance
Wärmeleitfähigkeit	thermal conductivity
Warmdach	warm roof
Wasserabdichtende Stoffe	waterproofer
Wasseraufnahme	water absorption
Wasserdampfdurchlässigkeit	water vapour permeability
Wasserrückhaltevermögen	water retentivity
Werk-Vormörtel	premixed lime-sand-mortar
Werkmäßig hergestellter Mörtel	pre-patched mortar *or premixed mortar*
Werkmörtel	factory-made mortar

7541014/1078780687 5Biblio

Werkseigene Produktionskontrolle	factory production control
Werksmäßig hergestellter Mörtel (Silokammer-Mörtel)	semi-finished factory-made mortar
Widerstandsmoment	section modulus
Windeinwirkung	wind action
Windlast	wind load
Wirksame Höhe	effective height
Wirksame Querschnittsfläche einer Wand	effective area of a wall
Zahnkelle	**notched trowel**
Zementmörtel	cement mortar
Zentrisch belastet	axially loaded
Ziegel	brick
Ziegelei, Ziegelwerk	brickworks
Zugbänder	tension straps
Zugbewehrung	reinforcement in tension
Zugfestigkeit	tensile strength
Zulassung	technical approval
Zusatzmittel	admixture
Zusatzstoff	addition
Zuschlag	aggregate
Zweischalige Wand	double-leaf wall
Zweischalige Wand mit Luftschicht, mit Luftschicht und Wärmedämmung oder mit Kerndämmung	cavity wall
Zweischalige Wand mit Schalenfuge	double-leaf wall (collar jointed)

7541014/1078706875Biblio

3 Literaturverzeichnis

Literatur zu Beitrag A: Grundlagen

Brameshuber u.a. – 06	Brameshuber, W.; Graubohm, M.; Schmidt, U.: Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk, Teil 4: Scherfestigkeit. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. – In: Mauerwerk-Kalender 31 (2006), S. 193–226
[Brameshuber/Graubohm – 10]	Brameshuber, W.; Graubohm, M.: Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk – Teil 5: Druckfestigkeit – Regelungen nach DIN 1053. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. – In: Mauerwerk-Kalender 35 (2010), S. 27–44
[EU-BauPVO – 13]	Europäische Bauproduktenverordnung vom 01.07.2013. Verordnung zur Festlegung harmonisierter Bedingungen für die Vermarktung von Bauprodukten
[Graubner u. a. – 05]	Graubner, C.-A.; Kranzler, T.; Schubert, P.: Simon, E.: Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk – Teil 3: Schubfestigkeit von Mauerwerksscheiben. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. In: Mauerwerk-Kalender 30 (2005), S. 7–88
[Kirtschig/Meyer – 89]	Kirtschig, K.; Meyer, J.: Baukostendämpfung durch Ermittlung des Einflusses der Güte der Ausführung auf die Druckfestigkeit von Mauerwerk. IRB-Verlag, Stuttgart (1989). In: Forschungsbericht F 2141
[Knöfel/Schubert – 93]	Knöfel, D.; Schubert, P. (Hrsg.): Handbuch „Mörtel und Steinergänzungsstoffe in der Denkmalpflege“, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1993
[Leitlinien „Verputzen“ – 07]	Leitlinien für das Verputzen von Mauerwerken und Beton. Grundlagen für die Planung, Gestaltung und Ausführung. Industrieverband Werk Mörtel (Hrsg.), Duisburg. Bau + Technik GmbH, Düsseldorf 2007
[Mann – 83]	Mann, W.: Druckfestigkeit von Mauerwerk; eine statistische Auswertung von Versuchsergebnissen in geschlossener Darstellung mit Hilfe von Potenzfunktionen. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. In: Mauerwerk-Kalender 8 (1983), S. 687–699
[Mann – 92]	Mann, W.: Zug- und Biegezugfestigkeit von Mauerwerk – theoretische Grundlagen und Vergleich mit Versuchsergebnissen. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. – In: Mauerwerk-Kalender 17 (1992), S. 601–607
[Mann/Müller – 85]	Mann, W.; Müller, H.: Schubtragfähigkeit und Schubnachweis von gemauerten Wänden. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. In: Mauerwerk-Kalender 10 (1985), S. 95–114
[Merkblatt „Außenputz“ – 10]	Außenputz auf Ziegelmauerwerk – einfach, sicher, wirtschaftlich. Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel im BV der Deutschen Ziegelindustrie e. V., Bonn 2010
[Metje – 84]	Metje, W.-R.: Zum Einfluss des Feuchtigkeitszustandes der Steine bei der Verarbeitung auf das Trag- und Verformungsverhalten von Mauerwerk. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. In: Mauerwerk-Kalender 9 (1984), S. 679 – 687
[Riechers – 02]	Riechers, J.: Mörtel – Teil 1: Mauermörtel. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. In: Mauerwerk-Kalender 27 (2002), S. 123–154
[Riechers – 05]	Riechers, J.: Mauermörtel. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. In: Mauerwerk-Kalender 30 (2005), S. 149–177
[Schmidt/Schubert – 04]	Schmidt, U.; Schubert, P.: Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk; Teil 2: Biegezugfestigkeit. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. In: Mauerwerk-Kalender 29 (2004), S. 31–63
[Schubert/Schmidt – 90]	Schubert, P.; Schmidt, S.: Zum Einfluss des Feuchtegehaltes von Mauersteinen auf deren Druckfestigkeit. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. In: Mauerwerk-Kalender 15 (1990), S. 499–505
[Schubert u. a. – 92]	Schubert, P.; Fitzner, B.; Schwab, O.; Zallmanzig, J.: Mauerwerk aus Tuffstein: Empfehlungen für Erhaltungsmaßnahmen an historischen Gebäuden. LBB Landesinstitut für Bauwesen und angewandte Bauschadensforschung, 1992-2.14
[Schubert u. a. 93]	Schubert, P.; Dominik, A.; Meyer, U.; Fitzner B.; Heuser, H.: Instandsetzung von Natursteinmauerwerk im Fassadenbereich. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. In: Mauerwerk-Kalender (1993), S. 635–655

7541014/10787806875Biblio

[Schubert – 85/1] Schubert, P.: Zur Druckfestigkeit von Mauerwerk aus künstlichen Steinen. Bauverlag, Wiesbaden 1985. In: Baustoffe, 85, S. 203–210

[Schubert – 85/2] Schubert, P.: Einfluss von Leichtmörtel auf die Tragfähigkeit und Verformungseigenschaften von Mauerwerk. In: Ziegelindustrie 38 (1985), Nr. 6, S. 327–335

[Schubert – 93] Schubert, P.: Putz auf Leichtmauerwerk, Eigenschaften von Putzmörteln. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. – In: Mauerwerk-Kalender 18 (1993), S. 657–666

[Schubert – 95] Schubert, P.: Beurteilung der Druckfestigkeit von ausgeführtem Mauerwerk aus künstlichen Steinen und Natursteinen. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. In: Mauerwerk-Kalender 20 (1995), S. 687–701

[Schubert – 01] Schubert, P.: Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk, Teil 1: Längsdruckfestigkeit von Mauerwerk und Mauersteinen. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. In: Mauerwerk-Kalender 26 (2001), S. 75–88

[Schubert – 06] Schubert, P.: Außenputz auf Mauerwerk – Vermeiden schädlicher Risse. In: Zeitschrift Mauerwerk Nr. 10 (2006), S. 87–101

[Schubert – 09] Schubert, P.: Festigkeit und Verformungseigenschaften unter Zugbeanspruchung. In: Mauerwerk 13 (2009), Nr. 6, S. 364–370

[Schubert – 10] Schubert, P.: Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen, Mauermörtel und Putzmörtel. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. – In: Mauerwerk-Kalender 35 (2010), S. 3–25

[Schubert – 11] Schubert, P.: Prüfung der Druckfestigkeit von Außenputz. In: Mauerwerk 15 (2011), Nr. 3, S. 140–144

[Warnecke u. a. – 95] Warnecke, P.; Rostasy, F. S.; Budelmann, H.: Tragverhalten und Konsolidierung von Wänden und Stützen aus historischem Natursteinmauerwerk. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. In: Mauerwerk-Kalender 20 (1995), S. 623–660

[Wenzel – 95] Wenzel, F.: Mauerwerkinstandsetzung bei historisch bedeutsamen Bauwerken. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. In: Mauerwerk-Kalender 20 (1995), S. 613–622

[WTA-Merkblatt – 96] Sanierputzsysteme. WTA-Merkblatt 2-9-04/D, überarbeitete Fassung Oktober 2004, Wissenschaftlich-Technischer Arbeitskreis für Denkmalpflege und Bauwerksanierung e. V. (Hrsg.), Baierbrunn

[WTA-Merkblatt – 08] Beurteilung und Instandsetzung gerissener Putze an Fassaden. WTA-Merkblatt 2-4-08/D, 2008. Wissenschaftlich-Technischer Arbeitskreis für Denkmalpflege und Bauwerksanierung e. V. (Hrsg.), Baierbrunn

Literatur zu Beitrag B6: Abdichtung von Mauerwerk

[RI-FSP – 04] Richtlinie für fachgerechte Planung und Ausführung des Fassadensockelputzes sowie des Anschlusses der Außenanlage. Hrsg.: Verband Gargen-Landschafts- und Sportplatzbau, Fachverband der Stuckateure für Ausbau und Fassade, Ausgabe 2004

[RI-KMB – 10] Richtlinie für die Planung und Ausführung von Abdichtungen mit kunststoffmodifizierten Bitumendickbeschichtungen (KMB) – erdberührte Bauteile – Hrsg.: Deutsche Bauchemie e. V., Mai 2010

[RI-MDS – 06] Richtlinie für die Planung und Ausführung von Abdichtungen erdberührter Bauteile mit flexiblen Dichtungsschlämmen, Hrsg.: Deutsche Bauchemie e. V., April 2006

[RI-WU – 03] DAfStb-Richtlinie für wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie). Hrsg.: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin 11-2003

Literatur zu Beitrag B7: Zweischalige Außenwände aus Mauerwerk nach EC 6

[Altaha – 03/1] Altaha, N.: Zweischalige Außenwände – wärmetechnische Fassadensanierung mit Sichtmauerwerk nach der neuen EnEV, Mauerwerk 7 (2003), Nr. 6, S. 210–214

7541014/10787806875Biblio

[Xella] Xella Technologie- und Forschungsgesellschaft mbH, Hohes Steinfeld 1, 14797 Kloster Lehnin

[ZW Englert] Ziegelwerk Englert GmbH, Krautheimer Str. 8, 97509 Zeilitzheim

[Z 949 – 13] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-17.1-949 vom 25.02.2013 für Mauerwerk aus Mauertafeln, hergestellt unter Verwendung allgemein bauaufsichtlich zugelassener Block-, Plan-Füll- und Planziegel; Antragsteller: Güteschutz Ziegelmontagebau e. V.

Literatur zu Beitrag C: Brandschutz

[Europäische Kommission 603 – 96] Europäisches Amtsblatt L267; Europätische Kommission, Entscheidung Nr. 96/603/EG vom 19.10.1996; Luxemburg 1996

[Europäische Kommission 147 – 00] Europäisches Amtsblatt L50/14; Europäische Kommission, Entscheidung Nr. 2000/147/EG vom 08.02.2000; Luxemburg 2000

[Fire Prevention – 86] Fire Prevention, Ausgabe Nr. 189, 1986

[Hosser/Wesche – 96] Hosser, D.; Wesche, J.: Brandschutz im Ziegelbau. In: Wienerberger Baukalender 1997, S. 367–387, Werner Verlag, Düsseldorf 1996

[Musterbauordnung – 12] Musterbauordnung (MBO), Fassung 11.02, zuletzt geändert 09.12

[Paish/Woodrow – 10] Paish, T.; Woodrow, B. (Hrsg.): The Geneva Association; World Fire Statistics 26, October 2010, Genf 2010

[Wilmot – 99] Wilmot, R.T.D.: United Nations Fire Statistics Study, World Fire Statistics Centre Bulletin, Geneva Association, 09.1999

Literatur zu Beitrag D

[Berner – 13] Berner, K.: Kapitel „Baustatik“ im Holschemacher: „Entwurfs- und Berechnungstafeln, 6. Auflage 2013, Bauwerk-Edition im Beuth Verlag, Berlin 2013

[Graubner u. a. – 14] Graubner, C.-A.; Schmidt, M.; Förster, V.: Praxisbeispiel: Nachweis einer Aussteifungsscheibe aus unbewehrtem Mauerwerk, in „Mauerwerksbau aktuell 2014“, Bauwerk-Edition im Beuth Verlag, Berlin 2014

[Mann – 90] Mann, W.: Abschnitt „Grundlagen für die ingenieurmäßige Bemessung von Mauerwerk nach DIN 1053, Teil 2“, Mauerwerk Kalender 1990, Verlag Ernst & Sohn, Berlin

[Milbrandt – 87] Milbrandt, E.: Beitrag „Aussteifende Holzbalkendecken im Mauerwerksbau“, Informationsdienst Holz, Düsseldorf 1987

[Schneider – 01] Schneider, K.-J. (Hrsg.): Baustellen-Tafeln, Bauwerk Verlag, Berlin 2001

[Schneider – 14] Schneider, K.-J.: Kapitel „Baustatik“ in Schneider: Bautaubellen für Ingenieure, 21. Auflage, Werner Verlag/Bundesanzeiger Verlag, Neuwied/Köln 2014

[Schneider/Schoch – 08] Schneider, K.-J.; Schoch, T.: Beitrag „Statischer Nachweis von dünnen Außenwänden aus Mauerwerk“ in Mauerwerksbau aktuell – Praxishandbuch 2008 für Architekten und Ingenieure, Bauwerk Verlag, Berlin 2008

Literatur zu Beitrag E

[Glitza 85] Glitza, H.: Zum Kriechen von Mauerwerk. In: Bautechnik 62 (1985), Nr. 12, S. 415–418

[König/Fischer – 91] König, G.; Fischer, A.: Vermeiden von Schäden im Mauerwerk- und Stahlbetonbau. Bundesminister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, Darmstadt 1991, Abschlussbericht

7541014/10787806875Biblio

[Leonhardt – 85] Leonhardt, F.: Zur Behandlung von Rissen im Beton in den deutschen Vorschriften. In: Beton- und Stahlbetonbau, Berlin (Sonderdruck) 80 (1985), Nr. 7, S. 179–184, Nr. 8, S. 209–215

[Mann – 92] Mann, W.: Zug- und Biegezugfestigkeit von Mauerwerk – theoretische Grundlagen und Vergleich mit Versuchsergebnissen. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. – In: Mauerwerk-Kalender 17 (1992), S. 601–607

[Merkblatt DGfM – 08] „Nichttragende innere Trennwände aus Mauerwerk“, Deutsche Gesellschaft für Mauerwerksbau e. V. (DGfM), Berlin; 4. Aufl. 2008

[Meyer – 96] Meyer, U.: Zur Rissbreitenbeschränkung durch Lagerfugenbewehrung in Mauerwerksbauteilen. Aachen 1996 (Aachener Beiträge zur Bauforschung). Hrsg.: Institut für Bauforschung der RWTH Aachen, Verlag Augustinus Buchhandlung, Bd. 6, 1996

[Pfefferkorn – 96] Pfefferkorn, W.: Rissschäden an Mauerwerk: Ursachen erkennen – Rissschäden vermeiden, 2. Auflage, IRB-Verlag, Stuttgart. In: Schadenfreies Bauten (1996), Bd. 7

[Schmidt/Schubert – 04] Schmidt, U.; Schubert, P.: Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk; Teil 2: Biegezugfestigkeit. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. In: Mauerwerk-Kalender 29 (2004), S. 31–63

[Schubert – 88] Schubert, P.: Zur rissfreien Wandlänge von nichttragenden Mauerwerkwänden. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. In: Mauerwerk-Kalender 13 (1988), S. 473–488

[Schubert – 92] Schubert, P.: Formänderungen von Mauersteinen, Mauermörtel und Mauerwerk. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. In: Mauerwerk-Kalender 17 (1992), S. 623–637

[Schubert – 93] Schubert, P.: Putz auf Leichtmauerwerk, Eigenschaften von Putz-mörteln. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. – In: Mauerwerk-Kalender 18 (1993), S. 657–666

[Schubert – 96] Schubert, P.: Vermeiden von schädlichen Rissen in Mauerwerkbauteilen. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. In: Mauerwerk-Kalender 21 (1996), S. 621–651

[Schubert – 97] Schubert, P.: Biegezugfestigkeit von Mauerwerk – Untersuchungs-ergebnisse an kleinen Wandprüfkörpern. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. – In: Mauerwerk-Kalender 22 (1997), S. 611–628

[Schubert – 01] Schubert, P.: Beitragsserie Schadenfreies Bauen mit Mauerwerk; Thema 1: Innen- und Außenwände – Risse durch zu große Verformungsunterschiede in vertikaler Richtung. In: Mauerwerk 5 (2001), Nr. 1, S. 35–38

[Schubert – 02] Schubert, P.: Schadenfreies Konstruieren mit Mauerwerk; Teil 1: Formänderungen von Mauerwerk – Nachweisverfahren, Untersuchungsergebnisse, Rechenwerte. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. In: Mauerwerk-Kalender 27 (2002), S. 313–331

[Schubert – 07] Schubert, P.: Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen und Mauermörtel. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. In: Mauerwerk-Kalender 32 (2007), S. 3–24

[Schubert – 09] Schubert, P.:Mauerwerk – Risse und Ausführungsmängel vermeiden und instandsetzen, 2., erweiterte Auflage. Fraunhofer IRB-Verlag, Stuttgart 2009

[Schubert – 09] Schubert, P.: Festigkeit und Verformungseigenschaften unter Zugbeanspruchung. In: Mauerwerk 13 (2009), Nr. 6, S. 364–370

[Schubert – 10] Schubert, P.: Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen, Mauermörtel und Putzmörtel. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. – In: Mauerwerk-Kalender 35 (2010), S. 3–25

[Schubert – 13] Schubert, P.: Vermeiden von schädlichen Rissen im Mauerwerk; Betonringanker und Betonringbalken auf Mauerwerkswänden. In: Mauerwerksbau – aktuell 2013, S. A.27–A.64

[Zilch u. a. – 06] Zilch, K.; Schermer, D.; Grabowski, S. ; Scheufler W.: Aktuelle Forschungsergebnisse zur Vermeidung von Rissschäden im Bereich des Wand-Deckenknotens. Mauerwerk 10 (2006), Nr. 6, S. 245–251

7541014/10787806875Biblio

Literatur zu Beitrag F: Erdbeben

[ANDIL Wall – 11] Programm für den Verformungsbasierten Nachweis von Mauerwerksbauten (italienisch), [su]http://www.crsoft.it/andilwall/, Stand 2011

[ATC-40 – 96] Applied Technology Council (ATC): Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol 1, 1996

[Bachmann – 02] Bachmann, H.: Erdbebensicherung von Bauwerken, 2. überarbeitete Auflage, Birkhäuser Verlag, Basel 2002

[Brencich u.a. – 98] Brencich, A.; Gambarotta, L.; Lagomarsino, S. : A macroelement approach to the three-dimensional seismic analysis of masonry buildings, 11th European Conference an Earthquake Engineering, NL-Rotterdam 1998

[Butenweg, Gellert u.a. – 10] Butenweg, C.; Gellert, C.; Meyer, U.: Erdbebenbemessung bei Mauerwerksbauten, Mauerwerk-Kalender 2010, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2010

[Chen u.a. – 08] Chen, S. -Y.; Moon, F.L.; Yi, T.: A macroelementfort he nonlinear analysis of in-plane unreinforced masonry piers, Engineering Structures Vol. 30, pp. 2242–2252, 2008

[3muri – 11] Programm für den verformungsbasierten Nachweis von Mauerwerksbauten. *http://www.ing-ware.ch/3muri/index.html,* Stand 2011

[FEMA 273 – 97] FEMA 273: Applied Technology Council (ATC). NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Redwood City (USA) 1997

[FEMA 356 – 00] FEMA 356: Applied Technology Council (ATC), Publication No. 356, Prestandard and Commentary fort he seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington D.C. (USA), 2000

[Gellert – 10] Gellert, C.: Nichtlinearer Nachweis von unbewehrten Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung. Dissertation, Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen 2010

[Magenes – 06] Magenes, G.: Masonry building design in seismic areas: Recent experiences and prospects from a European standpoint. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, CH-Geneva 2006

[Meskouris u.a. – 04] Meskouris, K.; Brüstle, W.; Schüter, F.-H.: Neufassung der Norm DIN 4149, Bauingenieur, Band 79, S. 3–8, 2004

[Meskouris u.a. – 08] Meskouris, K.; Butenweg, C.; Gellert, C.: Erdbebensicher bauen: Kalksandstein, Verlag Bau + Technik GmbH, 2008

[Meskouris u.a. – 11] Meskouris, K.; Hinzen, K.G.; Butenweg, C.; Mistler, M.: Bauwerke und Erdbeben – Grundlagen, Anwendung, Beispiele, 3., überarbeitete Auflage, Vieweg Verlag, Wiesbaden 2011

[MINEA – 12] MINEA: Programm für die Berechnung von dandausgesteiften Systemen. SDA-engineering GmbH, Herzogenrath 2012

[MINEA – 13] MINEA Research: Programm für die Berechnung von wandausgesteiften Systemen, Entwicklerversion, Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RTHW Aachen 2013

[Morandi – 06] Morandi, P.: Inconsistencies in codified procedures for seismic design of masonry buildings. Dissertation, Rose School, I-Pavia 2006

[Müller, Keintzel – 78] Müller, F.P.; Keintzel, E.: Erdbebensicherung von Hochbauten, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1978

[Norda, Butenweg – 11] Norda, H.; Butenweg, C.: Möglichkeiten und Grenzen der Anwendbarkeit statisch nichtlinearer Verfahren nach DIN EN 1998-1, Der Bauingenieur, Band 86, September 2011

[Schüßler – 10] Schüßler, C.: Vergleich verformungsbasierter Verfahren zur Berechnung von Mauerwerksbauten in Erdbebengebieten. Bachelorarbeit, Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen 2010

[Schwarz – 98] Schwarz, J.: Festlegung effektiver Beschleunigungen für probabilistische Gefährdungszonenkarten im Zusammenhang mit der nationalen Anwendung des Eurocode 8, DBEB – Publikation Nr. 9, Hrsg. S. A. Savidis, 1998

7541014/10787806875Biblio

Literatur zu Beitrag G: Ausführung von Mauerwerk

[Bisotherm]	Bisotherm GmbH, Eisenbahnstr. 12, 56218 Mühlheim-Kärlich
[BV – KSI]	Bundesverband Kalksandsteinindustrie e. V., Entenfangweg 15, 30419 Hannover
[BV – Porenbeton]	Bundesverband Kalksandsteinindustrie e. V., Entenfangweg 15, 30419 Hannover
[Homann – 08]	Homann, M: Porenbeton-Handbuch, 6. Auflage. Bauverlag, Gütersloh 2008
[Merkblatt – 94]	Verblendmauerwerk mit Werkmörtel. Bundesverband der Deutschen Mörtel-Industrie e. V., 1994
[Meyer – 05]	Meyer, U.: Teil 2: Mauerwerk aus Mauerziegeln. Mauerwerk 9 (2005), Heft 2, S. 57–60
[Neunast/Lange – 01]	Neunast, A.; Lange, F.: Leichtbeton-Handbuch. Fachvereinigung Leichtbeton e. V., Bau + Technik, Düsseldorf 2001
[PKA – 12]	Kalksandstein. Planung, Konstruktion, Ausführung. Bundesverband Kalksandsteinindustrie e. V. (Hrsg.), Hannover, 5. Auflage, 2012
[Schubert/Meyer-1 – 05]	Schubert, P.; Meyer, G.: Dünnbettmauerwerk aus Plansteinen, Planelementen – sachgerechte, qualitätssichernde Ausführung; Teil 1: Mauerwerk aus bindemittelgebundenen Steinen. Mauer-werk 9 (2005), Heft 2, S. 51–56
[Schubert/Meyer-2 – 06]	Schubert, P.; Meyer, U.: Ausführung von Planziegel-Mauerwerk mit Dünnbettmörtel. Mauerwerk 10 (2006), Heft 5, S. 190–195
[Wienerberger]	Wienerberger GmbH, Oldenburger Allee 26, 30659 Hannover
[Zweischalige Wand]	Zweischalige Wand – Bauen mit Backstein. Initiative Zweischalige Wand – Bauen mit Backstein (Hrsg.), Münster

Literatur zu Beitrag H: Nachhaltig Bauen

[Bahr/Lennerts 5]	Bahr, C; Lennerts, K.: Lebens- und Nutzungsdauer von Bauteilen, Studie im Auftrag des BBSR und BBR, *www.bbsr.de*
[DGNB 4]	Deutsche Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen e. V., *www.dgnb.de*
[Graubner/Knauff 6]	Graubner, C.-A.; Knauff, A.: Ökobilanzstudie Gegenüberstellung „Massivbauweise/Holzbauweise“ im Auftrag von MASSIV MEIN HAUS e. V., *www.massiv-mein-haus.de/broschueren/forschungsberichte*
[Graubner/Schneider 8 – 08]	Graubner, C.-A.; Schneider, C.: Deutsches Gütesiegel Nachhaltiges Bauen – Herausforderungen für den Mauerwerksbau; Mauerwerk 12, Heft 5, S. 224–234, 2008
[Lahme 7]	Lahme, A.: ALware Braunschweig: Einfluss von Wärmespeichermassen auf den Energiebedarf und den sommerlichen Wärmeschutz; *www.massiv-einhaus.de/broschueren/forschungsberichte*
[NAWOB 1]	Verein zur Förderung der Nachhaltigkeit im Wohnungsbau; *www.nawob.de*
[Nachhaltiges Bauen 2]	Informationsportal Nachhaltiges Bauen; *www.nachhaltigesbauen.de*
[Pauli/Moldan 10 – 00]	Pauli, P.; Moldan, D.: Reduzierung hochfrequenter Strahlung im Bauwesen. Baustoffe und Abschirmmaterialien; Universität der Bundeswehr, Neubiberg 2000
[Sedlbauer/Wittstock/ Fischer 9 11]	Sedlbauer, K.; Wittstock, B.; Fischer, M.: Die Zukunft ist da – Nachhaltigkeit im Bauwesen; wksb 65/2011, Ludwigshafen 2011
[Wohnwertbarometer 3]	Wohnwertbarometer; *www.wohnwert-barometer.de*

7541014/10787806875Biblio

4 Normenverzeichnis

Zu Kapitel A Grundlagen

Dokument	Ausgabe	Titel
DIN 105-5	2013-06	Mauerziegel – Teil 5: Leichtlanglochziegel und Leichtlanglochziegelplatten
DIN 105-6	2013-06	Mauerziegel – Teil 6: Planziegel
DIN 105-100	2012-01	Mauerziegel – Teil 100: Mauerziegel mit besonderen Eigenschaften
DIN V 106	2005-10	Kalksandsteine mit besonderen Eigenschaften
DIN 1053-1	1996-11	Ersetzt durch (siehe): DIN EN 1996-1-1 + NA
DIN 1053-4	2013-04	Mauerwerk – Teil 4: Fertigbauteile
DIN 1164-10	2013-03	Zement mit besonderen Eigenschaften – Teil 10: Zusammensetzung, Anforderungen und Übereinstimmungsnachweis von Zement mit niedrigem wirksamen Alkaligehalt
DIN 1168-1	1986-01	Ersetzt durch (siehe): DIN EN 12860 und DIN EN 13279-1
DIN 4108-3	2001-07	Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden – Teil 3: Klimabedingter Feuchteschutz; Anforderungen, Berechnungsverfahren und Hinweise für Planung und Ausführung
DIN 4108-3 Berichtigung 1	2002-04	Berichtigungen 1 zu DIN 4108-3:2001-07
E DIN 4108-3	2012-01	Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden – Teil 3: Klimabedingter Feuchteschutz – Anforderungen, Berechnungsverfahren und Hinweise für Planung und Ausführung
DIN 4108-4	2013-02	Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden – Teil 4: Wärme- und feuchteschutztechnische Bemessungswerte
DIN 4172	1955-07	Maßordnung im Hochbau
DIN 18202	2013-04	Toleranzen im Hochbau – Bauwerke
DIN 18554-1	1985-12	Ersetzt durch (siehe): DIN EN 1052-1
DIN 18555-3	1982-09	Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln; Festmörtel; Bestimmung der Biegezugfestigkeit, Druckfestigkeit und Rohdichte
DIN 18555-4	1986-03	Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln; Festmörtel; Bestimmung der Längs- und Querdehnung sowie von Verformungskenngrößen von Mauermörteln im statischen Druckversuch
DIN 18555-5	1986-03	Ersetzt durch (siehe): DIN EN 1052-3
DIN 18555-9	1999-09	Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln – Teil 9: Festmörtel; Bestimmung der Fugendruckfestigkeit
DIN 18558	1985-01	Kunstharzputze; Begriffe, Anforderungen, Ausführung
DIN 20000-401	2012-11	Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken – Teil 401: Regeln für die Verwendung von Mauerziegeln nach DIN EN 771-1:2011-07
DIN V 4165-100	2005-10	Porenbetonsteine – Teil 100: Plansteine und Planelemente mit besonderen Eigenschaften
DIN V 18004	2004-04	Anwendungen von Bauprodukten in Bauwerken – Prüfverfahren für Gesteinskörnungen nach DIN V 20000-103 und DIN V 20000-104

7541014/10787806875Biblio

Dokument	Ausgabe	Titel
DIN V 18151-100	2005-10	Hohlblöcke aus Leichtbeton – Teil 100: Hohlblöcke mit besonderen Eigenschaften
DIN V 18152-100	2005-10	Vollsteine und Vollblöcke aus Leichtbeton – Teil 100: Vollsteine und Vollböcke mit besonderen Eigenschaften
DIN V 18153-100	2005-10	Mauersteine aus Beton (Normalbeton) – Teil 100: Mauersteine mit besonderen Eigenschaften
DIN V 18550	2005-04	Putz und Putzsysteme – Ausführung
DIN V 18580	2007-03	Mauermörtel mit besonderen Eigenschaften
DIN V 20000-412	2004-03	Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken – Teil 412: Regeln für die Verwendung von Mauermörtel nach DIN EN 998-2:2003-09
DIN EN 197-1	2011-11	Zement – Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement
DIN EN 771-1	2011-07	Festlegungen für Mauersteine – Teil 1: Mauerziegel
DIN EN 771-2	2011-07	Festlegungen für Mauersteine – Teil 2: Kalksandsteine
DIN EN 771-3	2011-07	Festlegungen für Mauersteine – Teil 3: Mauersteine aus Beton (mit dichten und porigen Zuschlägen)
DIN EN 771-4	2011-07	Festlegungen für Mauersteine – Teil 4: Porenbetonsteine
DIN EN 771-5	2011-07	Festlegungen für Mauersteine – Teil 5: Betonwerksteine
DIN EN 771-6	2011-07	Festlegungen für Mauersteine – Teil 6: Natursteine
DIN EN 934-2	2012-08	Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpressmörtel – Teil 2: Betonzusatzmittel – Definitionen, Anforderungen, Konformität, Kennzeichnung und Beschriftung
DIN EN 998-1	2010-12	Festlegungen für Mörtel im Mauerwerksbau – Teil 1: Putzmörtel
DIN EN 998-2	2010-12	Festlegungen für Mörtel im Mauerwerksbau – Teil 2: Mauermörtel
DIN EN 1015-9	2007-05	Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk – Teil 9: Bestimmung der Verarbeitbarkeitszeitund der Korrigierbarkeitszeit von Frischmörtel
DIN EN 1015-10	2007-05	Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk – Teil 10: Bestimmung der Trockenrohdichte vonFestmörtel
DIN EN 1015-11	2007-05	Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk – Teil 11: Bestimmung der Biegezug- und Druckfestigkeit von Festmörtel
DIN EN 1015-12	2000-06	Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk – Teil 12: Bestimmung der Haftfestigkeit von erhärteten Putzmörteln
DIN EN 1015-18	2003-03	Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk – Teil 18: Bestimmung der kapillaren Wasseraufnahme von erhärtetem Mörtel (Festmörtel)
DIN EN 1015-19	2005-01	Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk – Teil 19: Bestimmung der Wasserdampfdurchlässigkeit von Festmörteln aus Putzmörteln
DIN EN 1015-21	2003-03	Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk – Teil 21: Bestimmung der Verträglichkeit von Einlagenputzmörteln mit Untergründen
DIN EN 1052-1	1998-12	Prüfverfahren für Mauerwerk – Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit
DIN EN 1052-3	2007-06	Prüfverfahren für Mauerwerk – Teil 3: Bestimmung der Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit)
DIN EN 1052-5	2005-06	Prüfverfahren für Mauerwerk – Teil 5:Bestimmung der Biegehaftzugfestigkeit

7541014/10787806875Biblio

Dokument	Ausgabe	Titel
DIN EN 1745	2012-07	Mauerwerk und Mauerwerksprodukte – Verfahren zur Bestimmung von wärmeschutztechnischen Eigenschaften
DIN EN 1996-1-1	2013-02	Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk
DIN EN 1996-1-1/NA	2012-05	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk
E DIN EN 1996-1-1/NA/A1	2013-07	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Änderung 1
DIN EN 1996-1-2	2011-04	Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall
DIN EN 1996-1-2/NA	2013-06	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall
DIN EN 1996-2	2010-12	Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk
DIN EN 1996-2/NA	2012-01	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk
DIN EN 1996-3	2010-12	Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten
DIN EN 1996-3/NA	2012-01	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten
E DIN EN 1996-3/NA/A1	2013-07	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten; Änderung 1
DIN EN 12620	2013-07	Gesteinskörnungen für Beton
DIN EN 13055-1	2002-08	Leichte Gesteinskörnungen – Teil 1: Leichte Gesteinskörnungen für Beton, Mörtel und Einpressmörtel
DIN EN 13055-1 Berichtigung 1	2004-12	Berichtigungen zu DIN EN 13055-1:2002-08
DIN EN 13139	2013-07	Gesteinskörnungen für Mörtel
DIN EN 13501-1	2010-01	Klassifizierung von Bauprodukten und Bauarten zu ihrem Brandverhalten – Teil-1: Klassifizierung mit den Ergebnissen aus den Prüfungen zum Brandverhalten von Bauprodukten

7541014/10787806875Biblio

Zu Kapitel B: Abschnitt 1–5 Bauphysik

Dokument	Ausgabe	Titel
DIN 4102-1	1998-05	Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen – Teil 1:Baustoffe; Begriffe, Anforderungen und Prüfungen
DIN 4102-2	1977-09	Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Bauteile, Begriffe, Anforderungen und Prüfungen
DIN 4102-3	1977-09	Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Brandwände und nichttragende Außenwände, Begriffe, Anforderungen und Prüfungen
DIN 4102-4	1994-03	Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile
DIN 4102-4/A1	2004-11	Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile; Änderung 1
DIN 4102-9	1990-05	Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Kabelabschottungen; Begriffe, Anforderungen und Prüfungen
DIN 4102-22	2004-11	Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen – Teil 22: Anwendungsnorm zu DIN 4102-4 auf der Bemessungsbasis von Teilsicherheitsbeiwerten
DIN 4108 Beiblatt 2	2006-03	Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden – Wärmebrücken – Planungs- und Ausführungsbeispiele
DIN 4108-2	2013-02	Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden – Teil 2: Mindestanforderungen an den Wärmeschutz
DIN 4108-3	2001-07	Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden – Teil 3: Klimabedingter Feuchteschutz; Anforderungen, Berechnungsverfahren und Hinweise für Planung und Ausführung
DIN 4108-3 Berichtigung 1	2002-04	Berichtigungen zu DIN 4108-3:2001-07
E DIN 4108-3	2012-01	Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden – Teil 3: Klimabedingter Feuchteschutz – Anforderungen, Berechnungsverfahren und Hinweise für Planung und Ausführung
DIN 4108-3 Berichtigung 1	2002-04	Berichtigungen zu DIN 4108-3:2001-07
DIN 4108-4	2013-02	Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden – Teil 4: Wärme- und feuchteschutztechnische Bemessungswerte
DIN V 4108-6	2003-06	Wärmeschutz und Energie-Einsparung inGebäuden – Teil 6: Berechnung des Jahresheizwärme- und des Jahresheizenergiebedarfs
DIN V 4108-6 Berichtigung 1	2004-03	Berichtigungen zu DIN V 4108-6:2003-06
DIN 4108-7	2011-01	Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden- Teil 7: Luftdichtheit von Gebäuden – Anforderungen, Planungs- und Ausführungsempfehlungen sowie -beispiele
DIN 4108-10	2008-06	Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden – Teil 10: Anwendungsbezogene Anforderungen an Wärmedämmstoffe – Werkmäßig hergestellte Wärmedämmstoffe
DIN 4109	1989-11	Schallschutz im Hochbau; Anforderungen und Nachweise
DIN 4109 Beiblatt 1	1989-11	Schallschutz im Hochbau – Beiblatt 1: Ausführungsbeispiele und Rechenverfahren
DIN 4109 Berichtigung 1	1992-08	Berichtigungen zu DIN 4109/11.89, DIN 4109 Bbl 1/11.89 und DIN 4109 Bbl 2/11.89

7541014/10787806875Biblio

Dokument	Ausgabe	Titel
DIN 4109/A1	2001-01	Schallschutz im Hochbau – Anforderungen und Nachweise; Änderung A1
DIN 4109 Beiblatt 1/A1	2003-09	Schallschutz im Hochbau – Beiblatt 1: Ausführungsbeispiele und Rechenverfahren; Änderung A1
DIN 4109 Beiblatt 1/A2	2010-02	Schallschutz im Hochbau – Beiblatt 1:Ausführungsbeispiele und Rechenverfahren; Änderung A2
DIN 4109 Beiblatt 2	1989-11	Schallschutz im Hochbau; Hinweise für Planung und Ausführung; Vorschläge für einen erhöhten Schallschutz; Empfehlungen für den Schallschutz im eigenen Wohn- oder Arbeitsbereich; Beiblatt 2
DIN 4109 Beiblatt 3	1996-06	Schallschutz im Hochbau – Berechnung von $R'_{w,R}$ für den Nachweis der Eignung nach DIN 4109 aus Werten des im Labor ermittelten Schalldämm-Maßes R_w
DIN 4109-11	2010-05	Schallschutz im Hochbau – Teil 11: Nachweisdes Schallschutzes – Güte- und Eignungsprüfung
DIN V 4701-10	2003-08	Energetische Bewertung heiz- und raumlufttechnischer Anlagen – Teil 10: Heizung, Trinkwassererwärmung, Lüftung
DIN SPEC 4701-10/A1	2012-07	Energetische Bewertung heiz- und raumlufttechnischer Anlagen – Teil 10: Heizung, Trinkwassererwärmung, Lüftung; Änderung A1
DIN V 4701-10 Beiblatt 1	2007-02	Energetische Bewertung heiz- und raumlufttechnischer Anlagen – Teil 10: Heizung, Trinkwassererwärmung, Lüftung; Beiblatt 1: Anlagenbeispiele
DIN V 4701-12	2004-02	Energetische Bewertung heiz- und raumlufttechnischer Anlagen im Bestand – Teil 12: Wärmeerzeuger und Trinkwassererwärmung
DIN V 4701-12 Berichtigung 1	2008-06	Energetische Bewertung heiz- undraumlufttechnischer Anlagen im Bestand – Teil 12: Wärmeerzeuger und Trinkwassererwärmung; Berichtigungen zu DIN V 4701-12:2004-02
DIN 18005-1	2002-07	Schallschutz im Städtebau – Teil 1: Grundlagen und Hinweise für die Planung
DIN 18005-1 Beiblatt 1	1987-05	Schallschutz im Städtebau; Berechnungsverfahren; Schalltechnische Orientierungswerte für die städtebauliche Planung
DIN 18005-2	1991-09	Schallschutz im Städtebau; Lärmkarten; Kartenmäßige Darstellung von Schallimmissionen
DIN EN 1745	2012-07	Mauerwerk und Mauerwerksprodukte – Verfahren zur Bestimmung von wärmeschutztechnischen Eigenschaften
DIN EN 13501-1	2010-01	Klassifizierung von Bauprodukten und Bauarten zu ihrem Brandverhalten – Teil 1: Klassifizierung mit den Ergebnissen aus den Prüfungen zum Brandverhalten von Bauprodukten
DIN EN ISO 6946	2008-04	Bauteile – Wärmedurchlasswiderstand und Wärmedurchgangskoeffizient – Berechnungsverfahren (ISO 6946:2007)
DIN EN ISO 10211	2008-04	Wärmebrücken im Hochbau – Wärmeströme und Oberflächentemperaturen – DetaillierteBerechnungen (ISO 10211:2007)

7541014/10787806875Biblio

Zu Kapitel B: Abschnitt 6 Abdichtung von Mauerwerk

Dokument	Ausgabe	Titel
DIN 4020	2010-12	Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-2
DIN 4095	1990-06	Baugrund; Dränung zum Schutz baulicher Anlagen; Planung, Bemessung und Ausführung
DIN 18195 Beiblatt 1	2011-03	Bauwerksabdichtungen – Beiblatt 1: Beispiele für die Anordnung der Abdichtung
DIN 18195-1	2011-12	Bauwerksabdichtungen – Teil 1: Grundsätze, Definitionen, Zuordnung der Abdichtungsarten
DIN 18195-2	2009-04	Bauwerksabdichtungen – Teil 2: Stoffe
DIN 18195-3	2011-12	Bauwerksabdichtungen – Teil 3: Anforderungen an den Untergrund und Verarbeitung der Stoffe
DIN 18195-4	2011-12	Bauwerksabdichtungen – Teil 4: Abdichtungen gegen Bodenfeuchte (Kapillarwasser, Haftwasser) und nichtstauendes Sickerwasser an Bodenplatten und Wänden, Bemessung und Ausführung
DIN 18195-6	2011-12	Bauwerksabdichtungen – Teil 6: Abdichtungen gegen von außen drückendes Wasser und aufstauendes Sickerwasser, Bemessung und Ausführung
DIN 18195-8	2011-12	Bauwerksabdichtungen – Teil 8: Abdichtungen über Bewegungsfugen
DIN 18195-9	2010-05	Bauwerksabdichtungen – Teil 9: Durchdringungen, Übergänge, An- und Abschlüsse
DIN 18195-10	2011-12	Bauwerksabdichtungen – Teil 10: Schutzschichten und Schutzmaßnahmen
DIN 18336	2012-09	VOB Vergabe- und Vertragsordnung fürBauleistungen – Teil C: Allgemeine TechnischeVertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Abdichtungsarbeiten
DIN V 18550	2005-04	Putz und Putzsysteme – Ausführung
DIN V 20000-202	2007-12	Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken – Teil 202: Anwendungsnorm für Abdichtungsbahnen nach Europäischen Produktnormen zur Verwendung in Bauwerksabdichtungen
DIN EN 1996-2	2010-12	Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk
DIN EN 13967	2012-07	Abdichtungsbahnen – Kunststoff- und Elastomerbahnen für die Bauwerksabdichtung gegen Bodenfeuchte und Wasser – Definitionen und Eigenschaften
DIN EN 13969	2007-03	Abdichtungsbahnen – Bitumenbahnen für die Bauwerksabdichtung gegen Bodenfeuchte und Wasser – Definitionen und Eigenschaften
DIN EN 14909	2012-07	Abdichtungsbahnen – Kunststoff- und Elastomer-Mauersperrbahnen – Definitionen und Eigenschaften
DIN EN 14967	2006-08	Abdichtungsbahnen – Bitumen-Mauersperrbahnen Definitionen und Eigenschaften
DIN EN 15814	2013-01	Kunststoffmodifizierte Bitumendickbeschichtungen zur Bauwerksabdichtung – Begriffe und Anforderungen

7541014/10787806875Biblio

Zu Kapitel B: Abschnitt 7
Zweischalige Außenwände aus Mauerwerk nach EC 6

Dokument	Ausgabe	Titel
DIN 105-6	2013-06	Mauerziegel – Teil 6: Planziegel
DIN 105-100	2012-01	Mauerziegel – Teil 100: Mauerziegel mit besonderen Eigenschaften
DIN V 106	2005-10	Kalksandsteine mit besonderen Eigenschaften
DIN 1053-1	1996-11	Ersetzt durch (siehe): DIN EN 1996-1-1 + NA
DIN 4108-3	2001-07	Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden – Teil 3: Klimabedingter Feuchteschutz; Anforderungen, Berechnungsverfahren und Hinweise für Planung und Ausführung
DIN 4108-3 Berichtigung 1	2002-04	Berichtigungen zu DIN 4108-3:2001-07
E DIN 4108-3	2012-01	Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden – Teil 3: Klimabedingter Feuchteschutz – Anforderungen, Berechnungsverfahren und Hinweise für Planung und Ausführung
DIN 4108-10	2008-06	Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden – Teil 10: Anwendungsbezogene Anforderungen an Wärmedämmstoffe – Werkmäßig hergestellte Wärmedämmstoffe
DIN 4109 Beiblatt 2	1989-11	Schallschutz im Hochbau; Hinweise für Planung und Ausführung; Vorschläge für einen erhöhten Schallschutz; Empfehlungen für den Schallschutz im eigenen Wohn- oder Arbeitsbereich
DIN 4109 Berichtigung 1	1992-08	Berichtigungen zu DIN 4109/11.89, DIN 4109Bbl 1/11.89 und DIN 4109 Bbl 2/11.89
DIN 52128	1977-03	Bitumendachbahnen mit Rohfilzeinlage; Begriff, Bezeichnung, Anforderungen – ERSATZLOS ZURÜCKGEZOGEN!
DIN 52130	1995-11	Bitumen-Dachdichtungsbahnen – Begriffe, Bezeichnungen, Anforderungen – ERSATZLOS ZURÜCKGEZOGEN!
DIN 18195-2	2009-04	Bauwerksabdichtungen – Teil 2: Stoffe
DIN 18195-4	2011-12	Bauwerksabdichtungen – Teil 4: Abdichtungengegen Bodenfeuchte (Kapillarwasser, Haftwasser) und nichtstauendes Sickerwasser an Bodenplatten und Wänden, Bemessung und Ausführung
DIN 18540	2006-12	Abdichten von Außenwandfugen im Hochbau mit Fugendichtstoffen
E DIN 18540	2013-06	Abdichten von Außenwandfugen im Hochbau mit Fugendichtstoffen
DIN EN 771-1	2011-07	Festlegungen für Mauersteine – Teil 1:Mauerziegel; Deutsche Fassung EN 771-1:2011
DIN EN 771-2	2011-07	Festlegungen für Mauersteine – Teil 2: Kalksandsteine
DIN EN 771-3	2011-07	Festlegungen für Mauersteine – Teil 3: Mauersteine aus Beton (mit dichten und porigen Zuschlägen)
DIN EN 845-1	2013-10	Festlegungen für Ergänzungsbauteile für Mauerwerk – Teil 1: Maueranker, Zugbänder, Auflager und Konsolen
DIN EN 1996-2	2010-12	Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk
DIN EN 1996-2/NA	2012-01	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk

7541014/10787806875Biblio

Dokument	Ausgabe	Titel
DIN EN 1996-3	2010-12	Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten
DIN EN1996-3/NA	2012-01	Nationaler Anhang – National festgelegteParameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten

Zu Kapitel B: Abschnitt 8 – Fertigteile aus Mauerwerk – Praxis heute –

Dokument	Ausgabe	Titel
DIN 1053-4	1978-09	Ersetzt durch (siehe): DIN 1053-4: 2004-02
DIN 1053-4	2004-02	Ersetzt durch (siehe): DIN 1053-4: 2013-04
DIN 1053-4	2013-04	Mauerwerk – Teil 4: Fertigbauteile
DIN 18299	2012-09	VOB Vergabe- und Vertragsordnung fürBauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Allgemeine Regelungen für Bauarbeiten jeder Art

Zu Kapitel C: Brandschutz

Dokument	Ausgabe	Titel
DIN 4102-1	1998-05	Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen – Teil 1: Baustoffe; Begriffe, Anforderungen und Prüfungen
DIN 4102-2	1977-09	Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Bauteile, Begriffe, Anforderungen und Prüfungen
DIN 4102-3	1977-09	Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Brandwände und nichttragende Außenwände, Begriffe, Anforderungen und Prüfungen
DIN 4102-4	1994-03	Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile
DIN 4102-4/A1	2004-11	Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen -Teil 4: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile; Änderung A1
DIN EN 1363-1	2012-10	Feuerwiderstandsprüfungen – Teil 1: Allgemeine Anforderungen
DIN EN 1364-1	1999-10	Feuerwiderstandsprüfungen für nichttragende Bauteile – Teil 1: Wände
E DIN EN	2011-11	Feuerwiderstandsprüfungen für nichttragende Bauteile – Teil 1: Wände
DIN EN 1365-1	2013-08	Feuerwiderstandsprüfungen für tragende Bauteile – Teil 1: Wände
DIN EN 1365-4	1999-10	Feuerwiderstandsprüfungen für tragende Bauteile – Teil 4: Stützen
DIN EN 1996-1-2	2011-04	Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall
DIN EN 1996-1-2/NA	2013-06	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall

7541014/10787806875Biblio

Dokument	Ausgabe	Titel
DIN EN 13501-1	2010-01	Klassifizierung von Bauprodukten und Bauarten zu ihrem Brandverhalten – Teil 1: Klassifizierung mit den Ergebnissen aus den Prüfungen zum Brandverhalten von Bauprodukten
DIN EN 13501-2	2010-02	Klassifizierung von Bauprodukten und Bauarten zu ihrem Brandverhalten – Teil 2:Klassifizierung mit den Ergebnissen aus den Feuerwiderstandsprüfungen, mit Ausnahme von Lüftungsanlagen

Zu Kapitel D: Berechnung und Konstruktion von Mauerwerk nach EC 6

Dokument	Ausgabe	Titel
DIN 1053-1	1996-11	Ersetzt durch (siehe): DIN EN 1996-1-1 + NA
DIN 4103-1	1984-07	Nichttragende innere Trennwände;Anforderungen, Nachweise
E DIN 4103-1	2012-05	Nichttragende innere Trennwände;Anforderungen, Nachweise
DIN 18515-1	1998-08	Außenwandbekleidungen – Teil1: Angemörtelte Fliesen oder Platten; Grundsätze für Planung und Ausführung
DIN 18515-2	1993-04	Außenwandbekleidungen; Anmauerung auf Aufstandsflächen; Grundsätze für Planung und Ausführung
DIN V 18550	2005-04	Putz und Putzsysteme – Ausführung
DIN EN 845-1	2013-10	Festlegungen für Ergänzungsbauteile fürMauerwerk – Teil 1: Maueranker, Zugbänder, Auflager und Konsolen
DIN EN 998-1	2010-12	Festlegungen für Mörtel im Mauerwerksbau – Teil 1: Putzmörtel
DIN EN 1990	2010-12	Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung
DIN EN 1990/NA	2010-12	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung
DIN EN 1990/NA A1	2012-08	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter-Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Änderung A1
DIN EN 1991-1-1	2010-12	Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau
DIN EN 1991-1-1/NA	2010-12	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau
DIN EN 1991-1-4	2010-12	Eurocode1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten
DIN EN 1991-1-4/NA	2010-12	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten
DIN EN 1996-1-1	2013-02	Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk
DIN EN 1996-1-1/NA	2012-05	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk
DIN EN1996-1-1/NA/A1	2014-03	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Änderung A1

7541014/10787806875Biblio

Dokument	Ausgabe	Titel
DIN EN 1996-1-2	2011-04	Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall
DIN EN 1996-1-2	2013-06	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall
DIN EN 1996-2	2010-12	Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerks-bauten – Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk
DIN EN 1996-2/NA	2012-01	Nationaler Anhang – National festgelegteParameter – Eurocode 6: Bemessung undKonstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk
DIN EN 1996-3	2010-12	Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten
DIN EN1996-3/NA	2012-01	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten
DIN EN 1996-3/NA/A1	2014-03	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten; Änderung A1

Zu Kapitel E: Vermeiden von schädlichen Rissen

Dokument	Ausgabe	Titel
DIN 488-1	2009-08	Betonstahl – Teil 1: Stahlsorten,Eigenschaften, Kennzeichnung
DIN 488-2	2009-08	Betonstahl – Betonstabstahl
DIN 488-3	2009-08	Betonstahl – Betonstahl in Ringen, Bewehrungsdraht
DIN 18530	1987-03	Massive Deckenkonstruktionen für Dächer; Planung und Ausführung
DIN 18540	2006-12	Abdichten von Außenwandfugen im Hochbau mitFugen-dichtstoffen
E DIN 18540	2013-06	Abdichten von Außenwandfugen im Hochbau mitFugen-dichtstoffen
DIN EN 772-5	2002-03	Prüfverfahren für Mauersteine – Teil 5: Bestimmung des Gehaltes an aktiven löslichen Salzen von Mauerziegeln
DIN EN 772-6	2002-02	Prüfverfahren für Mauersteine – Teil 6:Bestimmung der Biegezugfestigkeit vonMauersteinen aus Beton
DIN EN 772-10	1999-04	Prüfverfahren für Mauersteine – Teil 10: Bestimmung des Feuchtegehaltes von Kalksandsteinen und Mauersteinen aus Porenbeton
DIN EN 772-13	2000-09	Prüfverfahren für Mauersteine – Teil 13: Bestimmung der Netto- und Brutto-Trockenrohdichte von Mauersteinen (außer Natursteinen)
DIN EN 772-14	2002-02	Prüfverfahren für Mauersteine – Teil 14: Bestimmung der feuchtebedingten Formänderung von Mauersteinen aus Beton und Betonwerksteinen
DIN EN 772-15	2000-09	Prüfverfahren für Mauersteine – Teil 15: Bestimmung der Wasserdampfdurchlässigkeit von Porenbetonsteinen
DIN EN 772-19	2000-09	Prüfverfahren für Mauersteine – Teil 19: Bestimmung der Feuchtedehnung von horizontal gelochten großen Mauerziegeln

7541014/10787806875Biblio

Dokument	Ausgabe	Titel
DIN EN 845-3	2013-08	Festlegungen für Ergänzungsbauteile für Mauerwerk – Teil 3: Lagerfugenbewehrung aus Stahl
DIN EN 1052-1	1998-12	Prüfverfahren für Mauerwerk – Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit
DIN EN 1996-1-1	2013-02	Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk
DIN EN 1996-1-1/NA	2012-05	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk
DIN EN 1996-1-1/NA/A1	2014-03	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Änderung A1
DIN EN 1996-2	2010-12	Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerks-bauten – Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk
DIN EN 1996-2/NA	2012-01	Nationaler Anhang – National festgelegteParameter – Eurocode 6: Bemessung undKonstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 2:Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk

Zu Kapitel F: Erdbebenberechnung von Mauerwerksbauten nach DIN EN1998-1: 2010-12

Dokument	Ausgabe	Titel
DIN 18554-1	1985-12	Ersetzt durch (siehe): DIN EN 1052-1
DIN EN 1052-1	1998-12	Prüfverfahren für Mauerwerk – Teil-1: Bestimmung der Druckfestigkeit
DIN EN 1990	2010-12	Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung
DIN EN 1990/NA	2010-12	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung
DIN EN 1990/NA A1	2012-08	Nationaler Anhang- National festgelegte Parameter-Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Änderung A1
DIN EN 1992-1-1	2011-01	Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
DIN EN 1992-1-1/NA	2013-04	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
DIN EN 1996-1-1	2013-02	Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk
DIN EN 1996-1-1/NA	2012-05	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk

7541014/10787806875Biblio

Dokument	Ausgabe	Titel
DIN EN 1996-1-1/NA/A1	2014-03	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Änderung A1
DIN EN 1998-1	2010-12	Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten
DIN EN 1998-1/A1	2013-05	Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten
DIN EN 1998-1/NA	2011-01	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbau
DIN EN 1998-2	2011-12	Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 2: Brücken
DIN EN 1998-2/NA	2011-03	Nationaler Anhang – National festgelegteParameter – Eurocode 8: Auslegung vonBauwerken gegen Erdbeben – Teil 2: Brücken
DIN EN 1998-3	2010-12	Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden
DIN EN 1998-3 Berichtigung 1	2013-09	Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden – Berichtigung zu DIN EN 1998-3:2010-12
DIN EN 1998-4	2007-01	Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 4: Silos, Tankbauwerke und Rohrleitungen
DIN EN 1998-5	2010-12	Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte
DIN EN 1998-5/NA	2011-07	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte
DIN EN 1998-6	2006-03	Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegenErdbeben – Teil 6: Türme, Maste und Schornsteine

Zu Kapitel G: Ausführung von Mauerwerk

Dokument	Ausgabe	Titel
DIN V 106	2005-10	Kalksandsteine mit besonderen Eigenschaften
DIN 1053-4	2013-04	Mauerwerk – Teil 4: Fertigbauteile
DIN 1054	2010-12	Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1
DIN 1054/A1	2012-08	Baugrund- Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1:2010; Änderung A1:2012
DIN 18195-2	2009-04	Bauwerksabdichtungen – Teil 2: Stoffe
DIN 18202	2013-04	Toleranzen im Hochbau – Bauwerke
DIN V 20000-202	2007-12	Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken Teil 202: Anwendungsnorm für Abdichtungsbahnen nach Europäischen Produktnormen zur Verwendung in Bauwerksabdichtungen
DIN EN 771-2	2011-07	Festlegungen für Mauersteine – Teil 2: Kalksandsteine

7541014/10787806875Biblio

Dokument	Ausgabe	Titel
DIN EN 1996-1-1	2013-02	Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk
DIN EN 1996-1-1/NA	2012-05	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk
DIN EN 1996-1-1/NA/A1	2014-03	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Änderung A1
DIN EN 1996-2	2010-12	Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerks-bauten – Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk
DIN EN 1996-2/NA	2012-01	Nationaler Anhang – National festgelegteParameter – Eurocode 6: Bemessung undKonstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk
DIN EN 1996-3	2010-12	Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten
DIN EN 1996-3/NA	2012-01	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten
DIN EN 1996-3/NA/A1	2014-03	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten; Änderung A1
DIN EN 13969	2007-03	Abdichtungsbahnen – Bitumenbahnen für die Bauwerksabdichtung gegen Bodenfeuchte und Wasser – Definitionen und Eigenschaften

Zu Kapitel H: Nachhaltig Bauen mit Mauerwerk

Dokument	Ausgabe	Titel
DIN 4108-2	2013-02	Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden – Teil 2: Mindestanforderungen an den Wärmeschutz
DIN 4108-7	2011-01	Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden – Teil 7: Luftdichtheit von Gebäuden – Anforderungen, Planungs- und Ausführungsempfehlungen sowie -beispiele
DIN 4109	1989-11	Schallschutz im Hochbau; Anforderungen und Nachweise
DIN 4109 Berichtigung 1	1992-08	Berichtigungen zu DIN 4109/11.89, DIN 4109 Bbl 1/11.89 und DIN 4109 Bbl 2/11.89
DIN 4109/A1	2001-01	Schallschutz im Hochbau – Anforderungen und Nachweise; Änderung A1
ISO 21930	2007-10	Hochbau – Nachhaltiges Bauen – Umweltdeklaration von Bauprodukten
DIN EN ISO 14040	2009-11	Umweltmanagement – Ökobilanz – Grundsätze und Rahmenbedingungen (ISO-14040:2006)

7541014/10787806875Biblio

Zu Kapitel I: Statische Berechnung für ein zweigeschossiges Wohnhaus

Dokument	Ausgabe	Titel
DIN EN 1990	2010-12	Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung
DIN EN 1990/NA	2010-12	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung
DIN EN 1990/NA A1	2012-08	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter-Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Änderung A1
DIN EN 1991-1-1	2010-12	Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau
DIN EN 1991-1-1/NA	2010-12	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau
DIN EN 1991-1-4	2010-12	Eurocode1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten
DIN EN 1991-1-4/NA	2010-12	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten
DIN EN 1992-1-1	2011-01	Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
DIN EN 1992-1-1/NA	2013-04	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
DIN 1995-1-1	2010-12	Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau
DIN EN 1995-1-1/NA	2013-08	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau
DIN EN 1996-1-1	2013-02	Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk
DIN EN 1996-1-1/NA	2012-05	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk
DIN EN 1996-1-1/NA/A1	2014-03	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Änderung A1
DIN EN 1996-3	2010-12	Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten
DIN EN 1996-3/NA	2012-01	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten
DIN EN 1996-3/NA/A1	2014-03	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten; Änderung A1

7541014/10787806875Biblio

Dokument	Ausgabe	Titel
DIN EN 1997-1	2009-09	Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln
DIN EN 1997-1/NA	2010-12	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil1: Allgemeine Regeln

7541014/10787806875Biblio

6 Autorenverzeichnis

Dr.-Ing. Christoph Butenweg
RWTH Aachen
Fakultät Bauingenieurwesen
Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik
Mies-van-der-Rohe-Straße 1
52074 Aachen
und
Geschäftsführender Gesellschafter der
SDA-engineering GmbH
Kaiserstr. 100, TPH III – B
52134 Herzogenrath
Tel: +49 (0) 2407/56848-0
Fax: +49 (0) 2407/56848-29
E-Mail: *info@sda-engineering.de*
Web: *www.sda-engineering.de*

Dr.-Ing. Dieter Figge
Techn. Geschäftsführer
Ziegelzentrum NordWest e. V.
Eggestr. 3
34414 Warburg
E-Mail: *figge.zz@t-online.de*

Dr.-Ing. Christoph Gellert
Geschäftsführer
SDA-engineering GmbH
Kaiserstr. 100, TPH III – B
52134 Herzogenrath
Tel: +49 (0) 2407/56848-0
Fax: +49 (0) 2407/56848-29
E-Mail: *info(at)sda-engineering.de*
Web: *www.sda-engineering.de*

Dipl.-Ing. Heinz-Werner Jedamzik
SVBau Sachverständigenbüro
Surmannskamp 7a
45661 Recklinghausen
Telefon: +49 (0) 23 61-3 33 85
E-Mail: *info@svbau.com*
Web: *www.svbau.com*

Dr.-Ing. Thomas Kranzler
Abteilungsleiter Normung und Anwendungstechnik
Bundesverband der Deutschen Ziegelindustrie e. V.
Schaumburg-Lippe-Straße 4
53113 Bonn
Tel.: +49 (0) 228/91493-15
Fax.: +49 (0) 228/91493-28
EMail: *kranzler@ziegel.de*
Internet:*www.ziegel.de*

Dr.-Ing. Udo Meyer
Technischer Geschäftsführer
Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel im Bundesverband
der Deutschen Ziegelindustrie e. V.
Schaumburg-Lippe-Straße 4
53113 Bonn
Tel. +49 (0) 228 91493-24
E-Mail: *argemauerziegel@ziegel.de*
Web: *www.argemauerziegel.de*

Dipl.-Ing. Hannah Norda
RWTH Aachen
Fakultät Bauingenieurwesen
ehem. Wissenschaftliche Mitarbeiterin
Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik
Mies-van-der-Rohe-Straße 1
52074 Aachen
Tel.-Nr.: 0241 80-25088

Prof. Dr.-Ing. Rainer Oswald
Geschäftsführer
AIBAU gGmbH
Theresienstr. 19
52072 Aachen
Telefon: 0049/241/910 507 – 0
E-Mail:*info@aibau.de*
Web: *www.aibau.de*

Dr.-Ing. Reiner Pohl
CONBAU
Ingenieurbüro für Bautechnik und
Information
Lucie-Höflich-Str. 17
19055 Schwerin
Tel.: 0385 20 79 40 12
E-Mail: *info@conbau.com*
Web: *www.conbau.com*

Prof. Dipl.-Ing. Klaus-Jürgen Schneider (Hrsg.)
Berlin
Tel.-Nr.: 030 2601 1414
E-Mail: *prof.kjs@t-online.de*

Dipl.-Ing. Torsten Schoch (Hrsg.)
Geschäftsführer
Xella Technology und Forschung mbH
Hohes Steinfeld 1
14797 Kloster Lehnin
Tel.: 03382 7060 112
E-Mail: *Torsten.Schoch@xella.com*
Web: *www.xella.de*

Dr.-Ing. Peter Schubert (Hrsg.)
Karl-Friedrich-Str. 3
52072 Aachen
Tel.: 0241 171780
E-Mail: *peterschubert39@web.de*

Dipl.-Ing. Hermann Waltke
Emscherstr. 19
32427 Minden
E-Mail: *h.waltke@teleos-web.de*

7541014/10787806875Biblio

7 Stichwortverzeichnis

Abdichtung gegen drückendes Wasser 210
Abdichtung mit Bahnen 209
Abdichtung mit PMB 209
Abdichtung von Außenwandflächen 200
Abdichtung von Mauerwerk 195, 200
– Dränmaßnahmen 199
– Erdberührte Bauteile 196
– Kelleraußentreppen 206
– Lichtschächte 206
– Querschnittsabdichtungen 203
– Sockel 205
Abminderungsbeiwerte 287
Abminderungsfaktoren 316, 317
Anschluss der Wände an Decken und Dachstuhl 268
Anwendungsgrenzen, Vereinfachtes Verfahren 284
Aufnehmbare Normalkraft 287
Aufstauendes Sickerwasser 208
Ausblühungen 57
Ausfachungsflächen 274
Ausführung von Mauerwerk 413
Auslagerungen 57
Außenwände, konstruktive Regeln 91
Aussparungen 430
Aussteifung von Wänden/Mindestbreite 277, 314
Aussteifungsscheibe 323

Bauphysik Allgemeines 89
Bausätze 436
Baustellenmörtel 34
Baustellenorganisation 436
Baustoffe 17
Baustoffklassen 244
Baustofflagerung 413
Bemessungsbeispiele 321, 325
Bemessungsspektrum, Erdbeben 371, 373
Bemessungswert
– Aufnehmbare Normalkraft 287
– Einwirkende Normalkraft 287
Berechnungsbeispiel, Erdbeben
– Mehrfamilienhaus 391
Berechnungsmodelle, Erdbeben 386
– Ebenes Rahmenmodell 387
– Ersatzstab 387
– Mauerwerksbauten 386
– Pseudo 3D-Modelle 389
– Räumliche Modelle 391
Berechnungsverfahren, Erdbeben 375
– Vereinfachtes Antwortspektenverfahren 377
– Multimodules Antwortspektenverfahren 378
– Nichtlineare statische Verfahren 378
– Nichtlineare Zeitverlaufsberechnung 380
Betonsteine 17
Bodenplatten mit Perimeterdämmung 92
Brandschutz 243
Brandschutztechnische Anforderungen 251, 255

Charakteristische Festigkeiten f_k 285

Dachanschluss 268
Dehnungsfugen 347
Dränmaßnahmen 199
Dünnbettmörtel 34, 420

Ebenheit 432
Einwirkende Normalkraft 287
Einwirkung 262, 315
Einwirkung von Erdbeben 367, 369
Elastisches Antwortspektrum 369
E-Modul 334
Endschwindmaße 332
Energiesparendes Bauen 450
EnEV 2014 115
Entstehung von Rissen 340
EPD 449
Erdbebenberechnung 367
Erdbebeneinwirkung 367, 369
Erdbebengerechter Entwurf 373
– Aufrissgestaltung 374
– Berechnungsverfahren 375
– Gründungen 374
– Grundrissgestaltung 374
Erdbebenzonen 368

Fertigteile aus Mauerwerk 229, 436
– Montage 234
Fest-Putzmörtel 46
Feuchtedehnung 335
Feuchteschutz 89
Feuerwiderstandsdauer, erforderliche 252
Feuerwiderstandsklassen 244
Formänderungen 331, 335
Formänderungswerte 332
5%-Regel 313

Gebäudeklassen nach MBO 2002 252
Genaueres Berechnungsverfahren 292
Genaueres Verfahren/vereinfachtes Verfahren 261
Gewölbe 269
Gewölbte Kappen 271
Gleichwertigkeitsnachweise nach DIN 4108, Bbl. 2 111
Grenzschlankheit 316

Hüttensteine 17

Innenputze 56

Kalksandsteine 17

7541014/10787806875Biblio

Kelleraußentreppen 206
Kelleraußenwände 290, 324
– Ausführung 291
Kellermauerwerk 429
Kellerwand/Kellerboden 204
Kimmschicht 418
Klaffende Fuge 281, 314
Knicklängen 288, 317
Konstruktionsdetails 147
Kriecheinfluss 316
Kriechen 335

Längsdruck und Biegung 281, 314
Lastannahmen 278, 280
Lastverteilung 283
Leichtbetonsteine 17
Leichtputze 56
Lichtschächte 206
Lotabweichung 265, 292

Mauerlehren 443
Mauermörtel 34, 36, 42
– Lieferformen 34
– Prüfverfahren 39
Mauersteine 17
– Druckfestigkeitsklassen 28
– Größe 19
– Herstellung 20
– Kontrollen auf der Baustelle 29
– Prüfung der Druckfestigkeit 28, 33
– Qualitätssicherung 29
– Rohdichteklassen 28
Mauerstein-Verlegung 422
– Vorbehandlung 423
Mauerstein-Zulassungen 18
Mauerwerk
– Beanspruchung parallel zu den Lagerfugen 75, 78
– Biegebeanspruchung 77
– Charakteristische Festigkeitswerte 70
– Druckbeanspruchung 66
– Druckfestigkeit 68
– Prüfung 84, 87
– Schubbeanspruchung 84
– Tragverhalten 64
– Zugbeanspruchung 77
Mauerwerksherstellung 415
Mauerziegel 17
Mehrkammer-Silomörtel 35
Mindestabmessungen 273
Mindestwärmeschutz 106
Mitwirkende Plattenbreite 321
Mörtelauftrag 419
Mörteleigenschaften 35
Mörtelherstellung 414

Nachhaltigkeit, Mauerwerk 445, 447
– Außenwände mit Außendämmung 448
– Innenwände 449
Natursteinmauerwerk 58
– Bemessungsgrundlagen 62
– Instandsetzung 64
Nichttragende Außenwände 274
Nichttragende innere Trennwände 274
Nichttragende Wände 273
Normalmörtel 34

Ökologisches Bauen 453
Ökonomische Aspekte 454

Plattenbiegung 320
– Definitionen 321
Plattenschub 320
Porenbetonsteine 17
Putz
– Anwendung 52
– Ausführung 49
– Eigenschaftswerte 50
– Nachbehandlung 49
– Qualitätssicherung 55
– Qualitätsstufen 55
– Risssicherheit 49
Putzarten 46
Putzbewehrung 49
Putze 45
Putzgrund 48
Putzmörtelgruppen 46
Putzsysteme 52
Putzträger 49

Qualitätssicherung 29, 44
Quellen 335
Querschnittsabdichtungen 203

Rahmenformeln 294
– Ableitung 312
Randdehnung 320
Randnahe Einzellast 290, 317
– bei Lochsteinen 290
Rationalisierte Bauausführung 434
Raumabschließende Wände 247
Räumliche Steifigkeit 292
Recycling 450
Relaxation 340
Rezeptmörtel 35
Ringanker 266
Ringbalken 265
Risse, Entstehung 340
Rissgefahr, Beurteilung 341, 343, 351
Risssicherheit 331

Sanierputzsysteme 57
Schallschutz 120
– Bauakustische Anforderungen nach DIN 4109 129
– Bewertetes Schalldämm-Maß 121
– Berechnungsbeispiele 140
– Einschalige Mauerwerkskonstruktionen 120
– Flankierende Schallübertragung 129
– Künftiges Rechenverfahren 131
– Wände mit Türen und/oder Fenster 128
– Zweischalige Haustrennwand 125
– Zweischalige Mauerwerkskonstruktionen 124

7541014/10787806875Biblio

Scheibenwirkung 265
Schlagregenschutz 97
Schlitze 430
Schubbeanspruchung 318
Schubwiderstand bei
– Elementmauerwerk 319
– Plattenschub 320
– Scheibenschub 318
Schutz des Mauerwerks 432
Schwinden 335
Sichtmauerwerk 428
Sockel 205
Soziokulturelle Qualität 456
Standsicherheit 264
Standsicherheitsnachweis, Erdbeben 383
– Duktilität 386
– Fugen 386
– Gleichgewicht 386
– Gründungen 386
– Tragfähigkeit 385
– Vereinfachter Nachweis 383
Statische Berechnung eines Wohnhauses 459
Statisch-konstruktive Grundlagen 264
Stoßfugen 424, 427
Stützlinie 269

Tauwasserschutz 90
Teilflächenlasten 290, 317
– Nachweisgleichung 290, 317
– Tragwiderstand 290, 317
Teilsicherheitsbeiwerte 287
Teilsicherheitsbeiwerte 316
Torsionswirkungen, Erdbeben 380
Tragende Pfeiler 273
Tragende Wände 273
Tragfähigkeit 316
Tragfähigkeit unter vertikaler Belastung 315
Tragfähigkeitsnachweis 287
Tragverhalten von Mauerwerk 64
Tragwiderstand 316
Transmissionswärmeverluste 109

Überbindemaß 428
Umweltproduktdeklaration 449
Untere Ausgleichschicht 418
Untergrundklassen 367

Verblendschalen, Fußpunktabdichtung 207
Vereinfachtes Berechnungsverfahren 284
– Anwendungsgrenzen 284
Vereinfachtes Verfahren/genaueres Verfahren 261
Verlege-Hilfsmittel 443
Vermeidung von Rissen 331
– Betonringbalken 356
– Lagerfugenbewehrung 357
– Lange Gebäude 356

Wandarten 273
Wände mit Innendämmung 92
Wandmomente 293
Wandmomente infolge Horizontallasten 314
Wärmebrücken 106
Wärmedämmputze 56
Wärmedehnung 339
Wärmeschutz 102
Werk-Frischmörtel 35
Werkmörtel 34
Werk-Trockenmörtel 34
Werk-Vormörtel 34
Windnachweis 264

Zulässige Wandhöhen (Bauzustand) 430
Zweischalige Außenwände 212, 275
– Ausführung 223
– Dehnungsfugen 217

7541014/10787806875Biblio

Der moderne Mauerwerksbau stellt Architekten und Bauingenieure vor immer neue Herausforderungen. Neben dem aktuellen Standardwissen packt "Mauerwerksbau-Praxis" viele "heiße Eisen" an und liefert Lösungen, die auf der langjährigen baupraktischen Mauerwerksbau-Erfahrung der Autoren basieren.

Die bisherigen Beiträge wurden in der 3. Auflage unter besonderer Berücksichtigung der Eurocodes aktualisiert. Dies ist für die Praxis besonders wichtig, da demnächst auch im Mauerwerksbau nur noch der Eurocode 6 angewendet werden darf.

Aus dem Inhalt

- Baustoffe
- Natursteinmauerwerk
- Tragverhalten von Mauerwerk
- Mauerwerkskonstruktionen unter besonderer Berücksichtigung der Bauphysik
- Abdichtung von Mauerwerk
- Fertigteile aus Mauerwerk
- Brandschutz
- Berechnung und Konstruktion von Mauerwerk nach EC 6 (DIN EN 1996)
- Vermeiden von schädlichen Rissen
- Erdbebenberechnung von Mauerwerksbauten nach DIN EN 1998-1:2010-12
- Ausführung von Mauerwerk
- Nachhaltig bauen mit Mauerwerk
- Statische Berechnung für ein zweigeschossiges Wohnhaus

Herausgeber:
Dr.-Ing. Peter Schubert ist Autor zahlreicher Fachveröffentlichungen im Bereich Mauerwerksbau und war Chefredakteur der Zeitschrift "Mauerwerk".
Prof. Dipl.-Ing. Klaus-Jürgen Schneider ist Autor und Herausgeber zahlreicher Veröffentlichungen aus dem Bereich Mauerwerksbau und Baustatik sowie Begründer und Herausgeber des "SCHNEIDERS" (bis 2006).
Dipl.-Ing. Torsten Schoch ist in führenden Positionen der Mauerwerksindustrie tätig. Er ist Autor zahlreicher Fachveröffentlichungen zum Thema Bauphysik und Baukonstruktion und Mitglied in mehreren nationalen und internationalen Normenausschüssen.

Interessenten:
Architekten und Bauingenieure, Studierende der Architektur und des Bauingenieurwesens, Bauunternehmen, Baubehörden, Bausachverständige, Baustoffindustrie, Baustoffhändler.

ISBN 978-3-410-22739-7

www.beuth.de

7541014/1078780687583biblio