

ERLÄUTERUNG 03/2013

Die Beurteilung von Schubwänden in Wiener Gründerzeithäusern
Nichtlineares Verfahren (push-over) gemäß EN 1998-1

Wien, am 31.03.2014

Ersetzt die Erläuterungen E03 vom 01.12.2013

Herausgeber: Fachgruppe Bauwesen der LK W/Nö/Bgld
Seiten 1 bis 31

Änderungen:

Textkorrekturen und Austausch Diagramme auf Seite 17 und 21

Verfasser: Peter Bauer;

Anhang A: S_a - S_d -Bedarfsdiagramm für Schubwände, Peter Bauer

Anhang B: Beispielrechnungen Musterhaus, Alexander Krakora

Coautoren: Erich Kern

Anmerkungen und Anregungen in der vorläufigen Auflagefrist von:

DI Arno Seltenhammer, Dr. Branko Rusnov, DI Raoul Majdalani

Anmerkung

Erläuterungen geben, mangels anderer Normenwerke und kompakter Literatur, einen Hinweis auf Verfahren die dem jeweiligen, zusammengefassten Stand der Technik entsprechen. Sie ersetzen eigene Überlegungen und die Prüfung des Anwenders, ob sie für seinen Anwendungsfall geeignet sind, nicht.

Inhaltsverzeichnis

| | | |
|-----|--|----|
| 1.0 | Die Kapazitätsmethode gemäß EN 1998-1 Pkt. 4.3.3.4.2 und Anhang B..... | 3 |
| 1.1 | Allgemeines..... | 3 |
| 1.2 | Primär und sekundär seismische Wände..... | 3 |
| 1.3 | Einwirkung und Widerstand..... | 4 |
| 1.4 | Grundlegendes Verhalten einer Mauerwerkscheibe..... | 5 |
| 1.5 | Plastisches Tragvermögen der Wand..... | 6 |
| 1.6 | Antwortspektrum versus Verschiebungsspektrum (Push-Over)..... | 7 |
| 1.7 | Anwendung des Push-Over Verfahrens auf Mauerwerkscheiben..... | 11 |
| 2.0 | Beispiel..... | 16 |
| 3.0 | Hinweise und Rechenhilfen..... | 23 |
| 4.0 | Literatur..... | 31 |

Anhang A: S_a - S_d Bedarfsdiagramm für Schubwände aus Mauerwerk

Anhang B: Beispielrechnungen Musterhaus

1.0 Die Kapazitätsmethode gemäß EN 1998-1 Pkt. 4.3.3.4.2 und Anhang B

1.1 Allgemeines

In den allgemeinen Vorbemerkungen des Punktes 4.3.3.4.2.1 der EN 1998-1 wird darauf hingewiesen, dass das Verfahren, dessen Grundlagen in [8] und [15] sehr Anschaulich aufbereitet sind, sowohl für neue, als auch für bestehende Hochbauten als Nachweis für die Aufnahme der Einwirkung Erdbeben geeignet ist.

Sein wesentlicher Vorteil liegt darin, dass das plastische Tragvermögen eines Bauteils bzw. Bauwerks direkt in den Nachweis integriert werden kann. Er wird auf der Ebene der Verschiebungen geführt.

Ziel der vorliegenden Erläuterungen ist es, die Anwendung dieser Nachweismethode für die Wiener Gründerzeithäuser zu untersuchen, erzielbare Widerstände zu belegen und kritische Punkte, die noch erforscht werden müssen, aufzuzeigen. Weiters wird die Methode für Gebäude, deren Widerstand vereinfacht als Summe einfacher Kragarme aufgefasst werden kann, aufbereitet und in Beispielen demonstriert. Durch diese Annahme werden Nachweisprobleme, die z.B. bei Ansatz von Rahmenwirkungen von Mauerwerkswänden¹ entstehen, vermieden. Es ist aber einfach, bei bekannter Kraft-Verschiebungslinie auch komplexere Bauteile in das Nachweiskonzept zu integrieren.

Die angeführten Nachweisschritte sind einfach programmierbar und haben den Vorteil, dass sie auch ohne die üblichen Voraussetzungen, wie schub- und biegesteife Decken durch die erst Rahmenwirkungen von Mauerwerksscheiben möglich werden, der meisten erhältlichen EDV-Programme auskommen. Sie können dadurch für einen ingenieurmäßigen Ansatz, in dem Gebäudeteile auf der sicheren Seite abgeschätzt werden müssen ohne „unwirtschaftlich“ zu werden, oder der die Auswirkungen von zu treffenden Maßnahmen zu beurteilen hat, anschaulich verwendet werden.

Durch diese Nachweismethode wird belegbar, dass die Wiener Gründerzeithäuser, bei gutem Zustand, ein hohes Zuverlässigkeitsniveau im Lastfall Erdbeben aufweisen, das nahezu an das, nach derzeitigen Normen erforderliche, heranreicht.

1.2 Primär und sekundär seismische Wände

Das angeführte Verfahren gilt jedenfalls für primär seismische Wände gemäß EN 1998-1/Punkt 4.2.2 unter der Einhaltung der Tabelle 9.2 für Mauerwerksbauten. Im Regelfall sind daher im Wiener Gründerzeithaus Mauerwerksscheiben mit Wanddicken ab 30 cm als primär seismische Schubwände

¹ Hier werden nur EUROCODE-Konforme Methoden behandelt. Ansätze von Rahmenwirkungen sind dzt. Gegenstand von Forschungen. Wesentliche Rahmenwirkungen dürften nur bei gesicherten Längverschiebungen vorhanden sein.

(wegen $30 \cdot 15 = 450 \text{ cm} < h_{\text{Geschoss}}$) zu betrachten. Für 15 cm starke Wände sind im Regelfall die Hinweise im Punkt 1.4 zu beachten².

1.3 Einwirkung und Widerstand

Die Zielverschiebungen dürfen in allen Fällen in zwei unabhängige Richtungen bestimmt werden, die nicht überlagert werden müssen. Allerdings sind gemäß EN 1998-1/4.3.3.4.2.1 (2) und (3) Torsionseinwirkungen zu berücksichtigen, wenn die Regelmäßigkeitskriterien nicht erfüllt werden.

Bei Anwendung der Push-over-Methode ist zu beachten, dass durch Torsionseinwirkungen (Massenschwerpunkt \neq Steifigkeitsschwerpunkt) im Allgemeinen größere Zielverschiebungen notwendig werden, als bei torsionsfreier Beanspruchung.

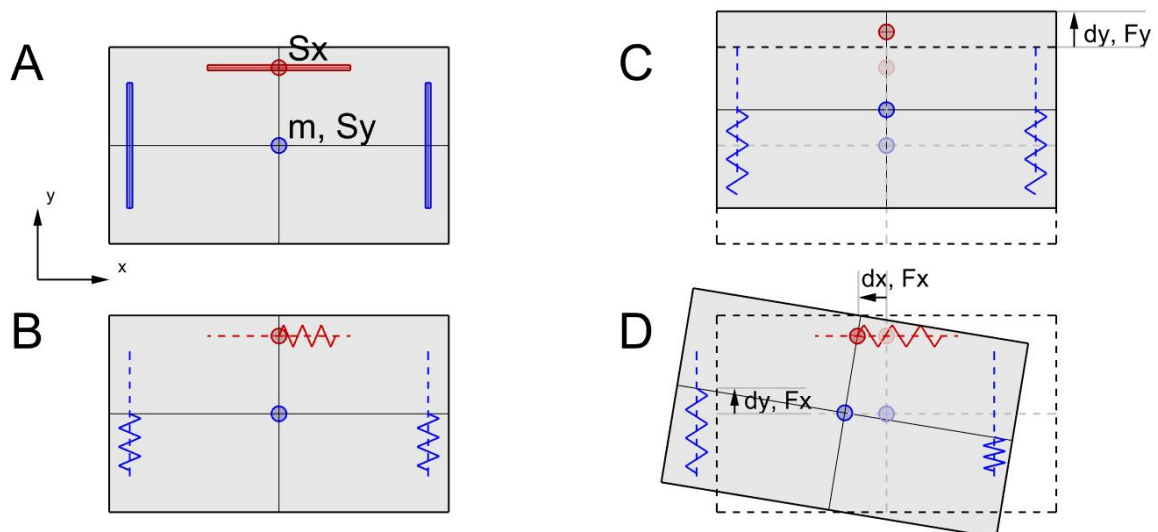


Abbildung 1.3 – Torsionswirkung und Bedarfsverschiebung

Abbildung 1.3 verdeutlicht die Problemstellung. Zur praktischen Ermittlung des Torsionseinflusses auf die Bedarfsverschiebungen werden die ermittelten, möglichen (Kopf)verschiebungen der Mauerwerksscheiben in (im Allgemeinen nichtlineare) Federn³ umgerechnet (Bild B). Nun wird das Modell im Massenschwerpunkt unabhängig in X und Y-Richtung durch eine Einheitskraft beansprucht. Die jeweilige Verschiebung des Massenmittelpunktes selbst, ist ein Maß für den torsionsfreien Anteil der Zielverschiebung in X und Y-Richtung. Entsprechend der Auflagerkräfte der Federn kann damit auch die Massenverteilung des Gebäudes auf die Wandscheiben vorgenommen werden. Jene Anteile der Verschiebungen, die größer sind als die Massenmittelpunktverschiebungen entsprechen dem erhöhten Verschiebungsbedarf der jeweiligen Scheibe zufolge Torsion.

² Siehe auch ÖNORM B 1998-1/Tabelle 5, Anmerkung a

³ Siehe auch SIA D0237

Bild C zeigt den Verschiebungsbedarf d_y bei symmetrischer (torsionsfreier) Beanspruchung, Bild D den Verschiebungsbedarf d_y einer Querscheibe bei Torsion des Gebäudes, resultierend aus einer Einwirkung in X-Richtung. Durch den nichtlinearen Charakter der Widerstände (Mauerwerkswände) erfolgt der Nachweis der Bedarfsverschiebungen zufolge Torsion im Allgemeinen iterativ.

ANMERKUNG: Bei Häusern mit nicht-schubsteifen Decken tritt Torsion im Allgemeinen nicht auf.

1.4 Grundlegendes Verhalten einer Mauerwerkscheibe

Horizontales Tragverhalten in Längsrichtung für primäre seismische Elemente

Beschreibungen zur Ermittlung des Tragverhaltes einer Einzelwandscheibe unter horizontalen Einwirkungen finden sich zahlreichen Veröffentlichungen (z.B. [5], [9], [10] aber auch [6]).

Die horizontale, elastische Grenzlast V_f einer Mauerwerksscheibe wird durch Umkippen oder Gleiten begrenzt. Dies drücken auch die Formeln C.1 und C.2 in EN 1998-3 aus, die durch vergleichende Untersuchungen in [5] im Wesentlichen bestätigt werden. In [5] werden weiters Hinweise zur Mitwirkung von Pfeileranteilen der anschließenden Querwände gegeben.

Der erforderliche Widerstand in Bestandsgebäuden darf nach ÖNORM B 1998-3 im Grenzzustand der wesentlichen Schädigung ermittelt werden. Für eine ausführliche Diskussion siehe die Erläuterungen 02/2013 [18].

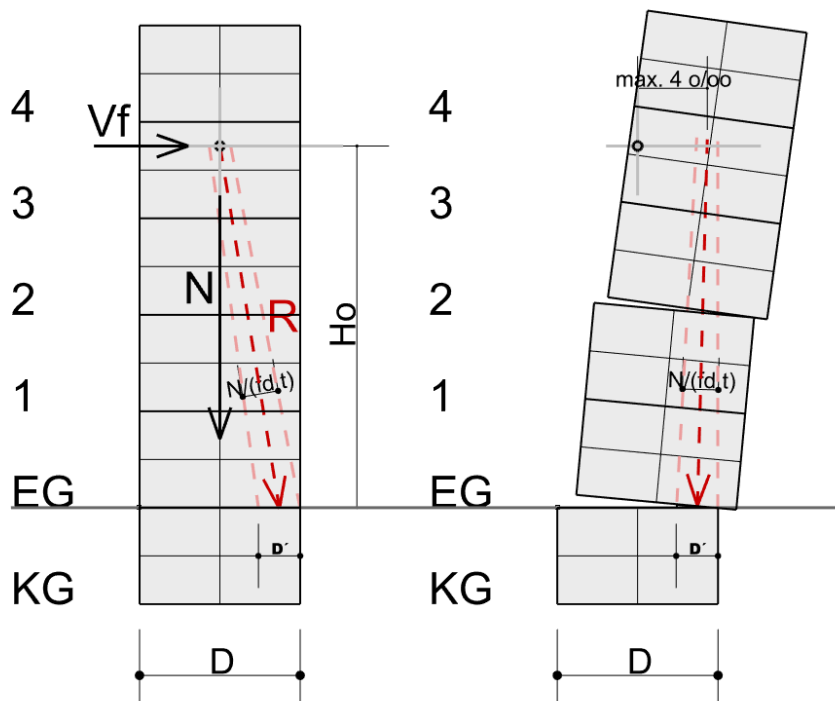


Abbildung 1.4 –Umkippen und Gleiten einer Mauerwerksscheibe

Nachdem V_f erreicht ist, ist die Fähigkeit der Wand Energie aufzunehmen, noch nicht erschöpft. Die Mauer kann bis zu einer (plastischen) Grenzverschiebung d_u (in EN 1998-1/Anhang B auch d_n genannt) von ca. 4 Promille ihrer Höhe⁴ weiter beansprucht werden.

Horizontales Tragverhalten in Querrichtung – Querwandbeschleunigung

Zu Nachweisen für Schubwandschlankheiten, die größer sind, als sie EN 1998-1 in Tabelle 9.2 vorsieht, siehe [7], erläutert auch in [5] und [6], weiters Kommentar in Punkt 1.2. Grundsätzliche Aussagen zu „typischen Wiener Gründerzeitzwischenwänden“ siehe auch Erläuterungen 01/2013 [19].

1.5 Plastisches Tragvermögen der Wand

Aus dem unter Punkt 1.4 beschriebenen Mechanismus wird folgendes Abgeleitet:

Die Kraft-Verformungskurve einer Mauerwerksschubwand fängt mit der Steigung k_0 (Anfangssteifigkeit) an, geht dann langsam in die Steifigkeit des gerissenen Mauerwerks über ($k_{\text{eff}} \sim k_0/2$) und hat ihren (theoretisch) maximalen „elastischen Wert“⁵ F_y ⁶ im Grenzzustand, der in EN 1998-3/ Anhang C beschrieben ist.

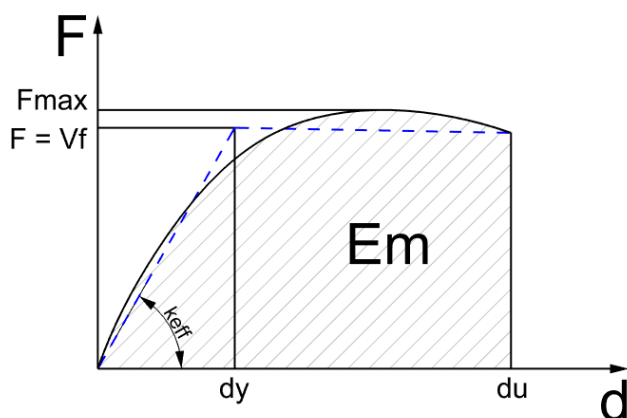


Abbildung 1.5 –Typische Kraft-Verformungskurve einer Wandscheibe und lineare Approximation

⁴ siehe aber auch die Einschränkung in C.4.2.1 (2) der EN 1998-3 und den Vorschlag in [5] –Pkt. 6.3.2 der die mögliche plastische Endverschiebung von der Auslastung der Wandscheibe selbst abhängig macht.

⁵ Anmerkung: „elastischer Wert“ meint hier den maximalen Wert F_y der unter $k_{\text{eff}} = F_y/d_y$ erreicht wird. Die dabei erreichte Verschiebung d_y ist eigentlich schon plastisch.

⁶ F_y ist mit V_f in EN 1998-3/ Anhang C gleichzusetzen

Zu beachten ist, dass für die Ermittlung der Arbeitslinie die Verteilung der horizontal einwirkenden Kräfte (F_b – base shear) gemäß dem gewählten MODE vorgenommen wird, diese variiert werden und über den dabei erhaltenen Kopfverschiebungen aufgetragen werden. Damit liegen dann im Regelfall zwei Diagramme (MODE 1 und MODE 2) analog der Abbildung 1.5 vor.

ANMERKUNG: Die *-Werte des Eurocodebildes beziehen sich auf die Antwort des äquivalenten Einmassenschwingers, wobei der MODE (Gleichmäßig bzw. Dreieckverteilung) gemäß EN 1998-1/ Punkt 4.3.3.4.2.2 vorgegeben wird.

Der maximale Verschiebungsweg d_u wird gemäß EN 1998-3/Anhang C im Grenzzustand der Schädigung üblicherweise bei 4 Promille⁷ der Wandhöhe erreicht, wobei zu kontrollieren ist, dass die Verschiebung in keinem Stockwerk höher ist.

Der Energieinhalt E_m (= Fläche unter der Kraft-Verformungskurve) ersetzt hier die kraftorientierte Betrachtung der quasistatischen Methode. Näherungen (z.B. linear-elastisch, ideal-plastische Kraft-Verformungskurven) sind unter der Festlegung $E_m = \text{const.}$ anzusetzen.

1.6 Antwortspektrum versus Verschiebungsspektrum (Push-Over)

In EN 1998-1 wird das elastische Antwortspektrum für das Gebäude (reduziert auf einen Einmassenschwinger) angegeben. Man kann es auch als Bedarfsantwort lesen. Wenn die Möglichkeit des Gebäudes zur Aufnahme horizontaler Beschleunigungen grösser ist, als der „Beschleunigungsbedarf“ am Standort, ist der Nachweis mittels der Antwortspektrenmethode gelungen.

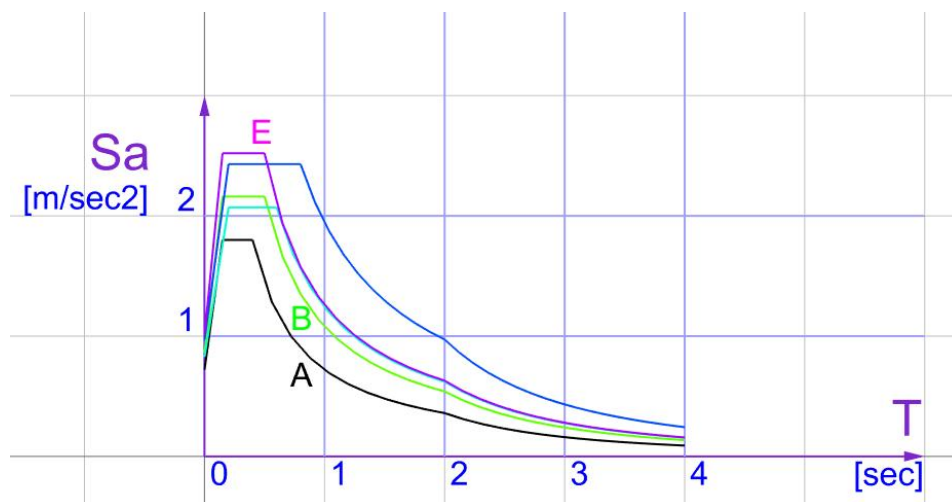


Abbildung 1.6a – Antwortspektrum Typ I in Abhängigkeit des Bodens, normiert auf $a_g = 1.0 \text{ m/sec}^2$ für 5% Dämpfung; aus [3]

⁷ Siehe aber auch Einschränkungen in DIN EN 1998-1/NA bzw. Bachmann [9] bei hoher Normalkraftauslastung der Wand (größer als 15% f_k)

Die Möglichkeiten eines Gebäudes auch im plastischen Bereich Energie aufzunehmen, kann damit oft nicht ausreichend berücksichtigt werden. Sie wird im Antwortspektrenverfahren gewöhnlich pauschal mit dem Faktor q berücksichtigt.

Hier bietet die Betrachtung über die erforderlichen Verschiebungen eine bessere Möglichkeit. Eine sehr gute Einführung wird in [15] gegeben.

Im Wesentlichen werden die Gleichungen des Einmassenschwingers (EMS, SDOF) nach der Verschiebung ausgewertet.

Die Bewegungsgleichung des Einmassenschwingers ist gegeben mit:

$$m \ddot{x} + c \dot{x} + kx = f(t)$$

mit $f(t) = -m\ddot{x}_g(t)$ bei Weganregung und c und k als Dämpfungs- bzw. Federkonstante

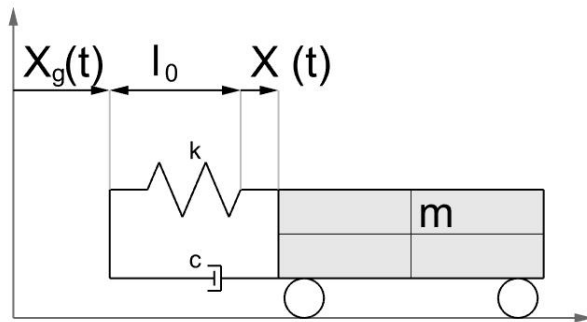


Abbildung 1.6b –Einmassenschwinger

Der homogene Teil (freie Schwingung) ist mit dem Ansatz

$$x(t) = A \cos(\omega_0 t) + B \sin(\omega_0 t), \text{ mit } \omega_0 = 2\pi f_0 \text{ und } f_0 = 1/T_0$$

zu lösen.

Damit ist dann die Geschwindigkeit gegeben mit

$$\dot{x}(t) = \omega_0 x(t)$$

und die Beschleunigung mit

$$\ddot{x}(t) = \omega_0^2 x(t).$$

Analog ergibt sich, bei bekannter (elastischer) Bedarfsbeschleunigung S_{ae} , die (elastische) Bedarfsverschiebung S_{de} mit

$$S_{de} = \frac{1}{\omega^2} S_{ae} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}$$

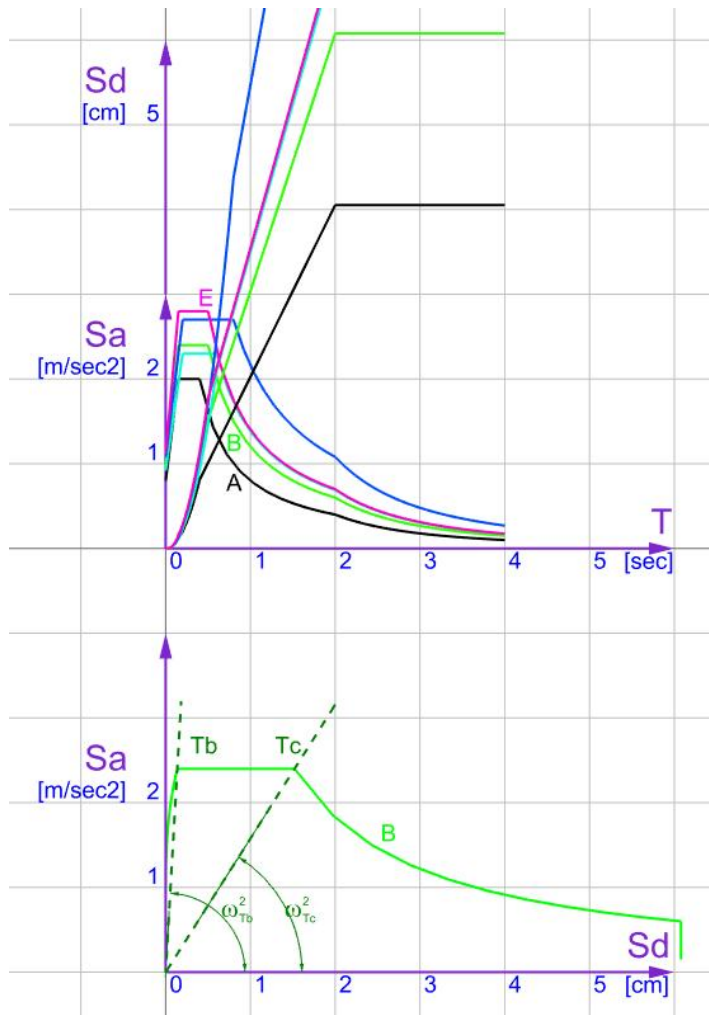


Abbildung 1.6c – Zusammenhang S_{ae} , S_{de} und T für Typ I - Spektren mit $a_{gr} \cdot \gamma_1 = 0.8$ und $\zeta = 5\%$

Nun kann man sich überlegen, wie im unteren Diagramm der Abbildung 1.6c aus dem elastischen Zusammenhang der Bedarfsbeschleunigung am Standort und der dabei auftretenden Verschiebung die Duktilität des Gebäudes (also das plastische Arbeitsvermögen, Push-Over) eingeführt werden kann. Im Allgemeinen geschieht dies dadurch, dass die elastischen Bedarfsantworten auf plastische Antworten erweitert werden.

1.7 Anwendung des nichtlinearen Verfahrens (push-over) auf Mauerwerkscheiben

Vorwerte -Materialparameter

Zunächst werden die Materialparameter auf Mittelwerte umgerechnet. Für Gründerzeitmauerwerk ist zu beachten, dass der E-Modul für Gründerzeitmauerwerk üblicherweise mit $E_0 \sim 300 f_k^9$ zur Ermittlung von k_0 (ungerissene Anfangstangente der Arbeitslinie) angesetzt wird. Sonst werden die Festigkeitswerte um die entsprechenden Konfidenzbeiwerte und Teilsicherheiten (siehe auch Kapitel 1.4) reduziert. Im gerissenen Zustand wird vereinfacht oft $E_2 \sim \frac{1}{2} E_0$ angenommen. Diese Annahme ist auch Eurocodekonform.

Horizontale Einwirkung gemäß EN 1998-1 und Widerstand gemäß EN 1998-3/ Anhang C

Weiters wird die horizontale Tragfähigkeit gemäß EN 1998-3/ Anhang C ermittelt. H_0 , der Schwerpunkt des Lastangriff der Horizontalkraft V_f ist aus der Massenverteilung und dem entsprechenden MODE gemäß EN 1998-1/ Punkt 4.3.3.4.2.2 (siehe auch Abbildung 1.7) zu ermitteln.

Die allgemeine Form der Verteilung der Basisscherkraft F_b auf die Geschosse ist gegeben mit:

$$F_i = \frac{m_i \phi_i}{\sum_{j=1}^n m_j \phi_j} F_b$$

Wobei für ϕ_i im MODE 1 die Höhe der Geschosse H_i und für MODE 2 $\phi_i = 1$ einzusetzen sind.

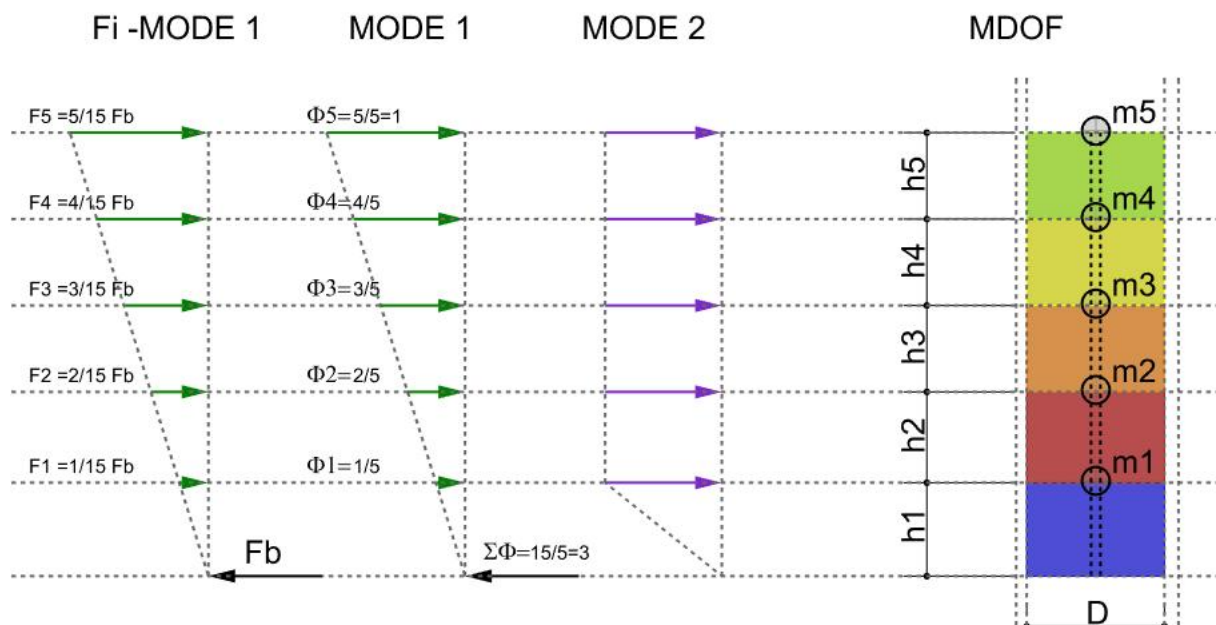


Abbildung 1.7a –Einwirkung auf die Wandscheibe –Verteilung von F_b im MODE 1 und 2 (F_i –MODE 1 für $h_i = m_i = \text{const.}$)

⁹ Siehe auch: DI Dr. Anton PECH, Gutachten, Forschungsprogramm zur Verifizierung der konstruktiven Kennwerte von altem Vollziegelmauerwerk nach EC6 [17]

Kapazitätskurve der Mauerwerksscheibe

Die elastische Verschiebung $d_{y,0}$ in der Höhe H_0 lässt sich aus der bekannten Kragarmformel unter Berücksichtigung der Schubgleitung errechnen:

$$d_{y,0} = \frac{V_f H_0^3}{3 E_2 I} + \frac{6 V_f H_0}{5 G_2 A}$$

mit $I = t D^3 / 12$, $E_2 \sim 0.5 E$, $G_2 \sim 0.4 E_2$ und $A = t D$

Die Steifigkeit k der Mauerwerksscheibe lässt sich daraus Bestimmen zu:

$$k = V_f / d_{y,0}$$

Die elastische Kopfverschiebung d_y der Mauerwerksscheibe ist dann durch geeignetes Umrechnen ermittelbar. Aus dieser Kopfverschiebung wird dann

$$k_{\text{eff}} = V_f / d_y$$

als „beste“ Anfangstangente der bilinearen Arbeitslinie der Mauerwerksscheibe errechnet.

Da auch die maximal möglichen plastischen Kopfverschiebungen d_u aus EN 1998-3/ Anhang C entnommen werden können, ist damit die gesamte Verschiebungskapazität der Wandscheibe bekannt.

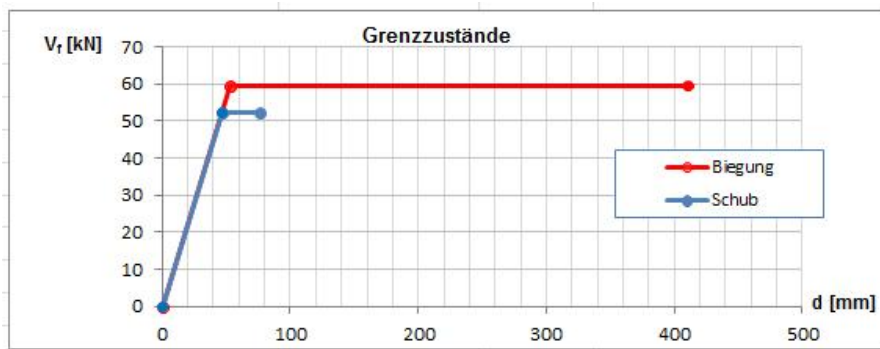


Abbildung 1.7b –typische (vereinfachte) Verschiebungskapazität einer Mauerwerksscheibe

Sie ist für die Versagensarten Biegung und Schub unter der (Pseudo)Kraftverteilung der zwei anzusetzenden MODES, bzw. der Gesamtersatzkraft V_f in H_0 zu ermitteln. Die jeweils kleinste Beanspruchbarkeit ist maßgebend.

ANMERKUNG: Im Regelfall liegt H_0 im MODE 1 bei $H_0 \sim 0.75 \dots 0.80 H_{\text{tot}}$ und im MODE 2 bei $H_0 \sim 0.55 \dots 0.65 H_{\text{tot}}$

Ermittlung der Bedarfsverschiebung, äquivalenter SDOF

Zunächst wird der (real vorliegende) Mehrmassenschwinger (MDOF-System) mit Hilfe des Transformationsbeiwertes Γ in einen äquivalenten Einmassenschwinger (EMS, SDOF) transformiert.

EN 1998-1/Anhang B gibt hierzu an:

$$m^* = \sum m_i \phi_i$$

und

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2}$$

Weiters gilt für Kräfte F^* und Verschiebungen d^* des SDOF-Systems:

$$F^* = \frac{F}{\Gamma}; \quad d^* = \frac{d}{\Gamma}$$

Daraus ergibt sich der Energieinhalt des SDOF-Systems mit $E_m^* = E_m/\Gamma^2$ und die (grenz)elastische Verschiebung d_y^* mit:

$$d_y^* = 2 \left(d_n^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right)$$

ANMERKUNG: Bei linear elastischen, ideal plastischen Kraft-Weg Diagramm ist (siehe auch Abbildung 1.5):

$$E_m = d_y \frac{F_y}{2} + (d_n - d_y) F_y \quad \text{und} \quad k_{eff} = k_{eff}^*$$

Damit kann die Eigenschwingzeit des idealisierten Einmassenschwingers ermittelt werden durch:

$$T^* = \frac{2\pi}{\omega^*} = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}; \quad k_{eff}^* = \frac{F_y^*}{d_y^*}; \quad \omega^* = \sqrt{\frac{k_{eff}^*}{m^*}}$$

Die elastische Zielverschiebung des transformierten (SDOF-) Tragwerks ergibt sich damit zu:

$$d^* = S_{de}^* = S_{ae}(T^*) \frac{1}{\omega^{*2}}; \quad \omega^{*2} = \left(\frac{2\pi}{T^*} \right)^2$$

Die (plastische) Bedarfsverschiebung d_i^* kann mit den (zu den in Kapitel 1.6 angegebenen Grundlagen kompatiblen) Verfahren in EN 1998-1/Anhang B.5 a) und b) bestimmt werden.

Rückführung SDOF in MDOF und Vergleich mit der Zielverschiebung gemäß EN 1998-1/Punkt 4.3.3.4.2.3(1)

Nachdem d_t^* bestimmt ist, muss nun diese plastische Bedarfsverschiebung aus dem SDOF-Raum zurück in das „reale“ MDOF-Modell rücktransformiert werden. Dies geschieht durch Umkehrung der Beziehung:

$$d^* = d/\Gamma$$

Diese plastische Bedarfsverschiebung ist gemäß EN 1998-1/4.3.3.4.2.3(1) um den Faktor $k = 1.5$ zu erhöhen und mit der erreichbaren Kopfverformung zu vergleichen.

Das Nachweisformat ist also:

$$1.5 d_t^* \Gamma < d_u$$

Der Nachweis ist erfüllt, wenn die erforderliche Zielverschiebung d_t , erhöht auf die Erfordernis gemäß EN 1998-1/ Pkt. 4.3.3.4.2.3(1) von $1.5 \cdot d_t$, kleiner ist, als die an der Wandscheibe ermittelte (plastische) Grenzverschiebung d_u .

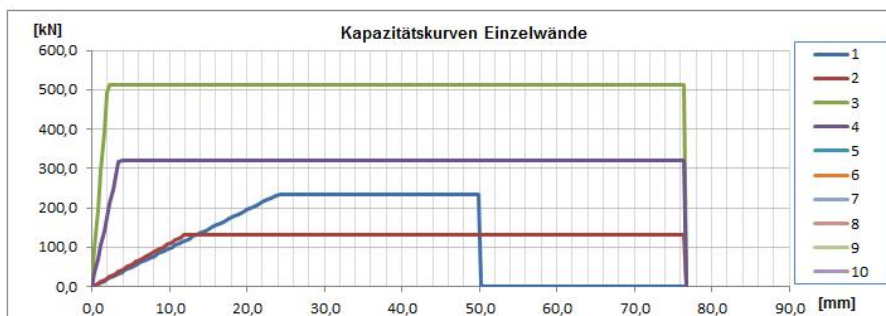
Addition des Tragverhaltens aller Wandscheiben, die zum Tragverhalten in die betrachtete Richtung beitragen.

Wenn die Kopfverschiebungen gesichert gekoppelt sind (z.B. über eine Verbunddecke) kann die Tragwirkung der Einzelscheiben solange addiert werden, bis das plastische Tragvermögen der ersten Wand erschöpft ist. Eine sehr anschauliche Darstellung hierzu findet sich in Bachmann [9].

Damit kann dann der Widerstand des Gesamtgebäudes gemäß EN 1998-1/Anhang B nachgewiesen werden. Für die Torsionsanteile ist der (ideell einzuführende) größere Verschiebungsbedarf der Wände, die vom Drehpunkt weit entfernt stehen zu berücksichtigen. Ein Hinweis auf deren mögliche Bestimmung findet sich unter Punkt 1.3.

1.0 Kapazität Einzelwände

| Wand-Nr. | L [m] | H ₀ [m] | V _f [kN] | d _y [mm] | d _u [mm] | k _{eff} [kN/m] | aktiv [0/1] |
|----------|-------|--------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-------------------------|-------------|
| 1 | 0,00 | 0,00 | 234,0 | 24,0 | 50,0 | 9750 | 1 |
| 2 | 0,00 | 0,00 | 132,0 | 12,0 | 76,8 | 11000 | 1 |
| 3 | 0,00 | 0,00 | 512,0 | 2,0 | 76,8 | 256000 | 1 |
| 4 | 0,00 | 0,00 | 320,0 | 3,5 | 76,8 | 91429 | 1 |
| 5 | 0,00 | 0,00 | 0,0 | 1,0 | 0,0 | 0 | 0 |
| 6 | 0,00 | 0,00 | 0,0 | 1,0 | 0,0 | 0 | 0 |
| 7 | 0,00 | 0,00 | 0,0 | 1,0 | 0,0 | 0 | 0 |
| 8 | 0,00 | 0,00 | 0,0 | 1,0 | 0,0 | 0 | 0 |
| 9 | 0,00 | 0,00 | 0,0 | 1,0 | 0,0 | 0 | 0 |
| 10 | 0,00 | 0,00 | 0,0 | 1,0 | 0,0 | 0 | 0 |



2.0 Gesamtkapazität Wandsystem

$$V_{f,ges} = 1.198,00 \text{ [kN]}$$

$$k_{eff} = 368.179 \text{ [kN/m]}$$

$$d_y = 3,25 \text{ [mm]}$$

$$d_u = 50,00 \text{ [mm]}$$

$$\mu = d_u/d_y = 15,37 \text{ [-]}$$

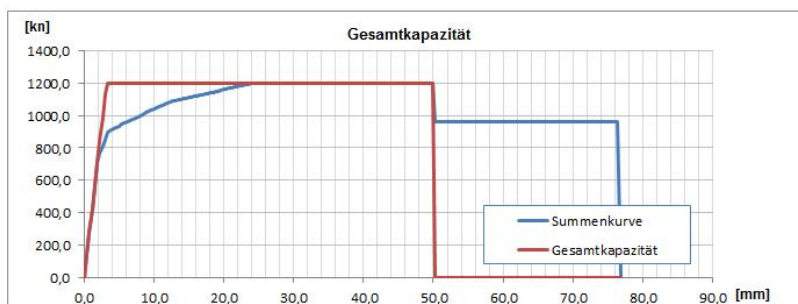


Abbildung 1.7c – Beispiel für die Addition der Kapazitäten der Einzelwände als Basis für einen Gesamtkapazitätsnachweis nach EN 1998-1/Anhang B

2.0 Beispiel

a) Ermittlung der Höhen und (Gesamt)Massen.

ANMERKUNG: Hier wird das Musterhaus aus [4] verwendet.

Projekt: **Musterhaus**
Bauteil:

Transformation MMS / EMS

| Nr. | m _i [kg] | h _i [m] | MODE 1 - Beschleunigungsverteilung "Dreieck" | | | | MODE 2 - Beschleunigungsverteilung "Rechteck" | | | | MODE 1 - Verteilung Base Shear F _b | | MODE 2 - Verteilung Base Shear F _b | |
|-----|--|--------------------|--|----------------|---|--|---|---------------------------------|---|--|---|--|---|--|
| | | | φ _i ¹ | φ _i | m _i [*] = m _i φ _i | m _i φ _i ² | φ _i ¹ | φ _i = φ _i | m _i [*] = m _i φ _i | m _i φ _i ² | F _i | F _i ¹ h _i | F _i | F _i ¹ h _i |
| 10 | 0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 9 | 0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 8 | 0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 7 | 0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 6 | 0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 5 | 565.200 | 19,20 | 19,20 | 1,00 | 565.200 | 565.200 | 1,00 | 1,00 | 565.200 | 565.200 | 1.106,13 | 21.237,78 | 678,24 | 13.022,21 |
| 4 | 442.300 | 15,50 | 15,50 | 0,81 | 357.065 | 288.256 | 1,00 | 1,00 | 442.300 | 442.300 | 698,80 | 10.831,41 | 530,76 | 8.226,78 |
| 3 | 457.700 | 11,80 | 11,80 | 0,61 | 281.295 | 172.879 | 1,00 | 1,00 | 457.700 | 457.700 | 550,51 | 6.496,05 | 549,24 | 6.481,03 |
| 2 | 483.500 | 8,10 | 8,10 | 0,42 | 203.977 | 86.053 | 1,00 | 1,00 | 483.500 | 483.500 | 399,20 | 3.233,49 | 580,20 | 4.699,62 |
| 1 | 539.200 | 4,20 | 4,20 | 0,22 | 117.950 | 25.802 | 1,00 | 1,00 | 539.200 | 539.200 | 230,84 | 969,51 | 647,04 | 2.717,57 |
| Σ | 2.487.900 | | | | 1.525.486 | 1.138.189 | | | 2.487.900 | 2.487.900 | 2.985,48 | 42.768,24 | 2.985,48 | 35.147,21 |
| | Σ m _i h _i 29.289.340 | | | | Σ m _i φ _i h _i 21.853.228 | | | | Σ m _i φ _i h _i 29.289.340 | | | | | |

b) Ermittlung der Ersatzhöhen für die Wandscheiben

Unter der Annahme, dass die Massen mit hinreichender Genauigkeit gleichförmig verteilt sind, ergibt sich für die (Summe der) Schubwände:

h_i ..Höhe über Einspannstelle, im Allg: Erdgeschossfuge

Ermittlung von F_b

| | | | |
|---------------|--------|---------------------|--|
| $k_E = k =$ | 60.000 | [kN/m] | effektive Steifigkeit |
| $f_1 =$ | 1,00 | [Hz] | Eigenfrequenz des äquivalenten Einmassenschwingers |
| $S_{E(T1)} =$ | 1,20 | [m/s ²] | Ordinate des elastischen Antwortspektrums |
| $F_b =$ | 2985,5 | [kN] | Gesamterdbebenkraft |

Äquivalenter EMS -MODE 1

| | | | |
|--------------------------------------|-----------|------|--|
| $m^* = \sum m_i \phi_i =$ | 1.525.486 | [kg] | Masse des äquivalenten Einmassenschwingers |
| $\Gamma = m^* / \sum m_i \phi_i^2 =$ | 1,34 | | Transformationsbeiwert |
| $F_b =$ | 2985,5 | [kN] | Gesamterdbebenkraft |
| $F^* =$ | 2227,5 | [kN] | Kraft des äquivalenten Einmassenschwingers |
| $H_0 = \sum F_i h_i / \sum F_i =$ | 14,33 | [m] | Höhe des äquivalenten Einmassenschwingers |

Äquivalenter EMS -MODE 2

| | | | |
|--------------------------------------|-----------|------|--|
| $m^* = \sum m_i \phi_i =$ | 2.487.900 | [kg] | Masse des äquivalenten Einmassenschwingers |
| $\Gamma = m^* / \sum m_i \phi_i^2 =$ | 1,00 | | Transformationsbeiwert |
| $F_b =$ | 2985,5 | [kN] | Gesamterdbebenkraft -siehe MODE 1 |
| $F^* =$ | 2985,5 | [kN] | Kraft des äquivalenten Einmassenschwingers |
| $H_0 = \sum F_i h_i / \sum F_i =$ | 11,77 | [m] | Höhe des äquivalenten Einmassenschwingers |

ANMERKUNGEN

- k_E als Summe der Steifigkeiten der Schubwände in die betrachtete Richtung (Hier: Querwände)
Zusammensetzung von gekoppelten Schubwänden siehe auch Bachmann [9]. Der eingesetzte Wert von $k_E = 60\,000\text{ kN/m}$ ist geschätzt

-In diesem Beispiel wird für die Wandscheibe j $H_{0j} = H_0 = \text{const.}$ angenommen. Genau muss im ungekoppelten Zustand (ohne schubsteife Decke im Dachraum) H_{0j} für jede Wandscheibe getrennt ermittelt werden (aus F_{ji} und h_j)

- $f_{b(j)}$ wird aus dem MODE 1 abgeschätzt oder „genau“ ermittelt.

c) Ermittlung der Vorwerte der betrachteten Wandscheibe (ohne Berücksichtigung der kreuzenden Mauerwerksscheiben –Mittelwand und Aussenwandpfeiler)

Kapazität Einzelwand

MODE 1

1.0 Materialparameter Mauerwerk:

| | | | |
|--------------|-------|----------------------|--|
| $f_{d,k} =$ | 21,25 | [N/mm ²] | mittlere Steindruckfestigkeit; 50 % Quantil |
| $f_{m,k} =$ | 1,00 | [N/mm ²] | mittlere Mörteldruckfestigkeit; 50% Quantil |
| $f_{v,k0} =$ | 0,10 | [N/mm ²] | charakt. Anfangshaferscherfestigkeit; 5% Quantil |
| | 0,80 | [-] | Abminderung Verbandsmauerwerk |
| $f_k =$ | 3,50 | [N/mm ²] | charakt. Mauerwerksfestigkeit; 5% Quantil |
| | 300 | [-] | Vorfaktor E-Model (NF: 300, HLZ: 1000) |
| $E_{1,k} =$ | 1.050 | [N/mm ²] | charakt. Elastizitätsmodul, ungerissen; 5% Quantil |
| $G_{1,k} =$ | 420 | [N/mm ²] | charakt. Schubmodul, ungerissen; 5% Quantil |
| $E_{2,k} =$ | 525 | [N/mm ²] | charakt. Elastizitätsmodul 50%, gerissen; 5% Quantil |
| $G_{2,k} =$ | 210 | [N/mm ²] | charakt. Schubmodul 50%, gerissen; 5% Quantil |

1.1 Materialparameter Mauerwerk - Mittelwerte

Variantionskoeffizienten (gem. JCSS Probabilistic Model Code)

| | | | |
|--------------|-------|----------------------|--|
| $f_m =$ | 4,90 | [N/mm ²] | mittlere Mauerwerksfestigkeit ($v_x = 0,17$; LN); 50% Quantil |
| $f_{v,m0} =$ | 0,20 | [N/mm ²] | mittlere Anfangshaferscherfestigkeit ($v_x = 0,40$; LN); 50% Quantil |
| $E_{1,m} =$ | 1.627 | [N/mm ²] | mittlere Elastizitätsmodul, ungerissen ($v_x = 0,25$; LN); 50% Quantil |
| $G_{1,m} =$ | 651 | [N/mm ²] | mittlere Schubmodul, ungerissen ($v_x = 0,25$; LN); 50% Quantil |
| $E_{2,m} =$ | 814 | [N/mm ²] | mittlere Elastizitätsmodul 50%, gerissen ($v_x = 0,25$; LN); 50% Quantil |
| $G_{2,m} =$ | 325 | [N/mm ²] | mittlere Schubmodul 50%, gerissen ($v_x = 0,25$; LN); 50% Quantil |

2.0 Geometrie

| | | | |
|--------------------|-------|-----|---|
| $H_{\text{tot}} =$ | 19,20 | [m] | Wandhöhe am Wandkopf |
| $H_0 =$ | 14,33 | [m] | Höhe Angriffspunkt Ersatzlast 0,75 |
| $D =$ | 5,90 | [m] | Wandlänge |
| $t =$ | 0,15 | [m] | Wandstärke |

3.0 Grenzzustand der wesentlichen Schädigung

| | | | |
|--------------------------------|--------|----------------------|---|
| $CF_m =$ | 1,00 | [-] | Konfidenzbeiwert |
| $\gamma_m =$ | 1,67 | [-] | Teilsicherheitsbeiwert Mauerwerk |
| $N =$ | 351,17 | [kN] | Auflast |
| $f_d = f_m / CF_m =$ | 4,90 | [N/mm ²] | mittlere Druckfestigkeit unter Ber. d. Konfidenzbeiwertes |
| $f_{vd,0} = f_{v,m0} / CF_m =$ | 0,20 | [N/mm ²] | mittlere Anfangshaferscherfestigkeit unter Ber. d. Konfidenzbeiwertes |

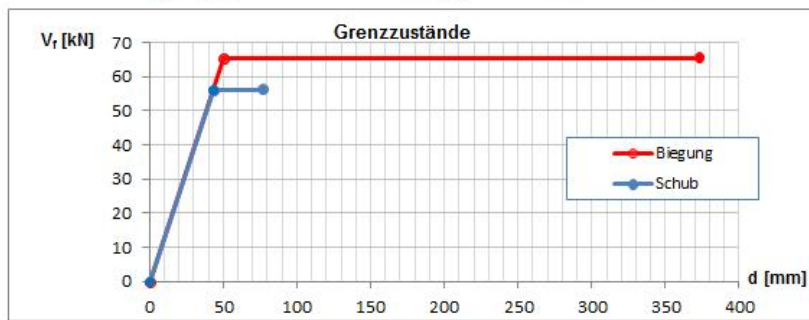
d) Ermittlung der plastischen Grenzkraft $F_y = V_f$ der Verschiebung d_y und der (plastischen) Endverschiebung d_u

3.1 Bauteile bei Biegung und Längskraft

| | | |
|---|-------------|---|
| $v_d = N/(D \cdot t \cdot f_d) =$ | 0,081 [-] | dimensionslose Längskraft |
| $V_f = (D \cdot N / 2 \cdot H_0) \cdot (1 - 1,15 \cdot v_d) =$ | 65,56 [kN] | durch Biegung und Längskraft begrenzte Querkraftkapazität |
| $d_{y,0} = V_f \cdot H_0^3 / (3 \cdot E_{2,m} \cdot I) + (6/5 \cdot V_f \cdot H_0 / (G_{2,m} \cdot A)) =$ | 34,7 [mm] | elastische Verschiebung in H_0 |
| $d_y = V_f \cdot H_0^2 \cdot (3 \cdot H_{tot} - H_0) / (6 \cdot E_{2,m} \cdot I) + (6/5 \cdot V_f \cdot H_0 / (G_{2,m} \cdot A)) =$ | 50,39 [mm] | elastische Verschiebung in H_{tot} |
| $k_{eff} = V_f / d_y =$ | 1301 kN/m | effektive Steifigkeit Kragarm H_0 |
| $d_u = 0,008 \cdot H_0 / D \cdot H_{tot} =$ | 373,07 [mm] | Kapazität als Verschiebungsfunktion in H_{tot} |
| $\mu = d_u / d_y =$ | 7,40 [-] | Duktilitätsfaktor, Zielduktilität |

3.2 Schubbeanspruchte Bauteile

| | | |
|---|------------|--|
| $V_f =$ | 56,23 [kN] | durch Schub begrenzte Querkraftkapazität |
| $d_{y,0} = V_f \cdot H_0^3 / (3 \cdot E_{2,m} \cdot I) + (6/5 \cdot V_f \cdot H_0 / (G_{2,m} \cdot A)) =$ | 29,8 [mm] | elastische Verschiebung in H_0 |
| $d_y = V_f \cdot H_0^2 \cdot (3 \cdot H_{tot} - H_0) / (6 \cdot E_{2,m} \cdot I) + (6/5 \cdot V_f \cdot H_0 / (G_{2,m} \cdot A)) =$ | 43,22 [mm] | elastische Verschiebung in H_{tot} |
| $k_{eff} = V_f / d_y =$ | 1301 kN/m | effektive Steifigkeit Kragarm H_0 |
| $d_u = 0,004 \cdot H_{tot} =$ | 76,80 [mm] | Kapazität als Verschiebungsfunktion in H_{tot} |
| $\mu = d_u / d_y =$ | 1,78 [-] | Duktilitätsfaktor, Zielduktilität |



ANMERKUNG: V_f hängt hier auch von H_0 , also dem betrachteten MODE (hier gewählt MODE 1) ab

e) Bestimmung des maßgeblichen Versagensmechanismus und Bestimmung des Antwortspektrums

3.3 maßgebender Versagensmechanismus

| | | | |
|---|-------|------|--|
| maßgebender Versagensmechanismus | Schub | | |
| gewählter Versagensmechanismus | Schub | | |
| $V_f =$ | 56,23 | [kN] | Querkraftkapazität |
| $k_{eff} = V_f/d_y =$ | 1301 | kN/m | effektive Steifigkeit Kragarm H_0 |
| $d_{y,0} = V_f \cdot H_0^3 / (3 \cdot E_{2,m} \cdot I) + (6/5 \cdot V_f \cdot H_0 / (G_{2,m} \cdot A)) =$ | 29,8 | [mm] | elastische Verschiebung in H_0 |
| $d_y = V_f \cdot H_0^3 \cdot (3 \cdot H_{tot} - H_0) / (6 \cdot E_{2,m} \cdot I) + (6/5 \cdot V_f \cdot H_0 / (G_{2,m} \cdot A)) =$ | 43,22 | [mm] | elastische Verschiebung in H_{tot} |
| $d_u =$ | 76,80 | [mm] | Kapazität als Verschiebungsfunktion in H_{tot} |
| $\mu = d_u/d_y =$ | 1,78 | [-] | Duktilitätsfaktor, Zielduktilität |

4.0 Horizontales elastisches Antwortspektrum - Typ 1

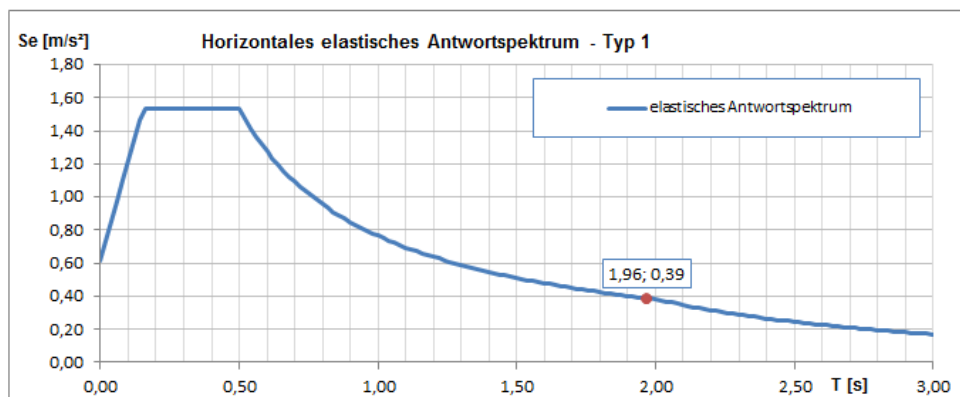
| | | | | |
|--------------------------------------|------|---------------------|--|---------------|
| $a_{gR, \text{ soll}} =$ | 0,80 | [m/s ²] | Referenzbodenbeschleunigung (Baugrundklasse A) | alpha, ist OK |
| $a_{gR, \text{ Zielverschiebung}} =$ | 0,51 | [m/s ²] | Referenzbodenbeschleunigung (Baugrundklasse A) | 0,638 OK |
| $\gamma_1 =$ | 1,00 | [-] | Bedeutungsbeiwert | |
| $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR} =$ | 0,51 | [m/s ²] | Bemessung-Bodenbeschleunigung (Baugrundklasse A) | |
| $\xi =$ | 5,00 | [%] | viskoses Dämpfungsverhältnis | |
| $\eta =$ | 1,0 | [-] | Dämpfungs-Korrekturbeiwert | |
| Baugrundklasse | B | | | |
| $S =$ | 1,20 | | Bodenparameter | |
| $T_B =$ | 0,15 | [sec] | untere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung | |
| $T_C =$ | 0,50 | [sec] | obere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung | |
| $T_D =$ | 2,00 | [sec] | Beginn des Bereichs konstanter Verschiebungen des Spektrums | |

ANMERKUNG: $a_{gR, \text{ Zielverschiebung}}$ wird durch probieren ermittelt, solange bis $d_{u, \text{ ist}} = d_{u, \text{ soll}}$. In diesem Beispiel wird für eine „typische“ Wiener Zwischenwand ein Erfüllungsfaktor α_{ist} von $\alpha_{\text{ist}} = 0,64$ erhalten. Bei Berücksichtigung der angrenzenden Querwände (Außenwandpfeiler und Mittelmauer) und im Giebel- und Stiegenhauswandbereich werden in der Regel α -Faktoren von $> 1,0$ erhalten!

f) Transformation des MDOF-Systems in ein SDOF-System

5.0 Äquivalenter EMS

| | | | |
|---------------------------------------|----------|---------------------|---|
| k_{em} -MODE 1= | 1.301 | [kN/m] | Steifigkeit des äquivalenten Einmassenschwingers zu MDOF -für Bestimmung von f1 |
| m^* -MODE 1 = | 127.124 | [kg] | wirksame Masse des MDOF-Systems -für Bestimmung von f1 |
| m -Gesamtmasse = | 207.325 | [kg] | Gesamtmasse MDOF -für Bestimmung Fb |
| $f_1 = f =$ | 0,51 | [Hz] | Frequenz f1 des MDOF, angenähert durch MODE 1 oder FEA |
| $T_1 = T =$ | 1,96 | [sec] | Eigenschwingzeit des äquivalenten Einmassenschwingers |
| $S_e(T) =$ | 0,39 | [m/s ²] | Bedarfs/ Antwortbeschleunigung MDOF |
| $F_0 =$ | 81 | [kN] | Gesamterdbebenkraft des MDOF |
| k_{em} -MODE= | 1.301 | [kN/m] | Steifigkeit des äquivalenten Einmassenschwingers im MODE |
| m^* -MODE = | 127.124 | [kg] | Masse des transformierten äquivalenten Einmassenschwingers |
| $\Gamma = m^*/\sum m_i \phi_i^2 =$ | 1,34 | [-] | Transformationsbeiwert |
| $E_m = d_y F_y/2 + (d_u - d_y) F_y =$ | 3.103,43 | [Nm] | (bei linearisierten System) sonst: Fy-dy Kurve |
| $E_m^* = E_m/\Gamma^2 =$ | 1.728,35 | [Nm] | Energieinhalt des SDOF-Systems |
| $F^* = F_y^* = V_y/\Gamma =$ | 41,97 | [kN] | (Fluss)Kraft des transformierten, äquivalenten Einmassenschwingers |
| $d_n^* = d_n/\Gamma = d_u/\Gamma =$ | 57,31 | [mm] | plastische Grenzverschiebung des transformierten Einmassenschwingers |
| $d_y^* = 2(d_n^* - E_m^*/F_y^*) =$ | 32,26 | [mm] | elastischer Grenzwert des transformierten, linearisierten Einmassenschwingers |
| $f^* =$ | 0,51 | [Hz] | Frequenz des transformierten äquivalenten Einmassenschwingers |
| $T^* =$ | 1,96 | [sec] | Schwingdauer eines linearen Einmassenschwingers |
| $S_e(T^*) =$ | 0,39 | [m/s ²] | Ordinate des elastischen Antwortspektrums |
| $d_{el}^* = S_e(T^*) [T^*/2\pi]^2 =$ | 38,06 | [mm] | elastische Zielverschiebung |
| $\mu = d_u/d_y =$ | 1,78 | [-] | Duktilitätsfaktor, Zielduktilität |
| $R_\mu =$ | 1,78 | [-] | Reduktionsfaktor |
| $q_u = S_e(T^*) m^*/F_y^* =$ | 1,18 | [-] | siehe EN 1998-1/Anhang B |



ANMERKUNG: In diesem Beispiel wird vereinfacht angenommen, dass auf eine Querwand ca. 1/12 der Gesamtmasse des Gebäudes wirken

g) Nachweis der Zielverschiebungen

6.0 Nachweis der Erdbbensicherheit

$$F^*/m^* = S_e(T^*)/q_u = 0,33 \text{ [m/s}^2\text{]}$$

$$d_t^* = 38,21 \text{ [mm]}$$

elastische Spektralbeschleunigung

Zielverschiebung des äquivalenten Einmassenschwingers

$$d_n^* = 57,31 \text{ [mm]}$$

Bei starker Abweichung von d_t^* von d_n^* (nach Berechnung 1.) darf iterativ vorgegangen werden (siehe EN 1998-1/ Anhang B) - Falls erforderlich siehe Pkt. 7.0

$$d_i = d_t^* \cdot I = 51,20 \text{ [mm]}$$

Zielverschiebung MDOF (unter Fi, MODE)

$$k = 1,5 \text{ [-]}$$

Vorfaktor Zielverschiebung; gem. EN 1998-1, Pkt. 4.3.3.4.2.3(1)

$$k \cdot d_i = 76,80 \text{ [mm]}$$

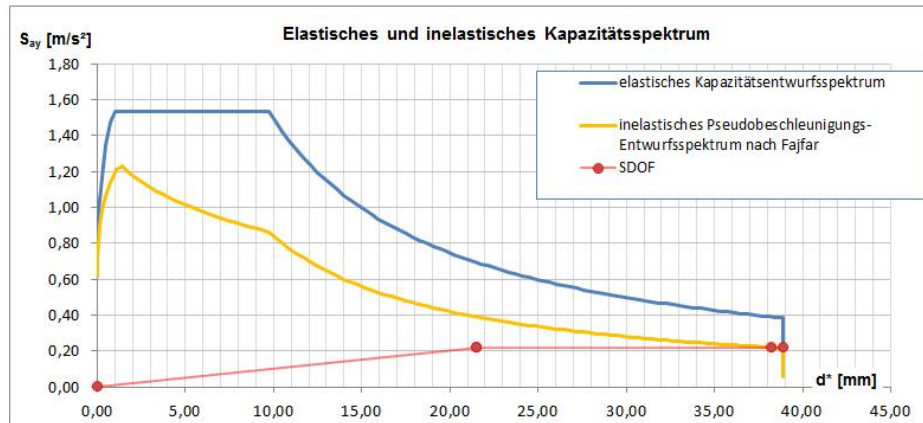
k^* Zielverschiebung des MDOF

$$d_u = 76,80 \text{ [mm]}$$

Kapazität als Verschiebungsfunktion in H_{tot} aus MDOF

$$k \cdot d_t < d_u$$

OK



ANMERKUNG: Die Untersuchung muss im Weiteren auch im MODE 2 durchgeführt werden. Er ist in diesem Fall nicht maßgebend.

h) Bei Nichterfüllung, Prüfung ob $d_n^* < d_t^*$ (d.h die eigentliche plastische Kapazität wird im SDOF-Raum nicht ausgenutzt) und optionales Verfahren nach EN 1998-1/B.5

7.0 Optional 2ter Schritt gemäß EN 1998-1/B.5

| | | | |
|--|-----------------------|---------------------|---|
| $d_n^* = d_n/\Gamma = d_u/\Gamma =$ | 57,31 | [mm] | 1: aus Punkt 5.0 |
| $d_t^* =$ | 38,06 | [mm] | 2: aus Punkt 6.0 |
| $d_n^*_{Opt} =$ | 38,00 | [mm] | Frei Gewählt: im Regelfall hier aus 2.; aber: kleiner als 1: |
| $d_{nOpt} = d_n^*_{Opt} \Gamma =$ | 50,92 | [mm] | Verbesserte Arbeitslinie |
| $E_{m,Opt} = d_y F_y/2 + (d_{nOpt} - d_y) F_y =$ | 1.648,10 | [Nm] | Verbesserte Energieinhalt $E_{m,Opt} < E_m$; Formel nur für $d_{nOpt} > d_y$ |
| Vorwert $F_y^* =$ | 1,00 | | solange im ideal plastischen Bereich: eigentlich 1.00 |
| $F_y^*_{Opt} =$ | 41,97 | [kN] | |
| $E_m^*_{Opt} =$ | 917,85 | [Nm] | |
| $d_y^*_{Opt} = 2(d_n^*_{Opt} - E_m^*_{Opt}/F_y^*_{Opt}) =$ | 32,26 | [mm] | elastischer Grenzwert des transformierten, linearisierten Einmassenschwingers |
| $f^*_{Opt} =$ | 0,51 | [Hz] | Frequenz des transformierten äquivalenten Einmassenschwingers |
| $T^*_{Opt} =$ | 1,96 | [sec] | Schwingdauer eines linearen Einmassenschwingers |
| $S_e(T^*)_{Opt} =$ | 0,39 | [m/s ²] | Ordinate des elastischen Antwortspektrums |
| $d^*_{et,Opt} = S_e(T^*)_{Opt} [T^*_{Opt}/2\pi]^2 =$ | 38,06 | [mm] | elastische Zielverschiebung |
| $q_{u,Opt} = S_e(T^*)_{Opt} m^*/F_y^*_{Opt} =$ | 1,18 | [-] | Achtung: q_u ist hier nur bei linear elastisch - ideal plastischer Arbeitslinie richtig |
| $F_{y,Opt}^*/m^* = S_e(T^*)_{Opt}/q_{u,Opt} =$ | 0,33 | [m/s ²] | elastische Spektralbeschleunigung |
| $d_t^*_{Opt} =$ | 38,06 | [mm] | Zielverschiebung des äquivalenten Einmassenschwingers |
| $d_t = d_t^* \Gamma =$ | 51,00 | [mm] | Zielverschiebung MDOF (unter Fi, MODE) |
| $k =$ | 1,5 | [-] | Vorfaktor Zielverschiebung; gem. EN 1998-1,Pkt.4.3.3.4.2.3(1) |
| $k d_t =$ | 76,50 | [mm] | k^* Zielverschiebung des MDOF |
| $d_u =$ | 76,80 | [mm] | Kapazität als Verschiebungsfunktion in H_{tot} aus MDOF |
| | k d t < d u | | OK |

ANMERKUNG: Die Anwendung des optionalen Schrittes macht nur bei Arbeitslinien, die Ursprünglich nicht ideal-elastisch ideal-plastisch sind, Sinn.

i) Ermittlung des (theoretischen) Verhaltensbeiwertes q gemäß EN 1998-1/4.3.3.4.2.1(d)

8.0 Verhaltensbeiwert $q_{Antwortspektrum}$

| | | | |
|--|-------|------|--|
| $F_{y,du} = F_y + F_y/d_y (d_u - d_y) =$ | 99,92 | [kN] | Theoretische, elastische Kraft bei Erreichen von d_u |
| $q_{Antwortspektrum} = F_{y,du}/F_y =$ | 1,78 | [-] | |

3.0 Hinweise und Rechenhilfen

Gesamtintegrität des Gebäudes

Wenn die schubaufnehmenden Mauerwerksscheiben nicht gesichert gekoppelt sind, ist eine wesentliche Gefahr, der Verlust der Gesamtintegrität des Gebäudes. Durch unterschiedlich lange, bzw. gut oder schlecht mit den Querwänden vermauerte Wandscheiben werden im Anregungsfall unterschiedliche Antworten (Schwingformen) entstehen. Bei ungekoppelten Tragwerksscheiben ist dann vor allem der Verlust der Deckenaufleger durch die Differenzen der Horizontalverformungen durch geeignete Verschließung zu vermeiden. Es lässt sich zeigen, dass schon die Kopplung der Scheiben alleine über das oberste Geschoß (z.B. Verbunddecke) hier die Differenzverformungen in allen Geschossen wesentlich positiv beeinflusst (siehe auch Abbildung 3.0b).

Stabilität dünner Wände

In EN 1998-3/ Anhang C werden keine Hinweise zur Sicherung der Druckstrebe gegen Ausknicken gegeben. Die Druckstrebe ist vor allem bei Nichteinhaltung der Bestimmungen gemäß EN 1998-1/Tabelle 9.2 getrennt nachzuweisen. Hierzu können die Formeln in EN 1996-1 -1/ Anhang D, E und G verwendet werden. Sehr schlanke Schubwände, wie sie für die 15er-Zwischenwände im Wiener Gründerzeithaus typisch sind, sind dadurch jedoch kaum nachweisbar. Hier sind noch Versuche erforderlich. Erwartungswerte sind aus Erläuterung 01/2013 ableitbar.

Voraussetzungen für die Rechenhilfen

Durch realitätsnahe Einschränkung der möglichen Einwirkungs- und Widerstandsparameter lassen sich einfache Diagramme angeben, die eine rasche Beurteilung von Schubwänden ermöglichen.

Die Voraussetzungen zur Anwendung der nachfolgenden Diagramme sind:

- Das Versagen der Mauerwerksscheibe muss Schub (gemäß Nachweis EN 1998-3/C.4.3.1) sein.

ANMERKUNG: Das wird im Allgemeinen jedenfalls für ungestörte Mauerwerksscheiben $H_{tot}/D < 4$ gegeben sein

- Der Nachweis wird im Grenzzustand der wesentlichen Schädigung geführt

- Die Gesamtintegrität des Gebäudes ist sicherzustellen (siehe auch E01/2013)

- Die Aufnahme der Querwandbeschleunigung für Schubwände mit $h_i/t > 15$ ist gesondert nachzuweisen.

- Die Schubwände selbst und etwaige Kompensationen können durch eine linear-elastische ideal plastische Arbeitslinie repräsentiert werden.

Aus der maximalen Verschiebungskapazität, die unter den oben getroffenen Voraussetzungen, 4 Promille der Schubwandhöhe beträgt, lassen sich für übliche Gebäudehöhen ($H_{tot} \sim 17.0 \text{ m} \dots 19.0 \text{ m}$) die Endverschiebungen unabhängig (!) von dem dabei zu erreichenden Schubwiderstand angeben.

Abbildung 3.0a zeigt den Zusammenhang im $S_a(\text{cceleration}) - S_d(\text{isplacement})$ Diagramm für eingetragene Zielverschiebungen in Abhängigkeit der Gebäudehöhe, $\Gamma \sim 1.30$ (MODE 1) und $\Gamma \sim 1.00$ (MODE 2) und der Anforderung für die Zielverschiebung $k = 1.5$ gemäß EN 1998-1/ Pkt. 4.3.3.4.2.3(1).

Die Gesamtintegrität des Gebäudes bleibt gesichert nur Gewahrt, wenn für die Schwingzeiten der Einzelschubwände T_i näherungsweise $T_i \sim T \sim \text{const.}$ gilt. Da die Steifigkeit der Wandscheibe über $k_{\text{eff},i}$ vorliegt, kann dies nur über die Anteilige, aufzunehmende im MODE wirkende Masse m_i^* erreicht werden, gemäß

$$\omega_i = 2\pi f_i = 2\pi \frac{1}{T_i}; \quad \omega_i = \sqrt{\frac{k_{\text{eff},i}}{m_i^*}}; \quad \omega_i \sim \text{const.}; \quad m^* = \sum m_i^*$$

Aus diesem Ansatz lassen sich, über die erforderliche Verteilung der aufzunehmenden Massen m^* - von ihrer tatsächlichen Lage im Gebäude zu den Schubwänden hin, die zur Verteilung notwendigen Schubkräfte in den Decken ermitteln. Die Gesamtbeschleunigung ist dem S_a - S_d -Diagramm zu entnehmen, die Verteilung über die Gebäudehöhe erfolgt gemäß dem betrachteten MODE.

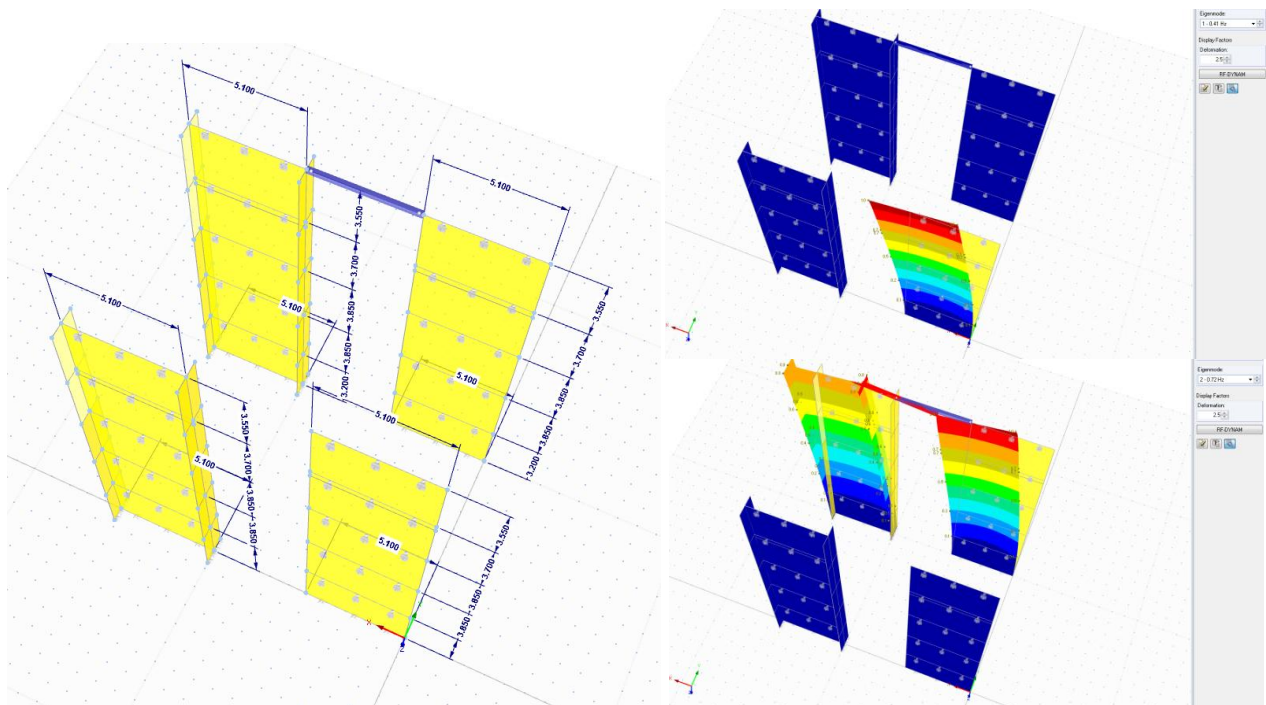


Abbildung 3.0b – Eigenfrequenzen von ungekoppelten und gekoppelten Mauerwerkswänden (mit und ohne Berücksichtigung eines Querwandanteil)

Für die Zukunft könnten hieraus auch Studien über die notwendige horizontale Lastverteilung der Wiener Gründerzeitdecken bzw. der Gebäudestruktur selbst, bzw. für ein plausibles Lastniveau, bei dem die Gesamtintegrität (noch) gewahrt bleibt, abgeleitet werden. Die sehr positive Auswirkung einer schubsteifen Decke, wenigstens im obersten Geschoss, wird jedenfalls auch durch diesen Ansatz bestätigt.

Ermittlung der Ersatzsteifigkeiten für Kompensationsmaßnahmen

In der Darstellungsweise von Bild 3.0a erkennt man, dass durch die Schnittpunkte der möglichen Zielverschiebungen mit dem Sa-Sd Diagramm maximale Schwingzeiten für die Erfüllung des Nachweises verbunden sind.

In Bild 3.0c (siehe auch Anhang A) sind diese maximalen Schwingzeiten, in Abhängigkeit der CC-Klasse für eine Grundbeschleunigung von $a_{gr}=0.8 \text{ m/sec}^2$ und Boden Typ B im Antwortspektrum Typ I aufgetragen. Weiters sind die Sa-Sd Bedarfslinien für 80%, 60% und 25% von $a_{gr}=0.8 \text{ m/sec}^2$ eingetragen. Die T^*_{max} -Werte lassen sich durch Herausmessen bestimmen, bzw. sind sie für $\alpha_{soll} = 1.0$ angeschrieben.

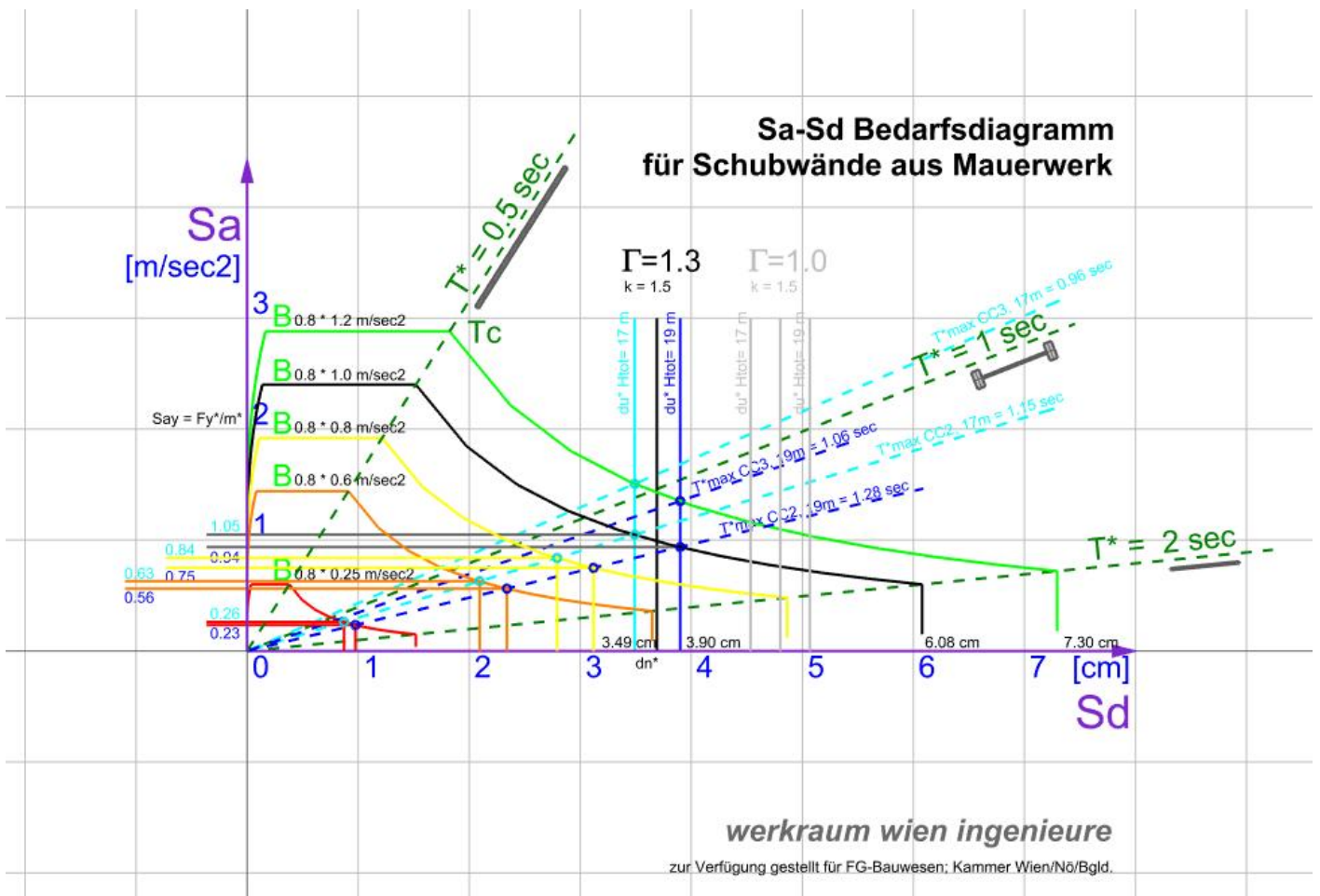


Abbildung 3.0c – Maximale Schwingzeiten T^* für H_{tot} 17.0 m .. 19.0 m, $\Gamma = 1.30/1.00$, $k = 1.5$ für Bedarfsspektren Typ I, Boden Typ B und $a_{gr} = 0.8 \gamma_1$

Die Transformation einer ideal-elastischen, ideal-plastischen Arbeitslinie vom MDOF in den SDOF (vom E_m in den E_m^*) Raum ist mit $k_{eff}^* = F_y^*/d_y^* = k_{eff} = F_y/d_y$ wegen $F_y^* = F_y/\Gamma$ und $d_y^* = d_y/\Gamma$ gegeben (siehe auch Abbildung 3.0d), wobei F_y die plastische Grenzlast und d_y der (plastische) Eintrittspunkt ist.

Die Geraden durch den Ursprung in Abbildung 3.0c repräsentieren die Eigenschwingzeiten T^* , und damit auch den Anstieg der elastischen Arbeitslinie k_{eff}^* .

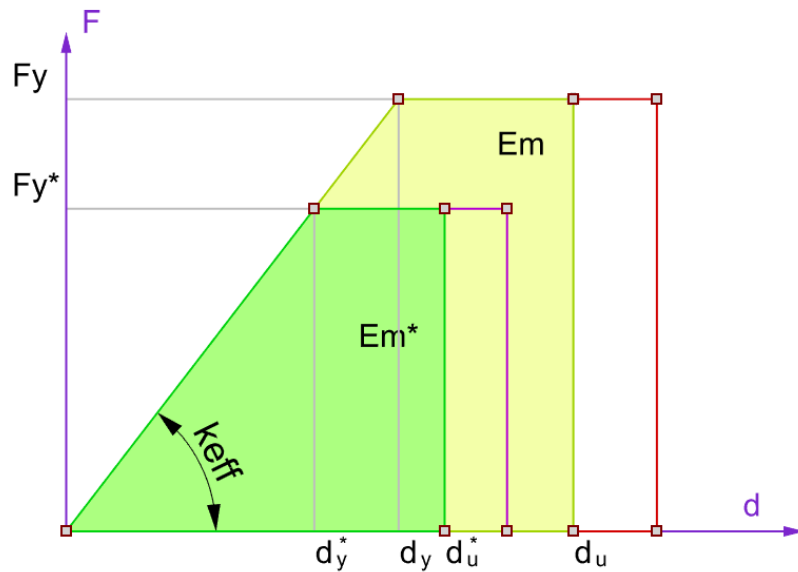


Abbildung 3.0d - linear-elastische ideal-plastische Arbeitslinie im F/d - und F*/d* -Raum

Daraus leitet sich im Weiteren ab:

$$\omega^{*2} = F_y^*/m^* \cdot 1/d_y^* \text{ und wegen } \omega^2 = \omega^{*2}$$

$$\omega^{*2} = \omega^2 = F_y/d_y \cdot 1/m^*$$

Durch Auswertung von Abbildung 3.0c ergibt sich beispielhaft für einen vollen CC2-Nachweis des Bestandes ein $T_{\text{soll,max}}^* \sim 1.28 \text{ sec}$ für ein 19.0 m hohes Gebäude.

Wegen

$$\omega = 2\pi f = 2\pi \frac{1}{T} = \sqrt{\frac{F_y}{d_y} \frac{1}{m^*}}$$

ergibt das direkt die Forderung von

$$(F_y/d_y)_{\text{min}} = (2\pi \cdot 1/1.28)^2 m^* \sim 24 m^*$$

Im (meistens Maßgebenden) MODE 1 wird $m^* \sim 0.65 \cdot 0.75 M$ (M..Masse die auf die Schubwand im Lastfall Erdbeben einwirkt) und damit die Mindeststeifigkeit der Schubwand $(F_y/d_y)_{\text{min}} = 18 M$ (wobei M in kg und F_y/d_y in N/m einzusetzen ist).

Aus dem Diagramm lässt sich auch ablesen, dass für Gründerzeithäuser deren Gesamtintegrität gewahrt bleibt, eine aufnehmbare Bodenbeschleunigung von $a_{gr} \sim 0.6 \cdot 0.8 \text{ m/sec}^2$ jedenfalls erwarten lassen!

Weiters lässt sich über die Schnittlinie der jeweiligen erwartbaren Eigenschwingzeiten der Schubwände mit dem Bedarfsspektrum die Höhe des elastischen Widerstandes abschätzen. Dies kann für Prognosen von zukünftigen Schubwandversuchen von Bedeutung sein. Wenn das

Seebensteinbeben eine Einwirkung von ca. $a_{gr} < 0.5 \cdot 0.6 \cdot 0.8 \text{ m/sec}^2$ gebracht hat und die Mauerwerksscheibe keine sichtbaren Risse aufwies bzw. aufweist, muss sie auf diese Einwirkung im Wesentlichen im elastischen Bereich reagiert haben. Daraus lassen sich aber elastische Mindestgrenzwerte folgern (siehe auch Abbildung 3.0e), die Versuchstechnisch zu verifizieren wären:

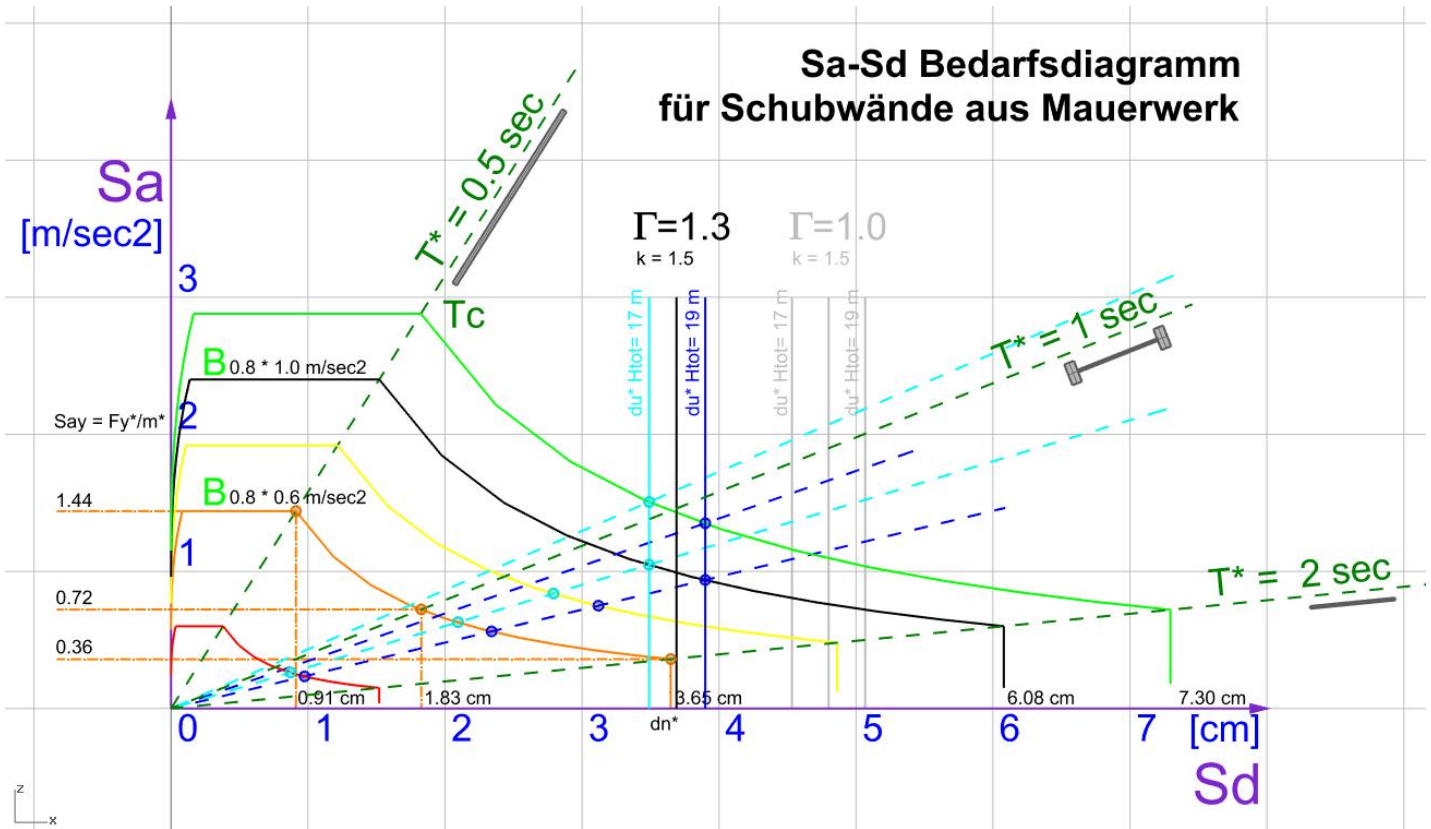


Abbildung 3.0e – Elastische Bedarfsbeschleunigungen für Bebenspektrum Typ I, Boden Typ B und $a_{gr} = 0.8 \cdot 0.6 \text{ m/sec}^2$

Für (flanschlose) Querwände ($T^* \sim 2 \text{ sec}$) ergibt sich sofort: $F_{y,\min} = 0.36 \Gamma m^* = 0.36 \cdot 1.34 \cdot 127000 = 61 \text{ kN}$ für das Musterhaus (Vgl. mit $V_f \sim 56 \text{ kN}$ aus der Beispielrechnung).

Für Querwände mit Flanschanteil errechnet sich analog $F_{y,\min} \sim 122 \text{ kN}$ und für die Giebelwand $F_{y,\min} \sim 490 \text{ kN}$ (unter der Annahme, dass eine Giebelwand min. 1/6 der Gebäudemasse aufnehmen muss)

In wie weit die Mauerwerksscheiben durch die Querwände verstärkt (versteift) werden ist sehr wahrscheinlich von der Qualität der Verzahnung abhängig. Hier sind zur wirtschaftlichen Beurteilung Versuche notwendig. Motivation hierfür sollte sein, dass aus dem Diagramm 3.0c ablesbar ist, dass wenn eine solche Verzahnung und damit eine Eigenschwingzeit von $T \sim 1 \text{ sec}$ vorliegt, der Erdbebenwiderstand nahe beim Bemessungsbeben gemäß EN 1998-1 liegen könnte.

Ermittlung der elastischen Mindestlastniveaus

Abschließend soll noch der Hinweis gegeben werden, dass der Nachweis über die Zielverschiebungen alleine keine Schadensbegrenzung gemäß EN 1998-1 beinhaltet. Hierzu wäre nachzuweisen, dass die der Einwirkung $a_{gr,Sch}$ zugeordnete Bedarfsbeschleunigung direkt (bei Kenntnis von m^* und Γ) über Abbildung 3.0c zu einer (elastisch) aufzunehmenden Basisscherkraft $F_{b,Sch}$ führt.

Nicht eindeutig ist hier die Normenlage. EN 1998-1 führt zur Schadensbegrenzung das Beben, dass alle 10 Jahre um 10% überschritten wird an (siehe EN 1998-1/2.1), während EN 1998-3 das Beben hier mit 20% Überschreitungswahrscheinlichkeit in 50 Jahren definiert.

Dies führt zu (Auswertung gemäß EN 1998-1/2.1 -Anmerkung):

$$\gamma_{1,Sch,EN\ 1998-1} \sim (50/10)^{-1/3} = 0.588 \text{ und}$$

$$\gamma_{1,Sch,EN\ 1998-3} \sim (20/10)^{-1/3} = 0.794$$

Warum in Bestandsgebäuden die Schadensbegrenzung größer sein soll als in Neubauten, erschließt sich nicht unmittelbar.

4.0 Literatur

- [1] ÖNORM B 1998-3: 2013 05 01, Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden
- [2] Leitfaden für Wien zur OIB-Richtlinie 1 vom 07.01.2013
- [3] EN 1998-1: 2011 06 05, Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten
- [4] Arch+Ing, Erdbebenbeanspruchung eines Gründerzeithauses mit Dachgeschoßausbau „Leicht“, Ausgabe Juli 2008, E03-18072008
- [5] Dokumentation D 0237 der SIA, Beurteilung von Mauerwerksgebäuden bezüglich Erdbeben, Zürich 2010
- [6] ..und wenn die ganze Erde bebt..; Peter Bauer, Erich Kern, Peter Resch; Wien im April 2010
- [7] Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings; T. Pauley, M.J.N. Priestley; Wiley & Sons 1992
- [8] Seismische Mikrozonierung des Stadtgebietes von Wien, G. Duma, ZAMG, Endbericht 1988
- [9] Zur Erdbebensicherung von Mauerwerksbauten, Hugo Bachmann, Kerstin Lang, ETH Zürich 2002
- [10] EN 1998-3: 2005 12 01, Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden
- [11] Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub, H.R. Ganz, ETH Zürich 1985
- [12] Modellierung unbewehrter Mauerwerkswände auf Basis der mehrflächigen Plastizität, M. Mistler, RWTH Aachen
- [13] Computational Strategies for Masonry Structures, P.B. Laurencu, Delft 1996
- [14] ONR 24009: 2013 05 01, Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten
- [15] A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design; Peter Fajfar; Earthquake Spectra Vol 16, August 2000
- [16] Baudynamik VO, SS2011, TU-Wien
- [17] DI Dr. Anton PECH, Gutachten, Forschungsprogramm zur Verifizierung der konstruktiven Kennwerte von altem Vollziegelmauerwerk nach EC6, Juli 2010
- [18] Erläuterung 02/2013; FG-Bauwesen ARCHING Wien/Nö/Bgld
- [19] Erläuterung 01/2013; FG-Bauwesen ARCHING Wien/Nö/Bgld