

7

92. Jahrgang
Juli 2015, S. 496–508
ISSN 0932-8351
A 1556

Sonderdruck

Bautechnik

Zeitschrift für den gesamten Ingenieurbau



Beitrag zur Erdbebenbemessung im Holztafelbau

**Ermittlung der Grundschwingdauer unter Berücksichtigung von
Biege und Schubsteifigkeit**

Burkhard Walter
Falk Hoffmann-Berling

Beitrag zur Erdbebenbemessung im Holztafelbau

Ermittlung der Grundschwingdauer unter Berücksichtigung von Biege- und Schubsteifigkeit

Dieser Aufsatz behandelt die Erdbebenbemessung von Holzbauwerken und deren dynamisches Verhalten. Dabei liegt besonderes Augenmerk auf der Holztafelbauweise. Bei dieser Bauweise setzt sich die dynamische Bauwerksantwort aus mehreren Verformungsanteilen zusammen. Die zutreffende Berücksichtigung der Schub- und Biegesteifigkeiten hat einen entscheidenden Einfluss auf die Ermittlung der Grundschwingdauer von Bauwerken in Holztafelbauweise. Hierfür werden in der Praxis anwendbare Ingenieurmodelle vorgestellt und anhand von Beispielberechnungen erläutert.

Keywords Erdbebennachweis; Holztafelbau; Eurocode 8

1 Einführung: Grundlagen der Erdbebenanalyse

In einigen Gebieten Deutschlands, vor allem aber im südlichen Europa, ist für jedes neu zu errichtende Gebäude ein rechnerischer Erdbebennachweis zu führen. Die seismische Einwirkung wird durch ein Bemessungsantwortspektrum nach Eurocode 8 (EC 8) [1, 2] beschrieben. Dafür werden gemäß EC 8 verschiedene Ausgangsparameter benötigt. Diese sind z. B. die Bodenbeschleunigung sowie die Bodenbeschaffenheit. Die Bodenbeschleunigung ist in Abhängigkeit der Erdbebenzone festgelegt. Der deutschen Erdbebenzone 3 liegt z. B. eine Bodenbeschleunigung von $a_g = 0,8 \text{ m/s}^2$ zugrunde. Die deutschen Erdbebengebiete gelten als Schwachbebengebiete. In einigen Teilen Italiens und Griechenlands sind dagegen Bodenbeschleunigungen von bis zu $3,6 \text{ m/s}^2$ zu berücksichtigen. Die auf Bauwerke einwirkenden Erdbebenlasten sind weiterhin von der Bodenbeschaffenheit abhängig. Hier wird im nationalen Anhang zum EC 8 der Bodenparameter S in Abhängigkeit des geologischen Untergrundes und des anstehenden Baugrundes ermittelt. Dieser Bodenparameter S hat für Deutschland (NA) je nach Kombination von Untergrund und Baugrund einen Wert zwischen $S = 0,75$ und $S = 1,5$. Dies bedeutet, dass die einwirkenden Erdbebenlasten rechnerisch abgemindert oder verstärkt werden. Ein weiterer Faktor für die Erdbebenbemessung ist der Bedeutungsbeiwert γ_1 . Für übliche Wohn- und Bürogebäude beträgt dieser Wert 1,0. Für Bauwerke wie Krankenhäuser und Verwaltungsgebäude, die auch nach einem Katastrophenfall noch funktions-

Contribution to seismic design of timber structures

This contribution deals with the seismic design of timber structures and their dynamic response with particular focus on wood-panel buildings. In this kind of constructions several deformation types contribute to the overall dynamic response. The appropriate consideration of shear and flexural stiffness has an crucial influence on the determination of the fundamental periods of wood-panel structures. For this purpose engineering models suitable for practical use are presented and demonstrated by worked examples.

Keywords seismic design; timber framed structure; Eurocode 8

tüchtig sein müssen, beträgt dieser Faktor dagegen 1,4. Grundlage für einen Bedeutungsbeiwert γ_1 von 1,0 ist eine 10%-ige Überschreitungswahrscheinlichkeit des Bemessungsbebens innerhalb von 50 Jahren (übliche Nutzungsdauer). Das entspricht einer statistischen Wiederkehrperiode von 475 Jahren. Durch die Erhöhung des Faktors auf 1,4 vergrößert sich die statistische Wiederkehrperiode auf 1275 Jahre, die Überschreitungswahrscheinlichkeit reduziert sich innerhalb der Nutzungsdauer von 50 Jahren auf 4 % [3].

Das prinzipielle Vorgehen bei der Erdbebenbemessung nach EC 8 besteht in der Regel darin, das dynamische

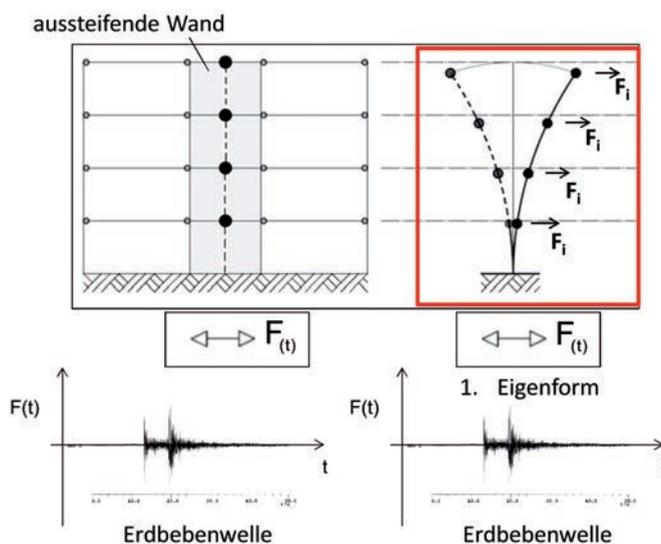


Bild 1 Berücksichtigung der dynamischen Einwirkung aus einem Erdbeben durch statische Ersatzlasten
Consideration of the dynamic effect of an earthquake by static equivalent loads

*) Corresponding author: walter@ing-walter.de

Submitted for review: 09 May 2014

Revised: 10 March 2015

Accepted for publication: 12 March 2015

$$S_e(T) = f(a_g, S)$$

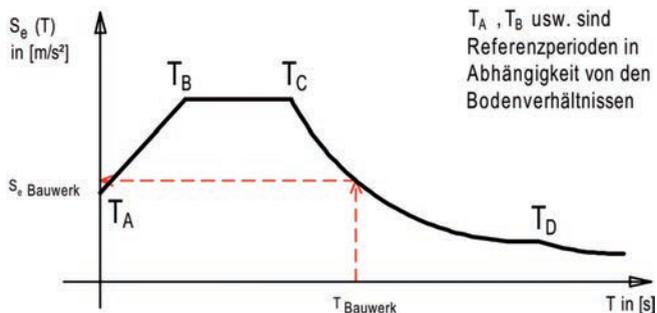


Bild 2 Elastisches Antwortspektrum [1, 2]
Elastic response spectrum [1, 2]

Verhalten des Gebäudes infolge der Erdbebeneinwirkung durch statische Erdbebenersatzlasten abzubilden (Bild 1).

Diese Ersatzlast wird nach dem Antwortspektrum als Funktion der Schwingdauer (T) eines Gebäudes ermittelt (Bild 2). Für übliche Bauwerke mit $T > T_C$ gilt: Je länger die Schwingdauer ist, desto kleiner wird die anzusetzende Bemessungsbeschleunigung. Die Gesamterdbebenkraft $F = M \cdot S_e(T)$ wird folglich kleiner. Die Schwingdauer wiederum ist abhängig von der mitschwingenden Masse und der Gesamtsteifigkeit eines Gebäudes. Je nach Bodenbeschaffenheit und statischem Aussteifungssystem trägt die Federsteifigkeit des Bodens zur Schwingdauer eines Gebäudes bei. Für Gebäude mit aussteifenden Holztafelwänden spielt die Bodenbeschaffenheit keine wesentliche Rolle und kann meist vernachlässigt werden.

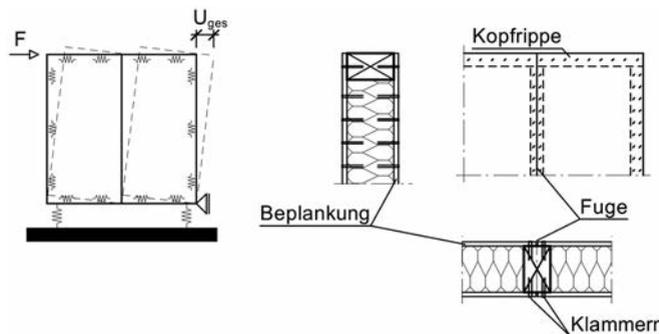
Während es im Stahl- und Stahlbetonbau meist ausreichend ist, die Systemsteifigkeit in Abhängigkeit des E-Moduls E und des Trägheitsmomentes I zu ermitteln, wird in den folgenden Abschnitten gezeigt, dass bei durch Holztafelelemente ausgesteiften Gebäuden weitere Systemkennwerte bei der Ermittlung der Gesamtsteifigkeit zu berücksichtigen sind.

2 Systemsteifigkeit einer Holztafelwand

2.1 Rechnerische Steifigkeit einer Holztafelwand

Der prinzipielle Aufbau einer aussteifenden Holztafelwand besteht aus Rippen, Beplankung (aus Holz- oder Gipswerkstoffen) und Verbindungsmitteln wie Nägel, Klammern oder Schrauben (Bild 3). Da es sich bei der Holztafelbauweise um eine Verbundkonstruktion handelt, muss deren Gesamtsteifigkeit betrachtet werden. Es ist zu berücksichtigen, dass sich die Gesamtverformung aus unterschiedlichen Verformungsanteilen zusammensetzt. Die gesamte Kopfverformung u_{ges} ist in Bild 3 gezeigt.

Der Verformungsberechnung einer Holztafel liegt das ideale Schubfeldmodell nach Eurocode 5 [4, 5] zugrun-



$$U_{ges} = u_{K,inst} + u_{G,inst} + u_{E,inst} + u_{V1,inst} + u_{V2,inst}$$

Bild 3 Systemabbildung, Kopfverformung einer Holztafelwand
Principle System, horizontal deformation of a timber framed wall element

de, welches auf der Annahme beruht, dass die Verbindungsmittel ausschließlich parallel zum Plattenrand belastet werden und dass sich alle Verbindungsmittel im vollplastischen Zustand befinden. Die Berechnung der einzelnen Verformungsanteile kann der Literatur entnommen werden [6]. Nachfolgend werden die verschiedenen Verformungsanteile einer Holztafelwand kurz aufgeführt.

1. Die Verformung aus dem nachgiebigen Verbund der Rippen und der Beplankung durch die Verbindungsmittel $u_{K,inst}$
2. Die Schubverformung der Beplankung $u_{G,inst}$
3. Die Normalkraftverformung der Randrippen $u_{E,inst}$
4. Der Verformungseinfluss durch auftretende Querdruckpressungen an der durch Querdruck beanspruchten Randrippe $u_{V1,inst}$
5. Der Verformungsanteil der Zugverankerung $u_{V2,inst}$

Neben verschiedenen Materialparametern (wie E-Modul und Schubmodul) und konstruktiven Parametern (Beplankungsdicke und Verbindungsmittelabstand) hat vor allem auch die Tafelgeometrie einen wesentlichen Einfluss auf die Größe der unterschiedlichen Verformungsanteile. In Tab. 1 sind zur Verdeutlichung die unterschiedlichen Anteile einer eingeschossigen Wandtafel für unterschiedliche Abmessungen bei ansonsten identischem Aufbau sowie gleich großem und konstantem Schubfluss prozentual zusammengestellt.

Bei kürzeren Wandtafeln sind die Anteile aus der Normalkraftverformung der Randrippen und der Schwellenpressung größer (Tab. 1). Mit zunehmender Länge steigt der Anteil der Schubverformung sowohl der Verbindungsmittel als auch der Beplankung. Daraus folgt, dass bei längeren Holztafelwänden die Berücksichtigung der Schubsteifigkeit immer größere Bedeutung erlangt. Beispielsweise weist eine Wand mit einer Länge von 7,50 m einen Anteil aus der Schubverformung von 96,5 % auf. Der dominierende Anteil resultiert aus den Verformungen der Verbindungsmittel.

Tab. 1 Verformungsanteile bei unterschiedlichen Tafelabmessungen
Several deformation types for different wood-panel dimensions

| Verformungsanteile [%] | Tafellänge l [m], mit $h = 2,75$ m | | | | | | |
|---|--------------------------------------|------|------|------|------|------|------|
| | 0,62 ⁵ | 1,25 | 2,50 | 3,75 | 5,00 | 6,25 | 7,50 |
| 1. Schubverformung der Verbindungsmittel $u_{K,inst}$ | 63,1 | 74,4 | 81,6 | 84,4 | 85,8 | 86,7 | 87,4 |
| 2. Schubverformung der Beplankung $u_{G,inst}$ | 6,6 | 7,8 | 8,6 | 8,8 | 9,0 | 9,1 | 9,1 |
| 3. Normalkraftverformung der Randrippen $u_{E,inst}$ | 14,7 | 8,7 | 4,7 | 3,2 | 2,5 | 2,0 | 1,7 |
| 4. Schwellenpressung unter Druckrandrippe $u_{V1,inst}$ | 15,6 | 9,1 | 5,1 | 3,6 | 2,7 | 2,2 | 1,8 |

Einführung von Ersatzbiege- und Ersatzschubsteifigkeiten

Die einzelnen Verformungen können anteilig als Biege- und Schubverformungen zusammengefasst werden. Der Biegeanteil resultiert aus der Normalkraftverformung der Randrippen. Der Schubanteil dagegen setzt sich aus der nachgiebigen Verbindung von Rippen und Beplankung (durch stiftförmige Verbindungsmittel) und der Schubverformung des Beplankungswerkstoffes selbst zusammen. Aus diesen Verformungsanteilen können Ersatzsteifigkei-

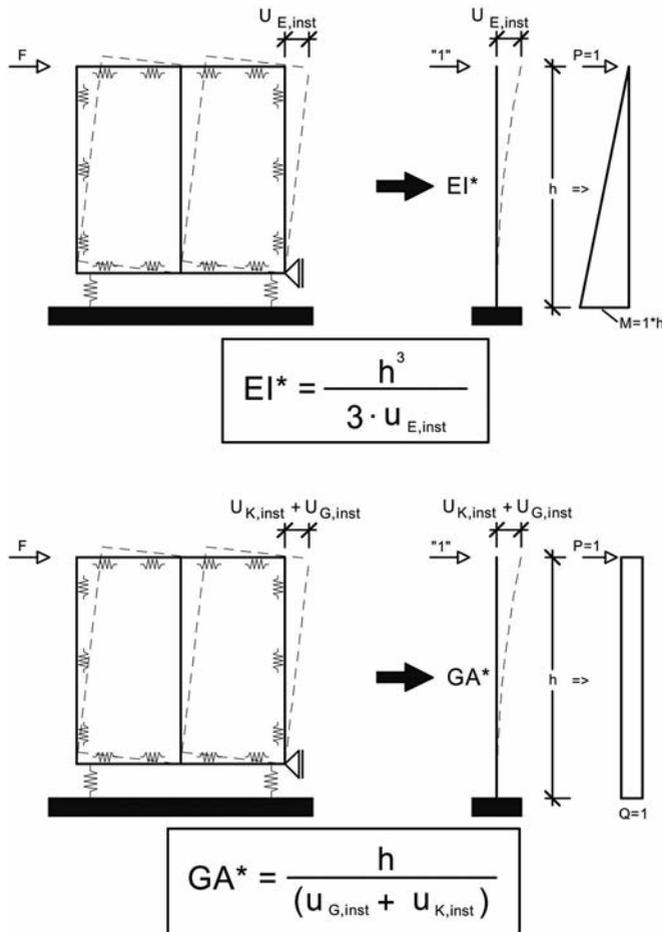


Bild 4 Ermittlung der Ersatzsteifigkeiten
Determination of an equivalent stiffness

ten in Form von einer Ersatzbiegesteifigkeit EI^* und einer Ersatzschubsteifigkeit GA^* ermittelt werden. Grundlage der Berechnung dieser Ersatzsteifigkeiten ist hier ein äquivalenter eingespannter Ersatzstab (Bild 4).

Der Anteil der Fußpunktverformungen aus der Schwellenpressung $u_{V1,inst}$ sowie einer gegebenenfalls vorhandenen Zugverankerung $u_{V2,inst}$ kann über eine äquivalente Drehfeder berücksichtigt werden. In Bild 5 ist die Bestimmung der Drehsteifigkeit C_D^* exemplarisch für den Anteil der Schwellenpressung dargestellt. Die Drehfedersteifigkeit einer vorhandenen Zugverankerung kann analog dazu ermittelt werden.

In der Praxis werden ab einer Gebäudehöhe von drei Geschossen die Randrippen, und nicht die Schwellen durchgeführt. Der Verformungsanteil aus der Schwellenpressung kann dann bei der dynamischen Analyse vernachlässigt werden.

Ziel dieser oben vorgestellten Überlegungen zur Steifigkeit von Holztafeln ist es, auf der Grundlage von Verformungsberechnungen an einem Geschosstragwerk Ersatzsteifigkeiten in Form von Ersatzbiegesteifigkeit EI^* , Ersatzdrehfedersteifigkeit C_D^* und Ersatzschubsteifigkeit GA^* zu ermitteln. Mit diesen Ersatzsteifigkeiten können dann Verformungsberechnungen und dynamische Analysen mehrgeschossiger Systeme durchgeführt werden. Das mehrgeschossige System kann durch einfaches „Aufei-

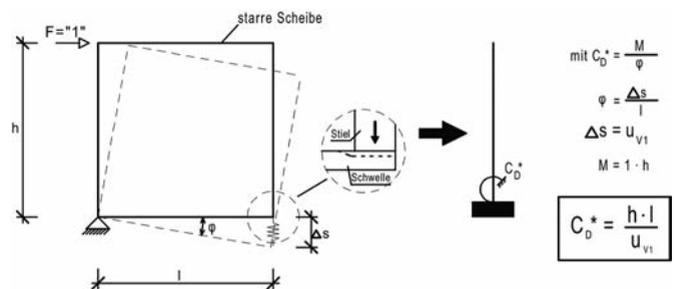


Bild 5 Drehfedersteifigkeit C_D^* für die Schwellenpressung
Torsional spring stiffness C_D^* for transversal pressure under the edge post

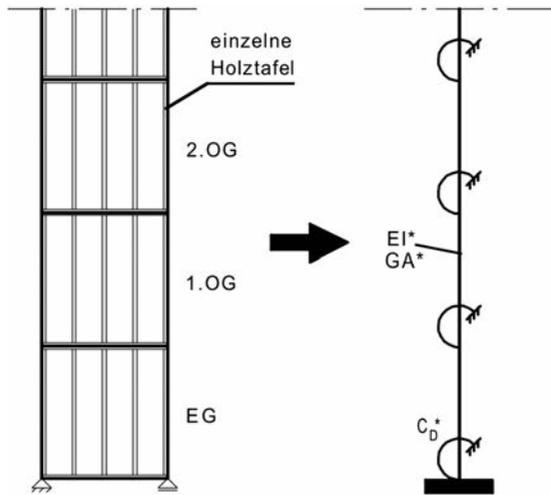


Bild 6 Stapelung der Elemente
Stacking of wall elements

inanderstapeln“ der Elemente betrachtet werden (Bild 6). Dadurch sollen aufwändige Verformungsberechnungen am Gesamttragwerk vermieden werden.

In Tab. 2 sind die Verformungsanteile mehrgeschossiger Wandtafeln prozentual aufgezeigt. Der Wandtafelbau, welcher der Berechnung zugrunde liegt, entspricht dem aus der Tab. 1. Es wird ersichtlich, dass auch bei mehrgeschossigen Holztafelssystemen die Berücksichtigung der Schubsteifigkeit von elementarer Bedeutung ist. Selbst bei einer viergeschossigen Holztafel mit einer Länge $\leq 2,50$ m beträgt der Anteil der Schubverformung mindestens 40 %.

Im Folgenden werden die vorgestellten theoretischen Überlegungen zur Steifigkeit von Holztafeln mit Versuchsergebnissen verglichen.

2.2 Verifizierung der rechnerischen Steifigkeit

Versuche der Universität Kassel im Rahmen des Forschungsvorhabens Optimberquake [7] haben gezeigt,

Tab. 2 Verformungsanteile bei mehrgeschossigen Wandtafeln
Deformation types of several storey wood-panels

| Wandtafelbau: OSB/3, $t = 18$ mm beidseitig Rippen 8/16 cm, C24 Klammern $1,83 \times 63$ mm, $a_v = 75$ mm Verformung der Zugverankerung nicht angesetzt | | Holztafellänge in [m] mit Einzelgeschosshöhe $h = 2,75$ m | | | | | |
|--|-------------|---|-----------------|-----------------------------|-----------------|-----------------------------|-----------------|
| | | 2,50 | | 5,00 | | 7,50 | |
| | | Anteil Biegung + C_D^* | Anteil Schub | Anteil Biegung + C_D^* | Anteil Schub | Anteil Biegung + C_D^* | Anteil Schub |
| Verformungsanteile [%] | 1 Geschoss | 9,8 | 90,2 | 5,1 | 94,9 | 3,5 | 96,5 |
| | 2 Geschosse | 27,4 | 72,6 | 15,9 | 84,1 | 11,2 | 88,8 |
| | 3 Geschosse | 45,2 | 54,8 | 29,3 | 70,7 | 21,6 | 78,4 |
| | 4 Geschosse | 59,2 | 40,8 | 42,1 | 57,9 | 32,7 | 67,3 |

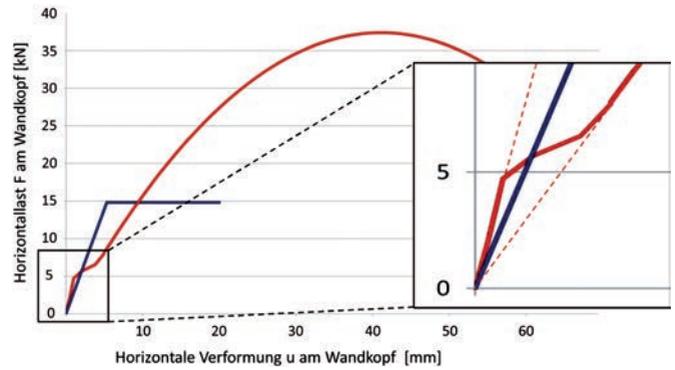


Bild 7 Vergleich der Last-Verformungskurve einer Verformungsberechnung nach dem ideellen Schubfeldmodell (blau) und einer Versuchskurve (rot) (siehe [7])
Comparison of calculated deformation based on the “ideal shear-field-model” (blue) and an experimental curve (red) in load-deformation-diagram

dass die Steifigkeit einer Wandtafel mit den Abmessungen $2,5$ m/ $2,5$ m (b/h) von der rechnerischen Steifigkeit nach dem Schubfeldmodell abweicht.

In Bild 7 sind zwei Kraft-Verformungskurven dargestellt. Die rote Versuchskurve ist die Umhüllende einer Hysteresekurve aus einem zyklischen Wandversuch der Universität Kassel. Die blaue Kurve ergibt sich aufgrund einer Verformungsberechnung nach dem ideellen Schubfeldmodell und einer Traglastberechnung nach EC 5 [4].

Es ist erkennbar, dass die Anfangssteifigkeit der Versuchskurve größer ist als die berechnete. Im weiteren Verlauf ändert sich die Tangentensteifigkeit der Wandtafel im Versuch. Ab einer Belastung von ca. 50 % der berechneten maximalen Tragkraft ist die Steifigkeit des Versuches geringer gegenüber der Berechnung. Das bedeutet, die Versuchskurve wird „weicher“. Darüber hinaus ist die im Versuch erreichte maximale Traglast deutlich größer gegenüber der normativen Traglast nach EC 5 [4].

Die Abweichungen zwischen den beiden Kurvenverläufen sind auf mehrere Faktoren zurückzuführen. Die im

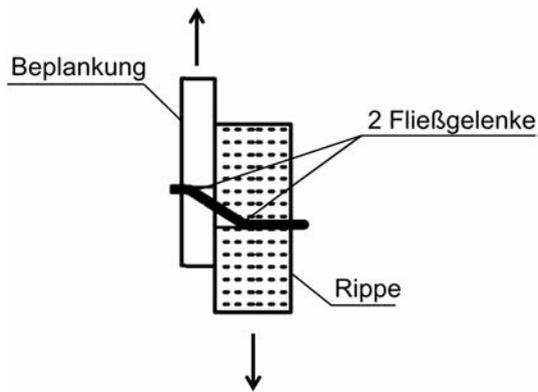


Bild 8 Beanspruchung der Verbindungsmittel auf Abscheren [4]
Connection stress for shearing loads

Wandversuch zu beobachtende höhere Anfangssteifigkeit lässt sich zum einen dadurch erklären, dass die Haftung zwischen Rippe und Beplankung erst überwunden werden muss, bevor die Verbindungsmittel auf Abscheren beansprucht werden. Nach Überwindung dieser Haftkraft tragen die stiftförmigen Verbindungsmittel zur Verformung bei (Bild 8).

Betrachtet man den Bereich der Steifigkeitsänderung im Detail, so wird ein weiterer Einfluss deutlich. Im höheren Lastniveau verläuft die Tangente der Versuchskurve bei Verlängerung durch den Nullpunkt des Diagramms (Bild 7). Das bedeutet, dass in den vorherigen Lastzyklen des Versuches keine dissipativen Effekte aktiviert wurden. Anderenfalls würde die Tangente die horizontale Koordinatenachse rechts vom Nullpunkt schneiden. Das bestätigt, dass die Verbindungsmittel im Bereich der Anfangssteifigkeit des Versuches noch nicht beansprucht sind.

Die deutlich größere Traglast der Versuchsergebnisse zeigt nicht nur, dass für den Erdbebenfall hohe Traglastreserven vorhanden sind. Es ist auch erkennbar, dass weitere Tragmechanismen in einer horizontal belasteten Wandtafel wirken als im ideellen Schubfeldmodell. Die Annahmen, dass die Verbindungsmittel ausschließlich parallel zum Beplankungsrand beansprucht werden und sich alle Verbindungsmittel im vollplastischen Zustand befinden, sind starke Vereinfachungen. Tatsächlich treten auch Beanspruchungen der Verbindungsmittel senkrecht zum Beplankungsrand sowie Belastungskonzentrationen speziell in den Eckbereichen der Beplankung der Holztafeln auf. Auch die vereinfachte Annahme, dass die Beplankung einer reinen Schubbeanspruchung ausgesetzt ist, und die Annahme der Schubfläche sind Vereinfachungen und führen zu Abweichungen zwischen den Ergebnissen der Berechnung und der Wandversuche. Weitere zyklische Wandversuche [7] zeigen, dass die dargestellten Kurvenverläufe charakteristisch für das zyklisch dynamische Verhalten von Holztafeln sind.

Da die berechnete Steifigkeit der Holztafel im Grenzzustand der Tragfähigkeit größer ist als die in Wandversuchen ermittelte, ist die dynamische Berechnung auf

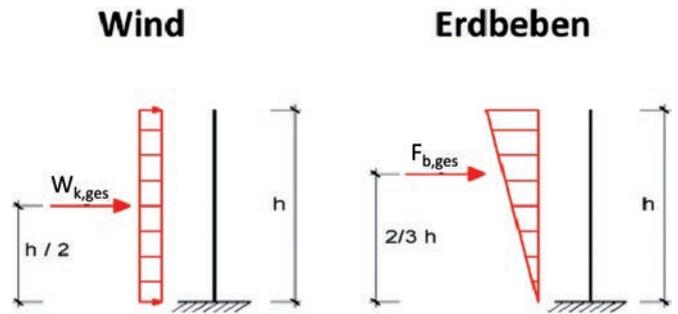


Bild 9 Gegenüberstellung der Belastung aus Wind und Erdbeben [8]
Compromise between loads caused of wind and earthquake

Grundlage der Schubfeldtheorie für den praktischen Anwender konservativ.

3 Ermittlung der Grundschwingdauer

3.1 Plateauwert

In der Praxis wird die Schwingdauer häufig nicht exakt bestimmt, sondern die Bemessungsbeschleunigung S_e wird mit dem sogenannten Plateauwert (Maximalwert) des elastischen Antwortspektrums ermittelt. Die daraus resultierende Gesamterdbebenlast F_b kann mit der 1,5-fachen Gesamtwindlast W_k verglichen werden [2]. Ist diese kleiner, so ist der Erdbebennachweis erbracht. Für einen Großteil des in Deutschland üblichen Holzbaus im ein- und zweigeschossigen Wohnungsbau sowie dem Hallenbau gelingt bereits dieser Nachweis. Zu beachten ist hierbei der unterschiedliche Hebelarm der gesamten Wind- und Erdbebennachweis (Bild 9), was bei gleicher Last zu einer unterschiedlichen Momentenbeanspruchung führt.

Ein Vorteil des Holzbaus liegt darin, dass durch die Berücksichtigung von γ_q und der Lasteinwirkungsdauer (KLED) durch unterschiedliche Modifikationsbeiwerte (k_{mod}) dieser Nachweis günstiger als für andere Baustoffe geführt werden kann.

$$F_b \leq 1,5 \cdot W_k \rightarrow F_b / k_{mod}, \text{ sehr kurz} \\ \leq 1,5 \cdot W_k / k_{mod, \text{ Wind}}$$

$$F_b \leq 1,5 \cdot W_k \cdot \frac{k_{mod}, \text{ sehr kurz}}{k_{mod, \text{ Wind}}} = 1,65 \cdot W_k$$

Sollte dieser Nachweis nicht gelingen, ist für weitere genauere Betrachtungen des dynamischen Verhaltens die Berechnung der Grundschwingdauer unter Berücksichtigung der Systemsteifigkeit von Bedeutung.

3.2 Theoretische Ermittlung der Grundschwingdauer

Grundsätzlich müssen bei der Verformungsberechnung eines Gesamtgebäudes immer alle Systemsteifigkeiten be-

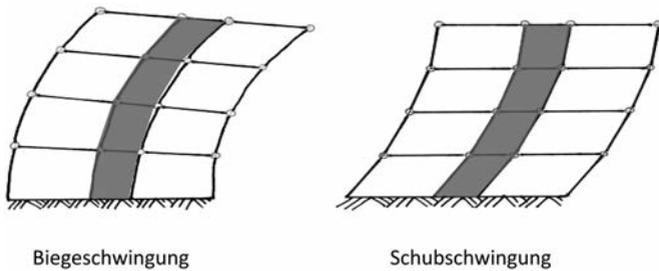


Bild 10 Prinzipdarstellung Biege- und Schubschwingung
Principle illustration bending and shear oscillation

rücksichtigt werden. Für den Holztafelbau gilt dies insbesondere für die Steifigkeitswerte aus den Querschnittswerten EI^* , GA^* sowie C_D^* (wie oben beschrieben). Die Verformung eines Gebäudes am Kopfende ist affin zu der Schwingungsamplitude der ersten Schwingdauer eines Gebäudes.

Anhand Bild 10 ist der prinzipielle Unterschied der Verformungsfigur einer Schubschwingung und einer Biegeschwingung dargestellt. Die Anteile aus der Schubschwingung und der Biegeschwingung sind gekoppelt und überlagern sich in der Realität.

Theoretisch wird die Schwingdauer nach der folgenden Differenzialgleichung 4. Ordnung bestimmt und beträgt unter Berücksichtigung der Anteile aus Biegung und Schub [9]:

$$\hat{u}'''' + \frac{\mu\omega^2}{GA} \cdot \hat{u}'' - \frac{\mu\omega^2}{EI} \cdot \hat{u} = 0$$

Der Einfluss der Schubsteifigkeit wird dabei separat betrachtet und ist, wie oben beschrieben, gerade im Holztafelbau nicht zu vernachlässigen. Die Lösung der Differenzialgleichung kann entsprechender Literatur entnommen werden [9]. Bereits ab einem 2-Massenschwinger ist die Ermittlung auf diesem Wege per Handrechnung sehr aufwändig und daher für die praktische Anwendung nicht sinnvoll. Um dennoch eine Abschätzung der Eigenschwingdauer vornehmen zu können, sind Näherungsformeln unter Berücksichtigung der o. a. Verformungsanteile anzuwenden.

3.3 Näherungsformeln zur Abschätzung der Grundschwingdauer

Für Gebäude, die im Grund- und Aufriss dem Regelmäßigkeitskriterium nach EC 8 entsprechen, ist es ausreichend, für den Nachweis je Hauptrichtung die erste translatorische Eigenfrequenz zu berücksichtigen.

In Eurocode 8 sowie weiterer Fachliteratur [10, 11] sind mehrere Näherungsformeln angegeben, mit denen die erste Grundschwingdauer T_1 bestimmt werden kann.

a. $T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$ (nach [1], Gl. 4.6)

Gemäß EC 8 ist der C_t -Wert für biegesteife Stahlbetonrahmen zu 0,075 anzusetzen. Für alle anderen Tragwerkstypen ist 0,05 anzusetzen. Zahlreiche Vergleichsberechnungen zeigen, dass die Verwendung dieser Abschätzung für den Holzbau nicht sinnvoll ist.

- b. Eine weitere Möglichkeit der Abschätzung der Schwingdauer wird in der Norm angegeben mit:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (\text{nach [1], Gl. 4.9})$$

Diese Näherungsformel ist auf Grundlage des RAYLEIGH-Verfahrens entwickelt worden. Dabei ist d die maximale Auslenkung der Gebäudeoberkante in m. Diese wird unter Ansatz der quasi-ständigen Geschossmassen ($\Sigma G_k \oplus \Sigma \psi_e \cdot Q_k \oplus \psi_e \cdot s_k$), die als Horizontalkräfte auf das Aussteifungssystem angesetzt werden, ermittelt. Die Berechnung erfolgt bei aussteifenden Holztafelwänden unter Berücksichtigung sämtlicher Verformungsanteile, die zu einer horizontalen Verschiebung am Wandkopf führen (wie oben beschrieben). Durchgeführte Beispielrechnungen mit dieser Schätzformel zeigen, dass für Gebäude bis zu vier Geschossen in Holztafelbauart geringfügig längere Schwingzeiten bestimmt werden. Dies führt zu Erdbebeneersatzlasten, die auf der unsicheren Seite liegen, da längere Schwingdauern zu kleineren Ersatzlasten führen. Es wird daher, auf der sicheren Seite liegend, empfohlen, die Abschätzung mit folgender Formel durchzuführen:

$$T_1 = 1,7 \cdot \sqrt{d}$$

- c. MÜLLER/KEINTZEL [10] haben eine Formel unter Berücksichtigung der Schub- und der Biegesteifigkeit angegeben.

$$T_i \cong \frac{2\pi \cdot h^2}{\alpha_i^2} \sqrt{\frac{\mu}{EI} \cdot \left(1 + \frac{EI}{GA \cdot h^2} \cdot \alpha_i^2 \right)}$$

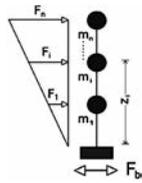
Mit: μ = gleichmäßig über die Höhe verteilt angenommene Geschossmasse
 $\alpha_i = 1,8$; für die Berechnung der ersten Grundschwingdauer
 h = Gebäudehöhe

Dabei entsprechen die Steifigkeitswerte EI und GA den in Abschn. 1 erläuterten Ersatzsteifigkeiten EI^* und GA^* . Diese sind als Summe der in einer Ebene und in gleicher Richtung angeordneten aussteifenden Holztafelwände zu betrachten.

Diese Näherungsformel führt gegenüber einer genaueren Finite-Elemente-Methode-Berechnung zu etwas kürzeren Schwingdauern. Da die kürzeren Schwingzeiten jedoch auf der sicheren Seite liegen und wie bereits erwähnt zu größeren Erdbebeneersatzlasten führen, ist die Anwendung dieser Näherungsformel für die Praxis zu empfehlen.

d. Eine weitere Möglichkeit ist die Berechnung der Grundschiwingdauer am Ersatzstab nach der RAYLEIGH-Methode [11]:

$$T_1 = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum m_i \cdot u_i^2}{\sum F_i \cdot u_i}}$$



Mit: m_i = Geschossmasse [kg]
 F_i = fiktive Horizontallast je Geschoss [kN]
 u_i = horizontale Verformung je Geschoss in-
 folge F_i

Dabei werden die quasi-ständigen Geschossmassen zu einer Gesamthorizontallast zusammengefasst und anschließend linear über die Höhe verteilt (analog zur vertikalen Verteilung von Erdbebenlasten). Es wird die horizontale Stockwerksauslenkung unter dieser fiktiven Horizontallast bestimmt.

Selbstverständlich kann das System auch mit einem geeigneten FEM-Programm dynamisch untersucht werden.

Zur dynamischen Analyse und für Verformungsberechnungen mehrgeschossiger Gebäude, wie sie für einige Nä-

herungsformeln erforderlich sind, ist ein statisches Ersatzsystem notwendig. Es ist üblich, dieses durch eingespante Balken zu modellieren.

4 Ersatzsysteme

4.1 Schubweicher Balken

Der schubweiche Balken wird als Kragarm unter Berücksichtigung der Ersatzsteifigkeiten EI^* sowie GA^* modelliert. Alternativ zu einem effektiven GA^* kann der Schubanteil auch durch eine äquivalente Schubfeder berücksichtigt werden. Zusätzlich kann am Fußpunkt des Stabes je Geschoss die in Abschn. 2.1 erläuterte Drehfeder C_D^* für den Anteil der Fußpunktverformung angesetzt werden (Bild 11).

4.2 Weitere mögliche statische Modelle

Alternativ zu der Berechnung eines schubweichen Balkens sind weitere Modelle denkbar. Zum einen kann eine FE-Berechnung an einer orthotropen Scheibe durchgeführt werden (Bild 12 links). Dabei sind die Ersatzbiegesteifigkeit EI^* und die Ersatzschubsteifigkeit GA^* entspre-

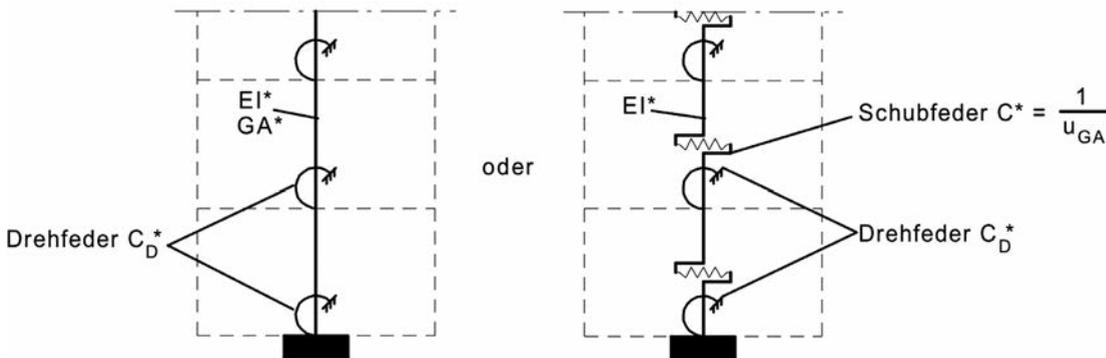


Bild 11 Statisches System: schubweicher Balken mit Drehfeder oder Balken mit Dreh- und Schubfeder
 Static system: shear beam with torsional spring stiffness or beam with shear and torsional spring stiffness

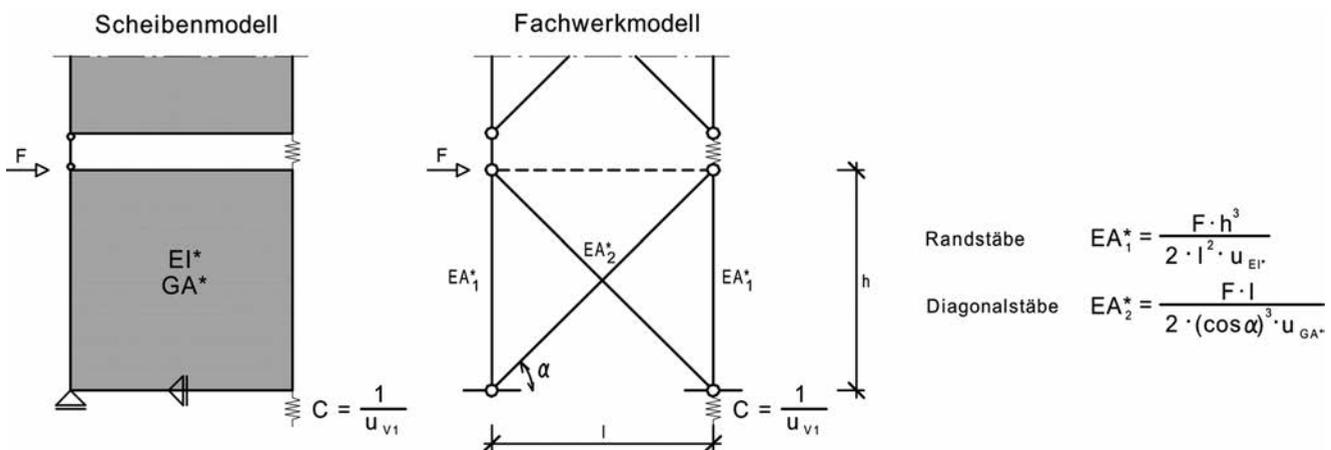


Bild 12 Statische Ersatzsysteme: Scheibenmodell (links) und Fachwerkmodell (rechts)
 Static system: shear wall model (left) and framework model (right)

Tab. 3 Verformungsanteile bei mehrgeschossigen Wandtafeln
Deformation parts of multi storey wall panels

| Wandtafelbau: OSB/3, $t = 18$ mm beidseitig Rippen 8/16 cm, C24 Klammern $1,83 \times 63$ mm, $a_v = 75$ mm Verformung der Zugverankerung nicht angesetzt | | Horizontale Kopfverformung [mm] | | | |
|--|---|-------------------------------------|--|---|---|
| | | Verformung nach dem Schubfeldmodell | Schubweicher Balken $EI^* = 439\,866 \text{ kNm}^2$ $GA^* = 9\,183 \text{ kN}$ $C_D^* = 412\,418 \text{ kNm/rad}$ | Orthotrope Scheibe $EI^* = 439\,866 \text{ kNm}^2$ $GA^* = 9\,183 \text{ kN}$ $C^* = 59\,988 \text{ kN/m}$ | Fachwerkmodell $EA_1^* = 105\,301 \text{ kN}$ $EA_2^* = 13\,712 \text{ kN}$ $C^* = 59\,988 \text{ kN/m}$ |
| 1 Element |  | 3,32 | 3,34 | 3,33 | 3,37 |
| 2 Elemente |  | 8,25 | 8,35 | 8,30 | 11,63 |
| 3 Elemente |  | 16,41 | 16,72 | 16,51 | 22,9 |
| 4 Elemente |  | 29,40 | 30,13 | 29,84 | 38,58 |

chend der Geometrie der Scheibe zu berücksichtigen. Zusätzlich ist darauf zu achten, dass das Scheibenelement ausreichend fein diskretisiert wird. Nur so wird die Schubsteifigkeit in voller Größe angerechnet. Der Anteil der Fußpunktverformung kann an dem entsprechend druckbeanspruchten Auflager durch eine Dehnfeder C berücksichtigt werden.

Bei einem Fachwerkmodell wird den vertikalen Stäben eine Ersatzdehnsteifigkeit EA_1^* zugewiesen, welche die Biegesteifigkeit berücksichtigt. Den diagonalen Stäben dagegen wird eine Ersatzdehnsteifigkeit EA_2^* zugewiesen, die die Schubsteifigkeit abbildet (Bild 12 rechts). Auch hier wird die Fußpunktverformung (aus Schwellenpressung) analog zum Scheibenmodell berücksichtigt.

In Tab. 3 sind die drei o. a. Ersatzmodelle den Berechnungen des Schubfeldmodells hinsichtlich ihres Verformungsverhaltens gegenübergestellt. Den Eingangsparametern für die Berechnung der Steifigkeiten liegt das Beispiel aus der Tab. 1 zugrunde.

Wie bei korrekter Ermittlung der Ersatzsteifigkeiten zu erwarten, ist die horizontale Kopfverformung eines eingeschossigen Systems bei allen Ersatzmodellen der Berechnung nach dem Schubfeldmodell nahezu identisch. Für den Ersatzstab und die orthotrope Scheibe gilt dies auch bei mehrgeschossigen Systemen. Die minimalen Abweichungen lassen sich auf Ungenauigkeiten in der Berechnung zurückführen.

Die Verformung des Fachwerkmodells weicht deutlich von den anderen Modellen ab. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass der Anteil der Biegeverformung

über äquivalente Dehnsteifigkeiten in den Randstäben EA_1^* abgetragen wird. Die Biegeverformung wird durch das Fachwerkmodell gegenüber den Berechnungen des Schubfeldmodells überschätzt. Ein Fachwerkmodell ist daher auch für die Ermittlung der Grundschiwingdauer als mehrgeschossiges Ersatzmodell nicht zu empfehlen.

5 Berechnung am Beispielgebäude

Nachfolgend wird ein Vergleich der Schwingdauern und damit der ermittelten Gesamterdbebenkräfte an einem viergeschossigen akademischen Gebäude vorgestellt (Bild 13).

Das Aussteifungssystem bilden durchgehende Holztafelwände. Es ist für das Beispielgebäude eine Vorbemessung für den Lastfall Wind durchgeführt worden. Auf dieser Grundlage wurden die aussteifenden Holztafelwände dimensioniert. Es wurden Verbindungsmittel, -abstände und Beplankungsdicken gemäß Tab. 4 in jeder Hauptrichtung gewählt. Die Holztafeln wurden konstruktiv so ausgebildet, dass die Randrippen durchlaufen. Bei den Ersatzsteifigkeiten kann also der Verformungsanteil der Schwellenpressung vernachlässigt werden. Die Kräfteinleitung in die Wandtafeln ist durch sehr steife Brettstapeldecken (starre Deckenscheibe) gewährleistet. Aufgrund der guten Torsionssteifigkeit kann nach EC 8 von einem regelmäßigen Grund- sowie Aufriss ausgegangen werden.

Die aus den Wand- und Deckenaufbauten und den entsprechenden Nutzungen resultierenden Geschossmassen sind in Tab. 5 angegeben.

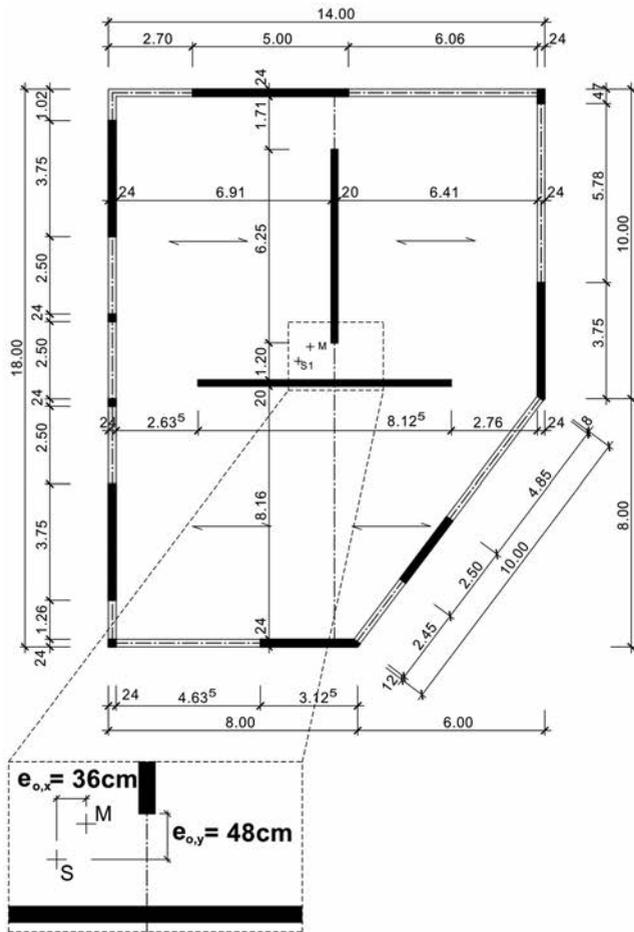


Bild 13 Grundriss und Schnitt akademisches Gebäude
Ground plan and section drawing of an example building

Tab. 4 Parameter des Wandaufbaus
Parameters of wall construction

| | |
|-------------------|--|
| Rippen | 8/16 cm, C24 |
| Beplankung | OSB/3, $t = 18$ mm beidseitig |
| Verbindungsmittel | Klammern 1, 83×63 mm, $a_v = 75$ mm |

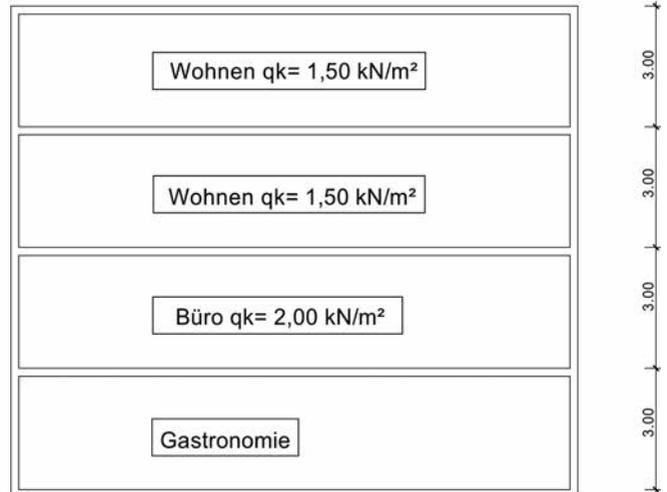
Tab. 5 Geschossmassen des Beispielgebäudes
Storey masses of the example building

| Geschossmassen m [t] | m_{EG} | m_1 | m_2 | m_{DG} |
|------------------------|----------|-------|-------|----------|
| | 105 | 103 | 108 | 50 |

Nachfolgend sind an dem Beispielgebäude die oben vorgestellten Berechnungen der Schwingdauer anhand der Näherungsformeln und einer FEM-Analyse durchgeführt worden.

Nachfolgend sind an dem Beispielgebäude die oben vorgestellten Berechnungen der Schwingdauer anhand der Näherungsformeln und einer FEM-Analyse durchgeführt worden.

Tab. 6 zeigt einen Vergleich der Schwingdauern und der resultierenden Erdbebenersatzlasten zwischen den Näherungsformeln aus Abschn. 3.3 und den Ergebnissen einer FEM-Analyse. Bei der FEM-Analyse wurde die Schwing-



dauer mithilfe eines eingespannten Ersatzstabes als Mehrmassenschwinger berechnet. Die so ermittelten Schwingdauern überschreiten die normativen Grenzen von

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2s \end{cases} \quad [2]$$

und setzen somit genauere Berechnungsmethoden voraus. Bei diesem Beispiel handelt es sich jedoch um ein akademisches Gebäude.

Aus Tab. 6 geht deutlich hervor, dass die Schwingdauer im Vergleich zu dem Plateauwert (Maximalwert) bei der Berechnung mit geeigneten Näherungsformeln wesentlich länger ist. In den Näherungsformeln (b)–(d) fließt sowohl die Biegesteifigkeit EI^* als auch die Schubsteifigkeit GA^* mit ein. Nur mit dieser Berücksichtigung kann das dynamische Verhalten von Holztafelbauten sinnvoll abgeschätzt werden, was gleichzeitig zu einer deutlichen Reduzierung der Erdbebenersatzlasten führt. Für die Praxis ist die Näherungsformel (c) nach MÜLLER/KEINTZEL zu empfehlen. Damit lässt sich auf verhältnismäßig einfache Weise die Schwingdauer ausreichend genau bestimmen. Werden hingegen die Erdbebenersatzlasten mit Ansatz des Plateauwertes oder der Näherungsformel (a) ermittelt, führen diese zu unwirtschaftlich hohen Ergebnissen.

Tab. 6 Vergleich der berechneten Schwingdauern am Beispielgebäude
Compromise of calculated oscillation periods for the example building

| Berechnungsmethode | Schwingdauer T [s] | Erdbebeneersatzlast F_b [kN] | Erdbebeneersatzlast F_b [%] |
|---|----------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| Plateauwert | $0,05 < T < 0,30$ | 1 120 | 100 |
| a. Näherungsformel $T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$ | 0,32 | 1 050 | 94 |
| b. Näherungsformel $T_1 = 1,7 \cdot \sqrt{d}$; ($T_1 = 2 \cdot \sqrt{d}$) | 1,79 (2,32!) | 222 (161!) | 20 (14!) |
| c. Näherungsformel MÜLLER/KEINTZEL | 1,56 | 255 | 23 |
| d. RAYLEIGH | 1,80 | 222 | 20 |
| Ebenes Stabwerksmodell FEM-Analyse | 1,80 | 222 | 20 |

Betrachtet man unter den gleichen Voraussetzungen ein räumliches Modell, so ist die Schwingdauer etwas größer als die des ebenen Modells (Bild 14). Dies lässt sich im Wesentlichen auf zusätzliche Rotationsschwingungen zurückführen. Bei einem exakt symmetrischen System entspricht die Schwingdauer des räumlichen Systems der des ebenen Systems.

Bei der räumlichen Betrachtung werden die statischen Ersatzlasten jeweils für die einzelnen aussteifenden Wandelemente in der FEM-Berechnung ermittelt. Dabei werden im Gegensatz zur ebenen Analyse planmäßige Torsionseinflüsse berücksichtigt. Diese Torsionseinflüsse müssen bei der ebenen Analyse im Hinblick auf die Schnittgrößenermittlung per Hand angerechnet werden. Dabei sind die Exzentrizitäten gemäß EC 8 [2] zu berücksichtigen, die hier aber nicht detailliert aufgeführt werden.

6 Weitere analytische Betrachtungen und Vorschläge für die praktische Anwendung

6.1 Verfeinerung des räumlichen Systems

Bei Betrachtung eines gesamten räumlichen Systems sind, neben den oben beschriebenen, weitere Elemente und Einflussfaktoren, die das Schwingungsverhalten und

damit auch das Tragverhalten eines Gebäudes beeinflussen, vorhanden.

Im Holztafelbau wird üblicherweise auf die vorhandenen Holztafelwände eine durchgehende Kopfrippe angeordnet. Je nach statischem Anschluss dieser Kopfrippe, kann sich die aussteifende Wand nicht ohne Biegeverformung dieser Kopfrippe horizontal verformen. In Bild 15 ist dies an einem einfachen System dargestellt.

Die Schwingdauer dieses Systems ändert sich nur unwesentlich im Vergleich zu einer frei stehenden Tafel. Durch die Berücksichtigung der Steifigkeit der Kopfrippe kann ein Teil der auftretenden Zugkraft (ΔZ) über die Stütze aufgenommen werden. Diese Reduzierung der abhebenden Kräfte führt zu deutlich wirtschaftlicheren Verankerungsdetails.

Bei genauerer Modellierung der Systeme können weitere Tragreserven, beispielsweise der Decke, mobilisiert werden.

6.2 Kapazitätsbemessung

Die aus der dynamischen Beanspruchung resultierenden Erdbebeneersatzlasten F_b werden unter Berücksichtigung

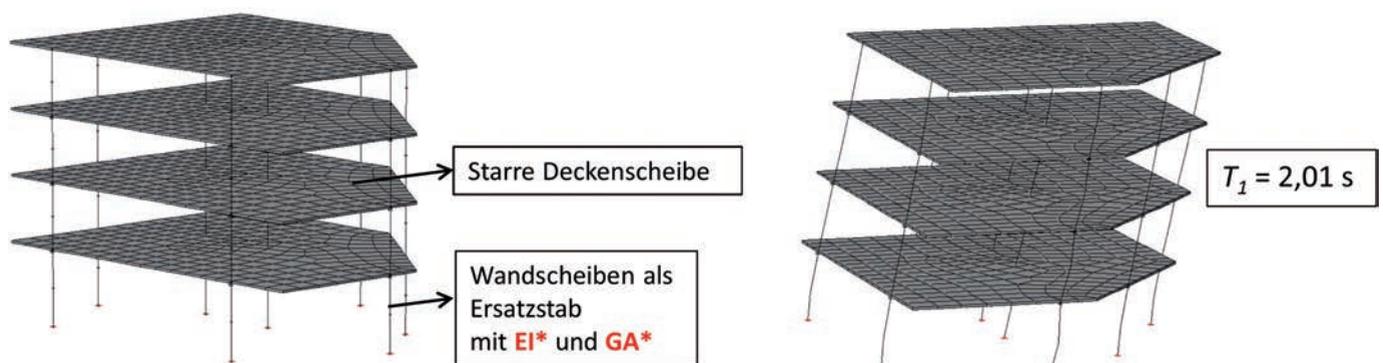


Bild 14 Berechnung der Schwingdauer des Beispielgebäudes am räumlichen Modell
Three-dimensional model for calculating the oscillation period

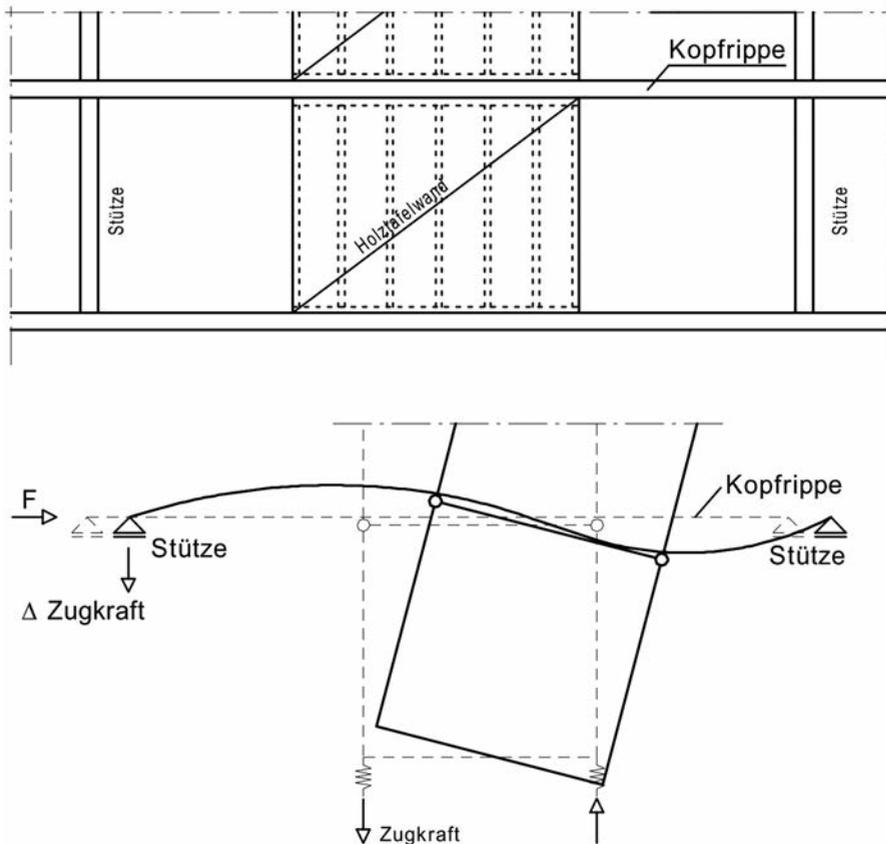


Bild 15 Reduzierung der abhebenden Kräfte
Reducing the lifting force

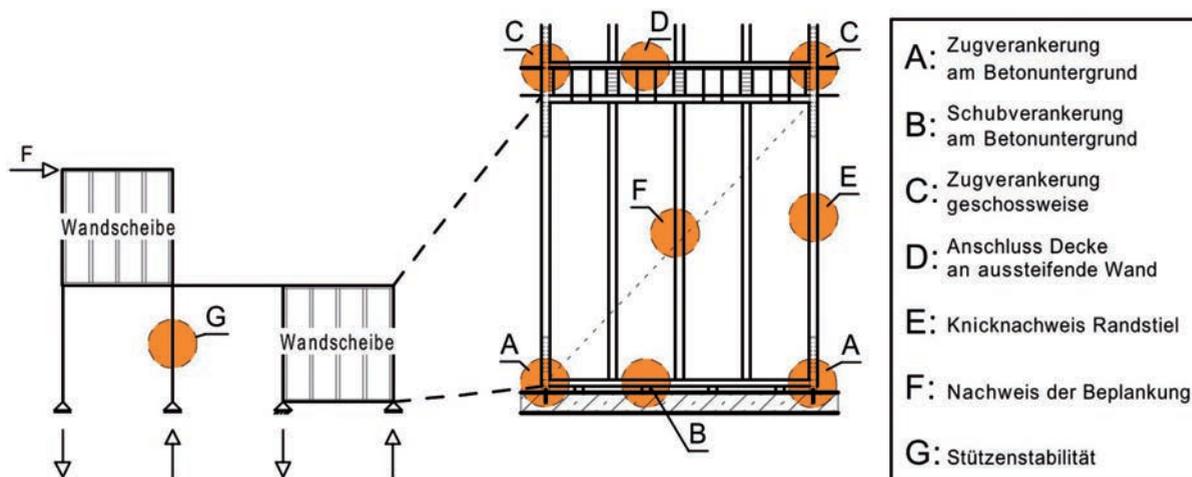


Bild 16 Bemessung mit Überfestigkeit spröder und stabilitätsgefährdeter Bauteile
Design using overstrength for brittle and stability risked construction components

der beschriebenen Ersatzsteifigkeiten als Belastung auf die Holztafelwände angesetzt. Diese Holztafelwände dürfen nach dem EC 8 in die Duktilitätsklasse DCH eingestuft werden [1]. Hierfür kann ein maximaler Verhaltensbeiwert $q = 4,0$ angesetzt werden. Das bedeutet, dass die Erdbebenkräfte aufgrund der hohen Dissipationsfähigkeit des Systems um den Faktor 4,0 abgemindert werden können. Diese hohe Dissipationsfähigkeit wird dadurch begründet, dass die stiftförmigen Verbindungsmittel eine

große plastische Verformungskapazität besitzen; es bilden sich jeweils zwei Fließgelenke (siehe Bild 8). Durch diese plastische Verformung der Verbindungsmittel kann ein Großteil der Erdbebenenergie dissipiert werden.

Um diese Annahme zu gewährleisten, ist die sogenannte Kapazitätsbemessung erforderlich. Dabei muss ingenieurmäßig sichergestellt werden, dass die Erdbebenenergie in den dissipativen Bereichen dissipiert wird.

In Bild 16 sind exemplarisch an einem Tragsystem die maßgebenden Stellen A–G aufgezeigt. Diese müssen gegenüber der Tragfähigkeit der Wandscheibe mit einer Überfestigkeit bemessen werden. So erreichen angrenzende Bauteile erst nach einer Plastifizierung der stiftförmigen Verbindungsmittel ihren Grenzzustand der Tragfähigkeit. Über das Maß der Überfestigkeit sind im EC 8 und NA keine genaue Angabe enthalten. SEIM [12] macht hierzu einen Vorschlag, der derzeit diskutiert wird. Für spröde und stabilitätsgefährdete Bauteile wird neben der Überfestigkeit empfohlen, einen maximalen Verhaltensbeiwert von $q = 1,5$ anzusetzen. Dies gilt insbesondere bei Ansatz höherer Duktilitätsklassen (ab DCM).

7 Messung der Grundschwingdauer realer Bauwerke

Zum Vergleich der Berechnungsergebnisse wurde von den Autoren in Kooperation mit der RWTH Aachen die Eigenfrequenz verschiedener Gebäude gemessen. Dabei wurde vom Einfamilienhaus über mehrgeschossigen Wohnungsbau bis hin zu einer Produktionshalle mit abgeschlossenem zweistöckigem Bürotrakt nahezu die komplette Bandbreite des in Deutschland üblichen Holzbaus abgedeckt. Die Auswertungen dieser Messungen sind noch nicht vollständig abgeschlossen und bisher nicht veröffentlicht. Es lässt sich jedoch eine klare Tendenz erkennen: Die vor Ort gemessenen Eigenfrequenzen sind zum Teil wesentlich größer als die berechneten. Das bedeutet, die Gebäude sind deutlich steifer als nach einer Berechnung am dynamischen Modell.

Auch in der Schweiz gab es dynamische Messungen an einem Holzgebäude. Diese Messungen der EMPA Dübendorf [13] weisen ähnliche Ergebnisse auf wie die in Deutschland durchgeführten. Es besteht hier noch weiterer Forschungsbedarf.

Vermutlich lassen sich die Unterschiede der Eigenfrequenzen auf mehrere Ursachen zurückführen. Die Gebäude wurden jeweils mit verhältnismäßig kleiner Masse und demzufolge auch mit kleinen Amplituden angeregt. Die bei der Erdbebenbemessung angenommenen Beschleunigungen werden bei einer solchen Messung nicht erreicht, sodass sich die Verformungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht einstellen. Daher überwiegt bei der Messung möglicherweise die unter Bild 7 erläuterte erhöhte Anfangssteifigkeit. Ein weiterer wesentlicher Faktor für die Abweichung zur Messung sind die rechnerisch nicht angesetzten sekundären Bauteile wie Brüstungen, Fensterstürze und auch die nicht berücksichtigte Deckensteifigkeit. Darüber hinaus haben auch die nicht tragenden Wände einen Einfluss auf die Gesamtsteifigkeit des Gebäudes. Bei Ermittlung der Eigenschwingdauer ohne Berücksichtigung dieser sekundären Bauteile sind bei einem Erdbebenereignis erhebliche Schäden in diesen Bereichen zu erwarten. Es kann angenommen werden, dass bei Messungen mit wesentlich größeren Amplituden, bei denen die stiftförmigen Verbindungsmittel plastisch beansprucht werden und die sekundären Bauteile nicht

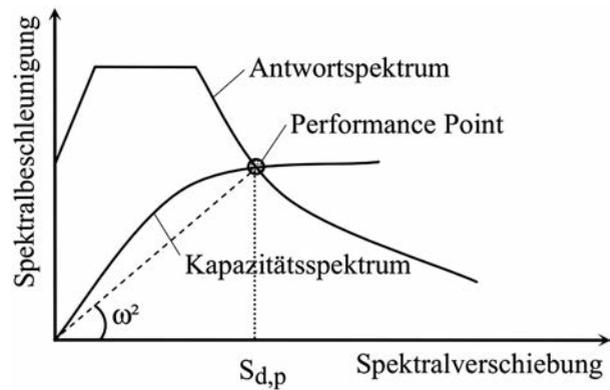


Bild 17 Darstellung der prinzipiellen Vorgehensweise bei der Kapazitäts-spektrummethode [14]
Illustration of the principle procedure for the capacity-spectrum-method

mehr zur Gesamtsteifigkeit beitragen, die Eigenfrequenzen deutlich abnehmen. Auch hier besteht weiterer Forschungsbedarf, zum Beispiel anhand von Rütteltischversuchen an einem Gesamtgebäude.

8 Fazit

In diesem Beitrag wurde gezeigt, wie bei der Holztafelbauweise unter Berücksichtigung der Ersatzsteifigkeiten EI^* , GA^* und C_D^* die Schwingdauer eines Gesamtsystems bestimmt werden kann. Für Gebäude, die im Grund- und Aufriss den Regelmäßigkeitskriterien nach EC 8 entsprechen, kann auf aufwändige FEM-Analysen verzichtet werden, indem die Schwingdauer mithilfe von geeigneten Näherungsformeln bestimmt wird. Die Ermittlung nach dem Ansatz von MÜLLER/KEINTZEL ist für die Praxis ausreichend genau. Es ist selbstverständlich bei jedem geplanten Bauwerk vom Tragwerksplaner verantwortlich zu entscheiden, welche dynamischen Berechnungen bzw. Näherungsformeln für den konkreten Anwendungsfall angemessen sind.

Speziell bei der Holztafelbauweise ist über eine Kapazitätsbemessung sicherzustellen, dass, insbesondere bei höheren Duktilitäten, die berechneten Erdbebenkräfte aufgenommen und zum Teil dissipiert werden können. Dafür sollte eine normative Grundlage zur Überfestigkeit und zur konstruktiven Ausführung geschaffen werden.

Durch die Ergebnisse der an realen Gebäuden gemessenen Eigenfrequenzen wird versucht, in Zukunft ein modifiziertes Verfahren zur Ermittlung der Erdbebenersatzkräfte zu entwickeln. Dazu gehört die Bestimmung des Einflusses aus nicht tragenden und sekundären Bauteilen.

9 Ausblick

Als etablierte verformungsbasierte Nachweismethodik bietet sich für den mehrgeschossigen Holzbau mit großen Verformungskapazitäten die Anwendung der Kapazitäts-

spektrum-Methode an. Bei dieser Methode wird im ersten Schritt die Last-Verformungskurve des Gebäudes durch eine nicht lineare Berechnung unter Berücksichtigung aller am horizontalen Lastabtrag beteiligten Aussteifungselemente ermittelt. Im Rahmen der Berechnung werden die Horizontallasten entsprechend der ersten Grundeigenform über die Gebäudehöhe verteilt und sukzessive gesteigert. Die so ermittelte Last-Verformungskurve („Kapazitätskurve“) wird im Regelfall auf die Verformung des Dachgeschosses bezogen. Darin sind alle Verformungsanteile, insbesondere die der Verbindungsmittel mit enthalten. Im nächsten Schritt wird die Kapazitätskurve mit dem Antwortspektrum in das gemeinsame S_a - S_d -Diagramm transformiert (Bild 17). Ergibt sich in diesem Diagramm ein Schnittpunkt der beiden Kurven, so ist der Erdbebennachweis erbracht.

Literatur

- [1] DIN EN 1998-1 *Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkung und Regeln*. 2010.
- [2] DIN EN 1998-1/NA *Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbau*. 2011.
- [3] MESKOURIS, K.; HINZEN, K.-G.; BUTENWEG, C.; MISTLER, M.: *Bauwerke und Erdbeben*. Wiesbaden: Vieweg + Teubner, 2011.
- [4] DIN EN 1995-1 *Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines-Allgemeine Regeln für den Hochbau*. 2010.
- [5] DIN EN 1995-1/NA *Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines-Allgemeine Regeln für den Hochbau*. 2010.
- [6] KESSEL, M. H.: *Scheibenbeanspruchung von Tafeln, Erläuterungen zu den Abschnitten 8.7 und 10.6 der DIN 1052-08/2004*. Deutsche Gesellschaft für Holzforschung DGfH.
- [7] SEIM, W.; VOGT, T.: *Deliverable 2B – Timber framed wall elements – monotonic and cyclic testing*. Universität Kassel, 2013.
- [8] WALTER, B.; WIESENKÄMPER, T.: *Zur Erdbebenbemessung im Holzbau*. Berlin: Ernst & Sohn, 2008.
- [9] WERKLE, H.: *Finite Elemente in der Baustatik*. 3. Auflage, Wiesbaden, 2008.
- [10] MÜLLER, F. P.; KEINTZEL, E.: *Erdbebensicherung von Hochbauten*. Berlin: Ernst & Sohn, 1984.
- [11] BACHMANN, H.: *Erdbebensicherung von Bauwerken*. Berlin: Birkhäuser, 2002.
- [12] VOGT, T.; HUMMEL, J.; SCHICK, M.; SEIM, W.: *Experimentelle Untersuchungen für innovative erdbebensichere Konstruktionen im Holzbau*. Berlin: Ernst & Sohn, 2014.
- [13] STEIGER, R.; FELTRIN, G.; NERBANO, S.; WOLF, L.: *Erdbebenbemessung von Holzbauten*. WHFF-Bericht 2012.04.
- [14] MESKOURIS, K.; HINZEN, K.-G.; BUTENWEG, C.; MISTLER, M.: *Bauwerke und Erdbeben*. Wiesbaden: Vieweg + Teubner, 2011.

Autoren

Dipl.-Ing. Burkhard Walter
walter@ing-walter.de

Falk Hoffmann-Berling, B.Eng.
hoffmann-berling@ing-walter.de

B. Walter Ingenieurgesellschaft mbH
Schurzelter Straße 27
52074 Aachen



B. Walter
Ingenieurgesellschaft mbH

Tragwerksplanung
Schall- und Wärmeschutz
vorbeugender Brandschutz
SiGe-Koordination



52074 Aachen
Schurzelter Str. 27
Tel.: 0241 – 94 90 9-0
Fax: 0241 – 94 90 9-25
e-mail: info@ing-walter.de
www.ing-walter.de

47119 Duisburg
Dammstr. 11
Tel.: 0203 – 570 83 76-0
Fax.: 0203 – 570 83 76-6
e-mail: info-du@ing-walter.de