Dokumentation
D 0171

sia

SGEB
Swiss Society for Earthquake Engineering and Structural Dynamics
Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
Société Suisse du Génie Parasismique et de la Dynamique des Structures
Società Svizzera di Ingegneria Sismica e Dinamica Strutturale

Erdbebengerechter Entwurf und Kapazitätsbemessung eines Gebäudes mit Stahlbetontragwänden

schweizerischer ingenieur- und architektenverein

société suisse des ingénieurs et des architectes

società svizzera degli ingegnieri e degli architetti

swiss society of engineers and architects

Hugo Bachmann

Alessandro Dazio

Patrick Bruchez

Xavier Mittaz

Robert Peruzzi

Pascal Tissières

SGEB

Swiss Society for Earthquake Engineering and Structural Dynamics
Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
Société Suisse du Génie Parasismique et de la Dynamique des Structures
Società Svizzera di Ingegneria Sismica e Dinamica Strutturale

Centre de Recherche sur l'Environnement Alpin
Zentrum für alpine Umweltforschung
www.crealp.ch - crealp@crealp.ch

Bundesamt für Wasser und Geologie **BWG**
Office fédéral des eaux et de la géologie **OFEG**
Ufficio federale delle acque e della geologia **UFAEG**
Uffizi federal per aua e geologia **UFAEG**
Federal Office for Water and Geology **FOWG**

ETH Zürich
Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK)
Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen

Erdbebengerechter Entwurf und Kapazitätsbemessung eines Gebäudes mit Stahlbetontragwänden

schweizerischer ingenieur- und architektenverein

société suisse des ingénieurs et des architectes

società svizzera degli ingegnieri e degli architetti

swiss society of engineers and architects

Hugo Bachmann

Alessandro Dazio

Patrick Bruchez

Xavier Mittaz

Robert Peruzzi

Pascal Tissières

SIA-Dokumentation D 0171

SIA, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein
Postfach, CH-8039 Zürich

SGEB, Schweizer Gesellschaft
für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
Sekretariat Dr. P. Tissières, Prés-de-la-Scie 20, 1920 Martigny
Tel. 027/722 83 22, Fax 027/722 04 22, http://www.sgeb.ch

selnaustrasse 16
ch-8039 zürich
www.sia.ch

sia

Schweizerischer Ingenieur- und
Architektenverein
Selnaustrasse 16, Postfach, CH-8039 Zürich

ISBN 3-908483-22-0
Dokumentation SIA D 0171
Erdbebengerechter Entwurf und
Kapazitätsbemessung eines
Gebäudes mit Stahlbetontragwänden

Copyright © 2002 by SIA Zurich

Alle Rechte, auch das des auszugsweisen
Nachdruckes, der auszugsweisen oder
vollständigen Wiedergabe (Fotokopie,
Mikrokopie, CD-ROM usw.), der Speicherung
in Datenverarbeitungsanlagen und das der
Übersetzung, sind vorbehalten.

Zum Geleit

Auch in der Schweiz sind schwere Erdbeben mit katastrophalen Folgen zu erwarten. Solche Ereignisse treten aber verhältnismässig selten auf. Dies birgt die Gefahr, dass im öffentlichen Bewusstsein das erhebliche Erdbebenrisiko nicht adäquat wahrgenommen wird. Erst seit 1989 gibt es angemessene Bestimmungen zur Erdbebensicherung der Bauwerke. Deshalb sind über 90 % der bestehenden Bauwerke in der Schweiz nicht auf die mögliche Einwirkung von Erdbeben ausgelegt.

Umso wichtiger ist es, dass bei neuen Bauwerken moderne Methoden der Erdbebensicherung angewendet werden. Das vorliegende Beispiel für den erdbebengerechten Entwurf und die Kapazitätsbemessung von Gebäuden mit Stahlbetontragwänden zeigt den grossen Nutzen der in den letzten Jahren durch Wissenschaft und Praxis unternommenen Anstrengungen zur Entwicklung neuer Entwurfs- und Bemessungsverfahren. Wichtig für die erfolgreiche Anwendung ist, dass Architekt und Ingenieur vom frühesten Entwurfsstadium an eng zusammenarbeiten.

Es war für den Kanton Wallis mit dem Centre de Recherche sur l'Environnement Alpin (Crealp) eine Freude, die Erarbeitung dieses Beispiels im Rahmen seines Projektes Seismoval zu unterstützen. Ich wünsche dieser Publikation eine grosse Verbreitung und eine erfolgreiche Anwendung bei der Erdbebensicherung von Bauwerken.

Jean-Jacques Rey-Bellet
Conseiller d'Etat et ingénieur EPF

En Suisse aussi, il faut s'attendre à de violents tremblements de terre aux conséquences catastrophiques. Mais de tels événements sont rares. C'est pourquoi le risque sismique n'est pas perçu de manière adéquate dans le public. Ce n'est qu'à partir de 1989 que des dispositions spéciales traitant de la sécurité parasismique figurent dans les normes de la construction. Ainsi, plus de 90 % des ouvrages existant en Suisse ont été conçus sans prendre en compte le cas de charge "séisme".

Il est d'autant plus important que, lors de la construction de nouveaux bâtiments, on applique des méthodes modernes de dimensionnement parasismique. L'exemple qui suit éclaire une conception vraiment adaptée à la problématique du séisme; il explicite le dimensionnement des voiles en béton armé selon la méthode dite "de capacité". A travers ce document, on constate les efforts entrepris, ces dernières années, par les scientifiques et les praticiens pour développer de nouveaux concepts et de nouvelles méthodes de calculs. Pour la réussite de cette nouvelle démarche, il est primordial que l'architecte et l'ingénieur collaborent étroitement dès la phase d'avant-projet.

C'est une grande satisfaction pour le Canton du Valais d'avoir pu contribuer, par l'entremise du Centre de Recherche sur l'Environnement Alpin (Crealp), à l'élaboration de ce document dans le cadre de son programme Seismoval. Je souhaite que cette publication connaisse une large diffusion et qu'elle soit utilisée pour assurer avec succès la sécurité parasismique des constructions.

Jean-Jacques Rey-Bellet
Conseiller d'Etat et ingénieur EPF

Vorwort

Die hier präsentierte moderne Methode des erdbebengerechten Entwurfs und der verformungsorientierten Kapazitätsbemessung von Gebäuden mit Stahlbetontragwänden bietet gegenüber der bisher meist angewandten konventionellen Bemessung grosse Vorteile. Diese lassen sich anhand des vorliegenden Beispiels wie folgt zusammenfassen:

- Drastische Verringerung der rechnerischen Erdbebenkräfte
- Hohe Sicherheit gegen Einsturz
- Gute Beherrschung der Verformungen
- Wirksame Kontrolle der Schäden
- Grosse Flexibilität bei Nutzungsänderungen
- Praktisch gleiche Kosten

Die Methode stellt allerdings beträchtliche Anforderungen an die Kenntnisse und Fähigkeiten des Bauingenieurs in den Fachgebieten Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen, und auch der entwerfende Architekt muss über ein starkes Interesse für das Geschehen in Bauwerken unter Erdbebeneinwirkung verfügen. Aber es zeigt sich hier wie anderswo, dass der Einsatz von “Brain”, d.h. von Intelligenz und gutem Ausbildungsniveau, zu einem wesentlich besseren Ergebnis führt.

Moderne Methoden der Ingenieurwissenschaften werden vor allem durch die Forschung entwickelt und meist nur an einfachen Beispielen mit idealen Annahmen und Voraussetzungen dargestellt. Im vorliegenden Fall war es ein zentrales Anliegen, ein tatsächliches und somit realistisches Gebäude zu bearbeiten, und das dabei gewählte Vorgehen und die gemachten Erfahrungen zu beschreiben; deshalb wurde das 7-stöckige Geschäfts- und Wohnhaus aus einer Gruppe von gerade in Planung befindlichen Gebäuden ausgewählt. Und im Hinblick auf die Praxistauglichkeit ebenso bedeutungsvoll erwies sich die Anregung, die vorliegende Arbeit als Gemeinschaftswerk von Hochschule und drei namhaften Walliser Ingenieurbüros durchzuführen. Es ist das grosse Verdienst des Kantons Wallis, dass er auf diese beiden Vorschläge des Erstautors eingegangen ist und das Vorhaben mit einem namhaften Kostenbeitrag gefördert hat. Denn allein mit den erheblichen, unentgeltlich geleisteten Arbeitsbeiträgen aller Beteiligten hätte das Ziel nicht erreicht werden können.

Im vorliegenden Dokument stehen die Entwicklung eines erdbebengerechten Entwurfs und die verformungsorientierte Kapazitätsbemessung des Beispielgebäudes im Vordergrund. Anschliessend sind wichtige Grundlagen dargestellt. Vor allem das Beispiel ist umfangreicher ausgefallen als ursprünglich geplant. Dies ist auf die aus didaktischen Gründen gewählte Darstellungsweise zurückzuführen, wonach alle wesentlichen Gedankenschritte aufgeführt und sämtliche Zahlen nachvollziehbar sein sollen. Bei guten Grundkenntnissen und Erfahrungen im Erdbebeningenieurwesen können ähnliche Objekte erheblich kürzer behandelt werden.

Die Autoren danken dem Kanton Wallis mit dem Centre de Recherche sur l’Environnement Alpin (Crealp) und dem Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG) für die gewährte Unterstüzung sowie der SGEB und dem SIA für die Herausgabe des vorliegenden Dokumentes.

April 2002

Hugo Bachmann, Alessandro Dazio, Patrick Bruchez
Xavier Mittaz, Robert Peruzzi, Pascal Tissières

Préface

La méthode moderne de la conception parasismique et le "dimensionnement en capacité" orienté vers les déformations ont beaucoup d'avantages. Par rapport au dimensionnement conventionnel, ces avantages se résument dans l'exemple traité ici comme suit :

- diminution importante des forces dues aux séismes
- haute sécurité contre l'effondrement
- bonne maîtrise des déformations
- contrôle efficace des dommages
- grande flexibilité en cas de modifications d'utilisation
- équivalence des coûts

Cette méthode exige de la part de l'ingénieur civil de bonnes connaissances et des compétences affirmées dans le domaine de la dynamique des structures et du génie parasismique. L'architecte doit aussi montrer un intérêt marqué pour les effets des séismes sur les constructions. Ici aussi il est démontré que l'usage de son "cerveau", c'est-à-dire de son intelligence et d'un bon niveau de formation, conduit à un bien meilleur résultat.

Les méthodes modernes des sciences de l'ingénieur sont surtout développées par la recherche. Elles sont le plus souvent illustrées par des exemples simples basés sur des hypothèses idéales. Un bâtiment réel a été choisi pour décrire la méthode par une application pratique qui fait appel à l'expérience professionnelle des auteurs. C'est pourquoi, parmi divers projets en cours d'études, un bâtiment d'habitation et de commerce de 7 niveaux a été retenu. L'idée d'une collaboration entre l'Ecole polytechnique et trois bureaux d'ingénieurs réputés du Valais a été déterminante pour traiter des aspects pratiques de la méthode. Le Canton du Valais a accueilli positivement ces principes formulés par le premier des auteurs et a accordé à ce projet un soutien financier substantiel. Cependant, sans une contribution gratuite importante de tous les auteurs, le but final n'aurait pas pu être atteint.

Dans ce document, on trouve au premier plan les développements récents d'une conception d'ouvrages conforme aux règles de l'art parasismique et du "dimensionnement en capacité" orienté vers les déformations. L'exemple est plus détaillé que prévu initialement. La présentation est conçue de manière didactique avec une décomposition précise de toutes les étapes du raisonnement et avec le détail de tous les calculs. Un ouvrage semblable peut donc être traité beaucoup plus simplement, une fois les principes de dimensionnement connus et avec de l'expérience dans le domaine parasismique.

Les auteurs remercient le Canton du Valais, son Centre de recherche sur l'environnement alpin (Crealp) et l'Office fédéral des eaux et de la géologie (OFEG) pour le soutien octroyé dans le cadre du projet Seismoval. Ils expriment aussi leur reconnaissance à la SGEB et à l'SIA pour l'édition de ce document.

Avril 2002

Hugo Bachmann, Alessandro Dazio, Patrick Bruchez
Xavier Mittaz, Robert Peruzzi, Pascal Tissières

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung
1.1 Problemstellung ... 1
1.2 Zielsetzung ... 1
1.3 Abgrenzung ... 1
1.4 Hinweise zum Gebrauch ... 2

2 Vorgehen
2.1 Anlass ... 3
2.2 Arbeitsweise ... 3

3 Entwurf von Tragwerk und nichttragenden Bauteilen
3.1 Beschreibung des Gebäudes ... 5
3.2 Entwurf für konventionelle Bemessung ... 5
3.2.1 Haupt-Tragelemente ... 6
3.2.2 Beurteilung ... 6
3.3 Entwurf für Kapazitätsbemessung ... 8
3.3.1 Grundsätze ... 8
3.3.2 Tragwerk mit “Spielräumen” ... 9
3.4 Optimales Vorgehen ... 10

4 Annahmen für Berechnung und Bemessung
4.1 Bemessungsverfahren ... 13
4.2 Normen ... 13
4.3 Bemessungsbeben ... 13
4.4 Baustoff-Kenngrössen ... 14
4.4.1 Beton ... 14
4.4.2 Bewehrungsstahl ... 14

5 Modellbildung
5.1 Stockwerksmassen und Normalkräfte ... 15
5.1.1 Stockwerksmassen ... 15
5.1.2 Normalkräfte in den Wänden ... 15
5.2 Dynamisches Modell ... 16
5.2.1 Mehrmassenschwinger ... 16
5.2.2 Äquivalenter modaler Einmassenschwinger ... 16
5.2.3 Bemessungsgleichungen ... 18

6 Vorbemessung der Wände
6.1 Ausgangslage ... 19
6.2 Festlegung der Wandlängen und der Wände in Querrichtung ... 19
6.3 Schnittkräfte in den Wänden in Querrichtung ... 23
6.3.1 Verteilung der Schnittkräfte entlang der Wände ... 23
6.3.2 Schnittkräfte in der Wand W11 ... 23
6.3.3 Schnittkräfte in der Wand W12 ... 23
6.4 Festlegung der Wandlängen und der Wände in Längsrichtung ... 24
6.5 Schnittkräfte in den Wänden in Längsrichtung ... 28

6.5.1 Verteilung der Schnittkräfte entlang der Wände ... 28
6.5.2 Schnittkräfte in der Wand W1 ... 28
6.5.3 Schnittkräfte in der Wand W2 ... 29
6.5.4 Schnittkräfte in der Wand W3 ... 29
6.5.5 Schnittkräfte in der Wand W4 ... 29
6.6 Bemerkungen ... 30

7 Rahmenwirkung
7.1 Ausgangslage ... 31
7.2 Vorgehen in Schritten ... 32
7.2.1 Erdbebeneinwirkung in Querrichtung ... 32
7.2.2 Erdbebeneinwirkung in Längsrichtung ... 35
7.3 Zusammenfassung der Resultate ... 38
7.3.1 Erdbebeneinwirkung in Querrichtung ... 38
7.3.2 Erdbebeneinwirkung in Längsrichtung ... 38
7.4 Folgerungen ... 39

8 Torsion
8.1 Vorbemerkung ... 41
8.2 Ausgangslage ... 41
8.3 Vorgehen in Schritten ... 41
8.4 Folgerungen und Ergänzungen ... 47

9 Bemessung und konstruktive Durchbildung der Wände
9.1 Ausgangslage ... 49
9.2 Vorgehen in Schritten ... 49
9.2.1 Bemessung der Wand W11 (Querrichtung) ... 49
9.2.2 Bemessung der Wand W2 (Längsrichtung) ... 61
9.2.3 Bemessung der Wand W3 (Längsrichtung) ... 74
9.3 Schlussbemerkung ... 80

10 Weitere konstruktive Details des Tragwerks und der nichttragenden Bauteile
10.1 Details gemäss Plan P.6 ... 81
10.2 Erforderliche Fugenbreite ... 83
10.3 Fugenmaterialien ... 84

11 Attikageschoss
11.1 Entwurf ... 85
11.2 Erdbeben-Ersatzkraft ... 86
11.3 Überschlägige Bemessung ... 86
11.4 Konstruktive Durchbildung ... 88

12 Fundation des Gebäudes
12.1 Bodenpressungen ... 89
12.2 Fundationskasten ... 91

13 Kostenvergleich Kapazitätsbemessung - konventionelle Bemessung
13.1 Vorbemerkungen ... 93
13.2 Grundlagen ... 93

13.3 Konstruktion für konventionelle Bemessung (Plan P.2) 94
13.4 Konstruktion für Kapazitätsbemessung (Plan P.4) 94
13.5 Massnahmen zur Schadenverhinderung bis zum Schadengrenzebeben 95
13.6 Einsparungen bei Umbauten 95
13.7 Beurteilung 96

14 Folgerungen - 14 Conclusions

Anhang A1: Ermittlung der Stockwerksmassen und der Normalkräfte in den Wänden

A1.1 Lastannahmen 101
A1.2 Stockwerksmassen und Einzugsflächen der Wände 101
A1.2.1 Zwischengeschoss 101
A1.2.2 Erstes, zweites und drittes Obergeschoss 102
A1.2.3 Viertes Obergeschoss 102
A1.2.4 Attikageschoss 103
A1.2.5 Dach 104
A1.3 Normalkräfte in den Wänden 105
A1.3.1 Wand W1 105
A1.3.2 Wand W2 105
A1.3.3 Wand W3 106
A1.3.4 Wand W4 106
A1.3.5 Wand W11 106
A1.3.6 Wand W12 107
A1.3.7 Wand W13 107

Anhang A2: Vergleich von unterschiedlichen dynamischen Systemen

A2.1 Einführung 109
A2.2 Unregelmässiger 6-Massenschwinger 109
A2.3 Unregelmässiger 7-Massenschwinger 111
A2.4 Vergleich der Resultate 113

Anhang A3: Kontrolle der Windeinwirkung

A3.1 Nachweis in Querrichtung 115
A3.2 Berücksichtigung der Rahmenwirkung 116
A3.3 Grundsätzliches zum Windnachweis 116

Anhang A4: Momenten-Krümmungs-Beziehungen der Wände

A4.1 Wand W11 117
A4.2 Wand W2 118
A4.3 Wand W3 119

Grundlagen: Erdbebengerechter Entwurf und verformungsorientierte Kapazitätsbemessung von Tragwandgebäuden

G.1 Gebäude mit schlanken Stahlbetontragwänden 121
G.2 Regeln für den Entwurf 123
G.3 Erdbebeneinwirkung und Sicherheitskonzept 126
G.3.1 Bemessungsbeben und Schadengrenzebeben 126
G.3.2 Sicherheitskonzept 126

G.4 Dynamisches Modell ... 128
G.4.1 Mehrmassenschwinger ... 128
G.4.2 Äquivalenter modaler Einmassenschwinger ... 129
G.4.3 Einmassenschwinger für regelmässigen Mehrmassenschwinger ... 131
G.5 Baustoffkenngrössen und Biegewiderstand der Wände ... 132
G.5.1 Beton ... 132
G.5.2 Bewehrungsstahl ... 136
G.5.3 Biegewiderstand der Wände ... 137
G.6 Systeme ohne Rahmenwirkung ... 139
G.6.1 Allgemeines ... 139
G.6.2 Fliessverschiebung des Gebäudes ... 141
G.6.3 Widerstand des Gebäudes ... 143
G.6.4 Grundfrequenz des Gebäudes ... 143
G.6.5 Erdbebenersatzkraft ... 144
G.6.6 Maximale Stockwerksschiefstellung ... 146
G.6.7 Bemessungsverfahren in Schritten ... 146
G.7 Systeme mit Rahmenwirkung ... 149
G.7.1 Modellbildung ... 150
G.7.2 Beanspruchung der Wände ... 152
G.7.3 Schätzung der Rahmensteifigkeit ... 153
G.7.4 Bemessungsverfahren in Schritten ... 156
G.7.5 Bemerkungen ... 158
G.8 Berücksichtigung der Torsion ... 159
G.8.1 Neuer Lösungsansatz ... 159
G.8.2 Vorgehen in Schritten ... 159
G.8.3 Definitionen ... 160
G.8.4 Rotation des Gebäudes ... 162
G.8.5 Vergrösserung von Duktilitätsbedarf und Stockwerksschiefstellung ... 164
G.8.6 Massnahmen ... 165
G.9 Bemessung und konstruktive Durchbildung der Wände ... 165
G.9.1 Vorgehen in Schritten ... 165
G.9.2 Bemerkung zu Prinzipien und Gleichungen ... 175
G.10 Weitere konstruktive Details Tragwerk und nichttragende Bauteile ... 175
G.10.1 Stützen, Unterzüge und Decken ... 175
G.10.2 Fugen zwischen Tragwerk und nichttragenden Wänden ... 176

Glossar ... 179

Bezeichnungen ... 183

Literatur ... 187

Pläne des Beispielgebäudes

P.1 Entwurf Architekt ... 191
P.2 Entwurf Ingenieur für konventionelle Bemessung ... 191
P.3 Entwurf Ingenieur für Kapazitätsbemessung mit “Spielräumen” ... 191
P.4 Definitive Lösung für Kapazitätsbemessung ... 191
P.5 Bewehrungen der Wand W11 ... 191
P.6 Konstruktive Details von tragenden und nichttragenden Bauteilen ... 191

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Bei der Gestaltung der Bau- und Tragwerke von Hochbauten für Erdbebeneinwirkung hat die Forschung in der letzten Zeit grosse Fortschritte gemacht. Zahlreiche neue Erkenntnisse sowohl bezüglich eines erdbebengerechten konzeptionellen Entwurfs als auch für die Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung von Tragwerk und nichttragenden Bauteilen konnten gewonnen werden. Die Erkenntnisse und entsprechende neue Verfahren bieten grosse Vorteile. Während bisherige Verfahren - auch solche gemäss den heute noch gültigen Normen - oft zu beträchtlichen Mehrkosten und trotzdem zu einer ungewissen Zielerfüllung führen, erfordern moderne Verfahren zwar eine hochwertige Ingenieurarbeit, sie können aber zu grossen Vorteilen bei gleichzeitig wesentlich besserer Zielerfüllung führen.

Die Anwendung der neuen Erkenntnisse der Forschung in der Praxis stellt hohe Anforderungen. Vor allem der Bauingenieur muss ein grundlegendesVerständnis der bei einem Erdbeben in den Bau- und Tragwerken auftretenden Phänomene und besondere Kenntnisse und Fähigkeiten in der theoretischen Baudynamik und im Erdbebeningenieurwesen haben. Aber auch der Architekt sollte ein gutes Interesse für die Besonderheiten einer erdbebengerechten Konzeption und einer ebensolchen Gestaltung vor allem der nichttragenden Bauteile entwickeln. Und bis heute liegen erst wenige Erfahrungen vor. Deshalb ist es ein dringendes Erfordernis, dass einschlägige Unterlagen und Anleitungen ausgearbeitet und der Praxis zur Verfügung gestellt werden.

1.2 Zielsetzung

Ziel der vorliegenden Publikation ist es, die praxisgerechte Anwendung moderner Erkenntnisse und Verfahren zur erdbebengerechten Gestaltung von Skelettbauten mit Stahlbetontragwänden darzustellen. Insbesondere sollen wichtige Aspekte eines *erdbebengerechten Entwurfs* und der Methode der verformungsorientierten *Kapazitätsbemessung* aufgezeigt werden. Dies soll am Beispiel eines in der Zone 3b gemäss der SIA-Norm 160 [SIA 160] zu erstellenden 7-geschossigen Gebäudes geschehen; dabei sind Modifikationen von heute noch gültigen Normen zu berücksichtigen, die voraussichtlich in der kommenden Normengeneration - den Swisscodes - enthalten sein werden. Wesentliche, für das Beispiel benötigte Grundlagen sollen in einem speziellen Teil (blaue Seiten) bereitgestellt werden. Eher komplementäre Abschnitte sind in Anhängen (gelbe Seiten) darzustellen.

1.3 Abgrenzung

Diese Arbeit stützt sich vor allem auf die Veröffentlichungen [Bac 02b], [Daz 00] und [PP 92] sowie [Som 00] und [Wen 00]. Internationale Publikationen zum “Performance Based Seismic Design” (z.B. [Pri 00]) werden berücksichtigt soweit dies zweckmässig ist. Die Ausführungen beschränken sich auf Skelettbauten, die mit wenigen schlanken Stahlbetontragwänden ausgesteift sind. Bauten mit reinen Rahmentragwerken und Gebäude mit tragendem Mauerwerk sowie andere Konstruktionsweisen werden hier nicht behandelt.

1.4 Hinweise zum Gebrauch

Für das Verständnis und den eingehenden Gebrauch dieses Dokumentes durch Bauingenieure sind solide Grundkenntnisse und entsprechende Fähigkeiten in den Fachgebieten Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen erforderlich. Zur raschen Einarbeitung wird empfohlen, vor der Lektüre der einzelnen Kapitel des Hauptteils (weisse Seiten) jeweils die entsprechenden Abschnitte der Grundlagen (blaue Seiten), die meist unter einem gleichen oder ähnlichen Titel stehen, zu lesen. Die Lektüre der in den Anhängen dargestellten komplementären Abschnitte (gelbe Seiten) ist für das unmittelbare Verständnis der wichtigsten Zusammenhänge im Allgemeinen nicht erforderlich und kann eher ergänzend erfolgen.

Im Weiteren versteht es sich von selbst, dass nicht alle Kapitel von gleicher Relevanz sind. Beispielsweise können bei einer ersten Lektüre - nicht aber bei einer ersten Anwendung - die Kapitel 7 Rahmenwirkung und 8 Torsion übersprungen und erst nach den Kapiteln 9 bis 14 gelesen werden.

2 Vorgehen

2.1 Anlass

Im Frühjahr 1999 gelangte der Kanton Wallis an Prof. H. Bachmann vom Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK) der Eidgenössischen Technischen Hochschule (ETH) Zürich mit der Bitte, ein Beispiel für die Kapazitätsbemessung eines mehrgeschossigen Gebäudes zur Verfügung zu stellen, das dem geplanten Leitfaden für die erdbebengerechte Gestaltung der Bauwerke im Wallis beigefügt werden könnte. Weil die am IBK vorhandenen Beispiele bereits vor einigen Jahren entwickelt worden waren und seither die Forschung wesentliche Fortschritte erzielte, wurde vorgeschlagen, dass das IBK unter Mitwirkung von qualifizierten Ingenieurbüros ein neues und möglichst praxisnahes Beispiel ausarbeiten sollte.

2.2 Arbeitsweise

Dieser Vorschlag wurde akzeptiert und realisiert. Dazu wurde unter dem Patronat des Centre de Recherche sur l'Environnement Alpin (Crealp), vertreten durch Dipl. Geol. J.-D. Rouiller, Kantonsgeologe, und unter dem Vorsitz von Dr. P. Tissières, Martigny, das folgende Projektteam gebildet:

- Prof. Dr. H. Bachmann, IBK - ETH
- Dr. A. Dazio, IBK - ETH
- Dipl. Ing. P. Bruchez (Berater: Dipl. Ing. K. Alpiger), Ingenieurbüro Schneller Ritz und Partner AG, Brig
- Dipl. Ing. X. Mittaz, KBM Bureau d'ingénieurs civils SA, Sion
- Dipl. Ing. R. Peruzzi, Bureau d'ingénieurs Kurmann et Cretton SA, Monthey

Zu Beginn wurde aus einer Gruppe von Gebäuden, die bei den Ingenieurbüros gerade verfügbar waren oder sich in Bearbeitung befanden, das hier dargestellte Beispielgebäude - ein 7-geschossiges Geschäfts- und Wohnhaus mit 2 Untergeschossen - ausgewählt. Die Architektenpläne dazu wurden von Dipl. Arch. A. Alberti, Monthey, zur Verfügung gestellt. In den wesentlichen Schritten der Bearbeitung wurden durch die Ingenieurbüros jeweils eigene separate Vorschläge, Berechnungen, Bemessungen usw. gemacht. Diese wurden dann durch das ETH-Team überprüft und in anschliessenden Sitzungen im gesamten Projektteam diskutiert und zu einer gemeinsamen Lösung geführt. Dies wurde insbesondere bei den folgenden Arbeitsschritten so gehandhabt:

- Festlegung des Tragwerks
- Modifikationen bei den nichttragenden Bauteilen, insbesondere den nichttragenden Wänden einschliesslich Fassadenbauteilen
- Modellbildung und Vorbemessung
- Berücksichtigung von Rahmenwirkung und Torsion
- Bemessung und konstruktive Durchbildung der Stahlbetontragwände und des übrigen Tragwerks
- Konstruktive Durchbildung der nichttragenden Bauteile

Nachdem die wichtigsten Entscheide getroffen waren, wurde durch das ETH-Team das Beispiel endgültig berechnet und nach didaktischen Gesichtspunkten redaktionell aufbereitet sowie parallel dazu der Teil "Grundlagen: Erdbebengerechter Entwurf und verformungsorientierte Kapazitätsbemessung von Tragwandgebäuden" verfasst und integriert. Anschliessend wurde das Ganze durch die Ingenieurbüros überprüft und ergänzt sowie durch das gesamte Projektteam während mehrerer Sitzungen im Konsens bereinigt.
Mit dieser Arbeitsweise wurde sichergestellt, dass sowohl die grosse praktische Erfahrung der Ingenieurbüros als auch die an der ETH und anderswo gewonnenen neuesten Erkenntnisse aus der Forschung in die Lösungen einflossen. Dadurch konnte ein *modernes und zugleich stark praxisbezogenes Beispiel* für die Erdbebenbemessung von Skelettbauten mit Stahlbetontragwänden entwickelt und in den wesentlichen Punkten ausgearbeitet werden.
Nach dem Vorliegen eines endgültigen Entwurfs wurden sodann die Herren Prof. Dr. Dr. h.c. mult. T. Paulay, Christchurch, Neuseeland, Dr. A. Sommer und Dr. M. Koller, Carouge sowie Dr. T. Wenk, Zürich mit allgemeinen und spezifischen Fragen konsultiert. Die Expertenkonsultation führte zu zahlreichen wertvollen Hinweisen und Anregungen, was hiermit bestens verdankt wird. Sämtliche Bemerkungen wurden eingehend geprüft und zu einer Reihe von Änderungen und Ergänzungen verarbeitet.
Schliesslich wurde durch das Projektteam die druckreife Fassung bereinigt und genehmigt.

3 Entwurf von Tragwerk und nichttragenden Bauteilen

3.1 Beschreibung des Gebäudes

Der Plan P.1 zeigt den Entwurf des Architekten für das Gebäude. Dieses ist rund 60 m lang und 18 m breit. Es umfasst zwei Untergeschosse, ein Erdgeschoss, ein Zwischengeschoss, vier relativ ähnliche Obergeschosse sowie das mit einer Dachterrasse umgebene Attikageschoss.

Für die einzelnen Geschosse ist die folgende Nutzung vorgesehen:

2. Untergeschoss:	Keller und Einstellräume zu Ladengeschäften und Wohnungen
1. Untergeschoss:	Parkgarage
Erdgeschoss:	Ladengeschäfte
Zwischengeschoss:	Ladengeschäfte und Büros
1.-4. Obergeschoss:	Wohnungen und Büros
Attikageschoss:	Wohnungen

Das Gebäude ist ab Fundament durch eine Fuge in zwei rund 22 m bzw. 37 m lange Teile getrennt (verschiedene Eigentümer). Dort ist auch ein vertikaler Versatz der Decke über dem 1. Untergeschoss von 0.90 m vorgesehen. Alle übrigen Geschossdecken der beiden Gebäudeteile sind auf gleicher Höhe angeordnet.
An der Nordwest-Ecke des Gebäudes soll später ein anderes Gebäude angebaut werden; für eine zukünftige Verbindung als Durchfahrt zwischen den beiden Gebäuden im 1. Untergeschoss ist in der Umfassungswand eine provisorisch zu schliessende Öffnung vorgesehen.
Als Tragwerk waren gemäss Vorschlag des Architekten in vertikaler Richtung in den Untergeschossen Wände und Stützen aus Stahlbeton und weiter oben Mauerwerkswände und Stahlbetonstützen vorgesehen. Für die Decken war Stahlbeton, teilweise mit Unterzügen, vorgesehen.

Die nichttragenden Bauteile waren wie folgt vorgesehen:

Zwischenwände:	Mauerwerkswände (mit Anforderungen bezüglich Schallschutz)
Fassadenbauteile:	Mauerwerkswände und Teile in Ortsbeton mit Aussendämmung, Fenster mit Isolierverglasung

Der Baugrund besteht aus Feinsand und Silt von Überschwemmungsablagerungen. Der Baugrund kann deshalb als weicher Boden klassiert werden. Das Verflüssigungspotential dieser Ablagerungen wird hier nicht behandelt.

3.2 Entwurf für konventionelle Bemessung

Der Plan P.2 zeigt das Tragwerk, wie es durch den Ingenieur nach bisher üblichen Gepflogenheiten entworfen wurde. Dabei wurden die Anforderungen der SIA-Norm 160 bezüglich Erdbebeneinwirkung und diejenigen der SIA-Norm 162 bezüglich Bemessung und konstruktiver Durchbildung berücksichtigt. Dieser Tragwerksentwurf kann deshalb als “Entwurf Ingenieur für konventionelle Bemessung” bezeichnet werden.

3.2.1 Haupt-Tragelemente

Das Fundament des Gebäudes besteht aus einer durchgehenden Bodenplatte mit einer Dicke von 40 cm und mit lokalen Verstärkungen unter den stärker belasteten Tragwänden und Stützen. Ohne Bodenplatte müssten im Hinblick auf die Erdbebeneinwirkung die Einzel- und Streifenfundamente durch ein zweidimensionales Netz von Querriegeln ausgesteift werden, wie es z.B. in [Cre 00] empfohlen wird. Die Ausführung dieser Querriegel ist nicht immer wirtschaftlich. Im vorliegenden Fall wurde auf Wunsch des Architekten ohnehin, d.h. aus anderen Gründen, im ganzen 2. Untergeschoss eine Betonbodenplatte angeordnet. Eine gut bewehrte Bodenplatte bietet auch eine noch bessere Garantie für eine wirksame Aussteifung der ganzen Fundation.

Die tragenden Wände der beiden Untergeschosse werden in Stahlbeton ausgeführt, wobei die Aussenwände und die Wände des Luftschutzkellers eine Stärke von mindestens 30 cm aufweisen. Die Wandstärke der Innenwände beträgt 20 cm. Diese Untergeschosse bilden somit einen sehr steifen Kasten, und für die Beurteilung des Verhaltens des Gebäudes im Falle eines Erdbebens kann mit einer Einspannung des Oberbaus in diesen Kasten gerechnet werden.

Zur Abtragung der Schwerelasten werden im Inneren des 1. Untergeschosses sowie im Erdgeschoss vor allem Stützen und nur wenige tragende Wände angeordnet, so dass die Decken dieser Geschosse zum Teil an Stahlbetonwänden (Scheiben) des Zwischengeschosses oder des 1. Obergeschosses aufgehängt werden müssen. Weiter oben werden diese Stahlbetonwände durch Wände in Mauerwerk abgelöst. Im Inneren der Obergeschosse werden im Allgemeinen keine Stützen sondern nur tragende Wände aus Stahlbeton oder Mauerwerk angeordnet.

Zur teilweisen Abtragung der Horizontalkräfte infolge Erdbeben können die Wände der Liftschächte benützt werden, was für die Wände der Treppenhäuser nicht der Fall ist, da sie im 1. Untergeschoss nicht vorhanden sind. Die Wände der Liftschächte reichen aber bei weitem nicht aus, sodass Stahlbetonwände und -rahmen in den Fassaden und so weit nötig zusätzliche Stahlbetonwände im Gebäudeinneren angeordnet werden müssen. Dabei müssen in einigen Tragelementen der Längsrichtung (z.B. spätere Wände W2, W3 und W4) im Erdgeschoss und im Zwischengeschoss ursprünglich vorgesehene Öffnungen geschlossen und einige weitere Modifikationen vorgenommen werden.

Die vom Architekten vorgesehene Fuge kann weggelassen werden, da diese eine Breite von 20 - 25 cm hätte haben müssen (freies Schwingen der beiden Gebäudeteile bei Erdbeben) und für andere Einwirkungen (v.a. Schwinden) nicht unbedingt erforderlich ist. Für die Berechnung der Beanspruchung des Gebäudes im Falle eines Erdbebens kann somit mit einem Block von 59,5 x 17,6 m und 22.60 m Höhe gerechnet werden.

Die meisten dieser Modifikationen wurden während den Koordinationssitzungen zwischen Architekt und Ingenieur diskutiert. Die Kompromisse wurden nicht immer mit totaler Befriedigung beider Seiten akzeptiert. Aus diesem Grund muss die Diskussion zwischen dem Architekten und dem Erdbebeningenieur sehr früh in der Planung stattfinden, d.h. vom frühesten Entwurfsstadium an.

3.2.2 Beurteilung

Insgesamt handelt es sich bei diesem Entwurf des Tragwerks für konventionelle Bemessung nach SIA 160 und SIA 162 durchaus um ein bisher übliches und oft benütztes Konzept. Es ist dadurch gekennzeichnet, dass gegenüber den Vorschlägen des Architekten nur unbedingt notwendige Modifikationen vorgenommen wurden. Im Hinblick auf spätere Nutzungsänderungen und im Hinblick auf moderne Erkenntnisse des Erdbebeningenieurwesens handelt es sich jedoch bezüglich der vorgeschlagenen vertikalen Tragelemente um ein sehr ungünstiges *Mischsystem* aus tragenden Mauerwerkswänden und

Stahlbetonstützen und -Wänden. Dieses Mischsystem *erlaubt nicht, das Verhalten bei der Einwirkung von Erdbeben zuverlässig vorherzusagen.* Die Einsturzsicherheit kann ungenügend sein, und eine Kontrolle der voraussichtlichen Schäden ist nicht möglich. Zudem weist dieses System *bei Wünschen nach Versetzen oder Entfernen von Wänden infolge von Nutzungsänderungen keine oder nur eine sehr geringe Flexibilität* auf.

Wegen des vorliegenden Systems ist auch die Abschätzung der für den erforderlichen Tragwiderstand massgebenden Erdbebenkräfte (z.B. auf Grund der SIA-Norm 160, 1989) problematisch. Es besteht eine grosse Unsicherheit bezüglich der Grundfrequenz, z.B. in Längsrichtung (SIA 160 Ziffer 4 19 64):

Gemäss Formel für Rahmen: $$f_o = \frac{12 \cdot C_s}{n} = \frac{12 \cdot 0.7}{7} = 1.2 \text{ Hz} \tag{3.1}$$

Gemäss Formel für Tragwände: $$f_o = \frac{13 \cdot C_s \cdot l^{0.5}}{h} = \frac{13 \cdot 0.7 \cdot 59.50^{0.5}}{22.60} = 3.1 \text{ Hz} \tag{3.2}$$

Gemäss dem Bemessungsspektrum der SIA-Norm 160 (Zone 3b, mittelsteife Böden) kann bei diesen Frequenzen die horizontale Beschleunigung bis zu $a_{h,\,max} = 0.34g \cong 3.4 \text{ m/s}^2$ betragen. In der Praxis wird der Ingenieur wegen der unsicheren Grundfrequenz meistens den Maximalwert (sog. Plateauwert) verwenden. Für ein Gebäude der Bauwerksklasse I ergibt sich die folgende Ersatzkraft:

$$Q_{acc} = \frac{a_h}{g} \cdot \frac{C_d}{K} \cdot \left(G_m + \sum(\Psi_{acc} \cdot Q_r)\right) \tag{3.3}$$

Darin sind:

$\frac{a_h}{g} = 0.34$, $C_d = 0.65$, $K = 1.2$ (gemäss SIA 160 Ziffer 4 19 74 ist tragendes Mauerwerk massgebend)

$$G_m + \sum(\Psi_{acc} \cdot Q_r) = 78480 + \frac{45392}{3} = 78480 + 15130 = 93610 \text{ kN}$$

(G_m aus Anhang A1, $\sum(\Psi_{acc} \cdot Q_r) = N_{UG}$ aus Kapitel 12, Einbindungshorizont = Boden 1. UG gemäss SIA 160 Ziffer 4 19 507)

Damit ergibt sich:

$$Q_{acc} = 0.34 \cdot \frac{0.65}{1.2} \cdot 93610 = 17240 \text{ kN} \tag{3.4}$$

Ein Vergleich mit der gemäss Kapazitätsbemessung anzusetzenden Ersatzkraft zeigt folgendes:

Konventionelle Bemessung ($C_d = 0.65$): $Q_{acc} = 17240$ kN

Konventionelle Bemessung ($C_d = 1.0$ und $a_{h,max}$ = 0.36 g gemäss Spektrum NAD EC8 von Bild 4.1): $Q_{acc} = 28083$ kN

Kapazitätsbemessung ($C_d = 1.0$, aus Abschnitt 6.4): $V_y = 3459$ kN

Die für die Ermittlung des erforderlichen Tragwiderstandes massgebenden Erdbebenkräfte werden dank der Kapazitätsbemessung im vorliegenden Fall um einen Faktor $28083 / 3459 \cong 8$ reduziert.

3.3 Entwurf für Kapazitätsbemessung

Im Hinblick auf eine Modifikation des Tragwerks und der nichttragenden Bauteile für eine Kapazitätsbemessung inkl. Kontrolle der Schäden bei Erdbebeneinwirkung wurden die nachfolgenden Grundsätze festgelegt (siehe auch Abschnitt G.3).

3.3.1 Grundsätze

Genügende Einsturzsicherheit und Duktilität

Mischsysteme des Tragwerks bestehend aus tragenden Mauerwerkswänden und Rahmen (Stützen und Decken) wie z.B. in Axe C sind für die Aufnahme von Erdbebeneinwirkungen denkbar ungeeignet. Mauerwerkswände sind sehr steif und ziehen die Erdbebenkräfte an, aber sie sind auch sehr spröde und versagen bereits bei geringen plastischen Verformungen. Tragende Mauerwerkswände sollten daher vermieden und zum Erreichen einer genügenden Einsturzsicherheit und Duktilität durch einige wenige horizontal kurze Stahlbetontragwände für die Erdbebenkräfte sowie durch dünne Stützen für die Schwerelasten ersetzt werden, die nur einen kleinen Teil der Grundrissfläche beanspruchen. Sowohl die Wände als auch die Stützen sollen ungebrochen von der Fundation aus über die ganze Höhe des Gebäudes laufen. Mauerwerkswände können allenfalls als nichttragende Zwischenwände vorgesehen werden.

Kontrolle der Schäden

Um die Schadenswirkung von Erdbeben, die schwächer oder höchstens gleich stark wie das Bemessungsbeben sind, unter Kontrolle zu haben, sollen Verformungsbetrachtungen durchgeführt und entsprechende Massnahmen getroffen werden. Für Erdbebenstärken bis zum Schadengrenzebeben (vgl. Abschnitt G.3.1) treten dann keine oder nur unwesentliche Schäden auf, und auch für das Bemessungsbeben können die Schäden stark vermindert werden. Die Massnahmen müssen die Verformungen des Tragwerks - insbesondere die Stockwerksschiefstellung - und die Verformungsempfindlichkeit der nichttragenden Bauteile - dies sind vor allem nichttragende Wände und Fassadenbauteile - berücksichtigen. Insbesondere sollen Wände und Bauteile aus Mauerwerk oder anderen relativ spröden Baustoffen durch vertikale und horizontale Fugen vom Tragwerk abgetrennt werden. Die Fugen dürfen nur durch ein sehr weiches Material - z.B. Gummischrot, kein Schaumstoff oder Kunststoff - verfüllt werden.

Flexibilität bei Nutzungsänderungen

In Gebäuden mit Gewerbe- und Verkaufsräumen, aber auch in Wohnbauten, kommt es heute immer häufiger und oft schon kurze Zeit nach dem Bezug des Neubaus vor, dass - bedingt durch Nutzungsänderungen - Forderungen nach Versetzen oder Entfernen von Wänden gestellt werden. In solchen Fällen sind tragende Mauerwerkswände von grossem Nachteil. Wenn überhaupt möglich, müssen aufwendige Abfangungen erstellt und andere meist sehr kostspielige und umständliche Anpassungen vorgenommen werden, die auch den Betrieb empfindlich stören. Daher muss bei solchen Bauten - und somit auch beim vorliegenden Beispielgebäude - der Bauherr und Eigentümer ein grosses Interesse daran haben, dass tragende Mauerwerkswände vermieden werden. Damit kann die Flexibilität bei Nutzungsänderungen erheblich erhöht werden.

Tragwerk und nichttragende Bauteile mit klar definiertem Erdbebenverhalten

Bei Beachtung der obigen Grundsätze resultieren:

- Einfaches, übersichtliches und möglichst regelmässiges Tragwerk für Schwerelasten und Erdbebeneinwirkung
- Konsistent gewählte und gestaltete nichttragende Bauteile

Beide, Tragwerk und nichttragende Bauteile, weisen ein klar definiertes Erdbebenverhalten und somit ein voraussagbares Zusammenwirken auf.
Für Tragwerke und zugehörige nichttragende Bauteile, welche diese Anforderungen nicht erfüllen, kann die Methode der Kapazitätsbemessung nicht angewendet werden, und die grossen Vorteile der Methode fallen dahin.

3.3.2 Tragwerk mit "Spielräumen"

Auf der Basis der oben formulierten Grundsätze wurde der Entwurf von Tragwerk und nichttragenden Bauteilen, wie er für eine konventionelle Bemessung nach SIA 160/162 bereitgestellt worden war (Abschnitt 3.2), überprüft und modifiziert. Dazu mussten durch den Ingenieur mit dem Architekten eingehende Abklärungen durchgeführt und allseits akzeptierbare Lösungen erarbeitet werden. Dabei wurden im Hinblick auf eine optimale Erdbebenbemessung vorerst noch nicht alle Einzelheiten endgültig festgelegt, sondern - vor allem bei Wahl und Abmessungen von Teilen des Tragwerks - noch gewisse "Spielräume" im Sinne von Maximallösungen belassen. Insbesondere wurden mögliche Orte und mögliche maximale Längen von Stahlbetontragwänden für die Aufnahme der Erdbebenkräfte identifiziert, noch ohne zu entscheiden, ob alle diese Orte benützt bzw. mit welcher Länge die Wände ausgeführt werden sollen.
Der Plan P.3 zeigt das Ergebnis. Das Tragwerk und die nichttragenden Bauteile wurden systematisiert und vereinheitlicht. Gegenüber dem Entwurf für konventionelle Bemessung nach SIA 160/162 wurden bis und mit 4. Obergeschoss die folgenden Modifikationen vorgenommen:

- Die Fuge in der Axe H wurde eliminiert (siehe 3.2.1).
- Sämtliche tragenden Mauerwerkswände wurden eliminiert.
- Im ersten Untergeschoss, im Erd- und im Zwischengeschoss musste die Lage einiger Stützen angepasst werden um die Lastabtragung über die ganze Höhe zu gewährleisten, was auch zur Anpassung einiger Türen in den nichttragenden Wänden führte.
- In den Axen B bis K wurden Unterzüge angeordnet, welche die Decken als in einer Richtung gespannte Platten tragen. Die Stärke der Decken beträgt über dem 2. Untergeschoss 23 cm bzw. 30 cm, über 1. Untergeschoss und über dem Erdgeschoss 25 cm und über allen anderen Geschossen 22 cm (Die Ausbildung als Flachdecken hätte trotz grösseren Deckenstärken Durchbiegungsprobleme infolge Schwerelasten bzw. eine nicht unbedingt geeignete Vorspannung zur Folge gehabt).
- In den Kreuzungspunkten der Unterzüge in den Axen B bis K mit den Axen 1, 2, 4 und 5 sowie in den Nord- und Süd-Fassaden wurden Stützen angeordnet. Ausnahmen bilden einzig die zusätzliche Stütze bei B3 sowie die wegfallenden Stützen bei den Erdbebenwänden.
- Für Erdbeben-Stahlbetontragwände mit Rechteckquerschnitt, 30 cm Stärke und noch nicht endgültig festgelegter Länge, wurden die folgenden möglichen Orte bestimmt:

Richtung Nord-Süd:	Richtung Ost-West:
Wand W4 (Axe 1, K - L^+)	Wand W11 (Axe C, 4 - 5)
Wand W3 (Axe 2, A - B)	Wand W12 (Axe K, 4 - 5)
Wand W1 (Axe 5, A - B)	Wand W13 (Axe H, 4 - 5)
Wand W2 (Axe 5, I - J)	

- Im Innenbereich und in den Fassaden wurden vom Erdgeschoss an aufwärts alle übrigen tragenden Stahlbetonwände eliminiert.
- Sämtliche Treppenhauswände, Liftschachtwände, Wohnungstrennwände und Aussenwände (mit Aussendämmung) werden in nichttragendem Mauerwerk ausgeführt; das Mauerwerk wird seitlich und oben durch eine mit sehr weichem Material (z.B. Gummischrotplatten) verfüllte Fuge von bis zu 30 mm Stärke vom Tragwerk getrennt und wenn nötig gegen Querbeschleunigungen gesichert.
- Sämtliche übrigen Zwischenwände werden als Gipswände mit einer Stärke von 8 bis 10 cm ausgebildet.

Von Bedeutung ist, dass sämtliche Stützen als Pendelstützen ausgebildet, d.h. an die Unterzüge gelenkig angeschlossen werden sollen. Dies hat den Vorteil, dass die Rahmenwirkung reduziert wird und das dynamische Verhalten des Gebäudes durch die Wände dominiert wird (Biegestab). Ohne gelenkige Anschlüsse entstünde für die Erdbebeneinwirkung ein gemischtes Tragwand-Rahmensystem. Die Rahmen würden einen wesentlichen Teil der Erdbebenkräfte aufnehmen, das Gebäude könnte nicht mehr als eigentliches Tragwandsystem betrachtet werden, und eine aufwendigere Bemessung wäre notwendig. Auch werden plastische Verformungen in den Stützen und Decken vermindert oder ganz vermieden. Ähnliches gilt für die gelenkigen Anschlüsse der relativ hohen Unterzüge an die Erdbebenwände, in denen zudem beträchtliche sekundäre Beanspruchungen entstehen würden. Es ergibt sich ein klar definiertes Verformungsverhalten des Gesamtsystems als eigentliches Tragwandsystem, und dementsprechend können verhältnismässig einfache Bemessungsverfahren angewendet werden. Gelenkige Anschlüsse bieten auch Vorteile bei der Montage von vermehrt verwendeten vorfabrizierten Stützen.

Eine Besonderheit bildet das *Attikageschoss* mit folgenden vorläufigen Festlegungen:

- Die rundherum laufenden tragenden Aussenwände aus Stahlbeton wurden eliminiert und durch ähnliche Aussenwände wie in den darunter liegenden Geschossen ersetzt.
- Allenfalls können in Längsrichtung die Wand W1 und in Querrichtung die Wände W11, W12 und W13 mit verkürzter Länge bis zur Dachdecke hochgezogen werden.
- In Längsrichtung und Querrichtung sind zur Abtragung der Erdbebeneinwirkung vermutlich noch zusätzliche Wände erforderlich, die ihre vertikalen Auflagerreaktionen auf die Unterzüge der Decke über 4. OG abgeben.
- Die Dachdecke über dem Attikageschoss ist als Scheibe auszubilden. Die Aussenwände und die Innenwände müssen an ihrem oberen Rand durch die Dachdecke gegen Querbeschleunigungen gehalten werden.

Durch diese Modifikationen des Entwurfs für konventionelle Bemessung ergibt sich ein reiner Skelettbau mit *konsequenter Entflechtung von tragenden und raumabschliessenden Funktionen der vertikalen Bauteile*. Zudem konnten die voraussichtlich erforderlichen Tragelemente für die Erdbebenkräfte drastisch reduziert werden.
Der Plan P.3 wiedergegebene erdbebengerechte Entwurf von Tragwerk und nichttragenden Bauteilen des Gebäudes bildete die Grundlage für das in den Abschnitten 4 bis 14 dargestellte Vorprojekt mit verformungsorientierter Kapazitätsbemessung.

3.4 Optimales Vorgehen

Es muss ausdrücklich darauf hingewiesen werden, dass das bei diesem Beispiel erfolgte und hier beschriebene Vorgehen - obwohl es schliesslich zu einem guten Resultat führte - nicht als optimal bezeichnet werden kann. Denn grundsätzlich hätte das gleiche oder ein noch besseres Ergebnis viel rascher und mit weniger Aufwand erreicht werden können. Erfahrungen zeigen, dass die enge Zusam-

menarbeit zwischen Architekt und Ingenieur, die schliesslich auch hier stattfand, am besten bereits im frühesten Entwurfsstadium des Bauvorhabens beginnt, was übrigens gängige Praxis in vielen anderen Ländern ist. Dies bedeutet konkret, dass bereits bei den ersten Entwurfsskizzen des Architekten, sobald Form und Umrisse des Gebäudes einigermassen erkennbar sind, der Ingenieur beigezogen wird. Also nicht der Architekt allein entwickelt das Konzept für die Raumeinteilung, das Tragwerk und die nichttragenden Bauteile, sondern Architekt und Ingenieur tun dies gemeinsam. Ein solches Vorgehen bietet grosse Vorteile für alle Beteiligten:

- Umwege mit aufwendigen Änderungen bei der Planung und entsprechenden Zeitverlusten werden vermieden.
- Moderne Erkenntnisse und Verfahren für die Erdbebensicherung von Bauwerken können von Anfang an eingebracht werden.
- Überzeugende Resultate sind auf direktem Wege und mit minimalem Aufwand erreichbar.

Und in all jenen Fällen, in denen sonst nur eine konventionelle Bemessung erfolgen würde, können durch eine frühzeitige und enge Zusammenarbeit von Architekt und Ingenieur wesentliche Vorteile bezüglich Flexibilität bei Nutzungsänderungen sowie bezüglich Einsturzsicherheit und Schadenkontrolle bei praktisch gleichen Kosten (siehe Kapitel 13) erzielt werden.

4 Annahmen für Berechnung und Bemessung

4.1 Bemessungsverfahren

Das betrachtete Gebäude soll mit einem verformungsorientierten Bemessungsverfahren bemessen werden. Dabei wird die Kapazitätsbemessung in ein Entwurfsverfahren eingebettet, das von den unter dem Bemessungsbeben zulässigen Verformungen ausgeht. Die zulässigen Verformungen können entweder durch das Tragwerk oder durch die nichttragenden Bauteile bestimmt sein, und sie werden durch eine zulässige maximale Stockwerksschiefstellung δ_{max} (vergleiche Bild G.16) ausgedrückt. Dabei wird das tatsächliche Verformungsverhalten des Gebäudes, sowohl des Tragwerks als auch der nichttragenden Bauteile, berücksichtigt. Wichtige Referenzen für dieses Verfahren sind [Daz 00], [Som 00], [PK 98], [PR 98] und [Bac 02a].

4.2 Normen

Die gegenwärtig gültigen SIA-Normen sind im Umbruch und sollen in den nächsten Jahren durch die an die Eurocodes angepassten Swisscodes ersetzt werden. Die Entwürfe für die neuen Normen haben, was die Bemessungsphilosophie anbelangt, bereits ein fortgeschrittenes Stadium erreicht, aber was die detaillierten Anwendungsbestimmungen betrifft, sind noch wesentliche Änderungen zu erwarten. Aus diesem Grund wird entschieden, die Bemessung dieses Beispiels grundsätzlich anhand der heute gültigen SIA-Normen vorzunehmen, jedoch einige sich abzeichnende Modifikationen zu berücksichtigen.

Die Anwendung der Methode der Kapazitätsbemessung ist in den gültigen SIA-Normen nicht ausdrücklich vorgesehen aber auch nicht ausgeschlossen. Um die Kapazitätsbemessung zusammen mit den SIA-Normen anwenden zu können, und im Sinne der Bemessungsphilosophie der kommenden Normen, werden die folgenden Bestimmungen der SIA-Normen modifiziert:

- Der Bemessungsbeiwert C_d nach Norm SIA 160 Abschnitt 4.19.71 wird gleich Eins angenommen.
- Der Verformungsbeiwert K für Bauwerksklasse I nach Norm SIA 160 Abschnitt 4.19.71 soll der Bemessungsverschiebeduktilität μ_Δ entsprechen. Die Bemessungsverschiebeduktilität kann im Bereich $\mu_\Delta = 2 \ldots 3$ beliebig gewählt werden. Für die meisten Gebäude in der Schweiz führt dies zu vernünftigen Abmessungen der Tragelemente bei gleichzeitiger Erfüllung der Bedingungen bezüglich des Verformungsverhaltens und des Verformungsvermögens der einzelnen Tragelemente.
- Der Widerstandsbeiwert $\gamma_R = 1.2$ nach Norm SIA 162 [SIA 162] wird wie üblich berücksichtigt. Es ist zu bemerken, dass γ_R erst bei der Bemessung der Querschnitte eingeführt wird und keinen direkten Einfluss auf die Bestimmung der Verformungen hat.

Allfällige weitere Modifikationen von Bestimmungen der noch gültigen Normen werden an der entsprechenden Stelle festgehalten und begründet.

4.3 Bemessungsbeben

Es wird angenommen, dass das Gebäude in der Zone 3b gemäss SIA 160 [SIA 160] auf weichem Boden gegründet ist. Das Bemessungsbeben wird durch das elastische Bemessungsantwortspektrum des Nationalen Anwendungs-Dokumentes zum Eurocode 8 [NAD EC8] beschrieben. Das Bemessungs-

antwortspektrum ist im Bild 4.1 dargestellt. Zu Vergleichszwecken ist in Bild 4.1 auch das Bemessungsantwortspektrum für die Zone 3b und mittelsteife Böden nach SIA 160 eingetragen.

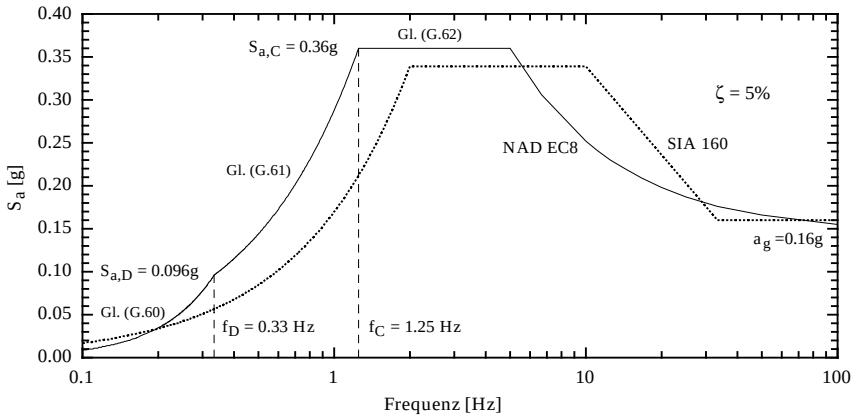


Bild 4.1: Bemessungsantwortspektren der Beschleunigung für Zone 3b Baugrundklasse C (weiche Böden) gemäss dem Nationalen Anwendungsdokument zum Eurocode 8 [NAD EC8] (ausgezogene Linie) und für Zone 3b (mittelsteife Böden) gemäss SIA 160 [SIA 160] (punktierte Linie).

4.4 Baustoff-Kenngrössen

4.4.1 Beton

In diesem Beispiel wird, wo nicht anderes erwähnt, ein Beton B40/30 gemäss SIA 162 [SIA 162] vorausgesetzt, zu dem im nicht umschnürten Zustand folgende Grössen gehören:

$$f_{cwm} = 40 \text{ MPa} \quad , \quad f_{cw,\,min} = 30 \text{ MPa} \quad , \quad f_c = 0.65 \cdot f_{cw,\,min} = 19.5 \text{ MPa} \tag{4.1}$$

$$f'_c = 0.90 \cdot (30 + 0.40 \cdot 4.5) = 28.6 \text{ MPa} \tag{4.2}$$

Die Zylinderdruckfestigkeit f'_c wurde mit Gleichung (G.20) berechnet. Die Eigenschaften des Betons im umschnürten Zustand werden von Fall zu Fall gemäss Abschnitt G.5.1 berechnet.

4.4.2 Bewehrungsstahl

In diesem Beispiel wird, wo nicht anderes erwähnt, ein Bewehrungsstahl S 500c gemäss SIA 162 [SIA 162] verwendet, zu dem folgender Rechenwert der Fliessgrenze gehört:

$$f_y = 460 \text{ MPa} \tag{4.3}$$

Gemäss[PBM 90] werden $R_p = 550$ MPa, $R_m = 630$ MPa und $f_s(\varepsilon_s = 0.04) = 580$ MPa angenommen (vgl. Bild G.9). Damit wird das Verfestigungsverhältnis $R_m/R_p = 1.15$, was gerade dem erforderlichen Wert gemäss Abschnitt G.5.2 entspricht. Der Überfestigkeitsfaktor λ_o wird:

$$\lambda_o = \frac{f_s(\varepsilon_s = 0.04)}{f_y} = \frac{580}{460} = 1.26 \approx 1.25 \tag{4.4}$$

Wichtiger Hinweis (vgl. G.5.2): In plastischen Bereichen darf nur Bewehrungsstahl mit $R_m/R_p \geq 1.15$ (Fraktilwerte) verwendet werden. Schweizer Bewehrungsstahl erreicht diesen Wert oft nicht. Es wird dringend empfohlen, versuchstechnische Vorabklärungen durchzuführen!

5 Modellbildung

5.1 Stockwerksmassen und Normalkräfte

Die geometrischen Angaben zur Berechnung von Stockwerksmassen und Normalkräften sind in den Plänen P.3 zu finden. Die Nutzung der Stockwerksflächen ist in den Plänen P.1 angegeben.

Für die Berechnung der Deckenlasten werden die Lastannahmen und Sicherheitsfaktoren der Norm SIA 160 [SIA 160] verwendet. Das Gewicht der tragenden Elemente (Unterzüge, Stützen, Stahlbetonwände) ist eine grobe Schätzung.

Um eine möglichst gute Übereinstimmung zwischen Modell und Wirklichkeit zu erreichen, wird der Einspannhorizont beim Boden des Erdgeschosses angenommen. Die Masse des Erdgeschosses trägt deshalb zu den dynamischen Trägheitskräften nicht bei (siehe Bild 5.1).

5.1.1 Stockwerksmassen

Die detaillierte Berechnung der Stockwerksmassen ist im Anhang A1 zu finden. Die dort berechneten Stockwerksmassen sind in Tabelle 5.1 zusammengefasst.

Stockwerk:	ZG	1. OG	2. OG	3. OG	4. OG	Attika	Dach
Masse m [t]:	1510	1290	1290	1290	1211	954	303

Tabelle 5.1: Stockwerksmassen

5.1.2 Normalkräfte in den Wänden

Die detaillierte Berechnung der Normalkräfte in den Wänden ist in Anhang A1 zu finden. Die Normalkräfte in den Wänden auf der Höhe des Einspannhorizontes und in Funktion der noch nicht endgültig festgelegten Wandlänge sind in Tabelle 5.2 zusammengefasst.

Wand	Normalkraft
W1	$N_E = 1430.3 + 142.81 \cdot l_w$ [kN] mit l_w in [m]
W2	$N_E = 1691.2 + 129.68 \cdot l_w$ [kN] mit l_w in [m]
W3	$N_E = 1529.4 + 129.68 \cdot l_w$ [kN] mit l_w in [m]
W4	$N_E = 969.5 + 110.33 \cdot l_w$ [kN] mit l_w in [m]
W11	$N_E = 2866.9 + 142.81 \cdot l_w$ [kN] mit l_w in [m]
W12	$N_E = 3778.2 + 142.81 \cdot l_w$ [kN] mit l_w in [m]
W13	$N_E = 4148.8 + 142.81 \cdot l_w$ [kN] mit l_w in [m]

Tabelle 5.2: Normalkräfte in den Wänden auf der Höhe des Einspannhorizontes

5.2 Dynamisches Modell

Abs. G.4

5.2.1 Mehrmassenschwinger

Aufgrund der Angaben von Abschnitt 5.1 sowie des Planes P.3 lassen sich drei mögliche Mehrmassenschwinger (MMS) entwickeln, die im Bild 5.1 dargestellt sind. Das untersuchte Gebäude kann entweder als unregelmässiger 7-Massenschwinger (7-MS), als unregelmässiger 6-Massenschwinger (6-MS) oder auch als regelmässiger 6-Massenschwinger (6-MS) modelliert werden.

- Der unregelmässige 7-MS enthält die tatsächlichen Stockwerkshöhen und die in Abschnitt 5.1 ermittelten Stockwerksmassen.
- Der unregelmässige 6-MS entsteht aus dem 7-MS, indem die Stockwerksmasse des Dachgeschosses zur Stockwerksmasse des Attikageschosses geschlagen wird.
- Der regelmässige 6-MS entsteht, indem die gesamte Höhe und die gesamte Masse des unregelmässigen 6-MS gleichmässig aufgeteilt werden.

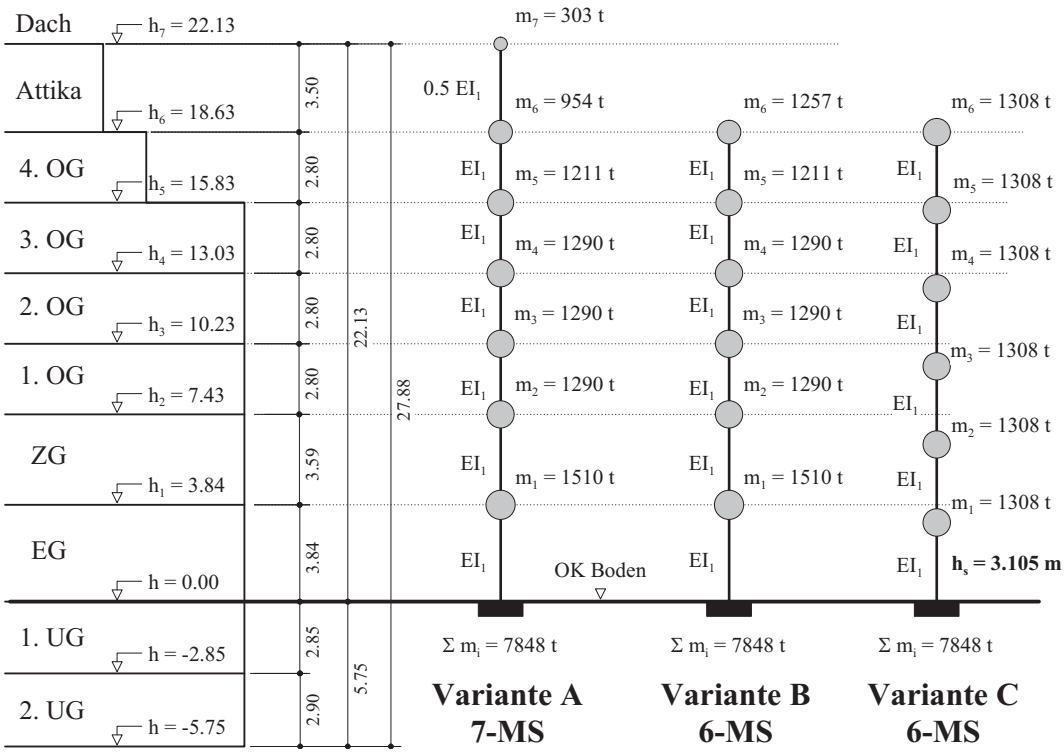


Bild 5.1: Mögliche Mehrmassenschwinger zur Modellierung des untersuchten Gebäudes

5.2.2 Äquivalenter modaler Einmassenschwinger

Zur Beschreibung des äquivalenten modalen Einmassenschwingers (EMS), der zu einem gegebenen MMS gehört, müssen gemäss den Abschnitten G.4.2 und G.4.3 die Parameter α_m^*, α_h^*, α_k^* und Γ berechnet werden. Diese Parameter hängen von den Eigenschaften des MMS ab.

Oft - und so auch beim untersuchten Gebäude - genügt es, einen regelmässigen MMS zu betrachten (siehe Anhang A2). Der entsprechende EMS gemäss Bild 5.2 kann mithilfe der Diagramme in Abschnitt G.4.3 auf einfache Weise definiert werden.

Die Parameter zur Transformation des regelmässigen 6-MS gemäss Bild 5.1 Variante C in einen äquivalenten modalen EMS sind wie folgt:

$$\tilde{\Gamma} = 1.410 \tag{5.1}$$ Bild G.6

$$\alpha_m^* = 0.667 \tag{5.2}$$ Bild G.6

$$\alpha_h^* = 0.783 \tag{5.3}$$ Bild G.6

$$\alpha_k^* = 6.054 \tag{5.4}$$ Bild G.6

Die modale Masse und die modale Höhe werden:

$$m^* = 0.667 \cdot 7848 = 5235 \text{ t} \tag{5.5}$$

$$h^* = 0.783 \cdot 18.63 = 14.59 \text{ m} \tag{5.6}$$

Der erste Eigenvektor $\tilde{\phi}_1$ geht Tabelle G.1 hervor:

$$\tilde{\phi}_1 = \begin{bmatrix} 0.0434 & 0.1603 & 0.3314 & 0.5383 & 0.7652 & 1 \end{bmatrix} \tag{5.7}$$

Die Transformationen des unregelmässigen 6-MS und des unregelmässigen 7-MS in entsprechende EMS sowie ein Vergleich der unterschiedlichen dynamischen Systeme sind in Anhang A2 dargestellt.

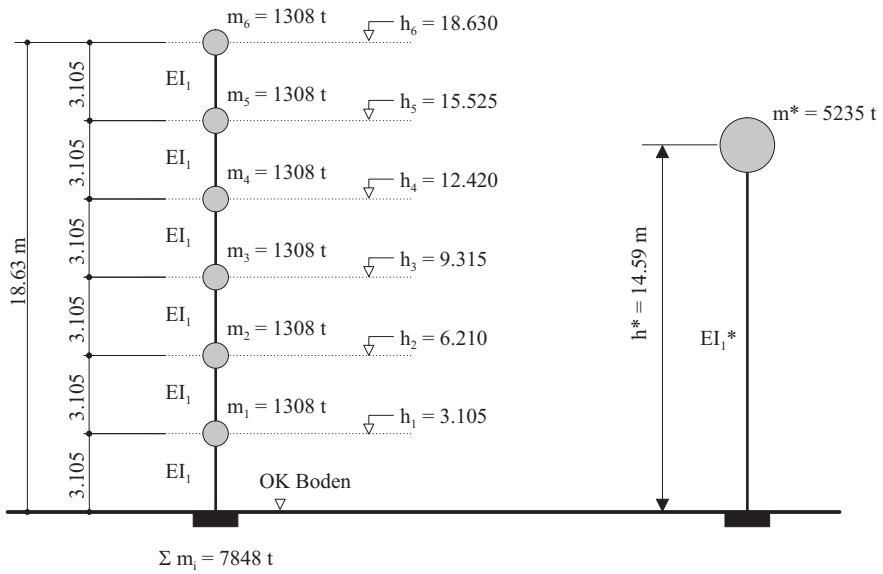


Bild 5.2: Geometrische Angaben zum regelmässigen 6-MS (links) und zum äquivalenten modalen EMS (rechts)

5.2.3 Bemessungsgleichungen

Die Erdbebenbemessung eines Stahlbetontragwandgebäudes ist im allgemeinen ein iterativer Prozess, weil die Erdbebeneinwirkung vom Widerstand des Gebäudes abhängig und letztere am Anfang des Bemessungvorgangs noch unbekannt ist [PR 98]. Die Bemessung anhand eines äquivalenten modalen EMS ermöglicht aber, die Iterationen zu umgehen, indem die Bemessungsgleichungen von Abschnitt G.6.5 benützt werden [Daz 00].

Die Erdbebeneinwirkung ist durch das Bemessungsantwortspektrum von Bild 4.1 gegeben, und in Funktion der Eigenfrequenz des Gebäudes können drei Bemessungsgleichungen aufgestellt werden (siehe auch Bild G.13). Die Bemessungsgleichungen werden für den betrachteten regelmässigen 6-MS (Variante C in Bild 5.1) ausgewertet und somit die Bemessungskonstanten berechnet.

Bereich konstanter Pseudobeschleunigung ($f_1 > 1.25$ Hz):

$$V_y \cdot \mu_\Delta = S_{a,C} \cdot m^* = 3.6 \cdot 5235 = 18846 \text{ kN} \tag{5.8}$$

Gl. (G.65)

Bereich konstanter Pseudogeschwindigkeit ($0.33 \text{ Hz} \le f_1 \le 1.25$ Hz):

$$V_y \cdot \Delta_y \cdot \mu_\Delta^2 = \frac{1}{4\pi^2} \cdot \left(\frac{S_{a,C}}{f_C}\right)^2 \cdot \tilde{\Gamma} \cdot m^* \tag{5.9}$$

$$= \frac{1}{4\pi^2} \cdot \left(\frac{3.6}{1.25}\right)^2 \cdot 1.410 \cdot 5235 = 1551 \text{ kNm}$$

Gl. (G.68)

Bereich konstanter Verschiebung ($f_1 < 0.33$ Hz):

$$\Delta_y \cdot \mu_\Delta = \frac{1}{4\pi^2} \cdot \frac{S_{a,D}}{(f_D)^2} \cdot \tilde{\Gamma} = \frac{1}{4\pi^2} \cdot \frac{0.96}{(0.33)^2} \cdot 1.410 = 0.315 \text{ m} \tag{5.10}$$

Gl. (G.70)

6 Vorbemessung der Wände

6.1 Ausgangslage

Gemäss dem Plan P.3 zum Entwurf des Gebäudes für Kapazitätsbemessung mit “Spielräumen” stehen zur Abtragung der Erdbebenkräfte maximal folgende Wände zur Verfügung:

Querrichtung: 3 Wände, die als W11 , W12 und W13 bezeichnet sind

Längsrichtung: 4 Wände, die als W1 , W2 , W3 und W4 bezeichnet sind

Lage und maximale Länge der Wände sind in Bild 6.1 graphisch dargestellt. Alle Wände weisen eine Stärke (Breite) $b_w = 0.30$ m auf. Ziel dieses Kapitels ist es, anhand von einfachen Berechnungen die Eigenschaften der Wände (Anzahl, Länge und Widerstand) weitgehend festzulegen. Durch die spätere Berücksichtigung von Rahmenwirkung und Torsion und durch die Bemessung und konstruktive Durchbildung können vor allem beim Widerstand bzw. bei der Vertikalbewehrung noch Modifikationen erforderlich sein.

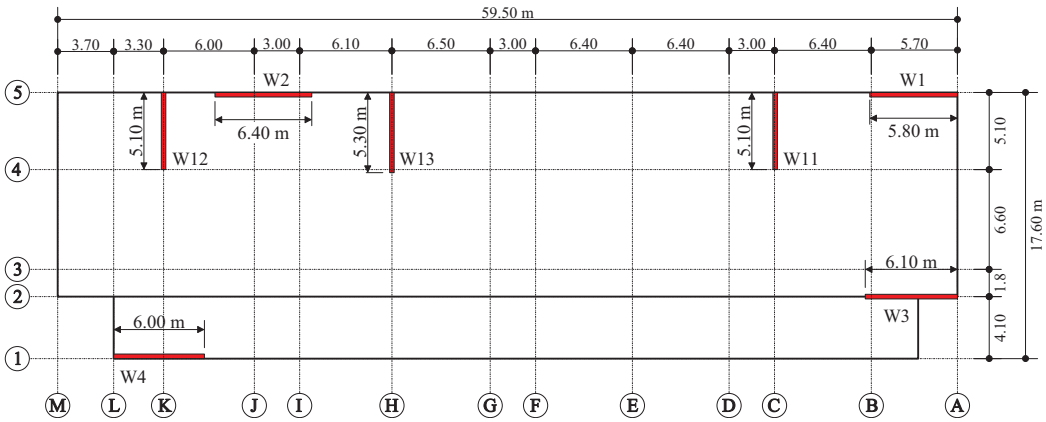


Bild 6.1: Ausgangslage zur Festlegung der endgültigen Wände

6.2 Festlegung der Wandlängen und der Wände in Querrichtung

Die Festlegung der Wandlänge erfolgt gemäss Abschnitt G.6.7.

Schritt 1: Berechnung der Bemessungskonstanten

Die Bemessungskonstanten wurden bereits in Abschnitt 5.2 berechnet. Für den betrachteten regelmässigen 6-MS betragen sie:

$$\tilde{\Gamma} = 1.410 \quad , \quad m^* = 5235 \text{ t} \quad , \quad h^* = 14.59 \text{ m} \tag{6.1}$$

$$f_1 > 1.25 \text{ Hz}: \qquad V_y \cdot \mu_\Delta = 18846 \text{ kN} \tag{6.2}$$

$$0.33 \text{ Hz} \le f_1 \le 1.25 \text{ Hz}: \qquad V_y \cdot \Delta_y \cdot \mu_\Delta^2 = 1551 \text{ kNm} \tag{6.3}$$

$$f_1 < 0.33\ \text{Hz}: \qquad \Delta_y \cdot \mu_\Delta = 0.315\ \text{m} \tag{6.4}$$

Schritte 2 bis 6: Festlegung der mittleren Wandlänge

Die Schritte 2 bis 6 lassen sich sehr einfach in einer Excel-Tabelle implementieren, deshalb werden sie hier zusammen behandelt. Die Berechnungen werden mit $\kappa_1 = 1.80$ und $\kappa_2 = 0.85$ durchgeführt. Die Materialeigenschaften f_y und f'_c sind in Abschnitt 4.4 zu finden. Ein Mittelwert der Normalkraft, die in den Wänden W11 bis W13 zu erwarten ist, kann anhand von Abschnitt 5.1.2 berechnet werden und beträgt: Abs. G.6.2

$$\bar{N}_E = \frac{(2866.9 + 3778.2 + 4148.8)}{3} + 142.81 \cdot l_w = 3598.0 + 142.81 \cdot l_w \tag{6.5}$$

Zuerst werden die Bemessungsduktilität μ_Δ und die akzeptierte Stockwerksschiefstellung δ_{max} gewählt (*Schritt 2*). In den ersten beiden Spalten von Tabelle 6.1 werden diesbezüglich mehrere unterschiedliche Vorschläge gemacht. Die erforderliche Wandlänge l_w kommt aus rein geometrischen Überlegungen heraus (*Schritte 3* und *4*). Anschliessend können die vorhandene Erdbebenersatzkraft $V_E = V_y$ und das entsprechende Fussmoment berechnet werden (*Schritt 5*). Falls die Eigenfrequenz f_n kleiner als die Eckfrequenz f_C ist, wird V_y aus dem Faktor $V_y \cdot \Delta_y \cdot \mu_\Delta^2$ berechnet, sonst aus dem Faktor $V_y \cdot \mu_\Delta$.
Die Anzahl Wände kann jetzt gewählt werden, in diesem Fall $n_w = 2$ oder $n_w = 3$, und es kann der erforderliche Gesamtbewehrungsgehalt $\rho_t(n_E, m_E, \rho_w)$ berechnet werden. Die Normalkraft am Wandfuss geht aus Gleichung (6.5) hervor, und mithilfe der Querschnittsabmessungen l_w und $b_w = 0.30\text{m}$ wird die bezogene Normalkraft n festgelegt. Der Stegbewehrungsgehalt kann frei gewählt werden und beträgt hier $\rho_w = 0.35\%$.

μ_Δ [-] gew.	δ_{max} [%] gew.	Δ_y [m] (G.74)	Δ_m [m]	l_w [m] (G.56)	V_y [MN] (6.2) (6.3) (6.4)	$M_y=M_E$ [MNm] (G.57)	n_w [-] gew.	ϕ_y [10^{-3} m^{-1}] (G.52)	f_n [Hz] (G.58) (G.59)	$\bar{N}_E$ [kN] (6.5)	n_E [-] (G.34)	m_E [-] (G.34)	$\rho_t(m_E)$ [%] (G.40) (G.31)	$\rho_t(m_E \cdot \gamma_R)$ [%] (G.40) (G.31)
1.5	0.650	0.065	0.098	5.145	10.578	154.30	3	0.766	1.037	4333	0.098	0.227	2.59	3.21
2	0.800	0.063	0.126	5.304	6.135	89.496	3	0.743	0.802	4356	0.096	0.124	1.18	1.52
2.5	1.000	0.065	0.163	5.143	3.807	55.536	3	0.767	0.622	4332	0.098	0.082	0.59	0.81
2.5	1.000	0.065	0.163	5.143	3.807	55.536	2	0.767	0.622	4332	0.098	0.122	1.15	1.49
3	1.200	0.067	0.200	5.036	2.589	37.760	3	0.783	0.507	4317	0.100	0.058	0.25	0.41
3	1.200	0.067	0.200	5.036	2.589	37.760	2	0.783	0.507	4317	0.100	0.087	0.65	0.89
3.5	1.350	0.065	0.228	5.142	1.942	28.331	3	0.767	0.444	4332	0.098	0.042	0.03	0.15
3.5	1.350	0.065	0.228	5.142	1.942	28.331	2	0.767	0.444	4332	0.098	0.062	0.32	0.49
4	1.550	0.066	0.265	5.059	1.463	21.340	3	0.779	0.382	4321	0.100	0.032	-0.10	-0.01
4	1.550	0.066	0.265	5.059	1.463	21.340	2	0.779	0.382	4321	0.100	0.049	0.12	0.26
5	1.900	0.066	0.330	5.074	0.939	13.698	3	0.777	0.307	4323	0.099	0.021	-0.26	-0.20
5	1.900	0.066	0.330	5.074	0.939	13.698	2	0.777	0.307	4323	0.099	0.031	-0.12	-0.03
2.8	1.100	0.065	0.182	5.166	3.049	44.472	2	0.763	0.558	4336	0.098	0.097	0.80	1.07

Tabelle 6.1: Untersuchung der Bemessungsparameter der Wände in Querrichtung; die grauen Schattierungen bezeichnen Parameter die frei gewählt werden können.

Die letzte Spalte der Tabelle 6.1 zeigt den gesamten Bewehrungsgehalt ρ_t, der notwendig ist, um das Bemessungsmoment $m_E \cdot \gamma_R$ aufzunehmen, wobei der Widerstandsbeiwert nach der Norm SIA 162 $\gamma_R = 1.2$ ist. [SIA 162] 3.21
Aufgrund der verschiedenen Möglichkeiten, die in Tabelle 6.1 aufgelistet sind, scheint die Verwendung von zwei Wänden mit $l_w \approx 5.1$ m, $b_w = 0.30$ m und $\rho_t \approx 1.1$ % (letzte Zei-

le der Tabelle) eine zweckmässige Lösung *(Schritt 6)*. Dabei sollten unter dem Bemessungserdbeben ein Duktilitätsbedarf von $\mu_\Delta \approx 2.8$ und eine maximale Stockwerksschiefstellung von $\delta_{max} \approx 1.1\ \%$ entstehen.
Die Tabelle 6.1 zeigt, dass sich die Berechnung der Schritte 2 bis 6 automatisieren lässt und mit wenig Aufwand die Beurteilung verschiedenster Fälle möglich ist. Grundsätzlich könnte man sich aber auf die Berechnung von wenigen praktisch relevanten Fällen beschränken.

Schritt 7.1: Wahl der Wände

Aus nutzungstechnischen Gründen - der Wegfall der Wand W13 ist willkommen - und mit Rücksicht auf eine gute Torsionssteifigkeit des Gebäudes, wird beschlossen, das Gebäude in Querrichtung mit den Wänden W11 und W12 auszusteifen. Die Wandlänge ergibt sich aus dem Stützenraster und beträgt für beide Wände $l_w = 5.10\ \text{m}$.

Schritt 7.2: Berechnung der Fliessverschiebung der Wände

Schritt 7.2 wird anhand von Tabelle 6.2 durchgeführt Abs. G.5.3

Abs. G.6.2

Wand		**W11**	**W12**	**-**	**-**	**Empfehlungen (Abs. G.6.7)**
l_w	[m]	5.10	5.10			
Endbereich ($l_e \approx 0.1 \cdot l_w$) Stäbe: Bewehrungsfläche A_{se}: Gehalt $\rho_e = A_{se}/(b_w \cdot l_e)$:	 [mm²] [%]	 8 Ø 30 5656 3.70	 8 Ø 30 5656 3.70			 < ~4.0
Stegbereich ($l_s \approx 0.8 \cdot l_w$) Stäbe: Stababstand s Bewehrungsfläche A_{sw}: Gehalt $\rho_w = A_{sw}/(b_w \cdot s)$:	 [mm] [mm²] [%]	 2 Ø 10 150 157 0.35	 2 Ø 10 150 157 0.35			 0.30 ... 0.50
Total Gehalt $\rho_t = 0.2\rho_e + 0.8\rho_w$:	[%]	1.02	1.02			< ~1
N_E	[kN]	3595	4506			
$n_E = N_E/(f'_c \cdot b_w \cdot l_w)$	[-]	0.08	0.10			< ~0.15
$M_R(N_E,\rho_t)$	[kNm]	24010	25598			
$M_{y,i} = M_E = M_R/\gamma_R$	[kNm]	20008	21332			
$V_{y,i} = V_E = M_{y,i}/h^*$	[kN]	1371	1462			
$\phi_{y,i} = \kappa_1 \cdot (\varepsilon_y/l_w)$	[1/m]	0.000773	0.000773			
$\Delta_{y,i} = (\kappa_2 \cdot \Gamma \cdot \phi_{y,i} \cdot h^{*2})/3$	[m]	0.066	0.066			

Tabelle 6.2: Berechnung des Widerstands und der Fliessverschiebung der Wände W11 und W12

Schritt 7.3: Berechnung des Gesamtwiderstandes und der Fliessverschiebung des Gebäudes

Kleinste Fliessverschiebung:

$$\Delta'_y = 0.066\ \text{m} \tag{6.6}$$ Tab. 6.2

Gesamtwiderstand des Gebäudes:

$$V_y = \sum V_{y,i} = 2833\ \text{kN} \tag{6.7}$$ Abs. G.6.7

$$k_{11} = \frac{V_{y,11}}{\Delta_{y,11}} = \frac{1371}{0.066} = 20773 \text{ kN/m}, \quad k_{12} = \frac{V_{y,12}}{\Delta_{y,12}} = \frac{1462}{0.066} = 22152 \text{ kN/m} \tag{6.8}$$

$$k = \sum k_{y,i} = 42925 \text{ kN/m} \tag{6.9}$$

Fliessverschiebung des Gebäudes:

$$\Delta_y = \frac{V_y}{k} = 0.066 \text{ m} \tag{6.10}$$

Biegewiderstand am Wandfuss:

$$M_y = V_y \cdot h^* = 2833 \cdot 14.59 = 41333 \text{ kNm} \tag{6.11}$$

Schritt 7.4: Berechnung der erforderlichen Duktilität und der Stockwerksschiefstellung

Abs. G.6.4

Steifigkeit des EMS:

$$k^* = \tilde{\Gamma} \cdot V_y / \Delta_y = 1.410 \cdot 2833 / 0.066 = 60523 \text{ kN/m} \tag{6.12}$$

Grundfrequenz des Gebäudes:

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{k^* / m^*} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{60523 / 5235} = 0.54 \text{ Hz} \tag{6.13}$$

Die Grundfrequenz des Gebäudes $f_1 = 0.54$ Hz liegt im Bereich konstanter Pseudogeschwindigkeit (siehe Bilder 4.1 und G.13); deshalb ist (6.3) die massgebende Bemessungsgleichung, und es gilt:

$$V_y \cdot \Delta_y \cdot \mu_\Delta^2 = 1551 \text{ kNm} \tag{6.14}$$

Der Gesamtwiderstand V_y und die Fliessverschiebung Δ_y sind durch die Gleichungen (6.7) und (6.10) definiert. Deshalb beträgt die erforderliche Systemduktilität:

$$\mu_\Delta = \sqrt{1551 / (V_y \cdot \Delta_y)} = \sqrt{1551 / (2833 \cdot 0.066)} = 2.88 \tag{6.15}$$

Dabei ist der Duktilitätsbedarf der längsten Wand:

$$\mu_{\Delta,w} = \alpha \cdot \mu_\Delta = 1.0 \cdot 2.88 = 2.88 \tag{6.16}$$

Die maximale Verschiebung des Gebäudes beträgt:

$$\Delta_m = \Delta_y \cdot \mu_\Delta = 0.066 \cdot 2.88 = 0.190 \text{ m} \tag{6.17}$$

Die maximale Stockwerksschiefstellung beträgt:

Abs. G.6.6

$$\delta_{max} = \left(\frac{3}{2} \cdot \frac{h}{h^* \cdot \tilde{\Gamma}} + \mu_\Delta - 1\right)\frac{\Delta_y}{h} = \left(\frac{3}{2} \cdot \frac{18.63}{14.59 \cdot 1.410} + 2.88 - 1\right)\frac{0.066}{18.63} = 1.15\ \% \tag{6.18}$$

Schritt 7.5: Iterationen

Die drei Zielparameter μ_Δ, $\mu_{\Delta,w}$ und δ_{max} zeigen Werte, die sehr nahe bei den gewählten Zielwerten liegen. Die beiden Wände weisen günstige Abmessungen und eine gut mach-

bare Längsbewehrung auf. Deshalb wird keine Iteration durchgeführt. Die Kontrolle bezüglich Windeinwirkung einschliesslich grundsätzliche Aspekte dazu sind im Anhang A3 dargestellt.

6.3 Schnittkräfte in den Wänden in Querrichtung

Grundsätzlich sind in kapazitätsbemessenen Wänden die Schnittkräfte (bzw. Widerstände) im plastischen Bereich wesentlich, nicht jedoch die genauen Verteilungen der Stockwerkkräfte und der Schubkräfte entlang der Wände; denn diese werden bei der Bemessung durch nach bestimmten Regeln konstruierte Umhüllende erfasst. Trotzdem werden die Verteilungen hier dargestellt.

6.3.1 Verteilung der Schnittkräfte entlang der Wände

Die Querkraft und das Biegemoment entlang der Wände werden aus den Stockwerkskräften berechnet. Die Erdbebenersatzkraft wurde anhand des modalen EMS berechnet; deshalb, um ein konsistentes Modell zu haben, müssen die Stockwerkskräfte affin zum ersten Eigenvektor multipliziert mit der Massenmatrix verteilt werden. In diesem Fall wurde mit einem regelmässigen 6-MS mit lauter gleichen Stockwerksmassen gerechnet, deshalb sind die Stockwerkskräfte einfach affin zum ersten Eigenvektor verteilt. Die horizontalen Stockwerkskräfte $\mathbf{F}_i$ betragen:

$$\mathbf{F}_i = V_{b,i} \cdot \frac{\phi_1}{\sum \phi_{j,1}} = V_{b,i} \cdot \begin{bmatrix} 1.5 & 5.6 & 11.7 & 19.0 & 27.0 & 35.2 \end{bmatrix} / 100 \qquad (6.19)$$

Tab. G.1

Damit wird automatisch sichergestellt dass:

$$V_y = \sum F_{i,j} \qquad \text{und} \qquad M_y = \sum F_{i,j} \cdot h_j \qquad (6.20)$$

$F_{i,j}$: Stockwerkskraft die in der Höhe des Stockwerks j auf die Wand i wirkt
h_j: Höhe des Stockwerks j ab Einspannhorizont

6.3.2 Schnittkräfte in der Wand W11

Mit $V_{b,11} = V_{y,11} = 1371$ kN ergeben sich folgende horizontale Stockwerkskräfte: Tab. 6.2

$$\mathbf{F}_{11} = \begin{bmatrix} 21 & 77 & 160 & 260 & 370 & 483 \end{bmatrix} \text{kN} \qquad (6.21)$$

Die Normalkräfte gehen aus Abschnitt A1.3.5 hervor. Die Schnittkräfte sind in Bild 6.2 dargestellt.

6.3.3 Schnittkräfte in der Wand W12

Mit $V_{b,12} = V_{y,12} = 1462$ kN ergeben sich folgende horizontale Stockwerkskräfte: Tab. 6.2

$$\mathbf{F}_{12} = \begin{bmatrix} 22 & 83 & 171 & 277 & 394 & 515 \end{bmatrix} \text{kN} \qquad (6.22)$$

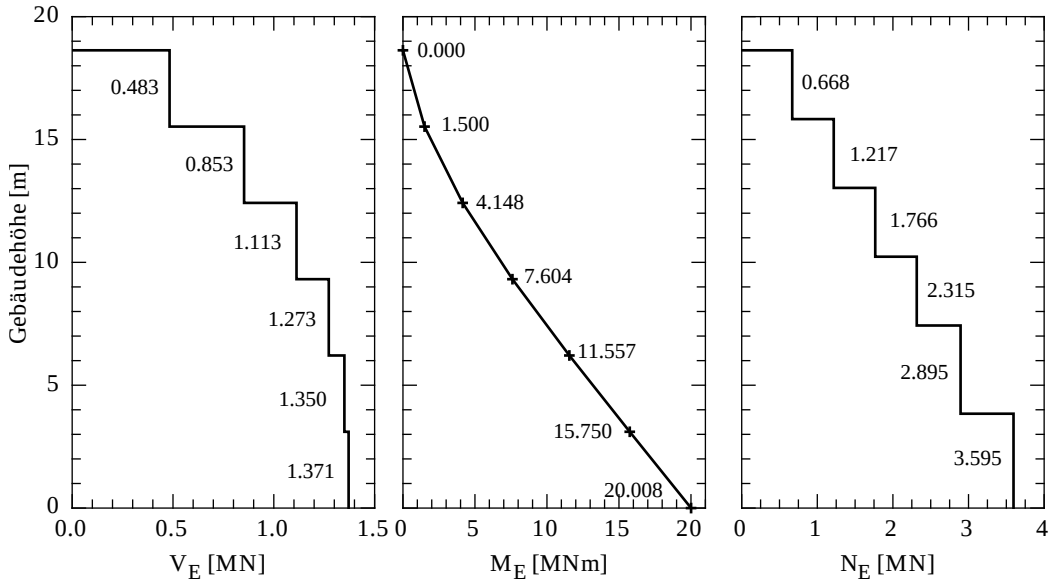


Bild 6.2: Schnittkräfte entlang der Wand W11

Die Normalkräfte gehen aus Abschnitt A1.3.6 hervor. Die Schnittkräfte sind in Bild 6.3 dargestellt.

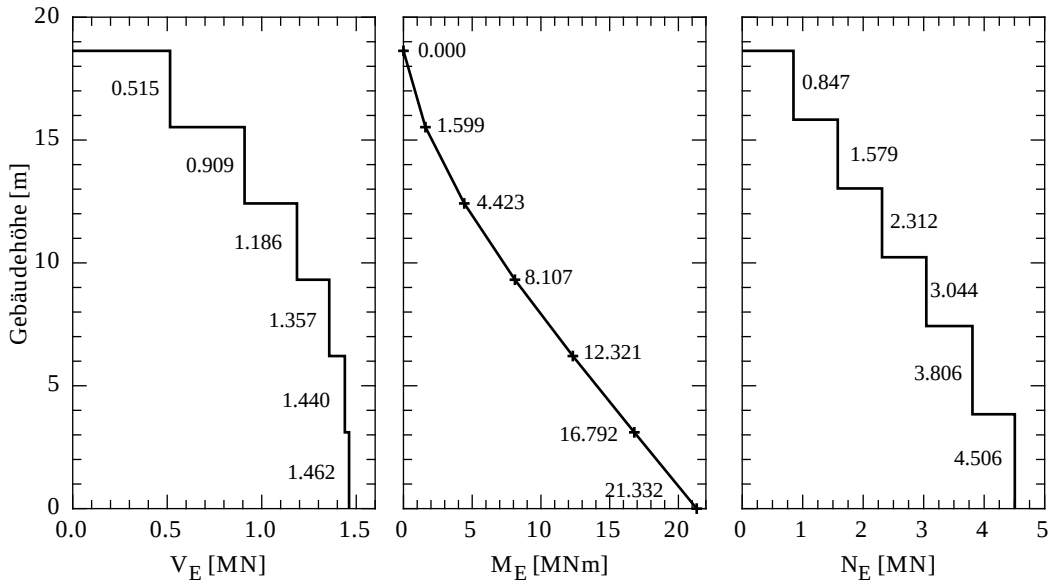


Bild 6.3: Schnittkräfte entlang der Wand W12

6.4 Festlegung der Wandlängen und der Wände in Längsrichtung

Schritt 1: Berechnung der Bemessungskonstanten

Die Bemessungskonstanten wurden bereits in Abschnitt 5.2 berechnet. Für den betrachteten regelmässigen 6-MS betragen sie:

$$\tilde{\Gamma} = 1.410 \quad , \quad m^* = 5235 \text{ t} \quad , \quad h^* = 14.59 \text{ m} \tag{6.23}$$

$f_1 > 1.25\ \text{Hz}$: $\quad V_y \cdot \mu_\Delta = 18846\ \text{kN}$ (6.24)

$0.33\ \text{Hz} \le f_1 \le 1.25\ \text{Hz}$: $\quad V_y \cdot \Delta_y \cdot \mu_\Delta^2 = 1551\ \text{kNm}$ (6.25)

$f_1 < 0.33\ \text{Hz}$: $\quad \Delta_y \cdot \mu_\Delta = 0.315\ \text{m}$ (6.26)

Schritte 2 bis 6: Festlegung der mittleren Wandlänge

Die Schritte 2 bis 6 lassen sich sehr einfach in einer Excel-Tabelle implementieren, deshalb werden sie hier zusammen behandelt. Die Berechnungen werden mit $\kappa_1 = 1.80$ und $\kappa_2 = 0.85$ durchgeführt. Die Materialeigenschaften f_y und f'_c sind in Abschnitt 4.4 zu finden. Ein Mittelwert der Normalkraft, die in den Wänden W1 bis W4 zu erwarten ist, kann anhand von Abschnitt 5.1.2 berechnet werden und beträgt: Abs. G.6.2

$$\overline{N}_E = \frac{(1430.3 + 1691.2 + 1529.4 + 969.5)}{4} + \frac{(142.8 + 129.7 + 129.7 + 110.3) \cdot l_w}{4}$$
$$= 1405.1 + 128.1 \cdot l_w \qquad (6.27)$$

Zuerst werden die Bemessungsduktilität μ_Δ und die akzeptierte Stockwerksschiefstellung δ_{max} gewählt (*Schritt 2*). In den ersten beiden Spalten von Tabelle 6.3 werden diesbezüglich mehrere unterschiedliche Vorschläge gemacht. Die erforderliche Wandlänge l_w kommt aus rein geometrischen Überlegungen heraus (*Schritte 3* und *4*). Anschliessend können die vorhandene Erdbebenersatzkraft $V_E = V_y$ und das entsprechende Fussmoment berechnet werden (*Schritt 5*). Falls die Eigenfrequenz f_n kleiner als die Eckfrequenz f_C ist, wird V_y aus dem Faktor $V_y \cdot \Delta_y \cdot \mu_\Delta^2$ berechnet, sonst aus dem Faktor $V_y \cdot \mu_\Delta$.
Die Anzahl Wände kann jetzt gewählt werden, in diesem Fall $n_w = 2$ oder $n_w = 3$ oder $n_w = 4$, und es kann der erforderliche Gesamtbewehrungsgehalt $\rho_t(n_E, m_E, \rho_w)$ berechnet werden. Die Normalkraft am Wandfuss geht aus Gleichung (6.27) hervor, und mithilfe der Querschnittsabmessungen l_w und $b_w = 0.30\text{m}$ wird die bezogene Normalkraft n festgelegt. Der Stegbewehrungsgehalt kann frei gewählt werden und beträgt hier $\rho_w = 0.35\%$.
Die letzte Spalte der Tabelle 6.3 zeigt den gesamten Bewehrungsgehalt ρ_t, der notwendig ist, um das Bemessungsmoment $m_E \cdot \gamma_R$ aufzunehmen, wobei der Widerstandsbeiwert nach der Norm SIA 162 $\gamma_R = 1.2$ ist. [SIA 162] 3.21

Aufgrund der verschiedenen Möglichkeiten, die in Tabelle 6.3 aufgelistet sind, scheint die Verwendung von vier Wänden mit $l_w \approx 5.1\ \text{m}$, $b_w = 0.30\ \text{m}$ und $\rho_t \approx 0.65\ \%$ (letzte Zeile der Tabelle) eine zweckmässige Lösung *(Schritt 6)*. Dabei sollten unter dem Bemessungserdbeben ein Duktilitätsbedarf von $\mu_\Delta \approx 2.6$ und eine maximale Stockwerksschiefstellung von $\delta_{max} \approx 1.1\ \%$ entstehen.

Auch hier - wie im Abschnitt 6.2 - könnte man sich auf die Berechnung von wenigen Fällen beschränken.

Schritt 7.1: Wahl der Wände

Es werden alle vier Wände behalten. Aus konstruktiven Gründen werden folgende Wandlängen gewählt:

- Wand W1: $\quad l_w = 5.80\ \text{m}$

μ_Δ [-] gew.	δ_{max} [%] gew.	Δ_y [m] (G.74)	Δ_m [m]	l_w [m] (G.56)	V_y [MN] (6.2) (6.3) (6.4)	$M_y=M_E$ [MNm] (G.57)	n_w [-] gew.	ϕ_y [10^{-3} m^{-1}] (G.52)	f_n [Hz] (G.58) (G.59)	N_E [kN] (6.5)	n_E [-] (G.34)	m_E [-] (G.34)	$\rho_t(m_E)$ [%] (G.40) (G.31)	$\rho_t(m_E \cdot \gamma_R)$ [%] (G.40) (G.31)
1.5	0.650	0.065	0.098	5.145	10.578	154.31	4	0.766	1.037	2064	0.047	0.170	2.06	2.53
2	0.800	0.063	0.126	5.304	6.135	89.496	4	0.743	0.802	2085	0.046	0.093	1.00	1.26
2.5	1.000	0.065	0.163	5.143	3.807	55.536	4	0.767	0.622	2064	0.047	0.061	0.56	0.73
2.5	1.000	0.065	0.163	5.143	3.807	55.536	2	0.767	0.622	2064	0.047	0.122	1.41	1.74
3	1.200	0.067	0.200	5.036	2.589	37.760	4	0.783	0.507	2050	0.047	0.043	0.31	0.43
3	1.200	0.067	0.200	5.036	2.589	37.760	2	0.783	0.507	2050	0.047	0.087	0.91	1.15
3.5	1.350	0.065	0.228	5.142	1.942	28.331	4	0.767	0.444	2064	0.047	0.031	0.15	0.23
3.5	1.350	0.065	0.228	5.142	1.942	28.331	2	0.767	0.444	2064	0.047	0.062	0.58	0.75
4	1.550	0.066	0.265	5.059	1.463	21.340	4	0.779	0.382	2053	0.047	0.024	0.05	0.12
4	1.550	0.066	0.265	5.059	1.463	21.340	2	0.779	0.382	2053	0.047	0.049	0.38	0.52
5	1.900	0.066	0.330	5.074	0.939	13.698	4	0.777	0.307	2055	0.047	0.016	-0.07	-0.03
5	1.900	0.066	0.330	5.074	0.939	13.698	2	0.777	0.307	2055	0.047	0.031	0.14	0.23
2.6	1.050	0.066	0.172	5.070	3.470	50.611	4	0.778	0.589	2055	0.047	0.057	0.51	0.66

Tabelle 6.3: Untersuchung der Bemessungsparameter der Wände in Längsrichtung; die grauen Schattierungen bezeichnen Parameter die frei gewählt werden können.

- Wand W2: $l_w = 4.80$ m
- Wand W3: $l_w = 5.70$ m
- Wand W4: $l_w = 4.20$ m

Die mittlere Wandlänge beträgt somit $\overline{l_w} = 5.13$ m.

Schritt 7.2: Berechnung der Fliessverschiebung der Wände

Schritt 7.2 wird anhand von Tabelle 6.4 durchgeführt

Wand		**W1**	**W2**	**W3**	**W4**	**Empfehlungen (Abs. G.6.7)**
l_w	[m]	5.80	4.80	5.70	4.20	
Endbereich ($l_e \approx 0.1 \cdot l_w$)						
Stäbe:		8 Ø 22	6 Ø 22	8 Ø 22	6 Ø 22	
Bewehrungsfläche A_{se}:	[mm^2]	3040	2280	3040	2280	
Gehalt $\rho_e = A_{se}/(b_w \cdot l_e)$:	[%]	1.75	1.58	1.78	1.81	< ~4.0
Stegbereich ($l_s \approx 0.8 \cdot l_w$)						
Stäbe:		2 Ø 10	2 Ø 10	2 Ø 10	2 Ø 10	
Stababstand s	[mm]	150	150	150	150	
Bewehrungsfläche A_{sw}:	[mm^2]	157	157	157	157	
Gehalt $\rho_w = A_{sw}/(b_w \cdot s)$:	[%]	0.35	0.35	0.35	0.35	0.30 ... 0.50
Total						
Gehalt $\rho_t = 0.2\rho_e + 0.8\rho_w$:	[%]	0.63	0.60	0.63	0.64	< ~1
N_E	[kN]	2259	2314	2269	1433	
$n_E = N_E/(f'_c \cdot b_w \cdot l_w)$	[-]	0.04	0.05	0.05	0.04	< ~0.15
$M_R(N_E,\rho_t)$	[kNm]	18948	13338	18534	9734	
$M_{y,i} = M_E = M_R/\gamma_R$	[kNm]	15790	11115	15445	8115	
$V_{y,i} = V_E = M_{y,i}/h^*$	[kN]	1082	762	1059	556	
$\phi_{y,i} = \kappa_1 \cdot (\varepsilon_y/l_w)$	[1/m]	0.000683	0.000825	0.000695	0.000943	
$\Delta_{y,i} = (\kappa_2 \cdot \Gamma \cdot \phi_{y,i} \cdot h^{*2})/3$	[m]	0.058	0.070	0.059	0.080	

Tabelle 6.4: Berechnung des Widerstands und der Fliessverschiebung der Wände W1 bis W4

Schritt 7.3: Berechnung des Gesamtwiderstandes und der Fliessverschiebung des Gebäudes

Kleinste Fliessverschiebung:

$$\Delta'_y = 0.058 \text{ m} \tag{6.28}$$ Tab. 6.4

Gesamtwiderstand des Gebäudes:

$$V_y = \sum V_{y,i} = 3459 \text{ kN} \tag{6.29}$$ Abs. G.6.7

$$k_1 = \frac{V_{y,1}}{\Delta_{y,1}} = \frac{1082}{0.058} = 18655 \text{ kN/m} \;,\; k_2 = \frac{V_{y,2}}{\Delta_{y,2}} = \frac{762}{0.070} = 10886 \text{ kN/m}$$

$$k_3 = \frac{V_{y,3}}{\Delta_{y,3}} = \frac{1059}{0.059} = 17949 \text{ kN/m} \;,\; k_4 = \frac{V_{y,4}}{\Delta_{y,4}} = \frac{556}{0.080} = 6950 \text{ kN/m} \tag{6.30}$$

$$k = \sum k_{y,i} = 54440 \text{ kN/m} \tag{6.31}$$

Fliessverschiebung des Gebäudes:

$$\Delta_y = \frac{V_y}{k} = 0.064 \text{ m} \tag{6.32}$$

Biegewiderstand am Wandfuss:

$$M_y = V_y \cdot h^* = 3459 \cdot 14.59 = 50467 \text{ kNm} \tag{6.33}$$

Schritt 7.4: Berechnung der erforderlichen Duktilität und der Stockwerksschiefstellung

Steifigkeit des EMS:

$$k^* = \tilde{\Gamma} \cdot V_y / \Delta_y = 1.410 \cdot 3459 / 0.064 = 76206 \text{ kN/m} \tag{6.34}$$

Grundfrequenz des Gebäudes:

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{k^* / m^*} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{76206 / 5235} = 0.61 \text{ Hz} \tag{6.35}$$

Die Grundfrequenz des Gebäudes $f_1 = 0.61$ Hz liegt im Bereich konstanter Pseudogeschwindigkeit (siehe Bilder 4.1 und G.13); deshalb ist (6.25) die massgebende Bemessungsgleichung, und es gilt:

$$V_y \cdot \Delta_y \cdot \mu_\Delta^2 = 1551 \text{ kNm} \tag{6.36}$$

Der Gesamtwiderstand V_y und die Fliessverschiebung Δ_y sind durch die Gleichungen (6.29) und (6.32) definiert. Deshalb beträgt die erforderliche Systemduktilität:

$$\mu_\Delta = \sqrt{1551 / (V_y \cdot \Delta_y)} = \sqrt{1551 / (3459 \cdot 0.064)} = 2.65 \tag{6.37}$$

Dabei ist der Duktilitätsbedarf der längsten Wand:

$$\mu_{\Delta,w} = \alpha \cdot \mu_\Delta = 1.10 \cdot 2.65 = 2.92 \tag{6.38}$$

Die maximale Verschiebung des Gebäudes beträgt:

$$\Delta_m = \Delta_y \cdot \mu_\Delta = 0.064 \cdot 2.65 = 0.170 \text{ m} \tag{6.39}$$

Die maximale Stockwerksschiefstellung beträgt:

$$\delta_{max} = \left(\frac{3}{2} \cdot \frac{h}{h^* \cdot \Gamma} + \mu_\Delta - 1\right)\frac{\Delta_y}{h} = \left(\frac{3}{2} \cdot \frac{18.63}{14.59 \cdot 1.410} + 2.65 - 1\right)\frac{0.064}{18.63} = 1.03\ \% \tag{6.40}$$

Schritt 7.5: Iterationen

Die drei Zielparameter μ_Δ, $\mu_{\Delta,w}$ und δ_{max} zeigen Werte, die sehr nahe bei den gewählten Zielwerten liegen. Die gewählte Wände weisen gute Abmessungen und eine gut machbare Längsbewehrung auf. Deshalb wird keine Iteration durchgeführt.

6.5 Schnittkräfte in den Wänden in Längsrichtung

6.5.1 Verteilung der Schnittkräfte entlang der Wände

Die Verteilung der Schnittkräfte entlang der Wände erfolgt analog wie im Abschnitt 6.3.1.

6.5.2 Schnittkräfte in der Wand W1

Mit $V_{b,1} = V_{y,1} = 1082$ kN ergeben sich folgenden horizontalen Stockwerkskräfte: Tab. 6.4

$$\mathbf{F}_1 = \begin{bmatrix} 17 & 61 & 126 & 205 & 292 & 381 \end{bmatrix} \text{kN} \tag{6.41}$$

Die Normalkräfte gehen aus Abschnitt A1.3.1 hervor. Die Schnittkräfte sind in Bild 6.4 dargestellt.

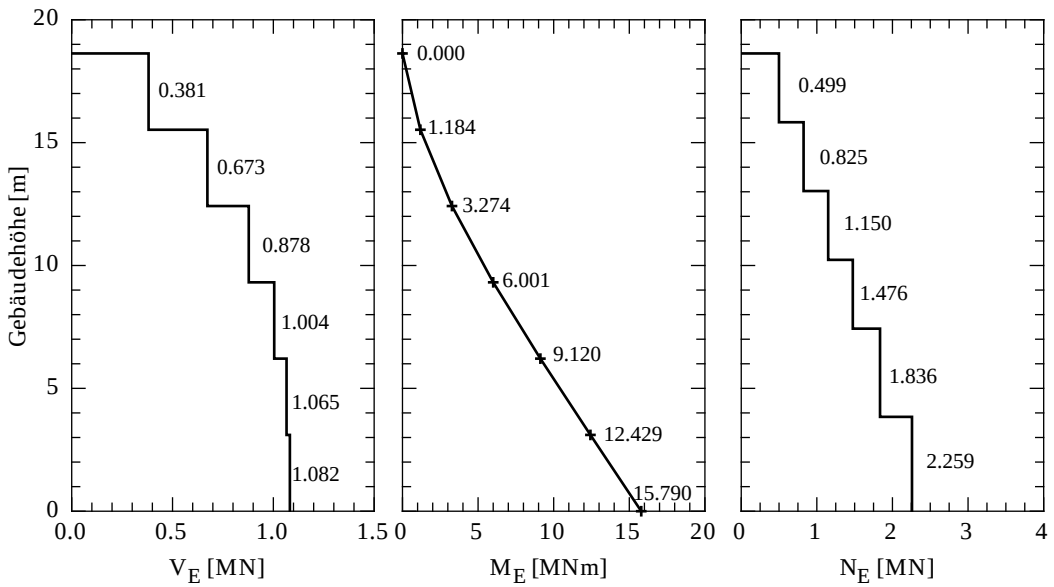


Bild 6.4: Schnittkräfte entlang der Wand W1

6.5.3 Schnittkräfte in der Wand W2

Mit $V_{b,2} = V_{y,2} = 762\ \text{kN}$ ergeben sich folgenden horizontalen Stockwerkskräfte: Tab. 6.4

$$\mathbf{F}_2 = \begin{bmatrix} 12 & 43 & 89 & 145 & 205 & 268 \end{bmatrix} \text{kN} \tag{6.42}$$

Die Normalkräfte gehen aus Abschnitt A1.3.2 hervor. Die Schnittkräfte sind in Bild 6.5 dargestellt.

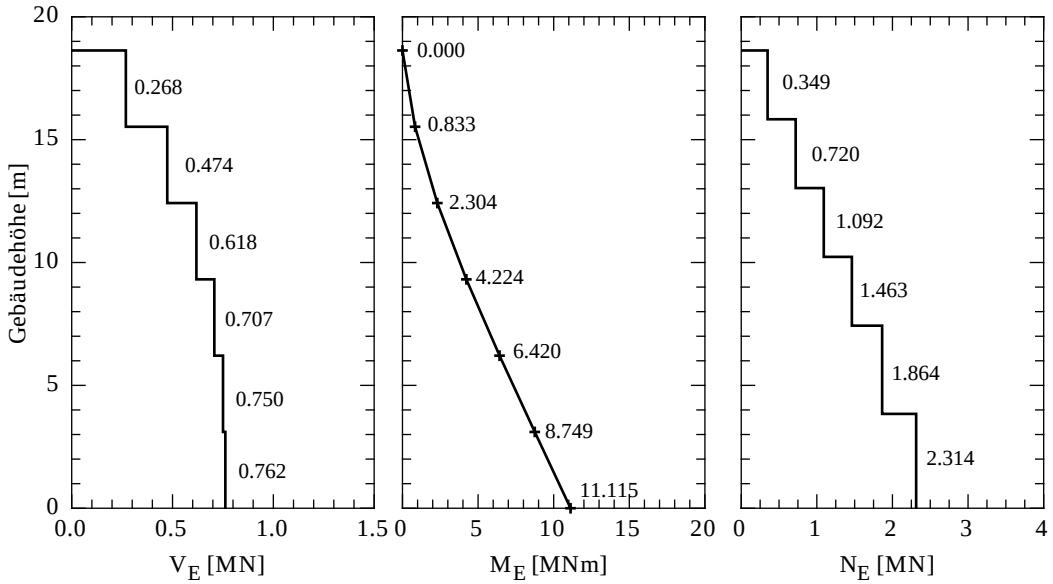


Bild 6.5: Schnittkräfte entlang der Wand W2

6.5.4 Schnittkräfte in der Wand W3

Mit $V_{b,3} = V_{y,3} = 1059\ \text{kN}$ ergeben sich folgenden horizontalen Stockwerkskräfte: Tab. 6.4

$$\mathbf{F}_3 = \begin{bmatrix} 16 & 60 & 124 & 201 & 285 & 373 \end{bmatrix} \text{kN} \tag{6.43}$$

Die Normalkräfte gehen aus Abschnitt A1.3.3 hervor. Die Schnittkräfte sind in Bild 6.6 dargestellt.

6.5.5 Schnittkräfte in der Wand W4

Mit $V_{b,4} = V_{y,4} = 556\ \text{kN}$ ergeben sich folgenden horizontalen Stockwerkskräfte: Tab. 6.4

$$\mathbf{F}_4 = \begin{bmatrix} 9 & 31 & 65 & 105 & 150 & 196 \end{bmatrix} \text{kN} \tag{6.44}$$

Die Normalkräfte gehen aus Abschnitt A1.3.4 hervor. Die Schnittkräfte sind in Bild 6.7 dargestellt.

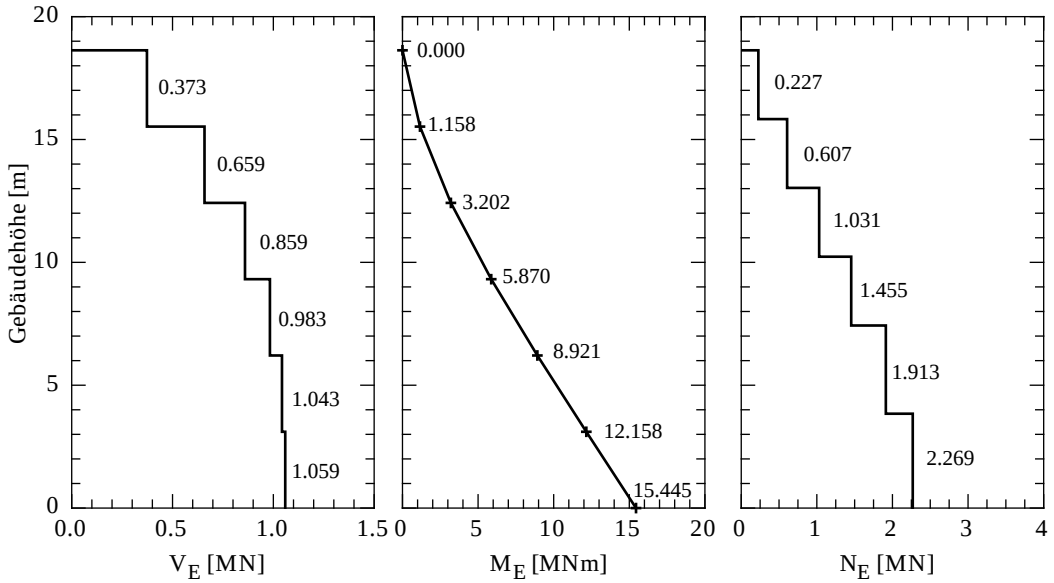


Bild 6.6: Schnittkräfte entlang der Wand W3

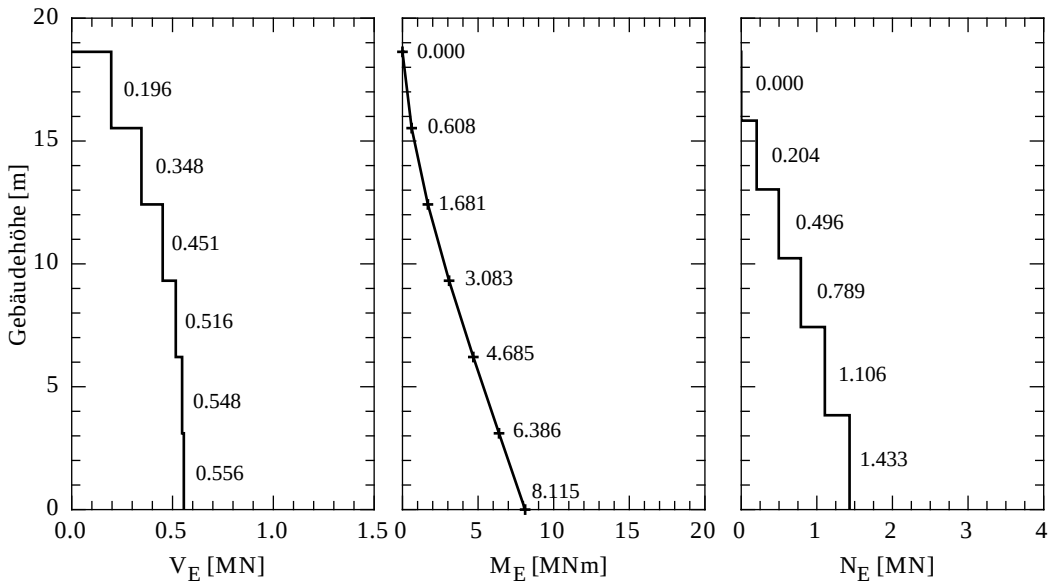


Bild 6.7: Schnittkräfte entlang der Wand W4

6.6 Bemerkungen

Die definitive Lösung für Kapazitätsbemessung mit den gewählten Stahlbetontragwänden ist im Plan P.4 dargestellt.
Die Schnittkräfte in den Wänden, die in diesem Abschnitt berechnet wurden, beziehen sich nur auf die erste Eigenschwingungsform des MMS. Zur Bemessung der Wände müssen sie noch umgeformt werden: Bei den Biegemomenten muss eine passende Umhüllende vorgesehen werden, und bei den Querkräften müssen die Überfestigkeit und der Einfluss der oberen Eigenschwingungsformen berücksichtigt werden [PBM 90], [PP 92].

7 Rahmenwirkung

7.1 Ausgangslage

Die Lage und die Länge der Wände, die zur Berücksichtigung der Rahmenwirkung massgebend sind, gehen aus den Abschnitten 6.2 und 6.4 hervor und sind in Bild 7.1 dargestellt. Alle Wände weisen eine Breite $b_w = 0.30$ m auf.
Das betrachtete dynamische System ist der regelmässige 6-MS von Bild 5.1 Variante C, und dementsprechend wird angenommen, dass alle Stockwerke den gleichen Grundriss gemäss Bild 7.1 aufweisen.

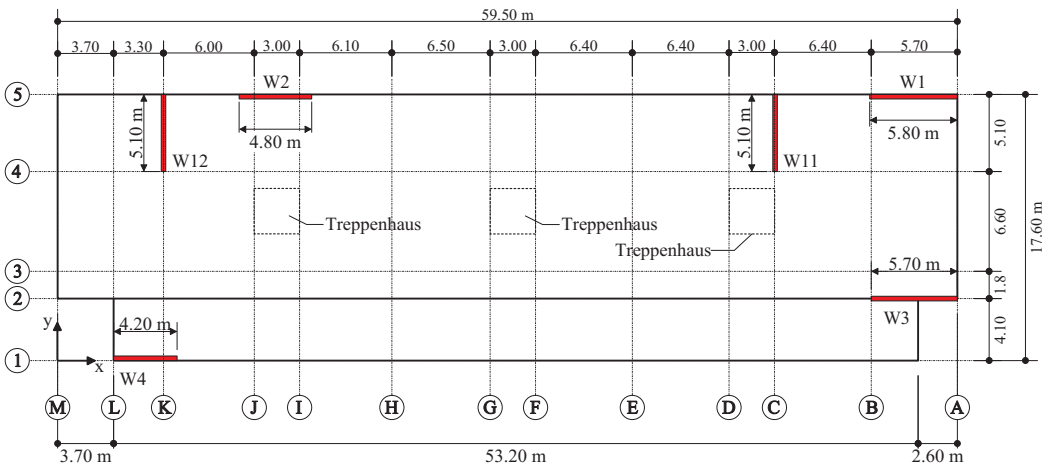
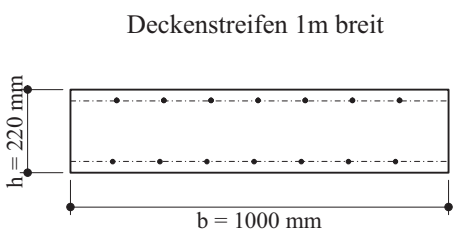


Bild 7.1: Ausgangslage zur Berücksichtigung der Rahmenwirkung

Gemäss Abschnitt 3.3.2 wurden sämtliche Stützen als Pendelstützen ausgebildet (siehe auch Pläne P.6). Deshalb sind bei diesem Gebäude nur Stabkreuze bestehend aus Wänden und Decken vorhanden (siehe Abschnitt G.7.3), und keine bestehend aus Stützen und Decken. Die Anordnung der Stützen muss trotzdem berücksichtigt werden, um die Lage der Momentennullpunkte in den Stabkreuzen festlegen zu können (siehe Bild G.18); sie geht aus P.4 hervor. Die (durchschnittliche) Steifigkeit eines typischen Deckenquerschnittes ist in Bild 7.2 angegeben und soll als Richtwert zur Schätzung der Rahmenwirkung dienen. Die Gleichung zur Bestimmung der Deckenfliesskrümmung ϕ_y ist ähnlich wie Gleichung (G.52) und stammt aus [PK 98].



Normalkraft n [-]:	0
Gesamtbewehrungsgehalt ρ_t [-]:	0.007
Fliessmoment M_y [kNm]:	65
Fliesskrümmung $\phi_y = 2.12 \cdot \varepsilon_y / h$ [$10^{-3}m^{-1}$]:	21.1
Biegesteifigkeit $EI_y = M_y / \phi_y$ [KNm^2]:	3080
Verhältnis EI_y / EI_g [-]:	0.12

Bild 7.2: Typischer Deckenquerschnitt und entsprechende Biegesteifigkeit

7.2 Vorgehen in Schritten

Die Berücksichtigung der Rahmenwirkung erfolgt gemäss den Schritten 8 bis 12 von Abschnitt G.7.4. Es ist hier nochmals zu betonen, dass die Erfassung der Rahmenwirkung eine recht heikle Aufgabe ist, weil einerseits die Steifigkeit von Stützen und Decken im gerissenen Zustand und andererseits die mitwirkende Breite der Decken vernünftig geschätzt werden sollten. Die hier dargestellten Berechnungen beruhen auf einer ingenieurmässigen Festlegung dieser Parameter und sollen helfen, die Rahmenwirkung quantitativ abzuschätzen. In Fällen, bei welchen der Einfluss der Rahmenwirkung massgeblich sein sollte, können genauere aber aufwendigere Berechnungen, z.B. anhand von Finiten Elementen, durchgeführt werden. Sowohl bei gröberen als auch bei genaueren Verfahren ist eine Parameterstudie mit Variation der angenommenen Steifigkeiten und mitwirkenden Breiten zu empfehlen. In diesem Beispiel wird sie aus Platzgründen nicht durchgeführt.

7.2.1 Erdbebeneinwirkung in Querrichtung

Schritt 8: Festlegung der Anfangsgrössen

- Biegesteifigkeit EI_w des Biegebalkens

$$EI_y = \sum EI_{y,i} = \sum \frac{M_{y,i}}{\phi_{y,i}} = \frac{20008}{0.000773} + \frac{21332}{0.000773} = 53480 \times 10^3 \text{ kNm}^2 \qquad (7.1)$$

Gl. (G.45)
Tab. 6.2

$$EI_w = \frac{EI_y}{\kappa_2} = \frac{53480 \times 10^3}{0.85} = 62918 \times 10^3 \text{ kNm}^2 = 62918 \text{ MNm}^2 \qquad (7.2)$$

Gl. (G.48)
Abs. 6.2

- Steifigkeit K_s des Schubbalkens und Parameter ζ

  Die Abmessungen der berücksichtigten Stabkreuze sind in Bild 7.3 dargestellt.

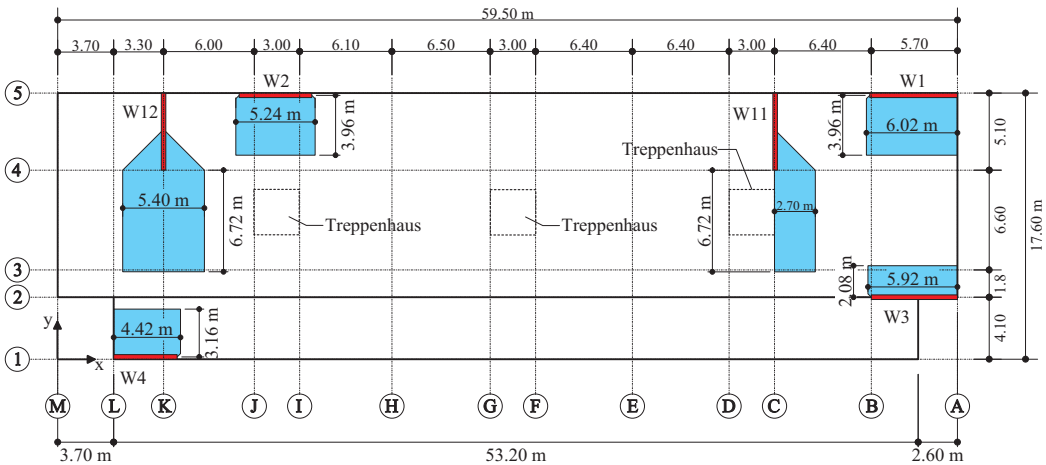


Bild 7.3: Abmessungen der Stabkreuze zur Erfassung der Rahmenwirkung in Querrichtung

Die Steifigkeit K_s wird in Tabelle 7.1 berechnet. Dabei wird die Steifigkeit der Decken bewusst grösser als in Tabelle G.3 angenommen, um die Steifigkeit der vorhandenen Unterzüge behelfsmässig zu berücksichtigen. Dabei soll aber nicht vergessen werden, dass die Unterzüge sowohl bei den Wänden als auch bei den Stützen gelenkig angeschlossen sind. Die Lage a des Momentennullpunktes in den Decken kann entweder

Wand	n [-]	a [m]	a' [m]	a'/a [-]	b_{eff} [m]	b_w [m]	l_w [m]	$I_v/I_{g,v}$ [-]	EI_v [MNm^2]	$I_h/I_{g,h}$ [-]	EI_h [MNm^2]	α_2 [-]	$k_{s,v}$ [MN]
W1	1	3.96	3.96	1.00	6.02	5.80	0.30	0.80	391.5	0.50	80.1	4	18.8
W2	1	3.96	3.96	1.00	5.24	4.80	0.30	0.80	324.0	0.50	69.7	4	16.3
W3	1	2.08	2.08	1.00	5.92	5.70	0.30	0.80	384.8	0.50	78.8	4	34.0
W4	1	3.16	3.16	1.00	4.42	4.20	0.30	0.80	283.5	0.50	58.8	4	17.1
W11	1	9.27	6.83	0.74	2.70	0.30	5.10	0.80	99488.3	0.50	35.9	4	9.4
W12	1	9.27	6.83	0.74	5.40	0.30	5.10	0.80	99488.3	0.50	71.9	4	18.7
Summe	6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	114

Tabelle 7.1: Bestimmung der Schubsteifigkeit K_s in Querrichtung. Am Kopf der zweiten Spalte bezeichnet "n" die Anzahl gleicher Stabkreuze.

aus Erfahrung oder anhand eines Stabstatik-Programms, wie in diesem Beispiel, geschaetzt werden.

$$K_s = \sum k_{s,v} = 114 \text{ MN} \tag{7.3}$$ Gl. (G.86)

Der Parameter ζ wird zu:

$$\zeta = \frac{K_s \cdot h^2}{2EI_w} = \frac{114 \cdot 18.63^2}{2 \cdot 62918} = 0.31 \tag{7.4}$$ Gl. (G.79) Bild 5.2

Schritt 9: Berechnung der Fliesskraft, der Fliessverschiebung und der elastischen Steifigkeit des gekoppelten Systems

- Fliesskraft

$$\omega_m(\beta = \infty, \zeta = 0.31) \approx \frac{1}{\sqrt{0.31 + 1}} = 0.87 \tag{7.5}$$ Gl. (G.82)

$$V_{y,sys} = \frac{V_{y,w}}{\omega_m} = \frac{2833}{0.87} = 3256 \text{ kN} \tag{7.6}$$ Gl. (G.92) Gl. (6.7)

- Fliessverschiebung

$$\omega_d(\beta = \infty, \zeta = 0.31) \approx \frac{1.32}{0.31 + 1.32} = 0.81 \tag{7.7}$$ Gl. (G.82)

$$\Delta_{y,sys} = \frac{\omega_d}{\omega_m} \cdot \Delta_{y,w} = \frac{0.81}{0.87} \cdot 0.066 = 0.061 \text{ m} \tag{7.8}$$ Gl. (G.93) Gl. (6.10)

- Elastische Steifigkeit

$$k_{el,sys} = \frac{V_{y,sys}}{\Delta_{y,sys}} = \frac{3256}{0.061} = 53377 \text{ kN/m} \tag{7.9}$$ Gl. (G.94)

Schritt 10: Berechnung der plastischen Steifigkeit des Biegebalkens und des gekoppelten Systems

- Plastische Steifigkeit des Biegebalkens

  Es wird angenommen, dass die Kraft-Verformung-Beziehung der Wände keine Verfestigung aufweist, deshalb gilt nach Fliessbeginn $\beta = 0$.

$$k_{el,\,w} = \frac{V_{y,\,w}}{\Delta_{y,\,w}} = \frac{2833}{0.066} = 42924 \text{ kN/m} \tag{7.10}$$

$$\omega_d(\beta = 0, \zeta = 0) \approx \frac{1.82}{0} = \infty \tag{7.11}$$ Gl. (G.83)

$$k_{pl,\,w} = \frac{k_{el,\,w}}{\omega_d} = \frac{42924}{\infty} = 0 \text{, wie angenommen!} \tag{7.12}$$ Gl. (G.95)

- Plastische Steifigkeit des gekoppelten Systems

$$\omega_d(\beta = 0, \zeta = 0.31) \approx \frac{1.82}{0.31} = 5.87 \tag{7.13}$$ Gl. (G.83)

$$k_{pl,\,sys} = \frac{k_{el,\,w}}{\omega_d} = \frac{42924}{5.87} = 7312 \text{ kN/m} \tag{7.14}$$ Gl. (G.95)

Schritt 11: Berechnung der Eigenfrequenz und des Duktilitätsbedarfs des gekoppelten Systems

- Eigenfrequenz

$$f_{n,\,sys} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{\tilde{\Gamma} \cdot V_{y,\,sys}}{\Delta_{y,\,sys} \cdot m^*}} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{1.410 \cdot 3256}{0.061 \cdot 5235}} = 0.60 \text{ Hz} \tag{7.15}$$ Gl. (G.96) Abs. 6.2

- Duktilitätsbedarf und maximale Verschiebung

$$\mu_{\Delta,\,sys} = \sqrt{\frac{\Delta_{y,\,w} \cdot V_{y,\,w} \cdot (\mu_{\Delta,\,w})^2}{\Delta_{y,\,sys} \cdot V_{y,\,sys}}} = \sqrt{\frac{0.066 \cdot 2833 \cdot (2.88)^2}{0.061 \cdot 3256}} = 2.79 \tag{7.16}$$ Gl. (G.97) Abs. 6.2

$$\Delta_{m,\,sys} = \Delta_{y,\,sys} \cdot \mu_{\Delta,\,sys} = 0.061 \cdot 2.79 = 0.170 \text{ m} \tag{7.17}$$ Gl. (G.98)

Schritt 12: Kontrolle der Randbedingungen

Die maximale Stockwerksschiefstellung des gekoppelten Systems kann gemäss Abschnitt G.7.2 geschätzt werden und beträgt:

$$\delta_{max,\,sys} \cong 1.15 \cdot \delta_m = 1.15 \cdot \frac{\Delta_{m,\,sys}}{h} = 1.15 \cdot \frac{0.17}{18.63} = 0.011 = 1.1\ \% \tag{7.18}$$

Die Schätzung der maximalen Beanspruchung der Decken kann anhand der Gleichung (G.90) erfolgen.

Es kann angenommen werden, dass die maximale Beanspruchung der Decken bei der maximalen Auslenkung des Gebäudes auftritt, und es ist vor allem wichtig festzustellen, ob dabei die Decken plastische Verformungen erfahren. Zur Erfassung der Rahmenwirkung wurde eine mittlere Rahmensteifigkeit verwendet. Die Rahmensteifigkeit wurde deshalb mit mittleren Elementsteifigkeiten berechnet (siehe Tabelle 7.1). Bei kleinen horizontalen Auslenkungen des Gebäudes ist deshalb die Rahmensteifigkeit eher zu klein, und bei seiner maximalen Auslenkung ist sie hingegen eher zu gross. Aus diesem Grund soll zweckmässigerweise die Steifigkeit des untersuchten Stabkreuzes nicht aus Tabelle 7.1 entnommen, sondern mit Gleichung (G.85) neu berechnet werden. Dabei soll die Steifigkeit der

Decke beim Fliessbeginn (siehe Bild 7.2) verwendet werden. Wenn bei Verwendung dieser Steifigkeit die Biegebeanspruchung der Decken grösser als ihr Fliessmoment ist, dann sind plastische Verformungen der Decken während des Erdbebens zu erwarten. Falls diese gross sind, sollen spezielle konstruktive Massnahmen vorgesehen werden. Im vorliegenden Fall ist der am meisten beanspruchte Deckenteil der Deckenstreifen, der an die Wand W3 angeschlossen ist (siehe Bild 7.3).

- Steifigkeit des Stabkreuzes bei Fliessbeginn der Decke $(I_h / I_{g,h} = 0.12)$

$$k_{s,v} = \frac{12 \cdot 384.75}{1 \cdot 3.105^2 + (4 \cdot 3.105 \cdot 2.08)(1.0)^2 (384.75 / 18.91)} = 8.6 \text{ MN} \qquad (7.19)$$

Gl. (G.85)

- Vorhandene Biegebeanspruchung

$$M_h = \delta_{max,sys} \cdot \frac{h_s}{\alpha_4} \cdot k_{s,v} = 0.011 \cdot \frac{3.105}{1} \cdot 8600 \qquad (7.20)$$

$$= 294 \text{ kNm} < 5.92 \cdot 65 = 385 \text{ kNm}$$

Gl. (G.90)

Bei einer maximalen Stockwerksschiefstellung $\delta_{max,sys} = 1.1\ \%$ bleiben die Decken elastisch.

7.2.2 Erdbebeneinwirkung in Längsrichtung

Schritt 8: Festlegung der Anfangsgrössen

- Biegesteifigkeit EI_w des Biegebalkens

$$EI_y = \sum EI_{y,i} = \sum \frac{M_{y,i}}{\phi_{y,i}} = \frac{15790}{0.000683} + \frac{11115}{0.000825} + \frac{15445}{0.000695} + \frac{8115}{0.000943}$$

$$= 67420 \times 10^3 \text{ kNm}^2 = 67420 \text{ MNm}^2$$

(7.21)

Gl. (G.45)
Tab. 6.4

$$EI_w = \frac{EI_y}{\kappa_2} = \frac{67420}{0.85} = 79318 \text{ MNm}^2 \qquad (7.22)$$

Gl. (G.48)
Abs. 6.4

- Steifigkeit K_s des Schubbalkens und Parameter ζ

  Die Abmessungen der berücksichtigten Stabkreuze sind in Bild 7.4 dargestellt. Die Steifigkeit K_s wird in Tabelle 7.2 berechnet.

$$K_s = \sum k_{s,v} = 191 \text{ MN} \qquad (7.23)$$

Gl. (G.86)

Der Parameter ζ wird zu:

$$\zeta = \frac{K_s \cdot h^2}{2EI_w} = \frac{191 \cdot 18.63^2}{2 \cdot 79318} = 0.42 \qquad (7.24)$$

Gl. (G.79)
Bild 5.2

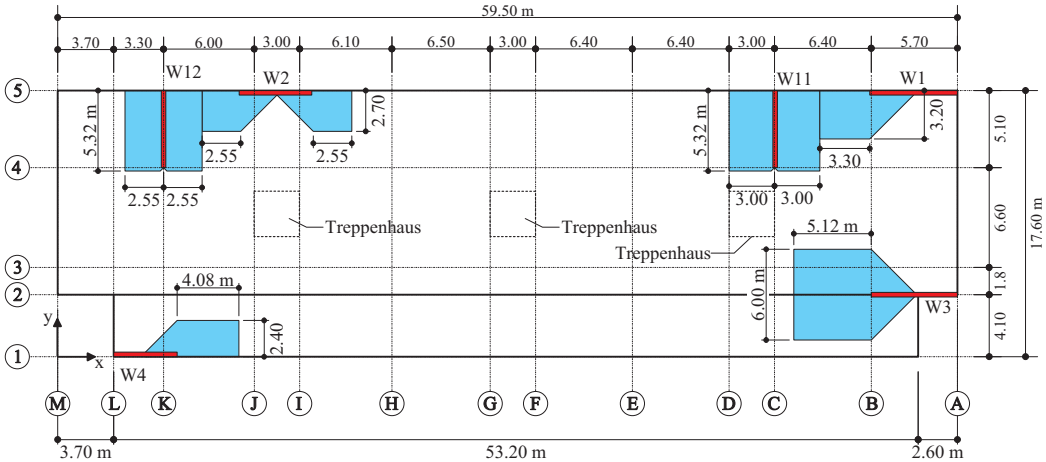


Bild 7.4: Abmessungen der Stabkreuze zur Erfassung der Rahmenwirkung in Längsrichtung

Wand	n [-]	a [m]	a' [m]	a'/a [-]	b_{eff} [m]	b_w [m]	l_w [m]	$I_v/I_{g,v}$ [-]	EI_v [MNm^2]	$I_h/I_{g,h}$ [-]	EI_h [MNm^2]	α_2 [-]	$k_{s,v}$ [MN]
W1	1	6.20	3.41	0.55	3.20	0.30	5.80	0.80	146334.0	0.35	29.8	4	27.9
W2	1	4.95	2.66	0.54	2.70	0.30	4.80	0.80	82944.0	0.35	25.2	2	63.2
W3	1	7.97	5.23	0.66	6.00	0.30	5.70	0.80	138894.8	0.35	55.9	4	24.0
W4	1	6.18	4.19	0.68	2.40	0.30	4.20	0.80	55566.0	0.35	22.4	4	11.2
W11	1	3.00	3.00	1.00	5.32	5.10	0.30	0.80	324.3	0.35	50.3	2	29.7
W12	1	2.55	2.55	1.00	5.32	5.10	0.30	0.80	324.3	0.35	50.3	2	34.5
Summe	6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	190

Tabelle 7.2: Bestimmung der Schubsteifigkeit K_s in Längsrichtung. Am Kopf der zweiten Spalte bezeichnet "n" die Anzahl gleicher Stabkreuze.

Schritt 9: Berechnung der Fliesskraft, der Fliessverschiebung und der elastischen Steifigkeit des gekoppelten Systems

- Fliesskraft

$$\omega_m(\beta = \infty, \zeta = 0.42) \approx \frac{1}{\sqrt{0.42 + 1}} = 0.84 \qquad (7.25)$$ Gl. (G.82)

$$V_{y,\,sys} = \frac{V_{y,\,w}}{\omega_m} = \frac{3459}{0.84} = 4118 \text{ kN} \qquad (7.26)$$ Gl. (G.92) Gl. (6.29)

- Fliessverschiebung

$$\omega_d(\beta = \infty, \zeta = 0.42) \approx \frac{1.32}{0.42 + 1.32} = 0.76 \qquad (7.27)$$ Gl. (G.82)

$$\Delta_{y,\,sys} = \frac{\omega_d}{\omega_m} \cdot \Delta_{y,\,w} = \frac{0.76}{0.84} \cdot 0.064 = 0.058 \text{ m} \qquad (7.28)$$ Gl. (G.93) Gl. (6.32)

- Elastische Steifigkeit

$$k_{el,\,sys} = \frac{V_{y,\,sys}}{\Delta_{y,\,sys}} = \frac{4118}{0.058} = 71000 \text{ kN/m} \qquad (7.29)$$ Gl. (G.94)

Schritt 10: Berechnung der plastischen Steifigkeit des Biegebalkens und des gekoppelten Systems

- Plastische Steifigkeit des Biegebalkens

  Es wird angenommen, dass die Kraft-Verformung-Beziehung der Wände keine Verfestigung aufweist, deshalb gilt nach Fliessbeginn $\beta = 0$.

$$k_{el,\,w} = \frac{V_{y,\,w}}{\Delta_{y,\,w}} = \frac{3459}{0.064} = 54047 \text{ kN/m} \tag{7.30}$$

$$\omega_d(\beta = 0, \zeta = 0) \approx \frac{1.82}{0} = \infty \tag{7.31}$$ Gl. (G.83)

$$k_{pl,\,w} = \frac{k_{el,\,w}}{\omega_d} = \frac{54047}{\infty} = 0 \text{, wie angenommen!} \tag{7.32}$$ Gl. (G.95)

- Plastische Steifigkeit des gekoppelten Systems

$$\omega_d(\beta = 0, \zeta = 0.42) \approx \frac{1.82}{0.42} = 4.33 \tag{7.33}$$ Gl. (G.83)

$$k_{pl,\,sys} = \frac{k_{el,\,w}}{\omega_d} = \frac{54047}{4.33} = 12481 \text{ kN/m} \tag{7.34}$$ Gl. (G.95)

Schritt 11: Berechnung der Eigenfrequenz und des Duktilitätsbedarfs des gekoppelten Systems

- Eigenfrequenz

$$f_{n,\,sys} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{\tilde{\Gamma} \cdot V_{y,\,sys}}{\Delta_{y,\,sys} \cdot m^*}} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{1.410 \cdot 4118}{0.058 \cdot 5235}} = 0.70 \text{ Hz} \tag{7.35}$$ Gl. (G.96) Abs. 6.4

- Duktilitätsbedarf und maximale Verschiebung

$$\mu_{\Delta,\,sys} = \sqrt{\frac{\Delta_{y,\,w} \cdot V_{y,\,w} \cdot (\mu_{\Delta,\,w})^2}{\Delta_{y,\,sys} \cdot V_{y,\,sys}}} = \sqrt{\frac{0.064 \cdot 3459 \cdot (2.65)^2}{0.058 \cdot 4118}} = 2.55 \tag{7.36}$$ Gl. (G.97) Abs. 6.4

$$\Delta_{m,\,sys} = \Delta_{y,\,sys} \cdot \mu_{\Delta,\,sys} = 0.058 \cdot 2.55 = 0.148 \text{ m} \tag{7.37}$$ Gl. (G.98)

Schritt 12: Kontrolle der Randbedingungen

Die maximale Stockwerksschiefstellung des gekoppelten Systems kann gemäss Abschnitt G.7.2 geschätzt werden und beträgt:

$$\delta_{max,\,sys} \cong 1.15 \cdot \delta_m = 1.15 \cdot \frac{\Delta_{m,\,sys}}{h} = 1.15 \cdot \frac{0.148}{18.63} = 0.009 = 0.9\ \% \tag{7.38}$$

Die Schätzung der maximalen Beanspruchung der Decken kann anhand der Gleichung (G.90) erfolgen. Die Steifigkeit des Schubbalkens wurde, v.a. was die vertikalen Elemente anbelangt, mit mittleren Elementsteifigkeiten über die Gebäudehöhe geschätzt. Die Berechnung der Beanspruchungen eines Elementes soll hingegen mit seiner “richtigen” Steifigkeit erfolgen. Es kann deshalb sein, dass die Steifigkeit des untersuchten Stabkreuzes

nicht aus Tabelle 7.1 entnommen werden kann, sondern mit Gleichung (G.85) neu berechnet werden muss (z.B. Steifigkeit beim Fliessbeginn). Im vorliegenden Fall ist der am meisten beanspruchte Deckenteil der Deckenstreifen, der an die Wand W2 angeschlossen ist (siehe Bild 7.4).

- Steifigkeit des Stabkreuzes bei Fliessbeginn der Decke $(I_h / I_{g,h} = 0.12)$

$$k_{s,v} = \frac{12 \cdot 82944}{1 \cdot 3.105^2 + (2 \cdot 3.105 \cdot 2.66)(0.54)^2 (82944/8.62)} = 21.5 \text{ MN} \qquad (7.39)$$ Gl. (G.85)

- Vorhandene Biegebeanspruchung

$$M_h = \delta_{max,sys} \cdot \frac{h_s}{\alpha_4} \cdot k_{s,v} = 0.009 \cdot \frac{3.105}{2} \cdot 21500 \qquad (7.40)$$ Gl. (G.90)

$$= 300 \text{ kNm} > 2.70 \text{ m} \cdot 65 \text{ kNm/m} = 176 \text{ kNm}$$

Die Decken bleiben nicht elastisch!

$$\phi_h = \delta_{max,sys} \cdot \frac{h_s}{\alpha_4} \cdot \frac{k_{s,v}}{EI_h} = 0.009 \cdot \frac{3.105}{2} \cdot \frac{21.5}{8.62} \qquad (7.41)$$ Gl. (G.90)

$$= 34.9 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1} = 34.9 \cdot 10^{-3} \text{m}^{-1} \cong 1.65 \cdot \phi_y$$

Bei einer maximalen Stockwerksschiefstellung $\delta_{max,sys} = 0.9\ \%$ werden die Decken bei der Wand W2 plastisch beansprucht, vor allem weil die Wände W2 und W12 nahe beieinander sind. Dieser Deckenbereich muss konstruktiv speziell ausgebildet werden, sodass kein Abscheren der Decke bei der Wand W2 auftritt. Beispielsweise kann am südlichen Ende der Wand W2 eine Durchstanzbewehrung angeordnet werden, um die Rotationssteifigkeit der Decke zu gewährleisten, ohne dass ein Abscheren erfolgt.

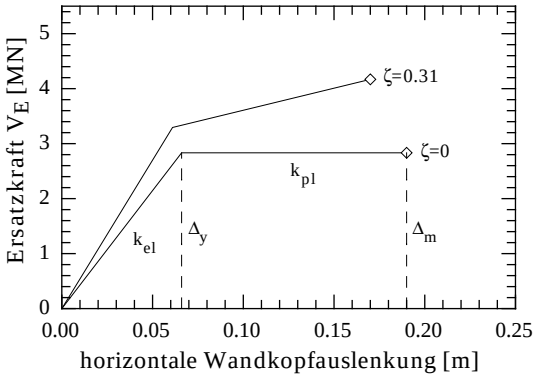
7.3 Zusammenfassung der Resultate

7.3.1 Erdbebeneinwirkung in Querrichtung

Die wichtigsten Parameter, die das Verformungsverhalten des Gebäude in Querrichtung - ohne $(\zeta = 0)$ und mit $(\zeta = 0.31)$ Berücksichtigung der Rahmenwirkung - charakterisieren, sind in Bild 7.5 rechts zusammengefasst. Dazu ist vor allem zu bemerken, dass auch schon eine kleine Rahmenwirkung die plastische Steifigkeit k_{pl} des Gebäudes massgeblich erhöht. Bekanntlich führt eine grössere plastische Steifigkeit k_{pl} zu einem stabileren dynamischen Verhalten verglichen mit Fällen mit kleiner plastischer Steifigkeit k_{pl}.

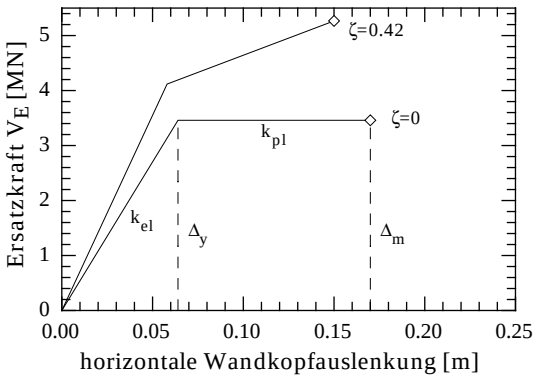
7.3.2 Erdbebeneinwirkung in Längsrichtung

Die wichtigsten Parameter, die das Verformungsverhalten des Gebäude in Längsrichtung - ohne $(\zeta = 0)$ und mit $(\zeta = 0.42)$ Berücksichtigung der Rahmenwirkung - charakterisieren, sind in Bild 7.6 rechts zusammengefasst. Dazu ist vor allem zu bemerken, dass auch schon eine kleine Rahmenwirkung die plastische Steifigkeit k_{pl} des Gebäudes massgeblich erhöht. Bekanntlich führt eine grössere plastische Steifigkeit k_{pl} zu einem stabileren dynamischen Verhalten verglichen mit Fällen mit kleiner plastischer Steifigkeit k_{pl}.



Eigenschaft	$\zeta = 0$	$\zeta = 0.31$
Δ_y [m]	0.066	0.061
V_y [MN]	2.833	3.256
k_{el} [MN/m]	42.924	53.377
f_n [Hz]	0.54	0.60
Δ_m [m]	0.19	0.17
V_m [MN]	2.833	4.053
μ_Δ [-]	2.88	2.79
δ_{max} [%]	1.15	1.1
k_{pl} [MN/m]	0	7.312

Bild 7.5: Zusammenfassung des Gebäudeverhaltens in Querrichtung bei Berücksichtigung der Rahmenwirkung



Eigenschaft	$\zeta = 0$	$\zeta = 0.42$
Δ_y [m]	0.064	0.058
V_y [MN]	3.459	4.118
k_{el} [MN/m]	54.047	71.000
f_n [Hz]	0.61	0.70
Δ_m [m]	0.17	0.15
V_m [MN]	3.459	5.266
μ_Δ [-]	2.65	2.55
δ_{max} [%]	1.03	0.9
k_{pl} [MN/m]	0	12.481

Bild 7.6: Zusammenfassung des Gebäudeverhaltens in Längsrichtung bei Berücksichtigung der Rahmenwirkung

7.4 Folgerungen

Die durchgeführten Berechnungen zeigen, dass die Rahmenwirkung auf das globale Verformungsverhalten des Gebäudes, sowohl in Quer- als auch in Längsrichtung, keine grosse Auswirkung hat. Die Eigenfrequenz, die elastische Steifigkeit und die Fliesskraft werden etwas erhöht, jedoch werden die Fliessverschiebung, die Gesamtverschiebung, der Duktilitätsbedarf und die Stockwerksschiefstellung vermindert, was sich günstig auswirkt. Daher erübrigt sich eine genauere Erfassung der Rahmenwirkung. Die Vorbemessung der Wände von Kapitel 6 kann beibehalten werden.

Die vorliegenden vereinfachten Berechnungen haben ein Mal mehr gezeigt, dass vertikale Elemente (Wände und Stützen) möglichst weit entfernt von einander platziert werden sollen, um eine Überbeanspruchung der Decken zu vermeiden. Falls das nicht möglich ist, müssen die kritischen Bereiche dementsprechend konstruiert und bewehrt werden (vgl. Abschnitt 7.2.2).

8 Torsion

8.1 Vorbemerkung

“Anstatt zu versuchen das komplexe Torsionsproblem zu lösen, versuche es zu vermeiden!” Dies ist eine markante und bestimmt sehr zutreffende Feststellung von Professor T. Paulay. Tatsächlich hätte bereits im Schritt 7 je in beiden Richtungen eine Verteilung des notwendigen Gesamtwiderstandes auf die einzelnen Wände so vorgenommen werden können, dass Exzentrizitäten des Widerstandes und somit das Torsionsproblem gänzlich vermieden würden; ein entsprechendes Vorgehen wird in Abschnitt 8.4 kurz gezeigt. Aus didaktischen Gründen und vor allem für Fälle mit unvermeidbaren Exzentrizitäten wird hier jedoch im Folgenden gezeigt, wie die im Abschnitt 8 dargestellten Grundlagen zur Behandlung des Torsionsproblems angewendet werden können.

8.2 Ausgangslage

Die Lage und die Länge der Wände, die zur Berücksichtigung der Torsion massgebend sind, gehen aus den Abschnitten 6.2 und 6.4 hervor und sind in Bild 8.1 dargestellt. Der Nullpunkt des benutzten Koordinatensystems liegt in der linken unteren Ecke. Alle Wände weisen eine Breite $b_w = 0.30$ m auf.
Das betrachtete dynamische System ist der regelmässige 6-MS von Bild 5.1 Variante C, und dementsprechend wird angenommen, dass alle Stockwerke den gleichen Grundriss gemäss Bild 8.1 aufweisen.

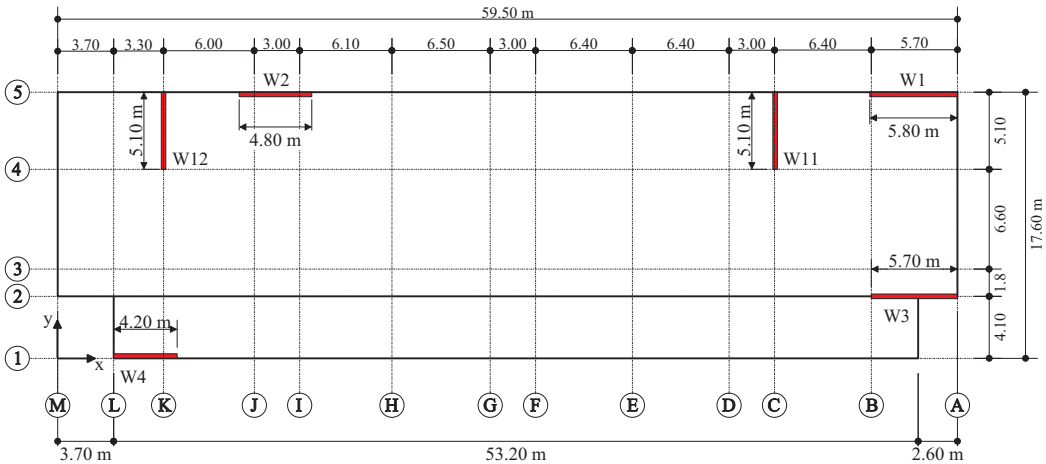


Bild 8.1: Ausgangslage zur Berücksichtigung der Torsion

8.3 Vorgehen in Schritten

Die Berücksichtigung bzw. Kontrolle der Torsion erfolgt gemäss den vier Schritten von Abschnitt G8.2.

Schritt 1: Zusammenstellung der Ausgangsgrössen

Der Widerstand $V_{y,i}$, die Fliessverschiebung $\Delta_{y,i}$ und die Steifigkeit $k_i = V_{y,i}/\Delta_{y,i}$ von allen Wänden gehen aus den Tabellen 6.2 und 6.4 hervor und werden in der Tabelle 8.1 zusammengestellt.

Wand	W1	W2	W3	W4	W11	W12
$V_{y,i}$ [kN]	1082	762	1059	556	1371	1462
$\Delta_{y,i}$ [m]	0.058	0.070	0.059	0.080	0.066	0.066
k_i [kN/m]	18655	10886	17949	6950	20773	22152
x_i [m]	-	-	-	-	47.40	7.00
y_i [m]	17.45	17.45	4.10	0.15	-	-

Tabelle 8.1: Wichtige Ausgangsgrössen zur Berücksichtigung der Torsion

Schritt 2: Berechnung massgebender Grössen

- Massenzentrum M

$$x_{Mj} = \frac{\left(\frac{53.20}{2} + 3.70\right) \cdot (53.20 \cdot 4.10 \cdot \rho) + \frac{59.50}{2} \cdot (59.50 \cdot 13.50 \cdot \rho)}{(53.20 \cdot 4.10 \cdot \rho) + (59.50 \cdot 13.50 \cdot \rho)} = 29.87 \text{ m} \quad (8.1)$$ Gl. (G.100

$$y_{Mj} = \frac{\frac{4.10}{2} \cdot (53.20 \cdot 4.10 \cdot \rho) + \left(\frac{13.50}{2} + 4.10\right) \cdot (59.50 \cdot 13.50 \cdot \rho)}{(53.20 \cdot 4.10 \cdot \rho) + (59.50 \cdot 13.50 \cdot \rho)} = 8.97 \text{ m} \quad (8.2)$$ Gl. (G.100

Infolge der Annahme, dass alle Stockwerke den gleichen Grundriss aufweisen, gilt für die Lage des Massenzentrums des ganzen Gebäudes:

$$x_M = 29.87 \text{ m} \quad , \quad y_M = 8.97 \text{ m} \quad (8.3)$$ Gl. (G.101)

- Widerstandszentrum W

$$x_W = \frac{1462 \cdot 7.00 + 1371 \cdot 47.40}{1462 + 1371} = \frac{75219.4}{2833} = 26.55 \text{ m} \quad (8.4)$$ Gl. (G.102)

$$y_W = \frac{1082 \cdot 17.45 + 762 \cdot 17.45 + 1059 \cdot 4.10 + 556 \cdot 0.15}{1082 + 762 + 1059 + 556} = \frac{36603.1}{3459} = 10.58 \text{ m} \quad (8.5)$$ Gl. (G.102)

$$e_{Wx} = x_W - x_M = 26.55 - 29.87 = -3.32 \text{ m} \quad (8.6)$$ Gl. (G.103)

$$e_{Wy} = y_W - y_M = 10.58 - 8.97 = 1.61 \text{ m} \quad (8.7)$$ Gl. (G.103)

- Steifigkeitszentrum S

$$x_S = \frac{22152 \cdot 7.00 + 20773 \cdot 47.40}{22152 + 20773} = \frac{1139704.2}{42925} = 26.55 \text{ m} \quad (8.8)$$ Gl. (G.104)

$$y_S = \frac{18655 \cdot 17.45 + 10886 \cdot 17.45 + 17949 \cdot 4.10 + 6950 \cdot 0.15}{18655 + 10886 + 17949 + 6950} = \frac{590123.9}{54440} = 10.84 \text{ m} \quad (8.9)$$ Gl. (G.104)

$$e_{Sx} = x_S - x_M = 26.55 - 29.87 = -3.32 \text{ m} \quad (8.10)$$ Gl. (G.105)

$$e_{Sy} = y_S - y_M = 10.84 - 8.97 = 1.87 \text{ m} \quad (8.11)$$ Gl. (G.105)

Weil bei Stahlbetonwänden die Steifigkeit proportional zum Widerstand und zur Wandlänge ist, sind wegen der gleichen Länge der Wände W11 und W12 die Exzentrizitäten von Widerstandszentrum (e_{Wx} bzw. x_W) und Steifigkeitszentrum (e_{Sx} bzw. x_S) identisch.

- Rotationsträgheitsmoment J

Der Grundriss besteht aus zwei Rechtecken, und mit Hilfe der Trägheitsmomente J_{xj} und J_{yj} der Deckenmassen sowie mit Hilfe des Satzes von Steiner kann das Rotationsträgheitsmoment J_j einer Decke folgendermassen berechnet werden:

$$J_{j1} = J_{xj1} + J_{yj1} = \left[\frac{13.50^3 \cdot 59.50}{12} + (10.85 - 8.97)^2 \cdot (59.50 \cdot 13.50) + \frac{13.50 \cdot 59.50^3}{12} + (29.75 - 29.87)^2 \cdot (59.50 \cdot 13.50)\right] \cdot \rho_j = 252025.42 \cdot \rho_j$$ Gl. (G.107)

$$J_{j2} = J_{xj2} + J_{yj2} = \left[\frac{4.10^3 \cdot 53.20}{12} + (2.05 - 8.97)^2 \cdot (4.10 \cdot 53.20) + \frac{4.10 \cdot 53.20^3}{12} + (30.30 - 29.87)^2 \cdot (4.10 \cdot 53.20)\right] \cdot \rho_j = 62235.19 \cdot \rho_j$$

$$J_j = J_{j1} + J_{j2} = (252025.42 + 62235.19) \cdot \rho_j = 314260.61 \cdot \rho_j \quad (8.12)$$

Infolge der Annahme von Abschnitt 8.2 haben alle Stockwerke die gleiche Grundrissfläche $A_j = 59.50 \cdot 13.50 + 53.20 \cdot 4.10 = 1021.37 \text{ m}^2$; deshalb kann das Rotationsträgheitsmoment des Gebäudes J folgendermassen berechnet werden:

$$J = 314260.61 \cdot \frac{\sum m_j}{A_j} = 314260.61 \cdot \frac{7848}{1021.37} = 2.415 \times 10^6 \text{ tm}^2 \quad (8.13)$$ Gl. (G.108)

Die gesamte Masse des Gebäudes $\sum m_j$ geht aus Bild 5.1 hervor.

- Torsionssteifigkeit K_t

$$K_t = 20773 \cdot (47.40 - 26.55)^2 + 22152 \cdot (7.00 - 26.55)^2 + 18655 \cdot (17.45 - 10.84)^2 + 10886 \cdot (17.45 - 10.84)^2 + 17949 \cdot (4.10 - 10.84)^2 + 6950 \cdot (0.15 - 10.84)^2 = 20.397 \times 10^6 \text{ kNm} \quad (8.14)$$ Gl. (G.109)

- Translationssteifigkeiten K_x und K_y

  Die Translationssteifigkeit K_x ist die Summe der Steifigkeit der Wände in y-Richtung und beträgt:

$$K_x = 20773 + 22152 = 42925 \text{ kN/m} \quad (8.15)$$ Gl. (G.110)

  Die Translationssteifigkeit K_x ist die Summe der Steifigkeit der Wände in x-Richtung und beträgt:

$$K_y = 18655 + 10886 + 17949 + 6950 = 54440 \text{ kN/m} \quad (8.16)$$ Gl. (G.110)

Die Lagen von M, W und S des Gebäudes sind in Bild 8.2 dargestellt.

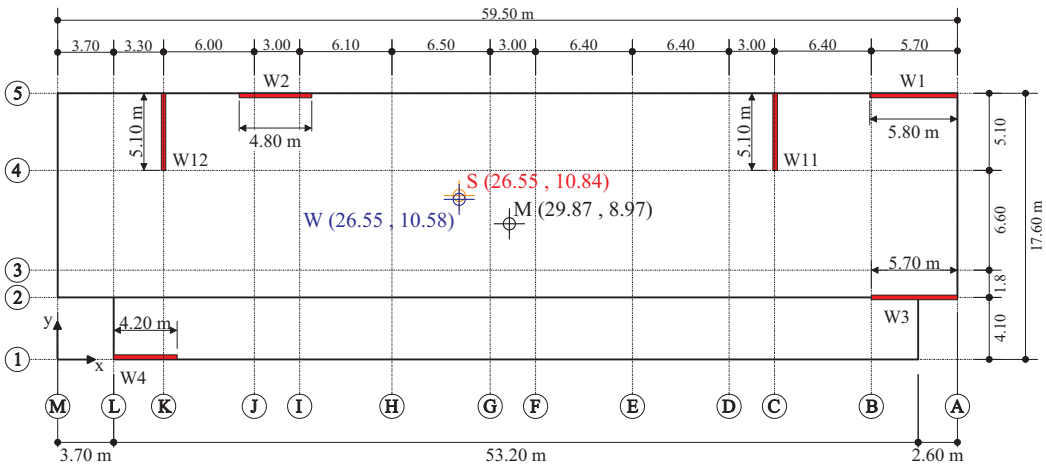


Bild 8.2: Lage des Massenzentrums M, des Widerstandszentrums W und des Steifigkeitszentrum S des Gebäudes

Schritt 3: Abschätzung der maximalen Rotation und entsprechender Verformungsgrössen

Es wird die Erdbebeneinwirkung sowohl in x-als auch in y-Richtung betrachtet.

a) Erdbebeneinwirkung in x-Richtung

Der Torsionsfaktor ψ beträgt:

$$\frac{K_t m}{K_y J} = \frac{20.397 \times 10^6 \cdot 7848}{54440 \cdot 2.415 \times 10^6} = 1.22 \quad (8.17)$$ Gl. (G.111)

$$\frac{e_{Sy}^2 m}{J} = \frac{1.87^2 \cdot 7848}{2.415 \times 10^6} = 0.011 \quad (8.18)$$ Gl. (G.111)

$$\psi = \frac{1 + 1.22 + 0.011 - \sqrt{(1 + 1.22 + 0.011)^2 - 4 \cdot 1.22}}{2} = 0.96 \qquad (8.19)$$ Gl. (G.111)

Die veränderte Exzentrizität e_{dyn} beträgt:

$$e_{dyn} = -\frac{2.415 \times 10^6 \cdot (1 - 0.96)}{7848 \cdot 1.87} = -6.58 \text{ m}$$ Gl. (G.112)

und

$$-\frac{e_{dyn}}{e_{Sy}} = -\frac{-6.58}{1.87} = 3.52 > 1 \qquad \text{nicht i.O.!}$$ Bild G.22

$$e_{dyn} = -e_{Sy} = -1.87 \text{ m} \qquad (8.20)$$

Die maximale Rotation der obersten Decke des Gebäudes ϑ_r beträgt:

$$\vartheta_r = \frac{1.87 - (-1.87)}{20.397 \times 10^6} \cdot 3459 = 6.34 \times 10^{-4} \text{ radian (entspricht 0.036°)} \qquad (8.21)$$ Gl. (G.113)

Aus der relativen Lage von Massenzentrum und Steifigkeitszentrum in Bild 8.2 ist zu erkennen, dass für Erdbebeneinwirkung in x-Richtung infolge Torsion bei den Wänden W3 und W4 eine Erhöhung der Verformungen erfolgt (vergleiche Bild G.23).

- Wand W4

$$d = 8.97 - 0.15 = 8.82 \text{ m} \qquad (8.22)$$

$$\Delta_r = \Delta_m + d \cdot \tan\vartheta = 0.170 + 8.82 \cdot \tan 6.34 \times 10^{-4} = 0.175 \text{ m} \qquad (8.23)$$ Gl. (6.39) Gl. (G.114)

$$\mu_{\Delta_r} = \frac{\Delta_r}{\Delta_{y,4}} = \frac{0.175}{0.080} = 2.19 \qquad (8.24)$$ Tab. 8.1 Gl. (G.115)

$$\delta_{max,r} = \delta_{max} \cdot \frac{\Delta_r}{\Delta_m} = 1.03 \cdot \frac{0.175}{0.170} = 1.06\% \qquad (8.25)$$ Gl. (6.40) Gl. (G.116) Gl. (7.17)

- Wand W3

$$d = 8.97 - 4.10 = 4.87 \text{ m} \qquad (8.26)$$

$$\Delta_r = \Delta_m + d \cdot \tan\vartheta = 0.170 + 4.87 \cdot \tan 6.34 \times 10^{-4} = 0.173 \text{ m} \qquad (8.27)$$ Gl. (6.39) Gl. (G.114)

$$\mu_{\Delta_r} = \frac{\Delta_r}{\Delta_{y,3}} = \frac{0.173}{0.059} = 2.93 \qquad (8.28)$$ Tab. 8.1 Gl. (G.115)

Die Torsion infolge einer Erdbebeneinwirkung in x-Richtung hat auf das Verhalten des Gebäudes praktisch keine Auswirkung.

b) Erdbebeneinwirkung in y-Richtung

Der Torsionsfaktor ψ beträgt:

$$\frac{K_t m}{K_x J} = \frac{20.397\times10^6 \cdot 7848}{42925 \cdot 2.415\times10^6} = 1.54 \qquad (8.29)$$ Gl. (G.111)

$$\frac{e_{Sy}^2 m}{J} = \frac{-3.32^2 \cdot 7848}{2.415\times10^6} = 0.036 \qquad (8.30)$$ Gl. (G.111)

$$\psi = \frac{1 + 1.54 + 0.036 - \sqrt{(1 + 1.54 + 0.036)^2 - 4 \cdot 1.54}}{2} = 0.94 \qquad (8.31)$$ Gl. (G.111)

Die veränderte Exzentrizität e_{dyn} beträgt:

$$e_{dyn} = -\frac{2.415\times10^6 \cdot (1 - 0.94)}{7848 \cdot (-3.32)} = 5.56 \text{ m}$$ Gl. (G.112)

und

$$-\frac{e_{dyn}}{e_{Sx}} = -\frac{5.56}{-3.32} = 1.68 > 1 \qquad \text{nicht i.O!}$$ Bild G.22

$$e_{dyn} = -e_{Sx} = 3.32 \text{ m} \qquad (8.32)$$

Die maximale Rotation der obersten Decke des Gebäudes ϑ_r beträgt:

$$\vartheta = \frac{-3.32 - 3.32}{20.397\times10^6} \cdot 2833 = -9.22\times10^{-4} \text{ radian (entspricht -0.053°)} \qquad (8.33)$$ Gl. (G.113)

Aus Bild 8.2 ist zu erkennen, dass für Erdbebeneinwirkung in y-Richtung infolge Torsion bei der Wand W11 eine Erhöhung der Verformungen erfolgt.

- Wand W11

$$d = 47.40 - 29.87 = 17.53 \text{ m} \qquad (8.34)$$

$$\Delta_r = \Delta_m + d \cdot \tan\vartheta = 0.190 + 17.53 \cdot \tan 9.22\times10^{-4} = 0.206 \text{ m} \qquad (8.35)$$ Gl. (6.17) Gl. (G.114)

$$\mu_{\Delta_r} = \frac{\Delta_r}{\Delta_{y,11}} = \frac{0.206}{0.066} = 3.12 \qquad (8.36)$$ Tab. 8.1 Gl. (G.115)

- Schiefstellung in der “weichen Ecke”

$$d = 59.50 - 29.87 = 29.63 \text{ m} \qquad (8.37)$$

$$\Delta_r = \Delta_m + d \cdot \tan\vartheta = 0.190 + 29.63 \cdot \tan 9.22\times10^{-4} = 0.217 \text{ m} \qquad (8.38)$$ Gl. (6.17) Gl. (G.114)

$$\delta_{max,r} = \delta_{max} \cdot \frac{\Delta_r}{\Delta_m} = 1.15 \cdot \frac{0.217}{0.190} = 1.31\% \qquad (8.39)$$ Gl. (6.18) Gl. (G.116)

Die Erhöhung der Stockwerksschiefstellung der Wand W11 in der “weichen Ecke” von 1.15 auf 1.31 % ist gering und liegt im Bereich der Streuung von Modellannahmen. Die Torsion infolge einer Erdbebeneinwirkung in y-Richtung hat auf das Verhalten des Gebäudes keine wesentliche Auswirkung.

Schritt 4: Umverteilung der Wandwiderstände

Eine Umverteilung der Wandwiderstände ist nicht erforderlich und wird nicht durchgeführt.

8.4 Folgerungen und Ergänzungen

Im vorliegenden Fall war zu erwarten, dass die Torsion keine wesentlichen Auswirkungen hat, da beim erdbebengerechten Entwurf und somit von Anfang an auf eine möglichst periphere und symmetrische Anordnung der aussteifenden Wände gemäss den Regeln von Abschnitt G.2 geachtet wurde. Die hier aus didaktischen Gründen dargestellten Berechnungen wären also nicht unbedingt erforderlich gewesen.
Ergänzend wird noch gezeigt, wie durch eine Umlagerung der Widerstände der Wände W11 und W12 die Exzentrizitäten e_{Wx} (und in diesem Fall auch e_{Sx}) zum Verschwinden gebracht werden könnten. Die "neuen" Widerstände lauten:

Wand W11: $V_y = 2833\ \text{kN} \cdot 22.87\ \text{m} / 40.40\ \text{m} = 2833 \cdot 0.566 = 1604\ \text{kN}$
Wand W12: $V_y = 2833\ \text{kN} \cdot 17.53\ \text{m} / 40.40\ \text{m} = 2833 \cdot 0.434 = 1229\ \text{kN}$

Der Widerstand der Wand W11 müsste somit von 1371 kN auf 1604 kN, d.h. um 17 % erhöht und der Widerstand der Wand W12 von 1462 kN auf 1229 kN, d.h. um 16% erniedrigt werden.
In ähnlicher Weise könnte durch eine Umlagerung der Widerstände von den Wänden W1 und W2 auf die Wände W3 und W4 die Exzentrizität e_{Wy} zum Verschwinden gebracht werden (Von e_{Sy} würde noch ein sehr kleiner Betrag übrig bleiben.).

9 Bemessung und konstruktive Durchbildung der Wände

9.1 Ausgangslage

Das betrachtete Gebäude wird insgesamt durch sechs Wände ausgesteift. In diesem Abschnitt werden auf der Grundlage der Vorbemessung in Kapitel 6 exemplarisch und gewissermassen als "Übungsbestimmung" nur die drei interessanteren Wände vollständig bemessen. In Querrichtung wird Wand W11 bemessen. Es handelt sich um eine Wand mit eher grosser Normalkraft und grossem Bewehrungsgehalt sowie mit anspruchsvollen Besonderheiten bei der Wandfundation. In Längsrichtung werden die Wände W2 und W3 bemessen. Die Wand W2 ist eine eher kürzere Wand mit mittlerer Normalkraft und mittlerem Bewehrungsgehalt; sie weist in den oberen Stockwerken grosse Öffnungen jedoch eine verhältnismässig einfache Wandfundation auf. Die Wand W3 ist etwas länger als W2, sie zeigt ebenfalls eine mittlere Normalkraft und einen mittleren Bewehrungsgehalt; die Gestaltung der Wandfundation ist jedoch ähnlich wie bei Wand W11.

9.2 Vorgehen in Schritten

Die Bemessung der Wände erfolgt anhand der 8 Schritte von Abschnitt G.9.1.

9.2.1 Bemessung der Wand W11 (Querrichtung)

Schritt 1: Festlegung des plastischen Mechanismus und der Höhe des plastischen Bereichs — Abs. G.9.1

Die Wand wird so bemessen, dass nur am Wandfuss ein plastischer Bereich der grösstmöglichen Höhe h_p entstehen kann.

$$h_p = \max\left(\frac{2 \cdot l_w}{3}, \frac{h_w}{9}\right) = 3.4 \text{ m} \qquad (9.1)$$ — Gl. (G.117)

Der plastische Bereich erstreckt sich nicht ganz über die Höhe des Erdgeschosses.

Schritt 2: Kontrolle des Querschnitts im plastischen Bereich — Abs. G.9.1

a) Einwirkungen:

$$V_E = 1371 \text{ kN} \quad , \quad M_E = 20008 \text{ kNm} \quad , \quad N_E = 3595 \text{ kN} \qquad (9.2)$$ — Bild 6.2

b) Wandquerschnitt und Vertikalbewehrung: — Tab. 6.2

$$\alpha_e \cdot l_w = 0.06 + 3 \cdot 0.15 + 0.06 = 0.57 \text{ m} \quad , \quad \alpha_e = 0.57/5.10 = 0.11$$ — Bild G.10

c) Kontrolle der Stabanordnung und des Stabdurchmessers

Bedingungen: — Abs. G.9.1

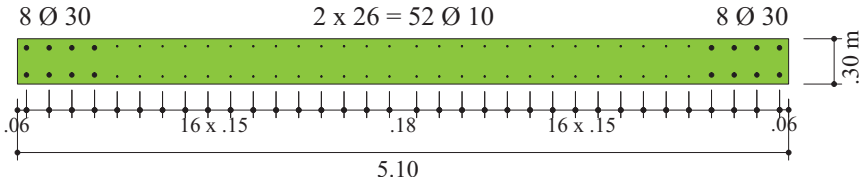


Bild 9.1: Querschnitt und Vertikalbewehrung der Wand W11

$s_{max} \leq 200$ mm im Umschnürungsbereich OK! Abs. G.9.1

$s_{max} \leq \min(3b_w, 450\text{ mm}) = \min(900,450) = 450$ mm OK! Abs. G.9.1

$\varnothing_{max} \leq b_w/10 = 300/10 = 30$ mm OK! Abs. G.9.1

d) Kontrolle des Bewehrungsgehaltes Gl. (G.118)

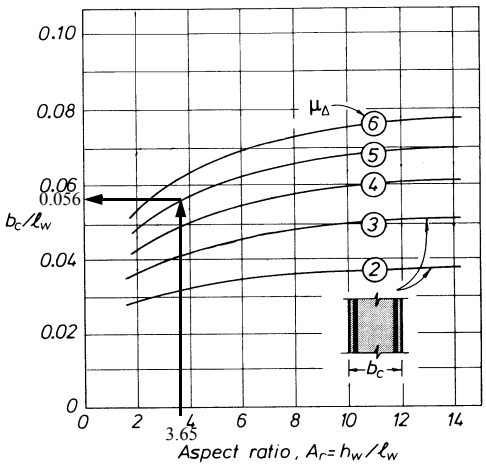
$$\rho_t = \frac{16\varnothing 30 + 52\varnothing 10}{b_w \cdot l_w} = \frac{11312 + 4082}{5100 \cdot 300} = 1.01\ \% \quad \text{OK!} \qquad (9.3)$$ Gl. (G.31)

$$\rho_w = \frac{2\varnothing 10}{b_w \cdot s} = \frac{157}{300 \cdot 150} = 0.34\ \% = \frac{1.6}{f_y} \quad \text{OK!} \qquad (9.4)$$ Gl. (G.32)

$$\rho_e = \frac{8\varnothing 30}{b_w \cdot \alpha_e l_w} = \frac{5655}{300 \cdot 0.11 \cdot 5100} = 3.31\ \% = \frac{15.2}{f_y} \quad \text{OK!} \qquad (9.5)$$ Gl. (G.33)

e) Kontrolle der Wandstabilität

Die Kontrolle der Wandstabilität wird anhand von Bild 9.2 durchgeführt.



$$A_r = \frac{h_w}{l_w} = \frac{18.63}{5.1} = 3.65$$

$$b_c(\mu_\Delta = 5) = 0.056 \cdot l_w = 0.29\text{ m}$$

Die Wanddicke $b_w = 0.30$ m reicht somit aus, um bei voller Duktilität ein Ausbeulen der Wand zu vermeiden.

Bild 9.2: Kontrolle der Stabilität der Wand W11

f) Biegewiderstand

Erdgeschoss (siehe Tabelle 9.1)

Bedingung: $M_i = 23783\text{ kNm} \geq M_E \cdot \gamma_R = 20008 \cdot 1.2 = 24010\text{ kNm} \sim$ OK!

Schritt 3: Sicherstellung der Krümmungsduktilität im plastischen Bereich Abs. G.9.1

a) Biegewiderstand bei Überfestigkeit (siehe Tabelle 9.2)

Abmessungen		Endbewehrung				Stegbewehrung				Material	
l_w [m]	b_w [m]	$\varnothing_e$ [mm]	n_e [-]	A_{se} [mm²]	α_e [-]	$\varnothing_w$ [mm]	n_w [-]	A_{sw} [mm²]	s [mm]	f_y [MPa]	f'_c [MPa]
5.10	0.30	30	8	5655	0.11	10	2	157	150	460	28.6
Bewehrungsgehalte						Bezogene Werte				Neutrale Axe	
ρ_w [%]	ω_w [-]	ρ_e [%]	ω_e [-]	ρ_t [%]	ω_t [-]	N_E [kN]	n [-]	α_x [-]	m [-]	x [m]	
0.35	0.06	3.36	0.54	1.01	0.16	3595	0.08	0.17	0.11	0.87	
M_i = 23783 kNm											

Abs. G.5.3

Tabelle 9.1: Biegewiderstand der Wand W11 im Erdgeschoss

Abmessungen		Endbewehrung				Stegbewehrung				Material	
l_w [m]	b_w [m]	$\varnothing_e$ [mm]	n_e [-]	A_{se} [mm²]	α_e [-]	$\varnothing_w$ [mm]	n_w [-]	A_{sw} [mm²]	s [mm]	f_s [MPa]	f'_c [MPa]
5.10	0.30	30	8	5655	0.11	10	2	157	150	580	28.6
Bewehrungsgehalte						Bezogene Werte				Neutrale Axe	
ρ_w [%]	ω_w [-]	ρ_e [%]	ω_e [-]	ρ_t [%]	ω_t [-]	N_E [kN]	n [-]	α_x [-]	m [-]	x [m]	
0.35	0.06	3.36	0.54	1.01	0.16	3595	0.08	0.18	0.12	0.93	
$M_{o,w}$ = 27752 kNm											

Abs. G.5.3

Tabelle 9.2: Biegewiderstand bei Überfestigkeit der Wand W11 im Erdgeschoss

$$\Phi_{o,w} = \frac{M_{o,w}}{M_E} = \frac{27752}{20008} = 1.39 \tag{9.6}$$

Gl. (G.120)

b) Krümmungsduktilität

Die erforderliche Krümmungsduktilität ist ohne Umschnürungsbewehrung gewährleistet wenn $x \le x_c$, wobei:

$$x_c = \left(0.3 \cdot \frac{\Phi_{o,w}}{\mu_\Delta}\right) \cdot l_w = \left(0.3 \cdot \frac{1.39}{5}\right) \cdot 5.10 = 0.43 \text{ m} \tag{9.7}$$

Gl. (G.123)

Bedingung: $x = 0.93 \text{ m} \ge x_c = 0.43 \text{ m}$ Umschnürung erforderlich!

c) Umschnürungsbewehrung

Es muss der Beton umschnürt werden, der innerhalb der Länge $\alpha \cdot x$ liegt, wobei

$$\alpha = 1 - 0.7 \cdot \frac{x_c}{x} = 1 - 0.7 \cdot \frac{0.43}{0.93} = 0.68 \ge 0.5 \tag{9.8}$$

Gl. (G.124)

$$\alpha \cdot x = 0.68 \cdot 0.93 = 0.63 \text{ m} \tag{9.9}$$

Die Umschnürungsbewehrung muss von den Vertikalstäben gehalten werden. Daher wird der zu umschnürende Betonblock in vertretbarem Ausmass etwas kleiner gewählt und hat die Länge 0.51 m (siehe Bild 9.3)

Die Umschnürungsbewehrung berechnet sich folgt:

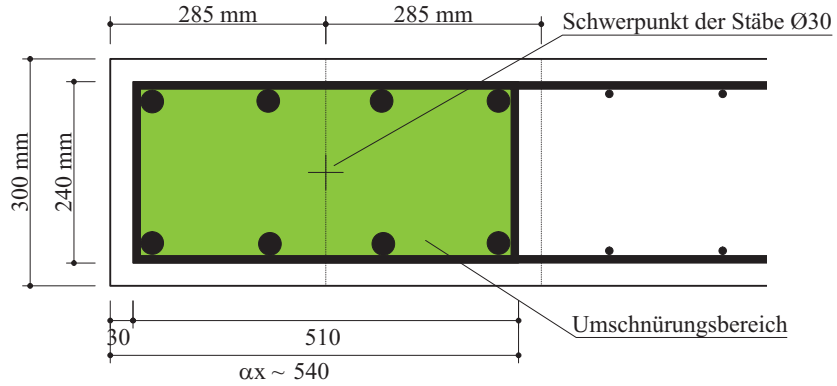


Bild 9.3: Umschnürungsbereich der Wand W11

$$A_g^* = 300 \cdot 540 = 162000 \text{ mm}^2 \tag{9.10}$$

$$A_c^* = 240 \cdot 510 = 122400 \text{ mm}^2 \tag{9.11}$$

$$A_g^* / A_c^* = 162000 / 122400 = 1.32 \tag{9.12}$$

$$\frac{A_{sh}}{s_h \cdot h''} = \left(\frac{\mu}{40} + 0.1\right) \cdot \frac{A_g^*}{A_c^*} \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{x}{l_w} - 0.07\right) \tag{9.13}$$

Gl. (G.125)

$$= \left(\frac{5}{40} + 0.1\right) \cdot 1.32 \cdot \frac{28.6}{460} \cdot \left(\frac{0.93}{5.10} - 0.07\right) = 0.0021$$

Querrichtung:

$$h'' = 510 \text{ mm}: \quad \frac{A_{sh}}{s_h} = 0.0021 \cdot 510 = 1.07 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 1070 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \tag{9.14}$$

Längsrichtung:

$$h'' = 240 \text{ mm}: \quad \frac{A_{sh}}{s_h} = 0.0021 \cdot 240 = 0.50 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 500 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \tag{9.15}$$

Schritt 4: Stabilisierung der Vertikalbewehrung im plastischen Bereich Abs. G.9.1

a) Stabilisierungsbereich

Alle Stäbe, die weniger als $\max(x - 0.3x_c, 0.5x) = \max(0.80, 0.47) = 0.80$ m vom Druckrand entfernt sind, und die in einem Bereich mit $\rho_l > 2/f_y$ liegen, müssen gehalten werden. In diesem Fall müssen alle Bewehrungsstäbe $\varnothing 30$ gehalten werden (siehe Bild 9.1 und *Schritt 2d*). Gl. (G.126) Gl. (G.127)

b) Stabilisierungsbewehrung

Pro Bügelschnitt und Stab $\varnothing 30$ ist folgende Bewehrung erforderlich:

$$A_{ss,30} = 0.08 \cdot A_{b,30} = 0.08 \cdot 707 = 56 \text{ mm}^2 \tag{9.16}$$

Gl. (G.130)

Schritt 5: Schubbemessung im plastischen Bereich Abs. G.9.1

a) Massgebende Querkraft

$$\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} = 1.3 + \frac{6}{30} = 1.5 \qquad (9.17)$$ Gl. (G.133)

$$V_{o,w} = \omega_v \cdot \Phi_{o,w} \cdot V_E = 1.5 \cdot 1.39 \cdot 1371 = 2859 \text{ kN} \qquad (9.18)$$ Gl. (G.132)

$$\tau_{o,w} = \frac{V_{o,w}}{0.8 \cdot l_w \cdot b_w} = \frac{2859 \cdot 10^3}{0.8 \cdot 5100 \cdot 300} = 2.3 \text{ MPa} \qquad (9.19)$$ Gl. (G.134)

b) Druck-Schubbruch

Um einen Druck-Schubbruch zu vermeiden gilt die Bedingung $\tau_{o,w} \le \tau_{i,max}$ wobei:

$$\tau_{i,max} = \left(\frac{\Phi_{o,w}}{\mu_\Delta} + 0.15\right) \cdot \sqrt{f'_c} \le 0.20 \cdot f'_c \le 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \le 9 \text{ MPa} \qquad (9.20)$$ Gl. (G.135)

$$= \left(\frac{1.39}{5} + 0.15\right) \cdot \sqrt{28.6} \le 0.20 \cdot 28.6 \le 1.1 \cdot \sqrt{28.6} \le 9 \text{ MPa}$$

$$= 2.3 \text{ MPa}$$

Bedingung: $\tau_{o,w} = 2.3 \text{ MPa} \le \tau_{i,max} = 2.3 \text{ MPa}$ OK! Gl. (G.134)

c) Zug-Schubbruch

Um einen Zug-Schubbruch zu vermeiden soll die folgende Schubbewehrung vorgesehen werden:

$$\tau_c = 0.6\sqrt{\frac{N_E}{A_g}} = 0.6\sqrt{\frac{3595 \times 10^3}{300 \cdot 5100}} = 0.9 \text{ MPa} \qquad (9.21)$$ Gl. (G.137)

$$\frac{A_{sv}}{s_v} \ge \frac{(\tau_{o,w} - \tau_c) \cdot b_w}{f_{yb}} = \frac{(2.3 - 0.9) \cdot 300}{460} = 0.91 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 910 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \qquad (9.22)$$ Gl. (G.136)

Mindestbewehrung: $\frac{A_{sv}}{b_w \cdot s_v} \ge 0.003 \Rightarrow \frac{A_{sv}}{s_v} \ge 0.90 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 900 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$ Gl. (G.139)

d) Gleit-Schubbruch

Um einen Gleit-Schubbruch zu vermeiden, ist die folgende Vertikalbewehrung erforderlich:

$$A_{st} = \frac{V_{o,w} - \mu \cdot N_E}{\mu \cdot f_y} \qquad (9.23)$$ Gl. (G.140)

Hier ist $V_{o,w} - \mu \cdot N_E = 2859 - 1.0 \cdot 3595 < 0$, deshalb ist Gleitschub kein Problem!

Schritt 6: Konstruktive Durchbildung der Querbewehrung im plastischen Bereich Abs. G.9.1

Die erforderlichen Bewehrungsgehalte sind durch die Gleichungen (9.14), (9.15), (9.16) und (9.22) gegeben und betragen:

Umschnürung in Querrichtung: $A_{sh}/s_h = 1.07\ mm^2/mm = 1070\ mm^2/m$

Umschnürung in Längsrichtung: $A_{sh}/s_h = 0.50\ mm^2/mm = 500\ mm^2/m$

Stabilisierung: $A_{ss} = 56\ mm^2$

Schub: $A_{sv}/s_v = 0.91\ mm^2/mm = 910\ mm^2/m$

Die Bewehrungsgehalte müssen nicht aufsummiert werden. Die vertikalen Abstände der horizontalen Querbewehrung betragen:

Umschnürung: $s_h = b_w/2 = 300/2 = 150\ mm$ oder
$s_h \leq 5 \cdot \varnothing = 5 \cdot 30 = 150\ mm$ oder $s_h \leq 150\ mm$

Stabilisierung: $s_s \leq 5 \cdot \varnothing = 5 \cdot 30 = 150\ mm$ oder $s_s \leq 150\ mm$

Schub: $s_v \leq 2.5 \cdot b_w = 750\ mm$ oder $s_v \leq 450\ mm$

Aus konstruktiven Gründen wird die Bewehrungsanordnung gemäss Bild 9.4 gewählt.

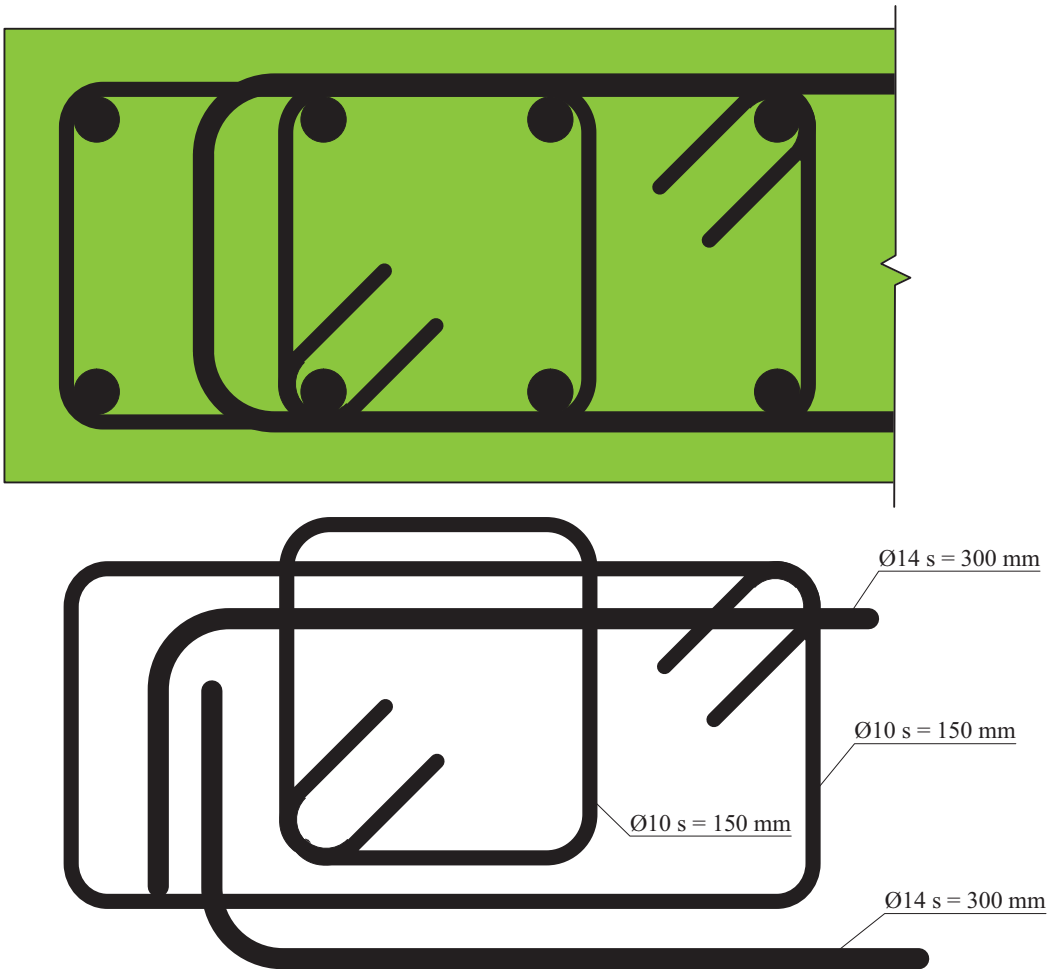


Bild 9.4: Endbereich der Wand W11 (Massstab 1:5)

Sorgfältig durchkonstruierte Verankerungen sind für die Wand überlebenswichtig! Weil bei der Umbiegung der Schubbewehrungsstäbe ∅14 mm kein satt anliegender Vertikalstab vorhanden ist, muss der Biegerollendurchmesser im Vergleich zu den übrigen Bügeln grösser gewählt werden ($d_2 = 6\varnothing = 84$ mm anstatt $d_3 = 4\varnothing = 56$ mm, nach [SIA 162]).

a) Kontrollen:

Umschnürung quer: ∅10, 4-schnittig, $s = 150$ mm: $A_{sh}/s = 2.08$ mm OK!

Umschnürung längs: ∅10, 2-schnittig, $s = 150$ mm: $A_{sh}/s = 1.04$ mm OK!
Dies ist eine konservative Annahme, weil die kleinen Bügel ∅10 und die zwei Bügel ∅14 vernachlässigt werden.

Stabilisierung: ∅10, 1-schnittig, $s = 150$ mm: $A_{ss} = 78.5$ mm^2 OK!

Schub: ∅14, 2-schnittig, $s = 300$ mm: $A_{sv}/s = 1.03$ mm OK!

b) Berechnung der vorhandenen Krümmungsduktilität

Ist optional, siehe Abschnitt A4.1.

Schritt 7: Bemessung der elastisch bleibenden Bereiche Abs. G.9.1

a) Biegebemessung

Massgebend für die Biegebemessung der elastisch bleibenden Bereiche sind die Momentenlinien und die Normalkraftverläufe gemäss Bild 9.5. Die Schnittkräfte aus Bild 6.2 wurden ergänzt gemäss Bild G.27.

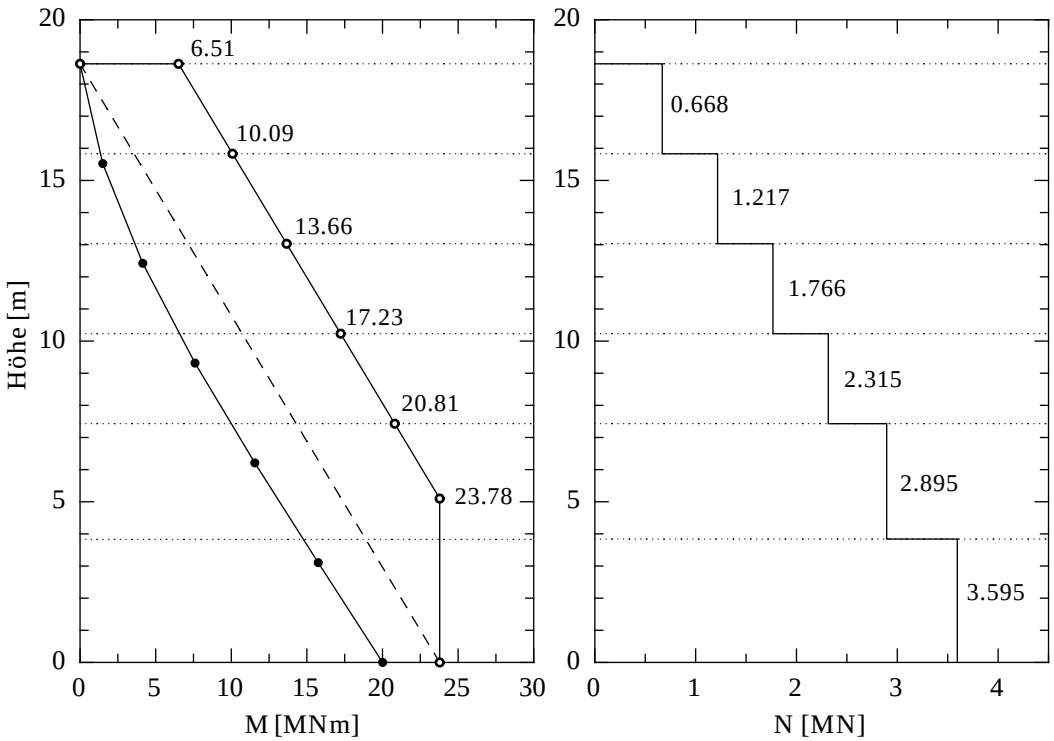


Bild 9.5: Momentenlinien (links) und Normalkraftverläufe (rechts) für die Bemessung der Wand W11

Die Abstufung der Vertikalbewehrung erfolgt gemäss Tabelle 9.3; dabei wird der vorhandene Biegewiderstand $M_{i,\,vorh}$ mit einer ähnlichen Tabelle wie im *Schritt 2f* berechnet.

Ort	Endbewehrung	α_e [-]	Stegbewehrung	ρ_t [%]	N_E [kN]	$M_{i,vorh}$ [kNm]	$M_{i,erf}$ [kNm]	Check
Mindestwiderstand	2 Ø 26	0.02	Ø 10 s=150	0.47	0	8084		
4. OG	4 Ø 26	0.05	Ø 10 s=150	0.59	668	11510	10085	OK!
3. OG	6 Ø 26	0.08	Ø 10 s=150	0.71	1217	14502	13660	OK!
2. OG	6 Ø 30	0.08	Ø 10 s=150	0.85	1766	17915	17234	OK!
1. OG	8 Ø 30	0.11	Ø 10 s=150	1.01	2315	21367	20808	OK!
Zwischengeschoss	8 Ø 30	0.11	Ø 10 s=150	1.01	2895	22488	23783	~OK!
Erdgeschoss	8 Ø 30	0.11	Ø 10 s=150	1.01	3595	23783	24010	~OK!

Tabelle 9.3: Abstufung der Vertikalbewehrung entlang der Wand W11

b) Schubbemessung

Mindestbewehrung: [Bac 91] 4.2.6

$$\rho_{min} = \frac{A_{sv}}{b_w \cdot s_v} = 0.002 \text{ bzw. } 0.003$$

Möglichkeiten:

$$s_v = 150 \text{ mm}: \quad A_{sv} = 0.025 \cdot 300 \cdot 150 = 112 \text{ mm}^2$$

$$s_v = 300 \text{ mm}: \quad A_{sv} = 0.025 \cdot 300 \cdot 300 = 225 \text{ mm}^2$$

Wahl: Bügel $\varnothing 12$, 2-schnittig, $s_v = 300$ mm, $A_{sv} = 227 \text{ mm}^2$ OK!

In Abhängigkeit von der vorhandenen Normalkraft gewährleistet die gewählte Schubbewehrung die Widerstände gemäss Tabelle 9.4.

Ort	Bewehrung	N_E [kN]	V_E [kN]	$\omega_v \Phi_{o,w}$ [-]	$V_{o,w}$ [kN]	α_o [°]	α [°]	z [m]	V_{vorh} [kN]	Check
Mindestwiderstand	2 Ø 12	0	-	-	-	45	45	4.08	1415	
4. OG	2 Ø 12	668	483	2.09	1009	36	36	4.08	1948	OK!
3. OG	2 Ø 12	1217	853	2.09	1783	36	36	4.08	1948	OK!
2. OG	2 Ø 12	1766	1126	2.09	2353	35	31	4.08	2355	OK!
1. OG	2 Ø 12	2315	1273	2.09	2661	33	28	4.08	2661	OK!

Tabelle 9.4: Widerstand der Mindestschubbewehrung entlang Wand W11 nach [SIA 162] 3.24.2

Die Mindestbewehrung kann als genügend betrachtet werden.

c) Stabilisierung der Vertikalbewehrung

Nur die Stäbe im Endbereich müssen gehalten werden. Im Erdgeschoss (plastischer Bereich) wird die konstruktive Durchbildung gemäss Bild 9.4 durchgeführt. Oberhalb des Erdgeschosses werden die konstruktiven Durchbildungen gemäss Bild 9.6 vorgesehen:

Schritt 8: Bemessung und konstruktive Durchbildung der Wandfundation Abs. G.9.1

a) Anforderungen

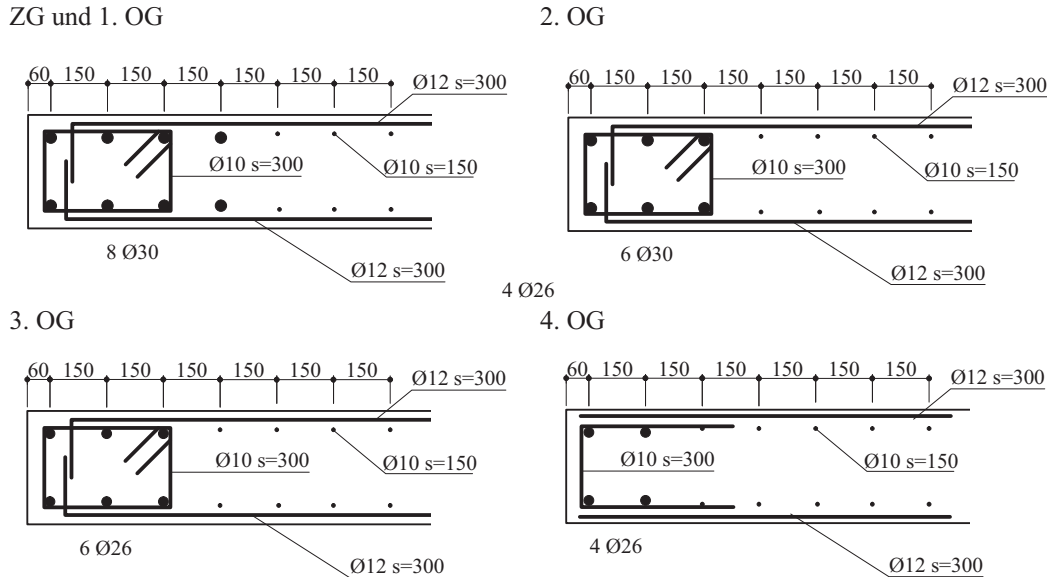


Bild 9.6: Konstruktive Durchbildung der elastisch bleibenden Bereiche der Wand W11

Im 1. Untergeschoss müssen die Schnittkräfte bei Überfestigkeit $M_{o,w}$ und $V_{o,w}$ sowie die Normalkraft N_E des plastischen Bereichs aufgenommen und ohne Fliessen auf den Baugrund übertragen werden können.

Stösse der Längsbewehrung im plastischen Bereich sind strengstens verboten!

b) Modellbildung und entsprechende Massnahmen

Die Wand W11 ist in den Untergeschossen nicht wie andere Tragwände (z.B. W2) in einer viel längeren, scheibenartigen Wand eingespannt, sondern sie läuft mit praktisch gleicher Länge wie im Oberbau durch die Untergeschosse (UG) auf die Bodenplatte hinunter. Die beiden UG sind als steifer Kasten ausgebildet. Die Decken über 1. und 2. UG und die Bodenplatte bilden zusammen mit den Umfassungswänden ein Scheibensystem, das für horizontale Kräfte aus der Wand praktisch starre, d.h. unverschiebliche Auflager darstellt.

Im übrigen ist eine realistische Modellbildung für die Wand in den Untergeschossen eine anspruchsvolle Aufgabe. Scheibenmodelle sind möglich (FE-Programme) aber aufwendig. Stabmodelle sind wesentlich einfacher und liegen - zumindest was den generellen Kräfteverlauf betrifft - wohl auf der sicheren Seite; sie sollen deshalb hier benützt werden.

Um einen Momentenverlauf gemäss Bild 9.7a) mit den entsprechenden sehr grossen Querkräften in den UG zu vermeiden, wird die Verbindung der Wand mit der Decke über 2. UG so gestaltet, dass dort keine wesentlichen horizontalen Kräfte sondern nur vertikale Auflagerkräfte übertragen werden können. Zu diesem Zweck werden auf den drei freien Seiten der Wände (siehe Plan P.4) eine z.B. 30 mm dicke Fuge - gefüllt mit sehr weichem Fugenmaterial, z.B. Gummischrotplatten (vgl. Abschnitt 10.3)- sowie übliche Querkraftdorne mit allseitigen horizontalen Spielräumen von ebenfalls 30 mm angeordnet. Damit kann der Momentenverlauf gemäss Bild 9.7b) bewirkt werden.

Im 1. und 2. UG wird der Querschnitt der Wand vergrössert, d.h. ein Randelement mit dem Querschnitt 57 x 50 cm angeordnet. Die Vergrösserung des Querschnittes hat Vor-

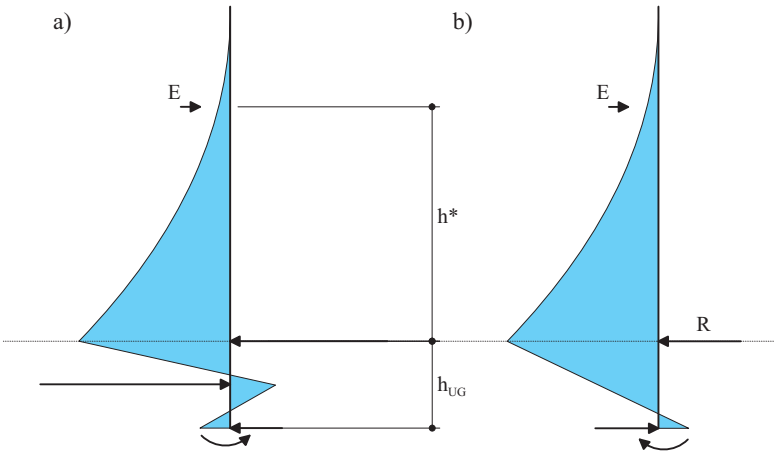


Bild 9.7: Mögliche Momentenverläufe und horizontale Auflagerkräfte in den Untergeschossen

teile für die konstruktive Durchbildung der dortigen Bewehrungen (Bild 9.8). Zudem kann die Krümmung der elastisch bleibenden Wand in den Untergeschossen und somit der Drehwinkel auf der Höhe des Einspannhorizontes auch bei Auslenkung der Wand gegen Osten (Zug im Randelement) etwas reduziert werden.

Der Einspanngrad der Wand in der mit dem Baugrund in Kontakt stehenden Bodenplatte ist schwierig abzuschätzen. Eine gewisse Einspannung ist in jedem Fall anzunehmen, um sicherzustellen, dass die Querkraft in der Wand im UG nicht unterschätzt wird.

c) Schnittkräfte

Es wird das $h_{UG} = 5.75$ m hohe Wandstück in den beiden UG betrachtet:

Biegewiderstand oben: $M_o = M_{o,w} = 27752$ kNm — Tab. 9.2

Annahme Moment unten: $M_u = 0.2 M_o = 5550$ kNm

Querkraft: $$V_{UG} = \frac{M_o + M_u}{h_{UG}} = \frac{27752 + 5550}{5.75} = 5792 \text{ kN}$$

Diese Querkraft ist somit rund doppelt so gross wie im plastischen Bereich der Wand, wo $V_{o,w} = 2859$ kN. — Gl. (9.18)

d) Schubbemessung (konventionell)

Mit $b_w = 300$ mm: $$\tau_{UG} = \frac{V_{UG}}{0.8 \cdot b_w \cdot l_w} = \frac{5792 \cdot 10^3}{0.8 \cdot 300 \cdot 5100} = 4.7 \text{ MPa}$$

Druck-Schubbruch:

Nach [SIA 162] gilt für eine Diagonalenneigung $\alpha = 30°$:

$$f_{c,red} = \zeta \cdot f_{cw,min} = 0.48 \cdot 30 = 14.4 \text{ MPa}$$

$V_R = f_{c,red} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin\alpha \cdot \cos\alpha = 14.4 \cdot 300 \cdot 4080 \cdot 0.5 \cdot 0.87 = 7667$ kN

$V_{UG} = 5792\text{kN} < V_R = 7667$ kN OK!

Zug-Schubbruch:

Nach [SIA 162] gilt für eine Diagonalenneigung $\alpha = 30°$:

$$\frac{A_{sv}}{s} \geq \frac{V_{UG}}{f_{yb} \cdot z \cdot \cot\alpha} = \frac{5792 \cdot 10^3}{460 \cdot 4080 \cdot 1.73} = 1.784 \text{ mm} = 1784 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Wahl: Bügel ∅14, 2-schnittig, $s_v = 150$ mm, $A_{sv}/s = 2053$ mm²/m OK!

e) Biegebemessung

Die Vertikalbewehrung im plastischen Bereich der Wand (oberhalb der Fundation) wurde für $M_E = 20008$ kNm bemessen. In den UG wird die Bewehrung im Verhältnis zu $M_{o,w} = 27752$ kNm (entspricht dem Überfestigkeitsfaktor $\Phi_{o,w} = 1.39$ mit den Anteilen Überfestigkeit bei $\varepsilon_s = 0.04$ und Widerstandsbeiwert $\gamma_R = 1.2$) verstärkt (sichere Seite, da grössere Normalkraft):

Im Steg: Stäbe ∅ 12 (anstatt ∅ 10 oberhalb), 2-schnittig, $s_h = 150$ mm

Im Randelement am freien Rand (Bild 9.8): 12 Stäbe ∅ 30 (anstatt 8 ∅ 30 oberhalb)

Am anderen Rand ist gemäss Plan P.4 die Wand einseitig (1. UG) bzw. beidseitig (2. UG) monolithisch verbunden mit der Umfassungswand des Gebäudes, was einem Plattenbalkenquerschnitt mit ein- bzw. beidseitigem Plattenanschluss entspricht. Die dortige Vertikalbewehrung (≥ 12 Stäbe ∅ 30) ist nach den üblichen Regeln für Zugbereiche mit Plattenbalkenquerschnitt teilweise in die Aussenwand zu verteilen und durch horizontale Schubbewehrung anzuschliessen (Längsschub). Die Vertikalbewehrung wird ohne Abstufung über h_{UG} geführt und muss oben unter OK der Decke über dem 1. UG und unten über UK der Bodenplatte verankert werden.

f) Konstruktive Durchbildung

Bild 9.8 zeigt einen Vorschlag für die konstruktive Durchbildung der Bewehrung beim Übergang vom plastischen Bereich in die elastisch bleibende Fundation am freien (östlichen) Rand der Wand W11. Die vertikalen Bewehrungsstäbe des plastischen Bereichs werden mit reichlicher Verankerungslänge (z.B 80 ∅, ohne Haken) in die Wandfundation hinunter geführt. Um den plastischen Bereich von der Fundation klar abzugrenzen, werden die vertikalen Bewehrungsstäbe der Fundation am oberen Ende mit Winkelhaken versehen (Biegerollendurchmesser nach SIA 162 $d_2 = 6$ ∅ für Stäbe ≤ 20 mm bzw. $d_2 = 8$ ∅ für Stäbe > 20 mm und ≤ 30 mm).

Die horizontale Schubbewehrung der Fundation kann mittels Winkelhaken (analog wie im plastischen Bereich (vgl. Bild 9.4) oder - wie in Bild 9.8 gezeichnet - ohne Haken mithilfe von Steckbügeln verankert werden (vgl. Bild 9.6, 4. OG).

Stösse der Vertikalbewehrung im plastischen Bereich sind strengstens verboten!

g) Übergang zur Fundamentplatte und lokale Bodenpressungen

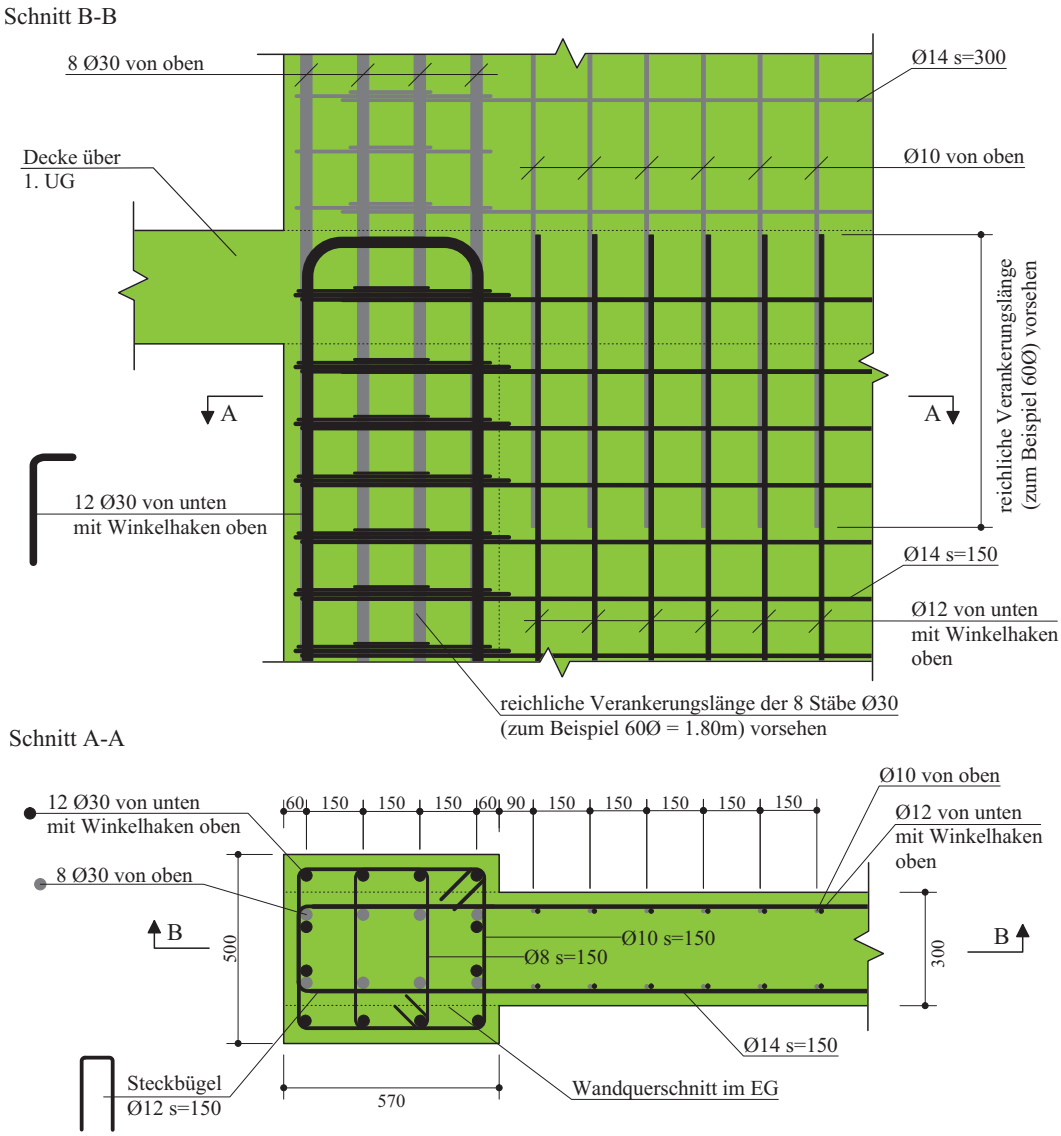


Bild 9.8: Konstruktive Durchbildung der Wandfundation W11 am freien Rand (Massstab 1:20)

Der Übergang der Wandfundation zur Fundamentplatte kann auf konventionelle Weise als biegesteife Rahmenecke ausgebildet werden, und es muss die lokal erhöhte Bodenpressung nachgewiesen werden. Konstruktiv einfacher und bezüglich der Querkraft in den Untergeschossen vorteilhaft (vgl. Bild 9.7b) wäre jedoch, diesen Übergang gewissermassen gelenkig zu gestalten. Dabei greift das untere Ende der Wand in eine entsprechende Aussparung der Fundamentplatte ein, wobei dort in den “Fugen” nur eine Mindestbewehrung oder allenfalls überhaupt keine Bewehrung durchläuft. Sowohl die Wand wie auch die Bodenplatte (als Scheibe) müssen aber für die höchstmöglichen auftretenden Kräfte bemessen und bewehrt werden. Bei dieser Lösung dürften auch die lokalen Bodenpressungen im Vergleich zur Ausbildung als biegesteife Rahmenecke wesentlich geringer ausfallen.

h) Einleitung der Reaktionskraft in die Decke über 1. UG

Die Einleitung der Kraft $V_{ow} + V_{UG} = 2859 + 5792 = 8651$ kN in die Decke über 1. UG (in beiden Richtungen) muss nachgewiesen werden (vgl. Abschnitt 12.2).

9.2.2 Bemessung der Wand W2 (Längsrichtung)

Abs. G.9.1

Schritt 1: Festlegung des plastischen Mechanismus und der Höhe des plastischen Bereichs

Die Wand wird so bemessen, dass nur am Wandfuss ein plastischer Bereich der grösstmöglichen Höhe h_p entsteht.

$$h_p = \max\left(\frac{2 \cdot l_w}{3}, \frac{h_w}{9}\right) = 3.2 \text{ m} \qquad (9.24)$$

Gl. (G.117)

Der plastische Bereich erstreckt sich nicht ganz über die Höhe des Erdgeschosses.

Schritt 2: Kontrolle des Querschnitts im plastischen Bereich Abs. G.9.1

a) Einwirkungen:

$$V_E = 762 \text{ kN} \quad , \quad M_E = 11115 \text{ kNm} \quad , \quad N_E = 2314 \text{ kN} \qquad (9.25)$$

Bild 6.5
Tab. 6.4

b) Wandquerschnitt und Vertikalbewehrung:

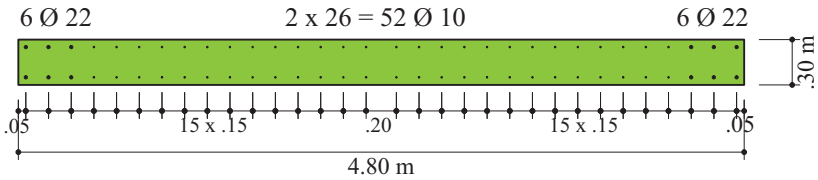


Bild 9.9: Querschnitt und Vertikalbewehrung der Wand W2

$$\alpha_e \cdot l_w = 0.05 + 2 \cdot 0.15 + 0.05 = 0.40 \text{ m} \quad , \quad \alpha_e = 0.40/4.80 = 0.08$$

Bild G.10

c) Kontrolle der Stabanordnung und des Stabdurchmessers

Bedingungen:

$s_{max} \leq 200$ mm im Umschnürungsbereich OK! Abs. G.9.1

$s_{max} \leq \min(3b_w, 450 \text{ mm}) = \min(900, 450) = 450$ mm OK! Abs. G.9.1

$\varnothing_{max} \leq b_w/10 = 300/10 = 30$ mm OK! Abs. G.9.1

Exemplarisch und als "Übungsbestimmung" wird hier nun aber angenommen, dass die erste Bedingung bei den zwei Eckbewehrungsstäben nicht erfüllt ist. Es wird deshalb ein dritter Stab zwischen den zwei Eckbewehrungsstäben platziert. Anstatt $6\varnothing 22$ werden neu im Endbereich $7\varnothing 20$ vorgesehen, um den Biegewiderstand des Querschnitts praktisch unverändert zu erhalten. Die neue Anordnung der Vertikalbewehrung ist in Bild 9.10 dargestellt.

d) Kontrolle des Bewehrungsgehaltes

$$\rho_t = \frac{14\varnothing 20 + 52\varnothing 10}{b_w \cdot l_w} = \frac{4396 + 4082}{(300 \cdot 4800)} = 0.59\ \% \qquad \text{OK!} \qquad (9.26)$$

Abs. (G.31)

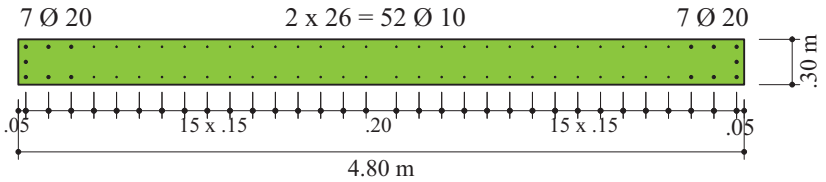


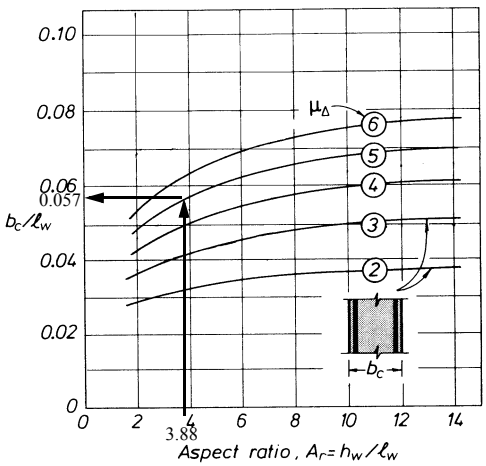
*Bild 9.10: Querschnitt und **neue** Vertikalbewehrung der Wand W2*

$$\rho_w = \frac{2\varnothing 10}{b_w \cdot s} = \frac{157}{300 \cdot 150} = 0.34\ \% = \frac{1.6}{f_y} \qquad \text{OK!} \qquad (9.27)$$ Gl. (G.32)

$$\rho_e = \frac{7\varnothing 20}{b_w \cdot \alpha_e l_w} = \frac{2198}{300 \cdot 0.08 \cdot 4800} = 1.91\ \% = \frac{8.8}{f_y} \qquad \text{OK!} \qquad (9.28)$$ Gl. (G.33)

e) Kontrolle der Wandstabilität

Die Kontrolle der Wandstabilität wird anhand von Bild 9.11 durchgeführt.



$$A_r = \frac{h_w}{l_w} = \frac{18.63}{4.80} = 3.88$$

$$b_c(\mu_\Delta = 5) = 0.057 \cdot l_w = 0.27\ \text{m}$$

Die Wanddicke $b_w = 0.30$ m reicht somit aus, um bei voller Duktilität ein Ausbeulen der Wand zu vermeiden.

Bild 9.11: Kontrolle der Stabilität der Wand W2

f) Biegewiderstand

Erdgeschoss (siehe Tabelle 9.5)

Abmessungen		Endbewehrung				Stegbewehrung				Material	
l_w [m]	b_w [m]	$\varnothing_e$ [mm]	n_e [-]	A_{se} [mm²]	α_e [-]	$\varnothing_w$ [mm]	n_w [-]	A_{sw} [mm²]	s [mm]	f_y [MPa]	f'_c [MPa]
4.80	0.30	20	7	2199	0.08	10	2	157	150	460	28.6
Bewehrungsgehalte						Bezogene Werte				Neutrale Axe	
ρ_w [%]	ω_w [-]	ρ_e [%]	ω_e [-]	ρ_t [%]	ω_t [-]	N_E [kN]	n [-]	α_x [-]	m [-]	x [m]	
0.35	0.06	1.91	0.31	0.60	0.10	2314	0.06	0.14	0.07	0.66	
M_i = 13447 kNm											

Abs. G.5.3

Tabelle 9.5: Biegewiderstand der Wand W2 im Erdgeschoss

Bedingung: $M_i = 13447\text{kNm} \geq M_E \cdot \gamma_R = 11115 \cdot 1.2 = 13338\ \text{kNm} \sim \text{OK!}$

Schritt 3: Sicherstellung der Krümmungsduktilität im plastischen Bereich Abs. G.9.1

a) Biegewiderstand bei Überfestigkeit (siehe Tabelle 9.6)

Abmessungen		Endbewehrung				Stegbewehrung				Material	
l_w [m]	b_w [m]	$\varnothing_e$ [mm]	n_e [-]	A_{se} [mm²]	α_e [-]	$\varnothing_w$ [mm]	n_w [-]	A_{sw} [mm²]	s [mm]	f_s [MPa]	f'_c [MPa]
4.80	0.30	20	7	2199	0.08	10	2	157	150	580	28.6
Bewehrungsgehalte						Bezogene Werte				Neutrale Axe	
ρ_w [%]	ω_w [-]	ρ_e [%]	ω_e [-]	ρ_t [%]	ω_t [-]	N_E [kN]	n [-]	α_x [-]	m [-]	x [m]	
0.35	0.07	1.91	0.39	0.60	0.12	2314	0.06	0.15	0.08	0.73	
$M_{o,w}$ = 15525 kNm											

Abs. G.5.3

Tabelle 9.6: Biegewiderstand bei Überfestigkeit der Wand W2 im Erdgeschoss

$$\Phi_{o,w} = \frac{M_{o,w}}{M_E} = \frac{15525}{11115} = 1.40 \qquad (9.29)$$ Gl. (G.120)

b) Krümmungsduktilität

Die erforderliche Krümmungsduktilität ist ohne Umschnürungsbewehrung gewährleistet wenn $x \le x_c$, wobei:

$$x_c = \left(0.3 \cdot \frac{\Phi_{o,w}}{\mu_\Delta}\right) \cdot l_w = \left(0.3 \cdot \frac{1.40}{5}\right) \cdot 4.80 = 0.40 \text{ m} \qquad (9.30)$$ Gl. (G.123)

Bedingung: $x = 0.73 \text{ m} \ge x_c = 0.40 \text{ m}$ Umschnürung erforderlich!

c) Umschnürungsbewehrung

Es muss der Beton umschnürt werden, der innerhalb der Länge $\alpha \cdot x$ liegt, wobei

$$\alpha = 1 - 0.7 \cdot \frac{x_c}{x} = 1 - 0.7 \cdot \frac{0.40}{0.73} = 0.62 \ge 0.5 \qquad (9.31)$$ Gl. (G.124)

$$\alpha \cdot x = 0.62 \cdot 0.73 = 0.45 \text{ m} \qquad (9.32)$$

Die Umschnürungsbewehrung muss von den Vertikalstäben gehalten werden. Daher wird der zu umschnürende Betonblock etwas grösser gewählt und hat die Länge 0.49 m (siehe Bild 9.12).

Die Umschnürungsbewehrung berechnet sich wie folgt:

$$A_g^* = 300 \cdot 520 = 156000 \text{ mm}^2 \qquad (9.33)$$

$$A_c^* = 240 \cdot 490 = 117600 \text{ mm}^2 \qquad (9.34)$$

$$A_g^* / A_c^* = (156000)/(117600) = 1.33 \qquad (9.35)$$

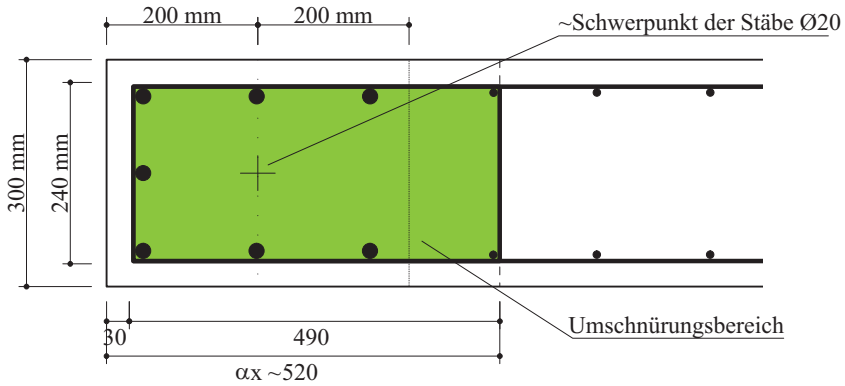


Bild 9.12: Umschnürungsbereich der Wand W2

$$\frac{A_{sh}}{s_h \cdot h''} = \left(\frac{\mu}{40} + 0.1\right) \cdot \frac{A_g^*}{A_c^*} \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{x}{l_w} - 0.07\right) \tag{9.36}$$

$$= \left(\frac{5}{40} + 0.1\right) \cdot 1.33 \cdot \frac{28.6}{460} \cdot \left(\frac{0.73}{4.80} - 0.07\right) = 0.0015$$

Gl. (G.125)

Querrichtung:

$$h'' = 490 \text{ mm}: \quad \frac{A_{sh}}{s_h} = 0.0015 \cdot 490 = 0.74 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 740 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \tag{9.37}$$

Längsrichtung:

$$h'' = 240 \text{ mm}: \quad \frac{A_{sh}}{s_h} = 0.0015 \cdot 240 = 0.36 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 360 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \tag{9.38}$$

Schritt 4: Stabilisierung der Vertikalbewehrung im plastischen Bereich Abs. G.9.1

a) Stabilisierungsbereich

Alle Stäbe, die weniger als $\max(x - 0.3x_c, 0.5x) = \max(0.61, 0.37) = 0.61$ m vom Druckrand entfernt sind, und die in einem Bereich mit $\rho_l > 2/f_y$ liegen, müssen gehalten werden. In diesem Fall müssen alle Bewehrungsstäbe $\varnothing 20$ gehalten werden (siehe Bild 9.10 und *Schritt 2d*). Gl. (G.126) Gl. (G.127)

b) Stabilisierungsbewehrung

Pro Bügelschnitt und Stab $\varnothing 20$ ist folgende Bewehrung erforderlich:

$$A_{ss,20} = 0.08 \cdot A_{b,20} = 0.08 \cdot 314 = 25 \text{ mm}^2 \tag{9.39}$$

Gl. (G.130)

Schritt 5: Schubbemessung im plastischen Bereich Abs. G.9.1

a) Massgebende Querkraft

$$\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} = 1.3 + \frac{6}{30} = 1.5 \tag{9.40}$$

Gl. (G.133)

$$V_{o,w} = \omega_v \cdot \Phi_{o,w} \cdot V_E = 1.5 \cdot 1.40 \cdot 762 = 1600 \text{ kN} \tag{9.41}$$

Gl. (G.132)

$$\tau_{o,w} = \frac{V_{o,w}}{0.8 \cdot l_w \cdot b_w} = \frac{1600 \times 10^3}{0.8 \cdot 4800 \cdot 300} = 1.4 \text{ MPa} \quad (9.42)$$ Gl. (G.134)

b) Druck-Schubbruch

Um einen Druck-Schubbruch zu vermeiden gilt die Bedingung $\tau_{o,w} \leq \tau_{i,max}$ wobei:

$$\tau_{i,max} = \left(\frac{\Phi_{o,w}}{\mu_\Delta} + 0.15\right) \cdot \sqrt{f'_c} \leq 0.20 \cdot f'_c \leq 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \leq 9 \text{ MPa} \quad (9.43)$$ Gl.(G.135)

$$= \left(\frac{1.40}{5} + 0.15\right) \cdot \sqrt{28.6} \leq 0.20 \cdot 28.6 \leq 1.1 \cdot \sqrt{28.6} \leq 9 \text{ MPa}$$

$$= 2.3 \text{ MPa}$$

Bedingung: $\tau_{o,w} = 1.4 \text{ MPa} \leq \tau_{i,max} = 2.3 \text{ MPa}$ OK! Gl. (G.134)

c) Zug-Schubbruch

Um einen Zug-Schubbruch zu vermeiden soll die folgende Schubbewehrung vorgesehen werden:

$$\tau_c = 0.6\sqrt{\frac{N_E}{A_g}} = 0.6\sqrt{\frac{2314 \times 10^3}{300 \cdot 4800}} = 0.7 \text{ MPa} \quad (9.44)$$ Gl. (G.137)

$$\frac{A_{sv}}{s_v} \geq \frac{(\tau_{o,w} - \tau_c) \cdot b_w}{f_{yb}} = \frac{(1.4 - 0.7) \cdot 300}{460} = 0.45 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 450 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad (9.45)$$ Gl. (G.136)

Mindestbewehrung:

$$\frac{A_{sv}}{b_w \cdot s_v} \geq 0.003 \Rightarrow \frac{A_{sv}}{s_v} \geq 0.90 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 900 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad (9.46)$$

d) Gleit-Schubbruch

Um einen Gleit-Schubbruch zu vermeiden, ist die folgende Vertikalbewehrung erforderlich:

$$A_{st} = \frac{V_{o,w} - \mu \cdot N_E}{\mu \cdot f_y} \quad (9.47)$$ Gl. (G.140)

Hier ist $V_{o,w} - \mu \cdot N_E = 1623 - 1.0 \cdot 2314 < 0$, deshalb ist Gleitschub kein Problem!

Schritt 6: Konstruktive Durchbildung der Querbewehrung Abs. G.9.1

Die erforderlichen Bewehrungsgehalte sind durch die Gleichungen (9.37), (9.38), (9.39) und (9.46) gegeben und betragen:

Umschnürung in Querrichtung: $A_{sh}/s_h = 0.74 \text{ mm}^2/\text{mm} = 740 \text{ mm}^2/\text{m}$

Umschnürung in Längsrichtung: $A_{sh}/s_h = 0.36 \text{ mm}^2/\text{mm} = 360 \text{ mm}^2/\text{m}$

Stabilisierung: $A_{ss} = 25 \text{ mm}^2$

Schub: $A_{sv}/s_v = 0.90\ mm^2/mm = 900\ mm^2/m$

Die Bewehrungsgehalte müssen nicht aufsummiert werden. Die vertikalen Abstände der Querbewehrung betragen:

Umschnürung: $s_h = b_w/2 = 300/2 = 150\ mm$ oder

$s_h \leq 5 \cdot \varnothing = 5 \cdot 20 = 100\ mm$ oder $s_h \leq 150\ mm$

Stabilisierung: $s_s \leq 5 \cdot \varnothing = 5 \cdot 20 = 100\ mm$ oder $s_s \leq 150\ mm$

Schub: $s_v \leq 2.5 \cdot b_w = 750\ mm$ oder $s_v \leq 450\ mm$

Aus konstruktiven Gründen wird die Bewehrungsanordnung gemäss Bild 9.13 gewählt.

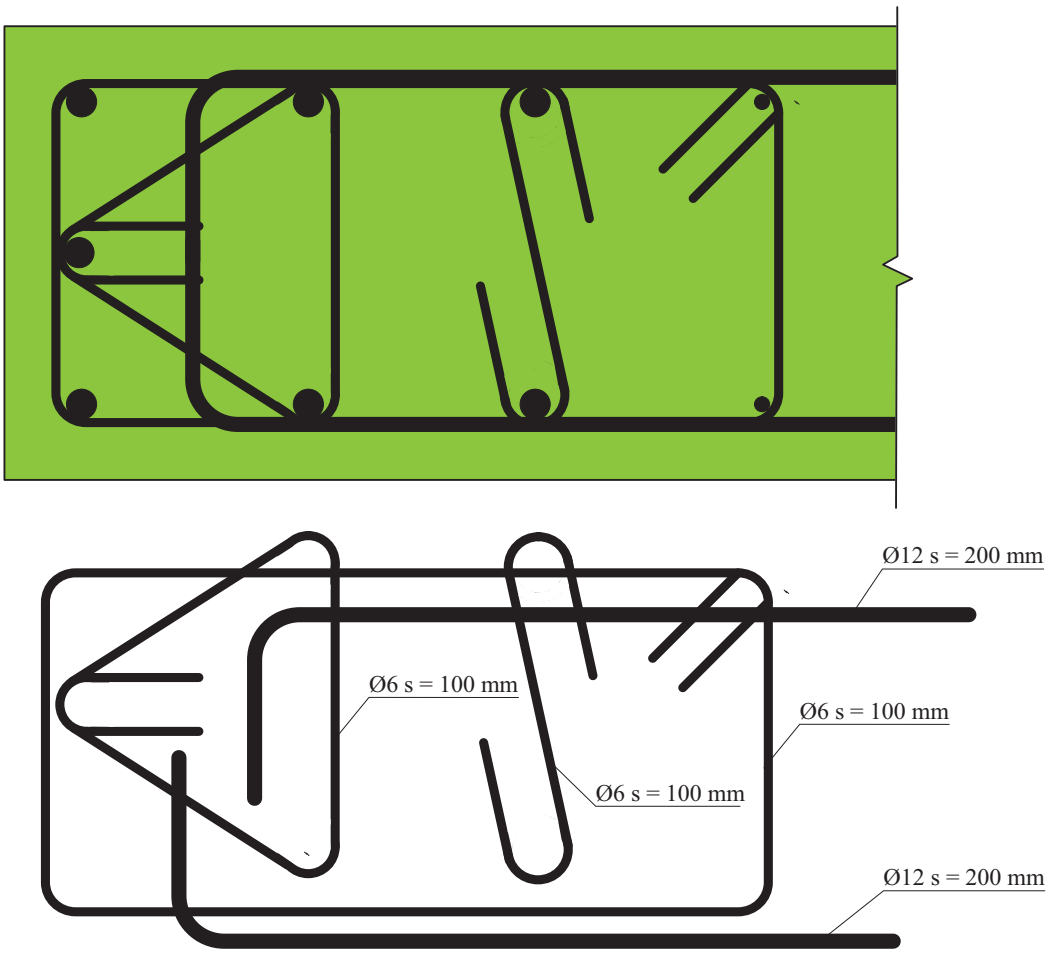


Bild 9.13: Endbereich der Wand W2 (Massstab 1:5)

Sorgfältig durchkonstruierte Verankerungen sind für die Wand überlebenswichtig! Weil bei der Umbiegung der Schubbewehrungsstäbe $\varnothing 12\ mm$ kein satt anliegender Vertikalstab vorhanden ist, muss der Biegerollendurchmesser im Vergleich zu den übrigen Bügeln grösser gewählt werden ($d_2 = 6 \cdot \varnothing = 72\ mm$ anstatt $d_3 = 4 \cdot \varnothing = 48\ mm$, nach [SIA 162]). Es ist zusätzlich zu bemerken, dass zur Stabilisierung des mittleren Stabes der

äussersten Lage spezielle dreieckförmige Bügel notwendig sind. Solche Bügel sind sowohl zum Herstellen als auch zum Verlegen sehr aufwendig.

a) Kontrollen:

Umschnürung quer: $\varnothing 6$, 4-schnittig, $s = 100$ mm: $A_{sh}/s = 1.13$ mm OK!

Umschnürung längs: $\varnothing 8$, 2-schnittig, $s = 100$ mm: $A_{sh}/s = 1.06$ mm OK!
Dies ist eine konservative Annahme, weil die kleinen Bügel $\varnothing 6$ und die zwei Bügel $\varnothing 10$ vernachlässigt werden.

Stabilisierung: $\varnothing 6$, 1-schnittig, $s = 100$ mm: $A_{ss} = 28.3$ mm^2 OK!

Schub: $\varnothing 12$, 2-schnittig, $s = 200$ mm: $A_{sv}/s = 1.13$ mm OK!

b) Berechnung der vorhandenen Krümmungsduktilität

Ist optional; siehe Abschnitt A4.2.

Schritt 7: Bemessung der elastisch bleibenden Bereiche Abs. G.9.1

a) Biegebemessung

Massgebend für die Biegebemessung der elastisch bleibenden Bereiche sind die Momentenlinien und die Normalkraftverläufe gemäss Bild 9.14. Die Schnittkräfte aus Bild 6.5 wurden ergänzt gemäss Bild G.27. Bei der Wand W2 ist die Bemessung der elastisch bleibenden Bereiche durch das Vorhandensein von grossen Fensteröffnungen erschwert (siehe Plan P.4).

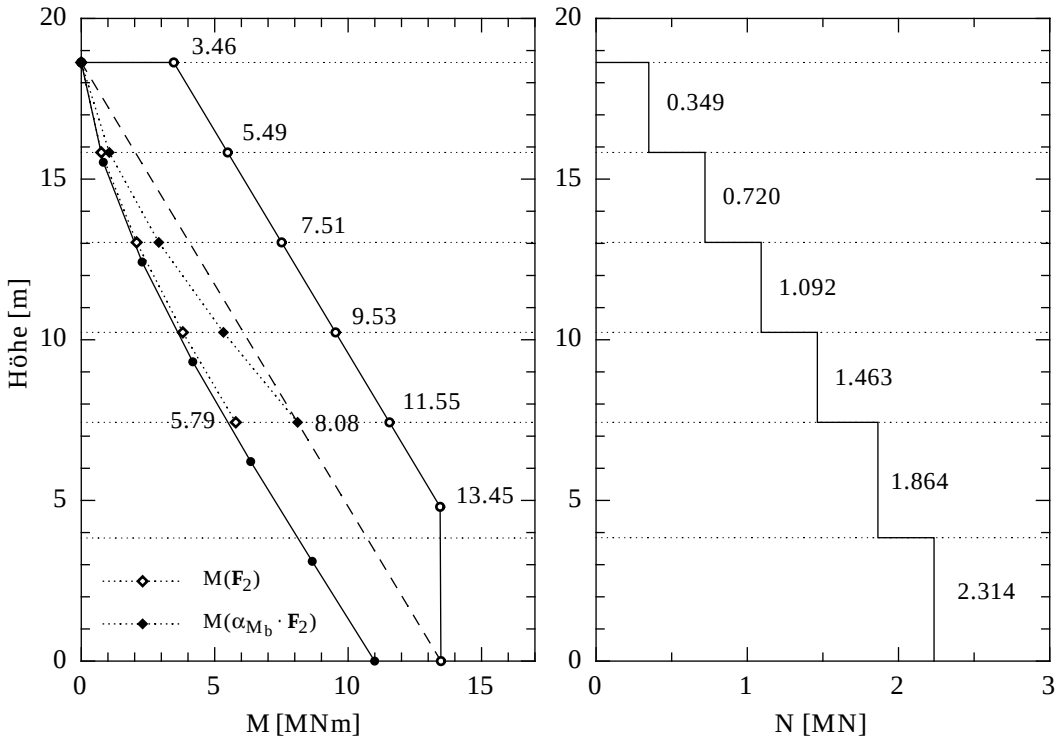


Bild 9.14: Momentenlinien (links) und Normalkraftverteilung (rechts) für die Bemessung der Wand W2

Die elastisch bleibenden Bereiche der Wand W2 werden als Rahmen modelliert (siehe Bild 9.15). Dazu ist folgendes zu bemerken:

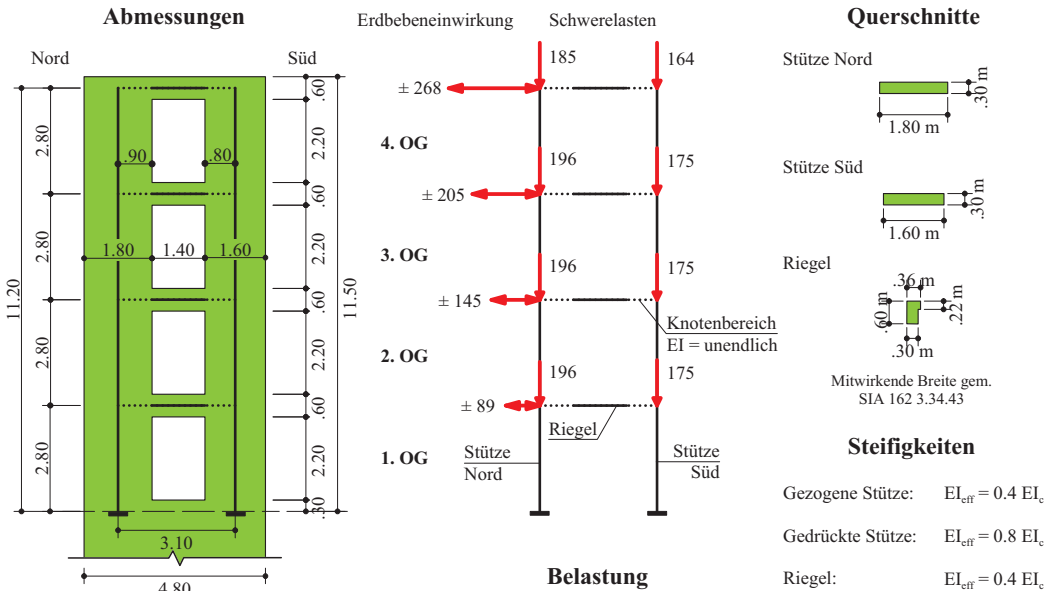


Bild 9.15: Eigenschaften und Belastung der elastisch bleibenden Bereiche der Wand W2 (Rahmen)

- Für die Berechnung der Steifigkeit der Riegel und Stützen im gerissenen Zustand werden die Faktoren von Tabelle G.3 verwendet.
- Die Riegel werden als unendlich dehnsteif angenommen, weil sie an die Geschossdecken angeschlossen sind. Aus diesem Grund wird zur Bemessung der Riegel keine Normalkraft berücksichtigt.

Die Wand wird mit den Stockwerkskräften bzw. Ersatzkräften belastet, die im Kapitel 6 berechnet wurden. Diese Kräfte betragen:

$$\mathbf{F}_2 = \begin{bmatrix} 12 & 43 & 89 & 145 & 205 & 268 \end{bmatrix} \text{kN} \tag{9.48}$$

Gl. (6.42)

Der Rahmen wird nur mit den vier letzten Kräften belastet. Als Vereinfachung wird die Wirkungslinie dieser Kräfte in die Höhe der wirklichen Geschossdecken verschoben (siehe auch Bild 5.1). Das Biegemoment M_b am Fuss des Rahmens ergibt sich wie folgt:

$$M_b = 2.80 \cdot 89 + 5.60 \cdot 145 + 8.40 \cdot 205 + 11.20 \cdot 268 = 5785 \text{ kNm} \tag{9.49}$$

Die Momentenlinie $M(\mathbf{F}_2)$ infolge der Ersatzkräfte $\mathbf{F}_2$ ist Bild 9.14 dargestellt. Diese Momentenlinie wird mit einem Faktor α_{M_b} multipliziert, um entsprechend Bild G.27 den erforderlichen Biegewiderstand im Einspannquerschnitt und die dynamischen Effekte infolge Anregung höherer Eigenschwingungsformen behelfsmässig zu berücksichtigen. Der Faktor α_{M_b} wird mit Gleichung (9.50) aus den Momentenlinien von Bild 9.14 ermittelt.

$$\alpha_{M_b} = \frac{8.08}{5.79} = 1.40 \tag{9.50}$$

Die neue Momentenlinie $M(\alpha_{M_b} \cdot \mathbf{F}_2)$ ist in Bild 9.14 ebenfalls dargestellt.

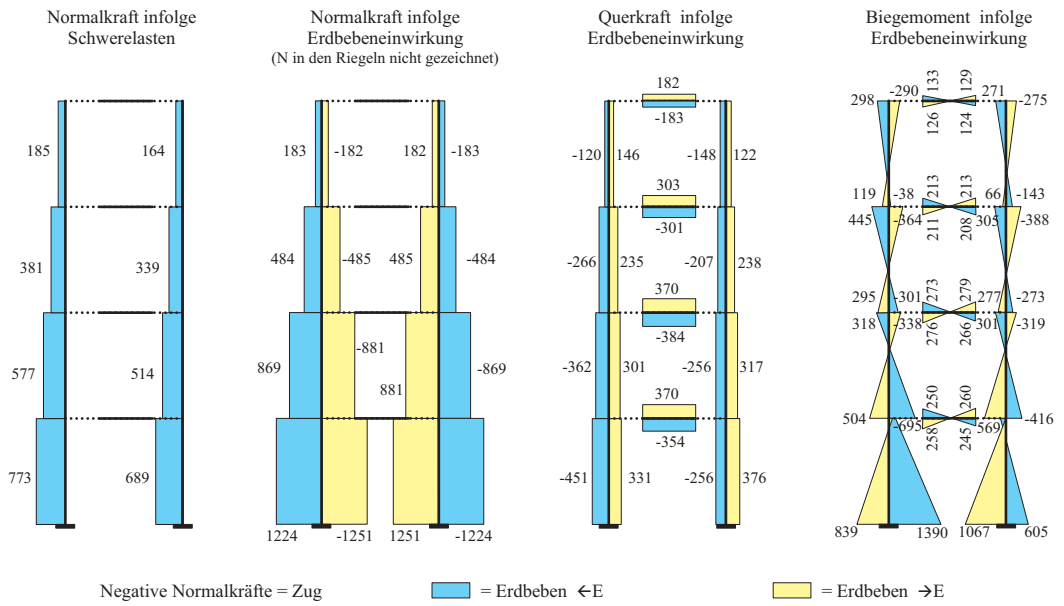


Bild 9.16: Schnittkräfte zur Bemessung der elastisch bleibenden Bereiche der Wand W2 (Rahmen)

Die Wand wird zudem durch die aus den Werten der Tabelle A1.3 ermittelten Schwerelasten beansprucht.

Die Schnittkräfte infolge der Ersatzkraft $\mathbf{F}_2$ und infolge der Schwerelasten wurden unter Berücksichtigung der Angaben von Bild 9.15 mit einem Stabstatik-Programm berechnet und sind in Bild 9.16 dargestellt.

Um die Stützen und die Riegel der Rahmen zu bemessen, müssen die Biegemomente und die Normalkräfte infolge $\mathbf{F}_2$ mit dem Faktor α_{M_b} multipliziert werden.

Aus einer Rahmenbemessung basierend auf ingenieurmässigen Kriterien ergeben sich die Querschnittsbewehrungen von Bild 9.17. Diese Bewehrungen werden in der Folge auch rechnerisch nachgewiesen.

Das dargestellte Verfahren, das zur Bemessung der elastisch bleibenden Bereiche der Wand W2 angewendet wurde, entspricht in etwa dem Verfahren, das im Abschnitt 5.6.2 von [PP 92] zur Bemessung von gekoppelten Tragwänden verwendet wird. Dort werden die Wände für eine Momentenumhüllende ähnlich wie in Bild G.27 bemessen. Hier wurde die gleiche Momentenumhüllende nicht explizit berechnet. Die im Bild 9.17 dargestellten Biegebewehrungen wurden primär anhand von konstruktiven Überlegungen entwickelt, aber vor allem die oberen Stockwerke wurden gegenüber den berechneten Einwirkungen reichlich überbemessen, um den Einfluss der oberen Eigenschwingungsformen basierend auf ingenieurmässigen Überlegungen abzudecken. Im Weiteren wird in [PP 92] vorgeschlagen, die Riegel mit einer diagonalen Bewehrung zu bewehren. Die Riegel der Wand W2 werden hingegen mittels einer konventionellen orthogonalen Bewehrung bewehrt. Diese Vereinfachung ist gerechtfertigt, weil in diesem Fall erwartet wird, dass sich die Riegel während eines Erdbebens elastisch verhalten werden.

Die im Bild 9.17 vorgeschlagene Biegebewehrung der Rahmenstützen und Rahmenriegel wird in den Tabellen 9.7 bis 9.9 überprüft. Der vorhandene Biegewiderstand der Riegel wurde mit einer ähnlichen Tabelle wie im *Schritt 2f* berechnet. Dieses praktische Verfahren eignet sich jedoch nicht gut wenn die Normalkraft eine Zugkraft ist. Der vorhandene

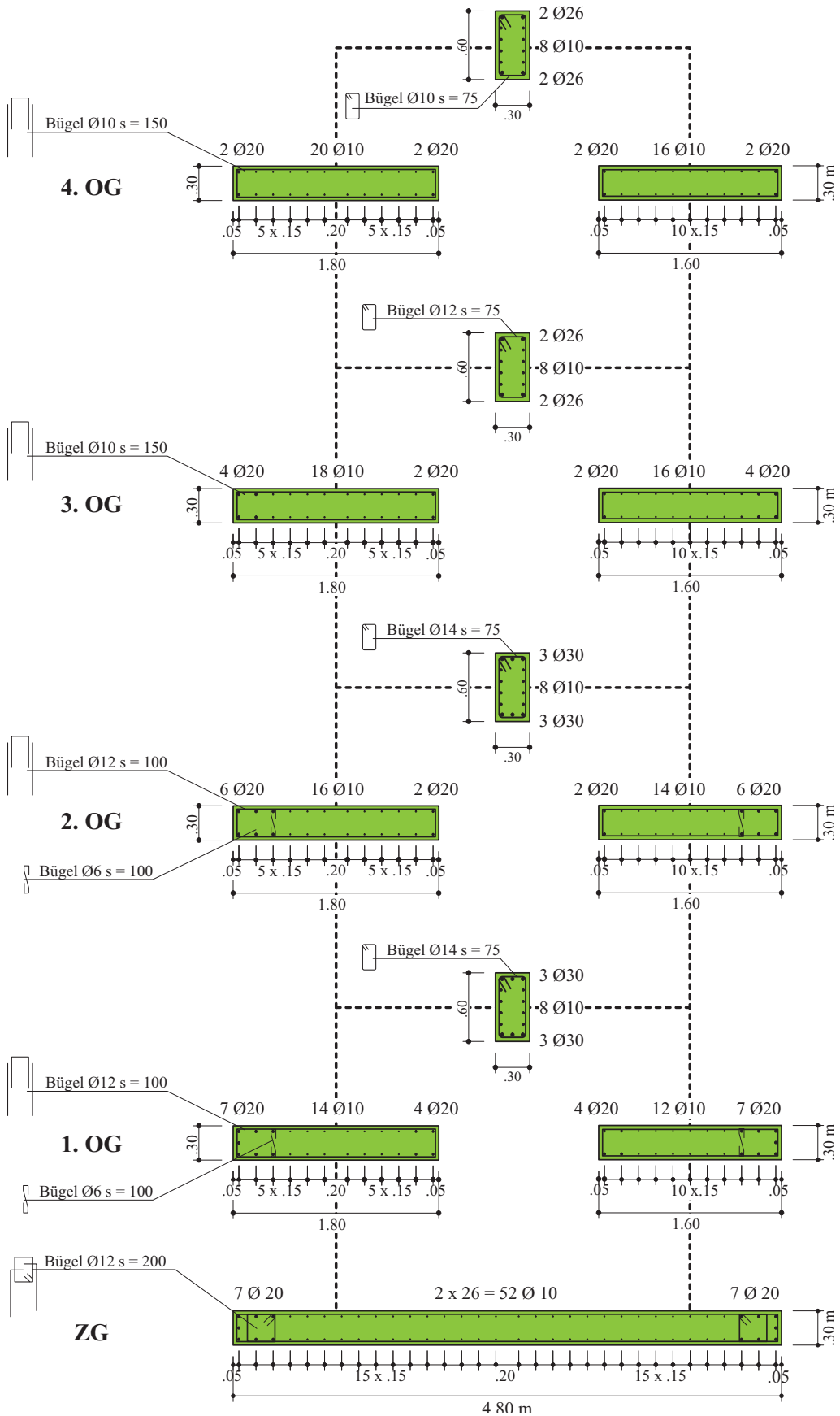


Bild 9.17: Konstruktive Durchbildung der elastische bleibenden Bereiche der Wand W2 (Rahmen)

Biegewiderstand der Stützen $M_{i,\,vorh}$ wurde deshalb mit einem gebräuchlichen Querschnittsprogramm berechnet.

Ort	Erdbeben	N_E [kN]	$M_{i,erf}$ [kNm]	$M_{i,vorh}$ [kNm]	Check
4. OG	E →	185 – (1.4 · 182) = –70	1.4 · 290 = 406	1048	OK!
	← E	185 + (1.4 · 183) = 441	1.4 · 298 = 417	1447	OK!
3. OG	E →	381 – (1.4 · 485) = –298	1.4 · 364 = 510	1190	OK!
	← E	381 + (1.4 · 484) = 1059	1.4 · 445 = 623	1892	OK!
2. OG	E →	577 – (1.4 · 881) = –656	1.4 · 504 = 706	1193	OK!
	← E	577 + (1.4 · 869) = 1794	1.4 · 695 = 973	2357	OK!
1. OG	E →	773 – (1.4 · 1251) = –978	1.4 · 839 = 1175	1197	OK!
	← E	773 + (1.4 · 1223) = 2485	1.4 · 1390 = 1946	3086	OK!

*Tabelle 9.7: Abstufung der Vertikalbewehrung entlang der **nördlichen** Rahmenstütze der Wand W2. Eine negative Normalkraft bedeutet "Zug".*

Ort	Erdbeben	N_E [kN]	$M_{i,erf}$ [kNm]	$M_{i,vorh}$ [kNm]	Check
4. OG	E →	164 + (1.4 · 182) = 419	1.4 · 275 = 385	1210	OK!
	← E	164 – (1.4 · 183) = –92	1.4 · 271 = 379	856	OK!
3. OG	E →	339 + (1.4 · 485) = 1018	1.4 · 388 = 543	1588	OK!
	← E	339 – (1.4 · 484) = –339	1.4 · 305 = 427	965	OK!
2. OG	E →	514 + (1.4 · 881) = 1747	1.4 · 569 = 797	2001	OK!
	← E	514 – (1.4 · 869) = –703	1.4 · 416 = 582	955	OK!
1. OG	E →	689 + (1.4 · 1251) = 2440	1.4 · 1067 = 1493	2610	OK!
	← E	689 – (1.4 · 1223) = –1023	1.4 · 605 = 847	964	OK!

*Tabelle 9.8: Abstufung der Vertikalbewehrung entlang der **südlichen** Rahmenstütze der Wand W2. Eine negative Normalkraft bedeutet "Zug".*

Ort	Endbewehrung	α_e [-]	Stegbewehrung	ρ_t [%]	N_E [kN]	$M_{i,erf}$ [kNm]	$M_{i,vorh}$ [kNm]	Check
4. OG	2 Ø 26	0.18	Ø 10 s=100	1.51	0	1.4 · 133 = 186	320	OK!
3. OG	2 Ø 26	0.18	Ø 10 s=100	1.51	0	1.4 · 213 = 298	320	OK!
2. OG	3 Ø 30	0.18	Ø 10 s=100	2.10	0	1.4 · 279 = 391	440	OK!
1. OG	3 Ø 30	0.18	Ø 10 s=100	2.10	0	1.4 · 260 = 364	440	~OK!

Tabelle 9.9: Abstufung der Horizontalbewehrung in den Rahmenriegeln der Wand W2. Das Erdbeben E → ist massgebend

Es ist zu bemerken, dass die im Bild 9.17 dargestellten Biegebewehrungen primär anhand von konstruktiven Überlegungen entwickelt wurden. Es hat sich aber herausgestellt, dass diese Bewehrungen auch von statischen Gesichtspunkten aus gesehen ausreichend sind. Teilweise sind sogar erhebliche Reserven vorhanden.

b) Schubbemessung

Mindestbewehrung: [Bac 91] 4.2.6

$$\rho_{min} = \frac{A_{sv}}{b_w \cdot s_v} = 0.003$$

Möglichkeiten:

$$s_v = 150 \text{ mm}: \quad A_{sv} = 0.003 \cdot 300 \cdot 150 = 135 \text{ mm}^2$$

$$s_v = 300 \text{ mm}: \quad A_{sv} = 0.003 \cdot 300 \cdot 300 = 270 \text{ mm}^2$$

Wahl: Bügel $\varnothing 10$, 2-schnittig, $s_v = 150$ mm, $A_{sv} = 157 \text{ mm}^2$ OK!

Massgebend für die Schubbemessung der Rahmenstützen ist diejenige Erdbebeneinwirkung (Richtung), die Zug in der Stütze verursacht. Als Bemessungsnormalkraft wird die Normalkraft aus Tabelle 9.7 bzw. 9.8 verwendet. Die Schubbemessung der Rahmenstützen wird in den Tabellen 9.10 und 9.11 durchgeführt.

Ort	Bewehrung	N_E [kN]	V_E [kN]	$\omega_v \Phi_{o,w}$ [-]	$V_{o,w}$ [kN]	α_o [°]	z [m]	V_{vorh} [kN]	Check
Mindestwid.	2 Ø 10, s=150	0	-	-	-	45	1.44	694	
4. OG	2 Ø 10, s=150	-70	146	2.13	311	48.2	1.44	620	OK!
3. OG	2 Ø 10, s=150	-298	235	2.13	501	53.1	1.44	517	OK!
2. OG	2 Ø 12, s=100	-656	301	2.13	641	58.5	1.44	784	OK!
1. OG	2 Ø 12, s=100	-978	331	2.13	705	62.4	1.44	784	OK!

*Tabelle 9.10: Schubwiderstände entlang der **nördlichen** Rahmenstütze der Wand W2 nach [SIA 162] 3.24.2. Eine negative Normalkraft bedeutet "Zug". Das Erdbeben E → ist massgebend*

Ort	Bewehrung	N_E [kN]	V_E [kN]	$\omega_v \Phi_{o,w}$ [-]	$V_{o,w}$ [kN]	α_o [°]	z [m]	V_{vorh} [kN]	Check
Mindestwid.	2 Ø 10, s=150	0	-	-	-	45	1.28	694	
4. OG	2 Ø 10, s=150	-92	148	2.13	315	49.2	1.28	533	OK!
3. OG	2 Ø 10, s=150	-339	207	2.13	441	55.5	1.28	424	~OK!
2. OG	2 Ø 12, s=100	-703	256	2.13	545	61.4	1.28	726	OK!
1. OG	2 Ø 12, s=100	-1023	256	2.13	545	66.6	1.28	577	~OK!

*Tabelle 9.11: Schubwiderstände entlang der **südliche** Rahmenstütze der Wand W2 nach [SIA 162] 3.24.2. Eine negative Normalkraft bedeutet "Zug". Das Erdbeben ← E ist massgebend*

Die Schubbemessung der Riegel wird in Tabelle 9.12 durchgeführt.

Ort	Bewehrung	N_E [kN]	V_E [kN]	$\omega_v \Phi_{o,w}$ [-]	$V_{o,w}$ [kN]	α_o [°]	z [m]	V_{vorh} [kN]	Check
Mindestwid.	2 Ø 10, s=150	0	-	-	-	45	0.48	231	
4. OG	2 Ø 10, s=75	0	183	2.13	390	45	0.48	462	OK!
3. OG	2 Ø 12, s=75	0	302	2.13	643	45	0.48	666	OK!
2. OG	2 Ø 14, s=75	0	397	2.13	846	45	0.48	906	OK!
1. OG	2 Ø 14, s=75	0	370	2.13	788	45	0.48	906	OK!

Tabelle 9.12: Schubwiderstände der Rahmenriegel der Wand W2 nach [SIA 162] 3.24.2.

c) Stabilisierung der Vertikalbewehrung

Nur die Stäbe im Endbereich müssen gehalten werden (vgl. *Schritt 4*). Im Erdgeschoss (plastischer Bereich) wird die konstruktive Durchbildung gemäss Bild 9.13 durchgeführt. Oberhalb des Erdgeschosses werden die konstruktiven Durchbildungen gemäss Bild 9.17 vorgesehen.

Schritt 8: Bemessung und konstruktive Durchbildung der Wandfundation Abs. G.9.1

Die Wand W2 geht auf der Höhe des Einspannhorizontes des MMS in die viel längere, scheibenartige 2-stöckige Umfassungswand über, sodass relativ einfache Verhältnisse vorliegen. Der Stoss der Vertikalbewehrung muss unbedingt unterhalb des plastischen Bereichs erfolgen, und damit dort die Bewehrung mit Sicherheit elastisch bleibt, muss ihr Querschnitt im Vergleich zum plastischen Bereich bei der Wand W11 um mindestens den Faktor $\Phi_{o,w} = 1.40$ grösser sein.

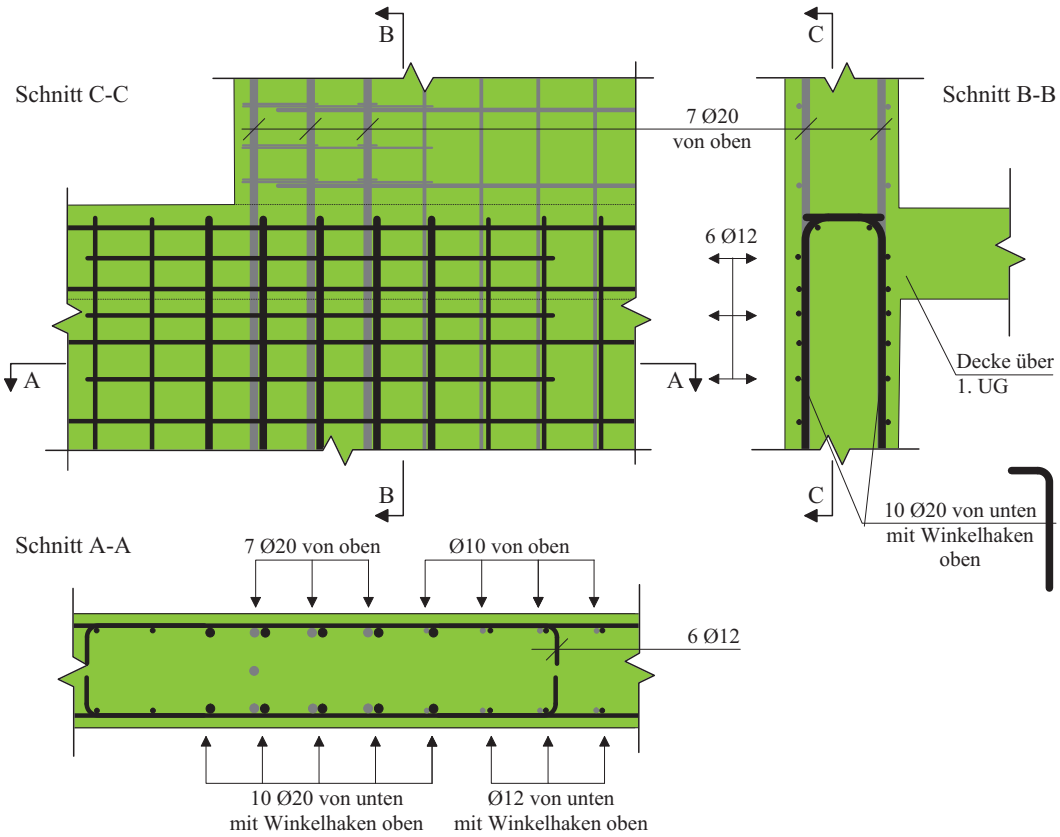


Bild 9.18: Konstruktive Durchbildung der Wandfundation W2 (Massstab 1:20)

Bild 9.18 zeigt einen Vorschlag für die konstruktive Durchbildung im Bereich der Ränder der Wand W2 beim Übergang vom plastischen Bereich in die elastisch bleibende Fundation. Wie bei der Wand W11 (Bild 9.8) werden die vertikalen Bewehrungsstäbe des plastischen Bereichs mit reichlicher Verankerungslänge (60 ∅, ohne Haken) in die Wandfundation hinuntergeführt. Um den plastischen Bereich von der Fundation klar abzugrenzen, werden die vertikalen Bewehrungsstäbe der Fundation am oberen Ende mit Winkelhaken versehen (Biegerollendurchmesser nach SIA 162 $d_2 = 6$ ∅ für Stäbe ≤ 20 mm). Und um die Bewehrung zur Aufnahme der Querzugkräfte infolge der Verankerung der 7 ∅ 20 zu verstärken, werden zusätzlich 6 horizontale Stäbe ∅ 12 (mit Haken) angeordnet.

Die Umfassungswand muss auch gesamthaft für die durch die Wand W2 eingetragenen Kräfte für elastisches Verhalten konventionell bemessen werden. Die Vertikalbewehrung 14 ∅20 wird zweckmässigerweise bis auf die Höhe der Bodenplatte hinuntergezogen, und die in den Umfassungswänden ohnehin erforderliche Bewehrung ist so weit wie nötig durch zusätzliche vertikale und horizontale Bewehrungen zu ergänzen.

9.2.3 Bemessung der Wand W3 (Längsrichtung)

Schritt 1: Festlegung des plastischen Mechanismus und der Höhe des plastischen Bereichs Abs. G.9.1

Die Wand wird so bemessen, dass nur am Wandfuss ein plastischer Bereich der grösstmöglichen Höhe h_p entstehen kann.

$$h_p = \max\left(\frac{2 \cdot l_w}{3}, \frac{h_w}{9}\right) = 3.8 \text{ m} \qquad (9.51)$$ Gl. (G.117)

Der plastische Bereich erstreckt sich gerade über die Höhe des Erdgeschosses.

Schritt 2: Kontrolle des Querschnitts im plastischen Bereich Abs. G.9.1

a) Einwirkungen:

$$V_E = 1059 \text{ kN} \quad , \quad M_E = 15445 \text{ kNm} \quad , \quad N_E = 2269 \text{ kN} \qquad (9.52)$$ Bild 6.6 Tab. 6.4

b) Wandquerschnitt und Vertikalbewehrung:

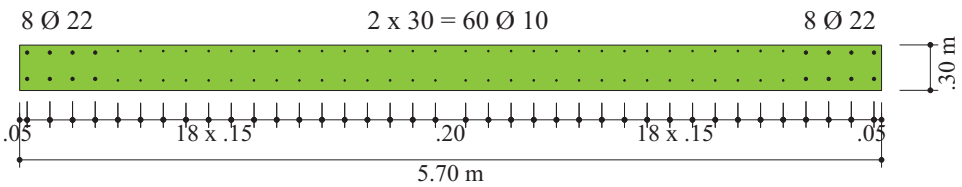


Bild 9.19: Querschnitt und Vertikalbewehrung der Wand W3

$$\alpha_e \cdot l_w = 0.05 + 3 \cdot 0.15 + 0.05 = 0.55 \text{ m} \quad , \quad \alpha_e = 0.55/5.70 = 0.096$$ Bild G.10

c) Kontrolle der Stabanordnung und des Stabdurchmessers

Bedingungen:

$s_{max} \leq 200$ mm im Umschnürungsbereich OK! Abs. G.9.1

$s_{max} \leq \min(3b_w, 450 \text{ mm}) = \min(900, 450) = 450$ mm OK! Abs. G.9.1

$\varnothing_{max} \leq b_w/10 = 300/10 = 30$ mm OK! Abs. G.9.1

d) Kontrolle des Bewehrungsgehaltes

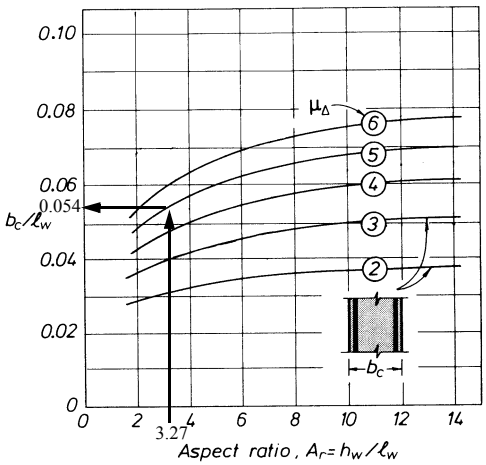
$$\rho_t = \frac{16\varnothing 22 + 60\varnothing 10}{b_w \cdot l_w} = \frac{6080 + 4710}{5700 \cdot 300} = 0.63\ \% \qquad \text{OK!} \qquad (9.53)$$ Gl. (G.31)

$$\rho_w = \frac{2\varnothing 10}{b_w \cdot s} = \frac{157}{300 \cdot 150} = 0.34\ \% = \frac{1.6}{f_y} \qquad \text{OK!} \qquad (9.54)$$ Gl. (G.32)

$$\rho_e = \frac{8\varnothing 22}{b_w \cdot \alpha_e l_w} = \frac{3040}{300 \cdot 0.096 \cdot 5700} = 1.85\ \% = \frac{8.5}{f_y} \qquad \text{OK!} \qquad (9.55)$$ Gl. (G.33)

e) Kontrolle der Wandstabilität

Die Kontrolle der Wandstabilität wird anhand von Bild 9.20 durchgeführt.



$$A_r = \frac{h_w}{l_w} = \frac{18.63}{5.70} = 3.27$$

$$b_c(\mu_\Delta = 5) = 0.054 \cdot l_w = 0.31 \text{ m}$$

Die Wanddicke $b_w = 0.30$ m reicht somit aus, um bei voller Duktilität ein Ausbeulen der Wand zu vermeiden.

Bild 9.20: Kontrolle der Stabilität der Wand W3

f) Biegewiderstand

Erdgeschoss (siehe Tabelle 9.13)

Abmessungen		Endbewehrung				Stegbewehrung				Material	
l_w [m]	b_w [m]	$\varnothing_e$ [mm]	n_e [-]	A_{se} [mm²]	α_e [-]	$\varnothing_w$ [mm]	n_w [-]	A_{sw} [mm²]	s [mm]	f_s [MPa]	f'_c [MPa]
5.70	0.30	22	8	3040	0.096	10	2	157	150	460	28.6
Bewehrungsgehalte						Bezogene Werte				Neutrale Axe	
ρ_w [%]	ω_w [-]	ρ_e [%]	ω_e [-]	ρ_t [%]	ω_t [-]	N_E [kN]	n [-]	α_x [-]	m [-]	x [m]	
0.35	0.06	1.85	0.30	0.64	0.10	2269	0.05	0.12	0.07	0.71	
M_i = 18616 kNm											

Abs. G.5.3

Tabelle 9.13: Biegewiderstand der Wand W3 im Erdgeschoss

Bedingung: $M_i = 18616 \text{ kNm} \geq M_E \cdot \gamma_R = 15445 \cdot 1.2 = 18534 \text{ kNm OK!}$

Schritt 3: Sicherstellung der Krümmungsduktilität im plastischen Bereich Abs. G.9.1

a) Biegewiderstand bei Überfestigkeit (siehe Tabelle 9.14)

Abmessungen		Endbewehrung				Stegbewehrung				Material	
l_w [m]	b_w [m]	$\varnothing_e$ [mm]	n_e [-]	A_{se} [mm²]	α_e [-]	$\varnothing_w$ [mm]	n_w [-]	A_{sw} [mm²]	s [mm]	f_s [MPa]	f'_c [MPa]
5.70	0.30	22	8	3040	0.096	10	2	157	150	580	28.6
Bewehrungsgehalte						Bezogene Werte				Neutrale Axe	
ρ_w [%]	ω_w [-]	ρ_e [%]	ω_e [-]	ρ_t [%]	ω_t [-]	N_E [kN]	n [-]	α_x [-]	m [-]	x [m]	
0.35	0.06	1.85	0.30	0.64	0.10	2269	0.05	0.14	0.08	0.79	
$M_{o,w}$ = 21770 kNm											

Abs. G.5.3

Tabelle 9.14: Biegewiderstand bei Überfestigkeit der Wand W3 im Erdgeschoss

$$\Phi_{o,w} = \frac{M_{o,w}}{M_E} = \frac{21770}{15445} = 1.41 \qquad (9.56)$$ Gl. (G.120)

b) Krümmungsduktilität

Die erforderliche Krümmungsduktilität ist ohne Umschnürungsbewehrung gewährleistet wenn $x \le x_c$, wobei:

$$x_c = \left(0.3 \cdot \frac{\Phi_{o,w}}{\mu_\Delta}\right) \cdot l_w = \left(0.3 \cdot \frac{1.41}{5}\right) \cdot 5.70 = 0.48 \text{ m} \qquad (9.57)$$ Gl. (G.123)

Bedingung: $x = 0.79 \text{ m} \ge x_c = 0.48 \text{ m}$ Umschnürung erforderlich!

c) Umschnürungsbewehrung

Es muss der Beton umschnürt werden, der innerhalb der Länge $\alpha \cdot x$ liegt, wobei

$$\alpha = 1 - 0.7 \cdot \frac{x_c}{x} = 1 - 0.7 \cdot \frac{0.48}{0.79} = 0.57 \ge 0.5 \qquad (9.58)$$ Gl. (G.124)

$$\alpha \cdot x = 0.57 \cdot 0.79 = 0.45 \text{ m} \qquad (9.59)$$

Die Umschnürungsbewehrung muss von den Vertikalstäben gehalten werden. Daher wird der zu umschnürende Betonblock etwas grösser gewählt und hat die Länge 0.49 m (siehe Bild 9.21).

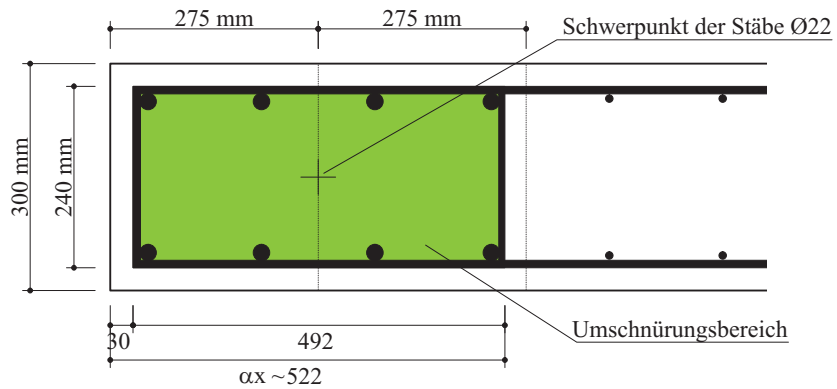


Bild 9.21: Umschnürungsbereich der Wand W3

Die Umschnürungsbewehrung berechnet sich wie folgt:

$$A_g^* = 300 \cdot 522 = 156600 \text{ mm}^2 \qquad (9.60)$$

$$A_c^* = 240 \cdot 492 = 118080 \text{ mm}^2 \qquad (9.61)$$

$$A_g^* / A_c^* = 156600 / 118080 = 1.33 \qquad (9.62)$$

$$\frac{A_{sh}}{s_h \cdot h''} = \left(\frac{\mu}{40} + 0.1\right) \cdot \frac{A_g^*}{A_c^*} \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{x}{l_w} - 0.07\right) \tag{9.63}$$ Gl. (G.125)

$$= \left(\frac{5}{40} + 0.1\right) \cdot 1.33 \cdot \frac{28.6}{460} \cdot \left(\frac{0.79}{5.70} - 0.07\right) = 0.0013$$

Querrichtung:

$$h'' = 492 \text{ mm}: \quad \frac{A_{sh}}{s_h} = 0.0013 \cdot 492 = 0.64 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 640 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \tag{9.64}$$

Längsrichtung:

$$h'' = 240 \text{ mm}: \quad \frac{A_{sh}}{s_h} = 0.0013 \cdot 240 = 0.31 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 310 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \tag{9.65}$$

Schritt 4: Stabilisierung der Vertikalbewehrung im plastischen Bereich Abs. G.9.1

a) Stabilisierungsbereich

Alle Stäbe, die weniger als $\max(x - 0.3x_c, 0.5x) = \max(0.65, 0.40) = 0.65$ m vom Druckrand entfernt sind, und die in einem Bereich mit $\rho_l > 2/f_y$ liegen, müssen gehalten werden. In diesem Fall müssen alle Bewehrungsstäbe $\varnothing 22$ gehalten werden (siehe Bild 9.19 und *Schritt 2d*). Gl. (G.126) Gl. (G.127)

b) Stabilisierungsbewehrung

Pro Bügelschnitt und Stab $\varnothing 22$ ist folgende Bewehrung erforderlich:

$$A_{ss,22} = 0.08 \cdot A_{b,22} = 0.08 \cdot 380 = 30 \text{ mm}^2 \tag{9.66}$$ Gl. (G.130)

Schritt 5: Schubbemessung im plastischen Bereich

a) Massgebende Querkraft

$$\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} = 1.3 + \frac{6}{30} = 1.5 \tag{9.67}$$ Gl. (G.133)

$$V_{o,w} = \omega_v \cdot \Phi_{o,w} \cdot V_E = 1.5 \cdot 1.41 \cdot 1059 = 2240 \text{ kN} \tag{9.68}$$ Gl. (G.132)

$$\tau_{o,w} = \frac{V_{o,w}}{0.8 \cdot l_w \cdot b_w} = \frac{2240 \cdot 10^3}{0.8 \cdot 5700 \cdot 300} = 1.6 \text{ MPa} \tag{9.69}$$ Gl. (G.134)

b) Druck-Schubbruch

Um einen Druck-Schubbruch zu vermeiden gilt die Bedingung $\tau_{o,w} \le \tau_{i,max}$ wobei:

$$\tau_{i,max} = \left(\frac{\Phi_{o,w}}{\mu_\Delta} + 0.15\right) \cdot \sqrt{f'_c} \le 0.20 \cdot f'_c \le 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \le 9 \text{ MPa} \tag{9.70}$$ Gl. (G.135)

$$= \left(\frac{1.41}{5} + 0.15\right) \cdot \sqrt{28.6} \le 0.20 \cdot 28.6 \le 1.1 \cdot \sqrt{28.6} \le 9 \text{ MPa}$$

$$= 2.3 \text{ MPa}$$

Bedingung: $\tau_{o,w} = 1.6 \text{ MPa} \le \tau_{i,max} = 2.3 \text{ MPa}$ OK! Gl. (G.134)

c) Zug-Schubbruch

Um einen Zug-Schubbruch zu vermeiden soll die folgende Schubbewehrung vorgesehen werden:

$$\tau_c = 0.6\sqrt{\frac{N_E}{A_g}} = 0.6\sqrt{\frac{2269\times10^3}{300\cdot5700}} = 0.7\ \text{MPa} \qquad (9.71)$$ Gl. (G.137)

$$\frac{A_{sv}}{s_v} \geq \frac{(\tau_{o,w}-\tau_c)\cdot b_w}{f_{yb}} = \frac{(1.6-0.7)\cdot300}{460} = 0.59\ \frac{mm^2}{mm} = 590\ \frac{mm^2}{m} \qquad (9.72)$$ Gl. (G.136)

Mindestbewehrung:

$$\frac{A_{sv}}{b_w\cdot s_v} \geq 0.003 \Rightarrow \frac{A_{sv}}{s_v} \geq 0.90\ \frac{mm^2}{mm} = 900\ \frac{mm^2}{m} \qquad (9.73)$$

d) Gleit-Schubbruch

Um einen Gleit-Schubbruch zu vermeiden, ist die folgende Vertikalbewehrung erforderlich:

$$A_{st} = \frac{V_{o,w}-\mu\cdot N_E}{\mu\cdot f_y} \qquad (9.74)$$ Gl. (G.140)

Hier ist $V_{o,w}-\mu\cdot N_E = 2240-1.0\cdot2269<0$, deshalb ist Gleitschub kein Problem!

Schritt 6: Konstruktive Durchbildung der Querbewehrung im plastischen Bereich Abs. G.9.1

Die erforderlichen Bewehrungsgehalte sind durch die Gleichungen (9.64), (9.65), (9.66) und (9.73) gegeben und betragen:

Umschnürung in Querrichtung: $A_{sh}/s_h = 0.64\ mm^2/mm = 640\ mm^2/m$

Umschnürung in Längsrichtung: $A_{sh}/s_h = 0.31\ mm^2/mm = 310\ mm^2/m$

Stabilisierung: $A_{ss} = 30\ mm^2$

Schub: $A_{sv}/s_v = 0.90\ mm^2/mm = 900\ mm^2/m$

Die Bewehrungsgehalte müssen nicht aufsummiert werden. Die vertikalen Abstände der Querbewehrung betragen:

Umschnürung: $s_h = b_w/2 = 300/2 = 150$ mm oder
$s_h \leq 5\cdot\varnothing = 5\cdot22 = 110$ mm oder $s_h \leq 150$ mm

Stabilisierung: $s_s \leq 5\cdot\varnothing = 5\cdot22 = 110$ mm oder $s_s \leq 150$ mm

Schub: $s_v \leq 2.5\cdot b_w = 750$ mm oder $s_v \leq 450$ mm

Aus konstruktiven Gründen wird die Bewehrungsanordnung gemäss Bild 9.22 gewählt.

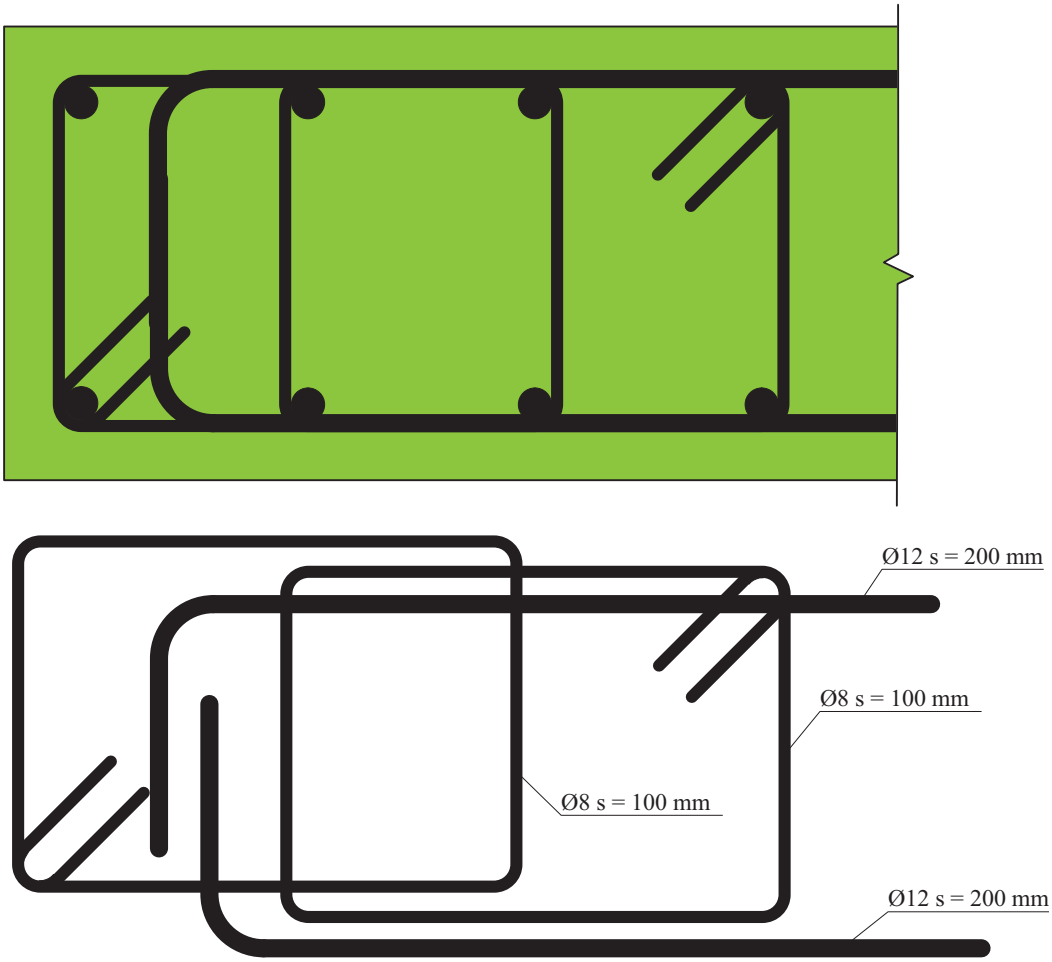


Bild 9.22: Endbereich der Wand W3 (Massstab 1:5)

Sorgfältig durchkonstruierte Verankerungen sind für die Wand überlebenswichtig! Weil bei der Umbiegung der Schubbewehrungsstäbe $\varnothing 12$ mm kein satt anliegender Vertikalstab vorhanden ist, muss der Biegerollendurchmesser im Vergleich zu den übrigen Bügeln grösser gewählt werden ($d_2 = 6 \cdot \varnothing = 72$ mm anstatt $d_3 = 4 \cdot \varnothing = 48$ mm, nach [SIA 162]).

a) Kontrollen:

Umschnürung quer:	$\varnothing 8$, 4-schnittig, $s = 100$ mm: $A_{sh}/s = 2.06$ mm OK!
Umschnürung längs:	$\varnothing 8$, 2-schnittig, $s = 100$ mm: $A_{sh}/s = 1.03$ mm OK! Dies ist eine konservative Annahme, weil die zwei Bügel $\varnothing 12$ vernachlässigt werden.
Stabilisierung:	$\varnothing 8$, 1-schnittig, $s = 100$ mm: $A_{ss} = 50.3$ mm^2 OK!
Schub:	$\varnothing 12$, 2-schnittig, $s = 200$ mm: $A_{sv}/s = 1.13$ mm OK!

b) Berechnung der vorhandenen Krümmungsduktilität

Ist optional, siehe Abschnitt A4.3.

Schritt 7: Bemessung der elastisch bleibenden Bereiche Abs. G.9.1

Bei der Wand W3 sind die Gegebenheiten in den elastisch bleibenden Bereichen sehr ähnlich wie jene bei der Wand W11 . Die Bemessung dieser Bereiche kann auf analoge Weise wie in *Schritt 7* von Wand W11 erfolgen und wird deshalb hier nicht weiter dargestellt.

Schritt 8: Bemessung und konstruktive Durchbildung der Wandfundation

Bei der Wand W3 sind die Gegebenheiten in den Untergeschossen sehr ähnlich wie jene bei der Wand W11 . Im Vergleich zum Rechteckquerschnitt über dem Einspannhorizont des MMS (plastischer Bereich) kann am südlichen Ende ein Randelement angeordnet werden, und am nördlichen Ende ist wegen der monolithischen Verbindung mit der Umfassungswand ein Plattenbalkenquerschnitt mit beidseitigem Plattenanschluss vorhanden. Damit die Vertikalbewehrung mit Sicherheit elastisch bleibt, muss ihr Querschnitt im Vergleich zum plastischen Bereich wieder um mindestens den Faktor $\Phi_{o,w} = 1.41$ grösser sein, und auch die Schubbewehrung ist zu verstärken. Die konstruktive Durchbildung der Bewehrungen und die Ausbildung des Übergangs zur Fundamentplatte kann analog wie bei der Wand W11 erfolgen; diese werden deshalb hier nicht weiter dargestellt.

9.3 Schlussbemerkung

Die Bemessung der Stahlbetontragwände wurde hier im Abschnitt 9.2 bewusst sehr ausführlich und mit zahlreichen Wiederholungen aus Abschnitt G.9.1 dargestellt. Mit etwas Übung und Erfahrung können ähnliche Wände erheblich kürzer behandelt werden.

10 Weitere konstruktive Details des Tragwerks und der nichttragenden Bauteile

Die im Plan P.6 dargestellten konstruktiven Details stellen mögliche Lösungen dar, um vor allem der Interaktion zwischen dem Tragwerk und den nichttragenden Bauteilen Rechnung zu tragen, womit sich im Falle eines Erdbebens für das gesamte Bauwerk ein gutes Verhalten mit - je nach Erdbebenstärke - keinen oder nur sehr geringen Schäden ergibt.

Die dargestellten Lösungen haben zum Ziel,

- dass die vom Erdbeben ausgeübten Horizontalkräfte zum grössten Teil von den für diesen Zweck bemessenen Stahlbetonwänden aufgenommen werden,
- dass die für die Übertragung der Schwerelasten vorgesehenen Bauteile - vor allem die Stützen - nicht durch starke nichttragende Bauteile - vor allem dickere Mauerwerkswände - beschädigt oder sogar ihrer Tragfunktion beraubt werden können,
- eine beträchtliche Horizontalverschiebung des Tragwerks im Falle eines Erdbebens zu gestatten, ohne dass dabei nichttragende Bauteile beschädigt oder zerstört werden,
- die allgemeine Stabilität und ein gutes Verhalten der nichttragenden Bauteile zu garantieren.

Die Details können natürlich den jeweiligen Verhältnissen angepasst werden, wobei jedoch stets die oben angeführten Zielsetzungen angestrebt werden sollen.

10.1 Details gemäss Plan P.6

Die konstruktiven Details gemäss Plan P.6 können in zwei Kategorien gruppiert werden:

- Detail 1 bis 4: Details bezüglich des Tragwerks und der Interaktion Tragwerk - nichttragende Bauteile
- Detail 5 und 6: Details, die vor allem das Abfugen und die Stabilisierung der nichttragenden Trenn- und Zwischenwände gegen Querbeschleunigungen betreffen.

Detail 1: Stahlbetonstützen der Fassaden Nord, Süd, Ost und West im Erdgeschoss und Zwischengeschoss

Dieses Detail betrifft vor allem die Bereiche von Stützen, die sich im Erdgeschoss und im Zwischengeschoss zwischen den grossen verglasten Öffnungen befinden, die für eine ausreichende, natürliche Beleuchtung der Geschäftslokale vorgesehen sind. Diese Stützen sind nur für Schwerelasten bemessen und haben nur kleine Abmessungen (Breite jedenfalls geringer als die zwischen den Verglasungen zur Verfügung stehende Breite). Um im Falle eines Erdbebens eine wesentliche Rahmenwirkung mit unerwünschten Plastifizierungen (vgl. Abs. 3.3.2) zu vermeiden, sind die Stützen mit den Decken nur mittels eines zentrisch angeordneten Dorns verbunden, d.h. es entsteht keine Einspannung infolge durchgehender Vertikalbewehrung. Die Festlegung der Auffüllungen zu beiden Seiten der

Stütze kann dem Architekten überlassen werden. In unserem Beispiel ist Mauerwerk (Backsteine oder Zementsteine) vorgesehen, mit einer vor der Stütze in voller Stärke durchlaufenden verputzten Aussenwärmedämmung und einer Innenverkleidung mittels Gipskartonplatten.
Um ein Umstürzen dieser Auffüllungen im Falle eines Erdbebens zu verhindern, können diese mittels Stahlwinkelprofilen an der Decke befestigt werden (vgl. auch Detail 5).
In den vertikalen Fugen zwischen der Stütze und dem Mauerwerk wird gut verformbares Fugenmaterial von typischerweise 20 bis 30 mm Stärke eingebaut. Dadurch werden sonst bereits bei relativ schwachen Erdbeben auftretende Schäden an den nichttragenden Bauteilen vermieden. Zudem kann sich das Tragwerk bei einem Erdbeben entsprechend verformen, und mögliche Schäden am Tragwerk durch die Wirkung starker nichttragender Bauteile werden ebenfalls vermieden.

Detail 2: Stahlbetonstützen der Fassade Ost im Erdgeschoss und Zwischengeschoss

Diese Stahlbetonstützen sind entlang der Axe 1 vorgesehen. Sie befinden sich im Durchgang ausserhalb der Gebäudehülle und benötigen keine Wärmedämmung. Diese Stützen werden auf Wunsch des Architekten in Sichtbeton ausgeführt, wobei aber eine starre Verbindung zwischen Decke und Stütze (Querschnitt 80 bis 140 cm lang und 30 cm breit) vermieden wird.
Am Stützenfuss und am Stützenkopf wird der Querschnitt durch eine horizontale, typischerweise 10 bis 20 mm dicke weiche Fuge eingeschnürt und mit einem Dorn an die Decken angeschlossen. Der verbleibende Querschnitt muss für Schwerelasten bemessen werden (evtl. Spreizbewehrung in der Stütze). Durch diese Verbindung der Stützen mit den Decken kann eine Einspannung weitgehend vermieden werden.

Detail 3: Prinzip für die Fassaden ab 1. Geschoss

Dieses Detail zeigt wie der Bereich zwischen den Fassadenstützen, unter Einhaltung der eingangs beschriebenen Regeln, ausgebildet werden kann (Ähnlich Detail 1).
Der Verputz (Rustikalverputz) wird mit einem Armierungsgewebe versehen, um trotz des ungleichmässigen Verhaltens der drei Baustoffe Beton, Mauerwerk und Fugenmaterial eine möglichst rissefreie Oberfläche zu erhalten.

Detail 4: Anschluss der Unterzüge an die Stahlbetontragwände für Erdbeben

Wegen der relativ grossen Stützenabstände müssen für eine wirtschaftliche Bemessung der Decken Unterzüge angeordnet werden. Solche verlaufen rechtwinklig zu den Tragwänden W1, W2, W3 und W4. Eine monolithische biegesteife Verbindung dieser Unterzüge mit den Wänden auf die gesamte Konstruktionshöhe (Unterzugshöhe + Plattendicke) ergäbe ein "parasitäres" Einspannmoment um die schwache Axe der Wände. Eine starke Rahmenwirkung ergäbe sich auch bei einem biegesteifen Anschluss der Unterzüge in den Axen G und K an die Wände W11 und W12. Es wird daher vorgeschlagen, bei allen 6 Wänden jeweils nur die Deckenplatte mit der Wand zu verbinden und den Unterzug durch eine Fuge von der Wand zu trennen.
Selbstverständlich muss der Ingenieur bei dieser Lösung kontrollieren, wie die vertikalen Querkräfte übertragen werden können; eventuell muss in der Deckenplatte eine zusätzliche Anschlussbewehrung angeordnet werden.

Detail 5 : Trennwände zwischen zwei Wohnungen

Zwischen den Wohnungen müssen zweischalige Trennwände mit genügender Schalldämmung angeordnet werden.
Beim Anschluss dieser Wände an die Stützen des Tragwerks sowie zwischen den Wänden und den Decken werden Fugen mit möglichst weichem Fugenmaterial eingebaut. Die Stärke dieser Fugen beträgt typischerweise 20 bis 30 mm längs den Stützen und 10 bis 20 mm zwischen der Wand und der Decke bzw. dem Unterzug.
Mit an der Decke befestigten Stahlwinkelprofilen wird ein Umstürzen dieser nichttragenden Wände im Falle eines Erdbebens verhindert. Der Verputz wird im Übergangsbereich zwischen Stütze und Mauerwerk, wie beim Detail 3, mit einem Armierungsgewebe versehen.

Details 6.1 und 6.2 : Dünne Zwischenwände

Diese beiden Details zeigen mögliche Lösungen für die Ausbildung und Stabilisierung von dünnen Zwischenwänden im Inneren einer Wohnung oder zwischen Büros usw. Das erste Beispiel betrifft eine Lösung für Wände in Backstein Mauerwerk oder Gipsplatten, das zweite zeigt eine Lösung für eine aus Stahlprofilen mit Verkleidungen aus Gipskartonplatten zusammengesetzte sogenannte Einfachständerwand. Bei beiden Lösungen werden Fugen und Stabilisierungselemente ähnlich wie bei den vohergehenden Details verwendet. Diese Wände sind im Allgemeinen relativ dünn (8 bis 15 cm), so dass die Stützen des Tragwerks überstehen. Der entstehende Absatz kann gemäss den Wünschen des Architekten ausgebildet werden.

10.2 Erforderliche Fugenbreite

Gemäss Abschnitt G.10.2 kann die erforderliche minimale Breite $u_{erf,\,min}$ der vertikalen Fugen zwischen Tragwerk (Stützen, Stahlbetonwände) und nichttragenden Wänden wie folgt abgeschätzt werden:

$$u_{erf,\,min} \cong \delta_m \cdot \frac{S(W_D)}{S(W_E)} \cdot \frac{h_s}{1-\eta} \qquad (10.1)$$

Gl. (G.145)

Wobei

δ_m : Mittlere Stockwerksschiefstellung ($\sim\delta_{max}/1.3$)
Querrichtung: $\delta_{max} \cong 1.1\%$, $\delta_m \cong 0.85\%$ — Abs. 7.2.1
Längsrichtung: $\delta_{max} \cong 0.9\%$, $\delta_m \cong 0.7\%$ — Abs. 7.2.2

Wahl: $\delta_m = 0.85\%$.

Da der Unterschied zwischen Längs- und Querrichtung gering ist und die Fugen der Wände in beiden Richtungen gleich ausgebildet werden, wird mit dem Wert für die Querrichtung weitergerechnet.

$S(W_D)$: Stärke des Schadengrenzebebens mit der Wiederkehrperiode W_D (Annahmen siehe Tabelle 10.1)

$S(W_E)$: Stärke des Bemessungsbebens mit der Wiederkehrperiode $W_E = 475$ Jahre gemäss EC8. — Bild G.3

$S(W_D)/S(W_E) = S(\%)$: Relative Stärke des Schadengrenzebebens gemäss Bild G.3 (siehe Tabelle 10.1)

h_s: Stockwerkshöhe $h_s = 2.8$ m (in den oberen Geschossen)

η: Eigenschaft des Fugenmaterials, $\eta \cong 0.3 \ldots 0.6$ (Annahmen siehe Tabelle 10.1)

Tabelle 10.1 zeigt die Auswertung der Gleichung (G.145).

Wiederkehrperiode W_D des Schadengrenzebebens [Jahre]	100	200	300	400	475
Relative Stärke S des Schadengrenzebebens [%]	37	58	76	92	100
$u_{erf,\,min}$ [mm] für $\eta = 0.3$	13	20	26	31	34
$\eta = 0.4$	15	23	30	36	40
$\eta = 0.5$	18	28	36	44	48

Tabelle 10.1: Erforderliche minimale Breite der vertikalen Fugen zwischen Tragwerk (Stützen, Stahlbetonwände) und nichttragenden Wänden

Die Wahl der Stärke des Bemessungsbebens bzw. von dessen Wiederkehrperiode W_s hängt von den zur Verfügung stehenden Fugenmaterialen und von den Investitionen (Mehrkosten) ab, die der Bauherr zur Schadenverminderung ausgeben will. Das Schadengrenzebeben hängt mit der Gebrauchstauglichkeit zusammen und ist im Nutzungsplan zu definieren.

Die erforderliche Breite der horizontalen Fugen zwischen dem oberen Rand von nichttragenden Wänden und darüber liegenden Unterzüge und Decken soll mindestens die Hälfte der Breite der vertikalen Fugen betragen.

10.3 Fugenmaterialien

In den USA, Japan, Neuseeland usw., d.h. in Ländern mit häufigen starken Erdbeben, sind Fugenmaterialien und ganze Systeme von nichttragenden Wänden und Fassadenbauteilen einschliesslich Fenstern mit weichen und trotzdem gut schalldämmenden Fugen zur Schadenverminderung bei Erdbeben auf dem Markt erhältlich. In Europa und insbesondere in der Schweiz gibt es demgegenüber noch kaum entsprechende Entwicklungen. Erste Abklärungen haben bezüglich Fugenmaterialien zu folgenden Ergebnissen geführt:

Gummischrotplatten:
Dicke 10 - 40 mm, $\eta \cong 0.4$, Breiten und Längen je nach Notwendigkeit, schalldämmtechnisch befriedigend.

Korkplatten mit Steinwollelage:
Platten aus geschäumtem Kork (Dicke 8 mm) mit aufgeklebter Steinwollematte (15 mm), Dicke total 23 mm, $\eta \cong 0.5$, Breiten 34/52/72 mm, Längen 1000 mm, schalldämmtechnisch evtl. problematisch.

Es ist sehr erwünscht, dass zu möglichen Fugenmaterialien und Fugenausbildungen weitere Abklärungen gemacht und entsprechende Entwicklungen durchgeführt werden.

11 Attikageschoss

Die fachgerechte Gestaltung des Attikageschosses für die Erdbebeneinwirkung zeigt einige Besonderheiten. Sie soll deshalb hier getrennt von den übrigen Geschossen behandelt werden (vgl. auch Abschnitt 3.3.2).

11.1 Entwurf

Das Dach über dem Attikageschoss kann auf dem grössten Teil seiner Fläche als relativ leichte Konstruktion ausgebildet werden. Dazu können beispielsweise verleimte Brettschichtträger aus Holz verwendet werden, die zwecks Sicherstellung einer Scheibenwirkung z.B. auf der Oberseite und der Unterseite mit je einer (gegenläufig) angenagelten Diagonalbretterschalung versehen sind.

Eine wichtige Besonderheit ergibt sich jedoch mit den oberen Enden der drei Treppenhäuser. Diese überragen die übrige Dachfläche bis zu rund 1 m (siehe z.B. Plan P.2, Querschnitt Axe J), und sie weisen eine Stahlbetondecke auf. Die Treppenhäuser stellen in der übrigen Dachfläche bzw. in der Dachscheibe gewissermassen Störungen dar; die Dachscheibe wird dort auf die halbe Breite (rund 5 m) eingeschnürt und kann deshalb nicht als integrale Scheibe von rund 10 m Breite und 56 m Länge betrachtet werden. Im Gegenteil: Die Treppenhäuser - auch wenn sie nur aus Mauerwerkswänden gebildet würden - sind relativ steif und ziehen sozusagen die Erdbebenkräfte an; zudem müssen sie ohnehin in sich selbst stabilisiert werden. Und da von den 6 untenliegenden Erdbebenwänden aus geometrischen und Nutzungs-Gründen nur 3 (W11, W12 und W3) und auch diese nur mit reduziertem Querschnitt in das Attikageschoss hochgezogen werden könnten (vgl. Plan P.3), liegt es nahe, zu versuchen, für die Erdbebensicherung des Attikageschosses in beiden Richtungen ausschliesslich einen Teil der Wände der 3 Treppenhäuser heranzuziehen und in Stahlbeton auszuführen; eine mögliche Lösung zeigt Plan P.4 mit den Wänden A1, A2 und A3 in Längsrichtung und den Wänden A11, A12 und A13 in Querrichtung. Die übrige Dachkonstruktion kann dann an diesen Wänden fest verankert werden; anderseits muss sie in der Lage sein, sämtliche Aussen- und Innenwände an deren oberem Ende gegen Querbeschleunigungen (Plattenwirkung) zu halten.

Die Realisierung dieses Konzeptes erscheint möglich, weil die Treppenhauswände aus Stahlbeton ihre vertikalen Reaktionskräfte infolge der horizontalen Trägheitskräfte auf der Höhe des Daches nicht irgendwo auf die Decke über dem 4. OG sondern überall auf Unterzüge abgeben können. Wie nachfolgend gezeigt wird, halten sich die Zusatzbeanspruchungen und die entsprechenden erforderlichen Zusatzbewehrungen der Unterzüge in Grenzen. Und die horizontalen Reaktionskräfte der Treppenhauswände können problemlos durch die Scheibenwirkung der Stahlbetondecke über dem 4. OG in die 5 bis dort hin reichenden Erdbebenwände eingeleitet werden (W4 geht nur bis zur Decke über dem 3. OG, was aber keinen wesentlichen Einfluss hat). Die oben genannten 3 Erdbebenwände können dann bereits auf der Höhe dieser Decke beendet werden, und sämtliche Aussen- und Innenwände können grundsätzlich gleich wie in den darunter liegenden Geschossen ausgebildet werden.

11.2 Erdbeben-Ersatzkraft

Die Masse des Daches und der oberen Hälfte der Aussen- und Innenwände wurde bereits in Abschnitt A1.2.5 auf 303 t geschätzt (vgl. auch Bild 5.1).

Die Erdbebenbeschleunigung (Stockwerksbeschleunigung) a_{Dach} und die entsprechende Ersatzkraft F_{Dach} in beiden Richtungen werden auf der Grundlage der Eigenfrequenzen des Gebäudes unter Berücksichtigung der Rahmenwirkung, des verwendeten Antwortspektrums (Bild 4.1) und der Annahme einer linearen Beschleunigungsverteilung über die Gebäudehöhe [Bac 02a] abgeschätzt.

Querrichtung:

$$f_1 = 0.61 \text{ Hz} \tag{11.1}$$ Gl. (7.15)

$$S_a = S_{a,C} \cdot \frac{f_1}{f_C} = 0.36 \cdot \frac{0.61}{1.25} = 0.18 \text{ g} \tag{11.2}$$ Bild 4.1

$$a_{Dach} = S_a \cdot \frac{h}{h^*} = 0.18 \cdot \frac{22.13}{14.59} = 0.27 \text{ g} \tag{11.3}$$ Bild 5.1 und 5.2

$$F_{Dach} = a_{Dach} \cdot m = 0.27 \cdot 9.81 \cdot 303 = 811 \text{ kN} \tag{11.4}$$ Bild 5.1

Längsrichtung:

$$f_1 = 0.70 \text{ Hz} \tag{11.5}$$ Gl. (7.35)

$$S_a = S_{a,C} \cdot \frac{f_1}{f_C} = 0.36 \cdot \frac{0.70}{1.25} = 0.20 \text{ g} \tag{11.6}$$ Bild 4.1

$$a_{Dach} = S_a \cdot \frac{h}{h^*} = 0.20 \cdot \frac{22.13}{14.59} = 0.30 \text{ g} \tag{11.7}$$ Bild 5.1 und 5.2

$$F_{Dach} = a_{Dach} \cdot m = 0.30 \cdot 9.81 \cdot 303 = 902 \text{ kN} \tag{11.8}$$ Bild 5.1

Weil für die Einwirkung des Bemessungsbebens ein elastisches Verhalten des Attikageschosses und somit nur geringe Schäden (dünne Risse) angestrebt werden, wird keine "plastische" Abminderung der Ersatzkraft vorgenommen.

11.3 Überschlägige Bemessung

Weil die Stahlbetonwände des Attikageschosses (siehe Plan P.4) in Längsrichtung im Vergleich zu den Wänden in Querrichtung kürzer sind und somit eine vergleichsweise grössere vertikale Reaktionskraft auf die Unterzüge bewirken, wird zuerst die Wand A3 mit den Unterzügen in den Axen I und J gemäss Bild 11.1 überschlägig bemessen; anschliessend wird die Wand A13 in Axe I betrachtet. Die übrigen Wände (A1 und A11, A2 und A12) können analog behandelt werden.

Die Ersatzkraft $F_{Dach\,3} \cong 0.4 \cdot F_{Dach} = 0.4 \cdot 902 = 361$ kN wirkt im vertikalen Abstand $h_A = 3.5$ m über der Decke über 4. OG. Bild 5.1

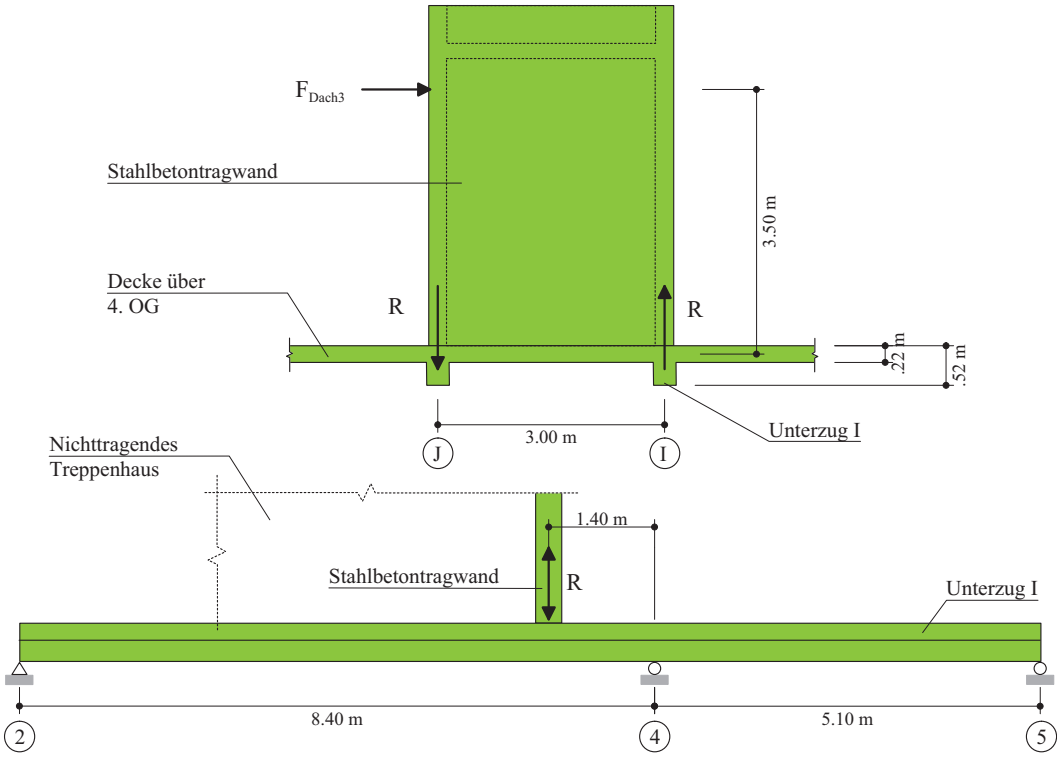


Bild 11.1: Beanspruchung der Unterzüge I und J infolge der Erdbebenkraft auf die Treppenhauswand A3 im Attikageschoss

Die vertikale Reaktionskraft auf die Unterzüge in den Axen I und J mit Abstand $l = 3.0$ m beträgt: Bild A1.5

$$R = \pm F_{Dach\,1} \cdot \frac{h_A}{l} = \pm 361 \cdot \frac{3.5}{3} = \pm 421 \text{ kN} \tag{11.9}$$

Die in den Axen 2, 4 und 5 unterstützten Unterzüge wirken als Zweifeldträger mit Spannweiten von 8.4 m und 5.1 m gemäss Bild 11.1. R greift 1.4 m vor der Axe 4 an. Das durch R bewirkte Zusatzmoment im Unterzug im Querschnitt über der Zwischenstütze beträgt:

$$M \cong \pm 250 \text{ kNm} \tag{11.10}$$

Im Unterzug mit der Gesamthöhe $d = 0.52$ m (vgl. Plan P.6, Detail 4) beträgt die erforderliche Zusatzbewehrung A_s:

$$A_s = \frac{M \cdot \gamma_R}{z \cdot f_y} = \frac{250 \times 10^3 \cdot 1.2}{0.8 \cdot 0.52 \cdot 460} = 1568 \text{ mm}^2 \tag{11.11}$$

Dies entspricht z.B. etwa 4 Stäben ∅ 22 bzw. einem Zusatz-Bewehrungsgehalt von:

$$\rho \cong \frac{A_s}{b \cdot 0.9 \cdot h} = \frac{1568}{340 \cdot 0.9 \cdot 520} = 1\% \tag{11.12}$$

Die Stahlbetonwand A13 in Querrichtung ist 6.2 m lang und endet innerhalb der grossen Spannweite des Unterzuges 1.4 m vor der Axe 4 bzw. 1.8 m vor der Axe 2 (Die Wand könnte auch bis zur Axe 2 und evtl. bis zur Axe 4 geführt werden, womit der Unterzug Bild A1.5

durch eine tragende Wand von 8.1 m Spannweite vollständig entlastet und allenfalls sogar weggelassen werden könnte). Die vertikalen Reaktionen auf den Unterzug der Axe I infolge Erdbeben in Querrichtung betragen nur etwa die Hälfte der oben für Erdbeben in Längsrichtung abgeschätzten Reaktionen der Wand A3. Die erforderliche Zusatzbewehrung über der Zwischenstüze erhöht sich bis in die Grössenordnung von 1.4 %, was jedoch realisierbar erscheint. Selbstverständlich müssen im Rahmen einer Ausführungsplanung die Momentengrenzwertlinien für Schwerelasten und für die Einwirkungen der die Richtung wechselnden vertikalen Reaktionskräfte ermittelt werden.

Im Sinne einer (weiteren) Variante könnte noch geprüft werden, ob sämtliche Wände der 3 Treppenhäuser im Attikageschoss als Stahlbetonwände ausgeführt werden sollen.

11.4 Konstruktive Durchbildung

Die Aussenwände und die Innenwände des Attikageschosses können somit grundsätzlich gleich wie diejenigen der darunter liegenden Geschosse ausgebildet werden, unter Beachtung der folgenden Besonderheiten:

- Die Anschlüsse der als steife Scheibe auszubildenden Dachkonstruktion (z.B. Diagonalbretterschalung, keine Verbände nur aus Zugstangen!) an die Erdbebenwände der 3 Treppenhäuser sind für Zug, Druck und Schub auf die volle Erdbeben-Ersatzkraft F_{Dach} auszulegen.
- Die Aussenwände aus Mauerwerk (mit Aussendämmung) sollen an ihrem oberen Rand (Mauerkrone) mit einem ca. 20 cm hohen aufbetonierten Stahlbetonriegel versehen werden. In diesen sollen die Träger der Dachkonstruktion gut verankert werden. Damit und zusammen mit der Scheibenwirkung der Dachkonstruktion und den Erdbebenwänden der Treppenhäuser können die Mauerwerkswände für vertikale Lasten als tragend, für horizontale Kräfte in ihrer Ebene im Wesentlichen als nichttragend und für Beschleunigungskräfte quer zu ihrer Ebene (Plattenbeanspruchung) am oberen Rand als gehalten gelten.
- Die im Allgemeinen nichttragenden Innenwände des Attikageschosses sind analog wie in den untenliegenden Geschossen an ihrem oberen Rand gegen Querbeschleunigungen (Plattenbeanspruchung) zu halten.

12 Fundation des Gebäudes

Die Fundation der einzelnen Wände, d.h. der betreffenden Bauteile unterhalb des Einspannhorizontes des Mehrmassenschwingers (MMS) bis zum Baugrund, wurde jeweils in den Schritten 8 von Kapitel 9 betrachtet. Hier geht es nun darum, die gesamte Fundation des Gebäudes mit Übertragung der Erdbebeneinwirkung auf den Baugrund zu überprüfen. Einerseits sind die entstehenden Bodenpressungen abzuschätzen und mit den zulässigen zu vergleichen. Anderseits müssen die Beanspruchungen im Fundationskasten der Untergeschosse ermittelt und entsprechende Massnahmen in Betracht gezogen werden.

Die folgenden Ausführungen beschränken sich auf die Querrichtung, da sie kritischer zu sein scheint. Bei einem konkreten Projekt müsste auch die Längsrichtung sorgfältig behandelt werden.

12.1 Bodenpressungen

Bild 12.1 zeigt schematisch einen Querschnitt mit den in Querrichtung des Gebäudes angreifenden Kräften.

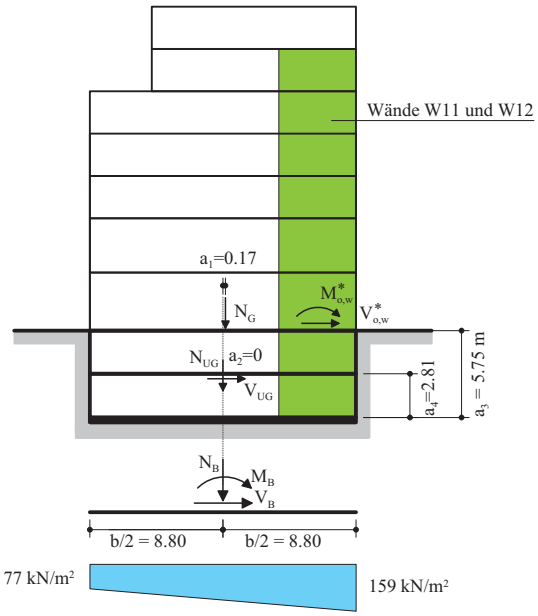


Bild 12.1: Querschnitt durch den steifen UG-Kasten mit daran angreifenden Kräften; resultierende Schnittkräfte und Bodenpressungen

Die Kräfte aus der Erdbebeneinwirkung auf den Überbau werden auf der Höhe des Einspannquerschnittes des MMS durch die Wände W11 und W12 eingeleitet (Rahmenwirkung vernachlässigt); massgebend ist der plastische Zustand bei Überfestigkeit ($M^*_{o,w}$, $V^*_{o,w}$). Die Erdbebenkraft auf den UG-Kasten entspricht etwa der Wirkung der maximalen Bodenbeschleunigung des Bemessungsbebens (V_{UG}) und greift in dessen Schwer-

punkt an. Ferner wirken die Schwerelasten aus dem Überbau ($N_G = \Sigma m_i \cdot g$, m_i gemäss Bild 5.1) am Ort des Massenmittelpunktes (gemäss Bild 8.2) und die Schwerelasten aus dem UG-Kasten (N_{UG}) in dessen Schwerpunkt. Zahlenwerte sind:

Bilder 6.2, 6.3 + Gl. (9.6) Gl. (9.18))

$$M^*_{o,w} = \Sigma M_{o,w} = (20008 + 21332) \cdot 1.39 = 57463 \text{ kNm} \tag{12.1}$$

$$V^*_{o,w} = \Sigma V_{o,w} = (1371 + 1462) \cdot 1.39 \cdot 1.5 = 5907 \text{ kN} \tag{12.2}$$

$$N_G = 7848 \cdot 10 = 78480 \text{ kN} \tag{12.3}$$

$$N_{UG} = 45392 \text{ kN} \tag{12.4}$$

$$V_{UG} = N_{UG} \cdot \frac{a_s}{g} = 45392 \cdot 0.16 = 7263 \text{ kN} \tag{12.5}$$

Bild 4.1

Eine Reduktion der am UG-Kasten angreifenden Einwirkungen auf den Flächenschwerpunkt der Bodenplatte (Mitte von b) ergibt mit $a_1 = 8.97 - 8.80 = 0.17$ m, $a_2 = 0$ m, $a_3 = 5.75$ m und $a_4 = 2.81$ m die folgenden resultierenden Schnittkräfte:

$$\begin{aligned} M_B &= M^*_{o,w} + N_G \cdot a_1 - N_{UG} \cdot a_2 + V^*_{o,w} \cdot a_3 + V_{UG} \cdot a_4 \\ &= 57453 + 78480 \cdot 0.17 - 45392 \cdot 0 + 5907 \cdot 5.75 + 7263 \cdot 2.81 \\ &= 125169 \text{ kNm} \end{aligned} \tag{12.6}$$

$$V_B = V^*_{o,w} + V_{UG} = 5907 + 7263 = 13170 \text{ kN} \tag{12.7}$$

$$N_B = N_G + N_{UG} = 78480 + 45392 = 123872 \text{ kN} \tag{12.8}$$

Die Exzentrizität der Normalkraft ist $e = M_B / N_B = 1.01 \text{ m} < b/6 = 2.93$ m. Die Normalkraft liegt somit deutlich innerhalb des Kerns der Fundation.

Unter der näherungsweisen Annahme einer starren Bodenplatte ergeben sich die folgenden Bodenpressungen:

$$\begin{aligned} \sigma_B &= \frac{N_B}{A} \pm \frac{M_B}{W} = \frac{N_B}{b \cdot l} \pm \frac{6 \cdot M_B}{b^2 \cdot l} \\ &= \frac{123872}{17.6 \cdot 59.5} \pm \frac{6 \cdot 125169}{17.6^2 \cdot 59.5} = 159 \text{ bzw. } 77 \text{ kN/m}^2 \end{aligned} \tag{12.9}$$

Die Bodenpressungen sind in Bild 12.1 dargestellt; sie sind grösser als die üblichen zulässigen Bodenpressungen für die Überschwemmungs-Ablagerungen aus Feinsand und Silt von typischerweise 120 kN/m^2 (statische Beanspruchung für grosse Bodenplatte). Sie können trotzdem akzeptiert werden, da man für dynamische Beanspruchungen die zulässige Bodenpressung mit etwa einem Faktor 1.5 vergrössern darf (wenn keine Grundbruchgefahr). Würde man noch die durch die Rahmenwirkung abtragbaren Erdbebenkräfte berücksichtigen, so würde die zulässige dynamische Bodenpressung gerade etwa erreicht.

Die Horizontalkraft V_B infolge der Erdbebeneinwirkung wird durch Reibung auf den Baugrund übertragen. Mit einem Reibungsbeiwert $\tan\varphi \cong 0.3$ für die Bodenplatte aus Beton auf fluvialen Ablagerungen kann folgender Reibungswiderstand mobilisiert werden:

$$V_R = N_B \cdot \tan\varphi = 123872 \cdot 0.3 = 37162 \text{ kN} > V_B = 13170 \text{ kN} \tag{12.10}$$

Die Gleitsicherheit ist somit gewährleistet.

Die Problematik einer Bodenverflüssigung wird hier nicht behandelt (siehe [SK 97]).

12.2 Fundationskasten

Es muss nun noch untersucht werden, ob und wie die durch die plastifizierten Wände ausgeübten Kräfte durch den Fundationskasten der Untergeschosse (UG-Kasten) tatsächlich aufgenommen und auf den Baugrund übertragen werden können, und ob dafür besondere bauliche Massnahmen wie Verstärkung der ohnehin eingelegten Bewehrungen, Anpassungen bei den Betonabmessungen usw. erforderlich sind.

Von besonderer Bedeutung ist die Aufnahme und Weiterleitung der bei den Wänden W11 und W12 in der Decke über 1. UG entstehenden Reaktionskräfte R gemäss Bild 9.7 b. Für W11 ergibt sich mit den Querkräften aus 9.2.1 Schritte 5a bzw. 8c:

$$R_{11} = V_{ow} + V_{UG} = 2859 + 5792 = 8651 \text{ kN} \qquad (12.11)$$

Für W12 kann R über die Proportionalität zu V_E (aus den Bildern 6.2 und 6.3) abgeschätzt werden:

$$R_{12} = R_{11} \cdot V_{E,12} / V_{E,11} = 8651 \cdot 1462 / 1371 = 9225 \text{ kN} \qquad (12.12)$$

Nun geht es darum, gemäss dem unteren Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie (Gleichgewichtsatz) möglichst “effiziente” Modelle zu bilden, d.h. Modelle, welche die Wirklichkeit gut erfassen und gleichzeitig allfällig erforderliche Verstärkungsmassnahmen auf ein Minimum beschränken helfen.

Vorerst wurde versucht, die Kräfte R_{11} und R_{12} für die Wirkungsrichtung von West nach Ost durch ein Scheiben-Fachwerk oder ein Scheiben-Sprengwerk (direkte Abstützung über Druckfelder mit zugehörigen Zuggliedern) in der Decke über 1. UG auf die Seitenwände des Fundationskastens in den Axen A und M bzw. - als Variante - auch auf die Wand in Axe H zu übertragen. Dies hätte jedoch in der Decke über 1. UG starke Zusatzbewehrungen vor allem in Längsrichtung (Nord-Süd-Richtung) aber auch in Diagonalenrichtung erfordert, und weitere erhebliche Bewehrungen für die Wirkungsrichtung von Ost nach West. Deshalb wird hier ein Modell mit einer direkten Übertragung auf Wände vorgeschlagen, die sich ca. 1.3 m nördlich von der Axe C (Wand W_{U1} auf Plan P.4) bzw. in der Axe K (Wand W_{U2}, für die im 2. Untergeschoss eine Modifikation des Grundrisses erforderlich ist) befinden und sich mit einer Länge von ca. 6 m von Axe 1 zu Axe 3 erstrecken.

Für die Wirkungsrichtung der Kräfte R von West nach Ost wird die Decke über 1. UG zwischen den Wänden W11 und W_{U1} bzw. W12 und W_{U2} durch eine Druckkraft $D \cong R \cong 9000$ kN beansprucht. Für eine Deckenstärke h = 250 mm und eine Betondruckfestigkeit $f_c' =$ 28.6 MPa ergibt sich eine erforderliche mitwirkende Breite von

$$b = D / (h \cdot f_c') = 9'000'000 / (250 \cdot 28.6) \cong 1300 \text{ mm} \qquad \text{OK!} \qquad (12.13)$$

Da ein Teil dieser Kraft auch längs der Wände durch Schub in die Decke eingeleitet wird, ist eine lokale Verstärkung der Decke durch Bewehrung rechtwinklig zu den Wänden er-

forderlich, und es ist zu prüfen, ob für die Ausbreitung der Druckkraft auch zwischen den Axen 3 und 4 die Querbewehrung in der Decke verstärkt werden muss (Spreizbewehrung).

Für die Wirkungsrichtung der Kräfte R von Ost nach West ergibt sich in der Decke über 1. UG zwischen den Wänden W11 und W_{U1} bzw. W12 und W_{U2} eine Zugkraft $Z = R \cong 9000$ kN. Der Querschnitt einer entsprechenden schlaffen Bewehrung beträgt:

$$A_s = 9'000'000 \cdot 1.2 / 460 \cong 23'000 \text{ mm}^2 \qquad (12.14)$$

Dies entspräche z.B. etwa 75 Stäben ∅ 20 mm. An A_s kann jedoch die in der Decke in Ost-West-Richtung auf eine mitwirkende Breite von z.B. 6 m ohnehin eingelegte Bewehrung weitgehend angerechnet werden. Eine mögliche aber wohl aufwendigere Alternative wären z.B. 6 Spannglieder mit je einer nominellen Spannkraft in der Grössenordnung von 1200 kN, die beidseitig (je 3) der zu verbindenden Wände zentrisch in die Decke eingelegt und in den Axen 1 und 5 verankert würden, womit auch die Krafteinleitung Wand - Decke wirksam verbessert werden könnte.

Die über die Höhe der beiden Untergeschosse laufenden Wände W_{U1} und W_{U2} werden zweckmässigerweise mit einer Wandstärke von mindestens $b_w = 300$ mm versehen. Sie sind als Scheiben mit einem Verhältnis $h/l \cong 1$ zu bewehren, wobei der Beitrag einer mitwirkenden Breite der Umfassungswand in Axe 1 mitberücksichtigt werden kann. Die Decke über 2. UG kann ähnlich wie bei den Wänden W11 und W12 abgefugt werden. Die horizontale Schubbewehrung der Wände wird somit etwas stärker sein als diejenige der Wandfundation W11 (9.2.1 Schritt 8d). Ferner ist die Weiterleitung der Scheibenkräfte auf die Bodenplatte zu überprüfen.

Schliesslich ist hier nochmals zu betonen, dass Stahlbetontragwände effizient und zuverlässig grosse plastische Verformungen erfahren und erhebliche Kräfte abtragen können. Dabei werden hohe Anforderungen an die Fundation gestellt, und passende Tragsysteme sollen schon früh im Entwurfsprozess untersucht werden.

13 Kostenvergleich Kapazitätsbemessung - konventionelle Bemessung

13.1 Vorbemerkungen

Zweck dieses Abschnitts ist es aufzuzeigen, wie sich die vorgeschlagenen Massnahmen für die Kapazitätsbemessung im Vergleich zu einer konventionellen Bemessung finanziell auswirken. Dabei wird nur auf die Rohbaukosten eingegangen, da praktisch nur bei den Baumeisterarbeiten massgebliche Modifikationen auftreten.

Die Darstellung im Abschnitt 13.4 zeigt auf, wo bzw. bei welchen Massnahmen Mehr- oder Minderkosten auftreten.

13.2 Grundlagen

Für den Kostenvergleich werden folgende Preise berücksichtigt:

A) Modifikationen beim Beton	**Beton**	**Schalung**	**Bewehrung (Fr. 2.--/kg)**	**Total**
- Bodenplatte inkl. Vertiefungen	150.00 Fr./m^3	-	150.00 Fr./m^3	300.00 Fr./m^3
- Wände inkl. Stürze	200.00 Fr./m^3	50.00 Fr./m^2	160.00 Fr./m^3	1'000.00 Fr./m^3
- Wände für Fassaden (Rahmen)	200.00 Fr./m^3	100.00 Fr./m^2	200.00 Fr./m^3	1'500.00 Fr./m^3
- vorfabrizierte Betonstützen	250.00 Fr./m^3	100.00 Fr./m^2	750.00 Fr./m^3	2'600.00 Fr./m^3
- Unterzüge	250.00 Fr./m^3	120.00 Fr./m^2	300.00 Fr./m^3	2'000.00 Fr./m^3

B) Modifikationen bei Trenn- und Zwischenwänden	**Backstein**	**Verputz (pro Seite)**	**Anstrich (pro Seite)**	**Total (pro Wand)**
- Mauerwerk $\leq$ 15 cm	80.00 Fr./m^2	20.00 Fr./m^2	15.00 Fr./m^2	150.00 Fr./m^2
- Gipsplatten $\leq$ 10 cm				90.00 Fr./m^2

Für die Kostenberechnung der Modifikationen B) wurde ein mittlerer Preis von Fr. 120.--/m^2 angenommen, da die Dicke der Wände und die Verteilung Mauerwerkswände - Gipswände nicht festgelegt sind.

C) Modifikationen bei Fugen	**Total**
- vertikale Fugen (Dicke 30 mm, Breite 15 cm)	30.00 Fr./m'
- horizontale Fugen (Dicke 15 mm, Breite 15 cm)	15.00 Fr./m'
- Stabilisierung für Wände mit LNP 50 / 5 (L = 30 cm, S = 100 cm)	15.00 Fr./m'

D) Diverse Details	**Total**
- Verbindung Stütze - Decke	100.00 Fr./Detail
- Anschluss Unterzug - Wand / Stütze	50.00 Fr./Detail
- Anschluss Decke über 2. UG - Wände W3, W11, W12	100.00 Fr./Detail

Bei den Fugen wird zwischen obligatorischen und fakultativen Fugen unterschieden:

- Obligatorische Fugen sind die für die Tragsicherheit im Erdbebenfall notwendigen Fugen. Diese Fugen müssen angeordnet werden, damit die beim Tragwerk vorausgesetzten Verformungen sich auch tatsächlich ohne wesentliche Behinderung ausbilden können und eine Beschädigung des Tragwerks (z.B. Abscheren von Stützen) durch Wände ausgeschlossen werden kann. Solche Fugen sind bei relativ dicken Mauerwerkswänden (d > 15 cm) erforderlich, die vor allem als Trennwände zwischen Wohnungen verwendet werden (Plan P.6 Detail 5).
- Fakultative Fugen können zur Verhinderung von Schäden bei Erdbeben mit Stärken bis zum Schadengrenzebeben bei den eher dünnen Zwischenwänden beitragen (Plan P.6 Details 6.1 und 6.2).

13.3 Konstruktion für konventionelle Bemessung (Plan P.2)

Gesamtkosten des Gebäudes ca. **13 Mio. Fr.**

13.4 Konstruktion für Kapazitätsbemessung (Plan P.4)

	2. / 1. UG	EG / ZG	1. OG bis Attika	Total
A) Mehr- / Minderkosten für Modifikationen bei Stahlbetonbauteilen (Beton, Schalung, Bewehrung)				
- Bodenplatte ink. Vertiefungen	-2’000.00	-	-	-2’000.00
- Wände inkl. Stürze	-150’000.00	-170’000.00	-315’000.00	-635’000.00
- vorfabrizierte Betonstützen				
•Fassadenstützen	-	25’000.00	45’000.00	70’000.00
•Innenstützen	17’000.00	5’000.00	30’000.00	52’000.00
- Unterzüge	40’000.00	40’000.00	80’000.00	160’000.00
Zwischentotal A)				-355’000.00
B) Mehr- / Minderkosten für Modifikationen bei Trenn- und Zwischenwänden				
- Backsteinmauerwerk oder Gipsplatten, inkl. Verputz	90’000.00	75’000.00	145’000.00	310’000.00
Zwischentotal B)				310’000.00
C) Mehr- / Minderkosten für Modifikationen bei Fugen (obligatorische Fugen)				
- Fugen zwischen nichttragenden Wänden und Tragwerk (Stützen, Wände, Decken) (Plan P.6, Details 1, 3, 5)	-	3’000.00	8’000.00	11’000.00
Zwischentotal C)				11’000.00
D) Mehr- / Minderkosten für diverse Details				
- Verbindung Stütze - Decke (Plan P.6, Detail 2)	-	2’000.00	-	2’000.00
- Anschluss Unterzug - Wand / Stütze (Plan P.6, Detail 4)	-	6’000.00	11’000.00	17’000.00
- Fugen und Querkraftdorne	3’000.00	-	-	3’000.00
Zwischentotal D)				22’000.00
Total Minderkosten				**-12’000.00**

Es ergeben sich somit rechnerische Minderkosten von 0.1 % der Gesamtkosten des Gebäudes. Dies zeigt, dass beim vorliegenden Beispiel die Kosten der Konstruktion für Kapazitätsbemessung und für konventionelle Bemessung praktisch gleich sind, dies trotz der grossen Vorteile der Kapazitätsbemessung.

13.5 Massnahmen zur Schadenverhinderung bis zum Schadengrenzebeben

Im Rahmen einer umfassenden Strategie zur Schadenverhinderung kann es zweckmässig sein, auch die relativ dünnen Zwischenwände mit vertikalen und horizontalen Fugen vom Tragwerk abzutrennen (Plan P.6 Details 6.1 und 6.2). Wie bereits im Abschnitt 13.2 erwähnt, sollen diese sogenannten fakultativen Fugen die Zerstörung von nichttragenden Zwischenwänden bei Erdbeben mit Stärken bis zum Schadengrenzebeben verhindern (Solche Massnahmen können grundsätzlich auch bei konventioneller Bemessung getroffen werden).

Die anfallenden Mehrkosten werden beim vorliegenden Beispiel wie folgt abgeschätzt:

2./1. UG	keine Kosten, da keine Verformungen (unterhalb Einspannhorizont)
EG / ZG	Fr. 20'000.--
1. OG bis Attika	Fr. 40'000.--
Total Mehrkosten	**Fr.60'000.--**

Durch die Massnahmen zur Schadenverhinderung bis zum Schadengrenzebeben ergeben sich beim vorliegenden Beispiel Mehrkosten in der Grössenordnung von 0.5 % der Gesamtkosten des Gebäudes.

Eine weitere schadenmindernde Massnahme kann die Anordnung von Fugen zwischen den Fensterrahmen und den Erdbeben-Aussenwänden (Stahlbetontragwände) sein. Die Notwendigkeit für solche Bewegungsspielräume hängt stark vom Fenstertyp ab und wird in diesem Beispiel nicht quantitativ erfasst.

13.6 Einsparungen bei Umbauten

Ein weiterer wesentlicher Vorteil bei mittels Kapazitätsbemessung dimensionierten und konstruierten Gebäuden zeigt sich bei späteren Umbauten infolge Nutzungsänderungen. Um den wechselnden Bedürfnissen der Nutzniesser (Eigentümer und Mieter) von Wohn- und Geschäftsräumen entgegenzukommen, sind bei vorangegangener konventioneller Bemessung mit Anordnung von tragenden Wänden aufwendige statische Ersatzkonstruktionen erforderlich. Sofern nur nichttragende Wände vorhanden sind, können solche Umbauten wesentlich leichter bewerkstelligt werden. Die Konstruktion für Kapazitätsbemessung kann deshalb je nach langfristiger Nutzung zu wesentlichen Einsparungen führen.

In unserem Beispiel könnte das wie folgt aussehen:

- Lebensdauer des Gebäudes: 80 Jahre
- Umnutzung in Geschäftsräumen (EG/ZG): alle 20 Jahre pro 200 m²
- Umnutzung in Wohnungen (1. OG bis Attika): alle 40 Jahre pro 200 m²
- Mehrkosten für Wandausbruch mit statischer Ersatzkonstruktion, pro Fall: Fr. 5'000.--

- Gesamte Mehrkosten für Wandausbrüche
  im EG / ZG: 1000 + 950 m2: $\frac{80J}{20J} \times \frac{1950m^2}{200m^2} \times Fr.\ 5'000.\text{--} = Fr.\ 195'000.\text{--}$
  im 1. OG bis Attika:
  3x960+750+540 m2: $\frac{80J}{40J} \times \frac{4170m^2}{200m^2} \times Fr.\ 5'000.\text{--} = \underline{Fr.\ 208'500.\text{--}}$

Total Einsparungen **Fr. 403'500.--**

Unter den getroffenen Annahmen ergeben sich somit Einsparungen bei Umbauten, die rund 3 % der gesamten Gebäudekosten betragen. Dies beweist, dass durch eine umnutzungsfreundliche Gestaltung des Tragwerks und unter entsprechender Verwendung von nichttragenden Wänden erhebliche Vorteile entstehen.

13.7 Beurteilung

Dass sich im Abschnitt 13.4 Minderkosten von nur 0.1 % ergeben, mag im ersten Moment erstaunen, da durch das Ersetzen zahlreicher, bei der konventionellen Bemessung für die Aussteifung notwendigen Betonwände durch billigere nichttragende Wände eine deutlichere Kostenersparnis erwartet werden könnte. Durch das Entfernen der Betonwände wird jedoch auch die Abtragung der Schwerelasten durch diese Wände eliminiert, und es müssen daher Unterzüge und Stützen angeordnet werden. Dadurch wird zwar deutlich weniger Beton eingebaut, hingegen liegt der spezifische Preis für Beton und Schalung bei den Stützen und Unterzügen deutlich höher, und die Bewehrungsgehalte dieser Bauteile sind ebenfalls wesentlich höher (siehe Abschnitt 13.2 A). Zusätzliche Kosten fallen für die Unterzüge und Stützen anstelle der tragenden Mauerwerkswände sowie für die gelenkigen Anschlüsse der Stützen und für die notwendigen obligatorischen Fugen zwischen Tragwerk und den relativ dicken Trennwänden an, wenn auch in eher untergeordnetem Mass.

Die Kosten für die Massnahmen zur Schadenverhinderung bis zum Schadengrenzebeben gemäss Abschnitt 13.5 (fakultative Fugen) in der Grössenordnung von 0.5 % der Gesamtkosten des Gebäudes können auch als sehr günstige Versicherungsprämie gegen Erdbebenschäden (entspricht etwa 0.07 o/oo p.a. bei einer Lebensdauer des Gebäudes von 80 Jahren) gedeutet werden, die zudem viele Umtriebe ersparen kann. Die Massnahmen sind sehr zu empfehlen, denn bei mehreren Erdbeben der letzten Zeit hat sich gezeigt, dass meist der grösste Teil der gesamten Schadensumme von Schäden an den nichttragenden Bauteilen stammt. Wegen dieser Schäden, und obwohl das Tragwerk oft praktisch keine oder nur geringe Schäden aufwies, mussten zahlreiche Gebäude abgerissen werden, da eine Reparatur Kosten in der Grössenordnung der Neubaukosten verursacht hätte.

Auch die Einsparungen an Kosten und Umtrieben bei Umbauten können beträchtlich sein. Sie wurden im vorliegenden Fall in Abschnitt 13.6 eher vorsichtig auf 3 % der Gesamtkosten des Gebäudes geschätzt. Das weitgehende Vermeiden von tragenden Wänden in Geschäfts- und Gewerbebauten, aber auch bei Wohnbauten, dürfte eine Forderung sein, deren Bedeutung in Zukunft noch zunehmen wird.

14 Folgerungen

Bei der Entwicklung und Bearbeitung dieses Beispiels für den erdbebengerechten Entwurf und die verformungsorientierte Kapazitätsbemessung eines Gebäudes mit Stahlbetontragwänden konnten wertvolle Erkenntnisse gewonnen und Erfahrungen gemacht werden. Das Ergebnis zeigt zahlreiche Vorteile, die jedoch an unabdingbare Voraussetzungen gebunden sind.

Zahlreiche Vorteile

Die wichtigsten Vorteile können wie folgt zusammengefasst werden:

- *Drastische Verringerung der Erdbebenkräfte*
  Beim vorliegenden Beispiel werden durch die Anwendung der Kapazitätsbemessung im Vergleich zur bisher üblichen konventionellen Bemessung für ein und dasselbe Bemessungsbeben die für die Ermittlung des erforderlichen Tragwiderstandes massgebenden Erdbebenkräfte um rund einen Faktor 8 reduziert.
- *Hohe Sicherheit gegen Einsturz*
  Durch einen erdbebengerechten Entwurf und die Anwendung der Kapazitätsbemessung wird eine hohe Sicherheit gegen Einsturz erreicht, und dies mit grosser Zuverlässigkeit. Wesentliche Unsicherheiten der konventionellen Bemessung, z.B. bei der Modellbildung, infolge möglicherweise ungenügender Duktilität, bezüglich frühzeitig versagender Mauerwerkswände usw. usw., können damit vermieden werden.
- *Gute Beherrschung der Verformungen*
  Durch die wirklichkeitsnahe Modellbildung bei der Kapazitätsbemessung mit modernen Ansätzen für die Steifigkeit der massgebenden Stahlbetontragwände ist eine gute Vorhersage der unter der Einwirkung des Bemessungsbebens zu erwartenden Verformungen des Tragwerks möglich. Dies ist bei der konventionellen Bemessung nicht der Fall, es verbleiben grosse Unsicherheiten.
- *Wirksame Kontrolle der Schäden*
  Infolge der Beherrschung der Verformungen des Tragwerks können wirksame Massnahmen zur Verhinderung von Schäden an den nichttragenden Bauteilen - vor allem Trenn- und Zwischenwände einschliesslich Fassadenbauteile - getroffen werden. Die Schadenverhinderung ist bis zu einer hohen Erdbebenstärke (Schadengrenzebeben) möglich. Bei konventioneller Bemessung hingegen können keine zuverlässigen Vorhersagen zur Schadensituation gemacht werden.
- *Grosse Flexibilität bei Nutzungsänderungen*
  Durch die konsequente Trennung der tragenden und raumabschliessenden Funktionen der vertikalen Bauteile wird auch eine grosse Flexibilität bei späteren Änderungen der Raumnutzung innerhalb des Gebäudes erreicht. Die allermeisten Wände können problemlos entfernt und auch Fassaden verändert werden. Dies wird in Zukunft noch vermehrt erwünscht sein, da sich der bestehende Trend zu häufigeren Nutzungsänderungen noch erheblich verstärken dürfte.

- *Praktisch gleiche Kosten*
  Der erdbebengerechte Entwurf und die verformungsorientierte Kapazitätsbemessung führen im Vergleich zu einer konventionellen Bemessung zu rechnerischen Minderkosten von 0.1 % der Gesamtkosten des Gebäudes und somit zu praktisch gleichen Kosten. Die rechnerischen Mehrkosten für fakultative Massnahmen zur Schadenverhinderung von 0.5 % der Gesamtkosten können als sehr günstige Versicherungsprämie gegen Erdbebenschäden (~ 0.07 o/oo p.a.) gedeutet werden. Die rechnerischen Einsparungen bei späteren Umbauten von 3 % der Gesamtkosten sind auf das Vermeiden von aufwendigen statischen Ersatzkonstruktionen zurückzuführen.
  Es ist zu beachten, dass die genannten Kostenunterschiede nur für das hier bearbeitete Gebäude und die entsprechenden getroffenen Annahmen gelten und auch da mit gewissen Unsicherheiten (Differenzen grosser Zahlen) behaftet sind. Weil noch keine weiteren Erfahrungen vorliegen, ist damit zu rechnen, dass in anderen Fällen andere Kostenunterschiede resultieren können.

Unabdingbare Voraussetzungen

Die dargestellten Vorteile sind an eine Reihe wichtiger Voraussetzungen gebunden. Solche sind insbesondere:

- Entwicklung eines relativ regelmässigen Tragwerks sowie sorgfältige Wahl der nichttragenden Bauteile.
- Wirklichkeitsnahe dynamische Modellbildung und fachgerechte duktile Bemessung der Wände und des übrigen Tragwerks nach der Methode der verformungsorientierten Kapazitätsbemessung.
- Konsequent durchdachte und durchgezogene konstruktive Durchbildung des Tragwerks und der nichttragenden Bauteile.
- Verwendung von genügend duktilem Bewehrungsstahl ($R_m/R_p \geq 1.15$).

Optimales Vorgehen

Die zahlreichen Vorteile eines erdbebengerechten Entwurfs und der verformungsorientierten Kapazitätsbemessung können insbesondere dann voll ausgenützt werden, wenn bereits vom frühesten Entwurfsstadium an eine enge Zusammenarbeit von Architekt und Ingenieur erfolgt. Eine solche für alle Beteiligten und insbesondere auch für den Bauherrn fruchtbare, frühzeitige Zusammenarbeit kann wärmstens empfohlen werden!

14 Conclusions

Par le développement et la mise en oeuvre de cet exemple, nous avons explicité une conception parasismique correcte et un dimensionnement en capacité basé sur les déformations d'un bâtiment à parois porteuses en béton armé. Des connaissances importantes y ont été acquises qui augmentent l'expérience en la matière. Le résultat met en évidence de nombreux avantages qui sont cependant liés à des conditions contraignantes.

Nombreux avantages

Les avantages les plus importants peuvent être résumés comme suit:

- *Diminution importante des forces dues aux séismes*
  Dans notre exemple, les forces induites par le séisme de référence ont été réduites d'un facteur 8 entre le dimensionnement en capacité et le dimensionnement conventionnel.
- *Haute sécurité contre l'effondrement*
  Grâce à une conception parasismique adéquate et à l'application du dimensionnement en capacité, on obtient une haute sécurité contre l'effondrement et ceci avec un degré élevé de confiance. Des points peu sûrs du dimensionnement conventionnel, comme par exemple, l'incertitude sur le mécanisme de ruine par manque de ductilité, la rupture précoce des murs de maçonnerie etc. etc. peuvent être ainsi évités.
- *Bonne maîtrise des déformations*
  Le dimensionnement en capacité est fondé sur des hypothèses modernes concernant la rigidité des parois en béton armé: le modèle de calcul est donc proche de la réalité. On atteint ainsi une bonne prédiction des déformations du système porteur lors du séisme de référence. Tel n'est pas le cas lors du dimensionnement conventionnel où subsistent de grandes incertitudes.
- *Contrôle efficace des dommages*
  Puisque les déformations du système porteur sont contrôlées, on peut prendre des mesures efficaces pour empêcher les dégâts aux éléments non porteurs, tels les murs de séparation entre deux appartements, les murs de galandages minces et les éléments de façade. L'absence de dommages est possible pour un fort tremblement de terre ("séisme maximal sans dommages"). Avec le dimensionnement conventionnel, on ne peut faire de prédictions dignes de confiance relatives à l'intensité des dommages.
- *Grande flexibilité en cas de modification d'utilisation*
  Les fonctions des éléments verticaux sont clairement définies : voiles porteurs ou cloisons de séparation. C'est pourquoi on obtient une grande flexibilité lors de modifications ultérieures des espaces intérieurs du bâtiment. Les cloisons peuvent être démontées sans préjudice et aussi les façades peuvent être modifiées. Ces modifications seront demandées à l'avenir de manière encore plus fréquente si la tendance actuelle de changements d'affectation des locaux s'accentue.
- *Equivalence des coûts*
  La conception parasismique adéquate et le dimensionnement en capacité basé sur les déformations conduisent, dans notre exemple, à une moins-value calculée de 0,1 % du

coût global du bâtiment par rapport au dimensionnement conventionnel : les coûts sont donc équivalents. Les plus-values que nous avons calculées pour des mesures facultatives en vue de l'absence de dommages s'élève à 0,5 % du coût global : c'est une prime d'assurance très favorable contre les dommages d'un séisme (taux ~ 0,07 % par an). Les économies que nous avons calculées lors de transformations ultérieures se chiffrent à 3 % du coût global : elles proviennent de l'absence de mise en œuvre compliquée de renforcements statiques.
Nous rendons attentifs que les différences de coût énoncées ici sont valables pour notre exemple et avec les hypothèses retenues. Ils n'ont donc pas un caractère généralisable. Comme il n'existe pas encore d'autres exemples, les calculs économiques établis à l'avenir donneront forcément d'autres résultats pour la comparaison des deux types de dimensionnement, conventionnel et en capacité.

Conditions contraignantes

Les avantages décrits ici sont liés à une série de conditions importantes. Celles-ci sont, par exemple:

- choix d'un système porteur relativement régulier avec une attention particulière aux choix des murs non porteurs;
- dimensionnement ductile des parois et du système porteur, conforme à la méthode de dimensionnement en capacité avec prise en compte d'un modèle dynamique collant à la réalité;
- mise en œuvre conséquente et complète des détails constructifs des systèmes porteurs et non porteurs;
- Application d'un acier de renforcement qie est suffisamment ductile ($R_m/R_p \geq 1.15$).

Démarche optimale

Les nombreux avantages d'une conception parasismique adéquate et d'un dimensionnement en capacité basé sur les déformations ne peuvent être bien exploités que si déjà, dès le stade d'avant-projet, une collaboration étroite entre l'architecte et l'ingénieur a lieu. Une telle collaboration, dès le départ d'un projet, ne peut qu'être hautement recommandée puisqu'elle est profitable à tous les partenaires de la construction et en particulier au maître de l'ouvrage.

Anhang A1: Ermittlung der Stockwerksmassen und der Normalkräfte in den Wänden

Als Grundlage dient der Entwurf Ingenieur für Kapazitätsbemessung mit “Spielräumen” gemäss Plan P.3.

A1.1 Lastannahmen

Für die Berechnung der Deckenlasten werden die Lastannahmen und Sicherheitsfaktoren der Norm SIA 160 [SIA 160] verwendet. Das Gewicht der tragenden Elemente (Unterzüge, Stützen, Stahlbetonwände) ist eine grobe Schätzung. Es werden folgende Auflasten und Nutzlasten berücksichtigt:

1) Auflasten

Garage:	$q_r = 1.0\ kN/m^2$
Verkaufslokale und entsprechende Zugänge:	$q_r = 3.0\ kN/m^2$
Büros:	$q_r = 5.0\ kN/m^2$
Wohnungen:	$q_r = 5.5\ kN/m^2$
Balkons zu Büros und Wohnungen:	$q_r = 1.5\ kN/m^2$
Dach:	$q_r = 1.0\ kN/m^2$

2) Nutzlasten

Garage:	$q_r = 2.0\ kN/m^2$
Verkaufslokale und entsprechende Zugänge:	$q_r = 5.0\ kN/m^2$
Büros:	$q_r = 3.0\ kN/m^2$
Wohnungen:	$q_r = 2.0\ kN/m^2$
Balkons zu Büros und Wohnungen:	$q_r = 4.0\ kN/m^2$

A1.2 Stockwerksmassen und Einzugsflächen der Wände

Der Einspannhorizont wird auf der Höhe des Bodens des Erdgeschosses angenommen. Die Masse des Erdgeschosses trägt deshalb zu den dynamischen Trägheitskräften nicht bei (siehe Bild 5.1).

A1.2.1 Zwischengeschoss

a) Lasten:

Läden: $q_d = \gamma_g \cdot q_g + \gamma_a \cdot q_a + \psi_{acc} \cdot q_n = 1.0 \cdot (0.25 \cdot 25) + 1.0 \cdot 3.0 + 1.0 \cdot 5.0 = 14.25\ kN/m^2$

Büros: $q_d = \gamma_g \cdot q_g + \gamma_a \cdot q_a + \psi_{acc} \cdot q_n = 1.0 \cdot (0.25 \cdot 25) + 1.0 \cdot 5.0 + 0.3 \cdot 3.0 = 12.15\ kN/m^2$

Tragende Elemente (Unterzüge, Stützen, Wände): $G = 1000\ kN$ (geschätzt)

b) Stockwerksmasse:

$$m_1 = \frac{G_1}{g} = \frac{(4.10 \cdot 53.2 + 13.5 \cdot 43.7) \cdot 14.25 + (15.8 \cdot 13.5) \cdot 12.15 + 1000}{10} = 1510\ t \qquad \text{(A1.1)}$$

c) Einzugsflächen der Wände (siehe Bild A1.1):

Wand W1: $A_{N1} = 8.9 \cdot 2.1 = 18.7\ m^2$
Wand W2: $A_{N2} = 9.0 \cdot 2.5 = 22.5\ m^2$
Wand W3: $A_{N3} = 8.9 \cdot 1.6 = 14.2\ m^2$
Wand W4: $A_{N4} = 7.5 \cdot 2.0 = 15.0\ m^2$
Wand W11: $A_{N11} = 8.4 \cdot 4.7 = 39.5\ m^2$
Wand W12: $A_{N12} = 8.4 \cdot 4.7 = 39.5\ m^2$
Wand W13: $A_{N13} = 8.4 \cdot 6.3 = 52.9\ m^2$

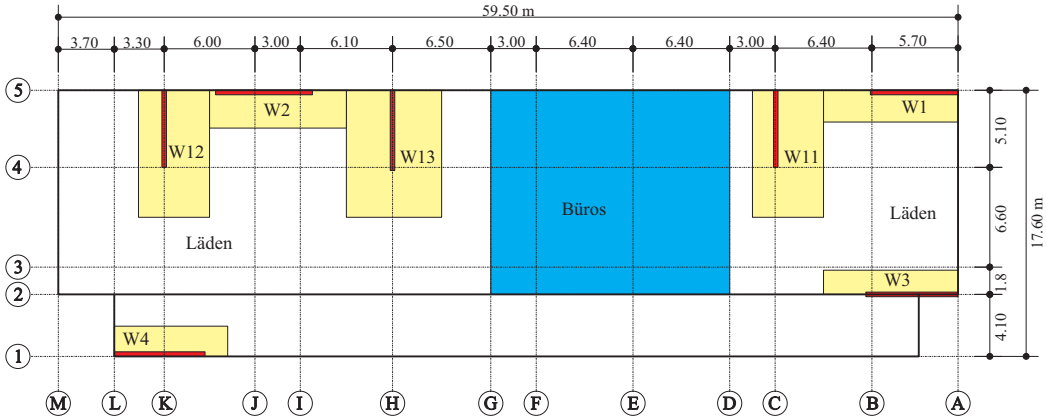


Bild A1.1: Grundriss des Zwischengeschosses mit Nutzungs- und Einzugsflächen

A1.2.2 Erstes, zweites und drittes Obergeschoss

a) Lasten:

Wohnungen: $q_d = \gamma_g \cdot q_g + \gamma_a \cdot q_a + \psi_{acc} \cdot q_n = 1.0 \cdot (0.22 \cdot 25) + 1.0 \cdot 5.5 + 0.3 \cdot 2.0 = 11.60\ kN/m^2$
Büros: $q_d = \gamma_g \cdot q_g + \gamma_a \cdot q_a + \psi_{acc} \cdot q_n = 1.0 \cdot (0.22 \cdot 25) + 1.0 \cdot 5.0 + 0.3 \cdot 3.0 = 11.40\ kN/m^2$
Balkone: $q_d = \gamma_g \cdot q_g + \gamma_a \cdot q_a + \psi_{acc} \cdot q_n = 1.0 \cdot (0.22 \cdot 25) + 1.0 \cdot 1.5 + 0.3 \cdot 4.0 = 8.20\ kN/m^2$
Tragende Elemente (Unterzüge, Stützen, Wände): $G = 1000\ kN$ (geschätzt)

Wohnungen und Büros werden gleich behandelt mit $q_d = 11.50\ kN/m^2$

b) Stockwerksmasse:

$$m_{2...4} = \frac{G_{2...4}}{g} = \frac{(4.10 \cdot 53.2 + 13.5 \cdot 59.5 - 28.7) \cdot 11.50 + 59.1 \cdot 8.20 + 1000}{10} = 1290\ t \qquad \text{(A1.2)}$$

c) Einzugsflächen der Wände (siehe Bild A1.2):

Wand W1: $A_{N1} = 8.9 \cdot 2.1 = 18.7\ m^2$
Wand W2: $A_{N2} = A_{Decke} + A_{Balkon} = (6.8 \cdot 2.5 + 1.1 \cdot 2.3) + 2.3 \cdot 2.8 = 19.5 + 6.4\ m^2$
Wand W3: $A_{N3} = 8.9 \cdot 1.6 + 6.3 \cdot 2.1 = 27.5\ m^2$
Wand W4: $A_{N4} = A_{Decke} + A_{Balkon} = 7.5 \cdot 2.0 + 3.0 \cdot 1.5 = 15.0 + 4.5\ m^2$
Wand W11: $A_{N11} = 8.4 \cdot 4.7 = 39.5\ m^2$
Wand W12: $A_{N12} = 8.4 \cdot 6.5 = 54.6\ m^2$
Wand W13: $A_{N13} = A_{Decke} + A_{Balkon} = 7.0 \cdot 6.3 + 2.8 \cdot 6.3 = 44.1 + 17.6\ m^2$

A1.2.3 Viertes Obergeschoss

a) Lasten:

Wohnungen: $q_d = \gamma_g \cdot q_g + \gamma_a \cdot q_a + \psi_{acc} \cdot q_n = 1.0 \cdot (0.22 \cdot 25) + 1.0 \cdot 5.5 + 0.3 \cdot 2.0 = 11.60\ kN/m^2$
Büros: $q_d = \gamma_g \cdot q_g + \gamma_a \cdot q_a + \psi_{acc} \cdot q_n = 1.0 \cdot (0.22 \cdot 25) + 1.0 \cdot 5.0 + 0.3 \cdot 3.0 = 11.40\ kN/m^2$
Balkone: $q_d = \gamma_g \cdot q_g + \gamma_a \cdot q_a + \psi_{acc} \cdot q_n = 1.0 \cdot (0.22 \cdot 25) + 1.0 \cdot 1.5 + 0.3 \cdot 4.0 = 8.20\ kN/m^2$

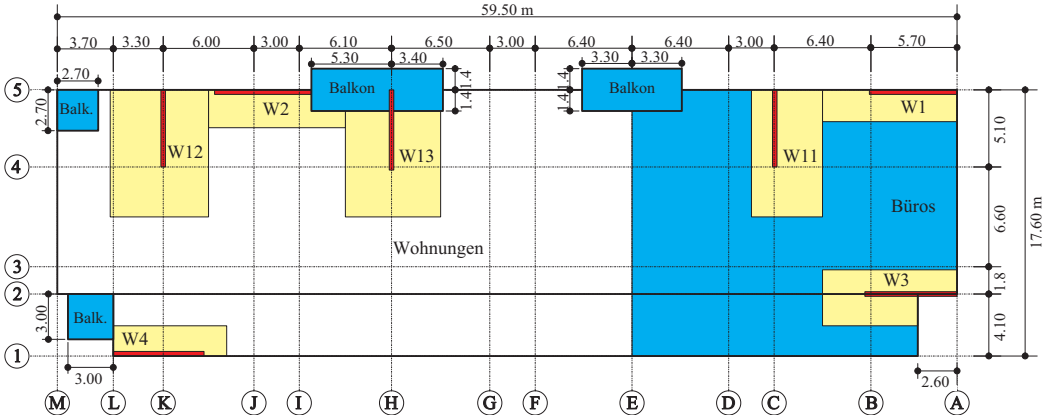


Bild A1.2: Grundriss des ersten, zweiten und dritten Obergeschosses mit Nutzungs- und Einzugsflächen

Tragende Elemente (Unterzüge, Stützen, Wände): $G = 1000\ \text{kN}$ (geschätzt)

Wohnungen und Büros werden gleich behandelt mit $q_d = 11.50\ \text{kN/m}^2$

b) Stockwerksmasse:

$$m_5 = \frac{G_5}{g} = \frac{(13.5 \cdot 59.5 - 28.7) \cdot 11.50 + (4.1 \cdot 53.2 + 50.1) \cdot 8.20 + 1000}{10} = 1211\ \text{t} \qquad \text{(A1.3)}$$

c) Einzugsflächen der Wände (siehe Bild A1.3):

Wand W1: $A_{N1} = 8.9 \cdot 2.1 = 18.7\ \text{m}^2$
Wand W2: $A_{N2} = A_{Decke} + A_{Balkon} = (6.8 \cdot 2.5 + 1.1 \cdot 2.3) + 2.3 \cdot 2.8 = 19.5 + 6.4\ \text{m}^2$
Wand W3: $A_{N3} = A_{Decke} + A_{Balkon} = 8.9 \cdot 1.6 + 6.3 \cdot 2.1 = 14.2 + 13.2\ \text{m}^2$
Wand W4: $A_{N4} = 7.5 \cdot 2.0 = 15\ \text{m}^2$
Wand W11: $A_{N11} = 8.4 \cdot 4.7 = 39.5\ \text{m}^2$
Wand W12: $A_{N12} = 8.4 \cdot 6.5 = 54.6\ \text{m}^2$
Wand W13: $A_{N13} = A_{Decke} + A_{Balkon} = 7.0 \cdot 6.3 + 2.8 \cdot 6.3 = 44.1 + 17.6\ \text{m}^2$

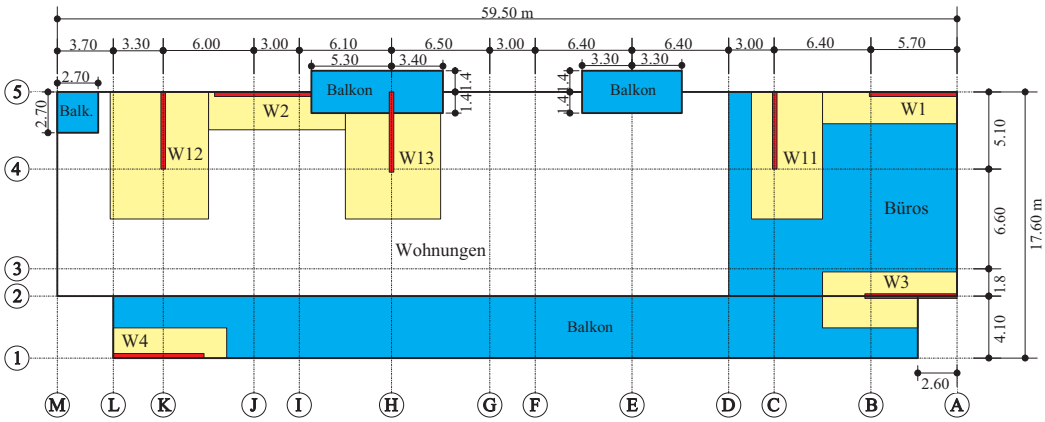


Bild A1.3: Grundriss des vierten Obergeschosses mit Nutzungs und Einzugsflächen

A1.2.4 Attikageschoss

a) Lasten:

Wohnungen: $q_d = \gamma_g \cdot q_g + \gamma_a \cdot q_a + \psi_{acc} \cdot q_n = 1.0 \cdot (0.22 \cdot 25) + 1.0 \cdot 5.5 + 0.3 \cdot 2.0 = 11.60\ \text{kN/m}^2$

Balkone: $q_d = \gamma_g \cdot q_g + \gamma_a \cdot q_a + \psi_{acc} \cdot q_n = 1.0 \cdot (0.22 \cdot 25) + 1.0 \cdot 1.5 + 0.3 \cdot 4.0 = 8.20\ \text{kN/m}^2$
Tragende Elemente (Unterzüge, Stützen, Wände): $G = 1000\ \text{kN}$ (geschätzt)

b) Stockwerksmasse

$$m_6 = \frac{G_6}{g} = \frac{558.5 \cdot 11.50 + (59.5 \cdot 13.5 + 14.0 - 558.5) \cdot 8.20 + 1000}{10} = 954\ \text{t} \qquad \text{(A1.4)}$$

c) Einzugsflächen der Wände (siehe Bild A1.4):

Wand W1: $A_{N1} = A_{Decke} + A_{Balkon} = 7.1 \cdot 2.5 + 2.5 \cdot 1.8 = 17.8 + 4.5\ \text{m}^2$
Wand W2: $A_{N2} = A_{Decke} + A_{Balkon} = 9.0 \cdot 0.5 + 9.0 \cdot 2.0 = 4.5 + 18.0\ \text{m}^2$
Wand W3: $A_{N3} = 8.9 \cdot 1.6 = 14.2\ \text{m}^2$
Wand W4: $A_{N4} = 0\ \text{m}^2$
Wand W11: $A_{N11} = A_{Decke} + A_{Balkon} = (8.4 \cdot 4.7 - 2.0 \cdot 1.5) + (2.0 \cdot 1.5) = 36.5 + 3.0\ \text{m}^2$
Wand W12: $A_{N12} = A_{Decke} + A_{Balkon} = (6.4 \cdot 3.0 + 3.3 \cdot 3.5) + (5.1 \cdot 3.5 + 3.0 \cdot 2.0) = 30.8 + 23.9$
Wand W13: $A_{N13} = A_{Decke} + A_{Balkon} = (6.4 \cdot 6.3) + (6.3 \cdot 2.0 + 1.4 \cdot 3.4) = 40.3 + 17.4\ \text{m}^2$

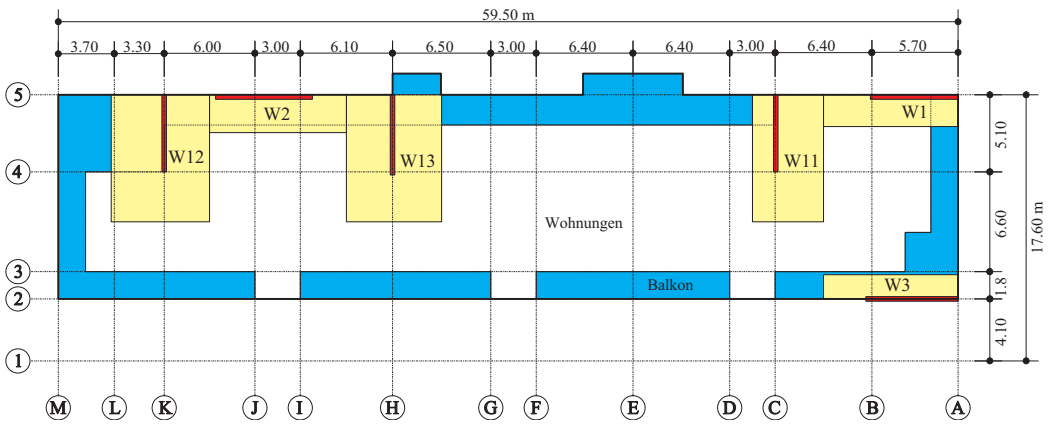


Bild A1.4: Grundriss des Attikageschosses mit Nutzungs- und Einzugsflächen

A1.2.5 Dach

a) Lasten:

Dach: $q_d = \gamma_g \cdot q_g + \gamma_a \cdot q_a = 1.0 \cdot (2.00) + 1.0 \cdot 2.0 = 4.0\ \text{kN/m}^2$
Tragende Elemente (Unterzüge, Stützen, Wände): $G = 800\ \text{kN}$ (geschätzt)

b) Stockwerksmasse

$$m_7 = \frac{G_7}{g} = \frac{558.5 \cdot 4.0 + 800}{10} = 303\ \text{t} \qquad \text{(A1.5)}$$

c) Einzugsflächen (siehe Bild A1.5):

Wand W1: $A_{N1} = 7.1 \cdot 2.5 = 17.8\ \text{m}^2$
Wand W2: $A_{N2} = 9.0 \cdot 1.55 = 14.0\ \text{m}^2$
Wand W3: $A_{N3} = 0\ \text{m}^2$
Wand W4: $A_{N4} = 0\ \text{m}^2$
Wand W11: $A_{N11} = 3.55 \cdot 3.2 + 1.5 \cdot 1.55 = 13.7\ \text{m}^2$
Wand W12: $A_{N12} = 6.5 \cdot 3.5 + 3.0 \cdot 3.1 = 32.1\ \text{m}^2$
Wand W13: $A_{N13} = 6.4 \cdot 6.3 = 40.3\ \text{m}^2$

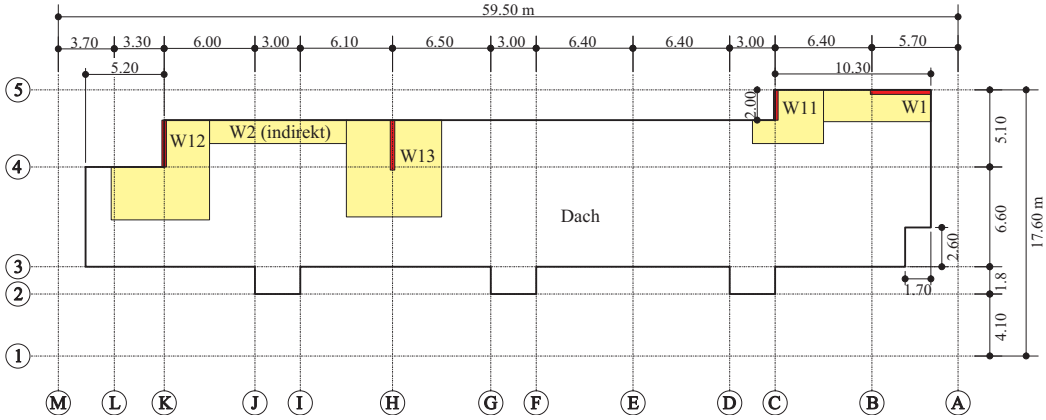


Bild A1.5: Grundriss des Daches mit Nutzungs- und Einzugsflächen

A1.3 Normalkräfte in den Wänden

A1.3.1 Wand W1

Stockwerk	Einzugsfläche [m^2]	Normalkraft aus Deckenlasten N_p [kN]	Normalkraft aus Wandeigengewicht N_g [kN]
ZG	18.7	$18.7 \cdot 14.25 = 266.5$	$(3.59 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 26.93 \cdot l_w$
1. OG	18.7	$18.7 \cdot 11.40 = 213.2$	$(3.38 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 25.35 \cdot l_w$
2. OG	18.7	$18.7 \cdot 11.40 = 213.2$	$(2.58 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 19.35 \cdot l_w$
3. OG	18.7	$18.7 \cdot 11.40 = 213.2$	$(2.58 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 19.35 \cdot l_w$
4. OG	18.7	$18.7 \cdot 11.40 = 213.2$	$(2.58 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 19.35 \cdot l_w$
Attika	17.8 + 4.5	$17.8 \cdot 11.40 + 4.5 \cdot 8.20 = 239.8$	$(2.58 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 19.35 \cdot l_w$
Dach	17.8	$17.8 \cdot 4.0 = 71.2$	$(3.50 \cdot 0.30 \cdot l_w/2) \cdot 25 = 13.13 \cdot l_w$
Total	-	1430.3	$142.81 \cdot l_w$

Tabelle A1.1: Normalkraft in der Wand W1

Die gesamte Normalkraft am Fuss der Wand W1 beträgt:

$$N_E = 1430.3 + 142.81 \cdot l_w \text{ [kN] mit } l_w \text{ in [m]} \tag{A1.6}$$

A1.3.2 Wand W2

Stockwerk	Einzugsfläche [m^2]	Normalkraft aus Deckenlasten N_p [kN]	Normalkraft aus Wandeigengewicht N_g [kN]
ZG	22.5	$22.5 \cdot 14.25 = 320.6$	$(3.59 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 26.93 \cdot l_w$
1. OG	19.5 + 6.4	$19.5 \cdot 11.60 + 6.4 \cdot 8.20 = 278.7$	$(3.38 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 25.35 \cdot l_w$
2. OG	19.5 + 6.4	$19.5 \cdot 11.60 + 6.4 \cdot 8.20 = 278.7$	$(2.58 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 19.35 \cdot l_w$
3. OG	19.5 + 6.4	$19.5 \cdot 11.60 + 6.4 \cdot 8.20 = 278.7$	$(2.58 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 19.35 \cdot l_w$
4. OG	19.5 + 6.4	$19.5 \cdot 11.60 + 6.4 \cdot 8.20 = 278.7$	$(2.58 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 19.35 \cdot l_w$
Attika	4.5 + 18.0	$4.5 \cdot 11.60 + 18.0 \cdot 8.20 = 199.8$	$(2.58 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 19.35 \cdot l_w$
Dach	14.0	$14.0 \cdot 4.0 = 56.0$	-
Total	-	1691.2	$129.68 \cdot l_w$

Tabelle A1.2: Normalkraft in der Wand W2

Die gesamte Normalkraft am Fuss der Wand W2 beträgt:

$$N_E = 1691.2 + 129.68 \cdot l_w \text{ [kN] mit } l_w \text{ in [m]} \tag{A1.7}$$

A1.3.3 Wand W3

Stockwerk	Einzugsfläche [m^2]	Normalkraft aus Deckenlasten N_p [kN]	Normalkraft aus Wandeigengewicht N_g [kN]
ZG	14.2	$14.2 \cdot 14.25 = 202.4$	$(3.59 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 26.93 \cdot l_w$
1. OG	27.5	$27.5 \cdot 11.40 = 313.5$	$(3.38 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 25.35 \cdot l_w$
2. OG	27.5	$27.5 \cdot 11.40 = 313.5$	$(2.58 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 19.35 \cdot l_w$
3. OG	27.5	$27.5 \cdot 11.40 = 313.5$	$(2.58 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 19.35 \cdot l_w$
4. OG	14.2 + 13.2	$14.2 \cdot 11.40 + 13.2 \cdot 8.20 = 270.1$	$(2.58 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 19.35 \cdot l_w$
Attika	14.2	$14.2 \cdot 8.2 = 116.4$	$(2.58 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 19.35 \cdot l_w$
Dach	-	-	-
Total	-	1529.4	$129.68 \cdot l_w$

Tabelle A1.3: Normalkraft in der Wand W3

Die gesamte Normalkraft am Fuss der Wand W3 beträgt:

$$N_E = 1529.4 + 129.68 \cdot l_w \text{ [kN] mit } l_w \text{ in [m]} \tag{A1.8}$$

A1.3.4 Wand W4

Stockwerk	Einzugsfläche [m^2]	Normalkraft aus Deckenlasten N_p [kN]	Normalkraft aus Wandeigengewicht N_g [kN]
ZG	15.0	$15.0 \cdot 14.25 = 213.8$	$(3.59 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 26.93 \cdot l_w$
1. OG	15.0 + 4.5	$15.0 \cdot 11.60 + 4.5 \cdot 8.20 = 210.9$	$(3.38 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 25.35 \cdot l_w$
2. OG	15.0 + 4.5	$15.0 \cdot 11.60 + 4.5 \cdot 8.20 = 210.9$	$(2.58 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 19.35 \cdot l_w$
3. OG	15.0 + 4.5	$15.0 \cdot 11.60 + 4.5 \cdot 8.20 = 210.9$	$(2.58 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 19.35 \cdot l_w$
4. OG	15.0	$15.0 \cdot 8.20 = 123.0$	$(2.58 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 19.35 \cdot l_w$
Attika	-	-	-
Dach	-	-	-
Total	-	969.5	$(14.71 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 110.33 \cdot l_w$

Tabelle A1.4: Normalkraft in der Wand W4

Die gesamte Normalkraft am Fuss der Wand W4 beträgt:

$$N_E = 969.5 + 110.33 \cdot l_w \text{ [kN] mit } l_w \text{ in [m]} \tag{A1.9}$$

A1.3.5 Wand W11

Stockwerk	Einzugsfläche [m^2]	Normalkraft aus Deckenlasten N_p [kN]	Normalkraft aus Wandeigengewicht N_g [kN]
ZG	39.5	$39.5 \cdot 14.25 = 562.9$	$(3.59 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 26.93 \cdot l_w$
1. OG	39.5	$39.5 \cdot 11.40 = 450.3$	$(3.38 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 25.35 \cdot l_w$
2. OG	39.5	$39.5 \cdot 11.40 = 450.3$	$(2.58 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 19.35 \cdot l_w$
3. OG	39.5	$39.5 \cdot 11.40 = 450.3$	$(2.58 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 19.35 \cdot l_w$
4. OG	39.5	$39.5 \cdot 11.40 = 450.3$	$(2.58 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 19.35 \cdot l_w$
Attika	36.5 + 3.0	$36.5 \cdot 11.60 + 3.0 \cdot 8.20 = 448.0$	$(2.58 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 19.35 \cdot l_w$
Dach	13.7	$13.7 \cdot 4.0 = 54.8$	$(3.50 \cdot 0.30 \cdot l_w/2) \cdot 25 = 13.13 \cdot l_w$
Total	-	2866.9	$142.81 \cdot l_w$

Tabelle A1.5: Normalkraft in der Wand W11

Die gesamte Normalkraft am Fuss der Wand W11 beträgt:

$$N_E = 2866.9 + 142.81 \cdot l_w \text{ [kN] mit } l_w \text{ in [m]} \tag{A1.10}$$

A1.3.6 Wand W12

Stockwerk	Einzugsfläche [m^2]	Normalkraft aus Deckenlasten N_p [kN]	Normalkraft aus Wandeigengewicht N_g [kN]
ZG	39.5	$39.5 \cdot 14.25 = 562.9$	$(3.59 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 26.93 \cdot l_w$
1. OG	54.6	$54.6 \cdot 11.60 = 633.4$	$(3.38 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 25.35 \cdot l_w$
2. OG	54.6	$54.6 \cdot 11.60 = 633.4$	$(2.58 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 19.35 \cdot l_w$
3. OG	54.6	$54.6 \cdot 11.60 = 633.4$	$(2.58 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 19.35 \cdot l_w$
4. OG	54.6	$54.6 \cdot 11.60 = 633.4$	$(2.58 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 19.35 \cdot l_w$
Attika	30.8 + 23.9	$30.8 \cdot 11.60 + 23.9 \cdot 8.20 = 553.3$	$(2.58 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 19.35 \cdot l_w$
Dach	32.1	$32.1 \cdot 4.0 = 128.4$	$(3.50 \cdot 0.30 \cdot l_w/2) \cdot 25 = 13.13 \cdot l_w$
Total	-	3778.2	$142.81 \cdot l_w$

Tabelle A1.6: Normalkraft in der Wand W12

Die gesamte Normalkraft am Fuss der Wand W12 beträgt:

$$N_E = 3778.2 + 142.81 \cdot l_w \text{ [kN] mit } l_w \text{ in [m]} \tag{A1.11}$$

A1.3.7 Wand W13

Stockwerk	Einzugsfläche [m^2]	Normalkraft aus Deckenlasten N_p [kN]	Normalkraft aus Wandeigengewicht N_g [kN]
ZG	52.9	$52.9 \cdot 14.25 = 753.8$	$(3.59 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 26.93 \cdot l_w$
1. OG	44.1 + 17.6	$44.1 \cdot 11.60 + 17.6 \cdot 8.20 = 655.9$	$(3.38 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 25.35 \cdot l_w$
2. OG	44.1 + 17.6	$44.1 \cdot 11.60 + 17.6 \cdot 8.20 = 655.9$	$(2.58 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 19.35 \cdot l_w$
3. OG	44.1 + 17.6	$44.1 \cdot 11.60 + 17.6 \cdot 8.20 = 655.9$	$(2.58 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 19.35 \cdot l_w$
4. OG	44.1 + 17.6	$44.1 \cdot 11.60 + 17.6 \cdot 8.20 = 655.9$	$(2.58 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 19.35 \cdot l_w$
Attika	40.3 + 17.4	$40.3 \cdot 11.60 + 17.4 \cdot 8.20 = 610.2$	$(2.58 \cdot 0.30 \cdot l_w) \cdot 25 = 19.35 \cdot l_w$
Dach	40.3	$40.3 \cdot 4.0 = 161.2$	$(3.50 \cdot 0.30 \cdot l_w/2) \cdot 25 = 13.13 \cdot l_w$
Total	-	4148.8	$142.81 \cdot l_w$

Tabelle A1.7: Normalkraft in der Wand W13

Die gesamte Normalkraft am Fuss der Wand W13 beträgt:

$$N_E = 4148.8 + 142.81 \cdot l_w \text{ [kN] mit } l_w \text{ in [m]} \tag{A1.12}$$

Anhang A2: Vergleich von unterschiedlichen dynamischen Systemen

A2.1 Einführung

In Abschnitt 5.2 wurde das Gebäude als regelmässiger Mehrmassenschwinger (MMS) modelliert. Zu Vergleichszwecken und aus didaktischen Gründen werden hier auch Rechengänge und Ergebnisse für die unregelmässigen 6- und 7-Massenschwinger (siehe Bild 5.1) dargestellt und mit den Ergebnissen des regelmässigen MMS verglichen.

A2.2 Unregelmässiger 6-Massenschwinger

Die Parameter zur Transformation des unregelmässigen 6-MS gemäss Bild 5.1 Variante B in einen äquivalenten modalen EMS werden mit dem Mathematik-Programm [Maple 97] berechnet. Dabei müssen sowohl die Steifigkeitsmatrix **K** des 6-MS als auch seine Massenmatrix **M** aufgestellt und das vollständige Eigenwertproblem gelöst werden.

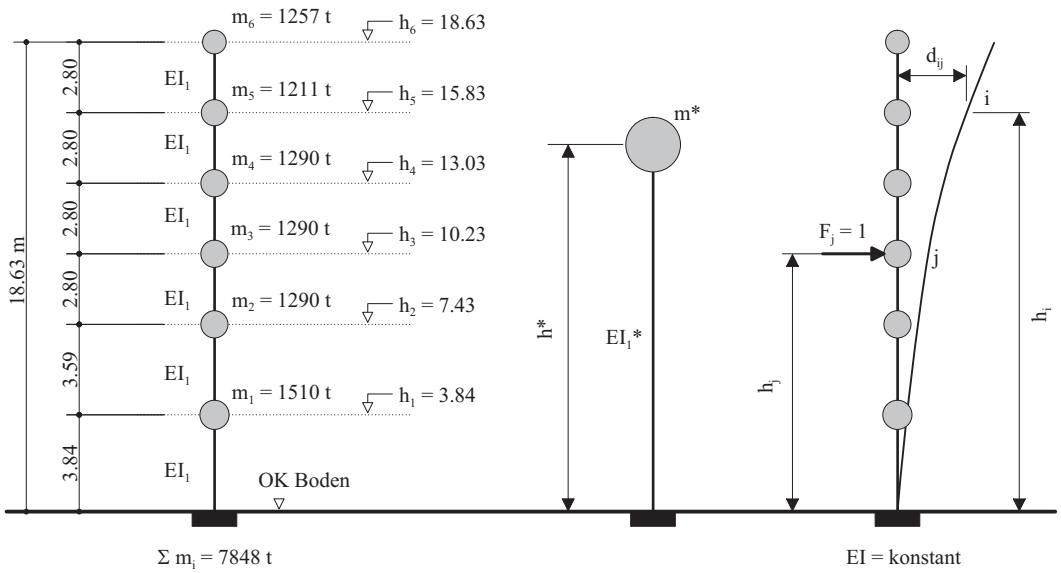


Bild A2.1: Geometrische Angaben zum unregelmässigen 6-MS (links) und zum äquivalenten modalen EMS (Mitte). Bezeichnungen zur Berechnung der Elemente der Nachgiebigkeitsmatrix des 6-MS (rechts).

Die Steifigkeitsmatrix des 6-MS wird aus der Inversion seiner Nachgiebigkeitsmatrix **D** bestimmt. Die Elemente d_{ij} der Nachgiebigkeitsmatrix stellen die Verschiebung entlang des Freiheitsgrades i infolge einer Einheitskraft $F_j = 1$, die entlang des Freiheitsgrades j wirkt, dar. Im Fall eines Kragarms können die Elemente mit Gleichung (A2.1) berechnet werden (siehe Bild A2.1).

$$d_{ij} = (3h_i - h_j)h_j^2 \cdot \frac{F_j}{6 \cdot EI} \tag{A2.1}$$

Die vollständige Nachgiebigkeitsmatrix des 6-MS ist:

$$\mathbf{D} = \frac{1}{6EI} \cdot \begin{bmatrix} 113.246 & 272.056 & 395.919 & 519.782 & 643.645 & 767.508 \\ & 820.344 & 1284.066 & 1747.787 & 2211.508 & 2675.229 \\ & & 2141.198 & 3020.282 & 3899.367 & 4778.451 \\ & & & 4424.490 & 5850.650 & 7276.809 \\ & \text{sym} & & & 7933.645 & 10038.591 \\ & & & & & 12932.085 \end{bmatrix} \tag{A2.2}$$

Die Steifigkeitsmatrix $\mathbf{K}$ ist die inverse Matrix der Nachgiebigkeitsmatrix und beträgt:

$$\mathbf{K} = \mathbf{D}^{-1} = 6EI \cdot \begin{bmatrix} 0.062966 & -0.048425 & 0.024147 & -0.006439 & 0.001610 & -0.000268 \\ & 0.0774560 & -0.069722 & 0.030740 & -0.007685 & 0.001281 \\ & & 0.104697 & -0.079547 & 0.031275 & -0.005212 \\ & & & 0.106247 & -0.0721156 & 0.019612 \\ & \text{sym} & & & 0.074971 & -0.027680 \\ & & & & & 0.012206 \end{bmatrix} \tag{A2.3}$$

Die Massenmatrix $\mathbf{M}$ ist diagonal und geht aus Bild A2.1 hervor:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} 1510 & & & & & \\ & 1290 & & & & 0 \\ & & 1290 & & & \\ & & & 1290 & & \\ & & & & 1211 & \\ & 0 & & & & 1257 \end{bmatrix} \tag{A2.4}$$

Um die Eigenkreisfrequenzen ω_n und um die Eigenvektoren ϕ_n des MMS bestimmen zu können, muss das Eigenwertproblem von Gleichung (A2.5) gelöst werden [Cho 95]:

$$[\mathbf{K} - \omega_n^2 \mathbf{M}]\phi_n = \mathbf{0} \tag{A2.5}$$

Gleichung (A2.5) hat eine nicht-triviale Lösung ($\phi_n \neq \mathbf{0}$), wenn $\det[\mathbf{K} - \omega_n^2 \mathbf{M}] = \mathbf{0}$. In diesem Fall ergibt sich die Grundfrequenz f_1:

$$f_1 = \frac{\omega_1}{2\pi} = 4.1667e^{-4} \cdot \frac{\sqrt{EI}}{2\pi} = 6.6314e^{-5} \cdot \sqrt{EI} \tag{A2.6}$$

Der zugehörige Eigenvektor $\tilde{\phi}_1$ wird:

$$\tilde{\phi}_1 = \begin{bmatrix} 0.065 & 0.2227 & 0.3902 & 0.5825 & 0.7886 & 1 \end{bmatrix} \tag{A2.7}$$

Nun können die Faktoren berechnet werden die notwendig sind, um den MMS in einen äquivalenten modalen EMS zu transformieren und zwar wie folgt [Cho 95]:

$$\tilde{m} = \tilde{\phi}_1^T \cdot \mathbf{M} \cdot \tilde{\phi}_1 = 2714.68 \text{ t}$$

$$\tilde{k} = \tilde{\phi}_1^T \cdot \mathbf{K} \cdot \tilde{\phi}_1 = 4.712e^{-4} \cdot EI \text{ kN/m}$$

$$\tilde{L} = \tilde{\phi}_1^T \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{1} = 3852.80 \text{ t}$$

$$\tilde{\Gamma} = \tilde{L}/\tilde{m} = 3852.80/2714.68 = 1.419$$

Die modale Masse m^* kann jetzt folgendermassen berechnet werden:

$$m^* = \tilde{\Gamma} \cdot \tilde{L} = 1.419 \cdot 3852.80 = 5468.06 \text{ t} \tag{A2.8}$$

$$\alpha_m^* = \frac{m^*}{m_{tot}} = \frac{5468.06}{7848} = 0.697 \tag{A2.9}$$

Die modale Höhe h^* beträgt:

$$h^* = \frac{\tilde{L}^\theta}{\tilde{L}} = \frac{\sum_{i=1}^{n} h_i \cdot m_i \cdot \tilde{\phi}_i}{\tilde{L}} = \frac{55989.83 \text{ tm}}{3852.80 \text{ t}} = 14.532 \text{ m} \tag{A2.10}$$

$$\alpha_h^* = \frac{h^*}{h} = \frac{14.532}{18.63} = 0.780 \tag{A2.11}$$

Die modale Steifigkeit k^* beträgt:

$$k^* = \tilde{\Gamma}^2 \tilde{k} = 1.419^2 \cdot 4.712e^{-4} \cdot EI \text{ kN/m} = 9.488e^{-4} \cdot EI \text{ kN/m} \tag{A2.12}$$

$$\alpha_k^* = \frac{k^* \cdot h^3}{EI} = \frac{9.488e^{-4} \cdot EI \cdot 18.63^3}{EI} = 6.138 \tag{A2.13}$$

A2.3 Unregelmässiger 7-Massenschwinger

Die Parameter zur Transformation des unregelmässigen 7-MS gemäss Bild 5.1 Variante A in einen äquivalenten modalen EMS werden mit dem FE-Programm “Statik-3” [Cub 96] berechnet. Weil die Parameter numerisch ermittelt werden, muss eine Annahme für EI getroffen werden; es ist aber zu bemerken, dass das gewählte EI keinen Einfluss auf die Parameter haben wird. In diesem Fall wird gewählt:

$$EI = 124.0 \times 10^6 \text{ kNm}^2$$

Im übrigen ist der 7-MS in Bild 5.1 vollständig beschrieben. Somit können die Eingabefiles für “Statik-3” vorbereitet werden. Dazu einige Hinweise:

“STS.INP”: Das Programm “Statik-3” arbeitet mit Bernoulli-Balkenelementen, die nach der Elastizitätstheorie exakt sind. Aus diesem Grund reicht es aus, ein Element pro Stockwerk zu benützen.

“STBM1.INP”: Die Stockwerksmassen m_i werden als konzentrierte Translationsmassen eingegeben.

“STl.INP”: Es muss der Befehl gegeben werden, um die erste Eigenfrequenz und die erste Eigenform des 7-MS zu berechnen.

“STR.INP”: Es muss der Befehl gegeben werden, um die Verformungen, die zur ersten Eigenform gehören, zu berechnen.

Die Parameter können jetzt anhand der verschiedenen Ausgabefiles folgendermassen berechnet werden: Die erste Eigenkreisfrequenz ω_1 und die Grundfrequenz f_1 ergeben sich aus dem File “STL.OUT”:

$$\omega_1 = 4.495 \text{ rad/s} \quad , \quad f_1 = 0.715 \text{ Hz} \tag{A2.14}$$

Der erste Eigenvektor entspricht der Verschiebung DX aus dem Lastfall “Erster Eigenvektor” und entsteht infolge “STR.INP”:

$$\phi_1 = \begin{bmatrix} 0.001197 & 0.004092 & 0.007191 & 0.010769 & 0.014630 & 0.018621 & 0.023683 \end{bmatrix} \tag{A2.15}$$

Durch Multiplikation mit $\alpha = 1/0.023683 = 42.2244$ wird das grösste Element von ϕ_1 auf Eins normiert, und es ergibt sich der Vektor $\tilde{\phi}_1$:

$$\tilde{\phi}_1 = \begin{bmatrix} 0.05054 & 0.17278 & 0.30364 & 0.45471 & 0.61774 & 0.78626 & 1 \end{bmatrix} \tag{A2.16}$$

Der Partizipationsfaktor Γ ist von der Normierung der Eigenvektors abhängig. Der Partizipationsfaktor für den Eigenvektor ϕ_1 aus Gleichung (A2.15) wird von “Statik-3” berechnet und im File “STL.OUT” angegeben:

$$\Gamma = 72.911 \tag{A2.17}$$

Der Partizipationsfaktor $\tilde{\Gamma}$ für den Eigenvektor $\tilde{\phi}_1$ beträgt hingegen:

$$\tilde{\Gamma} = \frac{\Gamma}{\alpha} = \frac{72.911}{42.2244} = 1.727 \tag{A2.18}$$

Um die modale Masse m^* und die modale Steifigkeit k^* berechnen zu können, muss zuerst die Massenmatrix $\mathbf{M}$ des Systems aufgestellt werden. Gemäss den Angaben von Bild 5.1 kann sie folgendermassen ausgedrückt werden:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} 1510 & & & & & & \\ & 1290 & & & & 0 & \\ & & 1290 & & & & \\ & & & 1290 & & & \\ & & & & 1211 & & \\ & 0 & & & & 954 & \\ & & & & & & 303 \end{bmatrix} \tag{A2.19}$$

Nun können noch einigen Hilfsgrössen bestimmt werden:

$$\tilde{m} = \tilde{\phi}_1^T \cdot \mathbf{M} \cdot \tilde{\phi}_1 = 1782.91 \text{ t}$$

$$\tilde{L} = \tilde{\Gamma} \cdot \tilde{m} = 1.727 \cdot 1782.91 = 3079.09 \text{ t}$$

$$\tilde{k} = \omega_1^2 \cdot \tilde{m} = 4.495^2 \cdot 1782.91 = 36023.78 \text{ kN/m}$$

Die modale Masse und die modale Steifigkeit können dann folgendermassen berechnet werden:

$$m^* = \tilde{\Gamma} \cdot \tilde{L} = 1.727 \cdot 3079.09 = 5317.59 \text{ t} \tag{A2.20}$$

$$k^* = \tilde{\Gamma}^2 \cdot \tilde{k} = 1.727^2 \cdot 36023.78 = 107441.97 \text{ kN/m} \tag{A2.21}$$

Die modale Höhe h^* und die gesuchten Parameter betragen:

$$h^* = \frac{\tilde{L}^{\theta}}{\tilde{L}} = \frac{\sum_{i=1}^{n} h_i \cdot m_i \cdot \tilde{\phi}_i}{\tilde{L}} = \frac{46120.99 \text{ tm}}{3079.09 \text{ t}} = 14.98 \text{ m} \tag{A2.22}$$

$$\alpha_m^* = \frac{m^*}{m_{tot}} = \frac{5317.59}{7848} = 0.678 \tag{A2.23}$$

$$\alpha_h^* = \frac{h^*}{h} = \frac{14.98}{22.13} = 0.677 \tag{A2.24}$$

$$\alpha_k^* = \frac{k^*}{EI/h^3} = \frac{107441.97}{124 \times 10^6 / 22.13^3} = 9.391 \tag{A2.25}$$

Die modale Masse m^* kann auch direkt mit “Statik-3” berechnet werden und zwar, falls vorhanden, mit dem Modul “STM-1”. Das Ausgabefile “STM.OUT” gibt direkt die modale Masse:

$$m^* = m_e = 5316.07 \text{ t} \tag{A2.26}$$

A2.4 Vergleich der Resultate

In diesem Abschnitt werden die drei MMS von Bild 5.1 in Bezug auf ihre dynamischen Eigenschaften kurz verglichen. Diese sind die Eigenfrequenz f_1, die Erdbebenersatzkraft V_E und das Biegemoment infolge Ersatzkraft M_E.

a) Verhältnis der Eigenfrequenzen

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k^*}{m^*}} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{\alpha_k^* \cdot (EI/h^3)}{\alpha_m^* \cdot m_{tot}}} \qquad \text{Gl. (G.58)}$$

In diesem Fall gilt: $EI = \text{Konst}$ und $m_{tot} = \text{Konst}$, deshalb:

$$f_{1,a} = \beta \cdot f_{1,b} \qquad \text{wobei} \qquad \beta = \sqrt{\frac{\alpha_{k,a}^* \cdot \alpha_{m,b}^* \cdot h_b^3}{\alpha_{k,b}^* \cdot \alpha_{m,a}^* \cdot h_a^3}} \tag{A2.27}$$

b) Verhältnis der Ersatzkräfte V_E im Bereich konstanter Pseudogeschwindigkeit

$$V_E = m^* \cdot \frac{S_{a,C}}{f_C \cdot \mu_\Delta} \cdot f_1 \qquad \text{Gl. (G.66)}$$

In diesem Fall gilt: $S_{a,C} = \text{Konst}$, $f_C = \text{Konst}$ und $\mu_\Delta = \text{Konst}$, deshalb:

$$V_{E,a} = \beta \cdot V_{E,b} \qquad \text{wobei} \qquad \beta = \frac{\alpha_{m,a}^* \cdot f_{1,a}}{\alpha_{m,b}^* \cdot f_{1,b}} \tag{A2.28}$$

c) Verhältnis der Biegemomente M_E infolge der Ersatzkräfte V_E im Bereich konstanter Pseudogeschwindigkeit

$$M_E = V_E \cdot h^* \qquad \text{Gl. (G.57)}$$

$$M_{E,a} = \beta \cdot M_{E,b} \qquad \text{wobei} \qquad \beta = \frac{V_{E,a} \cdot h_a \cdot \alpha^*_{h,a}}{V_{E,b} \cdot h_b \cdot \alpha^*_{h,b}} \tag{A2.29}$$

Diese Verhältnisse sind in Tabelle A2.1 ausgewertet, wobei die Eigenschaften des 7-MS als Referenz genommen wurden.

Dimensionslosen Grössen	Variante A: unregelmässiger 7-MS	Variante B: unregelmässiger 6-MS	Variante C: regelmässiger 6-MS
$\tilde{\Gamma}$	1.727	1.419	1.410
α^*_m	0.678	0.697	0.667
α^*_h	0.677	0.780	0.783
α^*_k	9.391	6.138	6.054
f_1	$1.000 \cdot f$	$1.032 \cdot f$	$1.048 \cdot f$
V_E	$1.000 \cdot V$	$1.061 \cdot V$	$1.031 \cdot V$
M_E	$1.000 \cdot M$	$1.029 \cdot M$	$1.004 \cdot M$

Tabelle A2.1: Vergleich der dynamischen Eigenschaften der drei MMS von Bild 5.1

Es zeigt sich, dass im Hinblick auf die Bemessung des Gebäudes anhand des Bemessungsverfahrens von Abschnitt G.6.7 die drei Modellierungen praktisch gleichwertig sind. Variante C ist mit Sicherheit die einfachste, und damit können problemlos die 7 Schritte des Bemessungsverfahrens durchgeführt werden.

Die Massen des regelmässigen 6-MS befinden sich nicht auf der gleichen Höhe wie die wirklichen Stockwerksmassen (siehe Bild 5.1), deshalb könnten allenfalls Fragen zur Berechnung der Schnittkräfte entlang des MMS auftreten. Die Schnittkräfte wurden deshalb für alle drei Varianten berechnet und in Bild A2.2 dargestellt. Es zeigt sich, dass auch in dieser Hinsicht Variante C durchaus brauchbare Resultate liefert, wenn man bedenkt, was für Unsicherheiten im Erdbebeningenieurwesen ohnehin vorhanden sind. Deshalb wird im Beispiel mit Variante C weitergerechnet.

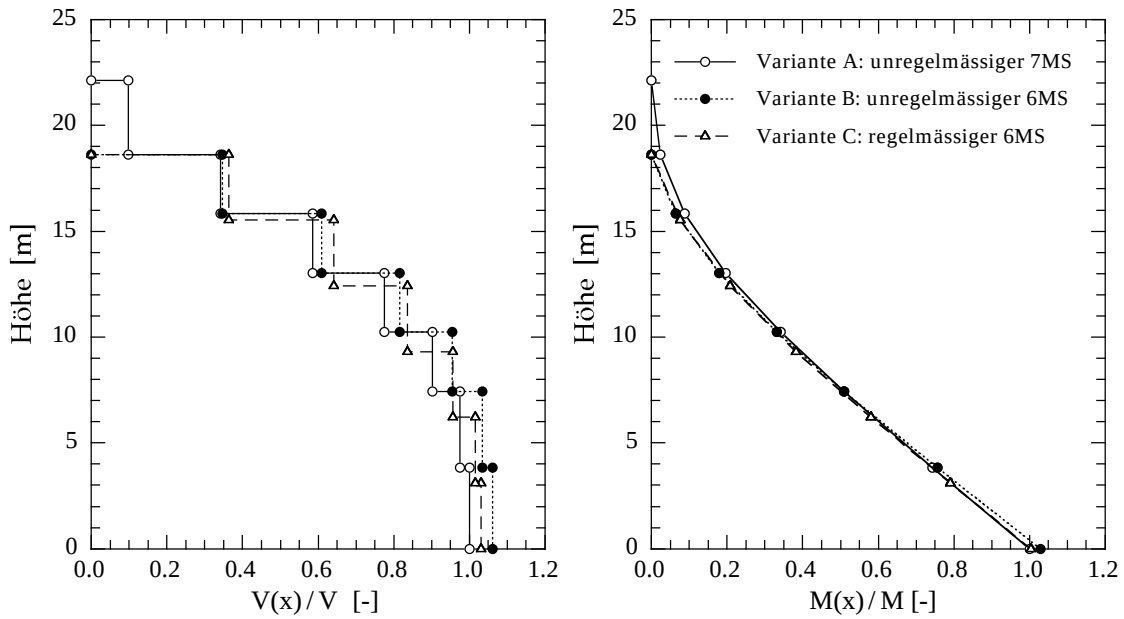


Bild A2.2: Vergleich der Schnittkräfte der drei MMS von Bild 5.1

Anhang A3: Kontrolle der Windeinwirkung

A3.1 Nachweis in Querrichtung

Der Windnachweis wird gemäss der Norm SIA 160 Ziffer 4.06 und den dortigen Bezeichnungen durchgeführt. Dabei wird die im vorliegenden Fall geringe Torsion nicht berücksichtigt.

Wegen der grösseren Windangriffsfläche ist die Querrichtung mit Wirkung der Wände W11 und W12 massgebend. Die Abmessungen des Gebäudes betragen h = 22.3 m, b = 59.5 m, l = 17.6 m.

Die globale Windkraft beträgt:

$$Q_j = C_j \cdot C_{red} \cdot C_{dyn} \cdot C_h \cdot q \cdot A_j \tag{A3.1}$$

Für die Windrichtung $\varphi = 0°$ gilt:

C_j	$= 1.09$	(für h:b:l = 1.2:3.4:1 ≅ 1.5:2:1 mit $\alpha = 10°$ Tab. 41)
C_{red}	$= 0.76$	(für b:h ≅ 2.7, h = 22.3 m)
C_{dyn}	$= 1.0$	(Fall 1)
C_h	$= 1.05$	(Mittel zw. Stadt und kleinere Ortschaft)
q	$= q_r = 1.1\ kN/m^2$	(Föhntal)
A_j	$= b \cdot h = 59.5 \cdot 22.3\ m = 1327\ m^2$	
Q_j	$= 1.09 \cdot 0.76 \cdot 1.0 \cdot 1.05 \cdot 1.1\ kN/m^2 \cdot 1327\ m^2 = 0.96\ kN/m^2 \cdot 1327\ m^2 = 1274\ kN$	

Das totale Moment infolge Wind im Einspannquerschnitt des Gebäudes ergibt sich zu:

$$M_{tot} = Q_j \cdot h/2 = 1274 \cdot 22.3/2 = 14205\ \text{kNm} \tag{A3.2}$$

Der Bemessungswert der Einwirkung beträgt:

$$M_d = \gamma_Q \cdot M_{tot} = 1.5 \cdot 14205 = 21308\ \text{kNm} \tag{A3.3}$$

Für den Windnachweis muss der Biegewiderstand der Wände $M_R(N_E, \rho_t) = M_R(N_E)$ aus Tabelle 6.2 durch den Biegewiderstand, der mit dem abgeminderten Bemessungswert der Normalkraft $M_R(\gamma_{G,\,min} \cdot N_E) = M_R(0.8 \cdot N_E)$ berechnet wird, ersetzt werden. Die Reduktion des Biegewiderstandes einer Wand beträgt $\Delta N \cdot r$ mit der Normalkraftdifferenz $\Delta N = 0.2 N_E$ und dem Hebelarm $r \cong 0.45 \cdot l_w = 0.45 \cdot 5.10 = 2.30$ m. Es ergibt sich:

Wand W11: $\Delta N \cdot r = 0.2 \cdot 3595 \cdot 2.30 = 1654$ kNm

$M_R(0.8 \cdot N_E) = 24010 - 1654 = 22356$ kNm

Wand W12: $\Delta N \cdot r = 0.2 \cdot 4506 \cdot 2.30 = 2073$ kNm

$M_R(0.8 \cdot N_E) = 25598 - 2073 = 23425$ kNm

Der gesamte Biegewiderstand der Wände in Querrichtung für den Windnachweis beträgt:

$$M_R = 22356 + 23425 = 45781\ \text{kNm}$$

Damit wird die bekannte Bemessungsbedingung:

$$M_R \geq M_d \cdot \gamma_R : \qquad 45781 \text{ kNm} \geq 21308 \cdot 1.2 = 25570 \text{ kNm} \quad \text{OK!}$$

A3.2 Berücksichtigung der Rahmenwirkung

Im vorliegenden Beispiel ist somit der Windnachweis bereits mit der Berücksichtigung der Wandwiderstände erfüllt. Wäre das nicht der Fall, so könnte auch die Rahmenwirkung berücksichtigt werden. Eine Möglichkeit hiefür im Sinne einer groben Näherung wird im Folgenden unter Benützung von Ergebnissen von Kapitel 7 (ansonsten wären Schätzungen und evtl. ein iteratives Vorgehen erforderlich) kurz gezeigt. Dazu wird der Biegewiderstand der Wände entsprechend der Erhöhung der Ersatzkraft durch die Rahmenwirkung gemäss Bild 7.5 vergrössert:

$$M_{R,\,sys} = M_R \cdot \frac{V_m(\zeta = 0.34)}{V_y(\zeta = 0)} = 45781 \cdot \frac{4169}{2833} = 67371 \text{ kNm} \tag{A3.4}$$

Der Biegewiderstand des Systems in Querrichtung ist somit rund 50 % höher als der Biegewiderstand der Wände allein. Dazu muss nochmals betont werden, dass es sich um eine grobe Näherung handelt. Denn im Grenzzustand der Tragsicherheit ist die Wirkung des Systems bei Wind stark verschieden von derjenigen bei Erdbeben (unterschiedliches Verhältnis der Steifigkeiten von Rahmen und Wänden, unterschiedliche Kraftverteilung über die Gebäudehöhe). Wäre der gemäss (A3.4) abgeschätzte Widerstand von ähnlicher Grösse wie der mit γ_R multiplizierte Bemessungswert der Einwirkung gemäss (A3.3), so müsste eine genauere Rahmenberechnung für Wind mit entsprechenden Grenzwertlinien der Schnittkräfte und eine Überprüfung und eventuell Ergänzung der Bewehrungen durchgeführt werden.

A3.3 Grundsätzliches zum Windnachweis

Kürzliche Untersuchungen haben gezeigt, dass bei mehrgeschossigen Gebäuden mit Betondecken in der Schweiz auch in Zone 1 (relativ niedrige Seismizität) in den allermeisten Fällen die Erdbebeneinwirkung gegenüber der globalen Windeinwirkung für die Bemessung des Tragwerks massgebend ist [Gas 00]. Dabei können die einwirkenden Windkräfte durchaus grösser als die dank Duktilität und wirklichkeitsnaher Modellbildung oft stark abgeminderten Erdbebenkräfte sein. Keinesfalls darf aus einem Überwiegen der Windkräfte über die abgeminderten Erdbebenkräfte geschlossen werden, dass Wind massgebend und somit keine Erdbebenbemessung des Tragwerks notwendig sei (vgl. G.3.2). Denn das Tragwerk muss trotzdem duktil gestaltet werden.

Der Windnachweis ist zweckmässigerweise über den Biegewiderstand zu führen (wie oben gezeigt). Sofern die Bemessungsbedingung auch unter Berücksichtigung der Rahmenwirkung nicht erfüllt ist, muss die Anzahl der Wände bzw. die Summe der Wandwiderstände erhöht werden, was zu einer Reduktion der für das Bemessungsbeben erforderlichen Duktilität führt.

Auf eine duktile Gestaltung des Tragwerks kann grundsätzlich nur dann verzichtet werden, wenn

$$V_{Eel} \leq \alpha_w \cdot V_w \tag{A3.5}$$

V_{Eel}: "Elastische", d.h. nicht abgeminderte, Erdbebenersatzkraft
V_w: Bemessungswert der Windkraft (berechnet mit $\gamma_Q = 1.5$)
α_w: Koeffizient zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Hebelarme der Windkraft und der Erdbebenersatzkraft, i.a. $\alpha_w \cong 1.4$.

Anhang A4: Momenten-Krümmungs-Beziehungen der Wände

A4.1 Wand W11

Die Eigenschaften des umschnürten Betons - nach den Abschnitten 4.4.1 und G.5.1 - sind:

$$\rho_{quer} = \frac{4\varnothing 10}{h'' \cdot s} = \frac{4 \cdot 78.5}{540 \cdot 150} = 0.0039 \;,\; \rho_{längs} = \frac{2\varnothing 10}{h'' \cdot s} = \frac{2 \cdot 78.5}{240 \cdot 150} = 0.0044$$

$$f'_{quer} = 0.6 \cdot \rho_{quer} \cdot f_{yb} = 0.6 \cdot 0.0039 \cdot 460 = 1.08 \text{ MPa}$$

$$f'_{längs} = 0.6 \cdot \rho_{längs} \cdot f_{yb} = 0.6 \cdot 0.0044 \cdot 460 = 1.21 \text{ MPa}$$

$$\frac{f'_{quer}}{f'_c} = \frac{1.08}{28.6} = 0.038 \qquad \frac{f'_{längs}}{f'_c} = \frac{1.21}{28.6} = 0.042 \qquad K = 1.20 \;,\; f'_{cc} = 1.20 \cdot 28.6 = 34.3 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \cdot \left[1 + 5\left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1\right)\right] = 0.002 \cdot [1 + 5(1.20 - 1)] = 0.004$$

$$\rho_s = \rho_{quer} + \rho_{längs} = 0.0039 + 0.0044 = 0.0083 \;,\; \varepsilon_{sm} = 0.06$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \cdot \rho_s \cdot f_{y,b} \cdot \frac{\varepsilon_{sm}}{f'_{cc}} = 0.004 + 1.4 \cdot 0.0083 \cdot 460 \cdot \frac{0.06}{34.3} = 0.013$$

Wahl: $\varepsilon_{cm} = 0.008$ es folgt: $\beta = 0.91$ und $\alpha = \frac{0.85}{0.91} = 0.93$

Mit einem üblichen Querschnittsprogramm kann die Momenten-Krümmungs-Beziehung der Wand W11 berechnet werden.

In Bild A3.1 sind vier solche Kurven dargestellt. Die zwei punktierten Kurven wurden unter Berücksichtigung der mechanischen Eigenschaften des umschnürten Betons und unter Verwendung der Stahlgesetze b) bzw c) von Bild G.9 berechnet. Die ausgezogene Linie wurde unter Verwendung der mechanischen Eigenschaften des umschnürten Betons und des Stahlgesetzes d) von Bild G.9 berechnet. Die gestrichelte Linie ist eine bilineare Näherung der ausgezogenen Linie. Die Begriffe “Nominelles Fliessen”, “Gebrauchstauglichkeit” und “Versagen” sind in Anlehnung an [PK 00] definiert.

Die vorhandene Krümmungsduktilität beträgt:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{10.82 \times 10^{-3}}{0.88 \times 10^{-3}} = 12.3 \qquad \text{(A4.1)}$$

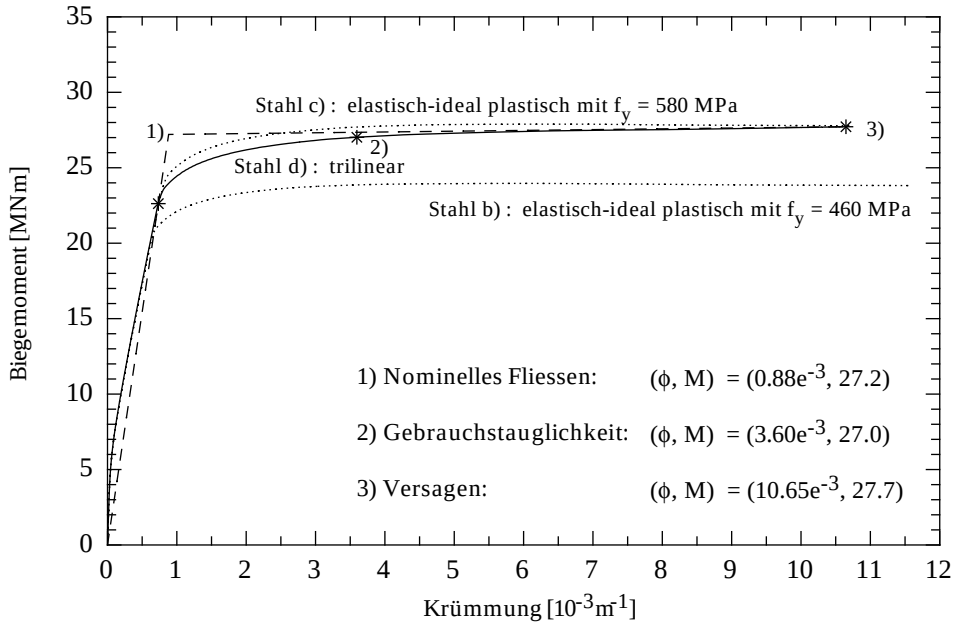


Bild A3.1: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Wand W11

A4.2 Wand W2

Die Eigenschaften des umschnürten Betons - nach den Abschnitten 4.4.1 und G.5.1 - sind:

$$\rho_{quer} = \frac{4\varnothing 6}{h'' \cdot s} = \frac{4 \cdot 28.3}{520 \cdot 100} = 0.0022 \;,\; \rho_{längs} = \frac{2\varnothing 8}{h'' \cdot s} = \frac{2 \cdot 50.3}{240 \cdot 100} = 0.0042$$

$$f'_{quer} = 0.6 \cdot \rho_{quer} \cdot f_{yb} = 0.6 \cdot 0.0022 \cdot 460 = 0.61 \text{ MPa}$$

$$f'_{längs} = 0.6 \cdot \rho_{längs} \cdot f_{yb} = 0.6 \cdot 0.042 \cdot 460 = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\frac{f'_{quer}}{f'_c} = \frac{0.61}{28.6} = 0.021 \qquad K = 1.15 \;,\; f'_{cc} = 1.15 \cdot 28.6 = 32.9 \text{ MPa}$$

$$\frac{f'_{längs}}{f'_c} = \frac{1.16}{28.6} = 0.041$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \cdot \left[1 + 5\left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1\right)\right] = 0.002 \cdot [1 + 5(1.15 - 1)] = 0.0035$$

$$\rho_s = \rho_{quer} + \rho_{längs} = 0.0022 + 0.0042 = 0.0064 \quad , \quad \varepsilon_{sm} = 0.06$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \cdot \rho_s \cdot f_{y,b} \cdot \frac{\varepsilon_{sm}}{f'_{cc}} = 0.004 + 1.4 \cdot 0.0064 \cdot 460 \cdot \frac{0.06}{32.9} = 0.012$$

Wahl: $\varepsilon_{cm} = 0.007$ es folgt: $\beta = 0.91$ und $\alpha = \frac{0.83}{0.91} = 0.91$

Mit einem üblichen Querschnittsprogramm kann die Momenten-Krümmungs-Beziehung der Wand W2 berechnet werden.

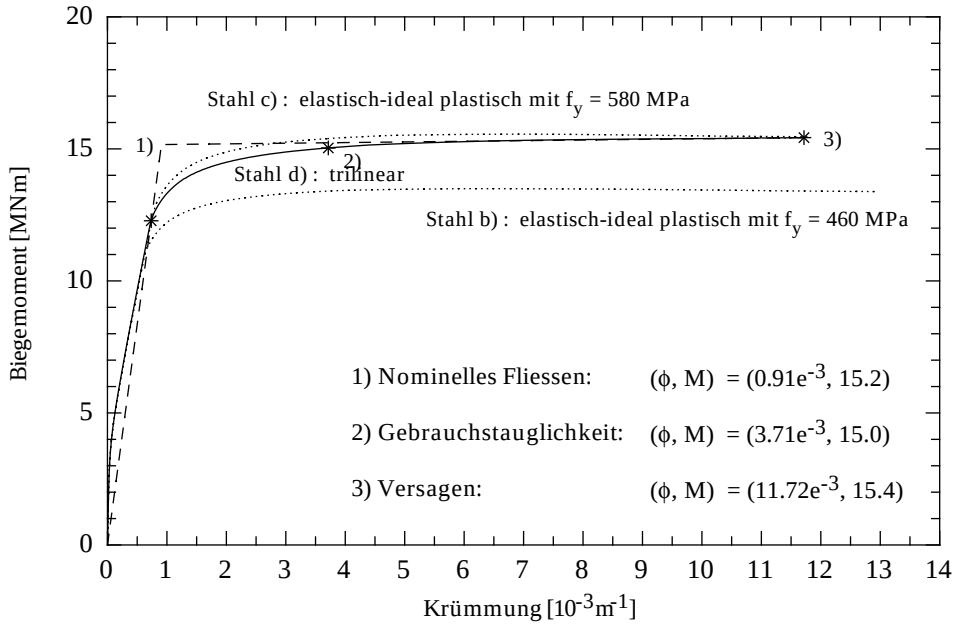


Bild A3.2: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Wand W2

In Bild A3.2 sind vier solche Kurven dargestellt. Die zwei punktierten Kurven wurden unter Berücksichtigung der mechanischen Eigenschaften des umschnürten Betons und unter Verwendung der Stahlgesetze b) bzw c) von Bild G.9 berechnet. Die ausgezogene Linie wurde unter Verwendung der mechanischen Eigenschaften des umschnürten Betons und des Stahlgesetzes d) von Bild G.9 berechnet. Die gestrichelte Linie ist eine bilineare Näherung der ausgezogenen Linie. Die Begriffe “Nominelles Fliessen”, “Gebrauchstauglichkeit” und “Versagen” sind in Anlehnung an [PK 00] definiert.

Die vorhandene Krümmungsduktilität beträgt:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{11.72\times10^{-3}}{0.91\times10^{-3}} = 12.9 \qquad \text{(A4.2)}$$

A4.3 Wand W3

Die Eigenschaften des umschnürten Betons - nach den Abschnitten 4.4.1 und G.5.1 - sind:

$$\rho_{quer} = \frac{4\varnothing8}{h'' \cdot s} = \frac{4 \cdot 50.3}{491 \cdot 100} = 0.0041 \;,\; \rho_{längs} = \frac{2\varnothing8}{h'' \cdot s} = \frac{2 \cdot 50.3}{240 \cdot 100} = 0.0042$$

$$f'_{quer} = 0.6 \cdot \rho_{quer} \cdot f_{yb} = 0.6 \cdot 0.0041 \cdot 460 = 1.13 \text{ MPa}$$

$$f'_{längs} = 0.6 \cdot \rho_{längs} \cdot f_{yb} = 0.6 \cdot 0.0042 \cdot 460 = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\frac{f'_{quer}}{f'_c} = \frac{1.13}{28.6} = 0.040$$

$$\frac{f'_{längs}}{f'_c} = \frac{1.16}{28.6} = 0.041$$

$$K = 1.20 \quad , \quad f'_{cc} = 1.20 \cdot 28.6 = 34.3 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \cdot \left[1 + 5\left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1\right)\right] = 0.002 \cdot [1 + 5(1.20 - 1)] = 0.004$$

$$\rho_s = \rho_{quer} + \rho_{längs} = 0.0041 + 0.0042 = 0.0083 \quad , \quad \varepsilon_{sm} = 0.06$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \cdot \rho_s \cdot f_{y,b} \cdot \frac{\varepsilon_{sm}}{f'_{cc}} = 0.004 + 1.4 \cdot 0.0083 \cdot 460 \cdot \frac{0.06}{34.3} = 0.013$$

Wahl: $\varepsilon_{cm} = 0.008$ es folgt: $\beta = 0.91$ und $\alpha = \frac{0.85}{0.91} = 0.93$

Mit einem üblichen Querschnittsprogramm kann die Momenten-Krümmungs-Beziehung der Wand W3 berechnet werden.

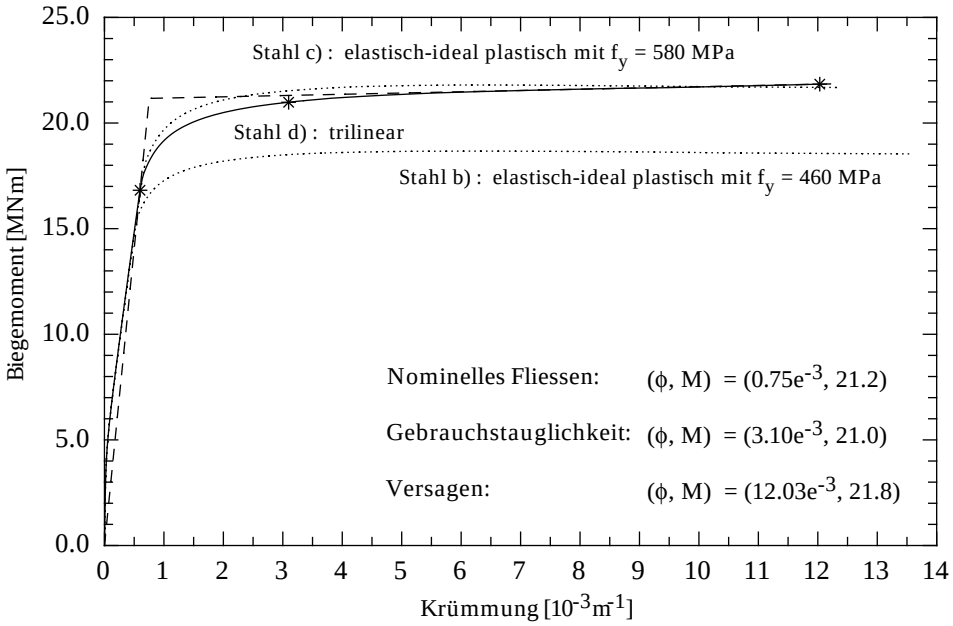


Bild A3.3: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Wand W3

In Bild A3.3 sind vier solche Kurven dargestellt. Die zwei punktierten Kurven wurden unter Berücksichtigung der mechanischen Eigenschaften des umschnürten Betons und unter Verwendung der Stahlgesetze b) bzw c) von Bild G.9 berechnet. Die ausgezogene Linie wurde unter Verwendung der mechanischen Eigenschaften des umschnürten Betons und des Stahlgesetzes d) von Bild G.9 berechnet. Die gestrichelte Linie ist eine bilineare Näherung der ausgezogenen Linie. Die Begriffe “Nominelles Fliessen”, “Gebrauchstauglichkeit” und “Versagen” sind in Anlehnung an [PK 00] definiert.

Die vorhandene Krümmungsduktilität beträgt:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{12.03 \times 10^{-3}}{0.75 \times 10^{-3}} = 16.0 \tag{A4.3}$$

Grundlagen: Erdbebengerechter Entwurf und verformungsorientierte Kapazitätsbemessung von Tragwandgebäuden

Hugo Bachmann und Alessandro Dazio

G.1 Gebäude mit schlanken Stahlbetontragwänden

In der Schweiz und in manchen anderen Ländern wurde die Erdbebengefahr lange Zeit stark unterschätzt. Seit einigen Jahren nimmt jedoch das Bewusstsein zu, dass grosse Anstrengungen erforderlich sind, um die Bauwerke erdbebensicherer zu machen. Einen erheblichen Handlungsbedarf gibt es insbesondere bei vielstöckigen Geschäfts- und Gewerbegebäuden, wo Güter und Menschenleben gefährdet sein können. Solche Gebäude werden zweckmässigerweise als Skelettbauten gestaltet, bei denen eine klare Trennung der Aufgaben der vertikalen Bauteile in "tragende Funktionen" und "raumabschliessende Funktionen" durchgeführt ist. Für die tragenden Funktionen werden einige wenige schlanke Stahlbetonwände und zahlreiche dünne Stützen vorgesehen, während die raumabschliessenden Funktionen durch nichttragende Zwischenwände und Fassadenbauteile übernommen werden. Von grosser Bedeutung ist, dass keine tragenden Wände aus Mauerwerk angeordnet werden.

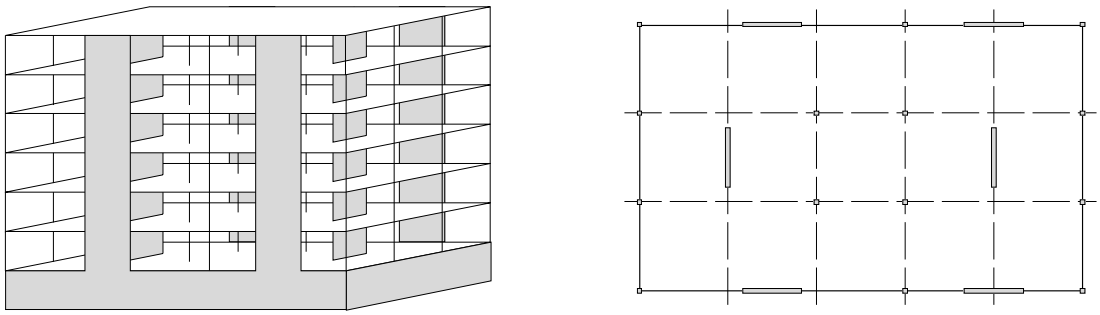


Bild G.1: Tragwandgebäude: Isometrie (links), Grundriss eines Obergeschosses (rechts)

Bild G.1 zeigt das *Tragwerk* eines solchen Gebäudes. Es besteht aus Decken, Stützen und Tragwänden:

- Die Decken können unterzugslose Flachdecken oder normale Stahlbetondecken mit Unterzügen in einer oder beiden Richtungen sein.
- Die Stützen haben einen möglichst kleinen Querschnitt und werden nur für Schwerelasten bemessen ("Schwerelaststützen"). Sie können hochfeste Stahlbetonstützen in Ortsbeton oder vorfabriziert, Beton-Stahl-Verbundstützen oder reine Stahlstützen sein, und sie können in den Decken eingespannt oder - meist einfacher und besser - an einem oder an beiden Enden gelenkartig gelagert sein. Die Stützen müssen den horizontalen Verformungen der Wände unter Erdbeben folgen können ohne ihren Tragwiderstand für Schwerelasten einzubüssen.
- Die Stahlbetontragwände haben vorteilhafterweise einen Rechteckquerschnitt, sind meist ziemlich schlank und müssen in einem oder mehreren sehr steifen Untergeschossen voll eingespannt sein. Die

Wände müssen als Kragarme die Erdbebenkräfte übernehmen und ein klar definiertes duktiles Verhalten aufweisen.

Solche Tragwandgebäude können auf relativ einfache Weise nach der Methode der verformungsorientierten Kapazitätsbemessung gestaltet werden. Sie weisen im Vergleich zu Gebäuden mit Mischsystemen aus tragenden Mauerwerkswänden und Rahmen, mit ausgeprägten Rahmensystemen oder mit Systemen mit Stahlbetonkernen grosse *Vorteile* auf:

- Flexibilität bei Nutzungsänderungen:
  Der Wegfall von grossflächigen tragenden Mauerwerkswänden führt zu einer maximalen Flexibilität bei immer häufiger vorkommenden Nutzungsänderungen. Die Raumaufteilung kann durch Versetzen von nichttragenden Zwischenwänden ohne kostspielige Abfangungen und somit ohne grossen Aufwand neuen Bedürfnissen angepasst werden.
- Platzersparnis:
  Die Schwerelaststützen erlauben mit ihrem wesentlich geringeren Querschnitt im Vergleich zu durch Biegung und Schub dominierten Stützen von Rahmen eine maximale Ausnützung der Grundfläche, was vor allem bei hohen Bodenpreisen von Bedeutung ist. Die Beanspruchung von Grundfläche durch einige wenige Tragwände fällt demgegenüber nur wenig ins Gewicht.
- Einfaches und übersichtliches Tragwerk:
  Tragwandsysteme mit einigen wenigen schlanken Stahlbetontragwänden mit Rechteckquerschnitt in beiden Richtungen weisen ein einfaches und übersichtliches Tragwerk und somit ein klar definiertes Erdbebenverhalten auf.
- Gute Steifigkeit:
  Tragwandsysteme sind unter Erdbebeneinwirkung steifer als entsprechende Rahmensysteme; dadurch entstehen geringere Schäden an den nichttragenden Bauteilen wie Zwischenwände und Fassadenbauteile. (Eine Ausnahme bilden Gebäude mit mehr als etwa 10 Stockwerken; hier können kombinierte Tragwand-Rahmen-Systeme eine geringere Stockwerksschiefstellung im oberen Teil des Gebäudes bewirken).
- Genügender Tragwiderstand und gute Duktilität:
  Tragwände mit Rechteckquerschnitt können problemlos für einen genügenden Tragwiderstand und eine gute Duktilität bemessen und gestaltet werden, sodass auch unter stärkeren Beben als das Bemessungsbeben kein Einsturz zu befürchten ist.
- Konsistente nichttragende Bauteile:
  Auf die Verformungen des Tragwerks abgestimmte und somit konsistent gewählte und gestaltete nichttragende Bauteile - vor allem Zwischenwände und Fassadenbauteile - weisen ebenfalls ein klar definiertes Erdbebenverhalten und somit ein voraussagbares Zusammenwirken mit dem Tragwerk auf.
- Vermeidung von Kernen:
  In der Vergangenheit wurden meist aus Schallschutz- und Brandschutzgründen Liftschächte und Treppenhäuser in aufwendiger Weise (komplizierte Schalungen und Bewehrungen) aus untereinander verbundenen Stahlbetonwänden als Kerne konzipiert und gleichzeitig für die Aufnahme horizontaler Einwirkungen (Wind, Erdbeben) ausgebildet. Moderne Lifte verursachen jedoch praktisch keinen Lärm mehr (z.B. Selbstfahrlifte), und zur Trittschalldämmung in Treppenhäusern stehen erprobte Systeme zur Verfügung. Auch Anforderungen des Brandschutzes (Brandabschnitte) können durch nichttragende Wände ebenso gut erfüllt werden. Traditionelle Kerne sind zudem relativ teuer; ihre Vermeidung kann deshalb Vorteile bieten.

- Einfache Ausführung:
  Tragwände mit Rechteckquerschnitt weisen eine wesentlich einfachere Schalung und Bewehrung auf als Wände mit zusammengesetztem Querschnitt. Auch Schwerelaststützen können standardisiert und sehr rationell hergestellt werden.
- Keine Mehrkosten:
  Insgesamt resultieren durch die Anwendung von kapazitätsbemessenen Tragwandsystemen im Vergleich zu herkömmlichen Systemen eine wesentlich grössere Sicherheit und geringere Schadenerwartung bei Erdbebeneinwirkung und eine erhöhte Flexibilität bei Nutzungsänderungen. Trotzdem ergeben sich im Allgemeinen keine oder keine wesentlichen Mehrkosten. In bestimmten Fällen können sogar Kosteneinsparungen entstehen.

Im Folgenden werden wichtige Aspekte des erdbebengerechten konzeptionellen Entwurfs des ganzen Gebäudes und der Bemessung und Gestaltung des Tragwerks und der nichttragenden Bauteile behandelt. Beim konzeptionellen Entwurf werden sämtliche Bauteile gewählt und deren Abmessungen provisorisch angenommen. Dies erfolgt auf Grund allgemeiner Regeln und ohne Berechnungen. Bei der Bemessung der Bauteile hingegen wird gezeigt, wie mit einfachen Handrechnungen alle wesentlichen Punkte erfasst werden können. Ausführliche dynamische Berechnungen oder andere aufwendige Computerberechnungen sind nicht erforderlich. Grosses Gewicht wird hingegen auf eine sorgfältige konstruktive Durchbildung gelegt.

G.2 Regeln für den Entwurf

Für den erdbebengerechten konzeptionellen Entwurf von Gebäuden mit Stahlbetontragwänden und einer Höhe von bis zu etwa 10 Stockwerken sind die folgenden Regeln zu beachteen:

- Anzahl und Höhe der Tragwände:
  In beiden Hauptrichtungen des Grundrisses sollen mindestens je 2 Wände, d.h. total $2 \times 2 = 4$, Wände angeordnet werden. Die Wände sollen im unteren Bereich des Gebäudes keine Aussparungen aufweisen und über die ganze Gebäudehöhe laufen.
- Anordnung der Tragwände:
  Vorteilhaft sind Wände, die im Grundriss an der Peripherie und einigermassen symmetrisch zu den Hauptaxen angeordnet sind (Bild G.2a und G.2b). Sofern die Wände im Innern des Gebäudes platziert werden (was durch die höhere Normalkraft und bezüglich der Fundation Vorteile bringen kann), sollen die Wände - gemessen in der Richtung der starken Axe des Wandquerschnittes - nicht mehr als etwa 1/4 der Gebäudeabmessung von der Peripherie entfernt sein (Bilder G.2c und G.2d). Mit dieser Anordnung kann Torsionseffekten wirksam begegnet werden. Für Wände in Gebäudeecken kann es problematisch sein, eine angemessene Fundation zu entwickeln.
- Querschnitt der Wände:
  Im Allgemeinen ist ein einfacher Rechteckquerschnitt vorzuziehen. Die Wandlänge l_w ist zwischen 3 und 6 m bzw. in der Grössenordnung von $h/3$ bis $h/5$ zu wählen (h = Gebäudehöhe). Bei gleicher akzeptierter Verformung wird eine schlankere Wand, welche die grössere Fliessverschiebung Δ_y hat, eine geringere Bemessungsduktilität μ_Δ aufweisen. Anstelle von einer längeren Wand können zwei kürzere vorgesehen werden; wenn der gesamte Widerstand in beiden Fällen gleich ist, weisen die zwei kürzeren Wände insgesamt eine kleinere Steifigkeit auf, und das Gebäude wird eine kleinere Eigenfrequenz haben (siehe Abschnitt G.6).
  Die Wand muss genügend dick sein, damit keine baulichen Probleme entstehen. Deshalb soll die Wanddicke b_w im Bereich von 260 bis 340 mm gewählt werden; ein bewährtes Mass ist 300 mm. Zusätzlich dazu müssen Stabilitätsprobleme im plastischen Bereich der Wand vermieden werden,

d.h. die Druckzone darf nicht seitlich ausknicken. Um dieses Ziel zu erreichen, wird die relativ konservative Gleichung (G.1) vorgeschlagen, die aus [PP 92] hergeleitet wurde:

$$b_w \geq (0.02 + 0.007 \cdot \mu_\Delta) \cdot l_w + 0.002 \cdot h_w \qquad \text{(G.1)}$$

μ_Δ: Bemessungsduktilität
l_w: Wandlänge
h_w: Gesamthöhe der Wand

Querschnitte mit Randelementen, die breiter als der Steg sind (etwa wie eine Stütze), erfordern einen wesentlich grösseren Aufwand für Schalung und Bewehrung; im Falle einer sehr hohen Normalkraft ($n > 0.15$, siehe Gleichung (G.34)) können Randelemente jedoch die Duktilität erheblich verbessern. Stark unsymmetrische Querschnitte, z.B. mit einseitigen Flanschen, welche einen T- oder L-Querschnitt bilden, weisen ein Verhalten auf, das von der Richtung der Erdbebeneinwirkung abhängig ist. Dies betrifft vor allem die Steifigkeit und das Duktilitätsangebot des Querschnittes. Die Steifigkeit kann in beiden Richtungen stark unterschiedlich sein, was zu einem komplizierten dynamischen Verhalten führt, das mit einem vereinfachten Bemessungsverfahren nur bedingt erfassbar ist. Das Duktilitätsangebot ist typischerweise in einer Richtung wesentlich kleiner. Dieses Duktilitätsangebot, das ohnehin konstruktiv schwieriger zu erreichen ist, legt das gesamte Duktilitätsangebot der Wand fest. Aus diesen Gründen sind solche Querschnitte zu vermeiden.

- Form der Geschossdecken:
  Die Geschossdecken müssen als praktisch starre Scheiben wirken (Diaphragmawirkung) um die Kräfte auf die vertikalen Tragelemente zu verteilen. Die Decken werden zusätzlich zu den Kräften aus der ersten Eigenform (statische Ersatzkräfte) auch durch dynamische Kräfte aus der Anregung höherer Eigenformen beansprucht und sind entsprechend nachzuweisen. Die Geschossdecken sollten eine möglichst kompakte Form haben. Grössere Öffnungen in der Umgebung einer Tragwand (z.B infolge eines Treppenhauses) müssen im Allgemeinen vermieden werden, da sonst die Trägheitskräfte bzw. die Scheibenkräfte der Decken nicht in die Wand eingeleitet werden können.

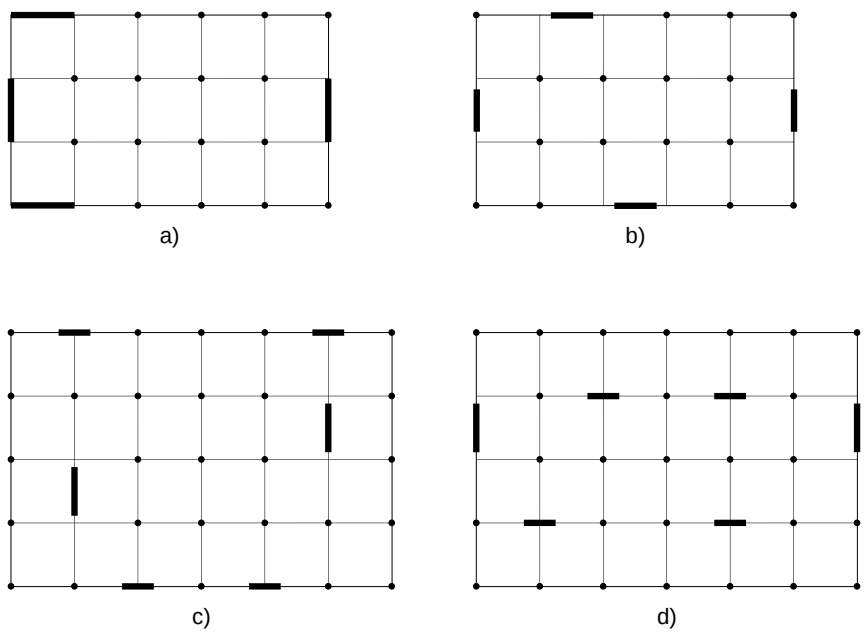


Bild G.2: Beispiele für die Anordnung der Tragwände im Grundriss

- Anschluss von Unterzügen an die Tragwände:
  Biegesteif angeschlossene Unterzüge von Decken können grosse Momente in die Tragwände einleiten und durch Rahmenwirkung zu unerwünschten Zwängen und Plastifizierungen führen. Unterzüge sind daher im Allgemeinen gelenkig an die Tragwände anzuschliessen, z.B. mit Querkraftdornen.
- Stützen in der Nähe von Wänden:
  In der Nähe von Wänden sollten keine Stützen angeordnet werden, weil die Biege- und Schubbeanspruchung kurzer Deckenfelder unter Erdbebeneinwirkung sehr gross sein kann. Dazu kommt, dass die vertikale Verlängerung des auf Zug beanspruchten Randes der Wände wesentlich grösser als diejenige der Stützen ist, was zum Durchstanzen von Wänden und allenfalls auch Stützen in den Decken führen kann.
- Art der Stützen:
  Schwerelaststützen müssen so bemessen und gestaltet sein, dass sie den Verformungen der Wände bzw. des ganzen Tragwerks ohne oder mit nur geringen plastischen Verformungen folgen können. Hiezu kann es in bestimmten Fällen zweckmässig sein, die Stützen an einem oder an beiden Enden gelenkig an die Decken anzuschliessen was auch konstruktive Vorteile bieten kann (z.B. vorfabrizierte Stützen). Durch gelenkige Anschlüsse der Stützen wird die Rahmenwirkung reduziert und ein klares, durch die Wände domniniertes dynamisches Verhalten erreicht.
- Verstärkung von Flachdecken:
  Bei der Bemessung von Flachdecken gegen Durchstanzen sind die Verformungen und Momente, die während eines Erdbebens durch biegesteif angeschlossene Stützen eingeleitet werden, zu betrachten; dabei kann jedoch die im Vergleich zum Lastfall Schwerelasten meist wesentlich kleinere Normalkraft berücksichtigt werden. Eine Verstärkung der Flachdecken in der Nähe der Stützen ist zu empfehlen.
- Untergeschosse und Fundation:
  Die Untergeschosse und die Fundation werden zweckmässigerweise als möglichst steifer Kasten aus Stahlbetonwänden und -Decken ausgebildet, in der die Tragwände voll eingespannt sind. Dabei sind insbesondere die folgenden Aspekte zu beachten: Weiterleitung der Schub-, Zug- und Druckkräfte aus Biegung und Querkraft der plastischen Bereiche der Wände über die Decken zu den Umfassungswänden und zur Bodenplatte inklusive allfällig notwendige Verstärkungen dieser Tragelemente und deren Verbindungen unter Beachtung eventuell vorhandener Aussparungen und Öffnungen, lokale Vergrösserung der Bodenpressungen im Bereich der Wände einschliesslich Verstärkung der Bodenplatte, sowie allfällige weitere Massnahmen. Da alle tragenden Elemente der Untergeschosse so bemessen werden müssen, dass sie elastisch bleiben, kann eine konventionelle Bemessung erfolgen.
- Zwischenwände und Fassadenbauteile:
  Nichttragende Zwischenwände und Fassadenbauteile können aus Kunststoff, Metall, Holz, Gips, Mauerwerk usw. bestehen und mit oder ohne Fugen in das Tragwerk eingebaut werden. In jedem Fall müssen die Verformungen des Tragwerks - repräsentiert durch die Stockwerksschiefstellung - und die Verformungsempfindlichkeit der nichttragenden Bauteile miteinander verglichen und allenfalls durch Massnahmen berücksichtigt werden. Insbesondere können Wände und Bauteile aus Gips und Mauerwerk seitlich entlang von Stützen und Tragwänden und oben gegenüber Decken durch Fugen vom Tragwerk abgetrennt werden. Die Fugen müssen dann durch ein sehr weiches Material - z.B. Gummischrot, kein Schaumstoff oder Kunststoff - verfüllt werden. Oft haben die nichttragende Bauteile, inklusive Fugen bestimmte Anforderungen bezüglich Schallschutz und Brandschutz zu erfüllen.

Diese Regeln können am besten durch eine enge Zusammenarbeit von Architekt und Ingenieur vom frühesten Entwurfsstadium an verwirklicht werden. Dadurch lassen sich meist erhebliche Kosteneinsparungen erzielen.

G.3 Erdbebeneinwirkung und Sicherheitskonzept

G.3.1 Bemessungsbeben und Schadengrenzebeben

Das *Bemessungsbeben* ist das für die allgemeine Bemessung von Tragwerk und nichttragenden Bauteilen des Gebäudes massgebende Erdbeben. Unter der Einwirkung des Bemessungsbebens müssen eine genügende Einsturzsicherheit des Tragwerks gewährleistet und evtl. weitere zusätzliche Bedingungen erfüllt sein. Das Bauwerk darf also unter keinen Umständen einstürzen, während Schäden am Tragwerk und an den nichttragenden Bauteteilen akzeptiert werden. Das Bemessungsbeben kann deshalb auch als Sicherheitsbeben bezeichnet werden.
Durch die Anwendung des hier vorgeschlagenen Bemessungsverfahrens kann ein vorhersehbares, definiertes Verhalten des Bauwerks unter der Einwirkung des Bemessungsbebens erreicht werden. Das Verfahren ermöglicht aber auch den weitgehenden Schutz vor Schäden unter der Einwirkung von Erdbeben, die eine geringere oder höchstens die gleiche Stärke haben wie das sogenannte *Schadengrenzebeben***.** Dieses Erdbeben markiert auf einer Skala der Erdbebenstärke gewissermassen die Schadengrenze, d.h. die Grenze bzw. den Übergang von unwesentlichen Schäden an Tragwerk und nichttragenden Bauteilen usw. zu wesentlichen Schäden wie breite Risse, Zerstörung von Zwischenwänden, usw.
Bild G.3 zeigt den Zusammenhang zwischen der Erdbebenstärke S - entsprechend der maximalen Bodenbeschleunigung - und der statistischen Wiederkehrperiode W (reziproker Wert der jährlichen Auftretenswahrscheinlichkeit) gemäss [Hut 86]. Die Kurve ist normiert auf ein Erdbeben mit $W = 475$ Jahre (Überschreitungswahrscheinlichkeit p = 10 % in 50 Jahren), d.h. $S(475) = 100\%$. Diese Wiederkehrperiode gehört zum Bemessungsbeben des [EC 8], während dem Bemessungsbeben in [SIA 160] $W = 400$ Jahre (p = 12 % in 50 Jahren) zugrunde liegt. Wird beispielsweise für das Schadengrenzebeben eine Wiederkehrperiode von $W = 100$ Jahre ("Jahrhundert-Erdbeben") gewählt, so hat dieses Beben die relative Stärke $S(100) = 37\%$ - wobei natürlich keine grosse Genauigkeit erwartet werden darf und es sich in Anbetracht der naturgemässen Streuungen nur um eine Grössenordnung handeln kann.
Gebäude mit Stahlbetontragwänden, die nach den hier dargelegten Grundsätzen entworfen und bemessen werden, eignen sich ausgezeichnet für die Wahl eines hohen Schutzniveaus, d.h. eines verhältnismässig starken Schadengrenzebebens, bis zu dem eben keine wesentlichen Erdbebenschäden auftreten. Entscheidend sind die zu treffenden Massnahmen, vor allem die Breite und Ausbildung der vertikalen sowie der horizontalen Fugen zwischen Tragwerk und nichttragenden Bauteilen; dabei müssen meist auch Aspekte des Luftschallschutzes und des Brandschutzes berücksichtigt werden. Natürlich ist die Wiederkehrperiode bzw. die Stärke des Schadengrenzebebens auch mit Rücksicht auf die praktische Ausführbarkeit und die Kosten dieser Massnahmen festzulegen (vgl. Abschnitt G.10).

G.3.2 Sicherheitskonzept

Das hier anzuwendende verformungsbasierte Bemessungsverfahren versucht zuerst, das tatsächliche Erdbebenverhalten des Gebäudes möglichst wirklichkeitsnah zu erfassen. Daher wird die dynamische Antwort im elastischen Beanspruchungsbereich mit dem wahrscheinlichen Verformungsverhalten des Tragwerks und den effektiven mitschwingenden Massen ermittelt. Anschliessend wird dem Tragwerk anhand der Kapazitätsbemessung ein eindeutiger, invarianter und stabiler plastischer Mechanismus zugewiesen. Das duktile Verhalten des Tragwerks wird benützt, um nach bekannten Regeln die normge-

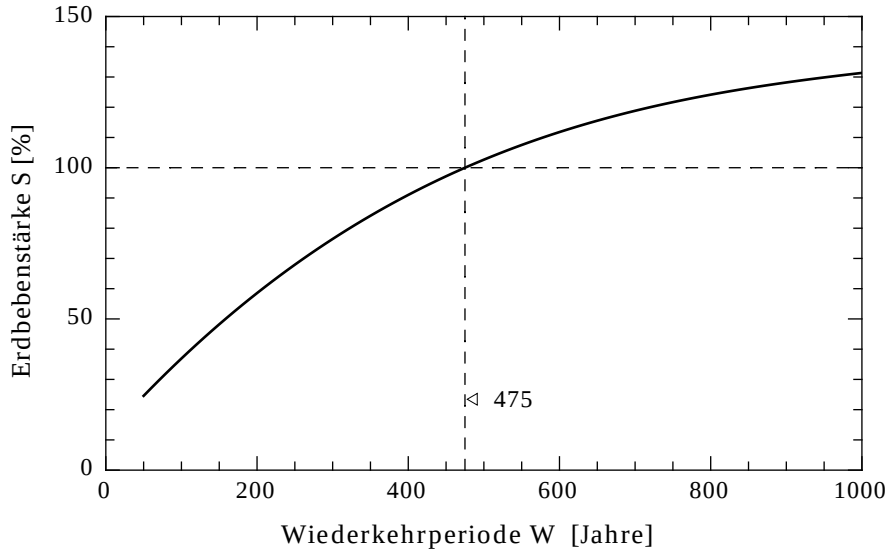


Bild G.3: Beziehung zwischen der Erdbebenstärke und der Wiederkehrperiode (nach [Hut 86])

mäss anzunehmenden Erdbebenkräfte abzumindern. Dabei wird vorerst eine beschränkte Bemessungsverschiebeduktilität ($\mu_\Delta = 2 \ldots 3$) angenommen, und die zulässige maximale Stockwerksschiefstellung wird konservativ festgelegt ($\delta_{max} = 1 \ldots 1.5\%$). Die konstruktive Durchbildung des Tragwerks wird hingegen für volle Bemessungsverschiebeduktilität ($\mu_\Delta = 5$) vorgenommen; das Tragwerk kann somit eine allfällige Überbeanspruchung infolge einer grösseren Erdbebeneinwirkung als das Bemessungsbeben, oder infolge Abweichungen zwischen geplanter und vorhandener Steifigkeit, ohne Einsturz überstehen.
Das hier vorgeschlagene Sicherheitskonzept besteht somit darin, dem Tragwerk ein grösseres Verformungsvermögen zu garantieren. Dieses Sicherheitskonzept unterscheidet sich massgeblich vom bisherigen Konzept, bei welchem eine gewisse zusätzliche Sicherheit durch eine Erhöhung des Widerstandes (v.a. durch Überschätzung der mitschwingenden Massen und der entsprechenden Ersatzkräfte sowie durch Überschätzung der Grundfrequenz) eingeführt wird. Eine höherer Widerstand bedeutet im Allgemeinen grössere Abmessungen der Wände, was zu einer Erhöhung der Baukosten führt. Ein grösseres Verformungsvermögen kann hingegen praktisch ohne Mehrkosten sichergestellt werden.

Windkräfte werden mit einem kräftebasierten Sicherheitskonzept behandelt. Falls für die Erdbebenkräfte, wie es hier der Fall ist, ein verformungsbasiertes Sicherheitskonzept zur Anwendung kommt, ist ein Vergleich der Ergebnisse zur Ermittlung der massgebenden Einwirkung (Horizontalkraft) nicht ohne weiteres möglich.
Wind- und Erdbebenkräfte können nur verglichen werden, wenn die Erdbebenkräfte an einem elastischen System berechnet wurden und keine Abminderung infolge duktilen Verhaltens des Tragwerks vorgenommen wurde; zusätzlich muss der unterschiedliche Hebelarm berücksichtigt werden. Sobald die Erdbebenkräfte abgemindert werden, muss das notwendige Verformungsvermögen gewährleistet und nachgewiesen werden, was bei der Bemessung für Windkräfte nicht der Fall ist.
Im übrigen hat eine kürzlich durchgeführte Studie [Gas 00] gezeigt, dass selbst in der Zone 1 gemäss SIA 160 in den allermeisten Fällen die Erdbebeneinwirkung und nicht die Windeinwirkung massgebend ist.
Im folgenden wird ein Bemessungsverfahren dargestellt, das auf die oben erwähnten Grössen ausgerichtet ist.

G.4 Dynamisches Modell

Tragwandgebäude, bei deren Entwurf die vorstehenden Regeln eingehalten wurden, können als elastischer Mehrmassenschwinger (MMS) und als äquivalenter modaler Einmassenschwinger (EMS) modelliert werden. In den folgenden Abschnitten wird kurz erläutert, wie ein MMS in einen zweckmässigen EMS transformiert werden kann.

G.4.1 Mehrmassenschwinger

Die Bewegungsgleichung eines elastischen Mehrmassenschwingers (MMS) mit einer Erdbebeneinwirkung als Fusspunktanregung lautet bekanntlich:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{U}(t) = -\mathbf{M}\mathbf{1}\ddot{u}_g(t) \tag{G.2}$$

$\mathbf{M}$: Massenmatrix (diagonal)
$\mathbf{K}$: Steifigkeitsmatrix (symmetrisch und positiv-definit)
$\mathbf{C}$: Dämpfungsmatrix (klassische Dämpfung: $\mathbf{C}$ ist eine lineare Kombination von $\mathbf{M}$ und $\mathbf{K}$)
$\mathbf{1}$: Einheitsrichtungsvektor
$\ddot{u}_g(t)$: Bodenbeschleunigung
$\ddot{\mathbf{U}}(t)$, $\dot{\mathbf{U}}(t)$, $\mathbf{U}(t)$: Vektoren der Beschleunigung, der Geschwindigkeit und der Verschiebung des MMS

Wenn der MMS klassisch gedämpft ist, kann Gleichung (G.2) mit einem Satz von $n = 1 \ldots N$ entkoppelten modalen Gleichungen ersetzt werden, wobei N die Anzahl der Freiheitsgrade des Systems ist. Diese modalen Gleichungen haben folgende Form:

$$M_n\ddot{q}_n(t) + C_n\dot{q}_n(t) + K_n q_n(t) = R_n(t) \tag{G.3}$$

Die dynamische Antwort des MMS kann ausgedrückt werden als:

$$\mathbf{U}(t) = \sum_{n=1}^{N} \phi_n q_n(t) \tag{G.4}$$

ϕ_n: n-te Eigenvektor des MMS
$q_n(t)$: n-te modale Koordinate des MMS

In der Gleichung (G.3) treten zusätzlich die verallgemeinerte Masse M_n, die verallgemeinerte Steifigkeit K_n und die verallgemeinerte Kraft $R_n(t)$ der n-ten Eigenschwingungsform auf. Diese Grössen sind folgendermassen definiert:

$$M_n = \phi_n^T \cdot \mathbf{M} \cdot \phi_n \quad , \quad K_n = \phi_n^T \cdot \mathbf{K} \cdot \phi_n = \omega_n^2 \cdot M_n \quad , \quad R_n = -\phi_n^T \cdot \mathbf{M}\mathbf{1}\ddot{u}_g(t) \tag{G.5}$$

ω_n: n-te Eigenkreisfrequenz des MMS

Der modale Partizipationsfaktor Γ_n ist ein Mass für den Beitrag der n-ten Eigenschwingungsform an die Gesamtantwort des Systems und ist folgendermassen definiert:

$$\Gamma_n = \frac{\phi_n^T \cdot \mathbf{M}\mathbf{1}}{\phi_n^T \cdot \mathbf{M} \cdot \phi_n} \tag{G.6}$$

Die modale Masse M_n^* und die modale Höhe H_n^* der n-ten Eigenschwingungsform sind:

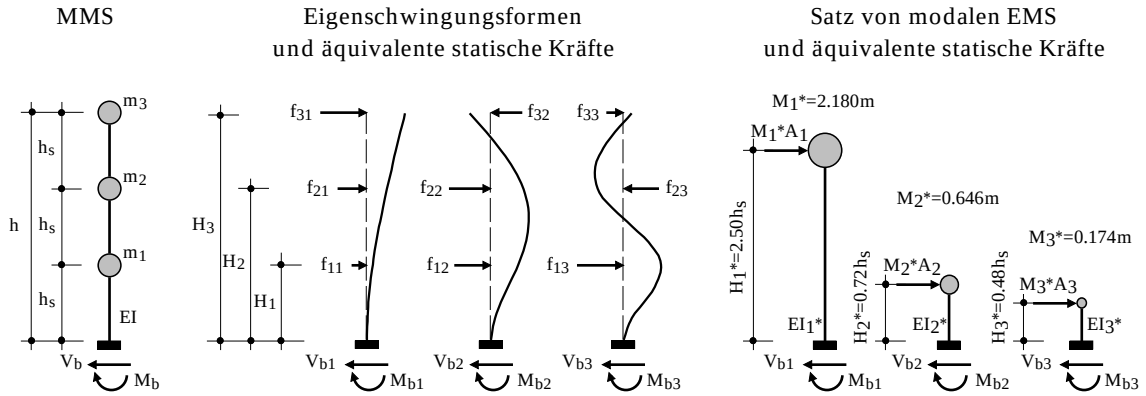


Bild G.4: Dreimassenschwinger (links) mit sämtlichen Eigenschwingungsformen (Mitte) und sämtlichen modalen Massen und Höhen (rechts)

$$M_n^* = \Gamma_n^2 \cdot M_n \tag{G.7}$$

$$H_n^* = \frac{L_n^\theta}{L_n} \quad \text{wobei} \quad L_n^\theta = \sum_{j=1}^{N} h_j \cdot m_j \cdot \phi_{jn} \quad \text{und} \quad L_n = \phi_n^T \cdot \mathbf{M1} \tag{G.8}$$

Die modale Masse M_n^* ist die konzentrierte Masse von einem einstöckigen Ersatzsystem, das die gleiche Fussquerkraft V_{bn} wie die n-te modale Fussquerkraft von einem mehrstöckigen System aufweist. Wenn zusätzlich die Höhe des einstöckigen Ersatzsystems mit konzentrierter Masse M_n^* der modalen Höhe H_n^* entspricht, weist das einstöckige System auch das gleiche Fussmoment M_{bn} wie das n-te modale Fussmoment eines mehrstöckigen Systems auf. Mit den Bezeichnungen aus Bild G.4 gilt:

$$V_{bn} = M_n^* A_n = \sum_{j=1}^{N} f_{jn} \quad , \quad M_{bn} = M_n^* A_n H_n^* = \sum_{j=1}^{N} f_{jn} \cdot h_j \tag{G.9}$$

A_n: Pseudo-Beschleunigung der n-ten Eigenschwingungsform

Wenn der Verlauf der Schnittkräfte im ganzen Tragwerk gesucht ist, sollen zuerst die modalen äquivalenten statischen Kräfte f_{jn} wie in Bild G.4 Mitte bestimmt werden.

$$\mathbf{f}_n = \mathbf{s}_n A_n \quad \text{wobei} \quad \mathbf{f}_n = \left[f_{1n} \; f_{2n} \; \ldots \; f_{nn} \right] \tag{G.10}$$

Der Anregungsvektor $\mathbf{s}_n$ wird gemäss Gleichung (G.11) definiert und beschreibt die Verteilung der Trägheitskräfte der n-ten Eigenschwingungsform:

$$\mathbf{s}_n = \Gamma_n \mathbf{M} \phi_n \tag{G.11}$$

G.4.2 Äquivalenter modaler Einmassenschwinger

Die Erfassung der gesamten dynamischen Anwort der hier betrachteten Gebäude kann, trotz Verwendung eines einfaches Tragsystems, recht anspruchsvoll sein. Um das Tragsystem von Gebäuden zu entwerfen, ist aber nur die Erfassung seines globalen Verformungsverhaltens und seiner Biegebeanspruchung von übergeordnetem Interesse. Die betrachteten Gebäude sind Mehrmassenschwinger (MMS), aber im Bezug auf globales Verformungsverhalten und Biegebeanspruchung schwingen sie in ihrer ersten Eigenschwingungsform (Grundschwingung), und der Einfluss der oberen Eigenschwingungsfor-

men auf diese Aspekte der dynamischen Antwort ist vernachlässigbar klein. Dies wurde auch durch Echtzeitversuche an Tragwänden auf dem ETH-Erdbebensimulator bestätigt [LWB99].

Im Weiteren haben diese Versuche bestätigt, dass andere Aspekte der dynamischen Anwort der Gebäude hingegen durch die oberen Eigenschwingungsformen massgeblich beeinflusst werden können. Typisches Beispiel ist die Querkraft am Fuss der Gebäude, die erheblich grösser ist, als bei der Berücksichtigung der ersten Eigenschwingungsform allein. Diese Tatsache muss bei der Bemessung des Tragsystems berücksichtigt werden (siehe Schritt 5 in Abschnitt G.9.1), ist aber selten problematisch, deshalb kann sie beim Entwurf des Tragsystems vernachlässigt werden.

Globales Verformungsverhalten und Biegebeanspruchung des Tragwerks unter Erdbebeneinwirkung können somit anhand eines einzigen Einmassenschwingers (EMS) beschrieben werden. Dieser entspricht dem modalen EMS der ersten Eigenschwingungsform des MMS und wird deshalb als äquivalenter modaler Einmassenschwinger (EMS) bezeichnet. MMS und EMS sind in Bild G.5 dargestellt.

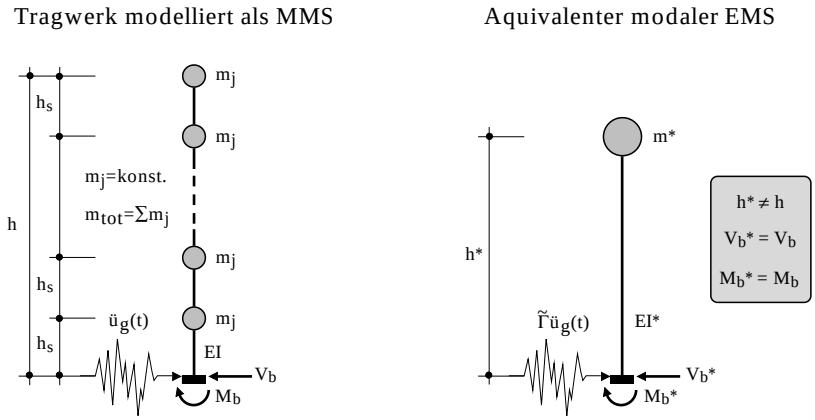


Bild G.5: Umwandlung eines Mehrmassenschwingers in einen äquivalenten modalen Einmassenschwinger

Im Folgenden werden die für die Transformation eines MMS in den EMS zu Bemessungszwecken erforderlichen Grössen gegeben. Die theoretischen Grundlagen dazu sind in [Daz 00] dargestellt.

Die Differentialgleichung für den EMS geht aus Gleichung (G.3) hervor und lautet:

$$m^*\ddot{u}(t) + c^*\dot{u}(t) + k^*u(t) = -\tilde{\Gamma} m^*\ddot{u}_g(t) \tag{G.12}$$

m^*: Modale Masse
c^*: Modale Dämpfung
k^*: Modale Steifigkeit
Γ: Partizipationsfaktor
$\ddot{u}_g(t)$: Bodenbeschleunigung
$\ddot{u}(t)$, $\dot{u}(t)$, $u(t)$: Beschleunigung, Geschwindigkeit und Verschiebung des EMS

Die Grössen zur Charakterisierung des EMS werden wie folgt berechnet:

$$m^* = \alpha_m^* \cdot m_{tot} \tag{G.13}$$

$$c^* = 2\zeta\omega m^* \tag{G.14}$$

$$h^* = \alpha_h^* \cdot h \tag{G.15}$$

$$k^* = \alpha_k^* \cdot \frac{EI}{h^3} \qquad \text{bzw.} \qquad k^* = \alpha_k^* \cdot k \tag{G.16}$$

m_{tot}: Gesamte Masse des MMS
ζ: Dämpfungsmass des EMS
ω: Eigenkreisfrequenz des EMS
EI: Biegesteifigkeit des Biege-MMS
h: Gesamte Höhe des MMS
h^*: Modale Höhe des EMS
h_s: Stockwerkshöhe des MMS
k: Stockwerkssteifigkeit des MMS ($k = GA/h_s = K_s/h_s$)
$GA = K_s$: Schubsteifigkeit des Schub-MMS

Die dynamische Antwort des Tragwerks wird durch folgende Grössen charakterisiert:

$$\Delta_{max} = \max(u(t)) = \tilde{\Gamma} S_d = \tilde{\Gamma} \frac{S_a}{\omega^2} \tag{G.17}$$

$$V_{b,\,max} = m^* S_a \tag{G.18}$$

$$M_{b,\,max} = m^* h^* S_a \tag{G.19}$$

Δ_{max}: Maximale horizontale Kopfverschiebung
S_a: Spektralwert der Beschleunigung
$V_{b,\,max}$: Maximale Fussquerkraft
$M_{b,\,max}$: Maximales Fussbiegemoment

Dazu ist zu bemerken dass Gleichung (G.17) nur gilt, wenn $\tilde{\Gamma}$ anhand von $\tilde{\phi}_1$ berechnet wird. Mit $\tilde{\phi}_1$ ist der erste Eigenvektor des MMS so normalisiert, dass der Wert des horizontalen Freiheitsgrades beim obersten Stockwerk des Tragwerks gleich 1 ist.

G.4.3 Einmassenschwinger für regelmässigen Mehrmassenschwinger

Im weiteren werden die Parameter angegeben, die benötigt werden, um einen regelmässigen MMS in einen äquivalenten modalen EMS zu transformieren. Der MMS ist wie folgt charakterisiert:

- Gleiche Stockwerksmassen m_j
- Gleiche Stockwerkshöhen h_s
- Konstante Steifigkeit entlang der ganzen Gebäudehöhe

Allgemeinere Fälle, d.h. Gebäude mit stark unterschiedlichen Stockwerksmassen und /oder Stockwerkshöhen, sowie solche mit wesentlicher Variation der Steifigkeit, können mit einem gewöhnlichen Finite Element Programm (z.B. [Cub 96]) oder mit einem Mathematikprogramm (z.B. [Maple 97]) berechnet werden. Eine grosse Genauigkeit ist jedoch nicht gerechtfertigt, sodass eine Betrachtung anhand eines regelmässigen MMS in manchen Fällen genügt.

Das betrachtete Gebäude wirkt als Kragarm. Wenn das Tragwerk nur aus Wänden besteht, verhält sich der Kragarm als ein Biegebalken mit der Biegesteifigkeit EI; besteht hingegen das Tragwerk aus Rahmen, so verhält sich der Kragarm als ein Schubbalken mit der Schubsteifigkeit $GA = K_s$. Bei einem Gebäude gehört die Schubsteifigkeit K_s zum Rahmenteil des Tragwerks und wird deshalb auch als

Rahmensteifigkeit bezeichnet. Eine vereinfachte Methode, um K_s zu berechnen, wird in Abschnitt G.7 gezeigt.

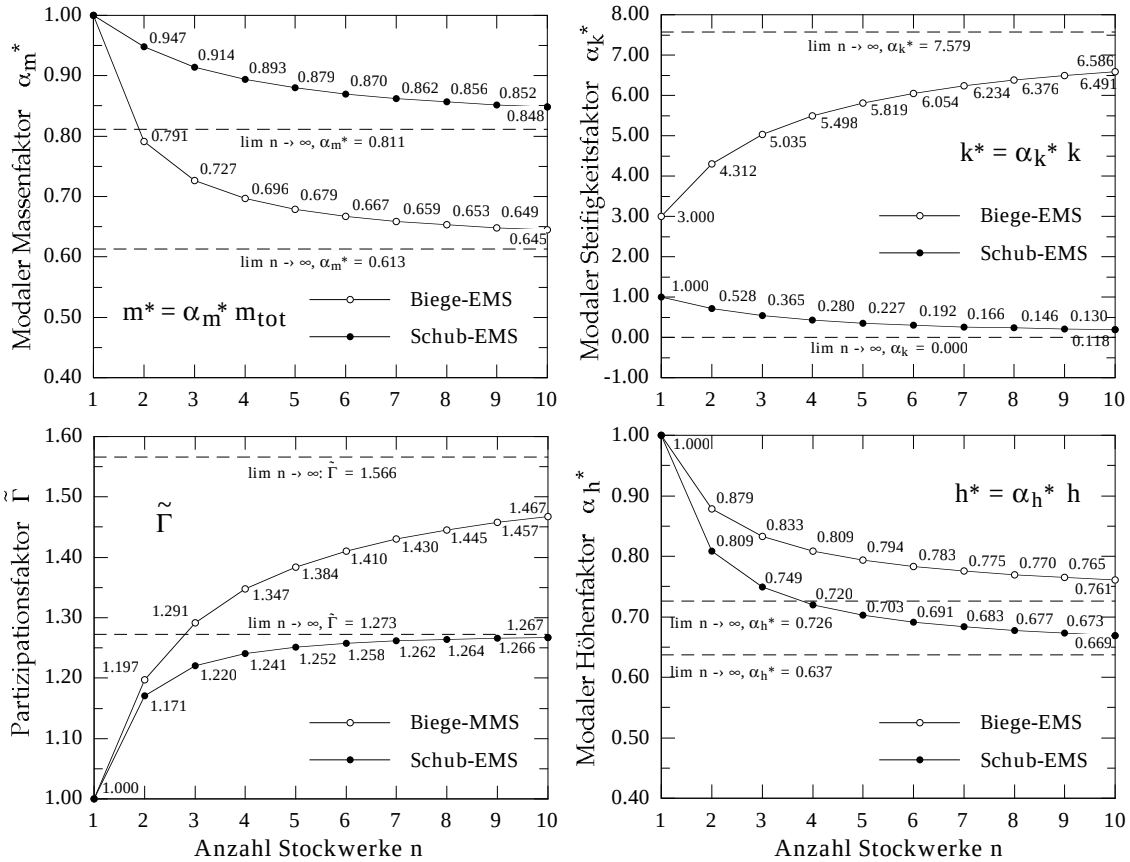


*Bild G.6: Parameter zur Umwandlung eines regelmässigen **Biege**-Mehrmassenschwingers und eines regelmässigen **Schub**-Mehrmassenschwingers in einen äquivalenten modalen Einmassenschwinger*

Bild G.6 und Tabellen G.1 und G.2 geben die Parameter zur Transformation eines regelmässigen MMS von bis zu 10 Stockwerken mit gleichen Stockwerksmassen, gleichen Stockwerkshöhen und konstanter Steifigkeit über die Höhe in einen äquivalenten modalen EMS. Für einen MMS mit mehr als 10 Stockwerken können näherungsweise je zwei Stockwerksmassen zusammengefasst und die Stockwerkshöhe verdoppelt werden.

G.5 Baustoffkenngrössen und Biegewiderstand der Wände

G.5.1 Beton

Nichtumschnürter Beton

Die Betonfestigkeit hat einen Einfluss sowohl auf den Widerstand als auch auf das Verformungsverhalten eines Stahlbetonbauteils. Zum Beispiel hängt in einem Querschnitt mit Biegung (und Normalkraft) die Lage der neutralen Axe von der Betonfestigkeit ab. Die Anwendung des üblichen, stark abgeminderten Rechenwertes der Druckfestigkeit f_c zur Schätzung des Verformungsvermögens, d.h. der Duktilität, einer Stahlbetontragwand führt zu einem unrealistischen Bild der Wirklichkeit; aus diesem

$\tilde{\phi}_1$	EMS	2-MS	3-MS	4-MS	5-MS	6-MS	7-MS	8-MS	9-MS	10-MS
$\tilde{\phi}_{10,1}$										1
$\tilde{\phi}_{9,1}$									1	0.8601
$\tilde{\phi}_{8,1}$								1	0.8443	0.7213
$\tilde{\phi}_{7,1}$							1	0.8246	0.6903	0.5856
$\tilde{\phi}_{6,1}$						1	0.7991	0.6518	0.5409	0.4555
$\tilde{\phi}_{5,1}$					1	0.7652	0.6027	0.4861	0.3998	0.3343
$\tilde{\phi}_{4,1}$				1	0.7177	0.5383	0.4177	0.3332	0.2717	0.2257
$\tilde{\phi}_{3,1}$			1	0.6470	0.4508	0.3314	0.2535	0.2001	0.1619	0.1336
$\tilde{\phi}_{2,1}$		1	0.5316	0.3281	0.2222	0.1603	0.1211	0.0946	0.0760	0.0624
$\tilde{\phi}_{1,1}$	1	0.3205	0.1564	0.0925	0.0611	0.0434	0.0324	0.0251	0.0200	0.0163
$\sum\tilde{\phi}_{j,1}$	1	1.3025	1.6880	2.0676	2.4518	2.8386	3.2265	3.6155	4.0049	4.3948

*Tabelle G.1: Elemente $\tilde{\phi}_{j,1}$ des ersten Eigenvektors $\tilde{\phi}_1$ eines regelmässigen **Biege**-Mehrmassenschwingers. Auswertungen für einen Einmassenschwinger (EMS) bis zu einem Zehnmassenschwinger (10-MS).*

$\tilde{\phi}_1$	EMS	2-MS	3-MS	4-MS	5-MS	6-MS	7-MS	8-MS	9-MS	10-MS
$\tilde{\phi}_{10,1}$										1
$\tilde{\phi}_{9,1}$									1	0.9777
$\tilde{\phi}_{8,1}$								1	0.9727	0.9335
$\tilde{\phi}_{7,1}$							1	0.9659	0.9189	0.8685
$\tilde{\phi}_{6,1}$						1	0.9563	0.8990	0.8400	0.7840
$\tilde{\phi}_{5,1}$					1	0.9419	0.8708	0.8014	0.7382	0.6821
$\tilde{\phi}_{4,1}$				1	0.9190	0.8290	0.7472	0.6766	0.6163	0.5649
$\tilde{\phi}_{3,1}$			1	0.8794	0.7635	0.6680	0.5910	0.5287	0.4776	0.4351
$\tilde{\phi}_{2,1}$		1	0.8019	0.6527	0.5462	0.4681	0.4090	0.3628	0.3258	0.2956
$\tilde{\phi}_{1,1}$	1	0.6180	0.4450	0.3473	0.2846	0.2411	0.2091	0.1845	0.1652	0.1495
$\sum\tilde{\phi}_{j,1}$	1	1.6180	2.2469	2.8794	3.5133	4.1481	4.7834	5.4189	6.0547	6.6909

*Tabelle G.2: Elemente $\tilde{\phi}_{j,1}$ des ersten Eigenvektors $\tilde{\phi}_1$ eines regelmässigen **Schub**-Mehrmassenschwingers. Auswertungen für einen Einmassenschwinger (EMS) bis zu einem Zehnmassenschwinger (10-MS).*

Grund soll besser die Zylinderdruckfestigkeit f'_c verwendet werden. Nach [PBM 90] Seiten 107/108 kann f'_c folgendermassen berechnet werden:

$$f'_c = 0.90 \cdot (f_{cw,\,min} + 0.40 \cdot s_w) \tag{G.20}$$

$f_{cw,\,min}$: Mindestwert der Würfeldruckfestigkeit (2%-Fraktilwert)
s_w: Standardabweichung der Würfeldruckfestigkeit; diese kann - im Sinne eines mittleren Wertes - zu 4.5 MPa angenommen werden.

Der Elastizitätsmodul E_c des Betons kann gemäss der Norm SIA 162 ([SIA 162] Figur 31) mit Gleichung (G.21) geschätzt werden. Dazu ist zu bemerken, dass Gleichung (G.21) für den Beton, der im Kanton Wallis hergestellt wird, eher zu hohe Werte liefert.

$$E_c = 6000 \cdot \sqrt{f_{cwm}} \tag{G.21}$$

f_{cwm} : Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit

Ein typisches Spannungs-Stauchungs-Diagramm für nicht-umschnürten Beton ist punktiert in Bild G.7 dargestellt. Die Zylinderdruckfestigkeit f'_c geht aus Gleichung (G.20) hervor und sie tritt typischerweise bei einer Stauchung $\varepsilon_c \approx 0.2\%$ auf. Die Bruchstauchung des nicht-umschnürten Betons wird meistens bei $\varepsilon_{cu} \approx 0.35\%$ ([SIA 162]) oder allenfalls $\varepsilon_{cu} \approx 0.4\%$ ([NZS 3101]) angenommen.

Um das Spannungs-Stauchungs-Diagramm des nicht-umschnürten Betons in einen äquivalenten Spannungsblock umzuwandeln, können folgende Parameter verwendet werden.

$$K = 1.0 \quad , \quad \alpha = 0.85 \quad , \quad \beta = 0.85 \tag{G.22}$$

Die Bezeichnungen in Gleichung (G.22) gehen aus Bild G.8 rechts oben hervor.

Umschnürter Beton

Die mechanischen Eigenschaften des umschnürten Betons ε_{cc}, f'_{cc} und ε_{cu} (siehe Bild G.7) können aus den mechanischen Eigenschaften des nicht-umschnürten Betons nach einem Vorschlag von [Man 84] bzw. [MPP 88] hergeleitet werden.

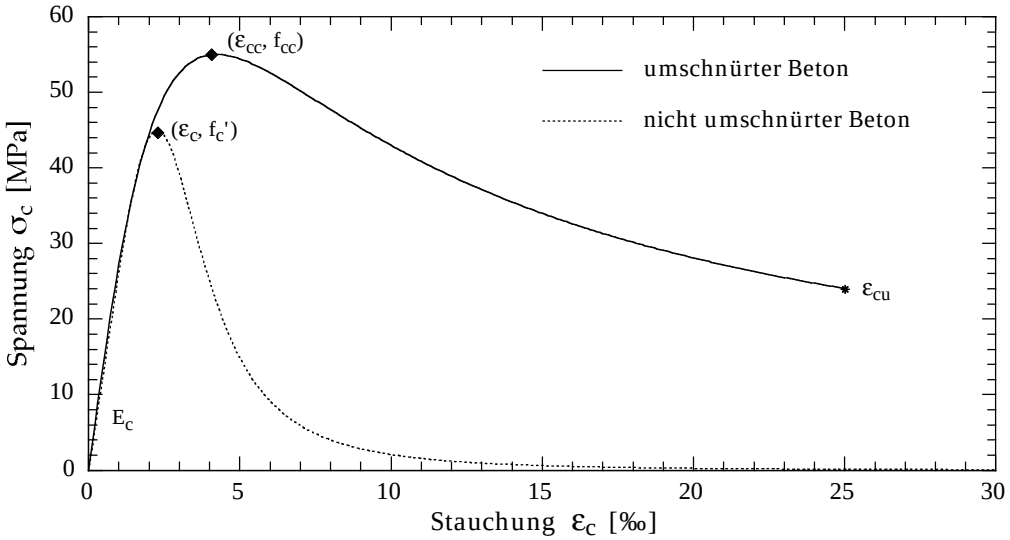


Bild G.7: Spannung-Stauchungs-Beziehung des Betons im nicht umschnürten Zustand (punktierte Linie) und im umschnürten Zustand (ausgezogene Linie)

Bei den betrachteten Stahlbetontragwänden kommt umschnürter Beton allenfalls in den Endbereichen der Wände vor. Die dort vorhandenen mechanischen Eigenschaften des umschnürten Betons können wie folgt berechnet werden:

a) Unter Berücksichtigung der Bezeichnungen von Bild G.25 werden die Bewehrungsgehalte der beiden zueinander rechtwinkligen Richtungen des umschnürten Betonkernes berechnet:

$$\rho_{längs} = \frac{A_{sh,längs}}{h''_{längs} \cdot s_h} \quad , \quad \rho_{quer} = \frac{A_{sh,quer}}{h''_{quer} \cdot s_h} \tag{G.23}$$

b) Der maximale Umschnürungswiderstand, den die Umschnürungsbewehrung erzeugen kann, wird durch die Spannungen $f'_{längs}$ und f'_{quer} ausgedruckt:

$$f'_{längs} = K_e \cdot \rho_{längs} \cdot f_{yb} \quad , \quad f'_{quer} = K_e \cdot \rho_{quer} \cdot f_{yb} \tag{G.24}$$

K_e: Koeffizient zur Erfassung der Wirksamkeit der Umschnürungsbewehrung. Für rechteckige Wände ist nach [PP 92] $K_e = 0.6$ anzunehmen.

f_{yb}: Rechenwert der Fliessspannung der Umschnürungsbewehrung

c) Die Druckfestigkeit des umschnürten Betons geht aus Gleichung (G.25) hervor, wobei der Faktor K aus Bild G.8 entnommen werden kann:

$$f'_{cc} = K \cdot f'_c \tag{G.25}$$

d) Die Druckfestigkeit des umschnürten Betons f'_{cc} wird bei der folgenden Stauchung erreicht:

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \cdot \left[1 + 5\left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1\right)\right] \tag{G.26}$$

e) Eine konservative Schätzung der Betonstauchung beim Versagen ist gegeben durch:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \cdot \rho_s \cdot \frac{f_{yb}}{f'_{cc}} \cdot \varepsilon_{sm} \tag{G.27}$$

f_{yb}: Fliessgrenze der Bügel

ε_{sm}: Entspricht der Gesamtdehnung bei Höchstzugkraft A_{gt} der Bügel. Ein sicherer Wert dafür ist 0.06

$\rho_s = \rho_{quer} + \rho_{längs}$: Volumenbewehrungsgehalt des umschnürten Endbereichs

Mit den Werten aus den Gleichungen (G.23) bis (G.27) und gemäss Bild G.7 ist das Spannungs-Stauchungs-Diagramm des umschnürten Betons vollständig definiert. Falls die mechanischen Eigenschaften des umschnürten Betons mit einem äquivalenten Spannungsblock berücksichtigt werden sollen, können die notwendigen Parameter aus Bild G.8 rechts entnommen werden.

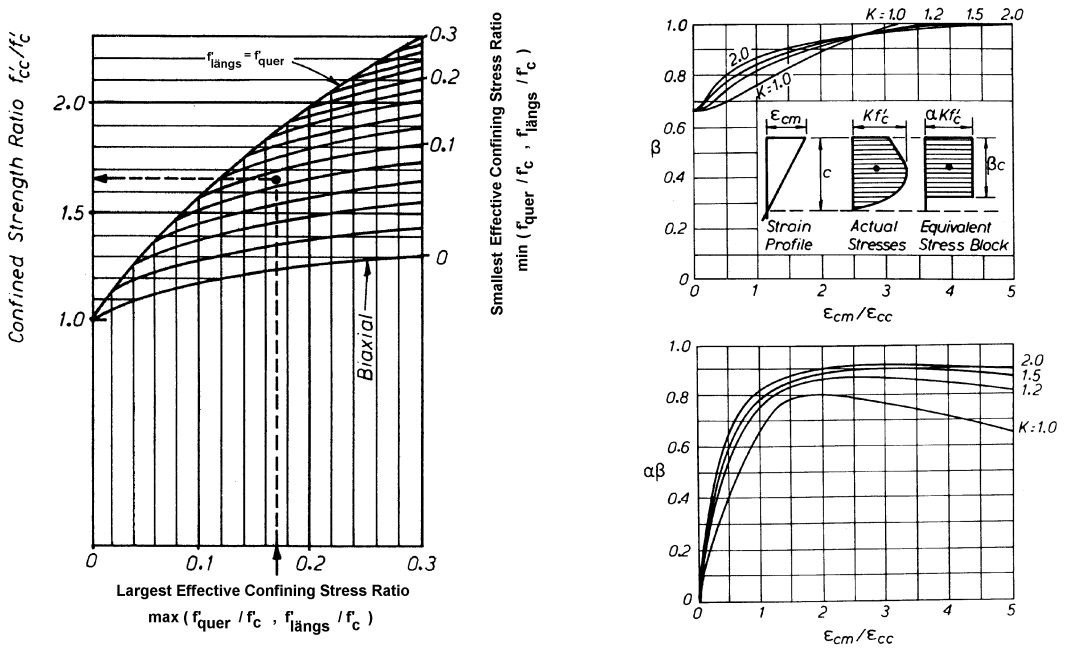


Bild G.8: Diagramme zur Festlegung der mechanischen Eigenschaften des umschnürten Betons (aus [PP 92])

G.5.2 Bewehrungsstahl

Bild G.9 zeigt vier verschiedene Spannungs-Dehnungs-Beziehungen von Bewehrungsstahl.

Kurve a) ist eine gemessene Beziehung; sie wird vor allem durch die Fliessgrenze R_p, durch die Zugfestigkeit R_m und durch die Gesamtdehnung bei Höchstzugkraft A_{gt} charakterisiert.

Kurve b) ist die bilineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung, elastisch-ideal plastisch, die für Bemessungszwecke verwendet wird. Es ist zu bemerken, dass der Rechenwert der Fliessgrenze f_y meistens wesentlich kleiner als die tatsächliche Fliessgrenze R_p ist.

Kurve c) ist die bilineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung, elastisch-ideal plastisch, die zur Schätzung des Biegewiderstandes bei Überfestigkeit verwendet wird. Die Methode der Kapazitätsbemessung benötigt die während den erwarteten Verformungen maximal auftretenden Kräfte. Zu deren Bestimmung dient der Überfestigkeitsfaktor λ_o, welcher die folgenden beiden Anteile erfasst:

1) Der Mittelwert der Fliessgrenze des Bewehrungsstahls R_p liegt beträchtlich höher als der zum Nachweis der Tragsicherheit verwendete Rechenwert der Fliessgrenze f_y
2) Bei den auftretenden grossen Dehnungen erfolgt eine Verfestigung über die Fliessgrenze hinaus

Der Überfestigkeitsfaktor λ_o wird deshalb als Verhältnis der tatsächlichen Festigkeit bei grossen Dehnungen zum Rechenwert der Fliessgrenze definiert. Im plastischen Bereich von Tragwänden können Krümmungsduktilitäten von $\mu_\phi = 10 \ldots 20$ auftreten. Dies entspricht bei üblichen Querschnittsabmessungen Stahldehnungen von $\varepsilon_s = 0.02 \ldots 0.04$. Aus der gemessenen Spannungs-Dehnungs-Beziehung (Kurve a) können die Stahlspannungen bei Dehnungen von 2 bis 4 % entnommen werden. Der Überfestigkeitsfaktor λ_o wird deshalb folgendermassen berechnet:

$$\lambda_o = \frac{f_s(\varepsilon_s = 0.04)}{f_y} \tag{G.28}$$

Kurve d) ist eine möglichst genaue trilineare Approximation der Kurve a) und kann sehr gut zur Berechnung der Momenten-Krümmungs-Beziehung einer Wand mit einem Querschnittsprogramm berechnet verwendet werden (siehe Abschnitt G.9 und Anhang A4).

Für die plastische Verformungsfähigkeit (Duktilität) des Tragwerks und somit für die Erdbebensicherheit eines Gebäudes ist von grösster Bedeutung, dass der Bewehrungsstahl mindestens die folgenden *Duktilitätseigenschaften* aufweist [BW 98][TDB 01]:

Verfestigungsverhältnis:

$$R_m / R_p \geq 1.15 \tag{G.29}$$

R_m: Zugfestigkeit (Fraktilwert)
R_p: Fliessgrenze (Fraktilwert)

Gesamtdehnung bei Höchstzugkraft (Fraktilwert):

$$A_{gt} \geq 0.06 \tag{G.30}$$

Das Verfestigungsverhältnis und die Gesamtdehnung bei Höchstzugkraft sind in Bild G.9 erkennbar.

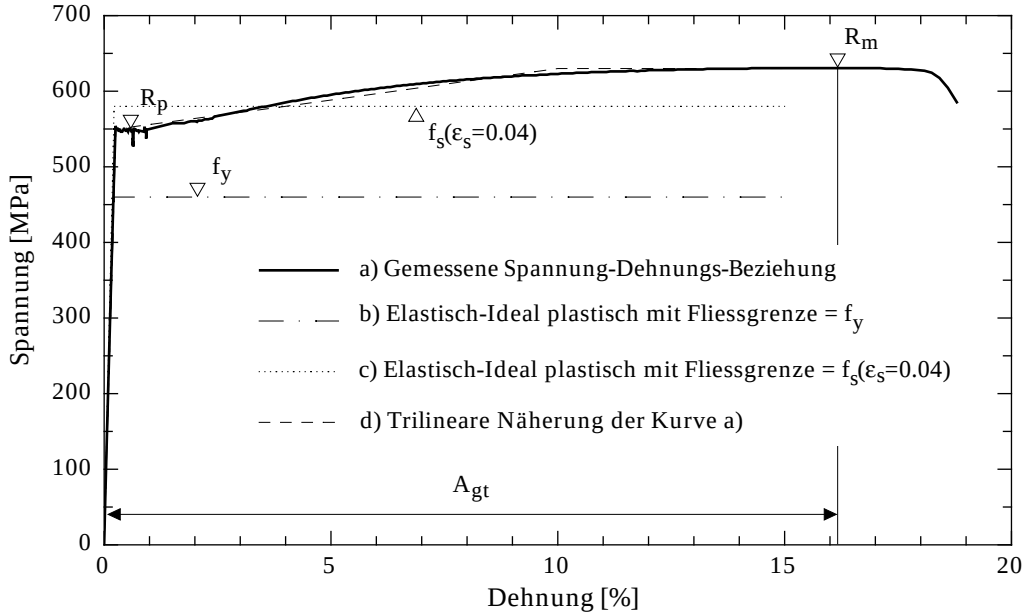


Bild G.9: Spannungs-Dehnungs-Beziehungen von Bewehrungsstahl

G.5.3 Biegewiderstand der Wände

Die Ermittlung des Biegewiderstandes M_y der Wände ist eine wichtige Aufgabe bei der Bemessung. Deshalb werden hier einige einfache Formeln hergeleitet, um die Lage der neutralen Axe, den Biegewiderstand und den erforderlichen Längsbewehrungsgehalt von rechteckigen Wandquerschnitten, wie zum Beispiel in Bild G.10, rasch ermitteln zu können. In Anlehnung an [PP 92] werden folgende Annahmen getroffen:

- Der Querschnitt wird in zwei "Endbereiche" der Länge $\alpha_e \cdot l_w$ und in einen "Stegbereich" der Länge $(1 - 2\alpha_e) \cdot l_w$ unterteilt;
- Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Bewehrungsstahls ist elastisch-ideal plastisch;
- Die Bewehrung in den "Endbereichen" fliesst auf Druck in der Druckzone und auf Zug in der Zugzone;
- Die Bewehrung im "Stegbereich" fliesst auf Zug in der Zugzone und wird vernachlässigt in der Druckzone;
- Die Druckspannungen im Beton werden mit einem äquivalenten Spannungsblock der Länge $0.85 \cdot x$ und der Spannung $0.85 \cdot f'_c$ modelliert;

In vielen Fällen ist die Annahme $\alpha_e = 0.1$ gerechtfertigt. Die folgenden physikalischen Bewehrungsgehalte ρ und mechanischen Bewehrungsgehalte ω werden definiert:

1) Gesamtbewehrungsgehalt:

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{b_w \cdot l_w} \quad , \quad \omega_t = \rho_t \cdot \frac{f_y}{f'_c} \tag{G.31}$$

2) Stegbewehrungsgehalt:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} \quad , \quad \omega_w = \rho_w \cdot \frac{f_y}{f'_c} \tag{G.32}$$

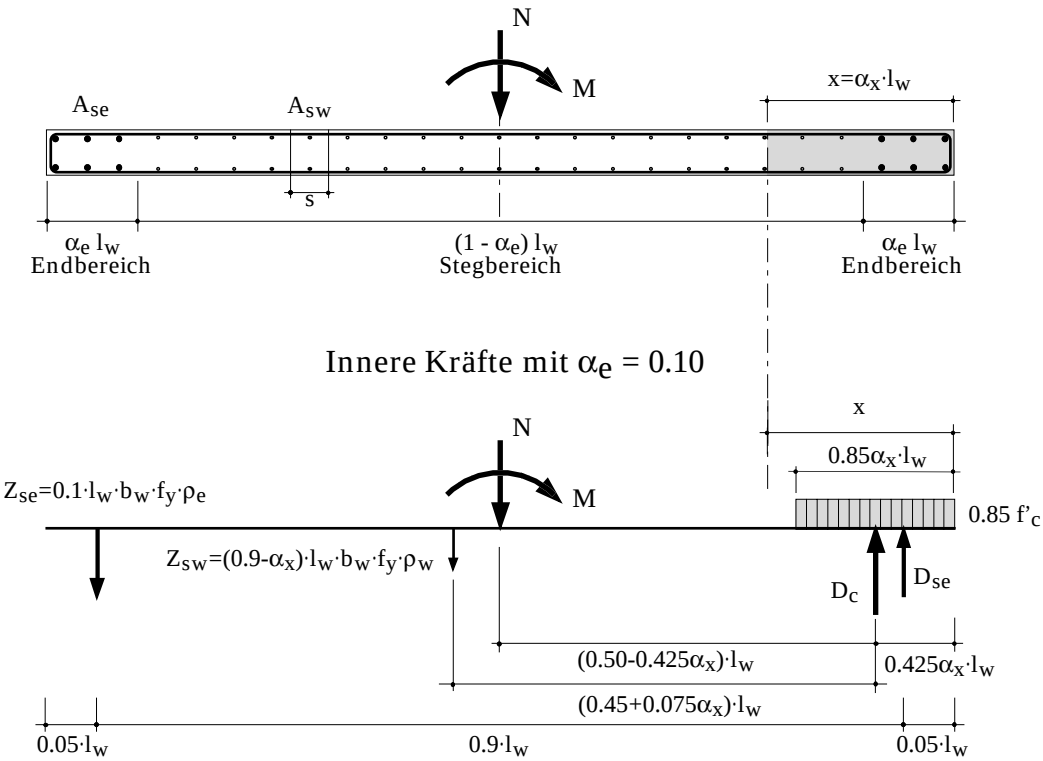


Bild G.10: Wandquerschnitt mit Schnittkräften und inneren Kräften

3) Endbewehrungsgehalt:

$$\rho_e = \frac{A_{se}}{0.1 \cdot b_w \cdot l_w} \quad , \quad \omega_e = \rho_e \cdot \frac{f_y}{f'_c} = 5\omega_t - 4\omega_w \tag{G.33}$$

Im weiteren werden noch die bezogene Normalkraft n und das bezogene Biegemoment m eingeführt:

$$n = \frac{N}{l_w \cdot b_w \cdot f'_c} \quad , \quad m = \frac{M}{l_w^2 \cdot b_w \cdot f'_c} \tag{G.34}$$

Die Gleichgewichtsbedingung $\sum N = \int \sigma(y) dA + N = 0$ führt zur Bestimmung der Lage der neutralen Axe x:

$$0.85 \cdot (\alpha_x \cdot l_w \cdot b_w) \cdot 0.85 \cdot f'_c = N + (0.90 - \alpha_x) \cdot l_w \cdot b_w \cdot \rho_w \cdot f_y \tag{G.35}$$

Durch Einsetzen der Gleichungen (G.32) und (G.34) in (G.35) und nach Umformung ergibt sich:

$$\alpha_x = \frac{n + 0.90 \cdot \omega_w}{0.85^2 + \omega_w} \tag{G.36}$$

Es ist zu bemerken, dass die Lage der neutralen Axe unabhängig vom Endbewehrungsgehalt ist. Anhand der Momentenbedingung bezüglich der Mitte des Spannungsblocks bekommt man die Gleichung zur Berechnung des Wandbiegewiderstands:

$$M = 0.90 \cdot l_w \cdot 0.1 \cdot l_w \cdot b_w \cdot \rho_e \cdot f_y + \left(0.5 - \frac{0.85 \cdot \alpha_x}{2}\right) \cdot l_w \cdot N + \tag{G.37}$$

$$(0.45 + 0.075 \cdot \alpha_x) \cdot l_w \cdot (0.9 - \alpha_x) \cdot l_w \cdot b_w \cdot \rho_w \cdot f_y$$

Durch Einsetzen der Gleichungen (G.32), (G.33) und (G.34) in (G.37) und nach Umformung ergibt sich folgende Beziehung zur Bestimmung des Wandbiegewiderstands:

$$m = 0.45 \cdot \omega_t + (0.5 - 0.425 \cdot \alpha_x) \cdot n + 0.45 \cdot (0.1 - 0.85 \cdot \alpha_x - 0.17 \cdot \alpha_x^2) \cdot \omega_w \tag{G.38}$$

Der Term $0.17 \cdot \omega_w \cdot \alpha_x^2$ ist für die berücksichtigten Geometrien und Beanspruchungen klein und kann vernachlässigt werden. Die Gleichung wird:

$$m = 0.45 \cdot \omega_t + (0.5 - 0.425 \cdot \alpha_x) \cdot n + 0.45 \cdot (0.1 - 0.85 \cdot \alpha_x) \cdot \omega_w \tag{G.39}$$

Falls der erforderliche Biegewiderstand m bekannt ist und der Gesamtbewehrungsgehalt ω_t berechnet werden soll, kann Gleichung (G.39) folgendermassen umgeformt werden:

$$\omega_t = 2.22 \cdot m + (0.94 \cdot \alpha_x - 1.11) \cdot n + (0.85 \cdot \alpha_x - 0.1) \cdot \omega_w \tag{G.40}$$

Bis jetzt wurde angenommen, dass $\alpha_e = 0.10$. Falls diese Annahme nicht als genügend zutreffend erscheint, kann der Biegewiderstand der betrachteten Wand anhand der folgenden allgemeineren Gleichungen bestimmt werden (Deren Herleitung ist ähnlich wie beim Fall mit $\alpha_e = 0.10$):

$$\alpha_x = \frac{n + (1 - \alpha_e) \cdot \omega_w}{0.85^2 + \omega_w} \tag{G.41}$$

$$m = \left(\frac{1 - \alpha_e}{2}\right) \cdot \omega_t + (0.5 - 0.425 \cdot \alpha_x) \cdot n + \left[\frac{\alpha_e - \alpha_e^2}{2} + 0.425 \cdot (\alpha_e - 1) \cdot \alpha_x - 0.075 \cdot \alpha_x^2\right] \cdot \omega_w \tag{G.42}$$

Die Berechnung des Biegewiderstandes lässt sich sehr einfach in eine Excel-Tabelle implementieren.

G.6 Systeme ohne Rahmenwirkung

Die Erdbebenbemessung eines Stahlbetontragwandgebäudes ist grundsätzlich ein iterativer Prozess, weil die Erdbebeneinwirkung von den dynamischen Eigenschaften des Gebäudes und damit auch von dessen Tragwiderstand (Fliesswiderstand) abhängig ist, die am Anfang des Bemessungsvorgangs noch nicht bekannt sind. Die Bemessung anhand eines äquivalenten modalen Einmassenschwingers (EMS) ermöglicht aber, die Iterationen zu umgehen, indem einfache geschlossene Bemessungsgleichungen aufgestellt werden können [Daz 00].

In diesem Abschnitt werden Tragwandsysteme mit vernachlässigter Rahmenwirkung behandelt. Anschliessend erfolgt eine Erweiterung für den Fall, dass eine wesentliche Rahmenwirkung der Decken mit den Tragwänden und den Stützen berücksichtigt werden soll.

G.6.1 Allgemeines

Im Erdbebeningenieurwesen ist es üblich, die bei der maximalen relativen Verschiebung auftretende dynamische Erdbebenkraft in eine statische Ersatzkraft V_E zu transformieren, die folgendermassen berechnet wird:

$$V_E \propto m \cdot S_a \tag{G.43}$$

S_a ist die zur Grundfrequenz des Gebäudes gehörende spektrale Beschleunigung, und m ist die Masse. Bei üblichen kräftebasierten Bemessungsverfahren wird meist mit der gesamten Masse des Gebäudes m_{tot} gerechnet, und es ergibt sich somit eine relativ grosse Ersatzkraft, die im Vergleich zu dynamischen Berechnungen zu einer Überschätzung der Beanspruchungen führt. Die Annahme der gesamten Masse wird getroffen, um gewissermassen eine zusätzlich Sicherheit einzuführen und um den Einfluss der nicht berücksichtigten höheren Eigenfrequenzen zu kompensieren. Die Berechnung der Ersatzkraft unter Verwendung der modalen Masse m^* des im Abschnitt G.4 definierten EMS führt zu einer Beanspruchung, die mit dynamischen Berechnungen gut übereinstimmt, die aber nicht unbedingt konservativ ist. Die modale Masse ist typischerweise 20 bis 40% kleiner als die gesamte Masse des Gebäudes.

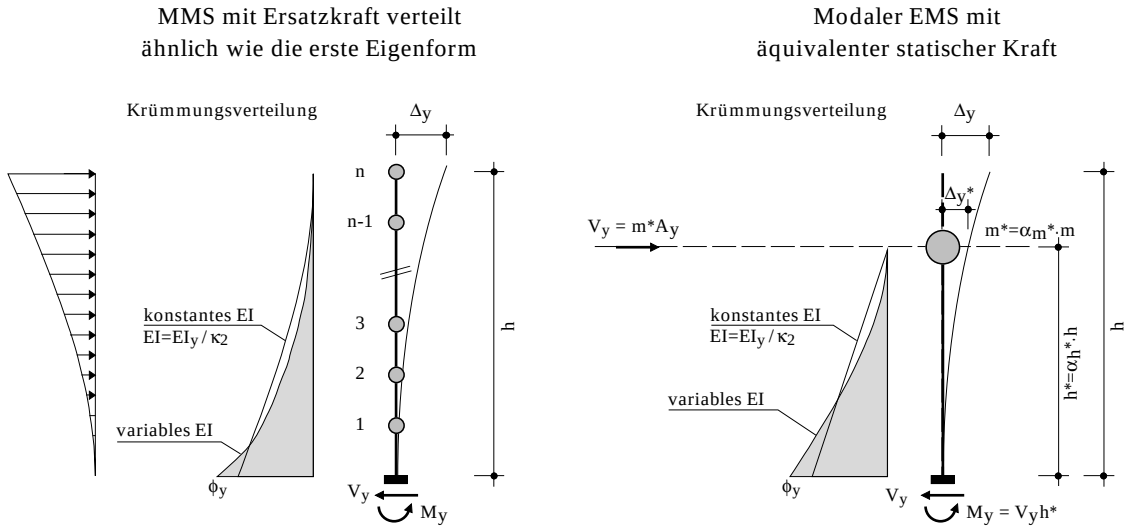


Bild G.11: Modellierung eines Tragwandgebäudes als Mehrmassenschwinger MMS (links) oder als modaler äquivalenter Einmassenschwinger EMS (rechts)

Die Ersatzkraft kann in unterschiedlicher Art und Weise über die Höhe verteilt werden, z.B. affin zur ersten Eigenschwingungsform wie links in Bild G.11. Durch eine dreieckförmige Verteilung wird die Biegebeanspruchung am Fuss des Gebäudes sowie die horizontale Verschiebung am Kopf des Gebäudes leicht unterschätzt.

Bei dem hier vorgeschlagenen Bemessungsverfahren wird die Kraft-Verformungs-Beziehung des Systems ohne Rahmenwirkung als bilinear, elastisch-ideal plastisch angenommen. Der Gesamtwiderstand des Gebäudes wird als V_y bezeichnet und wird so gewählt, dass er immer, bis auf allfällige Sicherheitsfaktoren, gleich wie die Erdbebenersatzkraft V_E ist. Die Fliessverschiebung Δ_y entspricht der elastischen Verschiebung, die am Kopf des Gebäudes entsteht, wenn das System mit der Ersatzkraft $V_E = V_y$ belastet wird. Die Biegesteifigkeit EI_y entspricht der Biegesteifigkeit EI, die am Fuss des Gebäudes vorhanden ist, wenn das System mit der Ersatzkraft $V_E = V_y$ belastet wird. Wenn die Rahmenwirkung aus Stützen, Wänden und Decken vernachlässigt wird, entspricht EI einfach der Summe der Biegesteifigkeit aller Tragwände.

G.6.2 Fliessverschiebung des Gebäudes

In einer ersten Phase wird die nominelle Fliessverschiebung Δ_y des MMS, gemessen bei der obersten Masse, unter Annahme einer konstanten Biegesteifigkeit $EI = EI_y$ entlang des MMS bestimmt. Die Fliessverschiebung wird anhand des modalen EMS berechnet [Daz 00]:

$$\Delta_y = \tilde{\Gamma} \cdot \Delta_y^* = \tilde{\Gamma} \cdot \frac{V_y \cdot (h^*)^3}{3EI_y} \tag{G.44}$$

Aus der einfachen Biegelehre gilt:

$$\phi_y = \frac{M_y}{EI_y} \tag{G.45}$$

Und unter Berücksichtigung, dass der gesamte Biegewiderstand M_y am Fuss des EMS aus dem Gesamtwiderstand V_y berechnet werden kann, ergibt sich:

$$EI_y = \frac{h^* \cdot V_y}{\phi_y} \tag{G.46}$$

Damit kann Gleichung (G.44) umgeformt werden zu:

$$\Delta_y = \tilde{\Gamma} \cdot \frac{\phi_y \cdot (h^*)^2}{3} \tag{G.47}$$

Die Annahme konstanter Biegesteifigkeit $EI = EI_y$ entlang des MMS ist im Fall von Stahlbetonbauteilen nicht ohne weiteres gewährleistet. Am Fuss des MMS, wo die Fliesskrümmung ϕ_y auftritt, sind typischerweise die Risse viel breiter als in den oberen Bereichen des MMS. Aus diesem Grund führt die Annahme konstanter Biegesteifigkeit zu einer Überschätzung der Fliessverschiebung. Eine grobe aber sehr einfache Lösung dieses Problem ist die Einführung einer reduzierten mittleren Biegesteifigkeit die weiterhin als konstant entlang des MMS angenommen werden kann (siehe Bild G.11):

$$EI = \frac{1}{\kappa_2} \cdot EI_y \tag{G.48}$$

Die Tragwandgebäude, die hier behandelt werden, weisen verhältnismässig schlanke Wände auf, die in einem steifen Kasten voll eingespannt sind. Deshalb wird vorgeschlagen, Werte von κ_2 im folgenden Bereich zu wählen:

$$\kappa_2 = 0.7 \ \ldots \ 1.0 \tag{G.49}$$

Die untere Grenze wurde anhand von numerischen Berechnungen festgelegt und stellt den Fall dar, bei dem nur Biegeverformungen auftreten. Normalerweise kann der Mittelwert $\kappa_2 = 0.85$ verwendet werden.

Die Schubverformungen in den Wänden und die Nachgiebigkeit der Einspannung der Wände in der Fundation kann behelfsmässig berücksichtigt werden, indem der Faktor κ_2 grösser angenommen wird.

Die Gleichungen (G.44) und (G.47) können jetzt in ihrer endgültigen Form geschrieben werden:

$$\Delta_y = \kappa_2 \cdot \tilde{\Gamma} \cdot \frac{V_y \cdot (h^*)^3}{3EI_y} \tag{G.50}$$

$$\Delta_y = \kappa_2 \cdot \tilde{\Gamma} \cdot \frac{\phi_y \cdot (h^*)^2}{3} \tag{G.51}$$

Verschiedene Autoren haben gezeigt ([Pau 00] [PK 98]), dass die Fliesskrümmung ϕ_y von Stahlbetontragwänden vor allem von der Fliessdehnung der Längsbewehrung ε_y und von der Wandlänge l_w abhängig ist, und zwar:

$$\phi_y \approx \kappa_1 \cdot \frac{\varepsilon_y}{l_w} \tag{G.52}$$

In dieser Arbeit wird die Definition der nominellen Fliesskrümmung verwendet, die in [PK 98] vorgeschlagen wird. Bei einer gegebenen Momenten-Krümmungs-Beziehung wird die Fliesskrümmung ϕ_y als diejenige Krümmung definiert, die bei der Extrapolation einer Geraden aus dem Ursprung der Momenten-Krümmungs-Beziehung durch den Punkt des erstmaligen Fliessens der Längsbewehrung (ϕ'_y, M'_y) bis zu einem nominellen Biegewiderstand M_n gefunden wird. Dem nominellen Biegewiderstand M_n entspricht das Biegemoment des Querschnitts bei einer Krümmung gleich $5\phi_y$. Diese Definition ist in Bild G.12 graphisch dargestellt.
Im Bezug auf Gleichung (G.52) schlägt Paulay einen Wert $\kappa_1 \approx 1.6$ vor. Priestley und Kowalsky schlagen hingegen nach einer ausführlichen parametrischen Studie eher einen Wert $\kappa_1 \approx 2.0$ vor. Eigene Berechnungen mit einem selbstentwickelten Querschnittsprogramm haben gezeigt, dass der Wert $\kappa_1 \approx 1.6$ eine untere Grenze darstellt und in Fällen gültig ist, bei welchen eine kleine Normalkraft in Zusammenhang mit einer grossen Wandbreite und einem grossen Elastizitätsmodul des Betons ($E_c = 6000\sqrt{f_{cw}}$ [MPa] oder E_c aus Versuchen [DWB 99]) vorkommt. Ein Wert von $\kappa_1 \approx 2.0$ wurde sehr selten erreicht und zwar nur, wenn eine bezogene Normalkraft $n > 0.10$ in Kombination mit einer kleinen Wandbreite und einem kleinen Elastizitätsmodul des Betons ($E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ [MPa], [PP 75] [PSC 96]) vorkam. Deshalb wird hier empfohlen, im allgemeinen mit einem Zwischenwert von beiden Extremen zu rechnen, nämlich:

$$\kappa_1 \approx 1.8 \tag{G.53}$$

Am Ende der Bemessung, wenn die Abmessungen, die Bewehrung und die Normalkraft der Wände bekannt sind, kann gegebenfalls diese Annahme mittels eines normalen Querschnittsprogramms kontrolliert werden.
Durch Umformung von Gleichung (G.51) und durch Einsetzen von Gleichung (G.52) in (G.51) können folgende Hilfsformeln hergeleitet werden:

$$\kappa_1 = \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{1 - \alpha_x} \tag{G.54}$$

$$\phi_y = \frac{3\Delta_y}{\kappa_2 \cdot \tilde{\Gamma} \cdot (h^*)^2} \cong \frac{6\Delta_y}{\kappa_2 \cdot (3h - h^*) \cdot h^*} \tag{G.55}$$

$$l_w = \frac{\kappa_1 \kappa_2}{3} \cdot \tilde{\Gamma} \cdot \varepsilon_y \cdot \frac{(h^*)^2}{\Delta_y} \cong \frac{\kappa_1 \kappa_2}{6} \cdot (3h - h^*) \cdot \varepsilon_y \cdot \frac{h^*}{\Delta_y} \tag{G.56}$$

In Anbetracht, dass während eines Bemessungsprozesses die Grössen h und ε_y meistens konstant bleiben, zeigt Gleichung (G.56), dass die Wandlänge l_w invers proportional zur Fliessverschiebung Δ_y ist.

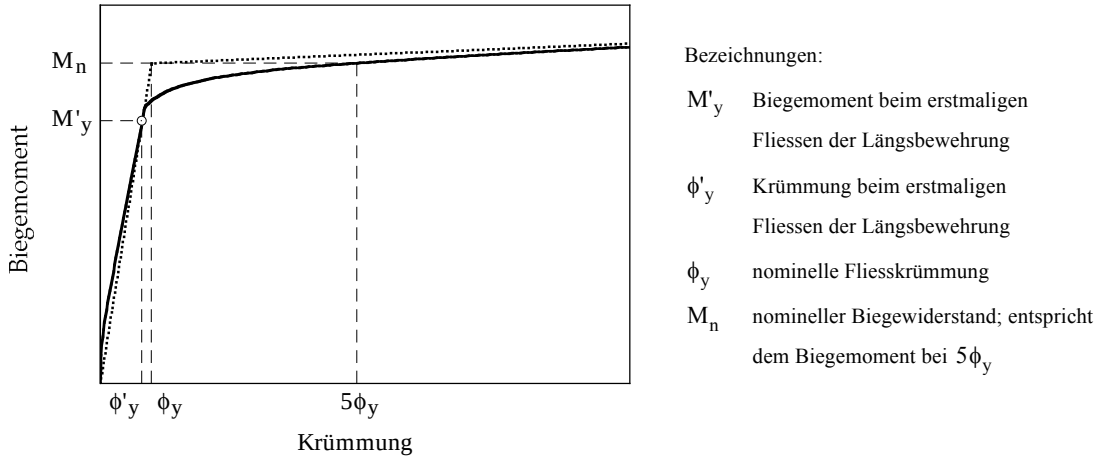


Bild G.12: Definition der nominellen Fliesskrümmung nach [PK 98], die hier ebenfalls verwendet wird

G.6.3 Widerstand des Gebäudes

Bei Gebäuden ohne Rahmenwirkung kann angenommen werden, dass der Widerstand des Gebäudes aus der Summe der Widerstände der Tragwände berechnet werden kann und zwar:

$$V_y = \frac{\sum M_{y,i}}{h^*} = \frac{M_y}{h^*} \tag{G.57}$$

Die Ermittlung des Biegewiderstandes M_y ist somit eine wichtige Aufgabe der Bemessung. In Abschnitt G.5.3 wurde ein Verfahren vorgeschlagen, um diese Aufgabe rasch und effizient durchführen zu können.

G.6.4 Grundfrequenz des Gebäudes

Die Grundfrequenz des Gebäudes soll möglichst genau bestimmt werden um die angreifenden Erdbebenkräfte realistisch schätzen zu können. Die Grundfrequenz des MMS entspricht der Eigenfrequenz des modalen EMS, die bekanntlich folgendermassen bestimmt werden kann:

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k^*}{m^*}} \tag{G.58}$$

Darin ist k^* die Steifigkeit des EMS:

$$k^* = \frac{V_y}{\Delta_y^*} = \frac{\tilde{\Gamma} \cdot V_y}{\Delta_y} \tag{G.59}$$

In Abschnitt G.4 wurde gezeigt, dass die Biegesteifigkeit EI^* des modalen EMS mit genügender Genauigkeit als konstantes Verhältnis zur Biegesteifigkeit EI des MMS ausgedrückt werden kann; somit, als alternative Formulierung, wird die Steifigkeit k^* des modalen EMS:

$$k^* = 3 \cdot \frac{EI^*}{(h^*)^3} \approx 3 \cdot \frac{0.97 \cdot EI}{(h^*)^3} = 2.91 \cdot \frac{EI}{(h^*)^3} = 2.91 \cdot \frac{EI_y / \kappa_2}{(h^*)^3} \tag{G.60}$$

Die Bestimmung der effektiven Grundfrequenz eines Stahlbetontragwandgebäudes ist eine sehr schwierige Aufgabe, weil die Steifigkeit der Stahlbetontragwände durch die Rissebildung stark beein-

flusst wird und die Rissebildung ihrerseits von der Stärke der Erdbebenbeanspruchung abhängt. In [Daz 00] wird gezeigt, wie die Eigenfrequenz sinkt, wenn die Beanspruchung grösser wird.

G.6.5 Erdbebenersatzkraft

Die Erdbebenersatzkraft V_E wird mittels Bemessungsantwortspektren berechnet. Ein solches Spektrum ist in Bild G.13 dargestellt. Stahlbetontragwandgebäude weisen in Abhängigkeit der Stockwerksmassen, der Anzahl und Beschaffenheit der Wände und der Anzahl Stockwerke eine Grundfrequenz auf, die meist zwischen 0.3 und 2 Hz liegt (siehe u.a. [GC 97] und [GC 98]). In diesem Frequenzbereich weisen moderne Bemessungsantwortspektren meist drei Bereiche auf, bei welchen der Verlauf der spektralen Beschleunigung unterschiedlichen Gesetzen folgt.

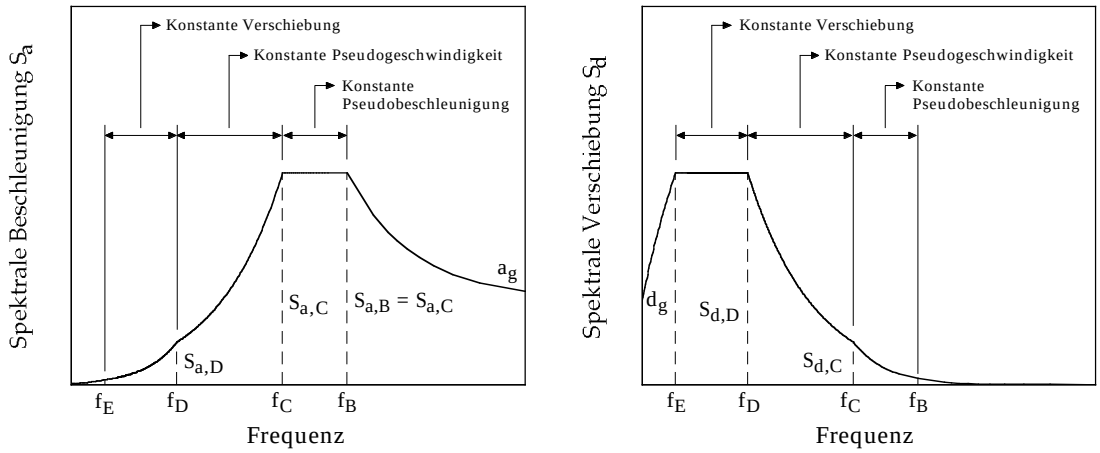


Bild G.13: Elastisches Bemessungsantwortspektrum der Beschleunigung (links) und der Verschiebung (rechts)

Im unteren Frequenzbereich zwischen den Frequenzen f_E und f_D ist, wie rechts in Bild G.13 gezeigt, die spektrale Verschiebung konstant, und die spektrale Beschleunigung kann als Funktion der Grundfrequenz f_n des Gebäudes folgendermassen ausgedrückt werden:

$$S_a(f_n) = S_{a,D} \cdot \left(\frac{f_n}{f_D}\right)^2 \tag{G.61}$$

Im Frequenzbereich $f_D \ldots f_C$ ist die Pseudogeschwindigkeit konstant und die spektrale Beschleunigung wird:

$$S_a(f_n) = S_{a,C} \cdot \frac{f_n}{f_C} \tag{G.62}$$

Im Frequenzbereich $f_C \ldots f_B$ ist hingegen die Pseudobeschleunigung konstant, nämlich:

$$S_a(f_n) = S_{a,C} \tag{G.63}$$

Die Eckfrequenzen f_D bis f_C sowie die Eckwerte der spektralen Beschleunigung $S_{a,D}$ bis $S_{a,C}$ werden von der verwendeten Norm gegeben und sind von den Eigenschaften des Untergrundes, auf welchem das Gebäude steht, stark abhängig. Die Frequenz f_E liegt typischerweise im Bereich zwischen 0.1 und 0.2 Hz, deshalb ist der Verlauf der spektralen Beschleunigung unterhalb von f_E von untergeordneter Bedeutung. Die Frequenz f_B liegt meistens oberhalb von 5 Hz, sodass der Verlauf der spektralen Beschleunigung oberhalb von f_B ebenfalls von untergeordneter Bedeutung ist. Würde ein Gebäude ausnahmweise eine Grundfrequenz grösser als f_B aufweisen, dann sollte die dortige Reduktion

der spektralen Beschleunigung nicht berücksichtigt werden, weil bei Schädigung des Tragwerks die Grundfrequenz sinken würde und die Erdbebenkräfte grösser würden.

Erdbebenersatzkraft im Bereich konstanter Pseudobeschleunigung

Im Bereich konstanter Pseudobeschleunigung kann die Erdbebenersatzkraft $V_E = V_y$, die auf das Gebäude wirkt, folgendermassen berechnet werden:

$$V_y = S_{a,C} \cdot \frac{1}{\mu_\Delta} \cdot m^* \tag{G.64}$$

Die Bemessungsgleichung wird:

$$V_y \cdot \mu_\Delta = S_{a,C} \cdot m^* \tag{G.65}$$

Erdbebenersatzkraft im Bereich konstanter Pseudogeschwindigkeit

Im Bereich konstanter Pseudogeschwindigkeit kann die Erdbebenersatzkraft $V_E = V_y$, die auf das Gebäude wirkt, aufgrund von Gleichung (G.62) folgendermassen berechnet werden:

$$V_y = S_{a,C} \cdot \frac{f_n}{f_C} \cdot \frac{1}{\mu_\Delta} \cdot m^* \tag{G.66}$$

Die Grundfrequenz f_n kann durch die Gleichungen (G.58) und (G.59) ersetzt werden:

$$V_y = \frac{S_{a,C}}{f_C} \cdot \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{\tilde{\Gamma} \cdot V_y}{\Delta_y \cdot m^*}} \cdot \frac{1}{\mu_\Delta} \cdot m^* \tag{G.67}$$

Durch Quadrieren und nach Umformung ergibt sich die Bemessungsgleichung:

$$V_y \cdot \Delta_y \cdot \mu_\Delta^2 = \frac{1}{4\pi^2} \cdot \left(\frac{S_{a,C}}{f_C}\right)^2 \cdot \tilde{\Gamma} \cdot m^* \tag{G.68}$$

Erdbebenersatzkraft im Bereich konstanter Verschiebung

Im Bereich konstanter Verschiebung kann die Erdbebenersatzkraft $V_E = V_y$, die auf das Gebäude wirkt, aufgrund von Gleichung (G.61) folgendermassen berechnet werden:

$$V_y = S_{a,C} \cdot \left(\frac{f_n}{f_D}\right)^2 \cdot \frac{1}{\mu_\Delta} \cdot m^* \tag{G.69}$$

Eine ähnliche Bearbeitung von Gleichung (G.69) wie im Fall von Gleichung (G.66) führt zu folgender Bemessungsgleichung:

$$\Delta_y \cdot \mu_\Delta = \frac{1}{4\pi^2} \cdot \frac{S_{a,D}}{(f_D)^2} \cdot \tilde{\Gamma} \tag{G.70}$$

Es ist zu bemerken, dass die Faktoren $V_y \cdot \mu_\Delta$, $V_y \cdot \Delta_y \cdot \mu_\Delta^2$ und $\Delta_y \cdot \mu_\Delta$ der Bemessungsgleichungen (G.65), (G.68) und (G.70) nur vom Antwortspektrum der Erdbebeneinwirkung und von Eigenschaften des Gebäudes, die im Voraus bekannt sind, abhängig sind.

G.6.6 Maximale Stockwerksschiefstellung

Das Verhältnis der maximalen Stockwerksschiefstellung δ_{max} zur mittleren Stockwerksschiefstellung δ_m ist unabhängig von der Steifigkeit des Gebäudes, und es gilt:

Elastische Stockwerksschiefstellung: $$\delta_{max,\,el} = \frac{3}{2} \cdot \frac{h}{h^* \cdot \tilde{\Gamma}} \cdot \delta_{m,\,el} \approx 1.3 \cdot \delta_{m,\,el} \qquad \text{(G.71)}$$

Plastische Stockwerksschiefstellung: $$\delta_{max,\,pl} = \delta_{m,\,pl} \qquad \text{(G.72)}$$

Die gesamte maximale Stockwerksschiefstellung kann als Summe des elastischen und plastischen Anteils berechnet werden:

$$\delta_{max} = \delta_{max,\,el} + \delta_{max,\,pl} = \frac{h}{h^* \cdot \tilde{\Gamma}} \cdot \delta_{m,\,el} + \delta_{m,\,pl} = \frac{3}{2} \cdot \frac{h}{h^* \cdot \tilde{\Gamma}} \cdot \frac{\Delta_y}{h} + (\mu_\Delta - 1)\frac{\Delta_y}{h} \qquad \text{(G.73)}$$

$$= \left(\frac{3}{2} \cdot \frac{h}{h^* \cdot \tilde{\Gamma}} + \mu_\Delta - 1\right)\frac{\Delta_y}{h} \approx (\mu_\Delta + 0.3)\frac{\Delta_y}{h}$$

Durch Umformung kann die Bedingung zur Festlegung der Fliessverschiebung Δ_y hergeleitet werden:

$$\Delta_y = \frac{\delta_{max} \cdot h}{\frac{3}{2} \cdot \frac{h}{h^* \cdot \tilde{\Gamma}} + \mu_\Delta - 1} \approx \frac{\delta_{max} \cdot h}{(\mu_\Delta + 0.3)} \qquad \text{(G.74)}$$

G.6.7 Bemessungsverfahren in Schritten

Die Bemessung der Wände eines Gebäudes ohne Rahmenwirkung erfolgt in zwei Stufen. In der ersten Stufe wird angenommen, dass alle Wände in einer Richtung gleich lang sind und dass sie auch die gleiche Normalkraft aufweisen. Diese beiden Annahmen ermöglichen die Untersuchung der Parameter, die das dynamische Verhalten des Gebäudes massgeblich beeinflussen, auf rasche Weise und ohne Iterationen. Im Fall, dass die beiden Annahmen zu weit weg von der Wirklichkeit sein sollten, kann innerhalb der zweiten Stufe eine Überprüfung der Wandeigenschaften (Anzahl, Länge und Widerstand) stattfinden; dabei können unterschiedliche Wandlängen und Normalkräfte berücksichtigt werden. Basierend auf nutzungstechnischen, architektonischen oder konstruktiven Gründen, sowie anhand der Resultate der ersten Stufe werden vernünftige Wandeigenschaften gewählt. Anschliessend wird durch einfache Berechnungen kontrolliert, welche Bemessungsduktilität μ_Δ und welche maximale Stockwerksschiefstellung δ_{max} infolge des Bemessungsbebens sich für die gewählten Wandeigenschaften ergeben. Diese Berechnungen sind iterativ, und die Wandeigenschaften werden solange geändert, bis sich die gewünschten μ_Δ und δ_{max} ergeben. Die beiden Stufen werden hier kurz dargestellt.

Im Hinblick auf die endgültige Bemessung der Wände (siehe Abschnitt G.9), sollen mit Vorteil schon auf dieser Stufe einige Richtwerte bezüglich ρ_w, ρ_e, ρ_t und n_E eingehalten werden. Der Stegbewehrungsgehalt ρ_w soll im Bereich $0.30\% \le \rho_w \le 0.50\%$ gewählt werden, vor allem um ein frühzeitiges Versagen der vertikalen Stegbewehrung zu vermeiden (siehe [DWB 99]). Der Bewehrungsgehalt im Endbereich einer Wand ρ_e soll kleiner als 4% gewählt werden, um noch ein vernünftiges Verlegen der Bewehrung, vor allem in Stossbereichen, zu ermöglichen. Diese beiden Bedingungen erfordern automatisch, dass der gesamte Bewehrungsgehalt ρ_t etwa im Bereich $0.30\% \le \rho_t \le 1\%$ gewählt werden muss. Die bezogene Normalkraft n_E (siehe Gleichung G.34) soll kleiner als ungefähr 0.15 gewählt wer-

den, um das erforderliche Krümmungsduktilitätsangebot des Wandquerschnittes ohne zu grossen Schwierigkeiten erreichen zu können.

Stufe 1: Wände mit gleicher Länge und Normalkraft

Die Modellierung eines erdbebenbeanspruchten Gebäudes als modaler EMS führt zu einer sehr einfachen geschlossenen mathematischen Formulierung des Problems, so dass eine aussagekräftige überschlägige Erdbebenbemessung anhand des folgenden direkten Verfahrens möglich ist:

Schritt 1: ***Berechnung der Bemessungskonstanten***
Berechnung der modalen Masse m^*, der modalen Höhe h^*, des Partizipationsfaktors $\tilde{\Gamma}$ sowie des Faktors $V_y \cdot \Delta_y \cdot \mu_\Delta^2$ aus der Bemessungsgleichung (G.68)

Schritt 2: ***Wahl der Bemessungsduktilität und der akzeptierten Stockwerksschiefstellung***
Wahl der Bemessungsduktilität μ_Δ und der akzeptierten Stockwerksschiefstellung δ_{max}.

Schritt 3: ***Berechnung der Fliessverschiebung***
Berechnung der Fliessverschiebung Δ_y mit Gleichung (G.74).

Schritt 4: ***Berechnung der Wandlänge***
Berechnung der Wandlänge l_w mit Gleichung (G.56). Falls l_w nicht zweckmässig ist, sollen die *Schritte 1* bis *4* wiederholt werden.

Schritt 5: ***Bestimmung der Ersatzkraft***
Bestimmung der Ersatzkraft $V_E = V_y$ und der zugehörigen Biegebeanspruchung aus dem Faktor $V_y \cdot \Delta_y \cdot \mu_\Delta^2$ und aus der Gleichung $M_y = V_y \cdot h^*$

Schritt 6: ***Bemessung der Wände***
Bestimmung der Anzahl Wände n_w die notwendig ist, um die Schnittkräfte aus *Schritt 5* aufnehmen zu können. Um den Biegewiderstand und somit den erforderlichen Bewehrungsgehalt ρ_t der einzelnen Wände zu bestimmen, kann das in Abschnitt G.6.3 vorgeschlagene Verfahren verwendet werden.

Dieses Bemessungsverfahren bzw. die *Schritte 2* bis *6* können sehr einfach in eine Excel-Tabelle implementiert werden so, dass der Einfluss aller Bemessungsparameter untersucht werden kann. Dies ist vor allem vorteilhaft, wenn noch wenig Erfahrung über die nötige Anzahl und Länge der Wände vorliegt und diese bestimmt werden sollen. Wenn jedoch die Wände gegeben oder bereits bestimmt sind, kann zum Beispiel in der Reihenfolge der Schritte 4 und 6, 3, 2, 1, 5 kontrolliert werden, wie gross die Verschiebeduktilität und die Stockwerksschiefstellung sein werden und ob der zugehörige erforderliche Biegewiderstand (Bewehrungsgehalt) vernünftig ist.
Das obige Verfahren wurde hier für den Bereich des Bemessungsantwortspektrums mit konstanter Pseudogeschwindigkeit dargestellt, weil die Grundfrequenz der meisten Gebäude in diesem Bereich liegt. Falls die Grundfrequenz des Gebäudes im Bereich konstanter Pseudobeschleunigung oder konstanter Verschiebung liegt, kann das Verfahren unter Berücksichtigung der Bemessungsgleichungen (G.65) bzw. (G.70) verwendet werden. Es ist zu bemerken, dass in diesen beiden Gleichungen immer nur zwei der drei Bemessungsparameter V_y, Δ_y und μ_Δ vorkommen, d.h. der dritte Parameter kann frei gewählt werden.

Stufe 2: Wände mit unterschiedlicher Länge oder Normalkraft

Die Kombination von Wänden unterschiedlicher Länge führt gemäss [PR 98] zu einer Kraft-Verformungs-Beziehung des Systems wie rechts in Bild G.14 dargestellt ist. In diesem Fall können die end-

gültigen Eigenschaften der Wände (Anzahl, Länge und Widerstand) anhand von *Schritt 7* bestimmt werden.

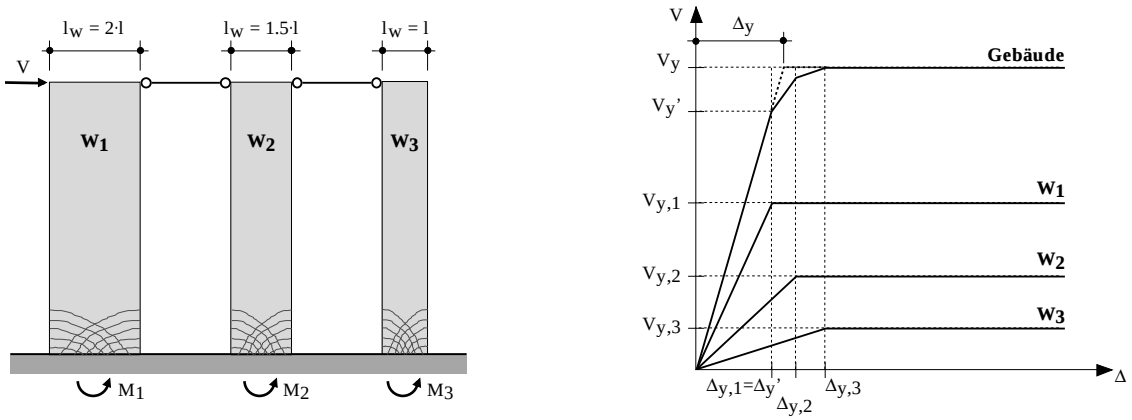


Bild G.14: Kraft-Verformungs-Beziehung eines Gebäudes, das mit Wänden unterschiedlicher Länge ausgesteift ist

Schritt 7.1: Wahl der Wände

Wahl der Anzahl n_w der Wände, ihrer Länge $l_{w,i}$ und ihres Widerstandes $V_{y,i}$. Diese Wahl beruht auf nutzungstechnischen, architektonischen oder konstruktiven Gründen sowie auf den Resultaten der *Schritte 1* bis *6*.

Schritt 7.2: Berechnung der Fliessverschiebung der Wände

Berechnung der Fliessverschiebung $\Delta_{y,i}$ jeder Wand mit Gleichung (G.51). Die kleinste Fliessverschiebung wird als Δ_y' bezeichnet. Sie gehört zur längsten Wand.

Schritt 7.3: Berechnung des Gesamtwiderstandes und der Fliessverschiebung des Gebäudes

Berechnung des Gesamtwiderstandes V_y und der Fliessverschiebung Δ_y des Gebäudes mit folgenden Gleichungen:

$$V_y = \sum_{i=1}^{n_w} V_{y,i} \tag{G.75}$$

$$k_i = \frac{V_{y,i}}{\Delta_{y,i}} \tag{G.76}$$

$$k = \sum k_{y,i} \tag{G.77}$$

$$\Delta_y = \frac{V_y}{k} \tag{G.78}$$

Schritt 7.4: Berechnung der erforderlichen Duktilität und der Stockwerksschiefstellung

Berechnung der erforderlichen Verschiebeduktilität μ_Δ aus dem Faktor $V_y \cdot \Delta_y \cdot \mu_\Delta^2$ und

Berechnung der vorhandenen maximalen Stockwerksschiefstellung δ_{max} aus Gleichung (G.73)

Schritt 7.5: Iterationen

Wiederholung der *Schritte 7.1* bis *7.4* bis:

- die erforderliche Verschiebeduktilität μ_Δ den zulässigen Wert nicht überschreitet
- der Duktilitätsbedarf $\alpha \cdot \mu_\Delta$ der längsten Wand den zulässigen Wert nicht überschreitet
- die maximale Stockwerksschiefstellung δ_{max} den zulässigen Wert nicht überschreitet.

Zusätzlich ist auch eine Kontrolle bezüglich Windeinwirkung durchzuführen und allenfalls die Anzahl der Wände bzw. die Summe der Wandwiderstände zu erhöhen.

Die *Schritte 1* bis *6* geben einen guten Einblick in das dynamische Verhalten des untersuchten Gebäudes, sodass es normalerweise möglich ist, *Schritt 7.1* mit vernünftigen Annahmen zu beginnen. Somit bleibt die Anzahl der Iterationen meistens beschränkt, oder es ist überhaupt keine Iteration erforderlich.

G.7 Systeme mit Rahmenwirkung

In Tragwandsystemen wird im Allgemeinen der Hauptteil der Steifigkeit gegen horizontale Kräfte durch die Tragwände bewirkt. Der Beitrag der Rahmenwirkung der Decken mit den Tragwänden und Stützen kann jedoch wesentlich sein.
Ein Tragwandsystem ist in Bild G.15 dargestellt. Die beiden Tragwände in Querrichtung werden durch Rahmen ausgesteift, deren Riegel durch die Decken gebildet werden, und deren vertikale Elemente aus den Schwerelaststützen und aus den Tragwänden, sowohl diejenigen in Quer- als auch in Längsrichtung, bestehen. Es ergibt sich somit ein gekoppeltes System bestehend aus Wänden und Rahmen wie oben rechts in Bild G.15 dargestellt ist.

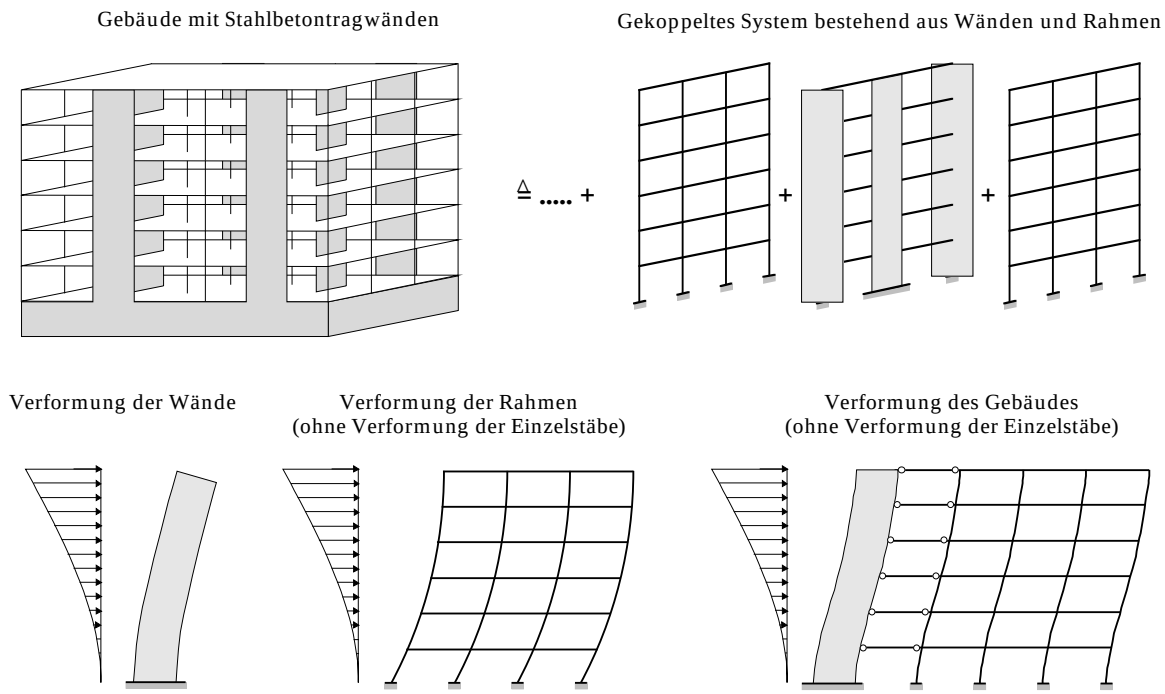


Bild G.15: Zusammenwirken von Wänden und Rahmen (elastische Verformungen)

Je für sich allein betrachtet, weisen Wände und Rahmen ein völlig unterschiedliches elastisches Verformungsverhalten auf, und wenn sie in einem Tragsystem kombiniert werden, dann entstehen Koppelungskräfte, die das Verformungsverhalten des Systems massgeblich beeinflussen können. Die Koppelungskräfte entstehen, weil Wände und Rahmen durch die Decken gezwungen sind, bei jeder Geschossdecke die gleichen horizontalen Verschiebungen zu haben. Im Gegensatz zu den Rahmen, die vorwiegend ein Schubverhalten aufweisen, weisen Wände vorwiegend ein Biegeverhalten auf. Die Wände reduzieren die Schiefstellung der Rahmen im unteren Bereich des Tragwerks, und die Rahmen reduzieren die Schiefstellung der Wände im oberen Bereich des Tragwerks. Das Tragsystem besitzt somit ein gemischtes Biege-Schubverhalten, das stark vom Steifigkeitsverhältnis zwischen Wänden und Rahmen abhängig ist. Diese Problematik ist unten in Bild G.15 dargestellt. Die Steifigkeit des Tragsystems darf nicht einfach aus der Summe der Steifigkeit von Wänden und Rahmen berechnet werden. Für eine angemessene Erfassung der Rahmenwirkung müssen die Verträglichkeitsbedingungen zwischen Wänden und Rahmen berücksichtigt werden.

G.7.1 Modellbildung

Um die Wechselwirkung zwischen Wänden und Rahmen zu beschreiben wird das Verfahren angewendet, das erstmals in [Ros 63] beschrieben und in [HS 73]und [BD 97] an die Gegebenheiten des Erdbebeningenieurwesens angepasst wurde.

Das Tragsystem, in dem Wände und Rahmen zusammenwirken, wird als ein Biegebalken mit Biegesteifigkeit EI_w, der mit einem Schubbalken der Schubsteifigkeit $K_s = GA$ kontinuierlich gekoppelt ist, modelliert (Bild G.16 Mitte). In den betrachteten Tragwandsystemen sind die Wände steifer als die Rahmen und beginnen früher zu fliessen. Dann sinkt die Steifigkeit der Wände drastisch, und der Einfluss der Rahmenwirkung nimmt verhältnismässig zu. Es wird vorausgesetzt, dass die Wände gemäss den Prinzipien der Kapazitätsbemessung bemessen sind, sodass beim Fliessen ein plastischer Bereich am Fuss der Wände entsteht. Bis zum Fliessen wird der Biegebalken am Fuss als vollständig eingespannt und nach Fliessbeginn als teilweise eingespannt betrachtet. Die teilweise Einspannung wird durch eine Drehfeder der Steifigkeit k_θ modelliert. Ferner wird angenommen, dass der Rahmen elastisch bleibt, was bei Systemen mit dünnen Schwerelaststützen bis zu Verschiebeduktilitäten $\mu_\Delta = 3 \ldots 5$ der Wände meist zutrifft. Das gekoppelte System ist in der Mitte von Bild G.16 dargestellt.

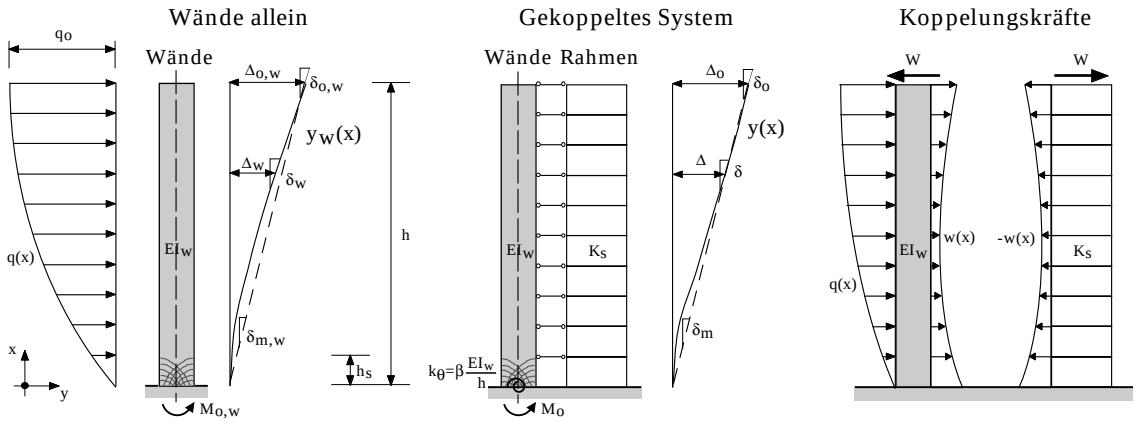


Bild G.16: Vereinfachtes Modell zur Erfassung des Zusammenwirkens zwischen Wänden und Rahmen in mehrstöckigen Gebäuden

Um die Verträglichkeit zwischen Biege- und Schubbalken gewährleisten zu können, entstehen zwischen beiden Balken Koppelungskräfte. Diese bestehen aus einer kontinuierlich verteilten Kraft $w(x)$

und aus einer konzentrierten Kraft W am Kopf beider Balken. Die Gleichungen, die dieses System beschreiben, sind in [Daz 00] dargestellt und für unterschiedliche Gegebenheiten gelöst.

Es werden die folgenden dimensionslosen Hilfsparameter ζ und β eingeführt:

$$\zeta = \frac{K_s h^2}{2EI_w} \quad , \quad \beta = \frac{k_\theta h}{EI_w} \tag{G.79}$$

Ein Wert von $\zeta = 0$ bedeutet, dass es keine Rahmenwirkung gibt; und die Rahmenwirkung erhöht sich mit steigendem ζ. Mit $\beta = \infty$ ist nach dem Fliessbeginn der Biegebalken am Fuss vollständig eingespannt, und mit $\beta = 0$ ist er am Fuss gelenkig gelagert.
Um die horizontale Auslenkung Δ_o am Kopf des gekoppelten Systems bestimmen zu können, wird der dimensionslose Parameter ω_d eingeführt:

$$\omega_d = \frac{\Delta_o}{\Delta_{o,w}} \tag{G.80}$$

Δ_o: horizontale Auslenkung am Kopf des gekoppelten Systems infolge einer Kraft $q(x)$
$\Delta_{o,w}$: horizontale Auslenkung am Kopf des voll eingespannten Biegebalkens allein infolge der gleichen Kraft $q(x)$ wie zur Bestimmung von Δ_o

Die Auslenkung $\Delta_{o,w}$ am Kopf des Biegebalkens allein ist eine Art Referenzwert und wird berechnet an einem elastischen vertikalen Kragarm, der die Biegesteifigkeit EI_w besitzt, der am Fuss voll eingespannt ist, und der mit der Kraft $q(x)$ belastet wird.

ω_d ist für eine dreieckförmige Verteilung der Kraft $q(x)$ und für verschiedene Steifigkeiten β der Einspannung am Fuss des Biegebalkens nach dem Fliessbeginn links in Bild G.17 dargestellt. Folgendes ist wesentlich:

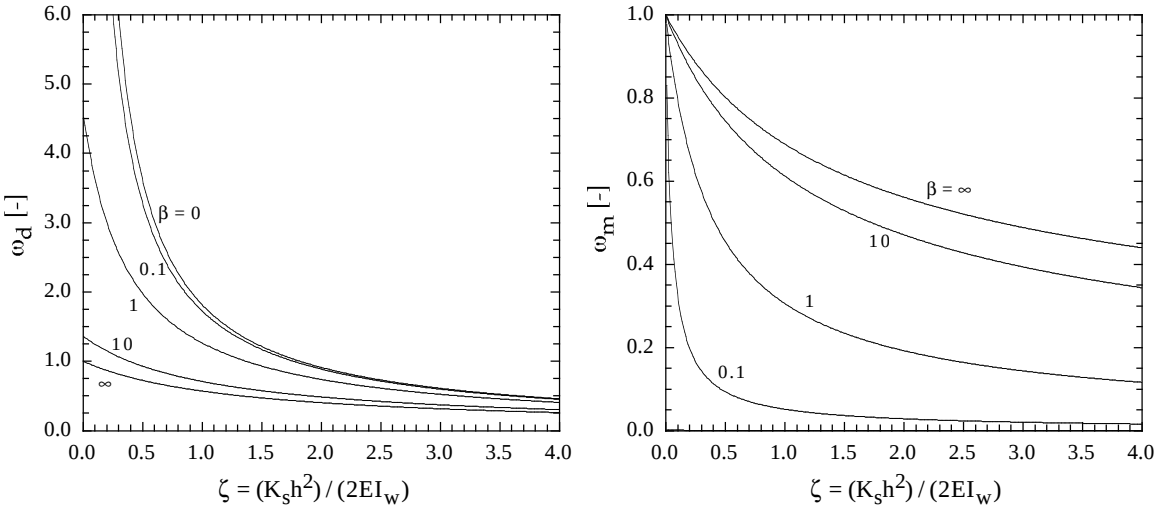


Bild G.17: Parameter ω_d zur Berechnung der horizontalen Wandkopfauslenkung des gekoppelten Systems (links) und Parameter ω_m zur Berechnung der Biegebeanspruchung am Fuss der Wände im gekoppelten System (rechts). Die Parameter sind für eine dreieckförmige verteilte Ersatzkraft ausgewertet.

a) Eine Erhöhung der Rahmenwirkung (grösseres ζ), bei einer gleichen Kraft $q(x)$, reduziert die Wandkopfauslenkung;

b) Eine Reduktion der Steifigkeit k_θ (kleineres β) der nach dem Fliessbeginn am Fuss des Biegebalkens vorhandenen Drehfeder erhöht die Wandkopfauslenkung. Bei einer gelenkigen Lagerung des Biegebalkens ($\beta = 0$) und gleichzeitiger Abwesenheit einer Rahmenwirkung ($\zeta = 0$) ist die Wandkopfauslenkung unendlich gross.

Das Biegemoment M_o am Fuss des mit dem Schubbalken gekoppelten Biegebalkens wird anhand des dimensionslosen Parameters ω_m berechnet:

$$\omega_m = \frac{M_o}{M_{o,w}} \tag{G.81}$$

M_o: Biegemoment am Fuss des mit dem Schubbalken gekoppelten Biegebalkens infolge einer Kraft $q(x)$

$M_{o,w}$: Biegemoment am Fuss des voll eingespannten Biegebalkens allein infolge der gleichen Kraft $q(x)$ wie zur Bestimmung von M_o

Das Biegemoment $M_{o,w}$ am Fuss des Biegebalkens allein ist eine Art Referenzwert und wird berechnet an einem elastischen vertikalen Kragarm, der am Fuss voll eingespannt ist, und der mit der Kraft $q(x)$ belastet wird.

ω_m ist für eine dreieckförmige Verteilung der Kraft $q(x)$ und für verschiedene Steifigkeiten der Einspannung am Fuss des Biegebalkens nach dem Fliessbeginn rechts in Bild G.17 dargestellt. Folgendes ist wesentlich:

a) Eine Erhöhung der Rahmenwirkung (grösseres ζ), bei einer gleichen Kraft $q(x)$, reduziert die Biegebeanspruchung am Fuss des Biegebalkens;

b) Eine Reduktion der Steifigkeit k_θ (kleineres β) der Drehfeder am Fuss des Biegebalkens reduziert die Biegebeanspruchung am Fuss des Biegebalkens. Bei einer gelenkigen Lagerung des Biegebalkens ($\beta = 0$) kann, wie zu erwarten, kein Biegemoment am Fuss mehr übertragen werden;

c) Je höher der Schwerpunkt der Resultierenden der Kraft $q(x)$ ist, desto mehr wird die Biegebeanspruchung am Fuss des Biegebalkens reduziert. Dieser Einfluss ist am grössten bei voller Einspannung des Biegebalkens und wird kleiner mit der Reduktion der Steifigkeit k_θ.

Angaben zur genauen Bestimmung von ω_m und ω_d sind in [Daz 00] zu finden. Für eine dreieckförmige Verteilung der Ersatzkraft können aber folgende Näherungsformeln verwendet werden:

$$\beta = \infty: \quad \omega_m = \frac{1}{\sqrt{\zeta + 1}} \pm 3\% \quad , \quad \omega_d = \frac{1.32}{\zeta + 1.32} \pm 2\% \tag{G.82}$$

$$\beta = 0 \quad \omega_m = 0 \quad , \quad \omega_d = \frac{1.82}{\zeta} \tag{G.83}$$

Die Bedeutung und die Verwendung der dimensionslosen Parameter ω_d und ω_m werden in Abschnitt G.7.4 erklärt. Es kann gezeigt werden, dass das Verhältnis ω_d / ω_m immer kleiner als Eins ist [Daz 00]; Die Bedeutung dieses Verhältnisses wird ebenfalls in Abschnitt G.7.4 erklärt.

G.7.2 Beanspruchung der Wände

Wie Bild G.15 zeigt, passen die Biegelinien von Wänden und Rahmen nicht zusammen. Da jedoch die Verträglichkeitsbedingungen zwischen Biege- und Schubbalken stets erfüllt sein müssen, entstehen durch die Rahmenwirkung einige besondere Effekte, die zudem im elastischen und plastischen Beanspruchungsbereich der Wände unterschiedlich sein können.

Maximale Stockwerksschiefstellung

Eine Rahmenwirkung hat zur Folge, dass die maximale Stockwerksschiefstellung δ_{max} nicht mehr am Wandkopf (vergleiche Abschnitt G.6.6) sondern - wie die Biegelinien in Bild G.15 rechts zeigten - weiter unten auftritt. Aber sie ist natürlich wiederum grösser als die mittlere Stockwerksschiefstellung $\delta_m = \Delta_o / h$, und sie hängt davon ab, ob und wie stark das System in den plastischen Bereich hinein beansprucht wird.
Bei Tragwandgebäuden mit dünnen Schwerelaststützen liegt die Rahmenwirkung im Bereich $\zeta = 0 \ldots 2$. Solange die Wände elastisch bleiben, gilt $\delta_{max} \leq 1.36 \cdot \delta_m$. Wenn sich die Wände mit $\mu_\Delta = 3 \ldots 5$ plastisch verformen gilt $\delta_{max} \leq 1.15 \cdot \delta_m$. Genauere Werte können nach [Daz 00] bestimmt werden.

Biegebeanspruchung der Wände

Eine Rahmenwirkung hat zur Folge, dass in den oberen Stockwerken der Wände ein Wechsel des Vorzeichens der Biegemomente stattfindet, wie man aus dem Krümmungsverlauf anhand von Bild G.15 rechts erkennt. Für eine Rahmenwirkung im Bereich $\zeta = 0 \ldots 2$ kann, solange die Wände elastisch bleiben, das Moment in den oberen Stockwerken bis 10 % des Momentes am Wandfuss betragen, und wenn sich die Wände mit $\mu_\Delta = 2$ bzw. 3 bzw. 5 plastisch verformen, bis rund 20 bzw. 30 bzw. 50 %. Genauere Werte können [Daz 00] entnommen werden.

Schubbeanspruchung der Wände

Eine Rahmenwirkung hat auch zur Folge, dass in den oberen Stockwerken der Wände ein Vorzeichenwechsel der Querkraft stattfindet, und dass die Querkraft am Fuss der Wände nach dem Fliessbeginn wesentlich grösser als die gesamte Ersatzkraft werden kann. Für eine Rahmenwirkung im Bereich $\zeta = 0 \ldots 2$ kann, wenn sich die Wände mit $\mu_\Delta = 2$ bzw. 3 bzw. 5 plastisch verformen, die Zunahme der Querkraft am Wandfuss bis 10 bzw. 20 bzw. 40 % betragen.
Dazu kommt, dass der Einfluss von höheren Eingenschwingungsformen bei Schubbeanspruchung nicht vernachlässigt werden darf. Deshalb müssen die statisch aufgrund der ersten Eigenschwingungsform ermittelten Querkräfte mit einem sogenannten dynamischen Vergrösserungsfaktor multipliziert werden (siehe Abschnitt G.9).

Erforderliche Krümmungsduktilität am Wandfuss

Eine Rahmenwirkung hat zur Folge, dass die Verdrehung im plastischen Gelenk am Wandfuss $\delta_{x=0}$ bezogen auf die mittlere Stockwerksschiefstellung $\delta_m = \Delta_o / h$ etwas grösser wird. Im Bereich $\zeta = 0 \ldots 2$ verläuft die Zunahme nahezu linear von 0 % bis höchstens 20 %. Bei dem hier dargelegten Konzept muss die Krümmungsduktilität jedoch nicht rechnerisch nachgewiesen sondern durch die Bemessung und konstruktive Massnahmen (evtl. Umschnürungsbewehrung) sichergestellt werden (siehe Abschnitt G.9).

G.7.3 Schätzung der Rahmensteifigkeit

Zur Erfassung der Rahmenwirkung wird die Schubsteifigkeit der durch die Decken oder Riegel zusammen mit den vertikalen Bauteilen Wände oder Stützen gebildeten Stabkreuze abgeschätzt [BD 97]. Bild G.18 zeigt die folgenden Typen:

a) Decke oder Riegel mit einer inneren Tragwand oder inneren Stütze, die oben und unten biegesteif an die Decke oder den Riegel angeschlossen ist.

b) Decke oder Riegel mit einer äusseren Tragwand oder äusseren Stütze, die oben und unten biegesteif an die Decke oder den Riegel angeschlossen ist.

c) Decke oder Riegel mit einer inneren Stütze, die oben (oder unten) biegesteif und unten (oder oben) gelenkig an die Decke oder den Riegel angeschlossen ist.

d) Decke oder Riegel mit einer äusseren Stütze, die oben (oder unten) biegesteif und unten gelenkig an die Decke oder den Riegel angeschlossen ist.

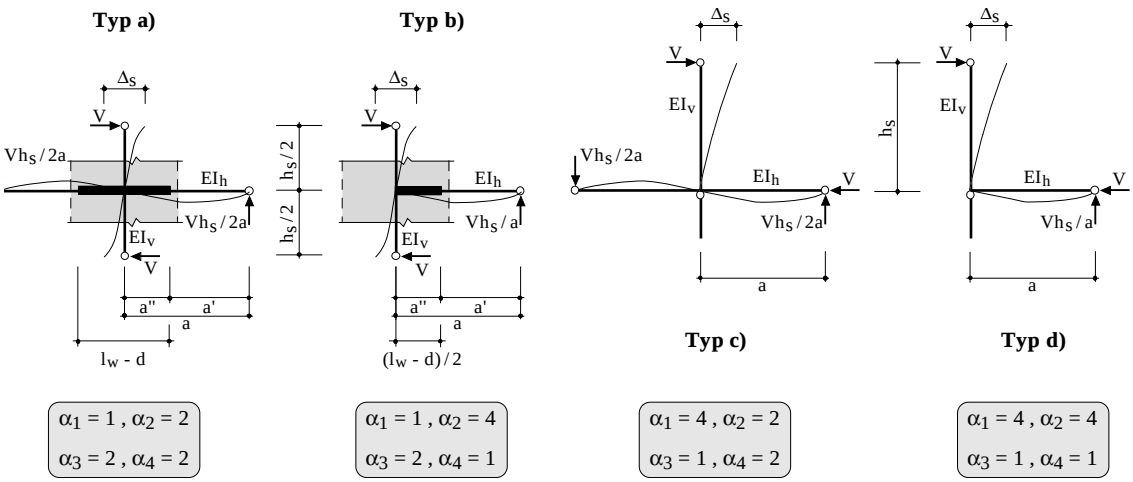


Bild G.18: Standardisierte Stabkreuze zur Berechnung der Rahmensteifigkeit K_s [BD 97]

Die Stabkreuze sind Stockwerksstabkreuze und besitzen jeweils eine Gesamthöhe h_s, die der Stockwerkshöhe entspricht. Der Abstand a der Momentennullpunkte in der Decke oder im Riegel bis zum Knoten ist je nach Fall zu schätzen. Bei einer Tragwand mit ihrer Hauptebene in der Ebene des Stabkreuzes ist der horizontale Stab über die Länge a'' als starr und nur über die Länge a' als flexibel anzunehmen. a' kann wie folgt angenommen werden:

$$a' = a - \frac{(l_w - d)}{2} \tag{G.84}$$

Dabei sind l_w die Wandlänge (in horizontaler Richtung) und d die Deckenstärke (in vertikaler Richtung). Die Schubsteifigkeit $k_{s,v}$ eines Stabkreuzes mit dem vertikalen Teil v entspricht der Kraft V für die Schiefstellung $\delta = \Delta_s / h_s = 1$ und kann für die Typen a) bis d) anhand der Arbeitsgleichung berechnet werden:

$$k_{s,v} = \frac{12 EI_v}{\alpha_1 h_s^2 + \alpha_2 h_s a'(a'/a)^2 (EI_v / EI_h)} \tag{G.85}$$

Darin sind EI_v die Biegesteifigkeit des vertikalen Elementes (Wand oder Stütze) und EI_h die Biegesteifigkeit des horizontalen Elementes (Decke oder Riegel). Die Koeffizienten α_1 und α_2 hängen vom Typ ab und können aus Bild G.18 entnommen werden.
Sind pro Stockwerk n gleiche Stabkreuze vorhanden, so tragen diese den n-fachen Wert von Gleichung (G.85) zur Schubsteifigkeit des Stockwerks bei. Die ganze Schubsteifigkeit des Stockwerks K_s setzt sich aus den Beiträgen aller vertikalen Elemente (Wände und Stützen) zusammen, die oben und/oder unten biegesteif an die Decke angeschlossen sind:

$$K_s = \sum k_{s,v} \tag{G.86}$$

Zur Abschätzung der Biegesteifigkeit EI_h von Flachdecken, welche die horizontalen Teile der Stabkreuze gemäss Bild G.18 bilden, muss eine mitwirkende Breite angenommen werden. Bei den Knoten wechselt in den Decken das Vorzeichen des Momentes, so dass dort die mitwirkende Breite nicht viel grösser sein kann als die Breite des vertikalen Elementes. In den Feldern hingegen dürfte die mitwirkende Breite wesentlich grösser sein. Für eine über die Stablänge konstante mitwirkende Breite werden folgende Regeln vorgeschlagen [BD 97]:

Decke beidseitig: $$b_{eff} = b + 2d \tag{G.87}$$

Decke einseitig: $$b_{eff} = b + d \tag{G.88}$$

b_{eff}: mitwirkende Breite der Decke
b: Breite der Stütze oder der Wand in Querrichtung

Computerberechnungen mit Modellierung der Flachdecken als Plattenelemente haben gezeigt, dass diese Regeln angemessen sind. Beim Anschluss der Flachdecken an Wände in Längsrichtung kann eine grössere mitwirkende Breite angenommen werden. Ein möglicher Ansatz dafür besteht darin, eine 45°-Kraftausbreitung ab Wandmitte anzunehmen und damit die mitwirkende Breite zu schätzen. Weitere Ansätze sind in [PP 92] zu finden. Sofern die Decken Unterzüge aufweisen, sind die üblichen Regeln für die mitwirkende Breite der Platte anzuwenden.

Grossversuche an der ETH Zürich über das zyklisch-statische Verhalten von Stahlbetontragwänden und entsprechende zyklisch-dynamische Versuche auf dem ETH-Rütteltisch haben gezeigt, dass bereits vor dem Fliessen der Bewehrungen eine Abminderung der Steifigkeiten durch Rissebildung erfolgt, die grösser ist als bis vor kurzem in der Fachwelt angenommen wurde (siehe [DWB 99] und [LWB 99]). Ähnliche Erkenntnisse wurden an anderen Forschungsstätten, vor allem in Neuseeland, gewonnen.

Bei Erdbebenberechnungen von Stahlbetonbauten ist es von grosser Bedeutung, dass möglichst wirklichkeitsnahe Annahmen getroffen werden. Um eine vernünftige Schätzung der Steifigkeit K_s vornehmen zu können, sollen diese Erkenntnisse bei der Festlegung der Biegesteifigkeiten EI_v und EI_h berücksichtigt werden. Die untere Grenze der elastischen Biegesteifigkeit soll mit Gleichung (G.45) berechnet werden. Richtwerte zur Schätzung der Biegesteifigkeit im gerissenen Zustand gemäss [NZS 3101] sind in der Tabelle G.3 angegeben, wobei I_g das Trägheitsmoment des reinen Betonquerschnitts ist. Die so ermittelte Biegesteifigkeit ist meistens höher als die aus Gleichung (G.45).

Balken	
Rechteckiger QS	$0.40I_g$
T- oder L-QS	$0.35I_g$

Stützen	
$N/(f'_cA_g) > 0.5$	$0.80I_g$
$N/(f'_cA_g) = 0.2$	$0.60I_g$
$N/(f'_cA_g) = -0.05$	$0.40I_g$

Wände	
$N/(f'_cA_g) = 0.2$	$0.45I_g$
$N/(f'_cA_g) = 0.0$	$0.25I_g$
$N/(f'_cA_g) = -0.1$	$0.15I_g$

Tabelle G.3: Empfehlungen für die Querschnittswerte von Stahlbetontragelementen im Rissezustand (aus [NZS 3101])

Bei den Knoten der Stabkreuze gemäss Bild G.18 ergeben sich in Abhängigkeit von der Stockwerksschiefstellung $\delta = \Delta_s/h_s$ die folgenden maximalen Krümmungen:

Im vertikalen Bauteil:

$$\phi_v = \frac{M}{EI_v} = \frac{\Delta_s}{h_s} \cdot \frac{h_s}{\alpha_3} \cdot \frac{k_{s,v}}{EI_v} \tag{G.89}$$

In der Decke:

$$\phi_h = \frac{M}{EI_h} = \frac{\Delta_s}{h_s} \cdot \frac{h_s}{\alpha_4} \cdot \frac{a'}{a} \cdot \frac{k_{s,v}}{EI_h} \tag{G.90}$$

Die Gleichungen (G.89) und (G.90) dienen zur Kontrolle der Verformungen bzw. der entsprechenden Momente in den Stützen und Decken. Die Koeffizienten α_3 und α_4 sind in Bild G.18 angegeben. Die Stockwerksschiefstellung in Abhängigkeit von der relativen Höhe im Gebäude kann gemäss Abschnitt G.7.2 geschätzt werden.

G.7.4 Bemessungsverfahren in Schritten

In diesem Abschnitt wird ein einfaches Verfahren vorgeschlagen, um in Erweiterung des Verfahrens von Abschnitt G.6.7 die Rahmenwirkung in die Erdbebenbemessung eines Tragwandgebäudes einzubeziehen.

Die dynamischen Eigenschaften des gekoppelten Systems werden weiterhin mit Hilfe eines modalen EMS beschrieben. Anhand des modalen EMS wird die Erdbebenbeanspruchung des Gebäudes, seien es Kräfte oder Verformungen, bestimmt, und anhand des gekoppelten Systems wird die Beanspruchung auf die Wände und auf die Rahmen verteilt, unter genauer Berücksichtigung von deren unterschiedlichem Verformungsverhalten.

Als Ausgangslage dienen die Anzahl, die Abmessungen und der Widerstand aller Wände, die in Abschnitt G.6.7 bestimmt wurden. Ziel ist, aus der Kraft-Verformungs-Beziehung der Wände allein die Kraft-Verformungs-Beziehung des gekoppelten Systems herzuleiten. Vorhandene und gesuchte Grössen sind in Bild G.19 dargestellt. Dabei entspricht Punkt A der Auslenkung bei welcher am Fuss der Wände sich ein Gelenk ausbildet. Wände und Rahmen weisen eine unterschiedliche Biegelinie auf. Deshalb entspricht die Fliessverschiebung des gekoppelten Systems nicht der Fliessverschiebung der Wände allein. Im *Schritt 9* des Bemessungsverfahrens wird gezeigt, dass die Fliessverschiebung des gekoppelten Systems immer kleiner als die Fliessverschiebung der Wände allein ist.

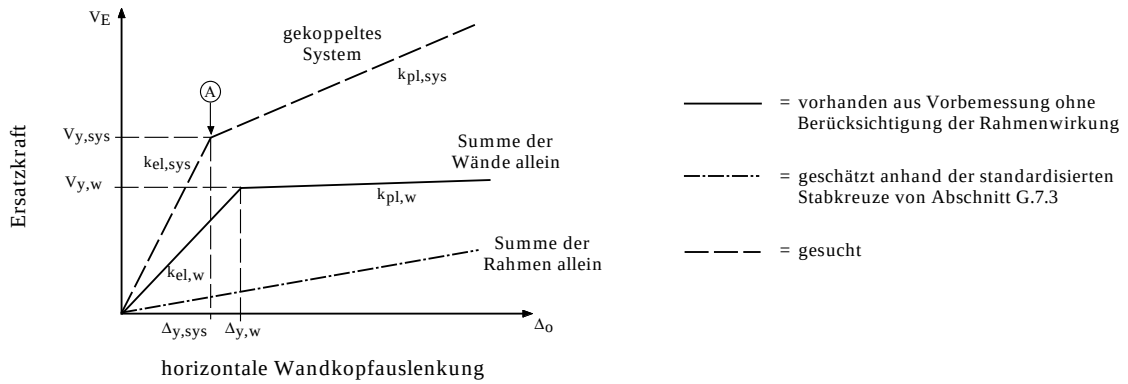


Bild G.19: Kraft-Verformungs-Beziehung der Wände allein und des gekoppelten Systems

Das Verfahren setzt voraus, dass die Wände unter Berücksichtigung der Prinzipien der Kapazitätsbemessung bemessen sind [PP 92]. In diesem Fall besitzt das Tragwandgebäude einen einzigen und invarianten plastischen Mechanismus mit Bildung eines plastischen Bereichs am Fuss der Stahlbetontragwände. Das Tragwerk kann sich in zwei unterschiedlichen Zuständen befinden:

1) Alle Bauteile des Tragwerks verhalten sich elastisch. Der Biegebalken hat die Steifigkeit EI_w und ist am Fuss voll eingespannt. Der Schubbalken hat die Steifigkeit K_s.

2) Es hat sich ein plastischer Bereich am Fuss der Stahlbetontragwände gebildet. Der Biegebalken hat die Steifigkeit EI_w und ist am Fuss gelenkig gelagert. Der Schubbalken bleibt elastisch und hat die Steifigkeit K_s.

Diese letzte Annahme, dass die Rahmen elastisch bleiben, ist meistens gerechtfertigt, weil die Rahmen deutlich weicher als die Wände sind und deshalb eine grössere Fliessverschiebung besitzen [Pri 98]. Es ist zusätzlich zu bemerken, dass die hier betrachteten Rahmen nur eine beschränkte relative Steifigkeit besitzen ($\zeta = 0 \ldots 2$) und dass die angestrebten Verschiebeduktilitäten eher beschränkt bleiben ($\mu_\Delta = 2 \ldots 4$).

Diese Annahme elastisch bleibender Rahmen soll am Ende des Bemessungsverfahrens überprüft werden, weil die Rahmen i.a. nicht ausgelegt werden, um grössere plastische Verformungen erfahren zu können.

Das Bemessungsverfahren besteht aus den im Folgenden beschriebenen Schritten, die nach *Schritt 7* von Abschnitt G.6.7 durchgeführt werden müssen.

Schritt 8: Festlegung der Anfangsgrössen

Berechnung der Biegesteifigkeit EI_w des Biegebalkens:

$$EI_w = \sum_{i=1}^{n} \frac{1}{\kappa_{2,i}} \cdot \frac{M_{y,i}}{\phi_{y,i}} \tag{G.91}$$

Gleichung (G.91) berücksichtigt vor allem den Biegewiderstand der Wände, die parallel zur Erdbebenrichtung plaziert sind; dazu kann noch der Biegewiderstand der Wände quer zur Erdbebenrichtung sowie derjenige der Stützen hinzugezählt werden.

Berechnung der Steifigkeit K_s der Schubbalken gemäss Abschnitt G.7.3.

Berechnung des Parameters ζ mit Gleichung (G.79).

Schritt 9: Berechnung der Fliesskraft, der Fliessverschiebung und der elastischen Steifigkeit des gekoppelten Systems

Berechnung der Ersatzkraft $V_{y,sys}$ bei welcher Fliessen der Wände entsteht, und der entsprechenden Fliessverschiebung $\Delta_{y,sys}$:

$$V_{y,sys} = \frac{V_{y,w}}{\omega_m(\zeta, \beta = \infty)} \tag{G.92}$$

$$\Delta_{y,sys} = \frac{\omega_d(\zeta, \beta = \infty)}{\omega_m(\zeta, \beta = \infty)} \cdot \Delta_{y,w} \tag{G.93}$$

Falls die Fundation der Wände nicht als drehsteif angenommen werden kann, kann mit $\beta < \infty$ gerechnet werden. Es ist zu bemerken, dass das Verhältnis ω_d / ω_m immer kleiner als Eins ist, sodass die Fliessverschiebung des gekoppelten Systems immer kleiner als die Fliessverschiebung der Wände allein ist.
Mit $V_{y,sys}$ und $\Delta_{y,sys}$ ist die elastische Steifigkeit des gekoppelten Systems bekannt:

$$k_{el,sys} = \frac{V_{y,sys}}{\Delta_{y,sys}} \tag{G.94}$$

Schritt 10: Berechnung der plastischen Steifigkeit des Biegebalkens und des gekoppelten Systems

Berechnung der plastischen Steifigkeit $k_{pl,sys}$ des gekoppelten Systems, d.h. nachdem am Fuss des Biegebalkens ein plastisches Gelenk vorhanden ist:

$$k_{pl,sys} = \frac{k_{el,w}}{\omega_d(\zeta, \beta = 0)} \tag{G.95}$$

Schritt 11: Berechnung der Eigenfrequenz und des Duktilitätsbedarfs des gekoppelten Systems

Unter der Voraussetzung, dass infolge Rahmenwirkung die modale Masse, die modale Höhe und der Partizipationsfaktor des modalen Einmassenschwingers, der das Tragwandgebäude modelliert, nur leicht verändert werden, können die Grundfrequenz, die erforderliche Verschiebeduktilität, die maximale Verschiebung und die entsprechende Ersatzkraft des gekoppelten Systems berechnet werden:

$$f_{n,\,sys} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{\tilde{\Gamma} \cdot V_{y,\,sys}}{\Delta_{y,\,sys} \cdot m^*}} \tag{G.96}$$

$$\mu_{\Delta,\,sys} = \sqrt{\frac{\Delta_{y,\,w} \cdot V_{y,\,w} \cdot (\mu_{\Delta,\,w})^2}{\Delta_{y,\,sys} \cdot V_{y,\,sys}}} \tag{G.97}$$

$$\Delta_{m,\,sys} = \Delta_{y,\,sys} \cdot \mu_{\Delta,\,sys} \tag{G.98}$$

$$V_{m,\,sys} = V_{y,\,sys} + k_{pl}(\Delta_{m,\,sys} - \Delta_{y,\,sys}) \tag{G.99}$$

Gleichung (G.97) wie schon Gleichung (G.68) setzen die Gültigkeit des Prinzips der gleichen Verschiebungen voraus [NH 82]. Eine Diskussion hiezu ist in [Daz 00] zu finden.

Schritt 12: Kontrolle der Randbedingungen

Kontrolle, ob bei der maximalen Verformung aus Gleichung (G.98) eine vernünftige maximale Stockwerksschiefstellung entsteht, und mit Gleichungen (G.89) und (G.90), ob die Rahmen grundsätzlich elastisch bleiben.

G.7.5 Bemerkungen

Ziel des vorgeschlagenen Verfahrens zur Berücksichtigung der Rahmenwirkung ist zu kontrollieren, dass die Rahmenwirkung das dynamische Verhalten des Gebäudes nicht dominiert. Wäre das der Fall, dann könnte des vereinfachte Bemessungsverfahren nicht mehr angewendet werden, weil das dynamische Verhalten des Gebäudes, sowohl im elastischen als auch im plastischen Bereich, nicht mehr klar definiert wäre.

Mit der hier geschätzten Rahmenwirkung werden zum Beispiel Einflüsse wie

- die Variation der Normalkraft in den Tragelementen infolge Rahmenwirkung und
- die veränderten Parameter des äquivalenten Einmassenschwingers

nicht berücksichtigt, obwohl diese a priori von etwa ähnlicher Grössenordnung wie die berücksichtigten Einflüsse sein könnten. Die berücksichtigten Einflüsse wirken sich auf das Erdbebenverhalten des Gebäudes eher günstig aus, hingegen könnten sich die soeben erwähnten unberücksichtigten Einflüsse gegebenfalls ungünstig auf das Erdbebenverhalten auswirken. Deshalb wird mit den Bemessungsschritten von Abschnitt 6 sichergestellt, dass das Gebäude, auch ohne Berücksichtigung der Rahmenwirkung, ein ausgezeichnetes Erdbebenverhalten aufweist.

G.8 Berücksichtigung der Torsion

Torsion in Tragwandgebäuden tritt insbesondere dann auf, wenn im Grundriss des Gebäudes die Wände nicht symmetrisch zu den Hauptaxen angeordnet sind und wesentliche Exzentrizitäten des Widerstandszentrums und des Steifigkeitszentrums zum Massenzentrum vorhanden sind.

G.8.1 Neuer Lösungsansatz

Das Torsionsproblem ist aussergewöhnlich komplex und anspruchsvoll, da zahlreiche Parameter eine Rolle spielen, vor allem wenn sich das Tragwerk im plastischen Beanspruchungsbereich befindet. In der Fachwelt gibt es zahlreiche sehr unterschiedliche Lösungsansätze und divergierende Meinungen. Die Vorschriften in aktuellen Normen basieren immer noch auf elastischen Modellen, d.h. auf einem linearen Tragwerksverhalten, und sie verlangen, dass in einzelnen Tragelementen der Widerstand (Festigkeit) vergrössert wird. T. Paulay hat jedoch in grundlegenden Arbeiten (z.B. [Pau 99] [Pau 00]) eindringlich darauf hingewiesen, dass die Aufmerksamkeit nicht auf den Widerstand sondern vor allem auf den - im Vergleich zu einem analogen symmetrischen Gebäude - zusätzlichen, durch die Rotation des Gebäudes bedingten Duktilitätsbedarf einzelner Tragelemente gerichtet werden muss. A. Sommer hat dann - basierend auf den Paulay'schen Anregungen und aufgrund eingehender Studien des nichtlinearen dynamischen Verhaltens von stark unsymmetrischen Tragwandgebäuden - eine verhältnismässig einfache Methode mit statischer Betrachtungsweise zur Abschätzung der zu erwartenden Rotation des Gebäudes und der entsprechenden Grössen Duktilitätsbedarf, Stockwerksschiefstellung und erforderlicher Widerstand der einzelnen Wände entwickelt [Som 00].

Das hier im folgenden vorgeschlagene Vorgehen entspricht einer vereinfachten Version der in [Som 00] dargestellten Methode. Dort wird konsequent mit relativen Grössen gearbeitet und der Widerstand und somit auch die Steifigkeit auf die einzelnen Wände erst gegen Ende der Berechnungen direkt so verteilt, dass die Torsionseffekte minimiert werden. Hier hingegen wird mit absoluten Grössen gearbeitet, und es handelt sich um eine Kontrolle der Torsionseffekte nach bereits erfolgter Vorbemessung der Wände, allenfalls gefolgt von Massnahmen zur Verminderung dieser Effekte.

G.8.2 Vorgehen in Schritten

Das Vorgehen umfasst die folgenden vier Schritte:

Schritt 1: Zusammenstellung der Ausgangsgrössen

Ausgangsgrössen sind die Grundrisskoordinaten, die Widerstände, die Fliessverschiebungen und die Steifigkeiten der Wände aus der Vorbemessung gemäss Abschnitt G.6 bzw. G.7.

Schritt 2: Berechnung massgebender Grössen

Berechnung von Massenzentrum, Widerstandszentrum, Steifigkeitszentrum und weiterer Hilfsgrössen

Schritt 3: Abschätzung der maximalen Rotation und entsprechender Verformungsgrössen

Abschätzung der maximalen Rotation der obersten Decke des Gebäudes und der entsprechenden Grössen Duktilitätsbedarf und maximale Stockwerksschiefstellung vor allem in den vom Widerstandszentrum am weitesten entfernten Wänden, und Vergleich mit der Bemessungsduktilität bzw. der akzeptierten Stockwerksschiefstellung.

Schritt 4: Umverteilung der Wandwiderstände

Eventuell Umverteilung der Bewehrungsgehalte bzw. Widerstände der Wände derart, dass das Widerstandszentrum und dadurch das Steifigkeitszentrum möglichst nahe beim Massenzentrum liegen, und erneute Überprüfung von Duktilitätsbedarf und maximaler Stockwerksschiefstellung.

Dieses Vorgehen bzw. Verfahren darf angewendet werden unter den folgenden Voraussetzungen:

- Es handelt sich um ein torsionssteifes Gebäude.
- Zusätzliche Widerstände und Steifigkeiten aus der Rahmenwirkung werden nicht berücksichtigt bzw. als über die Länge und Breite des Gebäudes gleichmässig verteilt angenommen.
- Differenzen in der Lage des Massenzentrums sowie des Widerstands- und des Steifigkeitszentrums über die Gebäudehöhe sollen im Allgemeinen 10 % (in Ausnahmefällen evtl. bis 15 %) der Grundrissabmessungen nicht überschreiten.
- Der Einfluss von Torsionseffekten auf die Grundfrequenz des Gebäudes wird vernachlässigt; er ist klein für torsionssteife Gebäude.

Damit handelt es sich um eine näherungsweise Anwendung von in [Som 00] entwickelten Grundlagen.

G.8.3 Definitionen

Für das Torsionsverhalten eines Gebäudes sind die nachfolgend definierten Grössen von Bedeutung (Bild G.20). Sie werden zweckmässigerweise am Fuss des Erdgeschosses berechnet.

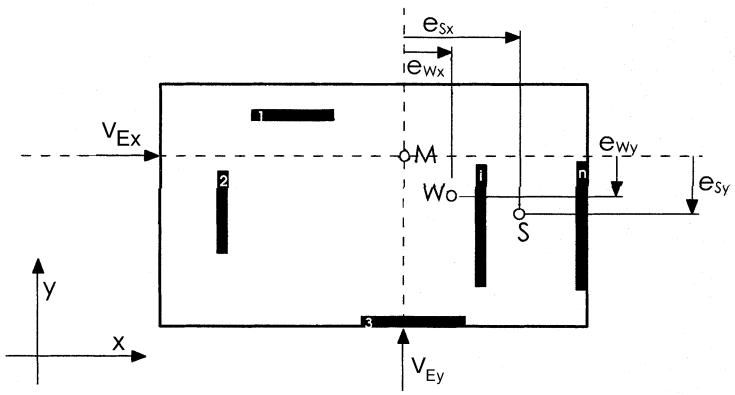


Bild G.20: Grundriss eines allgemeinen Gebäudes [Som 00]

Massenzentrum

Das Massenzentrum eines Geschosses j ergibt sich zu

$$x_{Mj} = \frac{\int_A x\rho dA}{\int_A \rho dA} \quad , \quad y_{Mj} = \frac{\int_A y\rho dA}{\int_A \rho dA} \tag{G.100}$$

ρ : Masse pro m^2 Decke
A : Fläche der Decke
x, y : Koordinaten ab beliebig wählbarem Ursprung (z.B. Gebäudeecke)

Bei unterschiedlicher Lage des Massenzentrums in verschiedenen Geschossen muss zur Ermittlung des Massenzentrums des ganzen Gebäudes im Erdgeschoss das Mittel der mit der Stockwerksmasse gewichteten Koordinaten der darüber liegenden Geschosse berechnet werden:

$$x_M = \frac{\sum_{j=1}^{m} x_{Mj} \cdot m_j}{\sum_{j=1}^{m} m_j} \quad , \quad y_M = \frac{\sum_{j=1}^{m} y_{Mj} \cdot m_j}{\sum_{j=1}^{m} m_j} \tag{G.101}$$

n : Anzahl Geschosse über dem EG
m_j : Stockwerksmasse im Geschoss j

Widerstandszentrum

Zur Ermittlung des Widerstandszentrums im Erdgeschoss werden näherungsweise nur die Widerstände der Tragwände um ihre starke Axe berücksichtigt:

$$x_W = \frac{\sum_{i=1}^{n} V_{yi} \cdot x_i}{\sum_{i=1}^{n} V_{yi}} \quad , \quad y_W = \frac{\sum_{i=1}^{n} V_{xi} \cdot y_i}{\sum_{i=1}^{n} V_{xi}} \tag{G.102}$$

V_{yi} : Widerstand der Wand i in y-Richtung
V_{xi} : Widerstand der Wand i in x-Richtung
x_i, y_i : Koordinaten der schwachen Axe der Wand i ab beliebig wählbarem Ursprung
m : Anzahl Wände pro Hauptrichtung x bzw. y

Die Exzentrizitäten e_{Wx} und e_{Wy} des Widerstandszentrums zum Massenzentrum betragen:

$$e_{Wx} = x_W - x_M \quad , \quad e_{Wy} = y_W - y_M \tag{G.103}$$

Steifigkeitszentrum

Zur Ermittlung des Steifigkeitszentrums im Erdgeschoss werden näherungsweise nur die Steifigkeiten der Tragwände um ihre starke Axe berücksichtigt:

$$x_S = \frac{\sum_{i=1}^{n} k_{xi} \cdot x_i}{\sum_{i=1}^{n} k_{xi}} \quad , \quad y_S = \frac{\sum_{i=1}^{n} k_{yi} \cdot y_i}{\sum_{i=1}^{n} k_{yi}} \tag{G.104}$$

k_{xi}, k_{yi} : Steifigkeit $k = V/\Delta_y$ der Wand i um die Axe x bzw. y
x_i, y_i : Koordinaten der schwachen Axe der Wand i ab beliebig wählbarem Ursprung

Die Exzentrizitäten e_{Sx} und e_{Sy} des Steifigkeitszentrums zum Massenzentrum betragen:

$$e_{Sx} = x_S - x_M \quad , \quad e_{Sy} = y_S - y_M \tag{G.105}$$

Rotationsträgheitsmoment

Das Rotationsträgheitsmoment J_j (Massenträgheit) einer Decke ist das polare Trägheitsmoment der Deckenmassen bezüglich des Massenzentrums:

$$J_j = \int_A r^2 \rho dA \tag{G.106}$$

r: Radius $r = \sqrt{x_m^2 + y_m^2}$
x_m, y_m: Koordinaten von dA bezüglich des Massenzentrums

Für einen rechteckigen Deckengrundriss mit konstanter Massenverteilung gilt:

$$J_j = \frac{1}{12}(a^2 + b^2)\rho a \cdot b \tag{G.107}$$

a, b: Grundrissabmessungen

Das Rotationsträgheitsmoment des Gebäudes J wird

$$J = \sum_{j=1}^{m} J_j \tag{G.108}$$

Torsionssteifigkeit

Die Torsionssteifigkeit K_t ist das polare Trägheitsmoment der Wandsteifigkeiten bezüglich des Steifigkeitszentrums:

$$K_t = \sum_{i=1}^{n} x_{si}^2 k_{yi} + \sum_{i=1}^{n} y_{si}^2 k_{xi} \tag{G.109}$$

x_{si}, y_{si}: Koordinaten der schwachen Axe der Wand i bezüglich des Steifigkeitszentrums S
k_{yi}, k_{xi}: Steifigkeit der Wand i rechtwinklig zu x_{si} bzw. y_{si}

Translationssteifigkeiten

Die Translationssteifigkeiten des ganzen Gebäudes K_x und K_y sind die Summe der Wandsteifigkeiten in y- bzw. x-Richtung:

$$K_x = \sum_{i=1}^{n} k_{yi} \quad , \quad K_y = \sum_{i=1}^{n} k_{xi} \tag{G.110}$$

G.8.4 Rotation des Gebäudes

Im folgenden wird die maximale Rotation der obersten Decke des Gebäudes infolge Torsion abgeschätzt [Som 00]. Dabei wird die gekoppelte Wirkung der zum Steifigkeitszentrum exzentrischen Masse und der Rotationsträgheit der Decken berücksichtigt. Die Rotation wird mit den elastischen Eigen-

schaften des Tragwerks ermittelt, womit die tatsächliche Rotation im plastischen Zustand meist etwas überschätzt wird.
Als Hilfsgrösse wird der sogenannte Torsionsfaktor ψ berechnet. Für eine Erdbebeneinwirkung in y-Richtung ist er wie folgt:

$$\psi = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{K_t m}{K_x J} + \frac{e^2{}_{Sx} m}{J} - \sqrt{\left(1 + \frac{K_t m}{K_x J} + \frac{e_{Sx}^2 m}{J}\right)^2 - 4\frac{K_t m}{K_x J}}\right) \qquad \text{(G.111)}$$

Für eine Erdbebeneinwirkung in x-Richtung sind x und y zu vertauschen.

Der Torsionsfaktor ψ nähert sich 1, wenn die dynamischen Torsionseffekte gegen 0 streben, und er geht gegen 0, wenn die Torsionseffekte sehr gross werden. Er ist in Bild G.21 dargestellt.

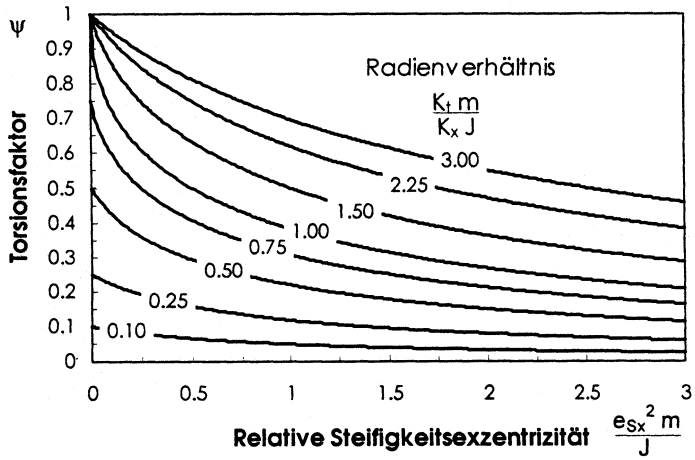


Bild G.21: Torsionsfaktor ψ in Funktion des Radienverhältnisses $K_t m / K_x J$ und der relativen Steifigkeitsexzentrizität $e_{Sx}^2 m / J$ [Som 00]

Als weitere Hilfsgrösse wird eine veränderte Exzentrizität der Ersatzkraft e_{dyn} berechnet:

$$e_{dyn} = -\frac{J(1-\psi)}{m e_{Sx}}, \qquad \text{wobei} \qquad -\frac{e_{dyn}}{e_{Sx}} \leq 1 \qquad \text{(G.112)}$$

e_{dyn} definiert für eine statische Betrachtungsweise die Lage der Ersatzkraft auf der der Steifigkeitsexzentrizität gegenüberliegenden Seite gemäss Bild G.22, wo auch obige Gleichung unter Berücksichtigung des Ausdruckes für ψ dargestellt ist.
Mit Hilfe von e_{dyn} kann nun die maximale Rotation des Gebäudes ϑ_r gemäss Bild G.23 ermittelt werden:

$$\vartheta_r = \frac{e_{Sx} - e_{dyn}}{K_t} \cdot V_y \qquad \text{(G.113)}$$

Es soll nochmals ausdrücklich darauf hingewiesen werden, dass die veränderte Exzentrizität der Ersatzkraft e_{dyn} nicht für die Verteilung bzw. eine Erhöhung des Widerstandes verwendet wird, wie dies in Normen der Fall ist. Sie dient hier einzig und allein zur Abschätzung der Rotation des Gebäudes aus dynamischen Effekten.

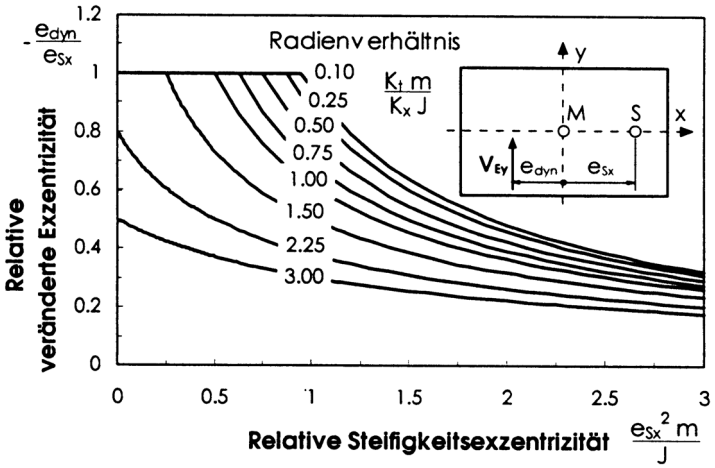
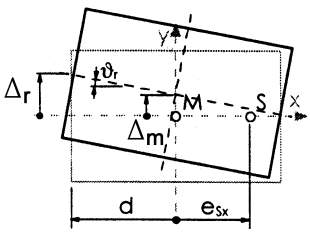


Bild G.22: Relative veränderte Exzentrizität e_{dyn}/e_{Sx} in Funktion des Radienverhältnisses $K_t m/K_x J$ und der relativen Steifigkeitsexzentrizität $e_{Sx}^2 m/J$ [Som 00]



$$\Delta_r = \Delta_m + d \cdot \tan\vartheta_r \quad \text{wenn } \vartheta_r > 0$$

$$\Delta_r = \Delta_m - d \cdot \tan\vartheta_r \quad \text{wenn } \vartheta_r < 0$$

Bild G.23: Berechnung der maximalen Verschiebung in der weichen Ecke des Gebäudes Δ_r mit Hilfe der maximalen Verschiebung im Massenzentrum Δ_m und der maximalen Rotation ϑ_r [Som 00].

G.8.5 Vergrösserung von Duktilitätsbedarf und Stockwerksschiefstellung

Durch die Rotation des Gebäudes werden in der "weichen Ecke" des Grundrisses des Gebäudes der Duktilitätsbedarf der dortigen Tragwand (oder Tragwände) und die lokale Stockwerksschiefstellung vergrössert.

In Abschnitt G.6 wurden die Fliessverschiebung Δ_y, die maximale Verschiebung $\Delta_m = \Delta_y \cdot \mu_\Delta$ mit der Systemduktilität μ_Δ, und die maximale Stockwerksschiefstellung δ_{max} ermittelt bzw. festgelegt. Dies erfolgte ohne Berücksichtigung einer allfälligen Torsion. Näherungsweise wird nun angenommen, dass diese Grössen im Massenzentrum bzw. für die dortige Biegelinie des Systems gelten. Damit und mithilfe von Bild G.23 können die entsprechenden Grössen in der weichen Ecke (Index r) abgeschätzt werden:

$$\Delta_r = \Delta_m + d \cdot \tan\vartheta \tag{G.114}$$

$$\mu_{\Delta r} = \frac{\Delta_r}{\Delta_y} \tag{G.115}$$

$$\delta_{max,\,r} = \delta_{max} \cdot \frac{\Delta_r}{\Delta_m} \tag{G.116}$$

Die resultierenden Werte können mit den Werten des Systems ohne Torsion verglichen und entsprechend beurteilt werden.

G.8.6 Massnahmen

Soll die Torsion verringert werden, ist vor allem eine Umverteilung des “bisherigen” Widerstandes bzw. der entsprechenden Vertikalbewehrungsgehalte der Wände in Betracht zu ziehen, um die Exzentrizität zwischen Widerstandszentrum und Massenzentrum zu verringern. Dadurch werden auch die Steifigkeitsexzentrizität und somit die dynamischen Torsionseffekte reduziert.

G.9 Bemessung und konstruktive Durchbildung der Wände

Als Ausgangslage zur Bemessung und konstruktiven Durchbildung der Wände wird angenommen, dass die Schnittkräfte M_E und V_E infolge Erdbeben-Ersatzkräften und die Normalkraft N_E aus den Schwerelasten über die ganze Wandhöhe bereits bestimmt worden seien und zur Verfügung stehen. Ebenfalls zur Verfügung stehen die provisorischen Abmessungen der Wände und deren Vertikalbewehrungsgehalte, die aus der Vorbemessung (Abschnitt G.6.7) und gegebenfalls unter Berücksichtigung der Einflüsse aus Rahmenwirkung (Abschnitt G.7) und Torsion (Abschnitt G.8) resultierten.

G.9.1 Vorgehen in Schritten

Die Bemessung und konstruktive Durchbildung der Wände erfolgen anhand von 8 Schritten, die hier kurz erläutert werden. Die vorgeschlagenen Schritte basieren wesentlich auf denen von [Bac 02a], jedoch mit dem wichtigen Unterschied, dass hier die Wände in Anlehnung an das vorgeschlagene Sicherheitskonzept (Abschnitt G.3) *konstruktiv für volle Duktilität* ausgelegt werden.

Die *Schritte 1* bis *6* betreffen den plastischen Bereich am Wandfuss, *Schritt 7* den darüber liegenden elastisch bleibenden Bereich, und *Schritt 8* betrifft die Fundation.

Schritt 1: Festlegung des plastischen Mechanismus und der Höhe des plastischen Bereichs

Es soll am Wandfuss ein plastischer Bereich entstehen können, der einen eindeutigen, invarianten und stabilen plastischen Mechanismus gewährleistet. Dieser Mechanismus muss ausreichende Energiedissipation und plastisches Verformungsvermögen gewährleisten.

Die Ausdehnung (Höhe) h_p des potentiellen plastischen Bereichs, in dem besondere konstruktive Massnahmen zur Sicherstellung der Duktilität erforderlich sind, kann zum grössten der folgenden Werte angenommen werden:

$$h_p = \max\left(\frac{2 \cdot l_w}{3}, \frac{h_w}{9}\right) \leq 1.5 \cdot l_w \qquad \text{(G.117)}$$

Es wird hier vorgeschlagen kleinere Werte von h_p als üblich in der Literatur ([PP 92], [PBM 90]) anzunehmen. Dies weil vor allem infolge des kleineren Verfestigungsverhältnisses R_m/R_p bei der Verwendung von typischen europäischen Bewehrungsstahl eine kleinere Ausdehnung des plastischen Bereichs zu erwarten ist. Diese Tatsache wurde auch experimentell beobachtet ([DWB 99], [LWB 99], [TWB 00]).

Die tatsächliche Ausdehnung des plastischen Bereichs ist meist kleiner und hängt von der Verfestigungseigenschaften des Bewehrungsstahls, den plastischen Beanspruchungen und weiteren Parametern ab. Gleichung (G.117) soll sicherstellen, dass sich das Bereich mit den besonders sorgfältig zu gestaltenden Querbewehrungen für die Umschnürung der Betondruckzone, für die Stabilisierung der Vertikalbewehrung und für die Übertragung der Querkraft auf den grösstmöglichen plastische Bereich erstreckt.

Schritt 2: Kontrolle des Querschnitts im plastischen Bereich

Mit diesem Schritt soll kontrolliert werden, ob die Resultate aus der Vorbemessung (Abschnitt G.6.7) tatsächlich als vernünftige Ausgangslage für die endgültige Bemessung der Wände dienen können. Dabei sind folgende Punkte zu beachten:

a) Einwirkung

Die Schnittkräfte M_E, V_E und N_E, die zur Bemessung des Einspannquerschnittes massgebend sind, gehen aus Abschnitt G.6.7 hervor.

b) Wandquerschnitt und Vertikalbewehrung

Das Bemessungsverfahren von Abschnitt G.6.7 liefert sowohl die Abmessungen des Wandquerschnittes (*Schritt 4* bzw. *Schritt 7.1*) als auch die notwendige Vertikalbewehrung (*Schritt 6* bzw. *Schritt 7.1*). Hier wird die Lage der Bewehrungsstäbe endgültig festgelegt, und es kann die Ausdehnung des Endbereichs $\alpha_e \cdot l_w$ bestimmt werden (siehe Bild G.10).

c) Kontrolle der Stabanordnung und des Stabdurchmessers

Nach den bewährten Bedingungen aus [PP 92] gilt für den horizontalen Abstand s und für den maximalen Stabdurchmesser $\varnothing_{max}$ der Vertikalbewehrung:

$s_{max} \leq 200$ mm im Umschnürungsbereich

$s_{max} \leq \min(3b_w, 450 \text{ mm})$ ausserhalb des Umschnürungsbereiches

$\varnothing_{max} < \frac{b_w}{10}$ in allen Bereichen der Wand

d) Kontrolle des Bewehrungsgehaltes

In allen Bereichen der Wand soll folgende Bedingung erfüllt sein:

$$\frac{1.0}{f_y} < \rho_l = \frac{\sum A_b}{b_w \cdot s} < \frac{16}{f_y} \qquad \text{Mit } f_y = 460 \text{ MPa gilt:} \qquad 0.2\ \% < \frac{\sum A_b}{b_w \cdot s} < 3.5\ \% \qquad \text{(G.118)}$$

ρ_l: Lokaler Bewehrungsgehalt
A_b: Querschnitt eines Bewehrungsstabs im betrachteten lokalen Bereich

Diese Grenzen sollen breite Risse bei kleiner Beanspruchung vermeiden (Mindest-Bewehrungsgehalt) bzw. die praktische Ausführbarkeit sicherstellen (Höchst-Bewehrungsgehalt). $\rho_l = 0.2$ % ist ein absoluter unterer Grenzwert des Mindest-Bewehrungsgehaltes; im Allgemeinen wird empfohlen, $\rho_l = 0.3$ % vorzusehen.

e) Kontrolle der Wandstabilität

In Wänden mit Rechteckquerschnitt besteht im Bereich des plastischen Bereichs unter inelastischen zyklischen Beanspruchungen die Gefahr des seitlichen Ausbeulens gemäss Bild G.24 links. Um dieser zu begegnen wird nach [PP 92] eine kritische Wanddicke b_c berechnet, die nicht unterschritten werden darf. Die kritische Wanddicke b_c kann aus dem Diagramm von Bild G.24 herausgelesen werden. Ist die Bedingung $b_w \geq b_c$ nicht erfüllt, muss die vorhandene Wanddicke vergrössert werden, oder es müssen Endverstärkungen vorgesehen werden [PP 92].

f) Biegewiderstand

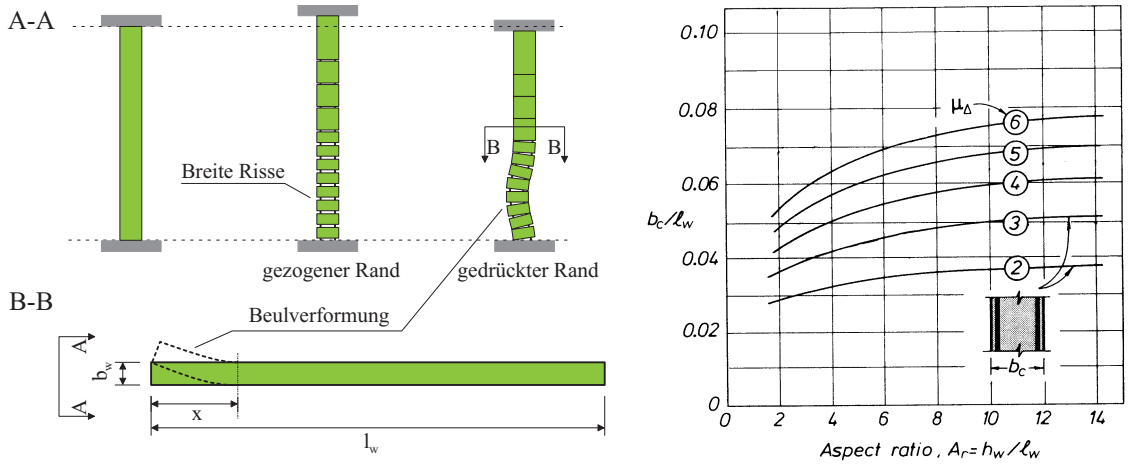


Bild G.24: Verformungen im Beulbereich eines Wandquerschnittes (links) und Beziehung aus [PP 92] zwischen der kritischen Wanddicke b_c und der Wandschlankheit $A_r = h_w/l_w$ mit h_w = Gesamthöhe der Wand (rechts)

Der Biegewiderstand des Einspannquerschnittes kann mit dem Verfahren von Abschnitt G.5.3 bestimmt werden unter Verwendung des unter b) berechneten Wertes von α_e. Die Bedingung, die bezüglich Biegewiderstand erfüllt sein muss, lautet:

$$\frac{M_i(N_E\ ,\ A_{s,\,vorh}\ ,\ f_y)}{\gamma_R} \geq M_E \tag{G.119}$$

M_i entspricht M_R nach der Norm [SIA 162], d.h. es werden die Rechenwerte der Materialfestigkeiten nach Abschnitt G.5 bzw. Abschnitt 4.4 verwendet.

Schritt 3: Sicherstellung der Krümmungsduktilität im plastischen Bereich

Mit diesem Schritt soll sichergestellt werden, dass der Wandquerschnitt eine ausreichende Krümmungsduktilität aufweist, um die erforderliche volle Duktilität zu gewährleisten.

a) Biegewiderstand bei Überfestigkeit

Das Biegemoment im Einspannquerschnitt am Wandfuss bei Plastifizierung der Vertikalbewehrung ist erheblich grösser als das Moment infolge Erdbeben M_E. Es wird die Überfestigkeit der Baustoffe aktiviert - bei vorherrschender Biegung ist der Bewehrungsstahl massgebend -, die erheblich über dem Rechenwert dieser Baustoffe liegen kann (siehe Abschnitt G.5). Zur Vergrösserung des Momentes tragen ferner der Widerstandsbeiwert γ_R und meist auch die effektive Anordnung und Menge der Vertikalbewehrung (ρ_t) anstelle der statisch erforderliche Bewehrung bei. Diese Einflüsse werden erfasst durch den Ansatz:

$$\Phi_{o,\,w} = \frac{M_{o,\,w}}{M_E} \tag{G.120}$$

$\Phi_{o,\,w}$: Überfestigkeitsfaktor für das Moment infolge der Ersatzkräfte
M_E: Moment infolge der Ersatzkräfte
$M_{o,\,w}$: Überfestigkeitsmoment

Das Überfestigkeitsmoment kann mit Gleichung (G.121) bestimmt werden, indem der Biegewiderstand des Querschnittes unter Annahme einer erhöhten Festigkeit des Bewehrungsstahls

$\overline{f_y} = \lambda_o \cdot f_y$ (siehe Abschnitt G.5.2) berechnet wird. Dabei können die Gleichungen (G.41) und (G.42) verwendet werden.

$$M_{o,w} = M(N_E\ ,\ A_{s,vorh}\ ,\ \lambda_o \cdot f_y) \tag{G.121}$$

Eine andere Möglichkeit, das Überfestigkeitsmoment zu bestimmen, ist durch Gleichung (G.122) gegeben. Gleichung (G.122) ist nur eine grobe Abschätzung und liefert immer grössere Werte als Gleichung (G.121), weil auch der Einfluss der Normalkraft mit dem Faktor λ_o multipliziert wird.

$$M_{o,w} = \lambda_o \cdot M_i = \lambda_o \cdot M(N_E\ ,\ A_{s,vorh}\ ,\ f_y) \tag{G.122}$$

Die Ausdehnung der Druckzone bei Berücksichtigung der Überfestigkeit ist grösser und deshalb massgebend für die Berechnung der Krümmungsduktilität.

b) Krümmungsduktilität

Nach [NZS 3101] ist die erforderliche Krümmungsduktilität ohne Umschnürungsbewehrung gewährleistet, wenn die Lage der neutralen Axe x, berechnet unter Berücksichtigung der Überfestigkeit, kleiner als die sogenannte kritische Lage der neutralen Axe x_c ist, d.h.:

$$x \le x_c \qquad \text{wobei} \qquad x_c = \left(0.3 \cdot \frac{\Phi_{o,w}}{\mu_\Delta}\right) \cdot l_w \tag{G.123}$$

In Anlehnung an das vorgeschlagenen Sicherheitskonzept soll hier die kritische Lage der neutralen Axe für eine Verschiebeduktilität $\mu_\Delta = 5$ berechnet werden. Falls die Bedingung gemäss Gleichung (G.123) nicht erfüllt ist, soll eine Umschnürungsbewehrung vorgesehen werden.

c) Umschnürungsbewehrung

Nach [NZS 3101] muss der Beton umschnürt werden, der innerhalb der Länge $\alpha \cdot x$ liegt wobei:

$$\alpha = 1 - 0.7 \cdot \frac{x_c}{x} \ge 0.5 \tag{G.124}$$

Die erforderliche Umschnürungsbewehrung in einer betrachteten Richtung, bestehend aus geschlossenen rechteckigen oder polygonalen Bügeln, welche die Längsbewehrung umfassen, beträgt:

$$\frac{A_{sh}}{s_h \cdot h''} = \left(\frac{\mu_\Delta}{40} + 0.1\right) \cdot \frac{A_g^*}{A_c^*} \cdot \frac{f'_c}{f_{yb}} \cdot \left(\frac{x}{l_w} - 0.07\right) \tag{G.125}$$

A_{sh}: Querschnittsfläche der Umschnürungsbewehrung in der betrachteten Richtung
s_h: Vertikaler Abstand der Umschnürungsbewehrung
h'': Seitenlänge des umschnürten Betonkerns senkrecht zur betrachteten Richtung
A_g^*: Brutto-Querschnittsfläche des Umschnürungsbereichs: $A_g^* = b_w \cdot (\alpha \cdot x)$
A_c^*: Fläche des umschnürten Betonkerns: $A_c^* = h''_{quer} \cdot h''_{längs}$
f_{yb}: Fliessgrenze der Umschnürungsbewehrung

Die wichtigsten geometrischen Grössen sind in Bild G.25 graphisch dargestellt.

Schritt 4: Stabilisierung der Vertikalbewehrung im plastischen Bereich

Im plastischen Gelenk erfahren die vertikalen Bewehrungsstäbe in der für eine Verschiebungsrichtung entstehenden Zugzone des Wandquerschnittes eine erhebliche plastische Zugdehnung. Nach Umkehr der Verschiebungsrichtung müssen die Stäbe zuerst auf Druck fliessen, bevor sich die Risse schliessen und eine Betondruckkraft entstehen kann. In dieser Phase besteht, auch wegen des Bauschinger-Effek-

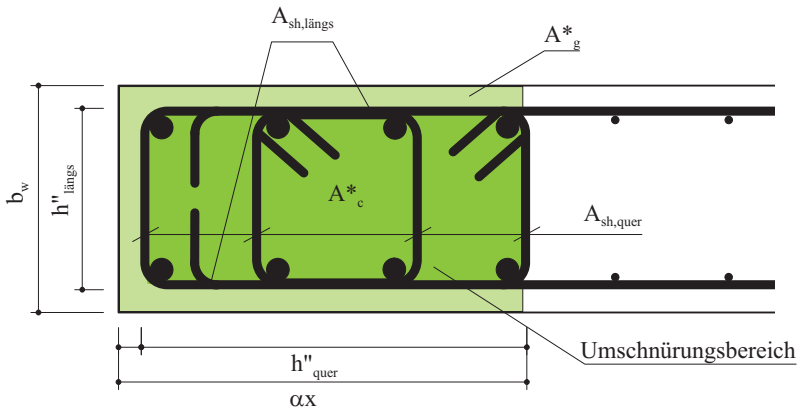


Bild G.25: Bezeichnungen im Umschnürungsbereich

tes, nach dem Abplatzen der Betonüberdeckung die Gefahr des Ausknickens der Vertikalstäbe. Daher muss eine "Stabilisierungsbewehrung" in Form von horizontalen Bügeln und Verbindungsstäben angeordnet werden. Eine ausführliche Behandlung dieses Problems ist in [Daz 00] zu finden.

a) Stabilisierungsbereich

Nach [PP 92] sollen alle Stäbe gehalten werden, die weniger als

$$\max(\, x - 0.3 \cdot x_c \,,\, 0.5 \cdot x \,) \tag{G.126}$$

vom Druckrand entfernt sind und in einem Bereich liegen mit dem lokalen Bewehrungsgehalt:

$$\rho_l = \frac{\sum A_b}{b_w \cdot s} \geq \frac{2}{f_y} \tag{G.127}$$

b) Stabilisierungsbewehrung

Nach [Daz 00] kann der erforderliche Bügelquerschnitt A_{ss} zur Stabilisierung eines Bewehrungsstabes mit dem Querschnitt A_b folgendermassen berechnet werden:

$$A_{ss} = \frac{A_b}{\alpha_{ss}} \cdot \left(\frac{R_m}{R_p} - 1\right) \cdot \frac{f_y}{f_{yb}} \tag{G.128}$$

Der Parameter α_{ss} ist schwierig festzulegen, aber in den meisten Fälle dürfte er im Bereich $\sim 1.3 < \alpha_{ss} < \sim 2.6$ liegen. Für die weitere Berechnung wird $\alpha_{ss} = 2$ angenommen.

Der vertikale Abstand der Bügel zur Stabilisierung eines Bewehrungsstabes mit dem Durchmesser $\varnothing$ beträgt:

$$s_s = 2.72 \cdot \sqrt{\frac{R_m / R_p - 1}{A_{gt}}} \cdot \varnothing \tag{G.129}$$

Für Stahl S500c mit $R_m / R_p = 1.15$ und $A_{gt} = 0.06$ (siehe G.5.2) sowie mit $f_y = f_{yb}$ wird:

$$A_{ss} \approx 0.08 \cdot A_b \tag{G.130}$$

$$s_s = 4.3 \cdot \varnothing \approx 5 \cdot \varnothing \tag{G.131}$$

Schritt 5: Schubbemessung im plastischen Bereich

Gemäss den Prinzipien der Kapazitätsbemessung sollen spröde Versagenarten, wie zum Beispiel Schubversagen, auf jeden Fall vermieden werden. Deshalb soll die Schubbemessung mit der grössten möglichen Querkraft durchgeführt werden. Auch die grösste mögliche Querkraft im Einspannquerschnitt beim Fliessen der Vertikalbewehrung ist erheblich grösser als die Querkraft infolge Erdbeben V_E. Die Querkraft vergrössert sich etwa entsprechend der Erhöhung des Biegemoments (siehe *Schritt 3*); zusätzlich kann die Anregung höher Eigenschwingungsformen eine weitere, dynamisch begründete, Vergrösserung bewirken.

a) Massgebende Querkraft

Nach [PP 92] ist für die Bemessung massgebende Querkraft der Wand wie folgt zu ermitteln:

$$V_{o,w} = \omega_v \cdot \Phi_{o,w} \cdot V_E \tag{G.132}$$

$V_{o,w}$: Bemessungsquerkraft (Querkraft bei Überfestigkeit)
V_E: Querkraft infolge der Ersatzkräfte
ω_v: Dynamischer Vergrösserungsfaktor für die Querkraft zur Berücksichtigung des Einflusses höherer Eigenschwingungsformen:

$$\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \quad \text{für } n_s \le 6 \text{ und } \omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \le 1.8 \quad \text{für } n_s > 6 \tag{G.133}$$

n_s: Anzahl Stockwerke ab Einspannhorizont

Die Vergrösserung der Querkraft V_E ist beträchtlich. Die Erfahrung zeigt jedoch, dass sich daraus kein oder nur ein unerheblicher Mehraufwand an Schubbewehrung über die Minimalbewehrung hinaus ergibt. Bei der Bemessung für die mit Gleichung (G.132) ermittelte grösste mögliche Querkraft ist es nicht erforderlich, einen Widerstandsbeiwert $\gamma_R > 1$ einzuführen, da dieser bereits in $\Phi_{o,w}$ berücksichtigt ist.

b) Druck-Schubbruch

Um ein Versagen des Betons im plastischen Bereich infolge schrägen Drucks zu verhindern, ist im plastischen Bereich nach [NZS 3101] die nominelle Schubspannung $\tau_{o,w}$ infolge der Bemessungsquerkraft auf $\tau_{i,max}$ zu begrenzen, wobei:

$$\tau_{o,w} = \frac{V_{o,w}}{0.8 \cdot l_w \cdot b_w} \le \tau_{i,max} \tag{G.134}$$

$$\tau_{i,max} = \left(\frac{\Phi_{o,w}}{\mu_\Delta} + 0.15\right) \cdot \sqrt{f'_c} \le 0.20 \cdot f'_c \le 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \le 9 \text{ MPa} \tag{G.135}$$

f'_c: Rechenwert der Beton-Zylinderdruckfestigkeit (siehe Abschnitt G.5.1)
μ_Δ: Bemessungsduktilität; gemäss Sicherheitskonzept von Abschnitt G.3 soll hier $\mu_\Delta = 5$ angenommen werden

$\tau_{i,max}$ ist die obere Schubspannungsgrenze; sie liegt wesentlich tiefer als diejenige von [SIA 162], was in der sehr ungünstigen zyklischen Beanspruchung begründet ist.

c) Zug-Schubbruch

Um ein Fliessen der horizontalen Bügelbewehrung infolge schrägem Zug zu verhindern, ist im plastischen Bereich nach [NZS 3101] die folgende Bügelbewehrung anzuordnen:

$$\frac{A_{sv}}{s_v} = \frac{(\tau_{o,w} - \tau_c) \cdot b_w}{f_{yb}} \tag{G.136}$$

wobei

$$\tau_c = 0.6 \cdot \sqrt{\frac{N_E}{A_g}} \tag{G.137}$$

τ_c: Beitrag des Betons zum Schubwiderstand
A_g: Beton-Bruttoquerschnittsfläche
s_v: Vertikaler Abstand der Schubbewehrung
f_{yb}: Rechenwert der Fliessspannung der Bügelbewehrung

Der auf der sicheren Seite liegende Ansatz für τ_c berücksichtigt die Einflüsse der zyklischen plastischen Beanspruchung, durch welche die Beiträge der klassischen Mechanismen des Schubwiderstands vermindert werden. Die Bemessungsgleichung (G.136) entspricht einer Schubbemessung nach dem 45°-Fachwerkmodell mit Schubübertragung in der Biegedruckzone (Schubrissmodell) [Bac 91]. Eine Bemessung nach dem 45°-Fachwerkmodell, d.h. nach Gleichung (G.136) mit $\tau_c = 0$, liegt in allen Fällen auf der sicheren Seite.

Nach [Bac 91] 4.2.6 soll die Mindest-Bügelbewehrung nicht zu klein gewählt werden, und ein absoluter unterer Grenzwert dafür ist:

$$\rho_{min} = \frac{A_{sv}}{b_w \cdot s_v} \geq 0.002 \tag{G.138}$$

Im Allgemeinen wird aber empfohlen, $\rho_{min} = 0.3\ \%$ vorzusehen. Damit wird:

$$\rho_{min} = \frac{A_{sv}}{b_w \cdot s_v} \geq 0.003 \tag{G.139}$$

Oft wird diese Bedingung massgebend, d.h. die erforderliche Mindestbewehrung ist grösser als die statisch erforderliche Bügelbewehrung.

d) Gleit-Schubbruch

Am Fuss des plastischen Bereichs können wegen der starken Plastifizierung der Längsbewehrung breite durchgehende Risse auftreten [Daz 00]. Um dort einen Gleit-Schubbruch zu vermeiden, muss nach [NZS 3101] und nach [PP 75] mindestens folgende Vertikalbewehrung (insgesamt) vorhanden sein:

$$A_{st} = \frac{V_{o,w} - (\mu \cdot N_E)}{\mu \cdot f_y} \tag{G.140}$$

μ: Reibungsbeiwert der Rissoberflächen; im Allgemeinen kann $\mu = 1.0$ angenommen werden
f_y: Rechenwert der Fliessspannung der Vertikalbewehrung

Die gesamte Vertikalbewehrung, die für den Biegewiderstand eingelegt worden ist, kann bei der Bestimmung von A_{st} mit Gleichung (G.140) berücksichtigt werden.

Schritt 6: Konstruktive Durchbildung der Querbewehrung im plastischen Bereich

Bei der Kapazitätsbemessung wird zwischen Umschnürungsbewehrung (*Schritt 3*), Stabilisierungsbewehrung (*Schritt 4*) und Schubbewehrung (*Schritt 5*) unterschieden. Die Umschnürungsbewehrung

wird in den Endbereichen der Wände verlegt und soll grössere Stauchungen der Biegedruckzone ermöglichen. Die Stabilisierungsbewehrung wird ebenfalls in den Endbereichen der Wände verlegt und soll das Ausknicken der Längsbewehrung in der Biegedruckzone verhindern, wenn die Betonüberdeckung abgeplatzt ist. Die Schubbewehrung dient zur Übertragung der Querkraft. *Die gleiche Querbewehrung kann für alle drei Zwecke gleichzeitig eingesetzt werden; somit entspricht der erforderliche Stahlquerschnitt dem Maximum und nicht der Summe der Stahlquerschnitte der einzelnen Zwecke [PP 92].*

Bei der Anordnung der Querbewehrung sollen gemäss [PP 92] und [Daz 00] folgende vertikale Abstände eingehalten werden (jeweils kleinster Wert massgebend):

Umschnürung:	$s_h \leq \frac{b_w}{2}$	oder	$s_h \leq 5 \cdot \varnothing$	oder	$s_h \leq 150$ mm
Stabilisierung:	$s_s \leq 5 \cdot \varnothing$	oder	$s_s \leq 150$ mm		
Schub:	$s_v \leq 2.5 \cdot b_w$	oder	$s_v \leq 450$ mm		

Zusätzlich sind folgende Aspekte zu beachten:

- Eine einwandfreie Verankerung der Querbewehrung ist von entscheidender Bedeutung. Dabei muss berücksichtigt werden, dass unter starker zyklischer Einwirkung bis weit in den plastischen Bereich hinein die Betonüberdeckung im Endbereich der Wände grossflächig abplatzen kann (siehe [DWB 99]). Aus diesem Grund soll die Verankerung der Querbewehrung auch ohne Betonüberdeckung gewährleistet sein. Daher sollen als Verankerungen nur 90°-Abbiegungen oder 135°- Haken, die bis weit in den umschnürten Bereich hinein reichen (siehe Bild G.26), zur Anwendung kommen.
- Die Bewehrungsstäbe zur Übertragung der Querkraft laufen zweckmässigerweise über die ganze Wandlänge und weisen normalerweise einen grösseren Durchmesser im Vergleich zu den kleinen geschlossenen Bügeln auf, die zur Umschnürung und zur Stabilisierung vorkommen. Die Verwendung der Bewehrung zur Übertragung der Querkraft auch zur Umschnürung und zur Stabilisierung ist wegen der Toleranzprobleme bei der Länge der Bügel und wegen den grösseren Biegeradien rein geometrisch meist problematisch. Aus diesem Grund wird vorgeschlagen, die Bügel vor der äussersten Lage der Vertikalbewehrung zu verankern (siehe Bild G.26). Es soll aber die (anteilmässige) Querkraft mit den geschlossenen Bügeln hinter der äussersten Lage der Vertikalbewehrung verankert werden.
- Die Querbewehrung muss sehr genau verlegt werden, sonst ist vor allem ihre Stabilisierungswirkung ungenügend und anschliessend verliert auch die Umschnürungswirkung an Effizienz. Aus diesem Grund soll die Querbewehrung möglichst verlegefreundlich konzipiert werden, das Verlegen der Bewehrung der ersten Wand auf der Baustelle vom Ingenieur begleitet werden und das Verlegen der Bewehrung der übrigen Wände rechtzeitig und sorgfältig überprüft werden.

Vorschläge zur Anordnung der Querbewehrung sind in Bild G.26 zu finden.

a) Kontrollen

   Es soll kontrolliert werden, dass die vorgesehene Querbewehrung die Bedingungen der *Schritte 3* bis *5* erfüllt.

b) Berechnung der vorhandenen Krümmungsduktilität

   Eine explizite Berechnung der Momenten-Krümmungs-Beziehung des Querschnittes und von dessen Krümmungsduktilität ist optional, d.h. zweckmässig aber nicht unbedingt erforderlich, weil mit

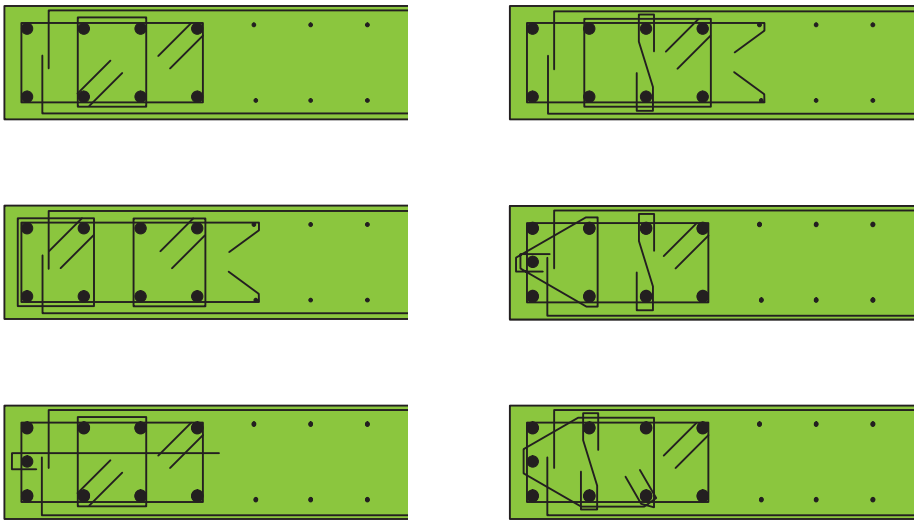


Bild G.26: Mögliche Anordnungen der Querbewehrung im Wandendbereich

der Umschnürungsbewehrung aus Gleichung (G.125) über die Länge $\alpha \cdot x$ (siehe Gleichung G.124) die erforderliche Krümmungsduktilität gewissermassen automatisch gewährleistet ist. Die Momenten-Krümmungs-Beziehung gibt jedoch wichtige Anhaltspunkte zum tatsächlichen Wandverhalten und ermöglicht, grobe Fehler zu vermeiden.
Die Momenten-Krümmungs-Beziehung und die Krümmungsduktilität $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$ als Verhältnis der Krümmung beim Versagen zur Fliesskrümmung, kann am Besten mit einem Querschnittsprogramm (Fasermodell) berechnet werden. Dabei sollen möglichst realistische mechanische Eigenschaften sowohl des Bewehrungsstahls als auch des umschnürten Betons verwendet werden (siehe Abschnitt G.5).

Schritt 7: Bemessung der elastisch bleibenden Bereiche

a) Biegebemessung

Für die Biegebemessung der über dem plastischen Bereich befindlichen, elastisch bleibenden Bereichen der Wand bzw. für die Abstufung der Vertikalbewehrung oberhalb des plastischen Gelenks dient Bild G.27.

Die gekrümmte Linie zeigt die Biegemomente infolge der statischen Ersatzkräfte, welche im wesentlichen den Trägheitskräften aus der dynamischen Anregung der Grundschwingungsform entsprechen. Durch gleichzeitige Anregung höher Eigenschwingungsformen können aber im oberen Bereich der Wand auch grössere Momente entstehen. Daher wird als Grundlage für die Bemessung, ausgehend vom erforderlichen Biegewiderstand M_i (nach *Schritt 2c*) am Wandfuss, der lineare Verlauf der gestrichelt gezeichneten Momentenlinie angenommen. Zur Berücksichtigung des Einflusses der Querkraft auf die Biegezugkraft ergibt sich daraus mit einem Versatzmass von l_w die ausgezogene Momentenumhüllende. Diese sichere Annahme für das Versatzmass soll auch den Einfluss der nach oben abnehmenden Normaldruckkraft berücksichtigen.

Der Verlauf der Momentenumhüllenden kann mit Hilfe von Gleichung (G.141) berechnet werden:

$$M(x) = \frac{(h_w + l_w) - x}{x} \cdot M_i \qquad \text{(G.141)}$$

b) Schubbemessung

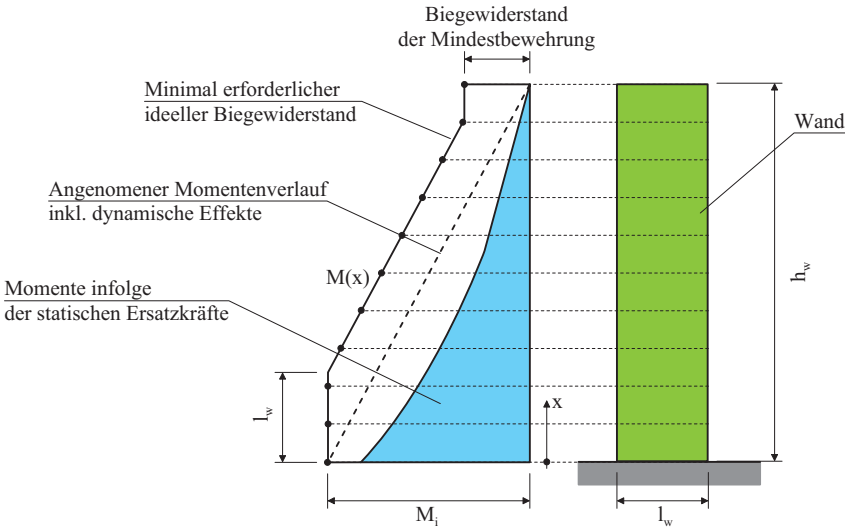


Bild G.27: Empfohlene Momentenlinien für die Bemessung von Stahlbeton-Tragwänden [PP 92]

Die Schubbemessung der elastisch bleibenden Bereiche der Wand kann grundsätzlich nach den für Beanspruchungen aus Schwerelasten und Windkräften gültigen üblichen Regeln (konventionelle Bemessung) vorgenommen werden:

- allgemeines Fachwerkmodell mit $\tan\alpha$ nach [SIA 162] 3.24.203 oder
- 45°-Fachwerkmodell mit Schubübertragung in der Biegedruckzone (Schubrissmodell, siehe [Bac 91] Seite 3.3-24), wobei τ_c gleich τ_c von [SIA 162] gesetzt werden kann.

Für die Querkraft in bestimmter Höhe gilt jedoch ebenfalls Gleichung (G.132), d.h. die dortige Querkraft aus den Ersatzkräften ist mit ω_v und $\Phi_{o,w}$ zu vergrössern. Bezüglich Mindest-Bügelbewehrung gilt ebenfalls Gleichung (G.138), aber auch hier wird empfohlen, $\rho_{min} = 0.3\ \%$ vorzusehen.

Eng verwandt mit der Schubbemessung der Wände ist die Schubübertragung zwischen den Wänden und den Deckenscheiben und die Schubbemessung derselben, die z.B. mithilfe von Scheiben-Fachwerkmodellen durchgeführt werden kann [PP 92]. Die Berücksichtigung der dynamischen Kräfte aus der Anregung höherer Eigenformen der Wände auf die Decken kann wiederum mithilfe des dynamischen Vergrösserungsfaktors ω_v erfolgen

c) Stabilisierung der Vertikalbewehrung

In den elastisch bleibenden Bereichen der Wand, wo der örtlich Gehalt an Vertikalbewehrung $\rho_l > 3/f_y$ beträgt und die erwartete Druckspannung im Bewehrungsstahl infolge eines Biegemoments, das dem nach Bild G.27 erforderlichen Biegewiderstand entspricht, zwischen 0.5 und 1.0 f_y liegt, sollte die Stabilisierungsbewehrung (Bügel und Verbindungsstäbe) die Anforderungen erfüllen, die gemäss den üblichen Normen für konventionell bemessene Stützen oder Wände gelten (z.B. Halten jedes zweiten Vertikalstabes, sowie $s_s \leq 15\varnothing$ bzw. $s_s \leq b_w$ bzw. $s_s \leq 300$ mm).

Schritt 8: Bemessung und konstruktive Durchbildung der Wandfundation

Schliesslich ist die Fundation, in die die Tragwand eingespannt ist, zu überprüfen. Die Wandfundation besteht meist aus einem oder mehreren Untergeschossen, die als steifer Kasten mit einer Fundamentplatte ausgebildet sind. Sie muss die Überfestigkeits-Schnittkräfte $M_{o,w}$ und $V_{o,w}$ sowie die Normalkraft N_E des plastischen Bereiches der Wand aufnehmen und ohne Fliessen auf den Baugrund übertragen können [PP 92]. Normalerweise sollte die Fundation keine plastifizierenden Bereiche enthalten, da diese zu einem unübersichtlichen Verhalten mit grossen zusätzlichen Verschiebungen des Überbaus

führen können. Zudem sind Reparaturen in der Fundation erheblich schwieriger auszuführen als im Oberbau. Ferner sollten plastische Verformungen des Baugrundes vermieden werden. Es ist daher eine konventionelle Bemessung der Wandfundation für die daran angreifenden Schnittkräfte $M_{o,w}$, $V_{o,w}$ und N_E durchzuführen. Gegebenfalls sind die Abmessungen der Wände in den Untergeschossen zu vergrössern, um dort mit genügender Sicherheit ein elastisches Wandverhalten gewährleisten zu können.

G.9.2 Bemerkung zu Prinzipien und Gleichungen

Das hier vorgeschlagene Bemessungsverfahren besteht aus Prinzipien und aus Gleichungen, mit welchen die Prinzipien nachgewiesen werden können. Die Prinzipien dienen dazu, ein Wandverhalten gemäss der Philosophie der Kapazitätsbemessung sicherzustellen. Die hier verwendeten Gleichungen stützen sich grundsätzlich auf [PP 92] und [NZS 3101] ab. Wenn die Normen der nächsten Generation, seien es die Swisscodes oder die Eurocodes, in Kraft treten werden, können die Prinzipien beibehalten jedoch so weit notwendig die Gleichungen angepasst werden.

G.10 Weitere konstruktive Details Tragwerk und nichttragende Bauteile

Für ein übersichtliches und durch einfache Modelle erfassbares Erdbebenverhalten eines Gebäudes und zur Vermeidung von Schäden bereits bei relativ schwachen Erdbeben ist es entscheidend, dass ausser den Stahlbetontragwänden auch das übrige Tragwerk und die nichttragenden Bauteile - insbesondere Zwischenwände und Fassadenbauteile - eine gute konstruktive Durchbildung aufweisen. Von wesentlicher Bedeutung ist dabei die Ausbildung spezieller Bereiche des Tragwerks und insbesondere der Übergangsbereiche zwischen Tragwerk und nichttragenden Bauteilen mit den notwendigen Fugen (siehe auch Abschnitt G.2).

G.10.1 Stützen, Unterzüge und Decken

Bereits in Abschnitt G.2 wurde auf die Vorteile gelenkiger Anschlüsse von Stützen und Unterzügen an benachbarte Elemente hingewiesen (Reduktion von Rahmenwirkung mit unerwünschten Zwängen und Plastifizierungen, einfachere Ausführung, Möglichkeit zur Vorfabrikation, usw.). Dabei ist folgendes zu beachten:

- Stützen können oben und unten durch einfache Dorne - mit oder ohne fugenartige Einschnürung des Betonquerschnittes - mit den Decken bzw. Unterzügen verbunden werden.
- Unterzüge können an die Tragwände z.B. mit einem auf die Platte reduzierten Querschnitt oder allenfalls durch eigentliche Betongelenke mit gekreuzten Bewehrungsstäben angeschlossen werden.
- Decken können an die Tragwände durch normale jedoch allenfalls reduzierte Bewehrung oder durch allgemein übliche horizontale Querkraftdorne angeschlossen werden.

In gelenkigen Anschlüssen des Tragwerks sind die unter der Einwirkung des Bemessungsbebens zu erwartenden Drehwinkel θ von ähnlicher Grössenordnung wie die dortige Stockwerksschiefstellung δ_l das heisst:

$$\theta \cong \delta \text{ (radian)} \tag{G.142}$$

Bei θ sollen noch keine wesentlichen Zwänge auftreten bzw. Biegemomente übertragen werden. In fugenartigen Einschnürungen des Betonquerschnitts kann die erforderliche minimale Fugenbreite $u_{erf,min}$ im Abstand a vom Drehpunkt wie folgt abgeschätzt werden:

$$u_{erf,\,min} \cong \theta \cdot a + c \qquad \text{(G.143)}$$

c: Dicke des plattgedrückten Fugenmaterials
Zum Beispiel ergibt sich mit $\theta_{max} = \delta_{max} = 0.015$, $a = 0.5$ m und $c = 5$ mm eine erforderliche minimale Fugenbreite $u_{erf,\,min} = 0.015 \cdot 500 + 5 = 7.5 + 5 \cong 13\,mm$.

G.10.2 Fugen zwischen Tragwerk und nichttragenden Wänden

Bezüglich Fugen im Übergangsbereich zwischen Elementen des Tragwerks (Stützen, Wände, Unterzüge, Decken) und nichttragenden Wänden ist folgendes zu beachten:

- Im Falle von wenig steifen nichttragenden Wänden (z.B. aus Metall oder Kunststoff) und/oder wenn Schäden bereits bei relativ schwachen Beben in Kauf genommen werden, d.h. bei einer geringen Stärke des Schadengrenzebebens (vgl. Abschnitt G.3.1), sind keine Fugen oder nur solche mit geringer Stärke erforderlich.
- Hauptsächlicher Zweck von Fugen ist der Schutz von eher steifen nichttragenden Wänden vor wesentlichen Schäden unter der Einwirkung von Erdbeben, die kleiner als eine bestimmte Stärke haben, d.h. des Schadengrenzebebens. Im Falle von sehr steifen nichttragenden Bauteilen können Fugen auch das Tragwerk vor Schäden schützen.
- Für das Erfordernis von Fugen und für die zu wählende Fugenart und Fugenbreite können somit vor allem folgende Aspekte wesentlich sein:
  - Grössenordnung der Spektralwerte der Verschiebungen: Je nach Bodenart und Gefährdungszone können die massgebenden Spektralwerte der Verschiebungen sehr unterschiedlich sein. Fugen können vor allem in Fällen mit weichem Boden und höherer Erdbebengefährdung in Betracht gezogen werden.
  - Art der nichttragenden Wände (Steifigkeit, Schadenanfälligkeit)
  - Stärke des durch den Bauherrn festzulegenden Schadengrenzebebens (akzeptierter Schaden)
  - Erfüllbarkeit von Anforderungen bezüglich Luftschallschutz und Brandschutz
  - Zusatzaufwand für die Fugen (inklusive Halterungen gegen Querbeschleunigung)

Für die Abschätzung der erforderlichen Fugenbreite ist eine allzu hohe Genauigkeit nicht gerechtfertigt. Im Allgemeinen genügt es, von der mittleren Stockwerksschiefstellung δ_m unter dem Bemessungsbeben auszugehen:

$$\delta_m \cong \delta_{max} / 1.3$$

Natürlich kann im Rahmen einer ingenieurmässigen Beurteilung (Folgen für die konstruktive Durchbildung und die Kosten der Fugen) auch eine grössere Stockwerksschiefstellung zu Grunde gelegt werden.

Im Weiteren kann näherungsweise ein linearer Zusammenhang zwischen der Stärke des einwirkenden Erdbebens und der Stockwerksschiefstellung (abgeschlossene Rissebildung in den Wänden, Decken und Stützen, Prinzip der gleichen Verschiebung) angenommen werden, was auf der sicheren Seite liegt. Die erforderliche minimale Breite $u_{erf,\,min}$ von *vertikalen Fugen* zwischen Stützen bzw. Tragwänden und nichttragenden Wänden zur Vermeidung von wesentlichen Schäden wird damit wie folgt:

$$u_{erf,\,min} \cong \delta_m \cdot \frac{S(W_D)}{S(W_E)} \cdot h_s + c \qquad \text{(G.144)}$$

$S(W_D)$: Stärke des Schadengrenzebebens mit der Wiederkehrperiode W_D

$S(W_E)$: Stärke des Bemessungsbebens mit der Wiederkehrperiode W_E
h_s: Stockwerkshöhe
c: Dicke des plattgedrückten Fugenmaterials

Da c nicht nur von der Art des Fugenmaterials sondern auch von dessen ursprünglicher Stärke abhängt, kann $c = \eta \cdot u_{erf,\,min}$ gesetzt werden, wobei

η: Verhältnis der Dicke des zusammengedrückten Fugenmaterials zu dessen ursprünglicher Dicke (Fugenbreite)

Damit wird aus Gleichung (G.144):

$$u_{erf,\,min} \cong \delta_m \cdot \frac{S(W_D)}{S(W_E)} \cdot \frac{h_s}{1-\eta} \qquad \text{(G.145)}$$

Die (relative) Stärke des Schadengrenzebebens mit W_D im Verhältnis zur Stärke des Bemessungsbebens mit $W_E = 475$ Jahren kann in Abhängigkeit von der Wiederkehrperiode $W = W_D$ Bild G.3 direkt entnommen werden. Im Falle einer anderen Wiederkehrperiode W_E ist die veränderte Bezugsgrösse zu berücksichtigen.

Die erforderliche minimale Breite von *horizontalen Fugen* zwischen dem oberen Rand von nichttragenden Wänden und darüber liegenden Unterzügen oder Decken muss gemäss einer allgemein anerkannten Regel mindestens die Hälfte der Breite der vertikalen Fugen betragen.

Glossar

In diesem Glossar werden in der vorliegenden Arbeit verwendete Begriffe präzis definiert, die besonders wichtig sind oder die sonst keine allgemein anerkannte Bedeutung haben.

Das Zeichen ⇨ verweist jeweils auf die Definition eines zugehörigen Begriffs.

Akzeptierte Verformung

Horizontale Verschiebung bzw. Stockwerksschiefstellung des Tragwerks, die am Anfang der Bemessung vom projektierenden Ingenieur gewählt wird. Die Bemessung soll gewährleisten, dass diese Verformungen unter dem Bemessungserdbeben nicht überschritten werden.

Äquivalenter Einmassenschwinger

Einmassenschwinger (EMS) mit welchem das dynamische Verhalten eines Tragwerks, das eigentlich als Mehrmassenschwinger zu modellieren wäre, beschrieben werden kann. In Abschnitt 2.5.2 von [Daz 00] werden der verallgemeinerte und der modale äquivalente EMS genau definiert.

Bemessungsduktilität

Verschiebeduktilität des Tragwerks, die am Anfang der Bemessung vom projektierenden Ingenieur gewählt wird. Die Erdbebenkräfte, für welche das Tragwerk bemessen werden soll, werden dementsprechend gewählt.
Die Bemessungsduktilität muss immer kleiner oder höchstens gleich wie das ⇨Duktilitätsangebot des Tragwerks bezüglich Verschiebungen sein.

Bemessungsverfahren

Art in welcher die Bemessung eines Tragwerks durchgeführt wird. Man unterscheidet zwischen ⇨kräftebasierten , ⇨verschiebungsbasierten und ⇨verformungsorientierten Bemessungsverfahren.

Duktilität

Eigenschaft eines Bauteils sich plastisch zu verformen mit der Möglichkeit für eine wesentliche Energiedissipation. Duktilität als Zahl μ: Verhältnis der maximalen Verformung zur Verformung beim Fliessbeginn.

Duktilitätsangebot

⇨Duktilität eines Tragelementes oder eines Tragwerks, die maximal in Anspruch genommen werden kann, bevor das Tragelement oder das Tragwerk seinen nominellen Versagenszustand erreicht hat. Der nominelle Versagenszustand ist ein fiktiver Zustand, ab welchem angenommen wird, dass das Tragelement oder das Tragwerk seine Aufgabe nicht mehr erfüllen kann, sei es weil sein Tragwiderstand zu stark abgefallen ist, oder weil lokal unzulässige Betonstauchungen bzw. Stahldehnungen aufgetreten sind.

Duktilitätsbedarf

⇨Duktilität eines Tragelementes oder eines Tragwerks, die von einer gegebenen Erdbebeneinwirkung maximal erfordert wird. Synonym: erforderliche Duktilität.

Duktilitätseigenschaften des Bewehrungsstahls

Mechanische Eigenschaften des Bewehrungsstahls, welche die ⇨Duktilität des Bauteils, in dem der Bewehrungsstahl eingebaut ist, massgeblich beeinflussen. Diese Eigenschaften sind das Verfestigungsverhältnis R_m/R_p, wobei R_m die Zugfestigkeit und R_p die Fliessgrenze des Bewehrungsstahls sind, und die Gesamtdehnung bei Höchstzugkraft A_{gt}.

Effektive Eigenfrequenz bzw. Grundfrequenz eines Gebäudes

Eigenfrequenz, die einem ⇨äquivalenten Einmassenschwinger (EMS) zugewiesen werden muss, damit er ein ähnliches dynamisches Verhalten wie das Gebäude aufweist. Die effektive Eigenfrequenz bzw. Grundfrequenz ist in den meisten Fälle kleiner als die Hälfte der Eigenfrequenz bzw. Grundfrequenz des Gebäudes, die sich unter Annahme eines ungerissenen Tragwerks ergibt.

Erlaubte Verformung

Horizontale Verschiebung bzw. Stockwerksschiefstellung des Tragwerks, die noch erreicht werden kann, bevor das ⇨Duktilitätsangebot des Tragwerks erschöpft ist.

Gekoppeltes System

Vereinfachtes Modell zur Beschreibung des Tragwerks eines Tragwandgebäudes. Das Modell besteht aus einem Biegebalken und einem Schubbalken, die kontinuierlich gekoppelt sind. Die Steifigkeit des Biegebalkens entspricht grundsätzlich der Summe der Steifigkeiten aller Wände, und die Steifigkeit des Schubbalkens entspricht einer vorsichtigen Abschätzung der ⇨Rahmenwirkung. Infolge der Kopplung kann die Wechselwirkung zwischen Wänden und Rahmen berücksichtigt werden.

Kapazitätsbemessung

Moderne Bemessungsmethode für die Erdbebenbemessung von duktilen Tragwerken. Im Tragwerk wird eine Hierarchie der Widerstände vorgesehen. Die plastifizierenden Bereiche des Tragwerks werden bewusst gewählt und so festgelegt, dass unter den massgebenden Einwirkungen ein geeigneter plastischer Mechanismus entsteht. Die plastifizierenden Bereiche werden so bemessen und konstruktiv durchgebildet, dass sie genügend duktil sind. Die übrigen Bereiche werden mit einem zusätzlichen Tragwiderstand versehen, damit sie elastisch bleiben, wenn die plastifizierenden Bereiche ihre Überfestigkeit entwickeln (nach T. Paulay).
Es entsteht somit ein Tragwerk, das ein stabiles inelastisches Verhalten aufweist, mit grossem Verformungsvermögen und ausgeprägtem Energiedissipationsvermögen, und das unter Erdbebeneinwirkung ein ausgezeichnetes Verhalten aufweist.
Wird oft in Gegensatz zu ⇨"Konventionelle Bemessung" verwendet.

Konventionelle Bemessung

Bemessungsmethode bei welcher keine oder nur beschränkte duktilitätsfördernde konstruktive und planerische Massnahmen verwendet werden. Diese Methode ist Teil der üblichen kräftebasierten Bemessungsverfahren, die in den meisten heutigen Normen implementiert sind.

Wird meist in Gegensatz zu ⇨"Kapazitätsbemessung" verwendet.

Kräftebasiertes Bemessungsverfahren

Entspricht dem englischen Begriff "Force Based Design". Es ist das Bemessungsverfahren, das in den Erdbebennormen der heutigen Generation implementiert ist. Das Verfahren sieht folgende Schritte vor:

- Festlegung der ⇨Bemessungsduktilität μ_Δ.
- Schätzung der elastischen Steifigkeit des Gebäudes und Berechnung seiner Grundfrequenz f_n.
- Bestimmung der zugehörigen spektralen Beschleunigung $S_a(f_n,\mu_\Delta)$ aus dem Beschleunigungsantwortspektrum des Bemessungserdbebens und Berechnung der Erdbebenersatzkraft $V_E \propto m \cdot S_a$.
- Bemessung des Tragwerks, sodass sein Widerstand grösser als V_E ist.

Dabei werden die Masse und die Steifigkeit des Gebäudes meist überschätzt, um eine Bemessung auf der sicheren Seite zu gewährleisten. Durch die unrealistischen Annahmen für diese Grössen können keine vernünftigen Anhaltspunkte über die zu erwartenden Verformungen gewonnen werden.

Methode

Menge von Regeln und Prinzipien, die den Zweck hat, ein festgelegtes Ziel zu erreichen. Zum Beispiel: Methode der Kapazitätsbemessung.

Rahmenwirkung

Die Gesamtsteifigkeit eines Tragwandgebäudes wird grossteils durch die Tragwände erzeugt. Allerdings tragen auch Decken, Wände und Schwerelaststützen zur Gesamtsteifigkeit des Gebäudes bei. Das System, das dabei entsteht, ist ähnlich wie ein Rahmen; deshalb wird der Beitrag dieser Tragelemente an die Gesamtsteifigkeit des Gebäudes als Rahmenwirkung bezeichnet.

Stahlbetontragwandgebäude

Skelettbau mit einem Tragwerk bestehend aus Decken, Schwerelaststützen und Tragwänden:

- Decken sind schlafbewehrte oder vorgespannte monolithische Betondecken, die - wenn ohne Unterzüge - mit Vorteil im Stützenbereich gegen Durchstanzen innerlich verstärkt sind.
- Schwerelaststützen sind dünne Stützen, die nur für die Abtragung von Normalkräften aus Schwerelasten bemessen wurden jedoch in der Lage sein müssen, die Verformungen der Tragwände ohne wesentliche Schäden mitzumachen.
  Schwerelaststützen können aus bewehrtem, oft hochfestem Beton - an Ort gegossen oder vorfabriziert - bestehen, oder als Stahl-Beton-Verbundstützen oder Vollstahlstützen ausgebildet sein, und sie können mit den Decken biegesteif oder gelenkig verbunden sein.
- Tragwände sind relativ schlanke Stahlbetonwände, die in einem sehr steifen Unterbau aus Stahlbeton mit einem oder mehreren Kellergeschossen voll eingespannt sind. Sie sind vom Unterbau bis zum Dach durchgehend und müssen die horizontalen Erdbebenkräfte abtragen.

Stockwerksschiefstellung

Schiefstellung eines Stockwerkes berechnet aus der relativen Verschiebung von zwei übereinanderliegenden Decken dividiert durch die Stockwerkshöhe; entspricht dem englischen Begriff von "storey drift".

Verformungsorientiertes Bemessungsverfahren

Entspricht dem englischen Begriff "Deformation Oriented Design". Das ⇨Bemessungsverfahren wurde erstmals in [BD 97] vorgeschlagen und in [Daz 00] wesentlich weiterentwickelt. Das Verfahren sieht folgende Schritte vor:

- Festlegung der ⇨akzeptierten maximalen Verschiebung Δ_m bzw. ⇨Stockwerksschiefstellung δ_{max} und der ⇨Bemessungsduktilität μ_Δ.
- Wahl der Anzahl und der Abmessungen der Tragwände, sodass das Gebäude unter der Ersatzkraft $V_E \propto m^* \cdot S_a(f_n,\mu_\Delta)$ die Verformung Δ_m erreicht und dabei die ⇨Bemessungsduktilität μ_Δ aufweist. Die Einwirkung und die Antwort können in einer geschlossen Bemessungsformel kombiniert werden, sodass dieser Schritt ohne Iterationen erfolgen kann. Dabei werden die reelle Masse und die reelle Steifigkeit des Gebäudes berücksichtigt.
- Berücksichtigung der ⇨Rahmenwirkung anhand des ⇨gekoppelten Systems. Berechnung des ⇨Duktilitätsbedarfs und der vorhandenen maximalen ⇨Stockwerksschiefstellung.
- Kontrolle ob der ⇨Duktilitätsbedarf und die vorhandene maximale ⇨Stockwerksschiefstellung die Vorgaben des projektierenden Ingenieurs erfüllen. Falls nicht ist die ganze Prozedur zu wiederholen.

Dieses ⇨Bemessungsverfahren ist streng genommen nur bei im Grundriss symmetrischen Gebäuden anwendbar, aber sein iterativer Charakter kann sehr gut ausgenützt werden, um durch geeignete Wahl von Anzahl, Länge, Platzierung und Widerstand der Wände die vorkommenden Exzentrizitäten zu minimieren.

Verschiebungsbasiertes Bemessungsverfahren

Entspricht dem englischen Begriff "Displacement Based Design". Das ⇨Bemessungsverfahren, ursprünglich in anderer Form durch J.P. Moehle in [Moe 92] vorgeschlagen, wurde durch M.J.N. Priestley massgeblich entwickelt und ist in [Pri 96] und [PC 97] ausführlich beschrieben. Das Verfahren sieht folgende Schritte vor:

- Festlegung der ⇨akzeptierten maximalen Verschiebung Δ_m und der ⇨Bemessungsduktilität μ_Δ.
- Betrachtung des Gebäudes anhand eines linear-elastischen Ersatzsystems: Bestimmung der erforderlichen Steifigkeit k_{eff} des Ersatzsystems anhand des Verschiebungsantwortspektrums des Bemessungserdbebens. Dabei muss die äquivalente viskose Dämpfung ζ_{eq} des linear-elastischen Ersatzsystems geschätzt werden. ζ_{eq} ist abhängig von der Verschiebeduktilität. Deshalb ist auch beim Verschiebungsbasierten Bemessungsverfahren wichtig, eine realistische Schätzung der Fliessverschiebung vorzunehmen.
- Bestimmung des erforderlichen Widerstandes des Tragwerks $\Delta_m \cdot k_{eff}$
- Bemessung des Tragwerks für $\Delta_m \cdot k_{eff}$
- Kontrolle ob die bei Δ_m erforderliche ⇨Duktilität der angenommenen ⇨Bemessungsduktilität entspricht. Falls nicht ist die ganze Prozedur zu wiederholen.

Dieses Verfahren benützt die Methode des linear-elastischen Ersatzsystems, die gewöhnungsbedürftig ist [SS 76].

Bezeichnungen

Lateinische Grossbuchstaben / Roman Upper Case

	Deutsch	English
A	= Fläche = Pseudobeschleunigung	= area = pseudo-acceleration
A_g	= brutto Betonquerschnittsfläche	= gross area of section
A_{gt}	= Gesamtdehnung des Bewehrungsstahls bei Höchstkraft	= percentage total elongation at maximum force of reinforcement steel
A_N	= Einzugsfläche für die Normalkraft	= tributary floor area for the axial force
A_s	= Querschnittsfläche der Bewehrung	= area of reinforcement
A_{se}	= Bewehrungsquerschnittsfläche im Wandendbereich	= area of reinforcement in the “end region” of the wall
A_{st}	= gesamte Querschnittsfläche der Bewehrung	= total area of reinforcement
A_{sw}	= Bewehrungsquerschnittsfläche im Wandstegbereich	= area of reinforcement in the “web region” of the wall
A_V	= Einzugsfläche für die Trägheitskraft	= tributary floor area for the inertial forces
A_y	= Pseudobeschleunigung bei Fliessbeginn	= pseudo-acceleration at the onset of yield
C	= Dämpfungsmatrix	= damping matrix
C_n	= verallgemeinerte Dämpfung	= generalized damping
D	= Druck	= compression
E	= Elastizitätsmodul	= modulus of elasticity
E_c	= Elastizitätsmodul des Betons	= modulus of elasticity of concrete
E_s	= Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahls	= modulus of elasticity of reinforcing steel
EI	= Biegesteifigkeit	= bending stiffness
EI_h	= Biegesteifigkeit der horizontalen Elementen eines Stabkreuzes	= bending stiffness of an horizontal element belonging to an assemblage
EI_v	= Biegesteifigkeit der vertikalen Elementen eines Stabkreuzes	= bending stiffness of a vertical element belonging to an assemblage
EI_w	= Biegesteifigkeit des Biegebalkens	= bending stiffness of the bending beam
EI_y	= Biegesteifigkeit bei Fliessbeginn	= bending stiffness at the onset of yield
F	= Kraft im allgemein	= force in general
G	= Schubmodul	= shear modulus
I	= Trägheitsmoment	= moment of inertia (second moment of area)
I_g	= Trägheitsmoment der brutto Betonquerschnittsfläche	= moment of inertia of the gross area of section
I_h, $I_{h,g}$	= Trägheitsmoment der vertikalen Elementen eines Stabkreuzes	= moment of inertia of an horizontal element belonging to an assemblage
I_v, $I_{v,g}$	= Trägheitsmoment der vertikalen Elementen eines Stabkreuzes	= moment of inertia of a vertical element belonging to an assemblage
K	= Faktor zur Berechnung der Betonzugfestigkeit	= factor to calculate the tensile strength of concrete
K	= Steifigkeitsmatrix	= stiffness matrix
K_n	= verallgemeinerte Steifigkeit	= generalized stiffness
K_s	= Steifigkeit des Schubbalkens	= stiffness of the shear beam
L	= freie Länge	= clear length
L	= äquivalenter Anregungsfaktor	= equivalent excitation factor
L_n	= Anregungsfaktor der n-ten Eigenschwingungsform	= excitation factor of the *n*th mode of vibration
M	= Biegemoment	= bending moment
M	= Massenmatrix	= mass matrix
M_b	= Fussbiegemoment	= bending moment at the base
M_{cr}	= Rissmoment	= cracking moment
M_E	= Biegemoment infolge Lastfall Erdbeben gemäss Norm	= bending moment due to the code-specified earthquake forces
M_{pl}	= plastisches Moment	= plastic moment

M_m	= maximaler Biegewiderstand	= maximum flexural strength
M_n	= nomineller Biegewiderstand, nach [PK 98] = verallgemeinerte Masse	= nominal flexural strength, according to [PK 98] = generalized Mass
M_y	= Moment erzeugt durch V_y = Fliessmoment	= moment as consequence of V_y = yield moment
N	= Normalkraft	= axial force
N_E	= vorhandene Normalkraft beim Lastfall Erdbeben gemäss Norm	= axial force related to the code-specified earthquake forces
R_m	= Zugfestigkeit des Bewehrungsstahls	= tensile strength of reinforcement steel
R_n	= verallgemeinerte Kraft	= generalized force
R_p	= Fliessgrenze des Bewehrungsstahls	= yield stress of reinforcement steel
R_y	= Kraftreduktionsfaktor	= yield reduction factor
S	= Erdbebenstärke	= earthquake intensity
S_a	= Spektralwert der Beschleunigung	= acceleration spectrum ordinate
S_d	= Spektralwert der Verschiebung	= displacement spectrum ordinate
S_v	= Spektralwert der Geschwindigkeit	= velocity spectrum ordinate
U	= Verschiebungsvektor	= displacement vector
V	= Querkraft	= shear force
V_b	= Fussquerkraft	= base shear
V_E	= Ersatzkraft	= equivalent static force
V_y	= $m^* \cdot A_y$. Ersatzkraft bzw. Gesamtwiderstand bei Fliessbeginn (Bild G.11)	= $m^* \cdot A_y$. Equivalent static force respective total strength at the onset of yield (figure G.11)
W	= Wand	= wall
Z	= Zug	= tension
1	= Einheitsrichtungsvektor	= vector of ones

Lateinische Kleinbuchstaben / Roman Lower Case

	Deutsch	English
a', a"	= in Bild G.18 definiert	= defined in figure G.18
a_g	= maximale horizontale Bodenbeschleunigung	= maximum horizontal ground acceleration
b	= Breite	= width
b_{eff}	= effektive Breite	= effective width
b_w	= horizontale Wandbreite	= wall thickness
c	= Dämpfungskoeffizient	= damping coefficient
d	= Dicke = Durchmesser von Bewehrungsstäben = Abstand vom Massenzentrum	= thickness = diameter of reinforcing bars
d_g	= maximale horizontale Bodenverschiebung	= maximum horizontal ground displacement
f_B, f_C, f_D, f_E	= Eckfrequenz (Bild G.13)	= corner frequency (figure G.13)
f_c	= Rechenwert der Druckfestigkeit von nicht umschnürtem Beton	= design compressive strength of unconfined concrete
f'_c	= Zylinderdruckfestigkeit des Betons	= cylinder strength of concrete
f_{cc}	= Rechenwert der Druckfestigkeit von umschnürtem Beton	= design compressive strength of confined concrete
f_{ct}	= Zugfestigkeit des Betons	= tensile strength of concrete
f_{cw}	= Würfeldruckfestigkeit des Betons	= cube strength of concrete
$f_{j,n}$	= äquivalente statische Kraft: j-tes Element der n-ten Eigenschwingungsform	= equivalent static force: *j*th element of the *n*th mode
f_n	= Eigenfrequenz (Hz)	= natural frequency (Hz)
$\mathbf{f}_n$	= Vektor der äquivalenten statischen Kräfte der n-ten Eigenschwingungsform	= vector of the equivalent static force of mode n
f_y	= Rechenwert der Fliessgrenze des Bewehrungsstahls	= design yield strength of reinforcement steel
h	= Gesamthöhe	= total height
h_s	= Stockwerkshöhe	= story height
k	= Steifigkeit	= stiffness
k_{el}	= elastische Steifigkeit	= elastic stiffness (pre-yield stiffness)
k_{pl}	= plastische Steifigkeit	= post-yield stiffness

$k_{s,v}$	= Steifigkeit eines Stabkreuzes	= stiffness of one assemblage
k_θ	= Steifigkeit der Drehfeder am Fuss des Biegebalkens	= stiffness of the rotational spring at the bottom of the bending beam
l_p	= Länge des plastischen Gelenks	= length of the plastic hinge
l_w	= horizontale Wandlänge	= horizontal length of wall
m	= Masse = bezogenes Biegemoment	= mass = dimensionless bending moment
m_j	= Stockwerksmasse	= floor mass
m_{tot}	= totale Masse	= total mass
n	= bezogene Normalkraft = Anzahl	= dimensionless axial force = number of
n_w	= Anzahl Wände	= number of walls
q_n	= modale Verschiebung	= modal displacement
r	= Radius	= radius
s	= vertikaler Abstand der horizontalen Bewehrung	= vertical center-to-center spacing of horizontal hoops and ties
s/d	= Verhältnis zwischen Bügelabstand und Stabdurchmesser	= ties spacing ratio
$\mathbf{s}_n$	= Anregungsvektor	= excitation vector
t	= Zeit	= time
u_g	= Bodenbeschleunigung	= ground acceleration
x	= Tiefe der neutrale Achse, vom Druckrand des Querschnittes gemessen	= neutral-axis depth measured from extreme compression fiber of section
z	= Zug	= tension

Griechische Grossbuchstaben / Greek Upper Case

	Deutsch	English
Γ	= äquivalenter Partizipationsfaktor	= equivalent participation factor
Γ_n	= Partizipationsfaktor der n-ten Eigenschwingungsform	= participation factor of the *n*th mode of vibration
Δ	= Verschiebung = Variation	= displacement = change
Δ_m	= maximale Verschiebung	= maximum displacement
Δ_s	= relative Stockwerksverschiebung	= relative story displacement
Δ_u	= Verschiebung beim Versagen	= ultimate displacement
Δ_y	= Fliessverschiebung	= yield displacement
Δ_y^*	= Fliessverschiebung des äquivalenten modalen EMS, der ein Gebäude beschreibt	= yield displacement of an equivalent modal SDF system describing a building
Δ_w	= horizontale Wandkopfauslenkung	= horizontal wall displacement

Griechische Kleinbuchstaben / Greek Lower Case

	Deutsch	English
$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$	= Stabkreuzenfaktoren (Bild G.18)	= assemblages factors (figure G.18)
$\alpha_h, \alpha_k, \alpha_L, \alpha_m$	= in Bild G.6 definiert	= defined in figure G.6
α_x	= x/l_w	= x/l_w
β	= $(k_\theta h)/EI_w$ (Gl. G.79)	= $(k_\theta h)/EI_w$ (eq. G.79)
δ	= Stockwerksschiefstellung	= story drift
δ_m	= mittlere Stockwerksschiefstellung	= average story drift
δ_{max}	= maximale Stockwerksschiefstellung	= maximum story drift
ε	= Dehnung	= Strain
ε_y	= Fliessdehnung des Bewehrungsstahls	= yield strain of the reinforcement steel
ζ	= Dämpfungsmass = $(K_s h^2)/(2 \cdot EI_w)$ (Gl. G.79)	= damping ratio = $(K_s h^2)/(2 \cdot EI_w)$ (eq. G.79)
γ	= Sicherheitsfaktor	= safety factor
κ_1	= Faktor zur Berechnung der Fliesskrümmung einer Wand (Gl. G.52 und G.53)	= coefficient to calculate the yield curvature of a wall (eq. G.52 and G.53)

κ_2	= Faktor zur Berechnung der mittleren Biegesteifigkeit einer Wand (Gl. G.48 und G.49)	= coefficient to calculate the mean bending stiffness of a wall (eq. G.48 and G.49)
λ_o	= Überfestigkeitsfaktor	= overstrength factor
μ_Δ	= Verschiebeduktilität	= displacement ductility factor
μ_ϕ	= Krümmungsduktilität	= curvature ductility factor
ρ	= Bewehrungsgehalt	= reinforcement ratio
ρ_e	= Bewehrungsgehalt in den Endbereichen der Wand	= reinforcement ratio in the wall boundary regions
ρ_t	= Gesamtbewehrungsgehalt	= total reinforcement ratio
ρ_w	= Stegbewehrungsgehalt	= reinforcement ratio in the web
σ	= Spannung	= stress
ϕ, ϕ	= Eigenvektor = Krümmung	= natural vibration mode = curvature
$\phi_{j,n}$	= j-tes Element des n-ten Eigenvektors	= *j*th element of the *n*th natural vibration mode
ϕ_h	= M/EI_h (Gl. G.90)	= M/EI_h (eq. G.90)
ϕ_n	= n-ter Eigenvektor	= *n*th natural vibration mode
ϕ_m	= maximale Krümmung	= maximum curvature
ϕ_v	= M/EI_v (Gl. G.89)	= M/EI_v (eq. G.89)
ϕ_y	= nominelle Fliesskrümmung	= yield curvature
φ	= Winkel	= angle
ω	= mechanischer Bewehrungsgehalt	= mechanical reinforcement ratio
ω_e	= mechanischer Bewehrungsgehalt in den Endbereichen der Wand	= mechanical reinforcement ratio in the boundary regions of the wall
ω_d	= $\Delta_o/\Delta_{o,w}$ (Gl. G.80)	= $\Delta_o/\Delta_{o,w}$ (Gl. G.80)
ω_n	= Eigenkreisfrequenz eines EMS (rad/sec) = n-te Eigenkreisfrequenz eines MMS (rad/sec)	= natural frequency of a SDF system (rad/sec) = *n*th natural frequency of a MDF system (rad/sec)
ω_m	= $M_o/M_{o,w}$ (Gl. G.81)	= $M_o/M_{o,w}$ (Gl. G.81)
ω_t	= gesamter mechanischer Bewehrungsgehalt	= total mechanical reinforcement ratio
ω_w	= mechanischer Stegbewehrungsgehalt	= mechanical reinforcement ratio in the web

Spezielle Notationen / Special Notations

	Deutsch	English
$(\ )$	= äquivalente verallgemeinerte ( )	= equivalent generalized ( )
$\overline{(\ )}$	= Mittelwert von ( )	= mean value of ( )
$(\ )^*$	= äquivalente modale ( )	= equivalent modal ( )
$(\ )_{(\ ),A\ldots E}$	= $(\ )_{(\ )}$ bezogen auf die Eckfrequenzen $f_A \ldots f_E$	= $(\ )_{(\ )}$ related to the corner frequencies $f_A \ldots f_E$
$(\ )_{(\ ),i}$	= Aufzählung von $(\ )_{(\ )}$	= enumerating of $(\ )_{(\ )}$
$(\ )_{(\ ),ist}$	= vorhandener Wert von $(\ )_{(\ )}$	= current value of $(\ )_{(\ )}$
$(\ )_o$	= ( ) am Kopf des gekoppelten Systems infolge einer Kraft q(x).	= ( ) at the top of the coupled system subjected to the force q(x).
$(\ )_{o,w}$	= bei Überfestigkeit	= at overstrength
$(\ )_{UG}$	= in den Untergeschossen	= below gruond
$(\ )_{(\ ),sys}$	= $(\ )_{(\ )}$ des gekoppelten Systems	= $(\ )_{(\ )}$ of the coupled system
$(\ )_{(\ ),w}$	= $(\ )_{(\ )}$ des Biegebalkens allein	= $(\ )_{(\ )}$ of the bending beam alone

Literatur

[Bac 91] Bachmann H.: “Stahlbeton I und II”. Vorlesungsautographien. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1991

[Bac 02a] Bachmann H.: “Erdbebensicherung von Bauwerken”. 2. Auflage, Birkhäuser Verlag, Basel 2002.

[Bac 02b] Bachmann H.: “Erdbebengerechter Entwurf von Hochbauten - Grundsätze für Ingenieure, Architekten, Bauherren und Behörden”. Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG), Biel, 2002.

[BD 97] Bachmann H., Dazio A.: “A Deformation-Based Seismic Design Procedure for Structural Wall Buildings”. Proceedings of the International Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Bled 24-27 June 1997. ISBN 90-5410-928-9. A.A. Balkema, Rotterdam 1997.

[BW 98] Bachmann H., Wenk Th.: “Ungenügende Duktilität beim Bewehrungsstahl”. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. IBK Sonderdruck Nr. 0019. Birkhäuser Verlag, Basel 1998.

[Cho 95] Chopra A.K.: “Dynamics of Structures”. ISBN 0-13-855214-2. Prentice-Hall, Upper Saddle River, New Jersey 1995.

[Cre 00] “Guide de construction parasismique - Leitfaden für erdbebensicheres Bauen”. Centre de recherche sur l’environnement alpin (Crealp), Sion 2000.

[Cub 96] Cubus AG: “Statik-3, Benützeranleitung”. Zürich 1996

[Daz 00] Dazio A.: “Entwurf und Bemessung von Tragwandgebäuden unter Erdbebeneinwirkung”. Dissertation. IBK Bericht Nr. 254 . Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. ISBN 3-7643-6471 . Birkhäuser Verlag, Basel 2000.

[DWB 99] Dazio A., Wenk Th., Bachmann H.: “Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung”. Versuchsbericht. IBK Bericht Nr. 239. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. ISBN 3-7643-6149-2. Birkhäuser Verlag, Basel 1999.

[EC8 97] Eurocode 8: “Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Sammelband Gebäude”. SIA V 160.801 (Europäische Vornorm ENV 1998-1-1 to 3). Schweiz. Ingenieur- und Architekten- Verein. Zürich 1997. Siehe auch [NAD EC8].

[Gas 00] Gassner O.: “Bedeutung der Erdbebeneinwirkung für neue Gebäude in Zonen niedriger Seismizität”. Diplomarbeit. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 2000.

[GC 97] Goel R.K., Chopra A.K.: “Vibration Properties of Buildings Determined from Recorded Earthquake Motions”. Report No. UBC/EERC-97/14. University of California at Berkeley, December 1997.

[GC 98] Goel R.K., Chopra A.K.: “Period Formulas for Concrete Shear Wall Buildings”. ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 4, April 1998.

[HS 73] Heidebrecht A.C., Stafford Smith B.: “Approximate Analyse of Tall Wall-Frame Structures”. ASCE, Journal of the Structural Division, Vol. 99, No. 2, February 1973.

[Hut 86] Hutchinson et a.: “Draft Revision of NZS 4203:1984: Seismic Provisions”, Bulletin NZSEE, Vol. 19, No. 3, September 1986.

[Kol 00] Koller M.G.: “Beispiele zur Anwendung der Kapazitätsbemessung für die Erdbebenertüchtigung von Gebäuden”. SGEB-Tagung “Erdbebenvorsorge in der Schweiz - Massnahmen bei neuen und bestehenden Bauwerken” vom 7./8. September 2000. SIA-Dokumentation D0162, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2000.

[LWB 99] Lestuzzi P., Wenk Th., Bachmann H.: “Dynamische Versuche an Stahlbetontragwänden auf dem ETH-Erdbebensimulator”. Versuchsbericht. IBK Bericht Nr. 240. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. ISBN 3-7643-6162-X. Birkhäuser Verlag, Basel 1999.

[Man 84] Mander J.B.: “Seismic Design of Bridge Piers”. Report 84-2. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1984.

[Maple 97] MapleV, Release 5: User’s Manual. Waterloo Maple Inc., (http://www.maplesoft.com/). Waterloo Ontario, Canada, 1997.

[Moe 92] Moehle J.P.: “Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes”. Earthquake Spectra. Vol. 8, No. 3. August 1992.

[MPP 88] Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R.: “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”. ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, August 1988.

[NAD EC8] “Nationales Anwendungsdokument zum EC 8”. Schweizer Ingenieur- und Architekten-Verein (SIA), Zürich 1989. Siehe auch [EC8 97].

[NH 82] Newmark N.M., Hall W.J.: “Earthquake Spectra and Design”. EERI Monograph, ISBN 0-94198-22-4, 1982.

[NZS 3101] New Zealand Standard: “Concrete Structures. Part 1: The Design of Concrete Structures, Part 2: Commentary”. Standards New Zealand, Wellington 1995.

[Pau 00] Paulay T.: “A simple Displacement Compatibility-Based Seismic Design Strategy for Reinforced Concrete Buildings”. Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 0062, Auckland, New Zealand, 2000.

[Pau 99] Paulay T.: “Some Principles Relevant to the Seismic Torsional Response of Ductile Buildings”. Proceedings of the Second European Workshop on the Seismic Behaviour of Asymmetric and Setback Structures, Istanbul, Turkey, 1999.

[PBM 90] Paulay T., Bachmann H., Moser K.: “Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten”. Birkhäuser Verlag, Basel 1990.

[PC 97] Priestley M.J.N., Calvi G.M.: “Concepts and Procedures for Direct Displacement-Based Design and Assessment”. Proceedings of the International Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Bled 24-27 June 1997. ISBN 90-5410-928-9. A.A. Balkema, Rotterdam 1997.

[PK 98] Priestley M.J.N., Kowalsky M.J.: “Aspects of Drift and Ductility Capacity of Rectangular Cantilever Structural Walls”. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 31, No. 2, June 1998.

[PP 75] Park R., Paulay T.: “Reinforced Concrete Structures”. ISBN 0-471-04655-8. John Wiley & Sons, New York 1975.

[PP 92] Paulay T., Priestley M.J.N.: “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”. ISBN 0-471-54915-0. John Wiley & Sons, New York 1992.

[PR 98] Paulay T., Restrepo J.I.: “Displacement and Ductility Compatibility in Buildings with Mixed Stuctural Systems”. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1998.

[Pri 96] Priestley M.J.N.: “Displacement-Based Seismic Assassment of Reinforced Concrete Buildings”. Journal of Earthquake Engineering, Vol. 1, No. 1., 1996.

[Pri 00] Priestley M.J.N.: “Performance Based Seismic Design”. Conference Paper. Proceedings of the XII World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand 30 January - 4 February 2000.

[Ros 63] Rosman R.: “Beitrag zur Untersuchung des Zusammenwirkens von waagrecht belasteten Wände und Stockwerkrahmen bei Hochbauten”. Beton und Stahlbetonbau 2/1963.

[SIA 160] SIA 160 (Norm): “Einwirkungen auf Tragwerke”. Schweizer Norm. Schweiz. Ingenieur- und Architekten- Verein. Zürich 1989.

[SIA 162] SIA 162 (Norm): “Betonbauten”. Schweizer Norm. Schweiz. Ingenieur- und Architekten- Verein. Zürich 1993.

[SIA 162/1] SIA 162/1 (Norm): “Betonbauten Materialprüfung”. Schweizer Norm. Schweiz. Ingenieur- und Architekten- Verein. Zürich 1989.

[SK 97] Studer J.A., Koller M.G.: “Bodendynamik - Grundlagen, Kennziffern, Probleme”. 2. Auflage. Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York 1997.

[Som 00] Sommer A.: “Torsion und Duktilitätsbedarf bei Hochbauten unter Erdbebeneinwirkung”. Dissertation. IBK Bericht Nr. 252. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. ISBN 3-7643-6469-6. Birkhäuser Verlag, Basel 2000.

[SS 76] Shibata A., Sozen M.: “Substitute Structure Method for Seismic Design in R/C”. ASCE, Journal of the Structural Division, Vol. 102, No. 1, January 1976.

[TDB 01] Thiele K., Dazio A., Bachmann H.: “Bewehrungsstahl unter zyklischer Beanspruchung”. IBK Bericht Nr. 264. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. ISBN 3-7643-6603-6. Birkhäuser Verlag, Basel 2001.

[TWB 00] Thiele K., Wenk Th., Bachmann H.: “Versuche an Stahlbetontragwänden unter pseudodynamischer Einwirkung”. Versuchsbericht. IBK Bericht Nr. 257. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. ISBN 3-7643-6526-9. Birkhäuser Verlag, Basel 2000.

[Wen 00] Wenk T.: “Neue Erdbebennormen: Eurocodes und Swisscodes”. SGEB-Tagung “Erdbebenvorsorge in der Schweiz - Massnahmen bei neuen und bestehenden Bauwerken” vom 7./8. September 2000. SIA-Dokumentation D0162, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2000.

Pläne des Beispielgebäudes

P.1 Entwurf Architekt

- Grundrisse 2. UG, 1. UG, EG, ZG, 1. OG, 2. OG und 3.OG , 4. OG, AG
- Fassaden Nord, Süd, West, Ost
- Längsschnitt D-D, Querschnitte A-A, C-C

P.2 Entwurf Ingenieur für konventionelle Bemessung

- Grundrisse 2. UG, 1. UG, EG, ZG, 1. OG, 2. OG und 3. OG, 4. OG, AG
- Fassaden Nord, Süd, West, Ost
- Querschnitte Axen C, G, H, J

P.3 Entwurf Ingenieur für Kapazitätsbemessung mit “Spielräumen”

- Grundrisse 2. UG, 1. UG, EG, ZG, 1. OG, 2. OG und 3. OG, 4. OG, AG
- Fassaden Nord, Süd, West, Ost
- Querschnitte Axen B, C, H, J, K

P.4 Definitive Lösung für Kapazitätsbemessung

- Grundrisse 2. UG, 1. UG, EG, ZG, 1. OG, 2. OG und 3. OG, 4. OG, AG
- Fassaden Nord, Süd, West, Ost
- Querschnitte Axen B, C, J, K

P.5 Bewehrungen der Wand W11

- Querschnitte
- Ansicht

P.6 Konstruktive Details von tragenden und nichttragenden Bauteilen

- Detail 1: Stahlbetonstützen der Fassaden Nord, Süd, Ost und West im Erdgeschoss und Zwischengeschoss
- Detail 2: Stahlbetonstützen der Fassade Ost im Erdgeschoss und Zwischengeschoss
- Detail 3: Prinzip für die Fassaden ab 1. Obergeschoss
- Detail 4: Anschluss der Unterzüge an die Stahlbetontragwände für Erdbeben
- Detail 5: Trennwände zwischen zwei Wohnungen
- Details 6.1 und 6.2 : Dünne Zwischenwände

Dokumentationen / Documentations

Die SIA-Dokumentationsreihe vermittelt sowohl neueste technische Erkenntnisse, die z.B. an Tagungen der SIA-Fachvereine vorgestellt werden, als auch im Zusammenhang mit dem Normenwerk erarbeitete Erfahrungen. Die ersten Bände der SIA-Dokumentationsreihe wurden in den Jahren 1973 – 1986 publiziert und mit 1 – 99 nummeriert. Sie sind grösstenteils vergriffen. Ab 1986 wurden die Bände mit D 001 beginnend nummeriert. Die aktuell erhältlichen Bände (inkl. Preise) entnehmen Sie bitte unserem Verzeichnis der Publikationen.

La série de documentations de la SIA transmet aussi bien les connaissances techniques les plus nouvelles, présentées par exemple lors de journées des Sociétés professionnelles SIA, que les expériences réalisées en relation avec l'ouvrage des normes. Les premiers volumes de la série de documentations de la SIA ont été publiés dans les années 1973 – 1986 et numérotés de 1 à 99. Ils sont en grande partie épuisés. Dès l'année 1986 les volumes ont été numérotés à partir de D 001. Nous vous prions de prendre connaissance des volumes actuellement disponibles (y compris leur prix) dans notre liste des publications.

Grundlagen / Bases

D 066	1990	Les études d'impact sur l'environnement
D 086	1992	Die schweizerische Bauwirtschaft – ein Sonderfall im europäischen Wirtschaftsraum
D 094	1992	Entwicklungszusammenarbeit – Auswertung von Auslanderfahrungen Coopération au développement – Mise en valeur des expériences acquises à l'étranger
D 0101 d	1995	Innovationsleitfaden 95/96 – Gewinnung, Bewertung, Bearbeitung und Realisierung von Ideen
D 0101 f	1995	Guide de l'innovation 95/96 – Recherche, évaluation, traitement et réalisation d'idées
D 0102 d	1993	Qualitätssicherungssysteme und deren Zertifizierung im Bauwesen
D 0102 f	1993	Système qualité et certification dans la construction
D 0103	1993	Die gemeinsame Stimme der Ingenieure – Technik, Ingenieur, Gesellschaft
D 0108	1993	Quels transports urbains pour demain?
D 0121 d	1995	Vademecum für Arbeiten im Ausland
D 0121 f	1994	Vademecum pour les travaux à l'étranger
D 0124	1995	Vertragswesen im Untertagbau / Mode de mise en soumission pour les travaux souterrains
D 0157	1999	Vademecum. Versicherungen im Baualltag. Risiko und Versicherung
D 0165 d	2000	Kennzahlen im Immobilienmanagement
D 0165 f	2001	Indices pour le management de l'immobilier
D 0168 d	2000	Lohnerhebung 2000, Ermittlung der Gemeinkosten und Arbeitsstunden 1999
D 0168 f	2000	Enquête sur les salaires 2000, Enquête sur les frais généraux et les heures de travail 1999

Ingenieurbau / Génie civil

D 068	1991	Bétons à hautes performances
D 074	1991	N3: Bözberg- und Habsburgtunnel
D 076	1991	Grundlagen und Annahmen für den Nachweis der Ermüdungssicherheit in den Tragwerksnormen des SIA
D 084	1992	Dimensionnement des maçonneries – Exemples pratiques, application de la recommandation SIA V177/2
D 087	1992	Assurance de la qualité (AQ) des structures
D 095	1992	Inspektion und Instandsetzung von feuchtem und salzgeschädigtem Mauerwerk
D 096	1992	Renforcement du bâti existant
D 098	1992	Mortier / Maçonnerie – Recherches de base – Rapport d'essais
D 099	1993	Erhaltung von Brücken – Aktuelle Forschungsergebnisse Maintenance des ponts – Résultats actuels de la recherche
D 0104	1993	Untertagbau – Einführung in die neue Norm SIA 198
D 0105	1993	Travaux souterrains – Introduction à la nouvelle norme SIA 198
D 0106	1993	Canalisations 4 – La nouvelle recommandation SIA V190
D 0114	1994	Einwirkungen auf Tragwerke – Anwendung der Norm SIA 160 in der Praxis
D 0117	1994	Kunstbauten der «Transjurane» N 16 / Ouvrages d'art de la «Transjurane» N 16
D 0119	1994	Cleuson-Dixence
D 0128	1995	Nachträgliche Verstärkung von Bauwerken mit CFK-Lamellen
D 0129	1996	Erhaltung von Brücken – Aktuelle Forschungsergebnisse Conservation des ponts – Résultats actuels de la recherche
D 0130	1995	Neue Normen in der Geotechnik / Nouvelles normes en géotechnique
D 0132	1996	Stahlbau – Bemessungsbeispiele – Praxisgerechte Bemessung von Stahlkonstruktionen – Vergleichende Anwendung der Stahlbau-Normen SIA 161 und Eurocode 3 (ENV 1993-1-1) anhand von 17 Bemessungsbeispielen
D 0133	1997	Ermüdung von Betonbauten
D 0141	1997	Bauwerkserhaltung und Wirtschaftlichkeit – Perspektiven einer modernen Aufgabe Conservation des ouvrages et économie – perspectives d'un domaine d'activité moderne
D 0142	1997	Ouvrages d'art de la A1 entre Estavayer-le-Lac et Yverdon-les-Bains
D 0143	1997	AlpTransit: Das Bauprojekt – Schlüsselfragen und erste Erfahrungen
D 0144	1997	Erhaltung von Betontragwerken – Einführung in die Empfehlung SIA 162/5 Conservation des structures en béton – Introduction dans la recommandation SIA 162/5
D 0147	1999	Brückenabdichtungssysteme mit Polymerbitumen-Dichtungsbahnen. Untergrundvorbereitung, Haftvermittler, Dichtungsbahnen / Systèmes d'étanchéité de ponts avec lés d'étanchéité à base de bitume polymère. Préparation des supports, enduits d'apprêt, lés d'étanchéité
D 0149	1998	Überwindung von geologisch bedingten kritischen Ereignissen im Tunnelbau Maîtrise d'accidents géologiques dans la construction de tunnels
D 0159	2000	Instandsetzung von Tunneln
D 0169	2001	Tunnelvortriebe im Raum Zürich – Risikomanagement im Untertagbau

Architektur / Architecture

D 072	1991	Die Rolle des Architekten in den neuen Tragwerksnormen des SIA
D 075	1991	Ganzheitliches Denken in der Hochbauplanung / Approche globale dans la planification des bâtiments
D 077	1991	Bauen mit Lehm
D 0109	1993	Bauen für die chemische Industrie
D 0161	1999	Geschichte des Architekturwettbewerbs
D 0163	2000	Bauerneuerung – Projektieren mit Methode

Ökologie und Nachhaltigkeit / Écologie et développement durable

D 082	1991	Déchets urbains: Technologie, économie et politique
D 093 d	1997	Deklaration ökologischer Merkmale von Bauprodukten nach SIA 493
D 093 f	2000	Déclaration des caractéristiques écologiques des matériaux de construction selon SIA 493
D 0118 d	1995	Ökologie in der Haustechnik, eine Orientierungshilfe
D 0118 f	1996	L'écologie dans les installations techniques du bâtiment
D 0122	1995	Ökologische Aspekte des Bauens – Versuch einer gesamtheitlichen Betrachtung
D 0123	1995	Hochbaukonstruktionen nach ökologischen Gesichtspunkten
D 0134	1996	Leben zwischen den Steinen – Sanierung historischer Mauern
D 0137 d	1996	Checklisten für energiegerechtes, ökologisches Planen und Bauen
D 0137 f	1996	Projeter et construire en assurant un développement durable: Catalogue de critères
D 0137 i	1997	Progettare e costruire con criteri garanti di uno sviluppo durevole: liste di controllo
D 0146	1998	Umweltaspekte von Beton – Informationen zur Umweltverträglichkeit
D 0146 f	2001	Béton et environnement – Éléments d'appréciation de l'impact sur l'environnement
D 0146 e	2001	Environmental Aspects of Concrete – Information on environmental compatibility
D 0151	1998	Meliorationen im Einklang mit Natur und Landschaft
D 0151	1998	Les améliorations foncières en harmonie avec la nature et le paysage
D 0152	1998	Instrumente für ökologisches Bauen im Vergleich, ein Leitfaden für das Planungsteam
D 0164 d	2000	Kriterien für nachhaltige Bauten, Aspekte und Beurteilungskriterien im Wohnungsbau
D 0164 f	2000	Constructions: Critères d'un développement durable
D 0167 d	2001	Landschaftsgerecht planen und bauen
D 0167 f	2001	Planifier et construire en respectant le paysage

Haustechnik und Energie / Installations techniques et énergie dans le bâtiment

D 073	1991	Photovoltaik – Gebäude-Bestandteil im Jahre 2010
D 078	1992	Wärmebrückenkatalog 2
D 083	1991	Integrale Planung
D 088	1992	Kühlleistungsbedarf von Gebäuden – Ergänzungen zur Berechnungsmethodik in der Empfehlung SIA V 382/2
D 090 d	1992	Energiegerechte Schulbauten – Handbuch für Planer
D 090 f	1992	Constructions scolaires économes d'énergie – Manuel du concepteur
D 0115	1993	Integrale Planung II
D 0120	1994	Economie de marché et énergies renouvelables
D 0131 d	1996	Leitfaden für die Anwendung der Empfehlung SIA 380/4 «Elektrische Energie im Hochbau»
D 0131 f	1996	Guide d'utilisation de la recommandation SIA 380/4 «L'énergie électrique dans le bâtiment»
D 0135 d	1997	Handbuch für Kommunikationssysteme – Teil 2: Wegleitung für Bauherren und Architekten
D 0136	1996	Grundlagen zur Nutzung der untiefen Erdwärme für Heizsysteme
D 0170 d	2001	Thermische Energie im Hochbau – Leitfaden zur Anwendung der Norm SIA 380/1, Ausgabe 2001
D 0170 f	2002	L'énergie thermique dans le bâtiment – Guide d'utilisation de la norme SIA 380/1, édition 2001

Sicherheit und Schutz / Sécurité et protection

81	84/99	Brandrisikobewertung, Berechnungsverfahren / Evaluation du risque d'incendie, Méthode de calcul
81 e	84/98	Method for fire safety evaluation
D 002	86/97	Unfallsicherheit von Hochbauten am Beispiel Wohnungsbau Protection contre les accidents dans les bâtiments – exemple: construction d'habitations Protezione contro gli infortuni nelle construzioni – esempio: case d'abitazione
D 065	1990	Korrosion und Korrosionsschutz, Teil 5: Elektrochemische Schutzverfahren für Stahlbetonbauwerke – kathodischer Korrosionsschutz, Dekontamination und Realkalisierung
D 097	1993	Verstärkungsmassnahmen für erdbebengefährdete Bauwerke
D 0110	1993	Symposium IDNDR – Prévention des catastrophes naturelles
D 0139	1996	Bauteildokumentation: Schallschutz im Hochbau
D 0140	1996	Brandschutz und Rettungswesen auf Tunnelbaustellen
D 0145	1997	Erdbebensicherung bestehender Bauwerke und aktuelle Fragen der Baudynamik D-A-CH-Tagung
D 0150	1998	Handlungsbedarf von Behörden, Hochschulen, Industrie und Privaten zur Erdbebensicherung der Bauwerke in der Schweiz
D 0153	2000	Produktedokumentation: Lärmschutzwände, Lärmschutzdämme und Absorptionsverkleidungen
D 0158	2001	Geländer und Brüstungen – Aspekte zur Anwendung der Norm SIA 358
D 0162	2000	Erdbebenvorsorge in der Schweiz, Massnahmen bei neuen und bestehenden Bauwerken Prévention sismique en Suisse, Mesures parasismiques pour les constructions existantes et nouvelles
D 0166	2001	Wärme- und Feuchteschutz im Hochbau – Leitfaden zur Anwendung der Norm SIA 180, Ausgabe 1999

ISBN 3-908483-22-0