

ANHANG B ZUR ERLÄUTERUNG 03/2013

Fassung vom 23.03.2014

BERECHNUNGSBEISPIELE ANHAND DES WIENER GRÜNDERZEIT - MUSTERGEBÄUDES

Wien, am 31.03.2014

Herausgeber: Fachgruppe Bauwesen der LK W/Nö/Bgld
Seiten 1 bis 38

Verfasser: Alexander Krakora

Durchsicht: Peter Bauer

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.

1. Inhalt Anhang B zur Erläuterung 03/2013

- 2. Vorbemerkungen**
- 3. Allgemeines**
- 4. Übersicht, Gebäudeabmessungen**
- 5. Baustoffe**
- 6. Einwirkungen, Lastannahmen**
- 7. Massenermittlung**
- 8. Allgemeines zur Modellierung**
- 9. Tragwiderstand quer zur Längsachse ohne schubsteife Decke**
- 10. Tragwiderstand quer zur Längsachse mit schubsteifer Decke**
- 11. Tragwiderstand in Längsachse**
- 12. Tragwiderstand in Längsachse nach DG-Ausbau**
- 13. Tragwiderstand in Längsachse vor und nach Verstärkung, Vergleich Druckstrebenmodell**
- 14. Tragwiderstand in Längsachse mit schubsteifer Decke**

2. Vorbemerkungen

Die folgenden Beispielberechnungen sollen eine praktische Einführung in die nichtlineare Berechnung von Mauerwerksbauten der Gründerzeit gegenüber Erdbebenbeanspruchung sein.

Basierend auf den vorangegangenen Erläuterungen wird hier anhand des bereits bekannten Mustergebäudes aus [4] versucht, die wesentlichen Berechnungsschritte und die Methodik in der Nachweisführung näher darzustellen.

Es kann gezeigt werden, dass mit dem hier angewendeten nichtlinearen Verfahren (push-over) deutlich realistischere Ergebnisse erzielt werden können, als mit dem kraftbasierten, quasi-statischen Modell.

Dem Verfasser ist bewusst, dass zur Thematik Mauerwerksbau in Hinblick auf nichtlineare Berechnungsverfahren und Modellierung weiterer Forschungsbedarf besteht und dies hier lediglich ein Beispiel zur praktischen Anwendung der im Eurocode zur Verfügung stehenden Berechnungsvorschriften ist.

Im Übrigen wird auf die einleitenden Ausführungen in 1.1 der diesem Anhang zugrunde liegenden Erläuterung 03/2013 verwiesen.

3. Allgemeines

Gegenstand dieses Beispiels ist die Beurteilung eines typischen Gebäudes aus der Gründerzeit hinsichtlich Erdbebenbeanspruchung.

Es wird dabei das Mustergebäude aus [4] mit Hilfe der nichtlinearen statischen Methode nach EN 1998-1, Pkt. 4.3.3.4 und Anhang B bzw. EN 1998-3, Anhang C untersucht.

Das Gebäude befindet sich in der Erdbebenzone 3 und besteht aus einem Kellergeschoß, dem Erdgeschoß, 4 Obergeschoßen und dem Dachgeschoß. Das Gebäude wird in die Bedeutungskategorie II eingestuft und fällt somit in die Schadensfolgeklasse CC2.

4. Übersicht, Gebäudeabmessungen

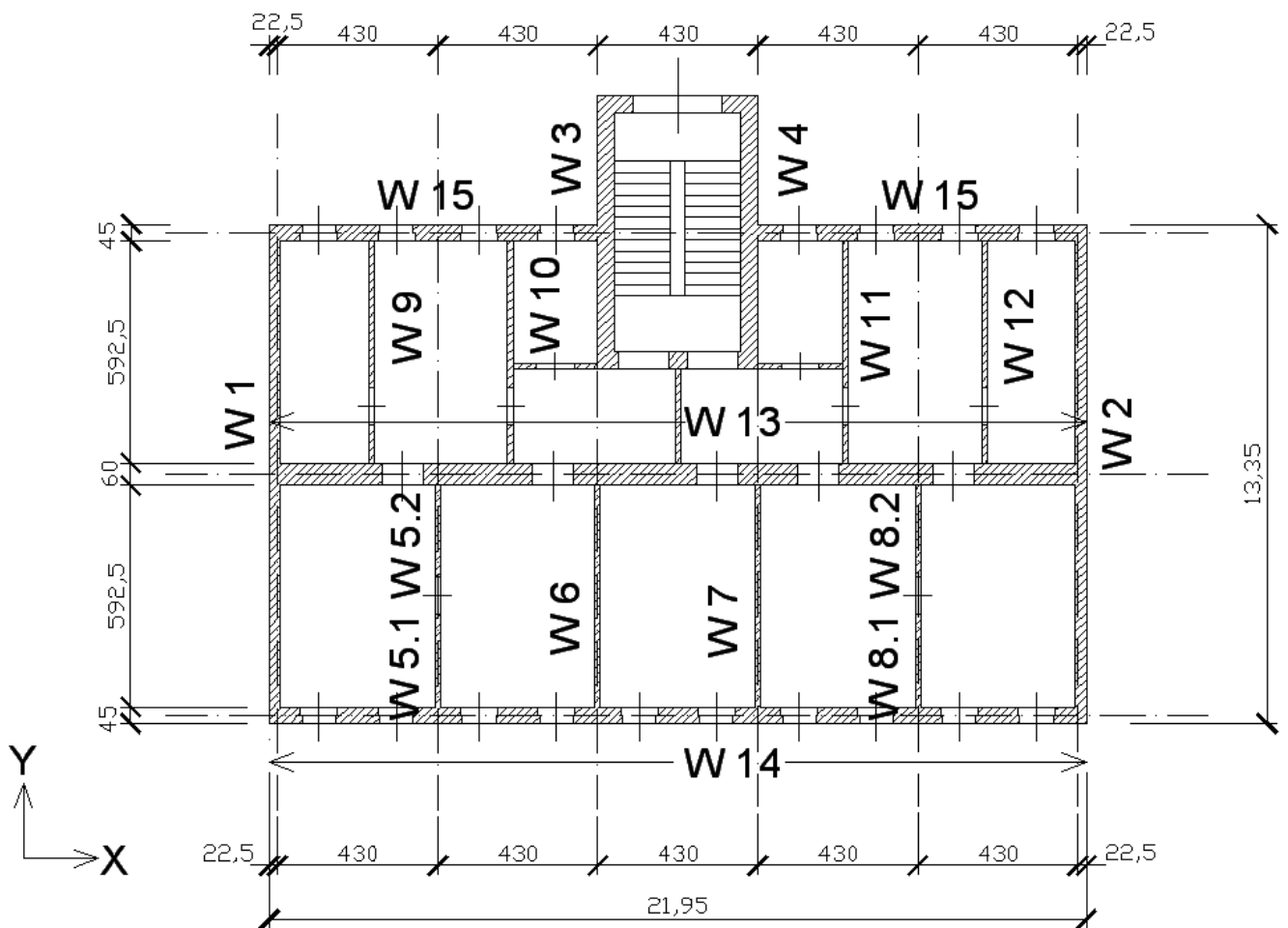


Abb. 1 Grundriss 3.OG, Positionsplan

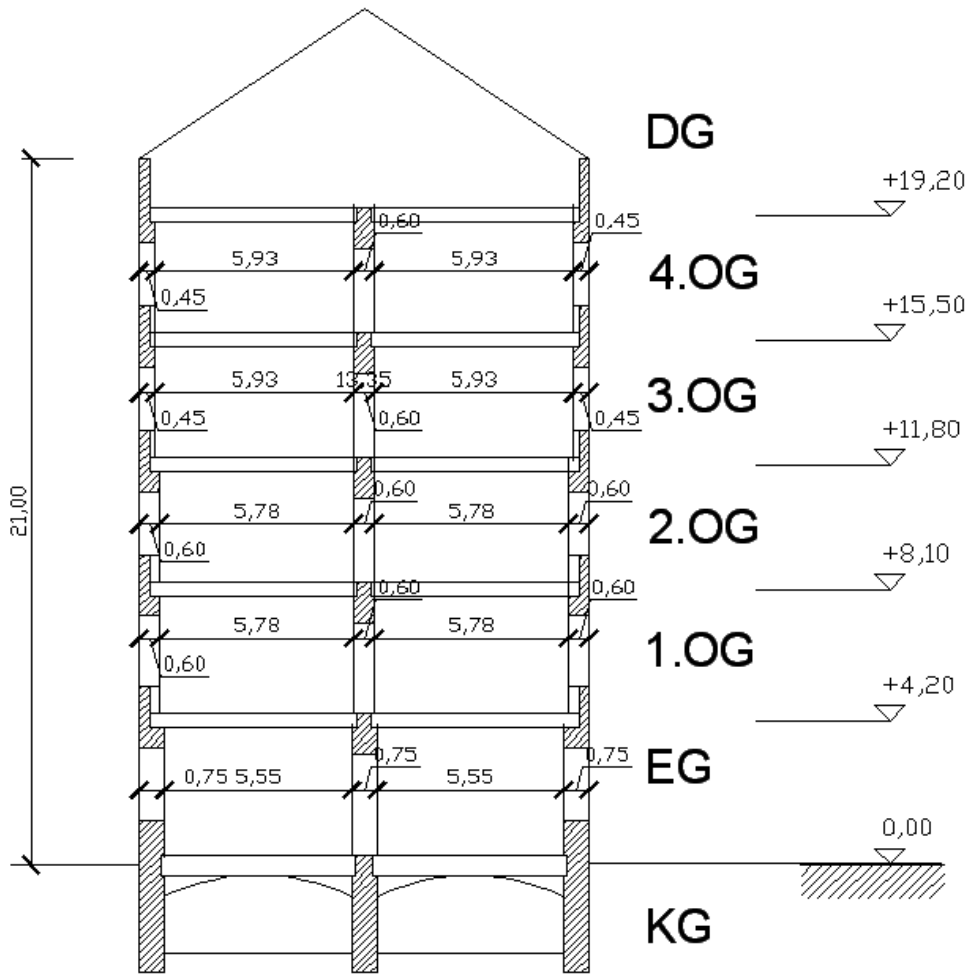


Abb. 2 Querschnitt



Abb. 3 Ansicht Mittelmauer

5. Baustoffe

Decken:

über 4.OG:	Holzdecke (Doppelbaumdecke)
über EG bis 3. OG:	Holz-Tramdecke
über KG:	Ziegel-Kappendecke

Wände:

Vollziegelmauerwerk, altes österr. Ziegelformat

Materialkennwerte:

Mittelwert der Steindruckfestigkeit:	$f_b = 21,25 \text{ N/mm}^2$
Mittelwert der Mörteldruckfestigkeit:	$f_m = 1,00 \text{ N/mm}^2$
charakteristischer Wert der Mauerwerksdruckfestigkeit:	$f_k = 3,50 \text{ N/mm}^2$
charakteristischer Wert der Anfangshafthscherfestigkeit	$f_{v,k0} = 0,10 \text{ N/mm}^2$
Elastizitätsmodul, 5% Quantil	$E_k = 1050 \text{ N/mm}^2$
Schubmodul, 5% Quantil	$G_k = 420 \text{ N/mm}^2$

Mittelwerte gem. JCSS Probabilistic Model Code

(Joint Comitee of Strucural Safety)

mittlere Mauerwerksfestigkeit:	$f_m = 4,90 \text{ N/mm}^2$
mittlere Anfangshafthscherfestigkeit	$f_{v,m0} = 0,20 \text{ N/mm}^2$
mittlerer Elastizitätsmodul, ungerissen	$E_{1,m} = 1627 \text{ N/mm}^2$
mittlerer Schubmodul, ungerissen	$G_{1,m} = 651 \text{ N/mm}^2$
mittlerer Elastizitätsmodul, gerissen	$E_{2,m} = 814 \text{ N/mm}^2$
mittlerer Schubmodul, gerissen	$G_{2,m} = 325 \text{ N/mm}^2$

Es wird ein vollständiger Kenntnisstand (= KL 3) vorausgesetzt, der Konfidenzbeiwert ist dann: $CF_{KL3} = 1,0$.

6. Einwirkungen, Lastannahmen

Vertikale Einwirkungen

Ständige Lasten, g_k

<i>Decken: Eigengewicht + Aufbau der bestehenden</i>	
Decke über EG bis Decke über 3.OG: Tramdecke, Beschüttung, Belag	2,30 kN/m ²
Decke über 4. OG: Dippelbaumdecke, Beschüttung, Belag	3,50 kN/m ²
Dach (auf Horizontale)	0,70 kN/m ²
<i>Wände: Vollziegelmauerwerk, altes österr. Ziegelformat</i>	
d = 15 cm, inkl. Verputz	3,10 kN/m ²
d = 30 cm, inkl. Verputz	5,80 kN/m ²
d = 45 cm, inkl. Verputz	8,50 kN/m ²
d = 60 cm, inkl. Verputz	11,20 kN/m ²
d = 75 cm, inkl. Verputz	13,90 kN/m ²

Veränderliche Lasten, q_k

Decke über EG bis Decke über 3.OG	
Kat. A1 gem. ÖN B 1991-1-1 (Zwischenwände gehen mit dem tatsächlichen Gewicht in die Berechnung ein)	2,00 kN/m ²
Decke über 4.OG (Dachboden Bestand)	1,00 kN/m ²

Eine Nutzlastabminderung gem. ÖNORM EN 1991-1-1, Pkt. 6.3.1.2 wurde nicht berücksichtigt

Lastbeiwerte für Bemessungssituation bei Erdbeben: $\gamma_G = 1,0$
 $\gamma_Q \cdot \psi_2 = 0,3$

Horizontale Einwirkung

Erdbebeneinwirkung gem. ÖNORM EN 1998-1:

Erdbebenzone: 3

Referenzbodenbeschleunigung $a_{gR} = 0,80 \text{ m/s}^2$

Bedeutungsbeiwert: $\gamma_I = 1,0$

Horizontale Bodenbeschleunigung: $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} = 0,80 \text{ m/s}^2$

Baugrundklasse: B

Bodenparameter $S = 1,20$

$T_B = 0,15 \text{ s}$

$T_C = 0,50 \text{ s}$

$T_D = 2,00 \text{ s}$

7. Massenermittlung

Wandlängen / Wandgewicht

DG	H =				L [m]	g [kN/m ²]	[kN]	
	3,75	m						
d = 30	26,70	vergl.Höhe		26,70	5,80	580,73		
d = 45	14,60	3,00		17,60	8,50	561,00		
d = 60 (Kaminmwk)	21,35			21,35	11,20	896,70		
d = 45 (H=1,5m)	21,35	17,05	1,50	39,90	8,50	508,73	Durchbruchanteil	0%
d=15				0,00	3,10	0,00		
							2547,15	
							<hr/> <hr/>	
4.OG	H =				L [m]	g [kN/m ²]	[kN]	
	3,7	m						
d = 30	26,70			26,70	5,80	572,98		
d = 45	14,60	3,00		17,60	8,50	553,52		
d = 60	21,35			21,35	11,20	884,74		
Aussenw.d = 45	21,35	17,05		38,40	8,50	966,14	Durchbruchanteil	20%
d = 15	52,00			52,00	3,10	596,44		
							3573,83	
							<hr/> <hr/>	
3.OG	H =				L [m]	g [kN/m ²]	[kN]	
	3,7	m						
d = 30	26,70			26,70	5,80	572,98		
d = 45	14,60	3,00		17,60	8,50	553,52		
d = 60	21,35			21,35	11,20	884,74		
Aussenw.d = 45	21,35	17,05		38,40	8,50	966,14	Durchbruchanteil	20%
d = 15	52,00			52,00	3,10	596,44		
							3573,83	
							<hr/> <hr/>	
2.OG	H =				L [m]	g [kN/m ²]	[kN]	
	3,7	m						
d = 30	26,70			26,70	5,80	572,98		
d = 45	14,60	3,00		17,60	8,50	553,52		
d = 60	21,35			21,35	11,20	884,74		
Aussenw.d = 60	21,35	17,05		38,40	11,20	1273,04	Durchbruchanteil	20%
d = 15	52,00			52,00	3,10	596,44		
							3880,72	
							<hr/> <hr/>	
1.OG	H =				L [m]	g [kN/m ²]	[kN]	
	3,9	m						
d = 30	26,70			26,70	5,80	603,95		
d = 45	14,60	3,00		17,60	8,50	583,44		
d = 60	21,35			21,35	11,20	932,57		
Aussenw.d = 60	21,35	17,05		38,40	11,20	1341,85	Durchbruchanteil	20%
d = 15	52,00			52,00	3,10	628,68		
							4090,49	
							<hr/> <hr/>	

EG	H =	4,2 m	L [m]	g [kN/m ²]	[kN]	
d = 30	26,70		26,70	5,80	650,41	
d = 45	14,60	3,00	17,60	8,50	628,32	
d = 75	21,35		21,35	13,90	1246,41	
Aussenw.d = 75	21,35	17,05	38,40	13,90	1793,43	Durchbruchanteil 20%
d = 15	52,00		52,00	3,10	677,04	
					4995,62	

Massenzusammenstellung

	Decke über	Deckenlasten		Wandlasten	M tot [kg/100]	zi [m]	[kg/100*m]
		Gd	P	Gw			
m 5	4.OG	1230,74	87,91	4334,065	5652,71	19,2	108532,06
m 4	3.OG	673,97	175,82	3573,83	4423,62	15,5	68566,18
m 3	2.OG	673,97	175,82	3727,2764	4577,07	11,8	54009,43
m 2	1.OG	673,97	175,82	3985,6072	4835,40	8,1	39166,75
m 1	EG	673,97	175,82	4543,0551	5392,85	4,2	22649,97
					24881,66		292924,38

Anmerkung:

Massenreduktion zufolge Kaminöffnungen, etc. wurde aus Vereinfachungsgründen nicht berücksichtigt.

Bei der Ermittlung von m 5 wurden die vorhandenen Kamine im Dachgeschoß, das Gesimsegewicht und die Giebelmauern berücksichtigt.

Massenzusammenstellung nach den Einflussbereichen und Verteilung der horizontalen Kräfte:

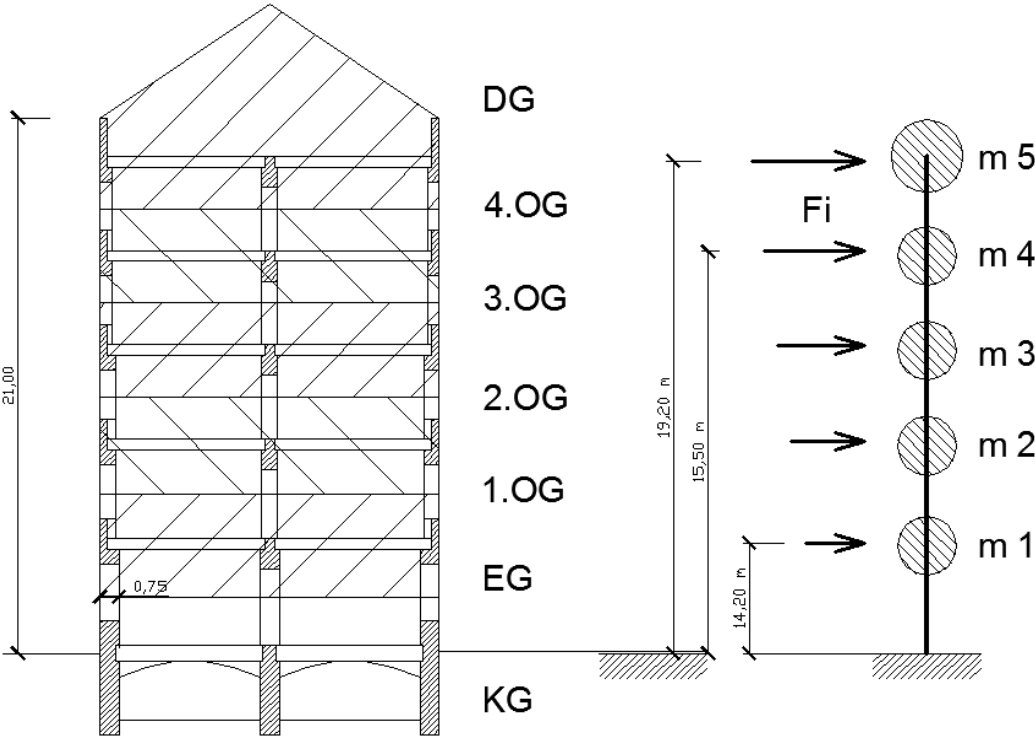


Abb. 4a geschößweise Zuordnung der Massen

Abb. 4b Diskretisiertes Ersatzsystem

8. Allgemeines zur Modellierung

8.1 Decken und Verteilung der Trägheitskräfte auf die Wände

Typische Gründerzeithäuser haben in der Regel mit Ausnahme der Kellerdecke keine schubsteifen Decken, wenn diese Tramdecken sind - zumindest lässt sich ein Widerstand in Deckenebene bislang rechnerisch nicht nachweisen. Jede Wandebene/Wandscheibe bildet dann, auf der vorsichtigen Seite, ein für sich unabhängig schwingendes Tragwerk, im Allgemeinen mit Schwingzeiten $T_i \neq T_j$ und muss daher auch so analysiert werden.

Durch die nachträgliche Herstellung einer guten Verbundwirkung schubsteifer Decken mit dem angrenzenden Mauerwerk (Verrostung), zumindest in der Dachgeschoßebene, kann davon ausgegangen werden, dass die davor einzeln schwingenden Wandscheiben nun in eine gemeinsame Schwingzeit $T_i \sim T_j$ finden.

Damit können dann die Trägheitskräfte auf die Wände entsprechend deren Widerstand verteilt werden.

Sind die Wände auf diese Art miteinander gekoppelt, kann dann eine Summenkurve der Widerstände der einzelnen Wände erstellt werden. Erst hiermit ist ein globaler Versagensmechanismus sichergestellt.

Für das vorliegende Berechnungsbeispiel wird anfangs davon ausgegangen, dass eine schubsteife Decke in den oberen Geschoßen noch nicht vorhanden ist.

Anschließend wird der Unterschied zur Ausbildung mit schubsteifer Decke aufgezeigt.

8.2 Höhe des Momentennullpunktes H_0 - Rahmenwirkung

Der Ansatz einer Rahmenwirkung (vgl. [9]) hängt grundsätzlich von der effektiven Biege- und Schubsteifigkeit der Decken im Verhältnis zur effektiven Biege- und Schubsteifigkeit der Wände ab. Je größer eine Rahmenwirkung angenommen werden kann, desto kleiner wird der Momentennullpunktsabstand H_0 gem. EN 1998-3-Anhang C.

Im Falle eines Gründerzeithauses ist der Ansatz einer Rahmenwirkung, ohne besondere Maßnahmen zu setzen, derzeit jedoch nur sehr eingeschränkt – wenn überhaupt - möglich.

Für das vorliegende Beispiel wird eine Rahmenwirkung daher nicht berücksichtigt, womit H_0 dann gleichzusetzen ist mit der Höhe des resultierenden Kraftangriffspunktes für (gekoppelte) Kragarme.

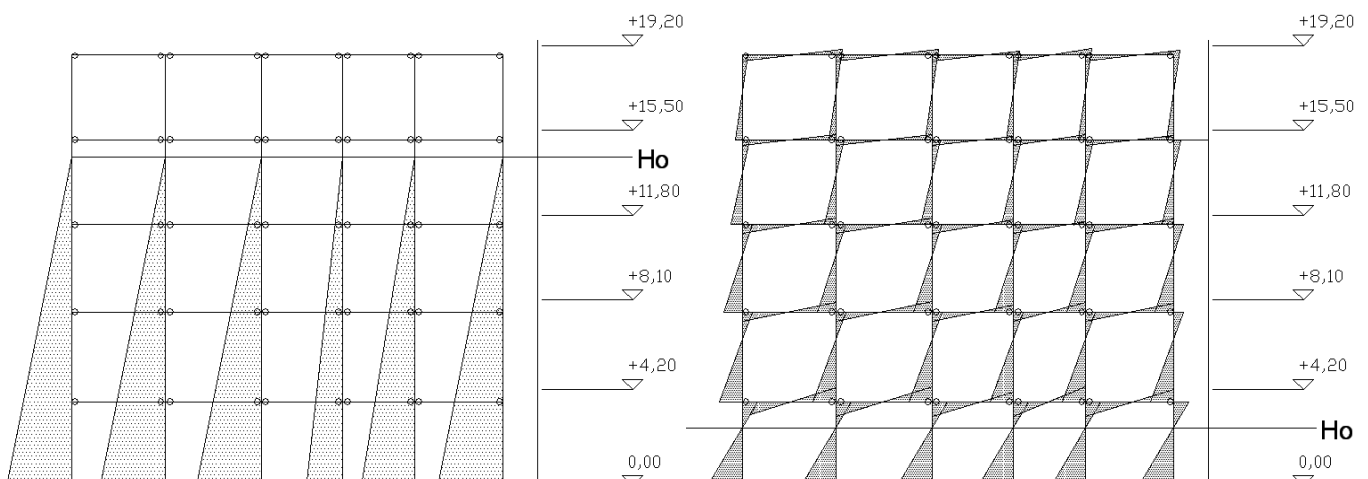


Abb. 5 Vergleich Kragarmmodell – Rahmen-Modell

9. Tragwiderstand quer zur Längsachse ohne schubsteife Decke

9.1 Zusammenstellung der Wandabmessungen und Normalkräfte (vgl. [4])

Pos.	L [m]	t [cm]	N _d [kN]
W1	13,35	30	1777,0
W2	13,35	30	1777,0
W3	7,30	45	1690,0
W4	7,30	45	1690,0
W5.1/5.2	3,00	15	176,0
W6	5,90	15	352,0
W7	5,90	15	352,0
W8.1/8.2	3,00	15	176,0
W9	4,35	15	246,0
W10	4,35	15	246,0
W11	4,35	15	246,0
W12	4,35	15	246,0

9.2 Ermittlung der Kapazitätskurven der einzelnen Wände

Zunächst wird der Momentennullpunktsabstand H_0 gesucht:

Solange keine Kopplung der Wände besteht, ist streng genommen für jede Wand separat unten angeführte Massenaufstellung vorzunehmen und es ergibt sich jeweils ein eigenes H_0 . Um das Beispiel abzukürzen wird hier aber von einer Gesamtaufstellung ausgegangen, die einzelnen Massenanteile geschätzt und H_0 zur Vereinfachung konstant belassen.

Die Aufstellung der modalen Massen ergibt:

Decke über Geschoß	Höhe [m]	z _i [m]	m [kg]	MODE 1				MODE 2			
				φ	Fi=m·φ	m·φ ²	m·φ·h	φ	Fi=m·φ	m·φ ²	m·φ·h
OG4	3,70	19,20	565.200	1,00	565.200	565.200	10.851.840	1	565.200	565.200	10.851.840
OG3	3,70	15,50	442.300	0,81	357.065	288.256	5.534.509	1	442.300	442.300	6.855.650
OG2	3,70	11,80	457.700	0,61	281.295	172.879	3.319.279	1	457.700	457.700	5.400.860
OG1	3,90	8,10	483.500	0,42	203.977	86.053	1.652.210	1	483.500	483.500	3.916.350
EG	4,20	4,20	539.200	0,22	117.950	25.802	495.390	1	539.200	539.200	2.264.640
ΣMassenpunkte	5	19,20 m	2.487.900 kg	Σ	1.525.486	1.138.189	21.853.228	Σ	2.487.900	2.487.900	29.289.340
					H _{0,1} = 14,33 m				H _{0,2} = 11,77 m		
					Γ = 1,34				Γ = 1,00		

Die Kapazitätskurve wird exemplarisch für die Giebelwand W1 bzw. W2 ermittelt:
(Flanschanteile aus den anschließenden Wänden werden in diesem Fall – auf der sicheren Seite - nicht berücksichtigt)

Gem. EC 8 Anhang C werden die Wandwiderstände ermittelt aus:

1. Biegeversagen:

$$V_{Rd,1} = N_d \cdot \frac{D}{2 \cdot H_0} \cdot (1 - 1,15 \cdot v_d), \text{ mit } v_d = \frac{N_d}{(D \cdot t \cdot f_d)} \text{ und } f_d = f_m \cdot \frac{1}{CF_{KL3}}$$

$$v_d = \frac{1777 \cdot 10^3}{13,35 \cdot 10^3 \cdot 300 \cdot 4,9} = 0,091$$

$$V_{Rd,1} = \frac{1777 \cdot 13,35}{2 \cdot 14,33} \cdot (1 - 1,15 \cdot 0,091) = 741,54 \text{ kN}$$

2. Schubversagen:

$$V_{Rd,2} = f_{vd} \cdot D' \cdot t = 480,57 \text{ kN} \text{ mit } f_{vd} = f_{vmo} + 0,4 \frac{N}{D' \cdot t} \leq 0,065 f_m,$$

(iterative Ermittlung)

$$\rightarrow f_{vd} = 0,2 \cdot \frac{1}{1,67} + 0,4 \cdot \frac{1777 \cdot 10^3}{8,4 \cdot 10^3 \cdot 300} = 0,40 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd} \leq 0,065 \cdot 4,9 \cdot \frac{1}{1,67} = 0,19 \text{ N/mm}^2$$

Der kleinere der beiden Werte ist maßgebend. Somit ist der horizontale Tragwiderstand der Giebelwand:

$$V_{Rd} = 480,57 \text{ kN}$$

Die Ermittlung der zugehörigen elastischen Verschiebung $d_{y,0}$ der Wand auf Höhe H_0 erfolgt mit Hilfe der Formel für den auskragenden Ersatzstab:

$$d_{y,0} = \frac{V_{Rd} \cdot H_0^3}{3E_{2,m}I} + \frac{6 V_{Rd} \cdot H_0}{5 G_{2,m} \cdot A} = \frac{480,57 \cdot 10^3 \cdot (14,33 \cdot 10^3)^3}{3 \cdot 814 \cdot 300 \cdot 13350^3 \cdot \frac{1}{12}} + \frac{6}{5} \cdot \frac{480,57 \cdot 10^3 \cdot 14,33 \cdot 10^3}{325 \cdot 300 \cdot 13350} = 16,08 \text{ mm}$$

Die Kopfverschiebung (in H_{tot}) ergibt sich zu:

$$d_y = V_{Rd} \cdot H_o^2 \cdot (3 \cdot H_{tot} - H_o) \cdot \frac{1}{6E_{2,m} \cdot I} + \frac{6}{5} \cdot V_{Rd} \cdot H_o \cdot \frac{1}{G_{2,m} \cdot A}$$

$$d_y = 480,57 \cdot 10^3 \cdot (14,33 \cdot 10^3)^2 \cdot (3 \cdot 19,20 \cdot 10^3 - 14,33 \cdot 10^3) \cdot \frac{1}{6 \cdot 814 \cdot 300 \cdot 13350^3 \cdot \frac{1}{12}}$$

$$+ \frac{6}{5} \cdot 480,57 \cdot 10^3 \cdot 14,33 \cdot 10^3 \cdot \frac{1}{235 \cdot 300 \cdot 13350} = 21,05 \text{ mm}$$

Die effektive Steifigkeit der Wand – als Funktion der aufnehmbaren Horizontalkraft im MODE i, bezogen auf die dabei auftretende Kopfverschiebung der Wand - W1 ist somit:

$$k_{eff} = \frac{V_{Rd}}{d_y} = 22.833 \text{ kN / m}$$

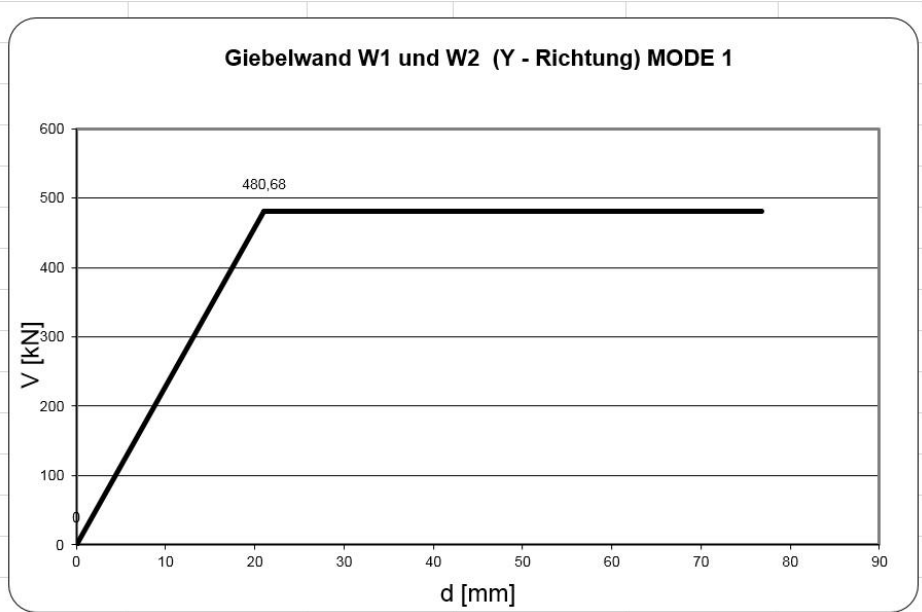
Die Verschiebungskapazität der Wand ausgedrückt als Verschiebungsvermögen in H_{tot} ist gem. EC 8 Anhang C:

$$d_u = 0,004 \cdot H_{tot} = 0,004 \cdot 19,2 \cdot 10^3 = 76,8 \text{ mm}$$

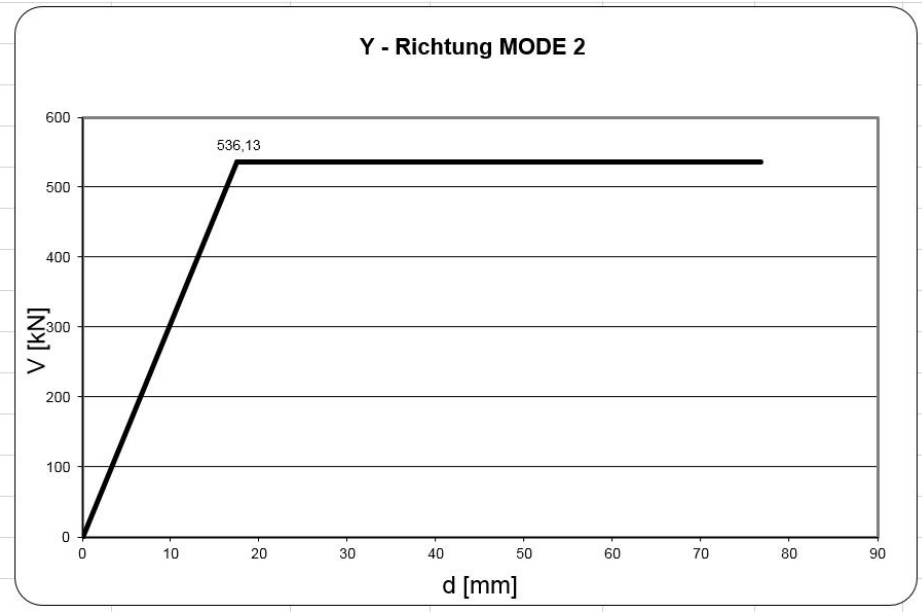
Da hier generell vom System gekoppelter Kragarme ausgegangen wird, kann nach Meinung des Verfassers der Begriff „gegenseitige Stockwerkverschiebung“ hier auf die Gesamthöhe der Wand bezogen werden.

Dies wird auch als gültig für die massenproportionale Mode 2-Verteilung vorausgesetzt. Diese simuliert ein weiches Erdgeschoß im Versagenszustand. Denkt man sich nun allerdings die Zwischendecken weg – diese haben ja auf die horizontale Tragwirkung aufgrund des Ausschließens einer Rahmenwirkung keinen Einfluss - macht es im Modell keinen Unterschied, ob das Haus ein Geschoß mit 19,2 m Höhe hat oder in der Realität eben mehrere.

Somit ist die Kapazitätskurve für die Wand W1 bzw. W2 im Mode 1 vollständig bestimmt:



Und für den Mode 2:



9.3 Transformation des Mehrmassenschwingers in einen äquivalenten Einmassenschwinger

Um den Verschiebungsbedarf aus dem Bemessungs-Antwortspektrum nach Eurocode EN 1998 -1 ermitteln zu können, wird der Mehrmassenschwinger in einen äquivalenten Einmassenschwinger transformiert: (hier ausführlich für Mode 1 dargestellt)

WAND W1 (Giebelwand)

Äquivalente Masse: $m^* = \Sigma m\phi = 152.549 \text{ kg}$ (mit Einfluss = 10% der Gesamtfläche)

Transformationsbeiwert: $\Gamma = 1,34$

$F^* = F_y^* = V_{Rd}/\Gamma = 358,64 \text{ kN}$

$d^* = d_n/\Gamma = d_u/\Gamma = 57,3 \text{ mm}$

$E_m^* = E_m/\Gamma^2 = 17.735,44 \text{ Nm}$

Fließverschiebung des idealisierten Einmassenschwingers: $d_y^* = 2(d_n^* - E_m^*/F_y^*) = 15,7 \text{ mm}$

Eigenschwingzeit des äquivalenten Einmassenschwingers :

$$T^* = 2\pi \cdot (m^*/k)^{0,5} = 0,51 \text{ s}$$

9.4 Zielverschiebung für den äquivalenten Einmassenschwinger

Die Zielverschiebung für den idealisierten äquivalenten Einmassenschwinger mit unbeschränkt elastischem Verhalten kann nun gem. EN 1998-1 Anhang B Pkt. B.5 ermittelt werden zu:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot [T^*/2\pi]^2 = 36,9 \text{ mm},$$

wobei der Wert $S_e(T^*)$ dem Bemessungs-Antwortspektrum mit

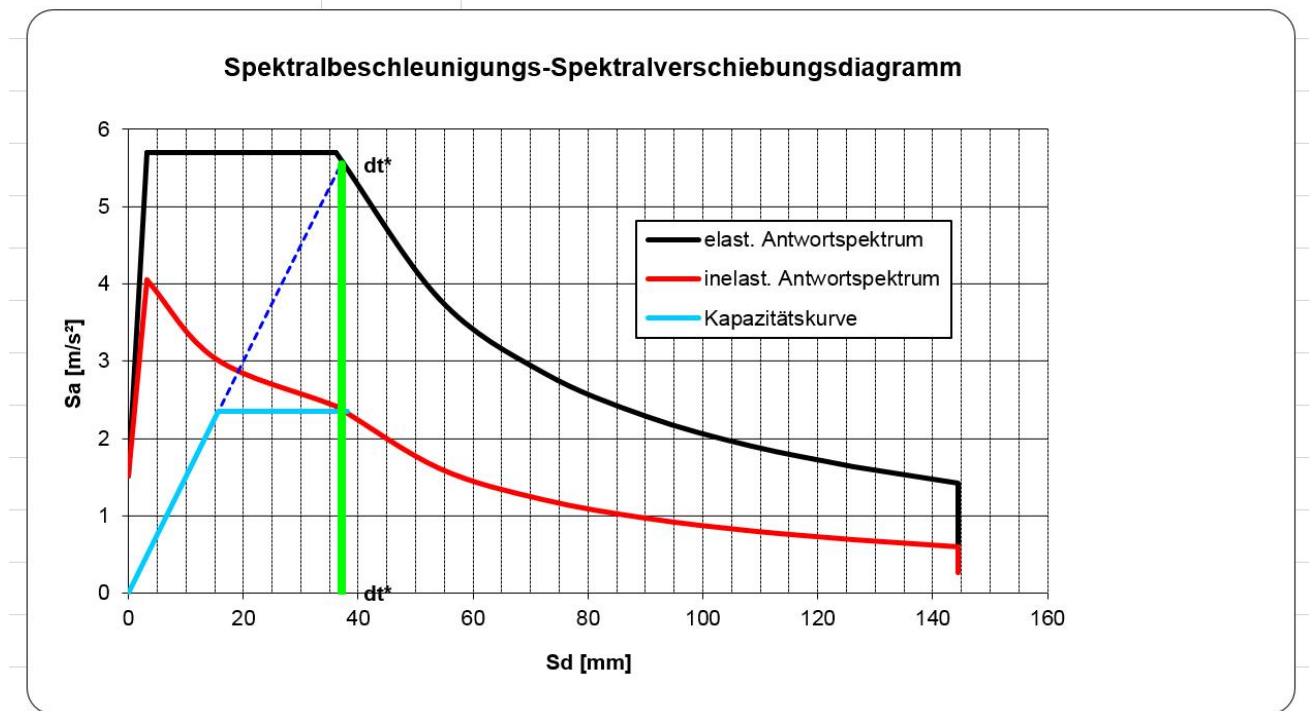
$$S_e(T^*) = 5,52 \text{ m/s}^2$$

entnommen wird und der (Eingangs-)Wert für die Referenzbodenbeschleunigung a_g solange variiert wird, bis $d_{u,ist} = d_{u,soll}$.

Hier beträgt $a_g = 1,90 \text{ m/s}^2$.

Da die Periode $T^* > T_c$ ist, kann die Zielverschiebung d_t^* direkt gleichgesetzt werden mit d_{et}^* :

$$d_t^* = d_{et}^* = 36,9 \text{ mm}$$



9.5 Zielverschiebung des Mehrmassenschwingers

Rücktransformation in das MDOF-System ergibt für den Kontrollknoten: $d_t = \Gamma \cdot d_t^* = 49,4$ mm

Schlussendlich erhält man die Zielverschiebung unter Berücksichtigung von EN1998-1 Pkt. 4.3.3.4.2.3(1):

$d_{u,ist} = 1,5 \cdot 49,4 = 74,1$ mm, wobei 1,5 hier als Sicherheitsbeiwert eingeht.

Dies entspricht in etwa dem Sollwert (Verschiebungsbedarf) von $d_{u,soll} = 76,8$ mm.

Da eigentlich am gewählten Standort des Gebäudes nur eine Referenzbodenbeschleunigung von $a_g = 0,80$ m/s^2 anzusetzen wäre, beträgt der Erfüllungsfaktor

$$\alpha = 1,9/0,8 = 2,38$$

, d.h. wie schon bekannt zeigen sich hier die Tragreserven für die Giebelwände im originären Gebäude.

Mode 2 ist hier nicht maßgebend, sollte aber vorsichtigerweise immer untersucht werden.

Zusammenstellung der Erfüllungsfaktoren der einzelnen Wände:

Pos.	Massenanteil (geschätzt)	V_{rd} [kN]	a_{g,zielverschiebung} [m/s²]	α
W1, W2	10%	480,57	1,90	2,38
W3, W4	8%	295,38	1,21	1,51
W5.1+5.2, 8.1+8.2	8,3%	29,12	0,50	0,62
W6, W7	8,3%	56,25	0,51	0,64
W9, W10, W11, W12	8,4%	27,25	0,50	0,62

Massenanteil:

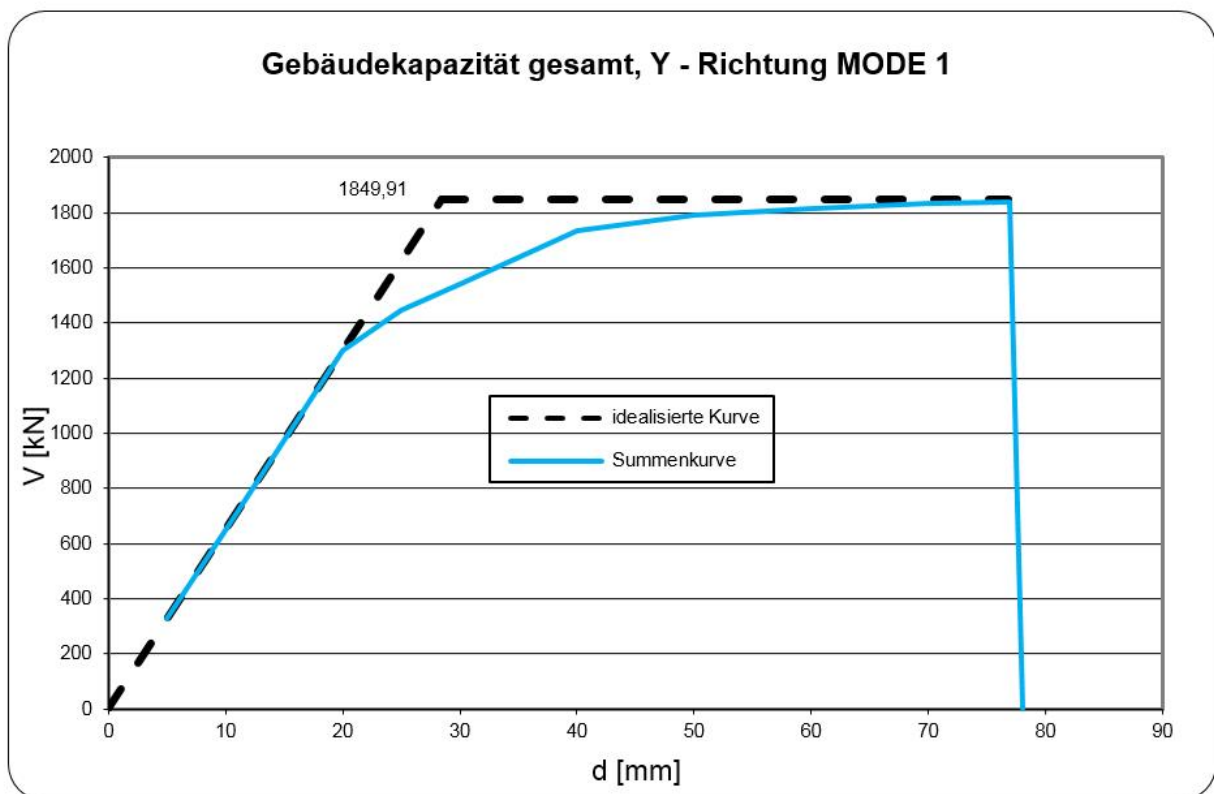
in % zur Gebäude-Gesamtmasse

Der maßgebende Erfüllungsfaktor des Gebäudes in Y-Richtung beträgt für größeres Teilversagen – ohne schubsteife Decke – somit etwa 62 %. Maßgebend sind hier, wie zu erwarten war, die 15er-Zwischenwände.

10. Tragwiderstand quer zur Längsachse mit schubsteifer Decke

Werden z.B. im Zuge eines Dachgeschoß-Ausbaues die einzelnen Wände durch eine schubsteife Decke miteinander gekoppelt, lässt sich die Kapazitätskurve des Gebäudes durch Überlagerung der einzelnen Kapazitätskurven ermitteln:

Für die Y-Richtung sieht die Kapazitätskurve des Gesamtgebäudes folgendermaßen aus:



Überlagerung der Kapazitätskurven der einzelnen Wände in Y-Richtung:

	k	V _{rd}	d _y	d _u	d _u /d _y
W 1	22844	480,68 kN	21,0 mm	76,8 mm	3,65
W2	22844	480,68 kN	21,0 mm	76,8 mm	3,650
W3	7102	295,32 kN	41,6 mm	76,8 mm	1,847
W 4	7102	295,32 kN	41,6 mm	76,8 mm	1,847
W 5	423	38,21 kN	90,3 mm	76,8 mm	0,851
W 6	1301	56,25 kN	43,2 mm	76,8 mm	1,777
W 7	1301	56,25 kN	43,2 mm	76,8 mm	1,777
W 8	423	38,21 kN	90,3 mm	76,8 mm	0,851
W 9	423	27,25 kN	64,4 mm	76,8 mm	1,193
W 10	423	27,25 kN	64,4 mm	76,8 mm	1,193
W 11	423	27,25 kN	64,4 mm	76,8 mm	1,193
W 12	423	27,25 kN	64,4 mm	76,8 mm	1,193
65.036		1.849,91 kN			

$$d_y = \Sigma V_{rd} / \Sigma k \quad 28,4 \text{ mm} \quad 76,8 \text{ mm} \quad d_y = \mathbf{28,4 \text{ mm}}$$

$$V_f = \mathbf{1849,91 \text{ kN}}$$

Variation der Referenzbodenbeschleunigung bis der Verschiebungsbedarf gleich der Bruchverschiebung ist, führt zu:

$$a_g = 1,04 \text{ m/s}^2$$

Transformation Einmassenschwinger - Y Richtung

Mode 1	
$\Gamma =$	1,34
$m^* =$	1.525.486 kg
$k^* = k_{\text{eff}} =$	65.035,75 kN/m
$T^* = 2\pi \cdot (m^*/k)^{0,5} =$	0,96 s

$$E_m = \mathbf{115763,07 \text{ Nm}}$$

$$E_{m^*} = 64443,94 \text{ Nm}$$

$$F^* = F_{y^*} = V_{rd} / \Gamma = \mathbf{1380,24 \text{ kN}}$$

$$d_n^* = d_n / \Gamma = d_u / \Gamma = 57,30 \text{ mm}$$

$$d_y^* = 2(d_n^* \cdot E_m^* / F_{y^*}) = 21,22 \text{ mm}$$

Ordinate des elastischen Beschleunigungsantwortspektrums:

$$Se(T^*)_1 = \mathbf{1,62 \text{ m/s}^2}$$

Mode 2	
$\Gamma =$	1,00
$m^* =$	2.487.900 kg
$k^* = k_{\text{eff}} =$	87.794,48 kN/m
$T^* = 2\pi \cdot (m^*/k)^{0,5} =$	1,06 s

$$E_m = \mathbf{135775,45 \text{ Nm}}$$

$$E_{m^*} = 135775,45 \text{ Nm}$$

$$F^* = F_{y^*} = V_{rd} / \Gamma = \mathbf{2092,65 \text{ kN}}$$

$$d_n^* = d_n / \Gamma = d_u / \Gamma = \mathbf{76,80 \text{ mm}}$$

$$d_y^* = 2(d_n^* \cdot E_m^* / F_{y^*}) = 23,84 \text{ mm}$$

$$Se(T^*)_2 = \mathbf{1,47 \text{ m/s}^2}$$

elastische Zielverschiebung:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot [T^*/2\pi]^2 = 38,0 \text{ mm}$$

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot [T^*/2\pi]^2 = 41,8 \text{ mm}$$

$T^* > T_c$: $dt^* = d_{et}^*$

Zielverschiebung des äquivalenten Einmassenschwingers:

$$d_{t1}^* = 38,0 \text{ mm}$$

$$d_{t2}^* = 41,8 \text{ mm}$$

Rücktransformation, Zielverschiebung für Mehrmassenschwinger:

$$d_{t1} = 51,0 \text{ mm}$$

$$d_{t2} = 41,8 \text{ mm}$$

$$d_t = d_{t1} \cdot \Gamma = 51,0 \text{ mm}$$

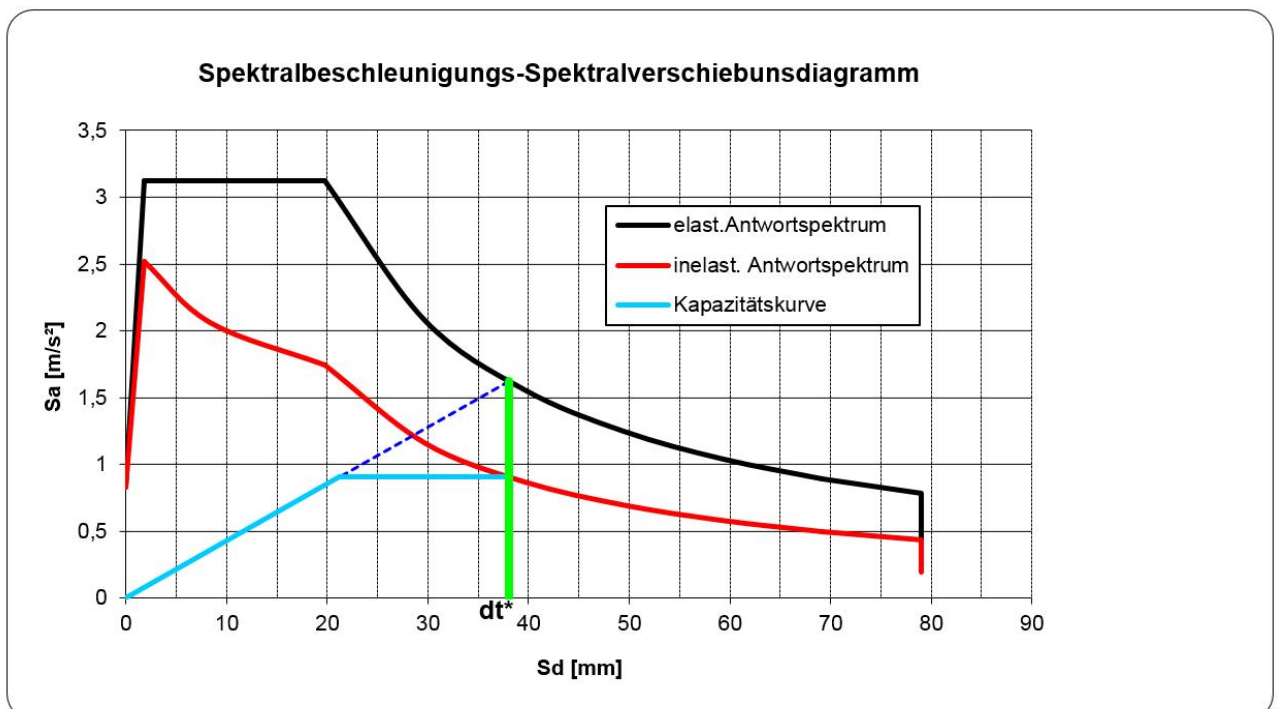
$$k = 1,5$$

Verschiebungsbedarf:

$$k \cdot d_t = d_z = 76,4 \text{ mm}$$

Damit ergibt sich der Erfüllungsfaktor für das Gesamtgebäude in Y-Richtung:

$$\alpha_y = 1,04/0,8 = 1,30$$



11. Tragwiderstand in Längsachse

11.1 Ermittlung der Kapazitätskurve

Analog zur Ermittlung der Kapazitätskurve für das gesamte Gebäude quer zur Längsachse, wird der Tragwiderstand in Längsachse ermittelt:

Pos.	t [cm]	L [m]	Ned [kN]	
			Grundkomb.	Erdbebenkomb.
W13 .1	75	3,00	1806,7	1163,5
W13 .2	75	2,95	2061,2	1327,4
W13 .3	75	3,30	2239,3	1442,1
W13 .4	75	1,60	1374,1	885,0
W13 .5	75	2,50	1832,2	1179,9
W13 .6	75	3,00	1806,7	1163,5

Hier trägt hauptsächlich die Mittelwand die horizontalen Lasten ab, wobei hier in der Berechnung die Flansche an beiden Enden berücksichtigt werden – d.h. es wird angenommen, dass ein ausreichender Verband hergestellt wurde und somit die Voraussetzung für ein Mitwirken gegeben ist.

Die Mittelwand wird aus den bekannten Gründen in Form gekoppelter Einzelkragarme – auf konservativer Seite – modelliert.

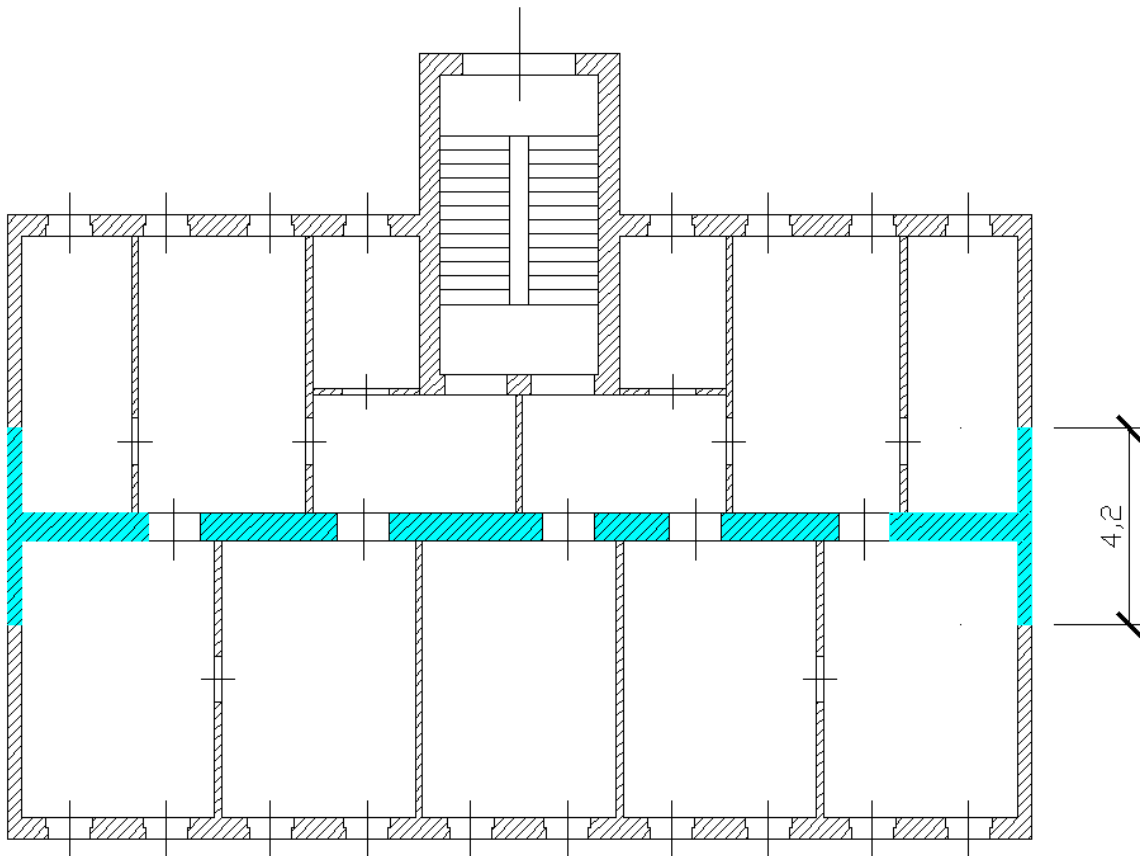


Abb. 5 Mittelwand mit Berücksichtigung der Flansche

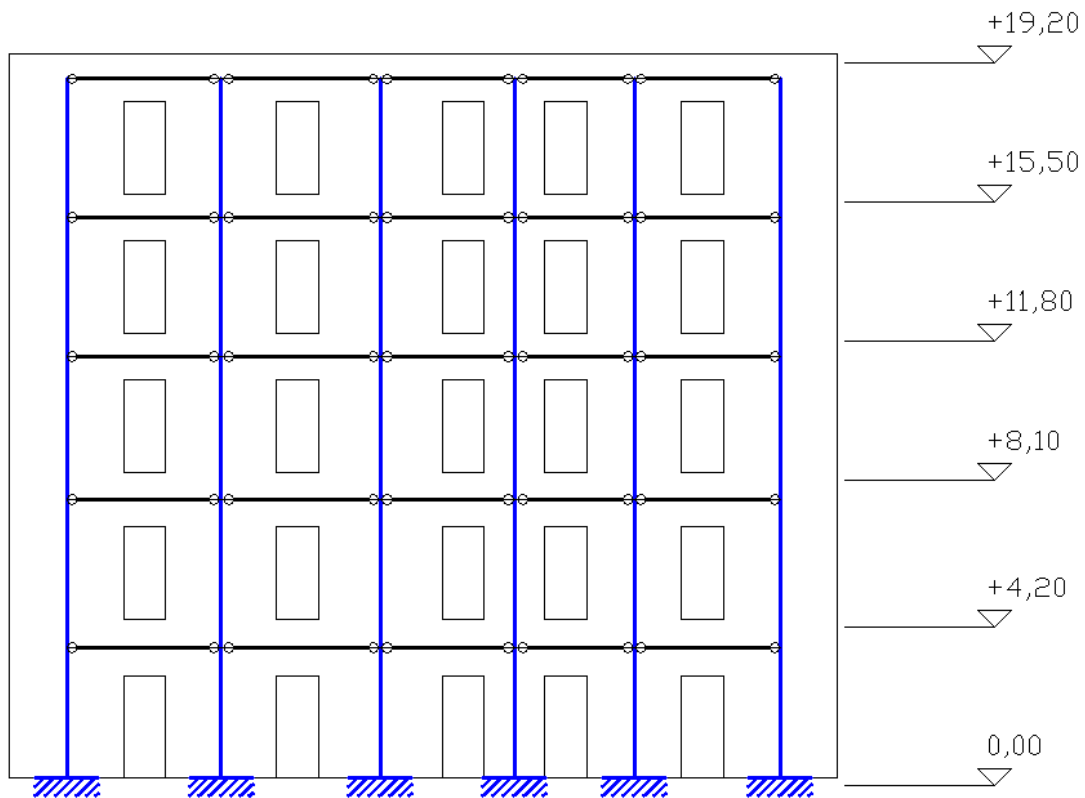


Abb. 6 Mittelwand, modelliert als Einzelkragarme (konservativ)

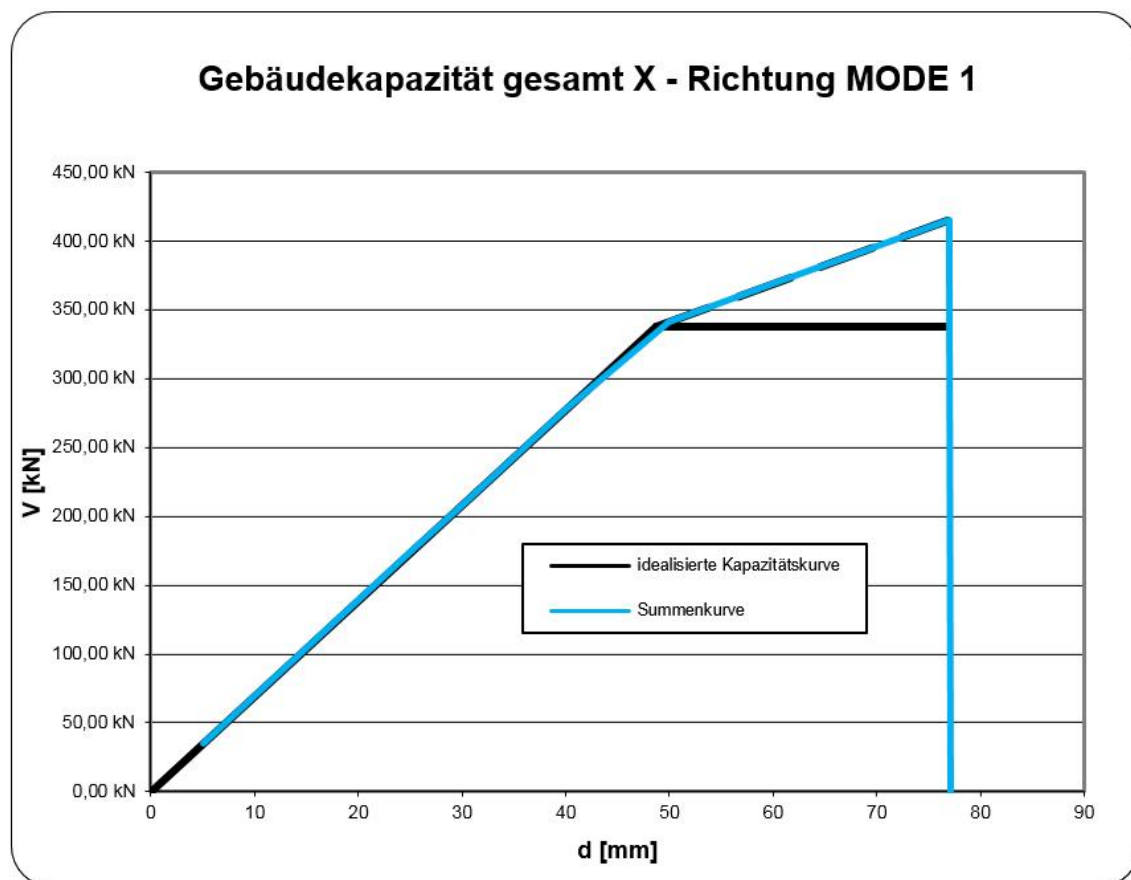
Ermittlung Kapazitätskurve für die Mittelwand (X-Richtung):

Position	I_{eff}	A_{eff}	$d_{y,0}$	d_y	k_{eff}	Dachverschiebung bei		$d_{u,\text{maßg.}}$	d_u/d_y
						Biegev.	Schubv.		
W 13.1	394.593.465 cm ⁴	35550 cm ²	32,80 mm	48,76 mm	2101 kN/m	733 mm	77 mm	77 mm	1,58
W 13.2	160.452.344 cm ⁴	22125 cm ²	87,08 mm	130,15 mm	864 kN/m	746 mm	77 mm	77 mm	0,59
W 13.3	224.606.250 cm ⁴	24750 cm ²	75,03 mm	111,86 mm	1203 kN/m	667 mm	77 mm	77 mm	0,69
W 13.4	25.600.000 cm ⁴	12000 cm ²	194,10 mm	292,26 mm	140 kN/m	1375 mm	77 mm	1375 mm	4,71
W 13.5	97.656.250 cm ⁴	18750 cm ²	108,99 mm	163,37 mm	529 kN/m	880 mm	77 mm	77 mm	0,47
W 13.6	394.593.465 cm ⁴	35550 cm ²	32,80 mm	48,76 mm	2101 kN/m	733 mm	77 mm	77 mm	1,58
				83,48 mm	6937 kN/m				

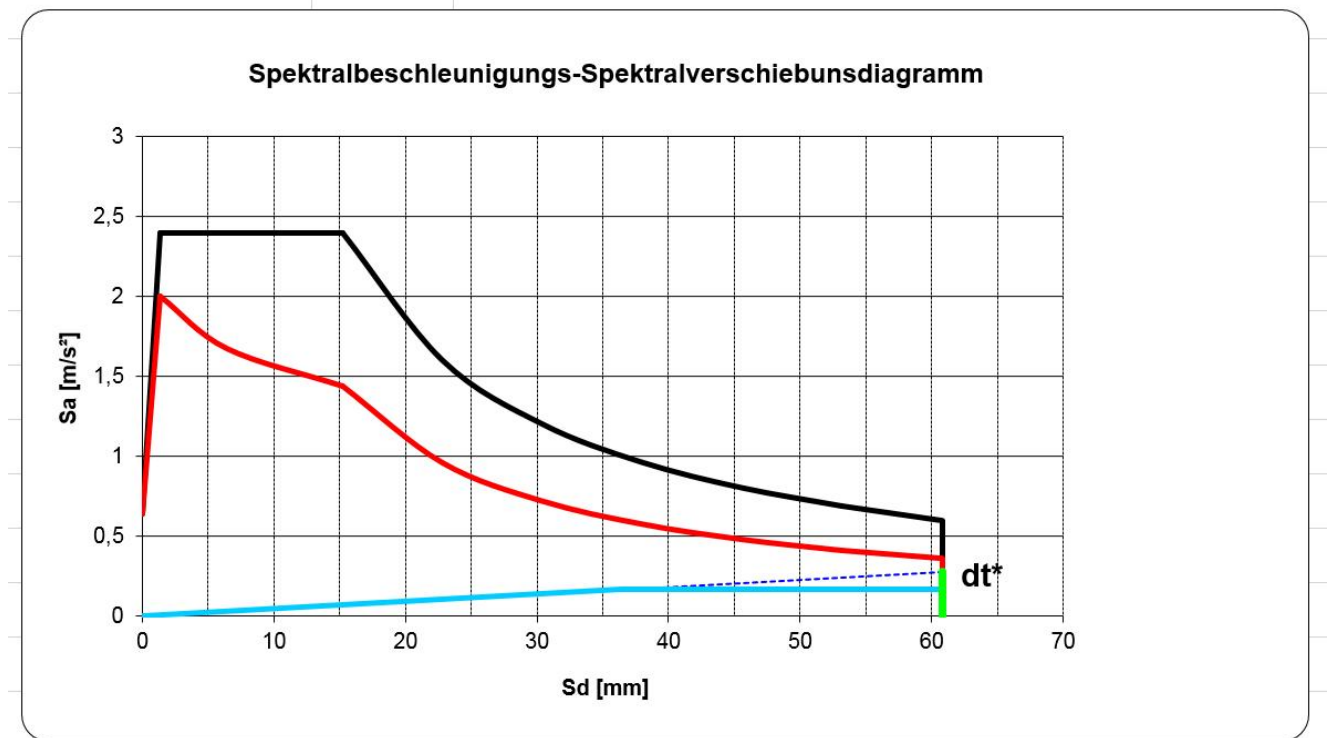
	k	V _{rd}	d _y	d _u	d _u /d _y	V _{rd,d_y-min}	V _{rd,d_u}
W 13.1	2101	102,45 kN	48,8 mm	76,8 mm	1,575	102,45 kN	102,45 kN
W 13.2	864	112,41 kN	130,2 mm	76,8 mm	0,590	42,11 kN	66,33 kN
W 13.3	1203	134,55 kN	111,9 mm	76,8 mm	0,687	58,65 kN	92,37 kN
W 13.4	140	40,87 kN	292,3 mm	1375,2 mm	4,706	6,82 kN	10,74 kN
W 13.5	529	86,38 kN	163,4 mm	76,8 mm	0,470	25,78 kN	40,61 kN
W 13.6	2101	102,45 kN	48,8 mm	76,8 mm	1,575	102,45 kN	102,45 kN
	6.937	579,11 kN				338,26 kN	414,95 kN

$$d = \Sigma V_{rd} / \Sigma k = 83,5 \text{ mm} \quad d_u = 76,8 \text{ mm} \quad d_y = \mathbf{48,8 \text{ mm}}$$

$$V_{rd,d_y-min} = \mathbf{338,26 \text{ kN}}$$



11.2 Ermittlung des Verschiebungsbedarfes: (hier für $a_g = 0,8 \text{ m/s}^2$ ausgewertet):



Transformation Einmassenschwinger - X Richtung

Mode 1	
$\Gamma =$	1,34
$m^* =$	1.525,486 kg
$k^* = k_{\text{eff}} =$	6.937,20 kN/m
$T^* = 2\pi \cdot (m^*/k)^{0,5} =$	2,95 s

Mode 2	
$\Gamma =$	1,00
$m^* =$	2.487,900 kg
$k^* = k_{\text{eff}} =$	9.660,47 kN/m
$T^* = 2\pi \cdot (m^*/k)^{0,5} =$	3,19 s

$E_m = 17731,51 \text{ Nm}$
 $E_{m^*} = 9870,92 \text{ Nm}$
 $F^* = F_{y^*} = V_{rd} / \Gamma = 252,38 \text{ kN}$
 $d_n^* = d_n / \Gamma = d_u / \Gamma = 57,30 \text{ mm}$

$E_m = 28299,44 \text{ Nm}$
 $E_{m^*} = 28299,44 \text{ Nm}$
 $F^* = F_{y^*} = V_{rd} / \Gamma = 681,26 \text{ kN}$
 $d_n^* = d_n / \Gamma = d_u / \Gamma = 76,80 \text{ mm}$

$d_y^* = 2(d_n^* \cdot E_{m^*} / F_y^*) = 36,38 \text{ mm}$

$d_y^* = 2(d_n^* \cdot E_{m^*} / F_y^*) = 70,52 \text{ mm}$

Ordinate des elastischen Beschleunigungsantwortspektrums:
 $Se(T^*)_1 = 0,28 \text{ m/s}^2$

$Se(T^*)_2 = 0,24 \text{ m/s}^2$

elastische Zielverschiebung:
 $d_{el}^*_1 = Se(T^*) \cdot [T^*/2\pi]^2 = 60,8 \text{ mm}$

$d_{el}^*_2 = Se(T^*) \cdot [T^*/2\pi]^2 = 60,8 \text{ mm}$

$T^* > T_c: dt^* = d_{el}^*$

Zielverschiebung des äquivalenten Einmassenschwingers:

$dt^*_1 = 60,8 \text{ mm}$

$dt^*_2 = 60,8 \text{ mm}$

Rücktransformation, Zielverschiebung für Mehrmassenschwinger:

$dt_1 = 81,5 \text{ mm}$

$dt_2 = 60,8 \text{ mm}$

$dt = dt^* \cdot \Gamma = 81,5 \text{ mm}$

$k = 1,5$

Verschiebungsbedarf:

$k \cdot dt = dz = 122,2 \text{ mm}$

Somit ergibt sich für die Mittelwand ein Erfüllungsfaktor von ca. $\alpha = 0,62$.

12. Tragwiderstand in Längsachse nach DG-Ausbau

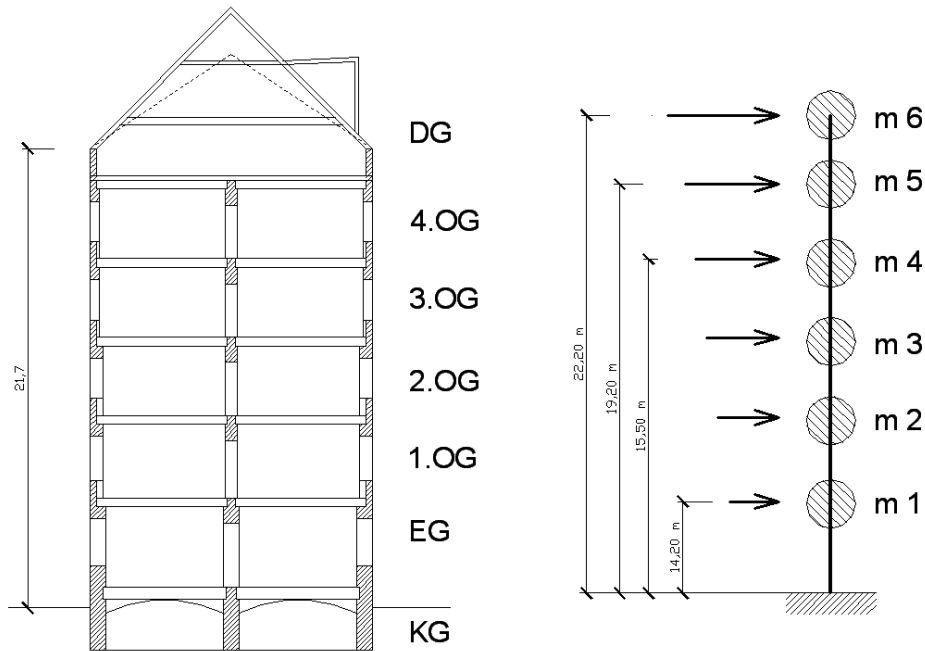


Abb. 6 Diskretisiertes System nach DG- Ausbau

Die neue Aufstellung der modalen Massen ergibt:

Decke über Geschoß	Höhe [m]	z _i [m]	m [kg]	MODE 1				MODE 2			
				φ	Fi'=m·φ	m·φi ²	m·φ·h	φ	Fi'=m·φ	m·φi ²	m·φ·h
DG neu	3,00	22,20	52.300	1,14	59.368	67.390	1.317.960	1	52.300	52.300	1.161.060
OG4	3,70	19,20	670.000	1,00	670.000	670.000	12.864.000	1	670.000	670.000	12.864.000
OG3	3,70	15,50	442.300	0,83	368.583	307.153	5.713.042	1	442.300	442.300	6.855.650
OG2	3,70	11,80	457.700	0,67	305.133	203.422	3.600.573	1	457.700	457.700	5.400.860
OG1	3,90	8,10	483.500	0,50	241.750	120.875	1.958.175	1	483.500	483.500	3.916.350
EG	4,20	4,20	539.200	0,32	174.876	56.716	734.478	1	539.200	539.200	2.264.640
ΣMassenpunkte	6	22,20 m	2.645.000 kg	Σ	1.819.710	1.425.557	26.188.228	Σ	2.645.000	2.645.000	32.462.560
				H _{0,1} = 14,91 m Γ = 1,28				H _{0,2} = Σmφh/Σmφ = 12,27 m Γ = 1,00			

Mode 1	
$\Gamma =$	1,28
$m^* =$	1.819,710 kg
$k^* = k_{\text{eff}} =$	6.496,74 kN/m
$T^* = 2\pi \cdot (m^*/k)^{0,5} =$	3,33 s

$$E_m = 16884,67 \text{ Nm}$$

$$E_{m^*} = 10362,32 \text{ Nm}$$

$$F^* = F_{y^*} = V_{rd} / \Gamma = 256,19 \text{ kN}$$

$$d_n^* = d_n / \Gamma = d_u / \Gamma = 60,16 \text{ mm}$$

$$d_y^* = 2(d_n^* \cdot E_m^* / F_y^*) = 39,43 \text{ mm}$$

Ordinate des elastischen Beschleunigungsantwortspektrums:

$$Se(T^*)_1 = 0,22 \text{ m/s}^2$$

elastische Zielverschiebung:

$$d_{\text{el}}^* = Se(T^*) \cdot [T^*/2\pi]^2 = 60,8 \text{ mm}$$

$T^* > T_c$: $dt^* = d_{\text{el}}^*$

Zielverschiebung des äquivalenten Einmasseschwingers:

$$dt_1^* = 60,8 \text{ mm}$$

Rücktransformation, Zielverschiebung für Mehrmassenschwinger:

$$dt_1 = 77,6 \text{ mm}$$

$$dt = dt^* \cdot \Gamma = 77,6 \text{ mm}$$

$$k = 1,5$$

Verschiebungsbedarf:

$$k \cdot dt = dz = 116,4 \text{ mm}$$

Mode 2	
$\Gamma =$	1,00
$m^* =$	2.645,000 kg
$k^* = k_{\text{eff}} =$	8.995,27 kN/m
$T^* = 2\pi \cdot (m^*/k)^{0,5} =$	3,41 s

$$E_m = 26469,94 \text{ Nm}$$

$$E_{m^*} = 26469,94 \text{ Nm}$$

$$F^* = F_{y^*} = V_{rd} / \Gamma = 658,48 \text{ kN}$$

$$d_n^* = d_n / \Gamma = d_u / \Gamma = 76,80 \text{ mm}$$

$$d_y^* = 2(d_n^* \cdot E_m^* / F_y^*) = 73,20 \text{ mm}$$

$$Se(T^*)_2 = 0,21 \text{ m/s}^2$$

$$d_{\text{el}}^* = Se(T^*) \cdot [T^*/2\pi]^2 = 60,8 \text{ mm}$$

$$dt_2^* = 60,8 \text{ mm}$$

$$dt_2 = 60,8 \text{ mm}$$

13. Tragwiderstand in Längsachse vor und nach Verstärkung, Vergleich Druckstrebenmodell

13.1 Druckstreben vor Verstärkung



Abb. 7 Mittelwand, Druckstrebenverlauf

13.2 Druckstreben nach Verstärkung durch Rahmeneinbau in den Türen im 1. und 2. OG

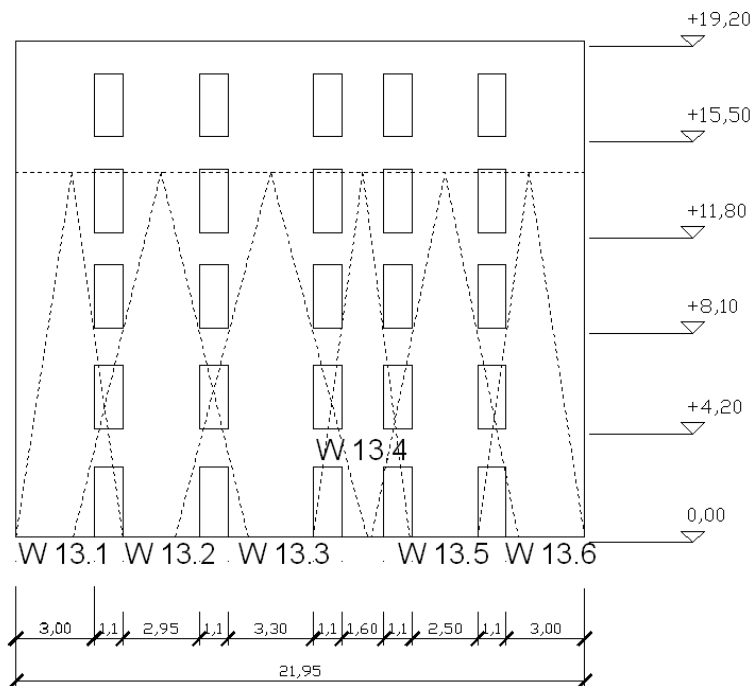


Abb. 8 Mittelwand, Druckstrebenverlauf nach Verstärkung

Die rechnerische Pfeilerlängen D ergeben sich dann zu:

Position	N	D	t	Typ
W 13.1	1163,50 kN	4,30 m	0,75 m	T - Querschnitt
W 13.2	1327,40 kN	6,80 m	0,75 m	Rechteck
W 13.3	1442,10 kN	7,40 m	0,75 m	Rechteck
W 13.4	885,00 kN	3,80 m	0,75 m	Rechteck
W 13.5	1179,90 kN	5,70 m	0,75 m	Rechteck
W 13.6	1163,50 kN	4,30 m	0,75 m	T - Querschnitt

Und der Verschiebungsbedarf bei $a_g = 0,8 \text{ m/s}^2$ errechnet sich zu:

Mode 1	
$\Gamma =$	1,34
$m^* =$	1.525.486 kg
$k^* = k_{\text{eff}} =$	33.927,80 kN/m
$T^* = 2\pi \cdot (m^*/k)^{0,5} =$	1,33 s

Mode 2	
$\Gamma =$	1,00
$m^* =$	2.487.900 kg
$k^* = k_{\text{eff}} =$	46.814,21 kN/m
$T^* = 2\pi \cdot (m^*/k)^{0,5} =$	1,45 s

$E_m = 69005,33 \text{ Nm}$
 $E_{m^*} = 38414,45 \text{ Nm}$
 $F^* = F_{y^*} = V_{rd} / \Gamma = 861,08 \text{ kN}$
 $d_n^* = d_n / \Gamma = d_u / \Gamma = 57,30 \text{ mm}$

$E_m = 84444,20 \text{ Nm}$
 $E_{m^*} = 84444,20 \text{ Nm}$
 $F^* = F_{y^*} = V_{rd} / \Gamma = 1354,79 \text{ kN}$
 $d_n^* = d_n / \Gamma = d_u / \Gamma = 76,80 \text{ mm}$

$d_{y^*} = 2(d_n^* \cdot E_m^* / F_{y^*}^*) = 25,38 \text{ mm}$

$d_{y^*} = 2(d_n^* \cdot E_m^* / F_{y^*}^*) = 28,94 \text{ mm}$

Ordinate des elastischen Beschleunigungsantwortspektrums:

$Se(T^*)_1 = 0,90 \text{ m/s}^2$

$Se(T^*)_2 = 0,83 \text{ m/s}^2$

elastische Zielverschiebung:

$d_{et}^*_1 = Se(T^*)_1 \cdot [T^*/2\pi]^2 = 40,5 \text{ mm}$

$d_{et}^*_2 = Se(T^*)_2 \cdot [T^*/2\pi]^2 = 44,0 \text{ mm}$

$T^* > T_c: dt^* = d_{et}^*$

Zielverschiebung des äquivalenten Einmassenschwingers:

$dt^*_1 = 40,5 \text{ mm}$

$dt^*_2 = 44,0 \text{ mm}$

Rücktransformation, Zielverschiebung für Mehrmassenschwinger:

$dt_1 = 54,3 \text{ mm}$

$dt_2 = 44,0 \text{ mm}$

$dt = dt^* \cdot \Gamma = 54,3 \text{ mm}$

$k = 1,5$

Verschiebungsbedarf:

$k \cdot dt = dz = 81,4 \text{ mm}$

Es zeigt sich somit, dass auf diese Weise eine Horizontallastabtragung von nahezu 100% des normgemäßen Erdbebens nachgewiesen werden kann.

14. Tragwiderstand in Längsachse mit schubsteifer Decke

Die Verbesserung der Gebäudetragsicherheit durch Einbau einer schubsteifen Decke lässt sich aber auch anhand der Außenwände zeigen; Denn konnten diese ursprünglich nur als reine Kragarme angesehen werden, sind sie nach Koppelung mit der Mittelwand als Träger auf zwei Stützen zu betrachten:

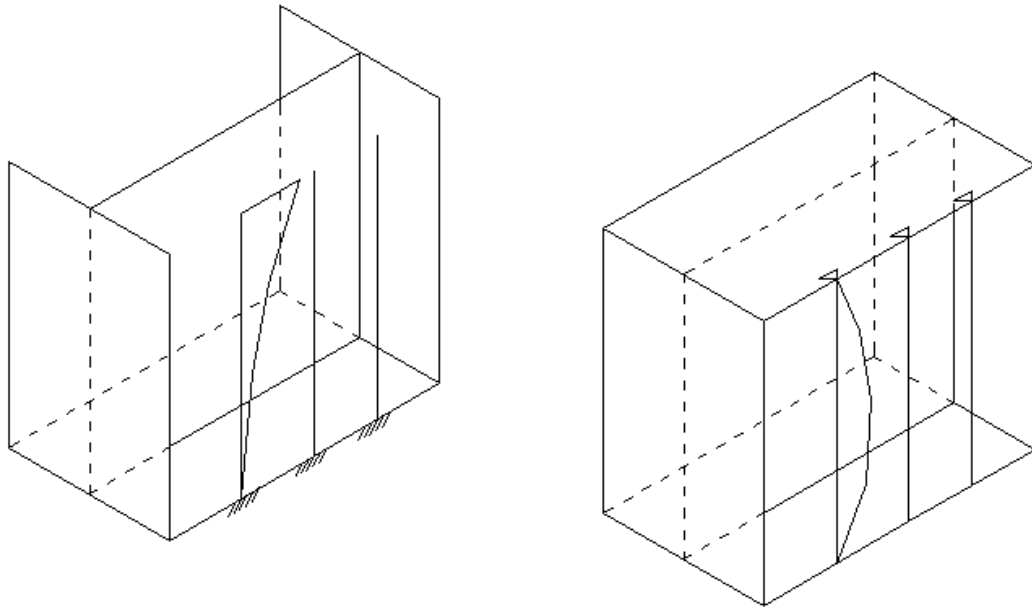
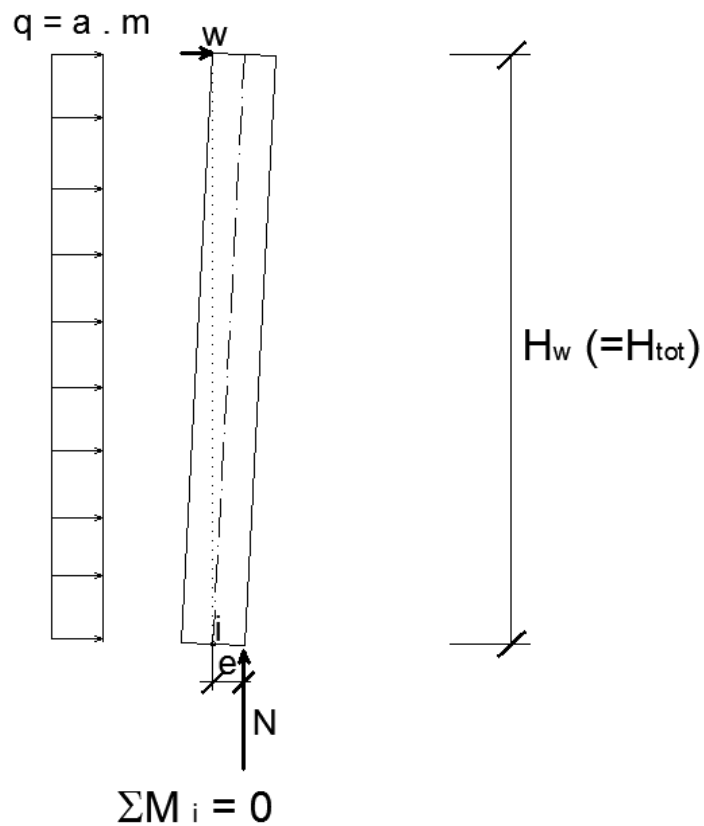


Abb. 9 Außenwandschwingung vor und nach Koppelung

Rechnerisch kann das folgendermaßen festgestellt werden, wobei hier auf die Ansätze aus [5] zurückgegriffen wird:

14.1 Ausgangssituation, vor Einbau einer schubsteifen Decke:



Elastizitätsmodul Mauerwerk:	$E_m =$	8,14E+05	kN/m^2	$= 814 N/mm^2$
Wandstärke:	$t_w =$	1,30	m	(hier Fassadenpfeilerlänge)
Wandhöhe:	$H_w =$	19,20	m	
	$b_w =$	0,75	m	
Bemessungsantwortbeschl.:	$a_d =$	0,80	m/s^2	
Teilsicherheitsbeiwert:	$\gamma =$	2,00	-	(Ansatz gem. [5])
Auflagerbedingungen:		Kragwand		

ANMERKUNG: Teilsicherheitsbeiwert wird auf der vorsichtigen Seite mit $\gamma = 2.0$ belassen ($\gamma_{EN1998} = 1.67$).

Geschoßlasten für einen Fassadenpfeiler [kN]:

Decke	H_i	P_i	F_i	$(H \cdot P)_i$	$(H \cdot F)_i$
9	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0
5	19,2	91	72,8	1747,2	1397,76
4	15,5	74	59,2	1147	917,6
3	11,8	92	73,6	1085,6	868,48
2	8,1	96	76,8	777,6	622,08
1	4,2	122	97,6	512,4	409,92
Σ		475	380	5269,8	4215,84

P inkl. Eigengewicht Mauerwerk

$$m = 2,47 \text{ t/m}$$

Berechnung:

Druckkraft im Fußpunkt:	$N =$	475	kN	
Trägheitsmoment:	$I_w =$	0,14	m^3	
Bem.druckfestigkeit Mauer:	$f_d =$	1,75	N/mm ²	
Tiefe der Druckzone:	$a_w =$	0,43	m	426 mm
Maximale Exzentrizität:	$e_{z \text{ max}} =$	0,44	m	

Zustand I, Anfang Rissbildung

Moment:	$M_{cr} =$	102,92	kNm/m
Rissbildungsersatzlast:	$q_{cr} =$	0,56	kN/m/m
Durchbiegung	$w_{cr} =$	0,08	m
Exzentrizität (t/6):	$e_{cr} =$	0,22	m
Beschleunigung:	$a_{cr} =$	0,15	m/s ²

Zustand II, Rissbildung bis zur 1/2 Dicke

Moment:	$M_2 =$	205,83	kNm/m
Durchbiegung	$w_2 =$	0,34	m
Exzentrizität (t/3):	$e_2 =$	0,43	m
Beschleunigung:	$a_2 =$	0,21	m/s ²

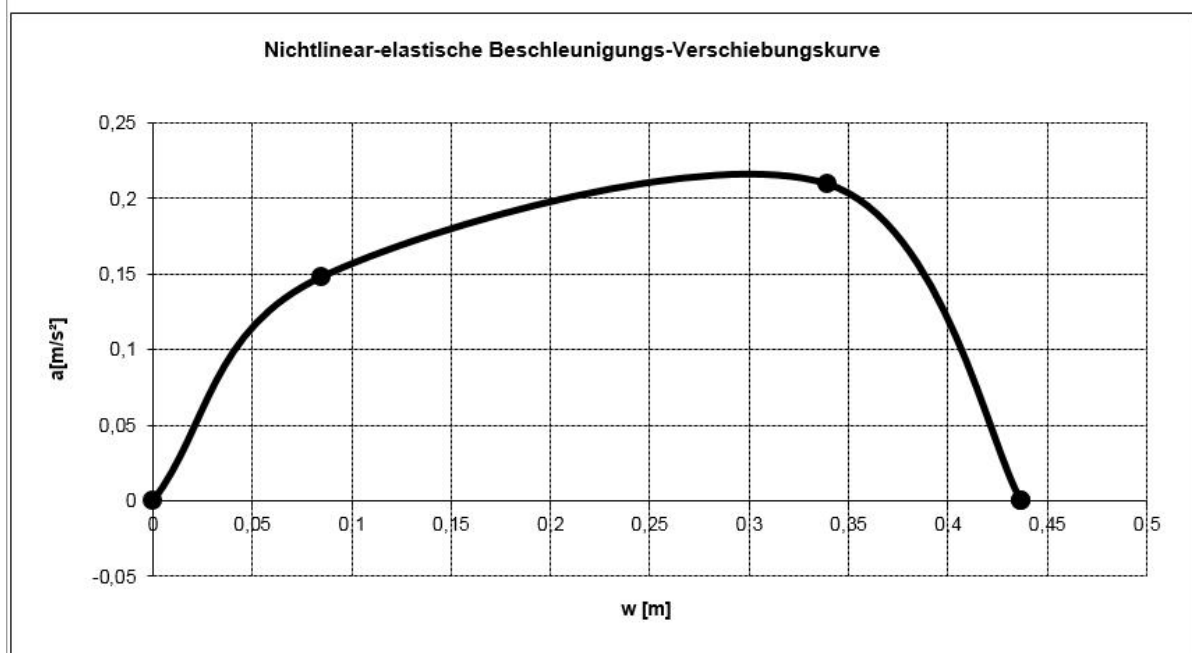
Zustand III, Rissbildung bis zur 3/4 Dicke

Moment:	$M_3 =$	257,29	<i>kNm/m</i>
Durchbiegung	$w_3 =$	0,68	<i>m</i>
Exzentrizität (5/12*t):	$e_3 =$	0,54	<i>m</i>
Beschleunigung:	$a_3 =$	0,13	<i>m/s²</i>

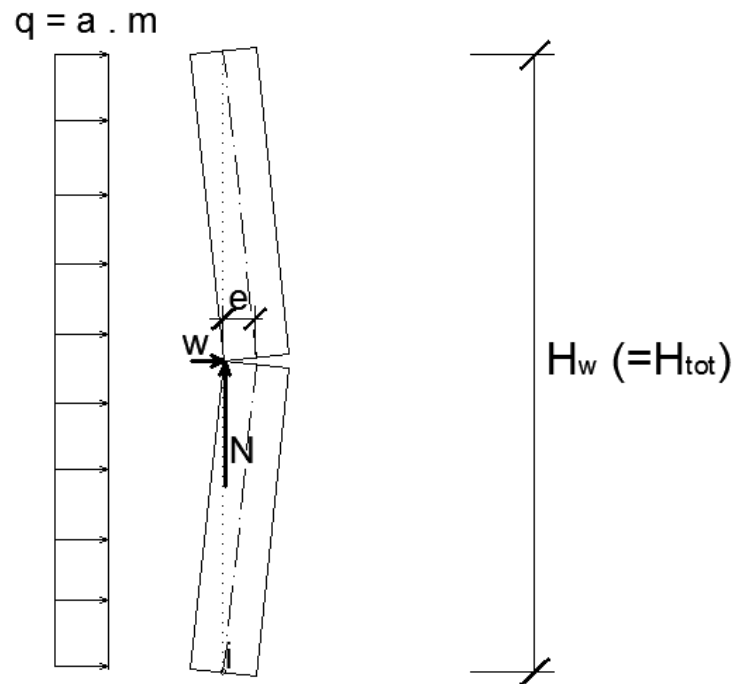
Zustand IV, Versagen

Moment:	$M_u =$	516,38	<i>kNm/m</i>
Durchbiegung	$w_u =$	0,44	<i>m</i>
Exzentrizität (t/3):	$e_u =$	0,43	<i>m</i>
Beschleunigung:	$a_u =$	0,00	<i>m/s²</i>

Fläche A_1 unter der Kurve:	$A_1 =$	0,06	<i>m²/s²</i>
Anfangssteifigkeit:	$k_0 =$	1,75	<i>1/s²</i>
Äquivalente Antwortbeschl.:	$a_e =$	0,47	<i>m/s²</i>
Bem. Äquivalente Antw.Beschl.:	$a_{ed} =$	0,23	<i>m/s²</i>
Bemessungsantwortbeschl.:	$a =$	0,80	<i>m/s²</i>
Kapazität:	$\alpha =$	29	%



14.2 Situation nach DG-Ausbau und Einbau einer schubsteifen Decke:



$$\sum M_i = 0$$

Elastizitätsmodul Mauerwerk:	$E_m =$	8,14E+05	kN/m^2	$= 814 N/mm^2$
Wandstärke:	$t_w =$	1,30	m	
Wandhöhe:	$H_w =$	19,20	m	
Wandbreite:	$b_w =$	0,60	m	Wandmitte
Bemessungsantwortbeschl.:	$a_d =$	0,80	m/s^2	
Teilsicherheitsbeiwert:	$\gamma =$	2,00	-	
Auflagerbedingungen:		Beidseitig gelenkig		

Decke	H_i	P_i	F_i	$(H \cdot P)_i$	$(H \cdot F)_i$
9	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0
5	19,2	124	99,2	2380,8	1904,64
4	15,5	74	59,2	1147	917,6
3	11,8	92	73,6	1085,6	868,48
2	8,1	96	76,8	777,6	622,08
1	4,2	122	97,6	512,4	409,92
Σ		508	406,4	5903,4	4722,72

Berechnung:

Ersatzmasse:	$M =$	52	t
Ersatzlinienmasse:	$m =$	2,70	t/m
Druckkraft in Wandmitte:	$N =$	254	kN
Masse der Wand:	$m =$	2,70	t/m
Trägheitsmoment:	$I_w =$	0,11	m ⁴
Bem.druckfestigkeit Mauer:	$f_d =$	1,75	N/mm ²
Tiefe der Druckzone:	$a_w =$	0,28	m
Maximale Exzentrizität:	$e_{z \max} =$	0,51	m
Rissbildungsersatzlast:	$q_{cr} =$	1,19	kN/m

Zustand I, Anfang Rissbildung

Moment:	$M_{cr} =$	55,03	kNm
Durchbiegung	$w_{cr} =$	0,02	m
Exzentrizität (t/6):	$e_{cr} =$	0,22	m
Beschleunigung:	$a_{cr} =$	0,39	m/s ²

Zustand II, Rissbildung bis zur 1/2 Dicke

Moment:	$M_2 =$	110,07	kNm/m
Durchbiegung	$w_2 =$	0,09	m
Exzentrizität (t/3):	$e_2 =$	0,43	m
Beschleunigung:	$a_2 =$	0,69	m/s ²

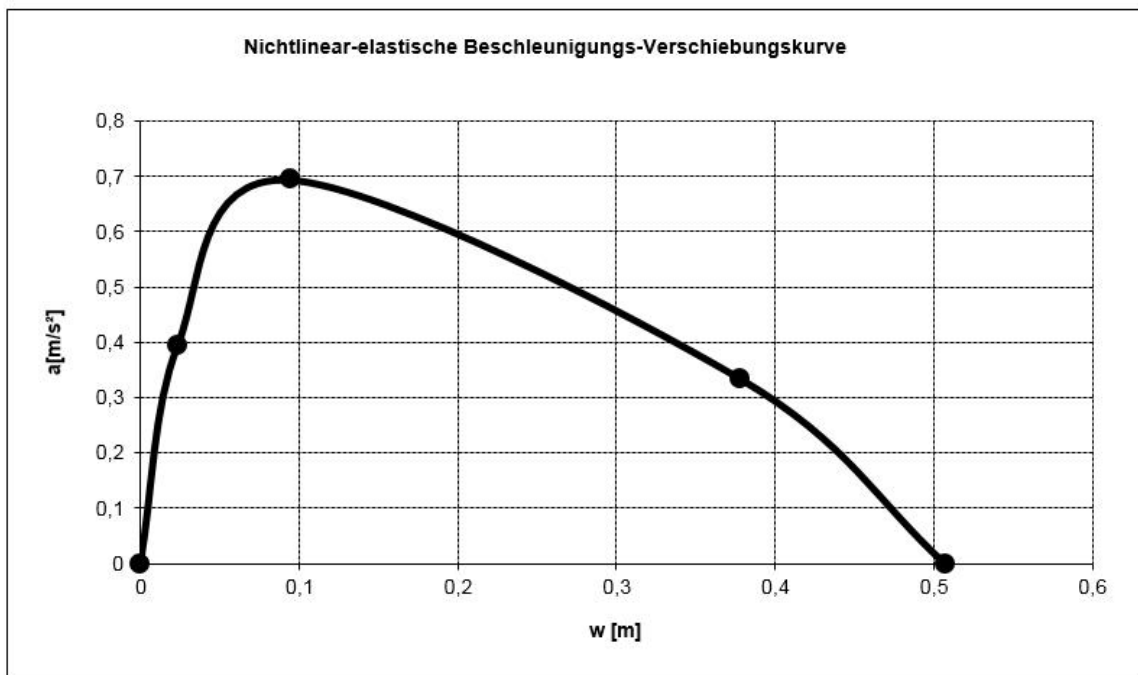
Zustand III, Rissbildung bis zur 3/4 Dicke

Moment:	$M_3 =$	137,58333	<i>kNm/m</i>
Durchbiegung	$w_3 =$	0,37814	<i>m</i>
Exzentrizität (5/12*t):	$e_3 =$	0,54167	<i>m</i>
Beschleunigung:	$a_3 =$	0,33421	<i>m/s²</i>
Lienarisierung notwendig	$lin_3:$	N	<i>bool</i>

Zustand IV, Versagen

Moment:	$M_u =$	128,95658	<i>kNm/m</i>
Durchbiegung	$w_u =$	0,50770	<i>m</i>
Exzentrizität (t/3):	$e_u =$	0,50770	<i>m</i>
Beschleunigung:	$a_u =$	0	<i>m/s²</i>

Fläche A_1 unter der Kurve:	$A_1 =$	0,2104	<i>m²/s²</i>
Anfangssteifigkeit:	$k_0 =$	16,6927	<i>1/s²</i>
Äquivalente Antwortbeschl.:	$a_e =$	2,6505	<i>m/s²</i>
Bem. Äquivalente Antw.Beschl.:	$a_{ed} =$	1,3252	<i>m/s²</i>
Bemessungsantwortbeschl.:	$a_d =$	0,8000	<i>m/s²</i>
Kapazität:	$\alpha =$	166	%



Literatur zur Erläuterung E03 inkl. Anhänge

- [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