

# Dynamische Eigenschaften von Gebäuden in Holzrahmenbauweise

Urs Oberbach und Prof. Martin Geiser  
Bernere Fachhochschule, Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur

## 1 EINLEITUNG

Mit Unterstützung des BAFU hat das Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur der Berner Fachhochschule gerade ein wichtiges Forschungsprojekt zu den dynamischen Eigenschaften von Gebäuden in Holzrahmenbauweise abgeschlossen. Im Frühjahr 2019 wurde von den Projektpartnern aus der Holzbranche in Chamoson (VS) ein Testgebäude in Holzrahmenbauweise errichtet. Das vierstöckige Testgebäude wurde verschiedenen Tests unterzogen, um seine statischen und dynamischen Eigenschaften zu bestimmen. Dies hat wichtige Erkenntnisse über die Erdbebensicherheit von Holzrahmenbauwerken geliefert, die im folgenden Beitrag vorgestellt werden.

### 1.1 Problemstellung und Ziel

Die dynamischen Eigenschaften, insbesondere die Grundschiwingzeit ( $T_1$ ), sind im Erdbebeningenieurwesen von grösster Bedeutung, da die seismischen Kräfte direkt von den dynamischen Reaktionen des Tragwerkes abhängen. Je nach verwendeter Berechnungsmethode und Annahmen können die erzielten Ergebnisse erheblich variieren. Die neuen elastischen Antwortspektren in der überarbeiteten Version der SIA 261:2020 unterstreichen noch einmal die Bedeutung einer zuverlässigen Abschätzung der Grundschiwingzeit ( $T_1$ ) des betrachteten Tragwerkes. Vor diesem entscheidenden Schritt findet sich der Ingenieur in einer unangenehmen Situation wieder und muss eine schwierige Entscheidung treffen.

Ziel des Projektes ist es, den Ingenieuren in der Praxis klare Hinweise zu geben, wie die Grundschiwingzeit von Holzrahmengebäuden realistisch abgeschätzt werden kann. Diese Hinweise müssen durch Tests belegt werden. Eine möglichst genaue Bestimmung der dynamischen Eigenschaften erhöht die Zuverlässigkeit bei der Berechnung der Erdbebeneinwirkungen. Es wird auch erwartet, dass damit die Kosten weiter optimiert werden können.

### 1.2 Methodik

Das Herzstück des Projekts ist ein vierstöckiges Testgebäude in Holzrahmenbauweise, welches im Frühjahr und Sommer 2019 in Chamoson (VS) errichtet wurde. Das Gebäude ist natürlicher Grösse in Bezug auf Höhe, Masse und Konstruktion und nur klein im Verhältnis zu seiner Grundfläche, die 4 m x 5 m beträgt. Jedes Geschoss ist 2,7 m hoch und der First ist auf 12,13 m. Die Aussteifung ist vollkommen regelmässig, aber in x- und y-Richtung unterschiedlich. In x-Richtung befinden sich Wände mit Öffnungen, während in y-Richtung geschlossene Elemente verwendet werden. In beiden Fällen beträgt die nach SIA 265 berücksichtigte Wandbreite 2,5 m. Die Struktur wird mit einer Kapazitätsbemessung ( $q = 3$ ), mit der Klammer als duktilen Element, ausgeführt. Die Steifigkeit und Masse aller verwendeten Baumaterialien und Verbindungsmittel wurden im Vorfeld ermittelt und zahlreiche Tests an den geklammerten OSB-Holz Verbindungen durchgeführt. Der Elastizitätsmodul und die Dichte der Rahmenteile aus Brettschichtholz wurden vor der Montage der Wände bestimmt. Der Schubmodul und die Dichte der OSB/3-Platten wurden ebenfalls gemessen, wie auch die Steifigkeit



Abb. 1: Vierstöckiges Testgebäude in Holzrahmenbauweise im Steinbruch in Chamoson (VS)



Abb. 2: Etappenweises Aufrichten und Testen am Testgebäude in Chamoson (VS), von Mai bis Oktober 2019

der verwendeten Zuganker. Nachdem die Wände zusammengebaut waren, hat jede Wand den Prüfrahmen durchlaufen, um die Steifigkeit zu bestimmen. Vier weitere Wände wurden zerstörend geprüft, um die Tragfähigkeit zu bestimmen. Das Gebäude wurde dann schrittweise aufgerichtet. In jeder Phase wurde die quasi-statische Steifigkeit der Struktur gemessen und spezifische dynamische Tests (LAAVT = Low Amplitude Ambient Vibration Test und HAFVT = High Amplitude Forced Vibration Test) durchgeführt.

## 2 ERGEBNISSE

### 2.1 Steifigkeit der Klammern K 1,53 x 50 OSB-Holz

Die experimentellen Untersuchungen an geklammerten OSB-Holz Verbindungen mit insgesamt mehr als 3'000 Klammerverbindungen, zeigten ein sehr starkes nichtlineares Verhalten. Detaillierte Untersuchungen, einschliesslich Röntgenaufnahmen, siehe Abb. 5, haben gezeigt, dass der Fließbeginn (lt. SIA 261:2020 - 16.5.1.1 und 16.5.5.2) bei ca. 0,5 kN pro Klammer liegt. Da die Steifigkeit sehr stark von der Belastungsintensität abhängig ist, wurde letztere durch die Auslastung der Klammerverbindung quantifiziert. Eine Auslastung von 100 % des Bemessungswertes der Schubfestigkeit einer Klammerverbindung bei sehr kurzzeitiger Belastung (KLED sehr kurz,  $R_d = 0,48$  kN) entspricht in etwa dem Fließbeginn. Abb. 6 zeigt, dass bei einer Auslastung von 100 % der durchschnittliche Verschiebungsmodul  $K_{\eta i}$  für eine Klammerverbindung 516 N/mm beträgt. Für eine Auslastung von 50 % beträgt der Verschiebungsmodul 1'395 N/mm.

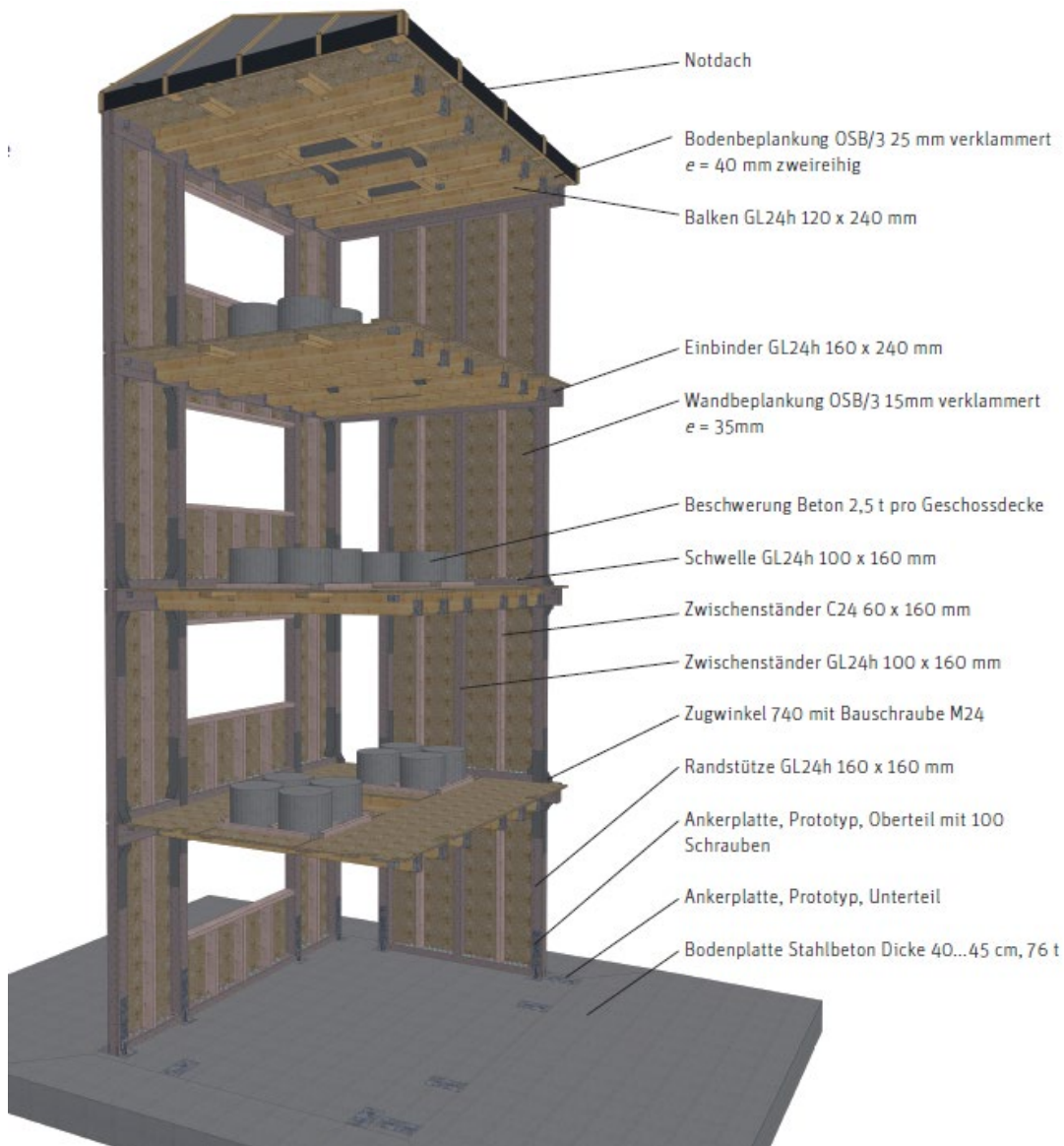


Abb. 3: Schematische Ansicht des Testgebäudes mit Beschreibung

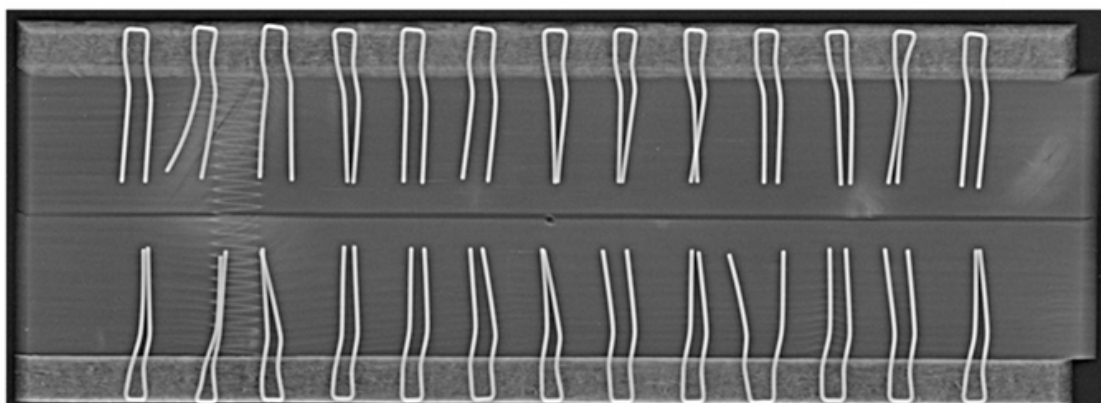


Abb. 4: Röntgenbild einer OSB-Holz Klammerverbindung, die über dem Fließbeginn hinaus beansprucht wurde.

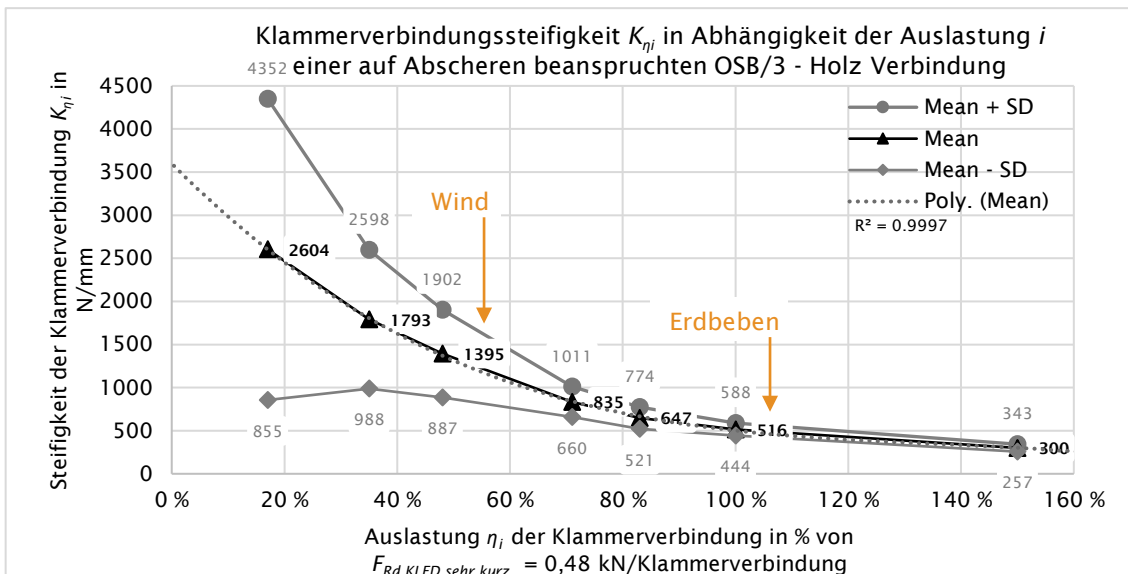


Abb. 5: Steifigkeit der Klammerverbindungen in Abhängigkeit von der Belastungsintensität. Die Steifigkeit wurde in Anlehnung an DIN EN 26891, aber in den Auslastungsbereichen 0,1-  $\eta_i$  einer Klammerverbindung ermittelt.

## 2.2 Elastizitätsmodul und Dichte von Holzrahmenbauteilen in BSH GL24h

Bis auf die Zwischenständer, auf die die OSB/3 Beplankung nicht statisch verklammert wurde, sind alle Teile des Holzrahmens aus Brettschichtholz GL24h gefertigt. Vor dem Abbund der Rahmenteile und Wände wurde der dynamische Elastizitätsmodul aller Bauteile aus GL24h mit dem Timber-Grader ermittelt. Auch ihre Dichte wurde aus der Masse und den Abmessungen berechnet. Der mittlere quasi-statische Elastizitätsmodul (Umrechnung erfolgt vom Timber Grader) betrug  $11'900 \text{ N/mm}^2 \pm 1123 \text{ N/mm}^2$  und die mittlere Dichte  $445 \text{ kg/m}^3 \pm 22 \text{ kg/m}^3$  bei  $12\% \pm 1,6\%$  Feuchtegehalt. 85 der 110 geprüften Teile hatten einen statischen Elastizitätsmodul größer als  $E_{m,mean} = 11'000 \text{ N/mm}^2$  lt. SIA 265:2012. Abb. 6 zeigt die Messwerte, aller 110 gemessenen Rahmenbauteile.

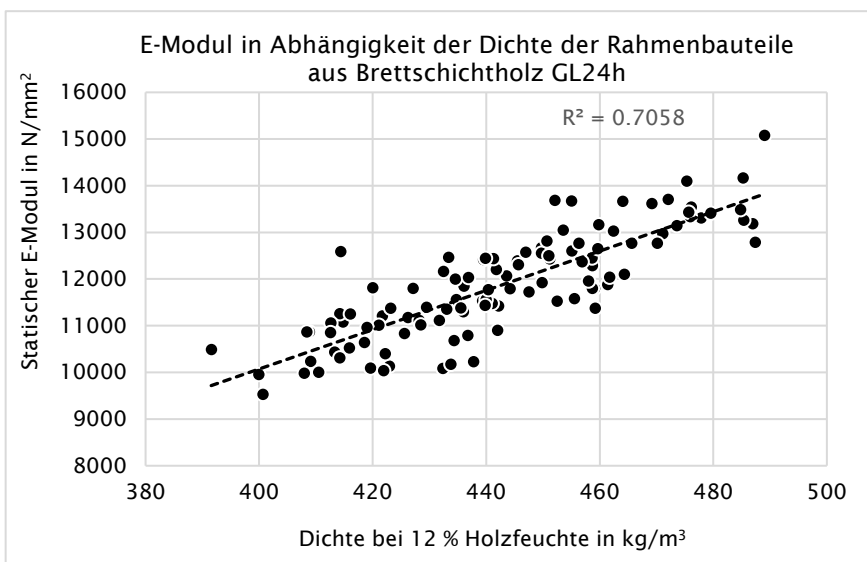


Abb. 6: Quasi-statischer Elastizitätsmodul (E-Modul) und Dichte der für das Testgebäude verwendeten BSH GL24h Rahmenbauteile

## 2.3 Schubmodul und Dichte der Beplankung (Aussteifungsschicht) OSB/3

Der Schubmodul der OSB/3 Beplankung wurde nach SN EN 789 für 32 Proben bestimmt. Der Mittelwert  $G_{\text{mean}} = 1'030 \text{ N/mm}^2$  mit einer Standardabweichung von  $\pm 192 \text{ N/mm}^2$  liegt leicht unter dem in der SIA 265/1:2018 angegebenen Wert von  $G_{\text{mean}} = 1'080 \text{ N/mm}^2$ . Die durchschnittliche Dichte beträgt  $605 \text{ kg/m}^3$  bei 12 % Feuchtegehalt.

## 2.4 Zugverankerungen

Zur Ermittlung der Wandsteifigkeit im Labor und zur Aufnahme der Zugkraft im Geschossübergang am Versuchsgebäude wurden Zuganker vom Typ Rothoblaas WHT 740 verwendet, die mit den Randstützen verschraubt wurden. Es wurde eine Vollausschraubung mit Schrauben des Typs LBS570 (5,0 x 70) durchgeführt. Bei den verwendeten Schraubenverbindungen kann eine Verbindungsnachgiebigkeit von ca. 1 mm unter der kurzzeitigen Bemessungslast angenommen werden. Am Fusspunkt wird das Testgebäude mit Ancotech Verankerungsteilen, die für eine Zugkraft von  $T_{\text{Rd+}} = 550 \text{ kN}$  ausgelegt sind, im Fundament befestigt. Die für diese Verankerungen durchgeführten Versuche zeigen auch, dass eine Nachgiebigkeit von 1 mm unter Bemessungslast angemessen ist, vgl. Abb. 7.

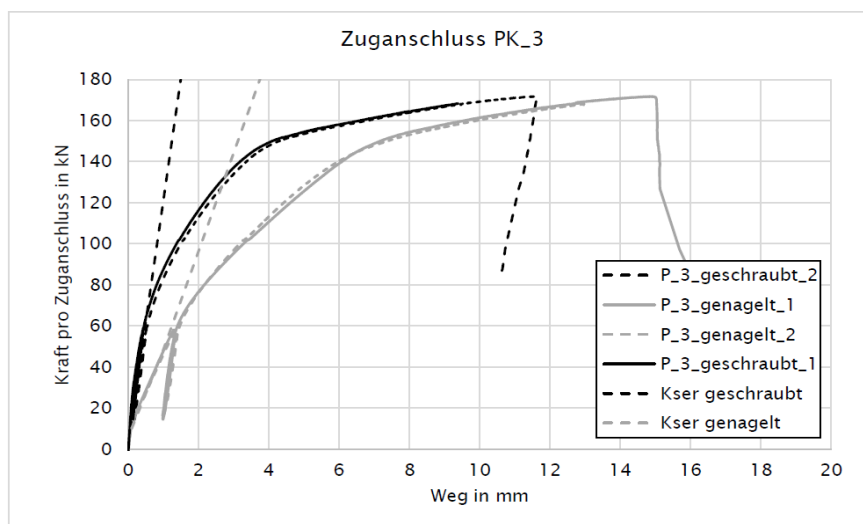


Abb. 7: Kraft-Verformungsdiagramm von einem WHT 740 Zuganschluss

## 2.5 Eigenschaften von Wänden in Holzrahmenbauweise

Die Steifigkeit der 16 Wände, die für den Bau des Testgebäudes verwendet wurden, wurde auf dem Prüfrahmern durch eine Begrenzung der Horizontallast, um eine Veränderung der Steifigkeit zu verhindern, ermittelt. Diese Grenze wurde durch Versuche von Klammerverbindungen vorgängig ermittelt. Zusätzlich zu diesen 16 Wänden wurden vier weitere bis zum Versagen getestet. Es wurden also 10 X-Wände und 10 Y-Wände auf ihre horizontale Steifigkeit geprüft. Abb. 8 links zeigt, dass die X-Wände (mit einer Öffnung und zwei Segmenten von je 1,25 m) deutlich steifer sind als die Y-Wände (Vollsegment von 2,50 m). Auf der rechten Seite ist der Einfluss der Belastungsintensität auf die horizontale Steifigkeit der Wände deutlich zu erkennen. Mit zunehmender Intensität wird die Wand weicher. Die rote Linie zeigt die horizontale Steifigkeit, berechnet mit den Steifigkeitswerten der SIA 265:2012 und SIA 265/1:2018.

Abb. 9 auf der linken Seite zeigt das Verhalten der vier Wände, die einem monotonen Zerstörungstest unterzogen wurden. Der Widerstand der X-Wände (C1 und C3 mit einer Öffnung und zwei Segmenten von 1,25 m,  $h = 2,70 \text{ m}$ ) ist deutlich höher als der der Y-Wände (C2, C4, Vollsegment von 2,50 m,  $h = 2,70 \text{ m}$ ). Die erzielten Ergebnisse unterstreichen das stark nichtlineare Verhalten der geklammerten Verbindungen, aber auch deren hohe Überfestigkeit (hier als Verhältnis  $F_{\text{ult}} / F_{\text{Rd}}$ ).

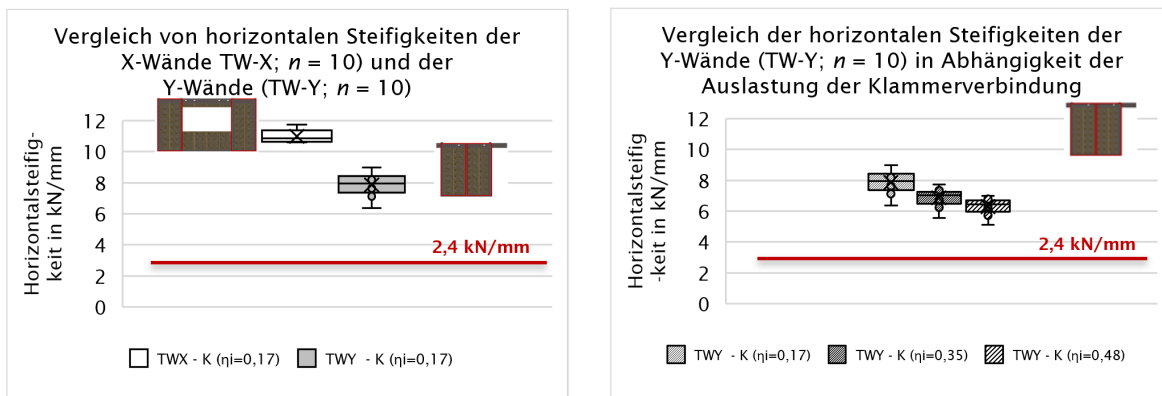


Abb. 9: Vergleich der Steifigkeit der X- und Y-Wände für eine Kraft, die einer Auslastung von 17 % der Klammerverbindung entspricht (links); Einfluss der Intensität der Auslastung (17 %, 35 % und 48 %) auf die Steifigkeit der Y-Wände (rechts); In rot: horizontale Steifigkeit der Wände, berechnet unter Berücksichtigung der Werte der aktuellen SIA-Normen

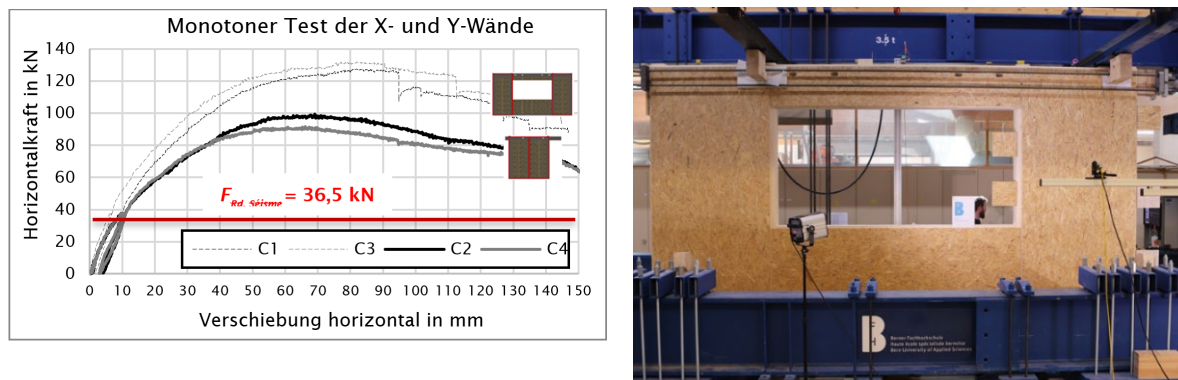


Abb. 8: Kraft-Verformungs-Diagramm der vier Wände, die dem monotonen Zerstörungsversuch unterzogen wurden, mit dem nach SIA 265:2012 und SIA 265/1:2018 berechneten Bemessungswert der Scherfestigkeit in rot (links); Foto einer X-Wand auf dem Prüfstand (rechts)

Darüber hinaus zeigt eine Analyse der Verformungsanteile, dass diese auch in Abhängigkeit von der Intensität der Belastung variieren. Bei einer Auslastung von 17 % beträgt der Beitrag der Klammerverbindung 26 %. Bei einer Auslastung von 100 % erhöht sich dieser Wert auf 63 %. Umgekehrt beträgt der Beitrag von OSB/3 bei niedriger Intensität 56 %, während er bei 100 % Auslastung auf 28 % sinkt.

### 3 EIGENSCHAFTEN DES TESTGEBÄUDES

Während des Aufrichtens wurde die Masse jeder Komponente des Testgebäudes bestimmt. Die Geschossmassen sind in der Abb. 10 dargestellt. Die Gesamtmasse des vierstöckigen Gebäudes beträgt  $m_{tot} = 18'251 \text{ kg}$ . Durch den Ausschluss von Unsicherheiten bei den verbauten Massen können sich die Untersuchungen auf das Steifigkeits- und Dynamikverhalten konzentrieren. Zusätzlich wurde der Feuchtigkeitsgehalt der Holzkonstruktion während der gesamten Testkampagne überwacht. Da der Feuchtigkeitsgehalt nur zwischen 11,0 % und 12,2 % variierte, wurde der Einfluss auf die erzielten Ergebnisse vernachlässigt.

Das Testgebäude wurde insgesamt 81 Ausschwingtests (HAFVT) unterzogen. Diese dynamischen Tests wurden für jedes Geschoss (1 bis 4 Geschosse), in den beiden Hauptrichtungen und bei verschiedenen Laststufen durchgeführt. Letztere wird als Auslastung des Querkraftwiderstandes der Klammerverbindung ausgedrückt, welcher dem der Wände und letztlich auch dem des gesamten Gebäudes entspricht, wobei letzteres mit der Klammerverbindung als duktilem Glied des Systems kapazitiv bemessen wurde. Ein Ausschwingtest (HAFVT) besteht aus dem seitlichen Aufbringen einer

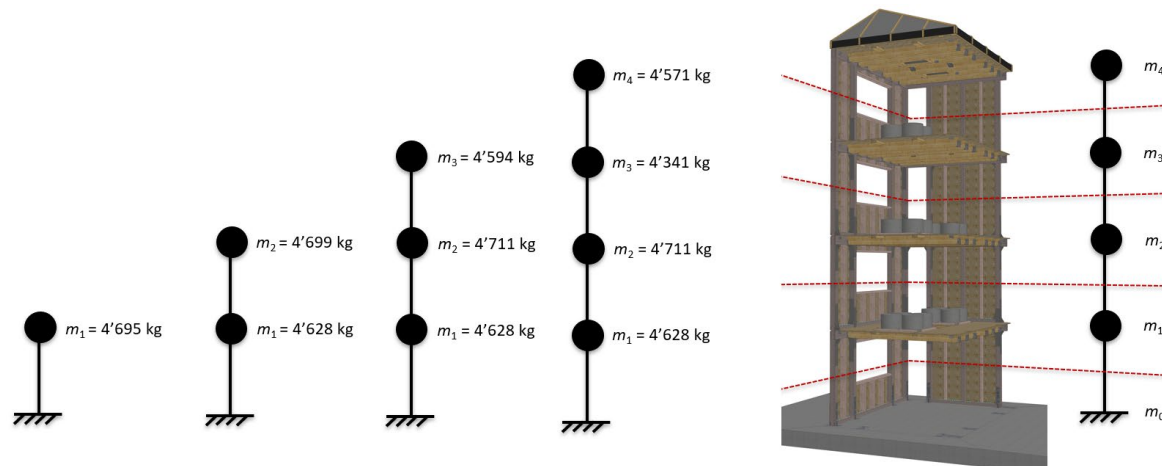


Abb. 10: Geschossmassen der vier Testzustände

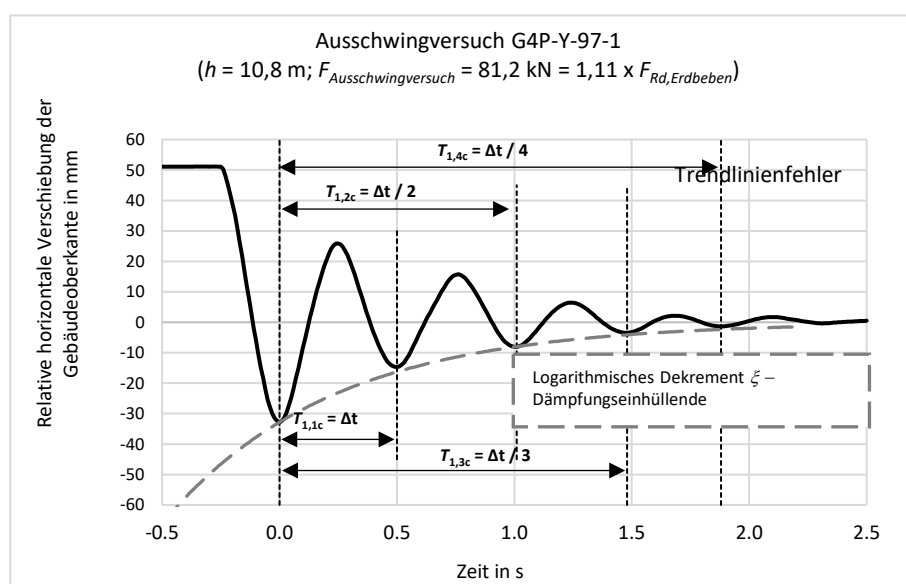


Abb. 11: Grundschwingzeit und Dämpfung nach einem Ausschwingversuch in Y-Richtung bei 111 % Querkraftauslastung des Bemessungswertes des Testgebäudes

horizontalen Kraft und dem plötzlichen Loslassen dieser Kraft. Konkret wird ein Stahlseil zum Ziehen des Gebäudes verwendet und ein speziell entwickelter Auslösemechanismus ermöglicht das plötzliche Abfallen der Kraft. Abb. 11 zeigt die Schwingzeit und die Dämpfung nach einem Ausschwingtest am 4-stöckigen Gebäude in Y-Richtung bei einer Auslastung von 111 %.

Die Diagramme in Abb. 12 zeigen die in den beiden Hauptrichtungen gemessenen Grundschwingzeiten über die ersten beiden Zyklen ( $T_{1,2c}$ ), in Abhängigkeit von der Geschossanzahl und der Belastungsintensität.

In der Abb. 13 ist die mit der Schätzformel (vgl. NBCC 2010:  $T_{1,est} = 0,05 \cdot h^{0,75}$ ) ermittelte Grundschwingzeit aufgetragen. Nach der kanadischen Norm (NBCC 2010) darf die in der Berechnung angesetzte Grundschwingzeit den Grenzwert von  $2 \cdot T_{1,est}$  nicht überschreiten. Die gemessenen Zeiten haben diesen Grenzwert nie überschritten.

Zusätzlich zu den Ausschwingtests ermöglichten Umgebungsrauschmessungen (LAAVT) die Quantifizierung des Frequenzabfalls bzw. der Verlängerung der Grundschwingzeit. Die durch hohe Lasten (HAFVT, 100 % Querkraftauslastung) induzierten Grundschwingzeiten sind etwa 1,5 Mal länger

als die bei Umgebungsrauschen (LAAVT). Die untenstehende Grafik zeigt einen  $T_1$ -Wert = 0,30 s im Umgebungsgeräusch gegenüber 0,47 s bei hoher Amplitude (HAFVT, 100 % Querkraftauslastung). Die Dämpfung des Tragwerkes hängt auch von der Amplitude ab. Während sie bei niedriger Amplitude nur wenige Prozent beträgt, übersteigt sie bei hoher Amplitude 10 %. Die bei einer Querkraftauslastung von 100 % erhaltene Dämpfung ist in der obigen Grafik (Abbildung 15) dargestellt. Eine Berechnung der Grundschwingzeit auf der Basis der oben beschriebenen quasistatischen Steifigkeiten kann zur Annäherung an die gemessenen Grundschwingzeiten verwendet werden. Das nachstehende Histogramm zeigt einen Vergleich zwischen den gemessenen Grundschwingzeiten am Testgebäude in Y-Richtung und den rechnerisch ermittelten Perioden (vereinfachte Rayleigh- und dynamische Analyse) auf der Grundlage verschiedener Steifigkeitsannahmen.

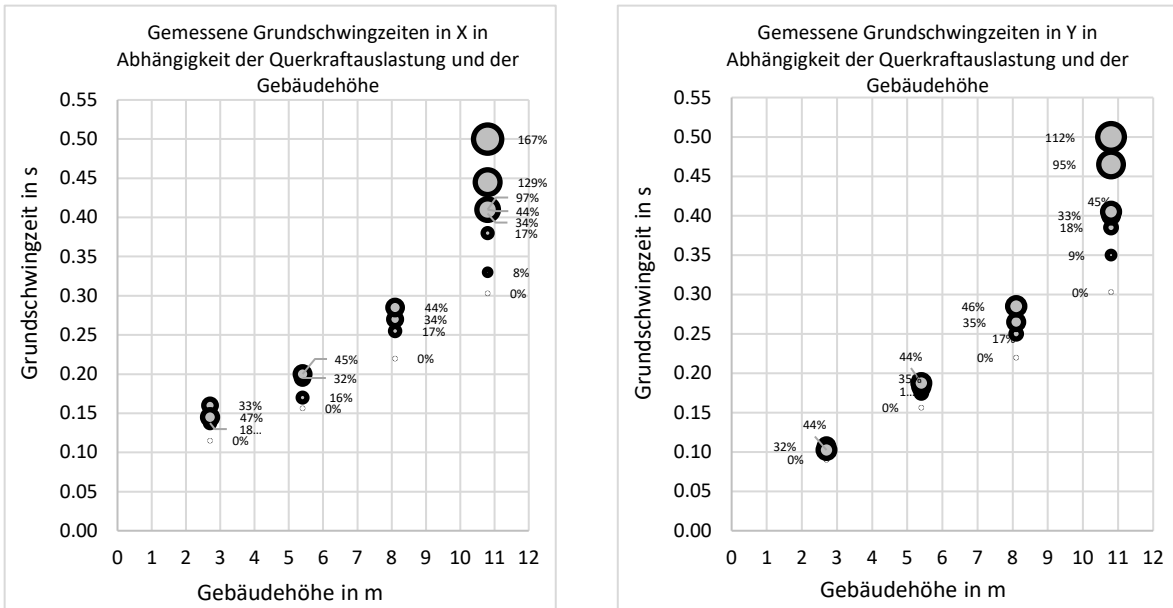


Abb. 12: In Ausschwingversuchen gemessene Grundschwingzeiten in X und Y, in Abhängigkeit von der Gebäudehöhe (gemessen im obersten Stockwerk) und der Belastungsintensität (quantifiziert durch die Querkraftauslastung)

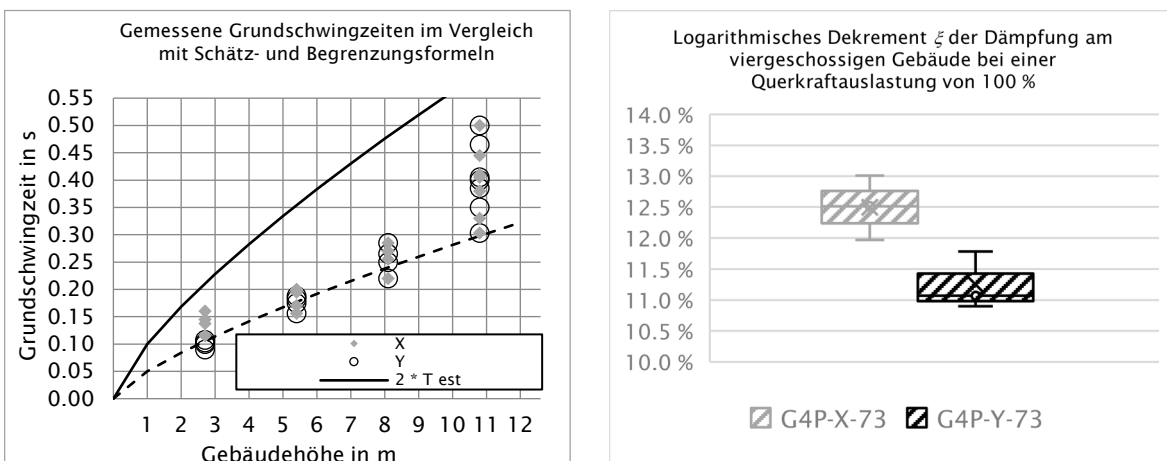


Abb. 13: Grundschwingzeiten und Werte, die mit der Schätzformel  $T_{1,est} = 0,05 \cdot h^{0,75}$  und einer Obergrenze von  $2 \cdot T_{1,est}$  gemäss der kanadischen Norm NBCC 2010 ermittelt wurden

Abb. 14: Logarithmisches Dekrement der Dämpfung beim 4-geschossigen Testgebäude bei 100 % Querkraftauslastung in X und Y

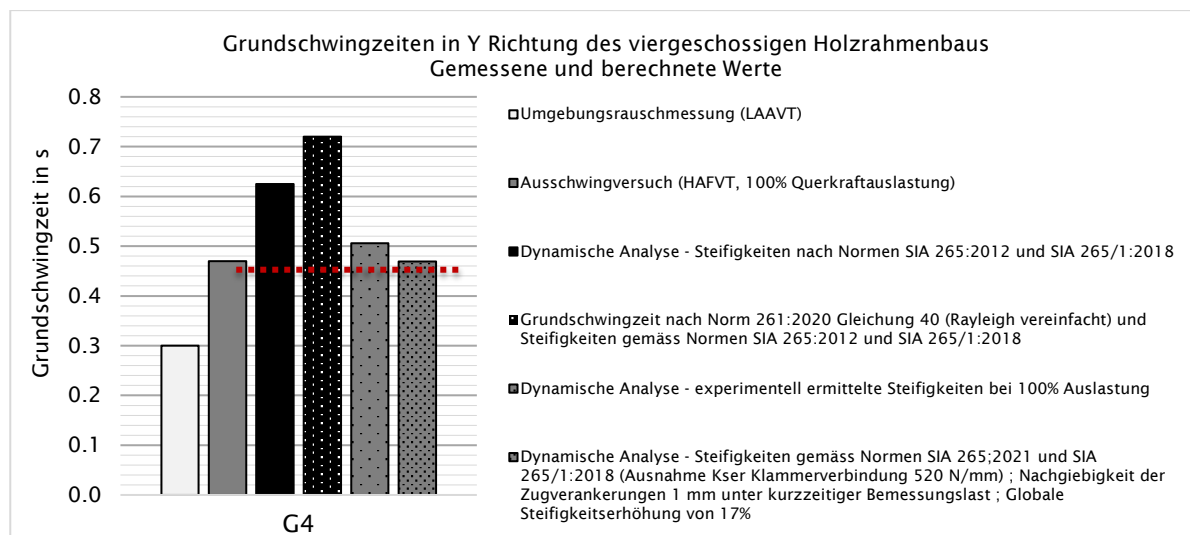


Abb. 15: Grundschiwingzeiten des vierstöckigen Holzrahmengebäudes in Y-Richtung. Vergleich der gemessenen Werte (LAAVT und HAFVT) mit Werten, die nach verschiedenen Methoden und Steifigkeitsannahmen berechnet wurden

Unter Berücksichtigung der Steifigkeit nach SIA 265:2012 und SIA 265/1:2018 ergibt sich mit Gleichung 261.40 (vereinfacht Rayleigh) eine Grundschiwingzeit von  $T_1 = 0,72$  s, die deutlich über der tatsächlichen Grundschiwingzeit liegt. Bei gleichen Steifigkeitsannahmen ergibt die dynamische Analyse mit  $T_1 = 0,63$  s ein um 34 % höheres Ergebnis als die bei 100 % Querkraftauslastung gemessene Grundschiwingzeit ( $T_1 = 0,47$  s). Unter Berücksichtigung der effektiven (wie gemessenen) quasi-statischen Steifigkeiten ergibt sich eine Periode  $T_1 = 0,51$  s. Dieser Unterschied lässt sich wahrscheinlich einerseits durch räumliche Tragwerkseffekte und andererseits durch eine Zunahme der Steifigkeit bei dynamischer Anregung erklären, da Holz ein viskoelastisches Material ist. Eine Betrachtung der Steifigkeit anhand der folgenden Werte:

- Verschiebungsmodul der Klammerverbindung  $K$  1,53 x 50 von  $K_{ser} = 520$  N/mm,
- GL24h mit  $E_{m,mean} = 11'500$  N/mm<sup>2</sup> und OSB/3 mit  $G_{mean} = 1'080$  N/mm<sup>2</sup> (Werte aus SIA 265:2021 und SIA 261/1:2018),
- Verankerungsnachgiebigkeit unter der kurzzeitigen Bemessungslast von 1 mm,
- 17 % Erhöhung der Gesamtsteifigkeit der Struktur,

ergibt die Grundschiwingzeit von  $T_1 = 0,47$  s, gemessen bei 100 % Querkraftauslastung (rote gestrichelte Linie in Abb. 16). Die Anwendung des Faktors für die Einwirkungsdauer  $\eta_t = 1,4$  auch auf die Steifigkeit würde hier zu Grundschiwingzeiten auf der sicheren Seite führen.

Nach Abschluss der Ausschwingtests beendete schliesslich ein Versuch zur Bestimmung des Tragwiderstandes des Testgebäudes die Testkampagne. Mit Hilfe der leicht schräg angebrachten Stahlseile an der Spitze des vierten Geschosses wurde die Kraft erhöht, bis das Gebäude versagt hat. Der Versagensmechanismus ist in der folgenden Abb. 18 zu sehen. Diese Art der Beanspruchung entspricht in keiner Weise der Wirkung eines realen Erdbebens. Aus praktischen Gründen wurde die Kraft nur an der Spitze des vierten Stockwerkes aufgebracht. Somit ist die Querkraft über die Höhe des Gebäudes konstant, während sie unter der Einwirkung eines Erdbebens von oben nach unten zunehmen würde. Der Versagensmechanismus mit Zerstörung des letzten Geschosses ist wahrscheinlich auf zwei Effekte zurückzuführen. Erstens hat der Stahl, der für die stabförmigen Holzverbinder (in diesem Fall die Klammern) verwendet wird, eine sehr geringe Kaltverfestigung. Diese Eigenschaft spiegelt sich sowohl im Verhalten der Anschlüsse als auch in den Wänden wieder. Bei fehlender Kaltverfestigung fliesst also das Element, das zuerst fliesst, weiter, bis es versagt, ohne dass die anderen Elemente im plastischen Bereich aktiviert werden. Zweitens: Während die Schubfestigkeit der Wände für alle vier Stockwerke gleich war, war die Festigkeit der Zuganker proportional zum Moment und nahm daher von oben nach unten zu. Diese Anker trugen wahrscheinlich dazu bei, den Schubwiderstand der unteren Geschosse etwas zu erhöhen, wodurch das oberste Geschoss zum schwächsten Glied im System wurde. Wie die Klammern und die Wände zeigte auch das Gebäude eine Überfestigkeit ( $F_{ult} / F_{Rd}$ ) größer als 2, trotz zahlreicher Ausschwingversuche, darunter drei bei einer Querkraftauslastung von 97 %, drei weitere bei 114 % und einer quasi-statischen Belastung von 178 %.



Abb. 16: Testgebäude bereit für den Zerstörungsversuch; die zur Kräfteinleitung verwendeten Stahlseile sind links des Gebäudes zu sehen

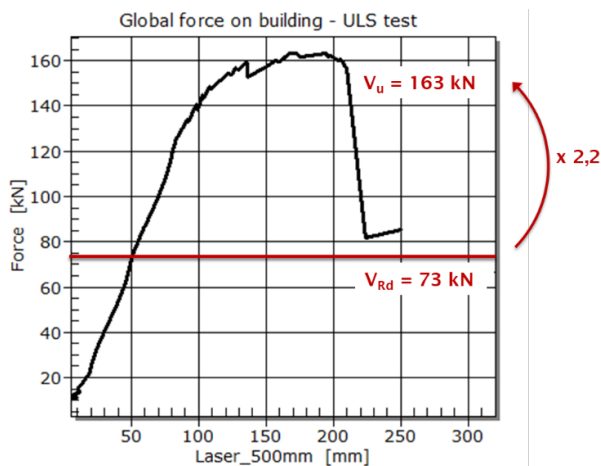


Abb. 17: Der Versagensmechanismus beim Zerstörungsversuch mit einer einzelnen, leicht schräg eingeleiteten Kraft am oberen Ende des vierten Geschosses (links); Das entsprechende Kraft-Verformungs-Diagramm (rechts)

#### 4 SCHLUSSFOLGERUNG

Dank der durchgeführten Tests liegen nun wichtige Informationen vor. Der erste Punkt betrifft die Steifigkeit der OSB-Holz Klammerverbindung (K 1,53 x 50). Aufgrund der hohen Nichtlinearität des Verhaltens sind die Verschiebungsmodule von der Auslastung der Verbindung abhängig:  $K_{ser} = 520 \text{ N/mm}$  für die Abschätzung der Grundschwingzeit und  $K_{ser} = 1'400 \text{ N/mm}$  für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit gegen Wind. Unter Berücksichtigung dieser Verschiebungsmodule in Kombination mit den Materialeigenschaften nach SIA 265:2021 und SIA 261/1:2018 und einer zulässigen Verankerungsnachgiebigkeit von 1 mm unter kurzzeitiger Bemessungslast kann die Steifigkeit einer Holzrahmenbauwand bestimmt werden. Derzeit wird in den Normen SIA 265 und SIA 265/1 für den betrachteten Klammerverbindungstyp, zu dem auch die in der Schweiz übliche Klammer 1,53 x 50 gehört, ein Verschiebungsmodul von  $K_{ser} = 247 \text{ N/mm}$  angegeben. Ein Antrag auf Berichtigung ist an die Kommission der SIA 265 gerichtet.

Es wurde eine grosse Überfestigkeit (hier definiert als das Verhältnis  $F_{ult} / F_{Rd}$ ), d. h. größer als 2, der Klammerverbindungen, der Holzrahmenwände und schließlich des gesamten Gebäudes beobachtet.

Je nach Anzahl der Geschosse wurden Grundschwingungszeiten  $T_1$  zwischen 0,1 s und 0,5 s gemessen. Die Grundschwingzeit wird mit zunehmender Amplitude länger. So ist die Grundschwingzeit bei grosser Amplitude (HAFVT, 100 % Querkraftauslastung) etwa 1,5 Mal länger als bei der Messung im Umgebungsrauschen (LAAVT).

Eine Berechnung der Grundschwingzeit  $T_1$  auf der Basis der oben beschriebenen quasistatischen Steifigkeiten ermöglicht eine Annäherung an die gemessenen Werte. Ein Unterschied bleibt jedoch bestehen. Dies ist wahrscheinlich zum einen auf räumliche Tragwerkseffekte zurückzuführen, zum anderen auf eine Erhöhung der Steifigkeit bei dynamischer Belastung, da Holz ein viskoelastisches Material ist. Eine pauschale Erhöhung der Gesamtsteifigkeit um 17 % ermöglicht die Berechnung der gleichen Grundschwingzeit, wie sie im Testgebäude gemessen wurde. Weitere Arbeiten sind geplant bzw. im Gange, um diesen Anstieg der Steifigkeit unter dynamischer Belastung besser zu verstehen und zu quantifizieren. Aus Mangel von genaueren Angaben ist eine Übergangslösung, den Erhöhungsfaktor  $\eta_t = 1,4$  auch bei der Steifigkeit zu berücksichtigen. Darüber hinaus wird empfohlen, die Grundschwingzeit von Holzrahmenkonstruktionen auf  $2 \cdot T_{1,est}$  zu begrenzen. ( $T_{1,est} = 0,05 \cdot h^{0,75}$  mit  $h$  = Gebäudehöhe).

Hinsichtlich der Dämpfung bei großen, erdbebenrelevanten, Amplituden wurden Werte zwischen 11 % und 13 % gemessen. Dieses Ergebnis ist besonders interessant, da durch die Verwendung eines viskosen Dämpfungsmasses von  $\xi = 0,10$  statt der üblichen  $\xi = 0,05$  die seismischen Kräfte um fast 20 % reduziert werden ( $\eta = 0,82$ ). Diese Werte müssen jedoch noch konsolidiert werden, so dass es ratsam ist, weiterhin die üblichen 5 % zu verwenden. Auch hier sind weitere Arbeiten geplant, um die notwendige Klärung und ausreichende Bestätigung zu erhalten, um der Kommission der SIA 265 die Einführung solcher Werte vorschlagen zu können.

## 5 DANKSAGUNG

Die Autoren bedanken sich herzlich bei allen Partnern, Unternehmen und Institutionen, ohne die dieses gewagte Projekt nicht hätte begonnen oder abgeschlossen werden können.

### Projektpartner:

- BAFU, Sektion Störfall- und Erdbebenvorsorge, Hr. Sven Heunert, Co-Finanzierung und Projektbegleitung
- Epfl, IMAC, Dr Pierino Lestuzzi, Projektbegleitung und Ausführung der Umgebungsrauschmessungen sowie Interpretation der Ergebnisse
- Empa, Abteilung Ingenieurstrukturen, Dr René Steiger, Projektbegleitung und Interpretation der Ergebnisse
- André SA, ZA Champs-Carroz 1-3, CH-1169 Yens/Morges
- AVEMEC Association valaisanne des entreprises de menuiserie, ébénisterie, charpente, vitrerie et fabrique de meubles), finanzielle Unterstützung
- Beer Holzbau AG, Obere Zollgasse 76, CH-3072 Ostermundigen
- Buchard H. SA, Rue de l'Ancienne-Pointe 24, CH-1920 Martigny
- Charpentes Vial SA, Passage du Querro 10, CH-1724 Le Mouret
- Dénériaz Sion SA, Route de Riddes 101, CH-1950 Sion
- DF2-Befestigungstechnik AG, Bahnhofstrasse 32, CH-5623 Boswil
- GVB Gebäudeversicherung Bern, finanzielle Unterstützung
- Häring & Co. AG, Sisslerstrasse 15, CH-5074 Eiken
- Hüsser Holzleimbau AG, Oberebenestrasse 22, CH-5620 Bremgarten
- Rotho Blaas GmbH, Etschweg N. 2/1, I-39040 Kurtatsch
- Schaerholzbau AG, Kreuzmatte 1, CH-6147 Altbüron
- Stuber & Cie AG, Sägestrasse 22, CH-3054 Schüpfen

### Mit der Unterstützung von:

- Ancotech AG, Dielsdorf
- Fournier & Cie, Ardon
- Habegger AG, Thun
- HEIG-VD, Dr Andrea Bernasconi, Yverdon
- Immer AG, Uetendorf
- Les Artisans du Bois Nendaz SA, Haute-Nendaz
- Pfefferlé & Cie SA, Sion
- Proz Frères SA, Riddes
- SABAG, Biel/Bienne
- Paulsen Holz GmbH, Norbord Europe
- Triage Forestier des Deux Rives, Riddes
- Valbéton SA, Vétroz