

# Hochhäuser aus Holz – Zwischen Forschung und Praxis in der Schweiz

Charles Binck, Andrea Frangi

## Zusammenfassung

Bis dato zählt die Schweiz drei Holz-Beton-Hybrid Hochhäuser. Mehrere Wohn- und Bürotürme befinden sich aktuell in Planung. Ein «reines» Holzhochhaus steht kurz vor dem Bau. Einige der Innovationen wurden im Forschungslabor der ETH Zürich getestet. Hierfür wurden in den vergangenen Jahren Versuche an speziellen Deckensystemen vollzogen und Dehnmessungen von hochbelasteten Holzstützen untersucht. Neuartige Holz-Beton-Verbund-Technologien wurden entwickelt, Langzeitversuche gestartet, sowie Versuche an neuen Verbindungstechnologien durchgeführt. Tiefgehende Untersuchungen zu den Themen Robustheit und Gebäudeaussteifungen sind im Gange.

Dieser Beitrag gibt einen Einblick in die Forschung und Praxis der hybriden Holzhochhäuser in der Schweiz. Wesentlicher Treiber der Bauten ist die zunehmende Suche nach ökologischen Konstruktionsbauweisen. Aus ingenieurtechnischer Sicht sind es Leuchtturmprojekte, die jedoch den wesentlichen Vorteil geringerer Eigenmasse genießen. Aktuell zeigen die drei schweizerischen Ausführungen ein im Schnitt 30% geringeres Eigengewicht als ihre Geschwisterbauten in konventioneller Bauweise auf. Mit einer Verringerung des Materialvolumens und einer nur geringfügigen Reduzierung der nutzbaren Fläche um 1% zeigen die ersten Pilotprojekte bereits wettbewerbsfähige Amortisationsgrade auf.

**Stichworte** mehrgeschossiger Holzbau, hybride Holzhochhäuser, Holz-Beton-Verbund, Holzstützen, Verformungen

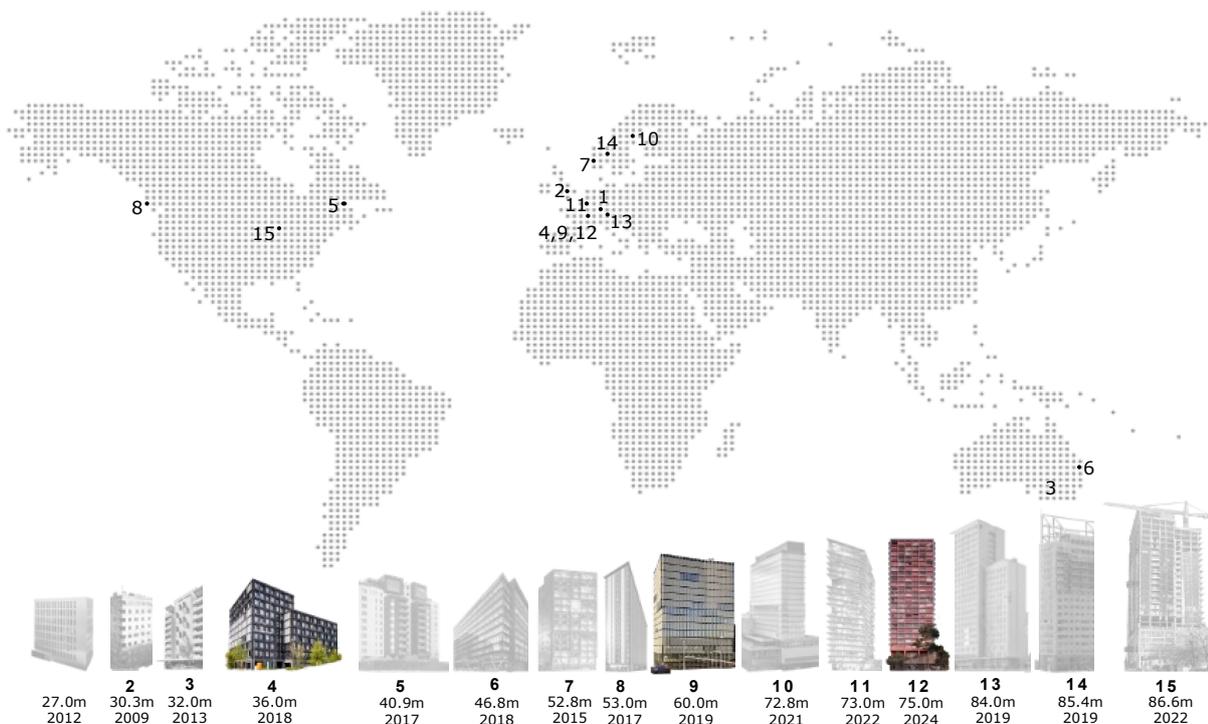
## 1 Einleitung

In der Schweiz blickt der Holzbau auf Tradition. Doch haben sich die Dimensionen seiner Hochbauten in den vergangenen Jahren um ein Vielfaches skaliert. Neben der Entwicklung leistungsfähiger Bauprodukten sind die wesentlichen Treiber hierfür die sukzessive Liberalisierung der Brandschutzvorschriften und die Initiative der Bauherrschaften mit dem Baustoff Holz zu bauen. Möglichkeiten und daraus folgende Machbarkeiten stützen sich auf intensive Forschung, Entwicklung und Erfahrung der vergangenen Jahrzehnte.

Aktuell stehen in der Schweiz drei Holz-Beton-Hybrid Hochhäuser. Gebaut werden dürfen diese seit 2015 infolge der Lockerung der Brandschutzvorschriften [1]. Zwei von Ihnen rangen unter den bisher 10 höchsten hybriden Holzhochhäusern weltweit. Dass Forschung und Praxis dabei parallel verlaufen ist spannend, herausfordernd, aber auch wirkungsvoll. Denn die Praxis konstituiert somit die Disziplin, wo die Forschung hinzielen soll.

## 2 Holzhochhäuser in der Schweiz

Es sind Pilotprojekte mit vielen Gemeinsamkeiten. Denn entworfen sind die Hochbauten nach dem „Internationalen Stil“. Einst von Ludwig Mies van der Rohe [2] ins Leben gerufen, definiert dieser architektonische Stil die letzte der fünf Hochhausgeneration [3]. Hierbei übernimmt der innere Kern neben der gesamten vertikalen Erschließung der Gebäude die statische Funktion der horizontalen Aussteifung. Nach außen löst sich das Tragwerk in eine filigrane Stützen-Träger-Konstruktion auf. Die Gebäudehülle wird dabei als Fassade vorgehängt. Im Holzbau treffen sich die Gemeinsamkeiten in den Holz-Beton-Verbundrippedecken, welche bei den drei Bauten jedoch in unterschiedlicher Form ausgeführt worden sind. Der vertikale Lastabtrag erfolgt jeweils über geschossweise gestoßene und gelenkig gelagerte Pendelstützen. **Abb. 1** zeigt einen Auszug der Höhenentwicklung im mehrgeschossigen Holzbau und ordnet die drei Schweizer Bauten in die Skale ein.

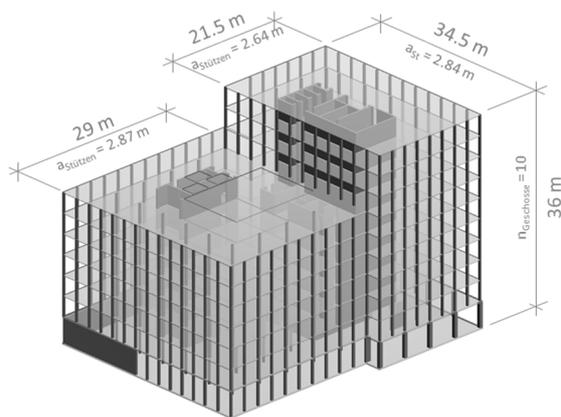


**Abb. 1:** Einordnung der Schweizer Holzhochhäuser in die Höhenentwicklung des mehrgeschossigen Holzbaus.

Entworfen wurden die drei Bauten von unterschiedlichen Architekten. Konstruiert und gerechnet hat jeweils ein anderes Ingenieurbüro, gebaut jedoch wurden die Türme vom Gleichen, von der Firma Erne Holzbau AG. Bei allen Bauten ist der innere Erschließungskern betoniert. Während Beton- und Holzbauarbeiten beim ersten Bau geschossweise parallel verliefen, waren die Baumeisterarbeiten bei den folgenden Projekten dem Holzbau mit einem Vorlauf von zwei Geschossen in Kletterschalung jeweils um knapp zwei Wochen voraus.

### 2.1 Erster Bau: „Suurstoffi 22“

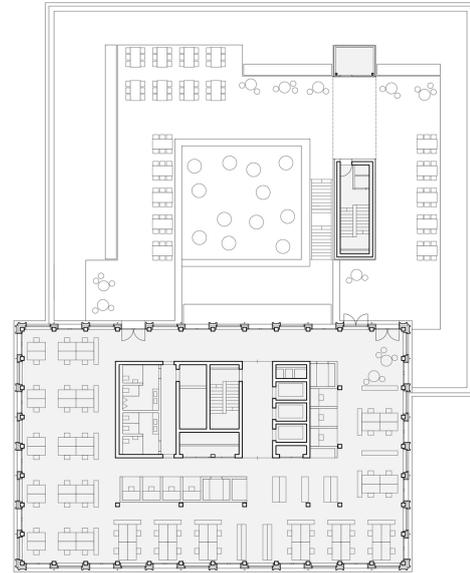
Die Baufertigstellung des ersten Hybridhochhauses, dem „Suurstoffi 22“ erfolgte Mitte 2018. Ausgeführt wurde das Gebäude in Risch Rotkreuz nach den Plänen von Burkard Meyer Architekten (Architekt) und Erne Holzbau AG (Ingenieur). Der Hybridbau ist ein Konglomerat aus zwei sich überscheidenden Baukörpern unterschiedlicher Höhen. Der höhere Teil formt der zehngeschossige Turm mit einer Gesamthöhe von 36 m. Das Erdgeschoss ist in Betonbauweise ausgeführt, die darauffolgenden neun Obergeschossen in Hybridbauweise. **Abb. 2** bildet die wesentlichen geometrischen Kennzahlen ab.



**Abb. 2:** Rohbaumodell des Projekts „Suurstoffi 22“ oberhalb Terrains (Nachmodelliert).

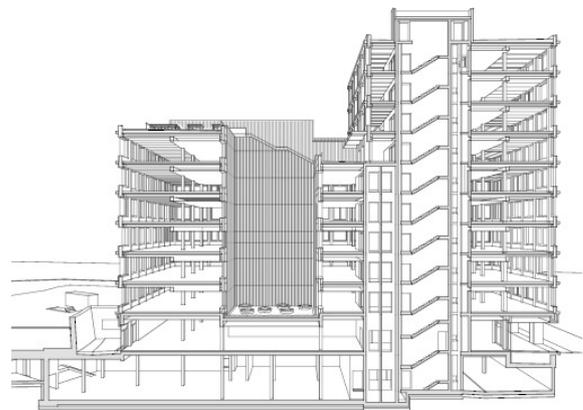
Vom betonierten Erschließungskern spannen die linear tragenden Holz-Beton-Verbundrippendecken zur Außenwand als Einfeldträger über variierende Spannweiten bis zu 8,5 m. Zwischen den Rippen ist die Gebäudetechnik untergebracht. Oberhalb des 12 cm starken Überbetons ist der Bodenaufbau mit ei-

nem Vergussmörtel und zusätzlichen Hohlboden gelöst. Der Regelgrundriss kann **Abb. 3** entnommen werden.



**Abb. 3:** Regelgrundriss vom „Suurstoffi 22“, ohne Maßstab. [Burkard Meyer Architekten]

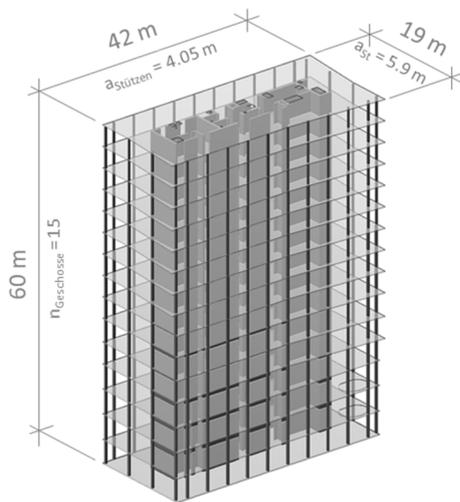
Das Deckenmittelaufleger bilden einfeldrige Unterzüge in Baubuche GL70, welche die Lasten über Querdruck in die verjüngten Furnierschichtholzstützen ableiten. Fassadenseitig werden die Deckenlasten über deckenebene Unterzüge in die Stützen abgetragen. **Abb. 13** (links) zeigt ein Bild der Gebäudeinnenansicht. Weiterführende Bilder und detailliertere Projektinformationen können [4–6] entnommen werden.



**Abb. 4:** Gebäudeschnitt, ohne Maßstab. [Erne Holzbau AG]

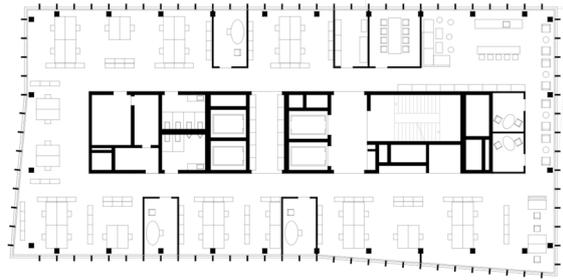
## 2.2 Zweiter Bau: „Arbo“

Auf dem gleichen Areal des ersten Hybridhochhauses – dem Suurstoffi Areal – wurde 2019 auf dem Baufeld 1 das „Arbo“ fertiggestellt. Der rechteckige Grundriss misst rund 42 x 19 m, wobei der Betonkern in Quer- richtung auf 1/3 der Gebäudebreite dimensioniert ist. Von diesem Kern spannen die Holz-Beton-Ver- bunddecken über 6.65 m bis zur Außenwand. In Ge- bäudelängsrichtung sind die Stützen im 4.05 m Raster angeordnet. Entworfen und geplant wurde der Bau von der ARGE Manetsch Meyer Architekten und Büro Konstrukt. Die Zusammenarbeit erfolgte mit Pirmin Jung Ingenieuren. Wesentliche Gebäu- dekenndaten können **Abb. 5** entnommen werden.



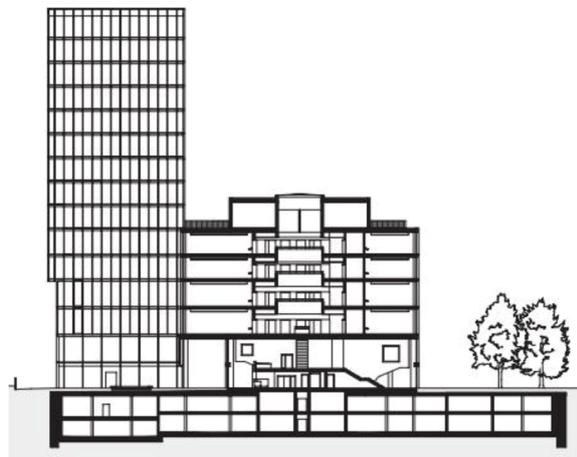
**Abb. 5:** Rohbaumodell des Projekts „Arbo“ oberhalb Terrains (Nachmodelliert).

Die Stützenquerschnitte des 60 m hohen Turms sind etagenweise entsprechend der Belastung dimen- sioniert und auf schlankest mögliche Querschnitte opti- miert. Durch die Wahl höherer Holzgüten konnten Querschnitte zwischen GL28h 280/320 mm, GL32h 340/340 mm und GL70 320/340 mm gewährleistet werden. Letztere tragen bis zu 3660 kN und wurden zur optischen Einheitlichkeit mit einer umlaufenden 20-30 mm starken Fichtenholzlamellenverkleidung auf 360/400 mm Querschnitte bekleidet [7]. Die Erd- geschossstützen sind in 1.2 m Höhe auf eine außer- gewöhnliche Anpralllast von 180 kN bemessen [8].



**Abb. 6:** Regelgrundriss des „Arbo“, ohne Maßstab. [Manetsch Meyer Architekten / Büro Konstrukt]

**Abb. 6** zeigt den Regelgrundriss des Gebäudes. In Analogie zum Nachbarbau „Suurstoffi 22“ wurden die Holz-Beton-Verbunddecken im Werk vorfabri- ziert. Lediglich die Schubnocken der zum Teil decken- ebenen Unterzügen wurden beim „Arbo“ mit einem Vergussmörtel ausgegossen. Um das Tragverhalten dieser Kervenverbindung im hohen Lastbereich em- pirisch zu untersuchen, wurde ein Versuchskörper im Maßstab 1:1 an der ETH Zürich getestet. Technische Details und weiterführende Informationen können [5,7–9] entnommen werden.

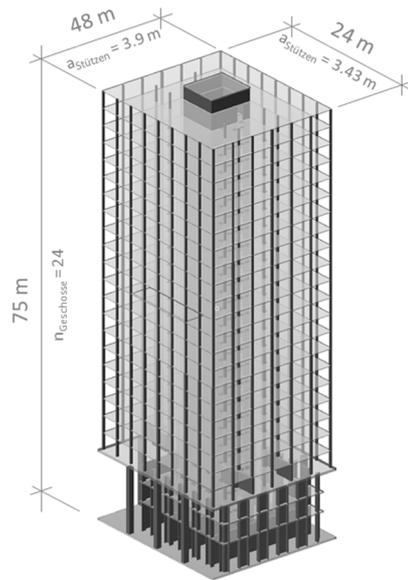


**Abb. 7:** Hochhausansicht mit Querschnitt durch den Anschluss- bau. [Manetsch Meyer Architekten / Büro Konstrukt]

## 2.3 Dritter Bau: „Zwhatt“

Das von Boltshausen Architekten entworfene Hoch- haus „Zwhatt“ ist ein 75 m hoher Hybridbau in Re- gensdorf. Im Gegensatz zu den anderen zwei Hybridbauten, bringt das „Zwhatt“ überwiegend Wohnungen unter. Nur der dreigeschossige Betonso- ckel nimmt gewerbliche Funktionen auf. Besonder- heit sind die tragenden Holzbauteile, welche

ganzheitlich aus Buchenstabschichtholz der Güte GL40h ausgeführt worden sind. In Analogie zu den vorherigen zwei Bauten erfolgt die Gebäudeaussteifung über den betonierten Erschließungskern. Die vertikalen Lasten werden von den Holz-Beton-Verbunddecken über den Kern und die Holzstützen abgetragen. **Abb. 8** veranschaulicht den 24-geschossigen Rohbau.

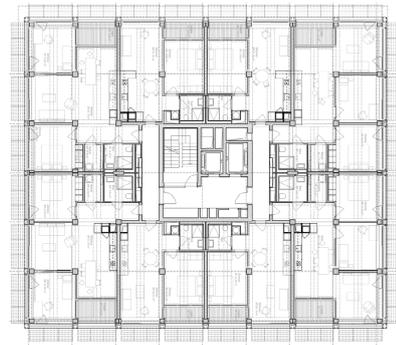


**Abb. 8:** Rohbaumodell des Projekts „Zwhatt“ oberhalb Terrains (Nachmodelliert).

Die Tragwerksplanung erfolgte in einer Ingenieurgemeinschaft mit der B3 Kolb AG (Holzbau) und Schnetzer Puskas Ingenieuren (Betonbau). Wie bei den Bauten „Surstoffi 22“ und „Arbo“ konnte auch beim Projekt „Zwhatt“ das Holztragwerk dank dem Einbau einer Sprinkleranlage auf einen 60-minütigen Feuerwiderstand dimensioniert werden. Gegenüber dem baulichen Brandschutzkonzept erlaubt hier das Löschanlagenkonzept in der Schweiz eine Reduktion des Feuerwiderstandes der tragenden Bauteile außerhalb des vertikalen Fluchtweges um 30 Minuten, vgl. Abschnitt 4. Der Grundriss eines Regelgeschosses ist in **Abb. 9** abgebildet.

Bezüglich der strukturellen Robustheit haben die Ingenieure die Struktur auf einen Stützensausfall dimensioniert [10]. Hierzu wurden die Holzstützen über werkseitig eingeklebte Gewindestangen vor Ort miteinander verbunden. Im Fall eines außergewöhnlichen Stützensausfalls sind die Geschosse demgemäß

auch auf Zug miteinander verbunden. Die im Stützensausfall resultierenden Schnittgrößen sollen über einen gesonderten Anschluss in die Nachbarfelder umgeleitet werden können, welcher im Versagensfall aktiv wird. Durch den Zusammenschluss der Deckenquerträger sollen die ursprünglich ausgelegten Einfeldträger so als Kettenbindeglied aktiviert werden.



**Abb. 9:** Regelgrundriss des „Zwhatt“, ohne Maßstab. [Boltshauser Architekten]

Zur Gewährleistung dieses alternativen Lastpfades können die erhöhten Lasten gemäß [10] über die gesondert ausgelegte Druckzone im Überbeton und ein zusätzlich angeschraubtes Stahlblech in der Biegezugzone der Rippen umgeleitet werden, vgl. **Abb. 11** und **Abb. 12**. Weitere Anschlussbilder und Erläuterungen des Stützenknotens können [10] und [11] entnommen werden.



**Abb. 10:** Gebäudequerschnitt, ohne Maßstab. [Boltshauser Architekten]



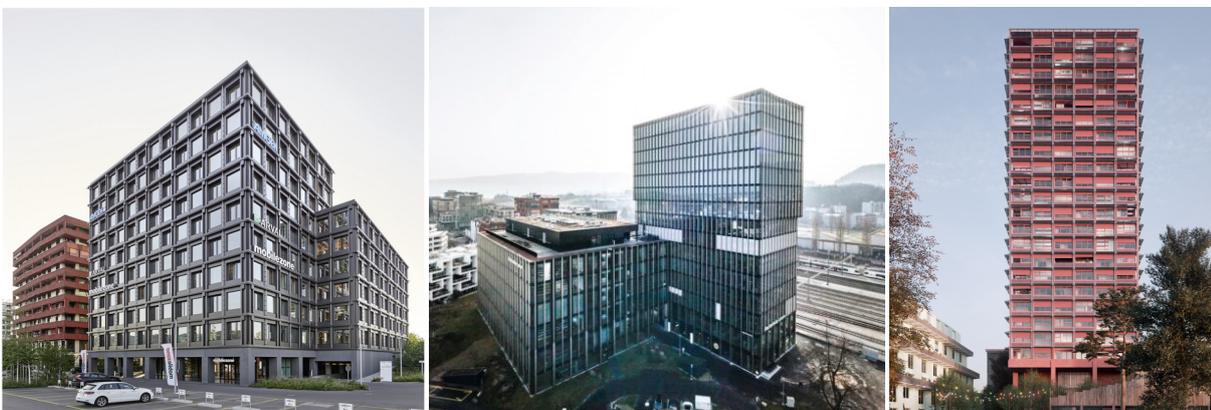
**Abb. 11:** Produktions- und Montagebilder der Projekte (v.l.n.r.) „Suurstoffi 22“, „Arbo“, „Zwhatt“. [Bildnachweis v.l.n.r.: Markus Bertschi, Pirmin Jung Ingenieure, Charles Binck].



**Abb. 12:** Produktions- und Montagebilder der Projekte (v.l.n.r.) „Suurstoffi 22“, „Arbo“, „Zwhatt“. [Bildnachweis v.l.n.r.: Markus Bertschi, Pirmin Jung Ingenieure, Charles Binck].



**Abb. 13:** Gebäudeinnenansichten der Projekte (v.l.n.r.): „Suurstoffi 22“, „Arbo“, „Zwhatt“. [Bildnachweis v.l.n.r.: Roger Frei, Pirmin Jung Ingenieure, Charles Binck].

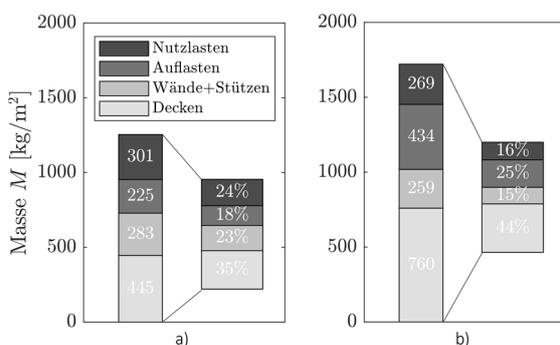


**Abb. 14:** Gebäudeaussehen der Projekte (v.l.n.r.): „Suurstoffi 22“, „Arbo“, „Zwhatt“. [Bildnachweis v.l.n.r.: Roger Frei, Zug Estates AG, Boltshauser Architekten (Rendering)]

### 3 Vorteil Holz

Eine Frage die selten im Vordergrund des Bauschaffens steht ist wie schwer unsere Bauten sind. Die Bewertung und Optimierung der Gebäude erfolgen in erster Linie hinsichtlich Kosten und der Energieeffizienz. Bei zunehmender Gebäudehöhe erhält das Gebäudeeigengewicht jedoch eine immer stärkere Signifikanz. Denn je geringer die ständigen Lasten ausfallen, umso effizienter können die Tragwerke konzipiert werden. Für die klimapolitische Diskussion emissionsärmerer Bauweisen steht hier die Gebäudemasse in engstem Zusammenhang. Aus Sicht der Tragwerksplanung kommt dem Holzbau da sein Vorteil der hohen Materialeffizienz zum Tragen.

Denn im Vergleich zu Geschwisterbauten in konventioneller Stahlbetonbauweise bringen die drei Hybridbauten der Schweiz im Schnitt 30% weniger Eigenmasse auf die Waage. Dies hat zur Folge, dass Untergeschosse und Fundationen bei gleichbleibender Nutzlast für rund 1/3 geringere Lasten dimensioniert werden müssen. Der Vergleich wurde gegenüber sieben ausgeführten Wohn- und Bürotürmen in der Schweiz vollzogen, welche in Betonbauweise mit Flachdecken konzipiert sind und zwischen 50 und 110 m aufzeigen.



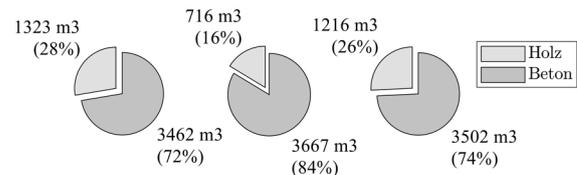
**Abb. 15:** Verhältnis der Gesamtmassen bei Hochhäusern: Durchschnittswerte für a) Holz-Beton-Hybridbauten und b) Hochhäuser in Beton, basierend auf 10 Gebäudeanalysen (3 Hybridbauten, 7 Betonbauten).

**Abb. 15** zeigt den Vergleich zwischen den Hochhäusern in Holz-Beton-Hybridbauweise und den Vergleichsbauten in Betonbauweise. Gegenübergestellt sind Tragwerkseigengewicht, Ausbaulast und Nutzlast, auf welche die Bauten ausgelegt wurden. Die

Angaben der Holz-Beton-Hybridbauten sind das Mittel der drei ausgeführten Bauten. Für die Angaben der Vergleichsbauten in Betonbauweise entsprechen die Angaben dem Mittel der sieben Referenzbauten. Zur Erfassung der Werte wurden die Gebäude nach ihren Ausführungsplänen mit den zulässigen Ausbaulast und Nutzlasten nachmodelliert.

Im Schnitt kommen die drei Hybridbauten auf eine Eigenmasse von 953 kg/m<sup>2</sup> Bruttogeschossfläche. Diese Eigenmasse resultiert aus Tragwerk und Ausbaulasten. Demgegenüber sind die Betonbauten im Schnitt rund 500 kg/m<sup>2</sup> schwerer. Tragwerkseigengewicht und ständige Lasten infolge des Ausbaus belegen bei Letzteren mit 1453 kg/m<sup>2</sup> rund 84 % der gesamten Gebäudemasse. Nur 16 % der charakteristischen Gesamtlasten belegen bei den konventionellen Betonhochbauten die Nutzlast, Vgl. **Abb. 15**.

Diese Gewichtsreduktion resultiert insbesondere durch die Betoneinsparung in den Flachdecken von konventionellen Betonhochbauten. Denn werden die Hybridtragwerke gesamtheitlich betrachtet (oberhalb Terrains), dominiert im Materialvolumen weiterhin der Beton. Gegenüber der Gesamteinsparung von Betonvolumen – infolge statisch effizienter Rippendecken – ist die Gewichtseinsparungen des reinen Materialersatzes nur sehr begrenzt, da der Holzanteil bei den Hybridbauten aktuell im Schnitt erst 25 % belegt. (**Abb. 16**).



**Abb. 16:** Verhältnis des Materialvolumens in den Tragwerken der drei Hybridbauten.

Mit einer Verringerung des Materialvolumens infolge schlanker Rippendecken und einer nur geringfügigen Reduzierung der nutzbaren Fläche um weniger als 1%, zeigen die ersten Pilotprojekte in Hybridbauweise bereits sehr interessante Amortisationsgrade auf. Und so erhält der Baustoff im Hochbau eine zunehmende Signifikanz, wo ihn seine statische Effizienz und kongenitale Leichtbaueigenschaft befeuert.

Da Eigenmasse plötzlich wieder zum Ausschlagkriterium wird, definiert sich der altbewährte Baustoff im Hochbau neu. Aus Sicht der Tragwerksplanung wird sich dieser Reiz zur Holzbauweise zukünftig evtl. weiter verstärken, wenn Material- und Kosteneinsparungen in den darunterliegenden Geschossen und Foundationen erzielt werden sollen.

## 4 Wesentliche Tragwerksanforderungen an Hochhäuser

### 4.1 Allgemeines

Die Hochhausgrenze ist länderspezifisch geregelt und wird i.d.R. von den Bauordnungen und Brandschutzbehörden definiert. In der Schweiz gelten Bauten über 30 m als Hochhäuser. In Deutschland definiert ein Hochhaus ein Gebäude mit einer Fußbodenhöhe des höchstgelegenen Aufenthaltsraumes über 22 m. Die Anforderungen an Hochhäuser sind hoch. Neben dem Brandschutz bilden aus Sicht der Tragwerksplanung insbesondere die horizontale Aussteifung sowie die strukturelle Robustheit eine wesentliche Herausforderung diese im Einklang mit den übergreifenden Gewerken zu erbringen.

Ein Auszug der aktuellen Anforderungen soll im Nachfolgenden einen Überblick verschaffen. Fokussiert wird hierbei auf die Anforderungen des Brandschutzes, der Gebrauchstauglichkeit und der Robustheit.

### 4.2 Brandschutz

Wie hoch wo in Holz gebaut werden darf, hat [12] anschaulich in 2015 illustriert. Während in der Schweiz Holzhochhäuser mit einem Standardbrandschutzkonzept aktuell bis zu 100 m ausgeführt werden dürfen, sind diese Holzbauten in Deutschland bauordnungsrechtlich bis dato nicht als Standard erlaubt. Nur mit einer Zustimmung im Einzelfall, wie beim rund 65 m hohen „Roots“ in Hamburg, können derartige Brandschutzkonzepte erarbeitet werden. Unabhängig der Form dürfen in der Schweiz brandschutzgekapselte Holzbauteile für jede Bauteilart bis 100 m Gebäudehöhe ohne Zustimmung im Einzelfall eingebaut werden. Wird das Bauwerk für ein Lösch-

anlagenkonzept umgesetzt – d.h. mit einer Sprinkleranlage, so dürfen linear tragende Holzbauteile in Hochhäusern auch sichtbar ausgeführt werden. Im letzteren Fall sind die Bauteile auf einen Feuerwiderstand von 60 Minuten zu dimensionieren. Die Sprinkleranlage erfüllt dabei den Vollschutz. Lohnend ist dies insbesondere, da in der Schweiz Sprinkleranlagen direkt ans Trinkwassernetz angeschlossen werden und nicht über zusätzliche Wasserreservoirs bespeist werden müssen.

Eine Gegenüberstellung der wesentlichen Brandschutzanforderungen führt **Tab. 1** auf. In ihr definiert die Bezeichnung den erforderlichen Feuerwiderstand, die Farblegende grenzt die zugehörige Baustoffanforderung ab. In Grau markierte Werte lassen Holzbauteile sichtbar zu. Blaue Vermerkungen erlauben Holzbauweisen unter Ausführung zusätzlicher Brandschutzmaßnahmen, wie bspw. Brandschutzbekleidungen oder Kapselungen. Bauteile in schwarzer Markierung sind nicht in Holzbauweise zulässig. Die unterstrichenen Angaben beziehen sich auf das Löschanlagenkonzept, d.h. auf Gebäude mit einer Sprinkleranlage. Wichtig ist an dieser Stelle zu erwähnen, dass neben den in der Tabellenfußzeile aufgeführten Spezifikationen weitere Ausnahmen in Einzelfällen gelten

**Tab. 1:** Wesentliche Zusammenfassung und Vergleich aktueller Brandschutzanforderungen oberhalb Terrains für Gebäude in der Schweiz und in Deutschland. Anforderungen auf Basis der VKF Brandschutzrichtlinie 13-15 [13], 14-15 [14] und 15-15 [1] für die Schweiz und den Musterordnungen MBauO 2022 [15] und MHolzBauRL 2020 [16] für Deutschland.

	Schweiz				Deutschland			
Zeichnung Gebäude, Stützen, Träger, Decken, Kernwände, Seitenwand								
Höhe [m]	≤11	>11-30	>30-100	>100 <sup>[5]</sup>	≤7	>7-13	>13-22	>22 <sup>[e]</sup>
Gebäudekategorie	Gebäude geringer Höhe <sup>[4]</sup>	Gebäude mittlerer Höhe <sup>[4]</sup>	Hochhaus	Hochhaus	Gebäudeklasse 3	Gebäudeklasse 4	Gebäudeklasse 5	Gebäudeklasse 5
Tragwerk	R 30 <sup>[1]</sup> <u>k.A.</u>	R 60 <sup>[1]</sup> <u>R 30<sup>[1]</sup></u>	R 90 <u>R 60</u>	-	R 30	R 60	R 90 <sup>[a]</sup>	R 90
Brandabschnittsbildende Decken	REI 30 <sup>[1]</sup> <u>EI 30</u>	REI 30 <u>REI 30</u>	REI 90 <u>REI 60<sup>[3]</sup></u>	-	REI 30	REI 60	REI 90 <sup>[b][c]</sup>	REI 90
Brandabschnittsbildende Wände	EI 30 <sup>[2]</sup> <u>EI 30</u>	EI 30 <sup>[2]</sup> <u>EI 30</u>	EI 60 <u>EI 30</u>	-	EI 30	EI 60	EI 90 <sup>[b][c]</sup>	EI 90
Vertikaler Fluchtweg	REI 30 <u>REI 30<sup>[2]</sup></u>	REI 60 <u>REI 60<sup>[2]</sup></u>	REI 90 <u>REI 90</u>	-	REI 30	REI 60	REI 90	REI 90
Außenwandbekleidung Baustoffanforderungen	RF3 <u>RF3</u>	RF2/RF3 <u>RF3</u>	RF1 <u>RF1</u>	-	ne	se <sup>[d]</sup>	se <sup>[d]</sup>	nbb
Spezifikationen (Auszug)	<p>RF3 = zulässiger Brandbeitrag, RF2 = geringer Brandbeitrag, RF1 = kein Brandbeitrag. ne = normalentflammbar, se = schwerentflammbar, nbb = nichtbrennbar.</p> <p>[1] Reduzierung möglich für spezifische Bauten. [a] ausgenommen Mittel- und Großgaragen.</p> <p>[2] Einseitige Brandschutzplatte mit 30 Minuten Feuerwiderstand auf Sichtseite des horizontalen Fluchtweges erforderlich.</p> <p>[3] Sichtbar tragende Flächen in Laubholz (RF2) möglich, in Nadelholz (RF3) dürfen nur lineare tragende Bauteile sichtbar und ohne Brandschutzbekleidungen und -kapselungen ausgeführt werden.</p> <p>[4] Für Beherbergungsbetriebe (Krankenhäuser, Pflegeheime, Hotels,...), Räume mit großer Personenbelegung, Verkaufsgeschäfte, sowie Industrie- und Gewerbebauten mit hoher Brandlast (q &gt; 1000 MJ/m<sup>2</sup>) gelten teilweise höhere Anforderungen</p> <p>[5] Anforderungen nicht definiert → Zustimmung im Einzelfall</p> <p>[b] Anforderungen geltend für Massivholzbauweise. Für Holzrahmen- und Holztafelbauweisen sind Decken- und Wandkonstruktionen umlaufend mit Brandschutzplatten zu schützen.</p> <p>[c] Aufteilungskonzept der brennbaren Bauteiloberflächen pro Nutzungseinheit erforderlich. So sind Decken oder maximal 25% der Wandflächen mit brennbaren Oberflächen zulässig. Ansonsten sind Brandschutzbekleidung (30 Minuten) erforderlich.</p> <p>[d] Fassade bedingt in Holzbauweise zulässig unter Begrenzung der Brandausbreitung und konstruktiven Maßnahmen.</p> <p>[e] Bauordnungsrechtlich nicht in Holzbauweise erlaubt. Brandschutzkonzepte für eine Holzbauweise können je nach Bundesland jedoch mit Zustimmungen im Einzelfall erarbeitet werden.</p>							

**Legende:**  
 Grau: in Holzbauweise sichtbar zulässig.  
 Blau: In Holzbauweise mit zusätzlichen Brandschutzmaßnahmen zulässig (Brandschutzbekleidungen, Kapselungen,...)  
 Schwarz Bauordnungsrechtlich nicht mit Standardkonzept in Holzbauweise zulässig.  
Unterstrichen: Löschanlagenkonzept (mit Sprinkleranlage)

### 4.3 Gebrauchstauglichkeit

Mit zunehmender Gebäudehöhe werden die Abmessungen des Holztragwerks weniger durch Festigkeitskriterien, sondern vielmehr durch die Gebrauchstauglichkeit bestimmt. Für schlanke Bauten in schwachen Erdbebenregionen erfolgt die Beurteilung dabei weitestgehend durch die Leiteinwirkung Wind, da diese mit zunehmender Gebäudehöhe einen exponentiellen Einfluss erlangt. Die Gebrauchstauglichkeit wird durch das Schwingungsverhalten bei Windböen bewertet. Die Beurteilung erfolgt demnach an den maximal auftretenden Gebäudebeschleunigungen und -verformungen.

Zur Erfassung der Werte gibt ISO 10137 [17] Grenzwerte zur Beurteilung der Gebäudekopfbeschleunigungen an. Die Bewertungskurven basieren auf Empfindungsschwellen der menschlichen Wahrnehmungen. Für Wohnungen sind die Anforderungen höher, die maximalen Kopfbeschleunigungen sind auf 2/3 der Grenzwerte für Büros festgelegt und entsprechen dem 90 %-Niveau der Wahrnehmungswahrscheinlichkeit [17]. Die Spitzenbeschleunigungen sind dabei nach den geltenden Normen zu erfassen. Für eine Bemessung nach Eurocode können die Erwartungswerte nach EN 1991-1-4 Anhang B [18] ermittelt werden. Sie sind für Gebäude bis zu 200 m ansetzbar. Die Beschleunigungen sind dabei auf Grundlage einer einjährigen Wiederkehrperiode mit einem Wahrscheinlichkeitsfaktor von  $c_{prob} = 0.73$  zu berechnen, um mit den Grenzwerten der ISO 10137 [17] übereinzustimmen.

Im Gegensatz zu den Beschleunigungen werden die maximal zu erwartenden Gebäudeverformungen für eine höhere Wiederkehrperiode berechnet. Die Grundbemessung nach EN 1991-1-4 basiert auf einer 50-jährigen Wiederkehrperiode. Soll die Berechnung für eine höhere Wiederkehrperiode erfolgen, können die Ersatzlasten mit dem Wahrscheinlichkeitsfaktor  $c_{prob}$  erhöht werden. Für die Grenzwerte der Verformungen gibt es in der Literatur keinen Konsens [19,20]. Zur Vermeidung von Schäden an nichttragenden Bauteilen liegen die aktuellen Empfehlungen jedoch in einem Bereich zwischen 1/300 bis 1/1000 der Gebäudehöhe  $H$  für die Spitzenverformungen  $u_{peak}$ . Für die Verformungsbegrenzung innerhalb der Geschosse  $\delta u_{peak}$  gilt die Geschosshöhe  $h_s$  [19,20]:

$$u_{peak} \leq \frac{H}{300} \div \frac{H}{1000} \quad (1)$$

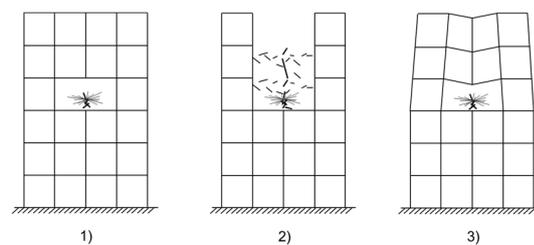
$$\delta u_{peak} \leq \frac{h_s}{300} \div \frac{h_s}{1000} \quad (2)$$

Die Grenzwerte sind projektspezifisch zu eruieren und im Einklang mit den weiteren Gewerken zu definieren. Zum Vergleich: Beim Projekt Zwhatt wurde ein Verformungskriterium von  $u_{peak} \leq H/700$  gewählt.

### 4.4 Strukturelle Robustheit

Grund der steigenden Anforderungen an die strukturelle Robustheit von Tragwerken sind die mit zunehmender Gebäudegröße steigende Risiken möglicher Versagensszenarien und deren potenziell einhergehenden Folgen. Diese Schädigungen auf ein Ausmaß zu begrenzen, welche in einem vertretbaren Verhältnis zur Ursache stehen, ist Ziel der robustheitsbezogenen Bestrebungen in der Planung von Tragwerken.

Die Anforderungen an die Robustheit beziehen sich dabei stets auf die Begrenzung der Schäden. Das Maß ist jedoch nicht normiert und ist projektspezifisch zu eruieren. Denn die Verhältnismäßigkeit variiert. Und das ganzheitliche Verhindern von möglichen Bauteilversagen wäre unverhältnismäßig. Ein lokales Versagen infolge außergewöhnlicher Einwirkungen sollte daher in Abhängigkeit des Risikos in Betracht gezogen werden. Hierbei sollte die Gesamttragfähigkeit erhalten bleiben und die Stabilität des Tragwerks nicht gefährdet werden. Dementsprechend ist es in EN 1991-1-7 [21] definiert. Im Wesentlichen gibt es dabei drei mögliche Nachweisverfahren, um Schäden zu begrenzen und die Robustheit gegenüber einem Bauwerksversagen zu vergrößern. **Abb. 17** illustriert die Konzepte am Beispiel eines Stützenentfalls.



**Abb. 17:** Nachweisconzepte für die strukturelle Robustheit am Beispiel eines Stützenausfalls. 1) Überdimensionierung, 2) Segmentierung und Aufprallanalyse, 3) Duktilitätsanalyse.

Auf die Nachweisführung soll im Rahmen dieses Beitrags nicht weiter eingegangen werden. Ein Vorschlag wie die Tragwerksbemessung bezüglich der drei illustrierten Konzepte erfolgen kann, wird im Rahmen einer bevorstehenden Lignatec Publikation [22] Anfang 2025 aufgezeigt.

## 5 Stand der Forschung

### 5.1 Übersicht

Alle drei, der unter Abschnitt 2 aufgeführten schweizerischen Hybridbauten haben Forschungsvorhaben ausgelöst, welche in Zusammenarbeit mit den Projektpartnern an der ETH Zürich durchgeführt wurden. Während sich die ersten Untersuchungen der Holz-Beton-Hybridhochhäusern auf die differentiellen Verformungen beider Baustoffe in der vertikalen Lastabtragung konzentriert haben [23,24], wurden für den zweiten und dritten Bau spezielle Holz-Beton-Verbunddecken getestet [8,25]. Laufende Forschungsvorhaben zu neuartigen Deckensystemen befassen sich mit zweiachsig tragenden und gewichtseinsparenden Holz-Beton-Verbunddecken [26], sowie mit Klebtechnologien für die Betonapplikation im Trockenverfahren [27,28].

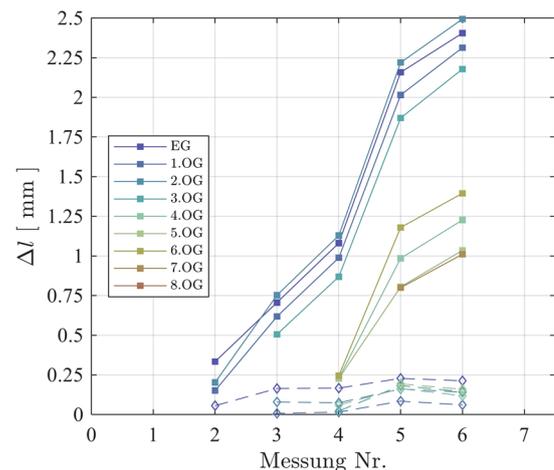
Aktuelle Forschungsarbeiten befassen sich derzeit mit Aussteifungssystemen für ganzheitliche Holzhochhäuser und der strukturellen Robustheit der Großbauten. Im Nachfolgenden werden die Projekte „Monitoring“, „HBV Decken“, „Aussteifungssysteme“ und „Robustheit“ kurz beschrieben.

### 5.2 Monitoring – Dehnmessungen an hochbelasteten Stützen

Zu Beginn der ersten Holz-Beton-Hybridhochhäuser hatte die Verwendung von Holz in der Schweiz die Frage zum differentiellen Verformungsverhalten zwischen den vertikal lastabtragenden Beton- und Holzbauteilen aufgegriffen. Aus diesem Grund wurde das Verformungsverhalten hochbelasteter Tragelemente in den ersten beiden Bauten, dem „Suurstoffi 22“ und dem Projekt „Arbo“ untersucht [23,24]. Hierzu wurde ein faseroptisches Messsystem verwendet, das die kontinuierliche Messung der Bauteildehnungen über die Messlänge ermöglichte. Die angewandte faseroptische Sensorik erlaubte Stauchungen

und Dehnungen mit einer hohen Genauigkeit ( $\sim 5 - 10 \mu\epsilon$ ) in jedem Messabschnitt über eine maximale Distanz von rund 70 m zu messen. Ziel der Untersuchung war die Messdaten im Anschluss mit Modellierungsergebnissen zu vergleichen, um die verschiedenen Langzeitanteile der Verformungen (Zeit, Luftfeuchte, Temperatur) zuordnen zu können.

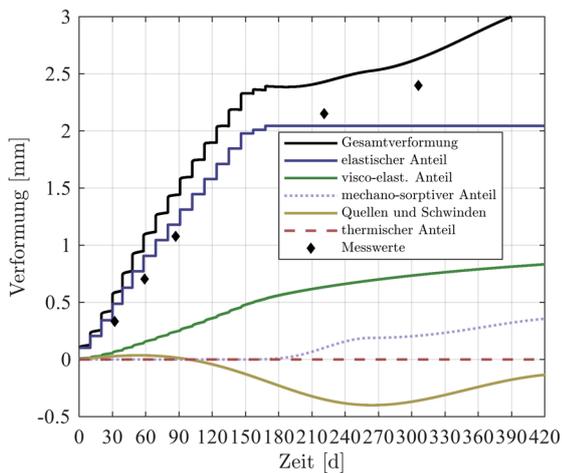
Einen ausführlichen Schlussbericht des Forschungsvorhabens ist in [23] dokumentiert. [24] fasst die Untersuchungen des zweiten Baus zusammen. Gemessen wurden die Stauchungszunahmen im Zuge des Baufortschritts, d.h. infolge ansteigender Belastung. Der zeitliche Rahmen der Auswertung war hier bei beiden Bauten auf die jeweilige Bauzeit von insgesamt rund einem Jahr begrenzt. Die beim Projekt „Arbo“ dabei gemessenen, absoluten Stauchungen in einer Randstütze an der Fassade sind in **Abb. 18** aufgeführt.



**Abb. 18:** Absolute Verformungen während der Bauzeit in den Stützen beim Projekt „Arbo“ (BF1). Die durchgezogenen Linien beschreiben die Verformungen über die lichte Stützenlänge, die gestrichelten Linien sind die Stützenverformungen innerhalb des jeweiligen Deckenübergangs. Aus [23].

Die Untersuchungen ermöglichten die Validierung des gewählten rheologischen Modellierungsansatzes. Mithilfe des Modells konnte die Vorhersage der langfristigen Stützenverformungen bestätigt werden. Während Messungen an Brettschichtholzstützen aus Nadelholz wie auch an Baubuche GL70 ausgeübt worden sind, konnte im Anschluss auf Basis der Ergebnisse bestätigt werden, dass die rheologischen Parameter für den Fall einer quantitativen Abschätzung von Langzeitverformungen für Fichtenholz

auch für Baubuche verwendet werden können. **Abb. 19** zeigt die modellierten (durchgezogenen Linien) und gemessenen Verformungen der in **Abb. 18** untersuchten Stütze. Weiterführende Informationen und Ergebnisse zu den differentiellen Verformungen zwischen Beton und Holz können [23] entnommen werden.



**Abb. 19:** Gegenüberstellung der modellierten und gemessenen Verformungen der aus Abb. 18 untersuchten Stütze über eine Länge von 3.8 m im EG. (Projekt „Arbo“ (BF1)). Aus [23]

Die aus dem Forschungsvorhaben wesentlichen Erkenntnisse sind:

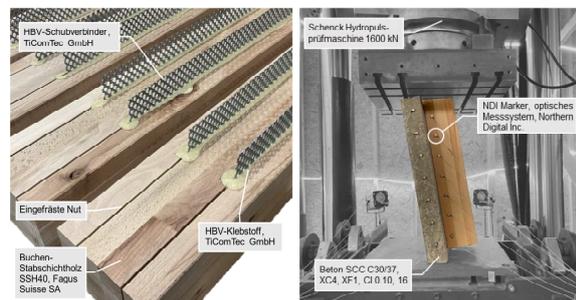
- Die Modellrechnungen können gute Übereinstimmungen der Verformungszunahmen vorhersagen.
- Die Messergebnisse liegen unterhalb der theoretischen Verformungen nach Eurocode 5 [29], welche mit dem Faktor  $k_{def}$  ermittelt werden. Jedoch muss an dieser Stelle betont werden, dass der untersuchte Zeitraum mit knapp einem Jahr sehr kurz war.
- Die Verformungsdifferenz zwischen betoniertem Erschließungskern und den Holzstützen betrug im Mittel 2 mm. Aus den Messungen ist ersichtlich, dass ein paralleler Bauablauf unproblematisch ist. Die Berechnungen weisen jedoch darauf hin, dass diese Differenz über die Jahre weiter zunehmen wird.

### 5.3 Holz-Beton-Verbunddecken

#### Projekt „Zwhatt“

Mit dem Projekt „Zwhatt“ wurde ein Forschungsprojekt zu Holz-Beton-Verbunddecken mit Buchen-Stabschichtholz lanciert. Hierzu wurden Langzeitversuche mit unterschiedlichen Belastungen gestartet, wofür aufgrund andauernder Messungen derzeit noch keine Ergebnisse vorliegen. Neben einer 7.8 m spannenden Rippendecke erfolgen Messungen an diversen Einzelträger in Holz-Beton-Hybridbauweise mit unterschiedlichen Belastungsgrößen.

Aufgrund auch fehlender Untersuchungen zum kurzzeitigen Verformungsverhalten von HBV-Schubverbindern in Buchen-Stabschichtholz wurden parallel zu den Langzeituntersuchungen 30 Push-Out-Versuche ausgeführt. Steifigkeiten und Festigkeiten wurden dabei ermittelt, um am Schluss ein ganzheitliches Rechenmodell für den Verbund im Buchen-Stabschichtholz zu erhalten. **Abb. 20** zeigt den Versuchsaufbau aus [25].



**Abb. 20:** Prüfkörper vor der Betonage (links) und eingebauter Versuchskörper im Versuchsstand (rechts). Aus [25]

Auslöser der Versuche war die vorläufige Annahme, dass die verwendete Holzgüte (Buchen-Stabschichtholz, SSH 40) gegenüber den Gleichungen in der Zulassung (Nadelholz) einen Einfluss aufzeigen wird. Diese Annahme konnte durch die Versuche jedoch als falsch erwiesen werden, da die Verbindungssteifigkeit maßgeblich durch die Steifigkeit der Lochbleche bestimmt wird. Die Ergebnisse der Versuchskampagne wurden in [25]. **Abb. 21** zeigt das Kraft-Verformungsverhalten der unterschiedlichen Testserien aus [25].

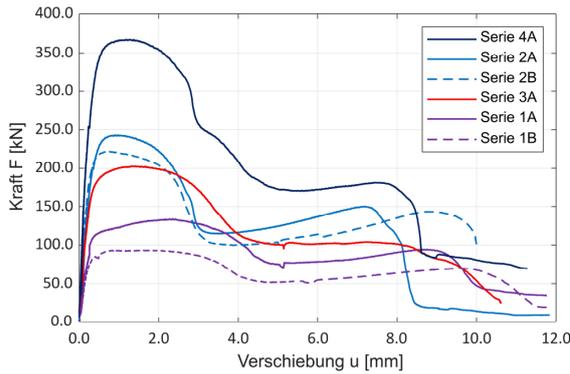


Abb. 21: Auszug der Ergebnisse des Kraft-Verformungsverhaltens der sechs Versuchsserien. Aus [25].

Neben der wesentlichen Erkenntnis, dass die Streckmetalle bei korrekter Einkerbung in Buchen-Stabschichtholz keine höheren Steifigkeiten gegenüber Nadelholzrippen erzielen, konnte der geringe Einfluss einer Zwischenfolie quantifiziert werden. Der Unterschied zwischen Festigkeit und Steifigkeit der getesteten Buchen-Stabschichtholz Versuchskörpern mit und ohne Folie kann Abb. 22 entnommen werden.

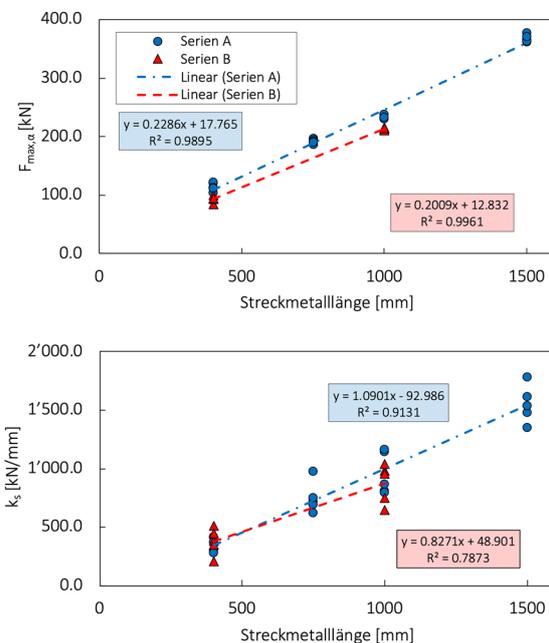


Abb. 22: Tragfähigkeit (oben) und Steifigkeit (unten) gegenüber der Streckmetalllänge zwischen den Literaturwerten an Nadelholzproben (violett) und an Buchen-Stabschichtholz (rot). Aus [25]

### Projekt „PI“ und „Rocket“

Im Rahmen eines zweistufigen Forschungsprojekts wird für zwei sich in Planung befindenden Hochhäuser eine biaxial tragende Holz-Beton-Verbunddecke entwickelt. Während zu Beginn Untersuchungen an Decken mit Baubuche-Q-Platten erfolgten [26], konzentrieren sich aktuelle Untersuchungen auf Verbunddecken mit Brettspertholz unterschiedlicher Güten und Abmessungen. Der Verbund erfolgt dabei über Stahlröhre, welche eine flexible Zwischenschicht für eine wahlweise Leitungsführung und Zwischendämmung ermöglichen. Abb. 23 zeigt den Deckenaufbau einer biaxial spannenden Decke mit Baubuche-Q-Platten.

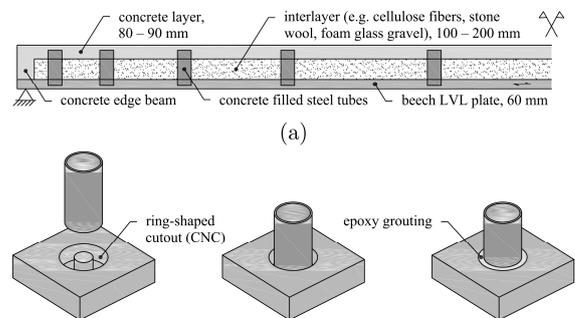


Abb. 23: Schematische Abbildung des Deckensystems. Aus [26].

Das für die zweiachsig spannende Kraft-Verformungsdiagramm ist in Abb. 24 abgebildet.

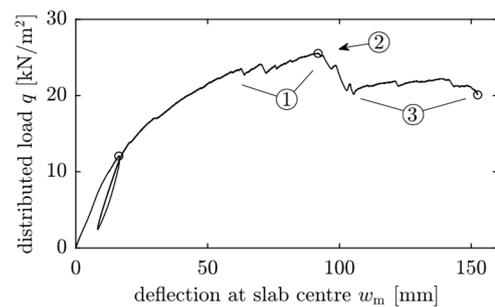


Abb. 24: Kraft-Verformungsverhalten der biaxial gespannten HBV-Decke. Aus [26].

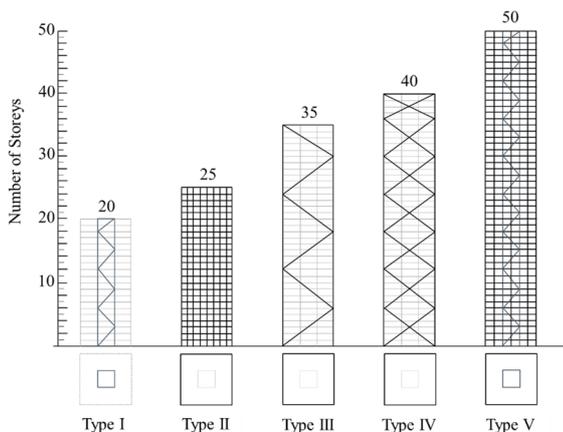
Durch das plastische Verformungsvermögen der eingeklebten Stahlröhren im Holz zeigt das System ein sehr duktilen Verhalten auf. Gegenüber einer gleichartigen einachsig gespannten Decke erreicht die zweiachsig tragende Decke eine rund 34 % höhere

Steifigkeit und 43 % höhere Eigenfrequenz. Weiterführende Informationen können [26,30] entnommen werden.

#### 5.4 Aussteifungssysteme für Holzhochhäuser

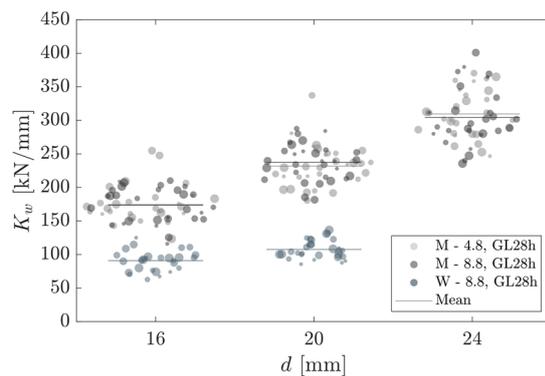
Um das Potential ganzheitlicher Holzhochhäuser aus statischer Sicht zu erschließen, wurde an der ETH Zürich ein Forschungsprojekt zu „Aussteifungssysteme für Holzhochhäuser“ lanciert. Denn bei den bisher ausgeführten „Holzhochhäusern“ handelt es sich mehrheitlich um Hybridkonstruktionen, bei welchen die horizontale Gebäudeaussteifung jeweils über einen inneren Stahlbetonkern gewährleistet wird, vgl. [31]. Mit rund 75 % Volumenanteil, überwiegt der Beton hier weiter maßgeblich, siehe **Abb. 16**.

Die Fragestellung des Potentials alternativer Aussteifungskonzepte und das Eruiieren von möglichen Stockwerksrahmen aus Holz war der Anstoß der Analysen. Denn ein Blick auf die Tragwerksentwicklung von Hochhausbauten zeigt, dass viele der gängigen Aussteifungskonzepten auf Stockwerksrahmen beruhen [31]. Das Potential der Stockwerksrahmen und die damit einhergehenden, für den Holzbau erforderlichen Verbindungssteifigkeiten, wurde in [32] erarbeitet. **Abb. 25** fasst die Ergebnisse der aktuellen Höhengrenzen für die untersuchten Tragsysteme zusammen. Für den Entwurf eines Tube-in-Tube Tragwerks (Typ V aus **Abb. 25**) ist die diesbezügliche Einflussnahme der unterschiedlichen Parameter in [33] veranschaulicht.



**Abb. 25:** Höhenuntersuchung für windbeanspruchte Aussteifungssysteme in Holzbauweise. Aus [32]

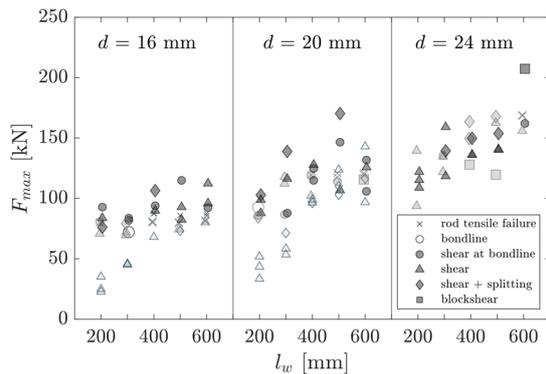
Die diesbezügliche Entwicklung einer angemessenen biegesteifen Verbindung ist derzeit ein Forschungsschwerpunkt an der ETH Zürich. Im Rahmen einer ersten Versuchskampagne wurden diesbezüglich eingeklebte Gewindestangen mit metrischem Gewinde und eingedrehte Gewindestangen mit Holzgewinde getestet. Insgesamt wurden 195 Versuchskörper auf Tragfähigkeit und Steifigkeit untersucht. **Abb. 26** zeigt die Steifigkeitsverteilung der Ausziehversuchen parallel zur Faser in Fichten-Brettschichtholz GL28h.



**Abb. 26:** Steifigkeitsverteilung der Ausziehversuche parallel zur Faser in GL28h.

Grau hinterlegte Werte beziehen sich hierbei auf die eingeklebten Gewindestangen (M-4.8 und M-8.8), die blau markierten Werte fassen die Steifigkeiten für die eingedrehten Gewindestangen (HEC/SFS WB16 und WB20) zusammen. Die Breite der Punktwolke (des „Swarms“) gibt die statistische Verteilung der Ergebnisse wieder. Die horizontalen Linien markieren die Mittelwerte.

**Abb. 27** können die unterschiedlichen Versagensarten der Verbindungsmittel entnommen werden. Ziel der Untersuchungen war zuverlässige Kenntnisse in die Steifigkeiten der parallel zur Faser eingedrehten und eingeklebten Gewindestangen in GL28h und GL48h zu erlangen, um im Anschluss ein numerisches Modell für die Verbindungsentwicklung kalibrieren zu können.



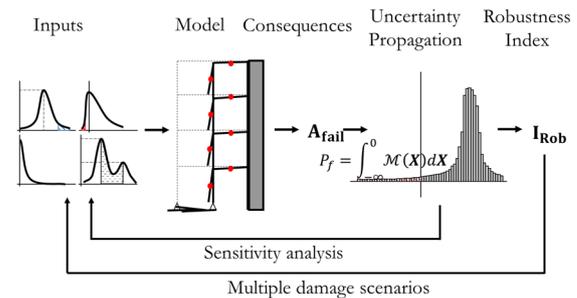
**Abb. 27:** Bruchlasten und Versagensarten der eingeklebten (grau) und eingedrehten (blau) Gewindestangen in GL28h.

Die Daten bilden Grundwerte für die darauf aufbauenden Versuche an biegesteifen Verbindungen für Kragarmanschlüsse. An Letzteren werden derzeit 72 Proben mit unterschiedlichen Anordnungen der Verbindungsmitteln getestet. Diese Ergebnisse sollen einen Optimierungsprozess der Verbindungsmittelanordnung gewähren und die Wahl der bestgeeigneten Schraubkonfiguration für biegesteife Anschlüsse an Kreuzverbindungen ermöglichen.

### 5.5 Strukturelle Robustheit

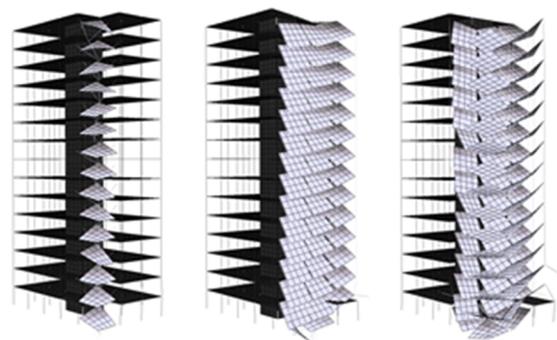
Durch die zunehmenden Dimensionen von Holztragwerken gewinnt die strukturelle Robustheit verstärkend an Bedeutung. Doch ist das Materialverhalten des Baustoffs sehr komplex. Auch sind die Mittel begrenzt gesamte Tragwerke im Versagensfall hinsichtlich der Robustheit zu testen. Um das Versagen der Tragwerke und die damit einhergehenden Folgen beurteilen und bewerten zu können, sind sehr umfangreiche Untersuchungen erforderlich.

Aktuell befassen sich mehrere Institutionen mit der Robustheit von Holztragwerken. An der ETH Zürich hat sich Voulpiotis et al. [34] vertiefend mit der gesamtheitlichen Beurteilung und Bewertung der strukturellen Robustheit von Holztragwerken beschäftigt. Zur global betrachteten Tragwerksanalyse wird basierend auf vorherigen Untersuchungen ein Robustheitsindex für die quantitative Abschätzung und Bewertung der Eingriffe vorgeschlagen. (**Abb. 28**)



**Abb. 28:** Skizzenhafte Abbildung der Berechnung des Robustheits-Index. Aus [34].

Mittels numerischer Analysen wird der Index quantifiziert (**Abb. 29**). Zwar stehen im Rahmen der klassischen Tragwerksplanung numerische Analysen zur Abschätzung möglicher Schadensfälle in keinem Verhältnis der zu erbringenden Ingenieurleistung, doch befassen sich derzeit mehrere Arbeiten mit dem Thema um Hilfsmittel anzubieten.



**Abb. 29:** Numerische Analyse eines Stützenentfalls im Holzhochhaus. Aus [34].

Hierzu wurde in [35] der Widerstand von Brett-schichtholz infolge stoßartiger, dynamischer Beanspruchungen durch Schlaghammerversuche untersucht. Gegenwärtig steht die Forschung weiterführender dynamischer Untersuchungen im Vordergrund, Vgl. [36]. Aktuelle Forschung an der ETH Zürich befasst sich mit dem Verhalten von Kettenreaktionen und dem Potential der Bildung alternativer Lastpfade in Holztragwerken infolge progressiven Kollapses. Untersuchungen am duktilen Verhalten von Verbindungsmitteln, welche durch schlagartige Einwirkungen beansprucht werden, sollen mit weiter anstehenden Analysen für Grundlagen in der Berechnung der Robustheit von Holztragwerken dienen.

## 6 Zusammenfassung

Weltweit wachsen Hochhäuser aus Holz in die Vertikale. Wo lange nur mit Stahl und Beton gebaut wurde, überzeugt zunehmend der Baustoff Holz mit ansehnlichen Pilotprojekten. In diesem Beitrag wurde der Bau dreier Holz-Beton-Hybridhochhäuser der Schweiz zusammengefasst. Aktuell zeigen die drei schweizerische Ausführungen ein im Schnitt 30% geringeres Eigengewicht als ihre Geschwisterbauten in konventioneller Bauweise auf. Mit einer Reduzierung des Materialvolumens infolge schlanker Rippendecken und einer nur geringfügigen Reduzierung der nutzbaren Fläche um weniger als 1%, zeigen die ersten Pilotprojekte bereits wettbewerbsfähige Amortisationsgrade auf.

In der Schweiz wurden die Bauten insbesondere durch die Liberalisierung der Brandschutzvorschriften ermöglicht – Dies neben der Entwicklung leistungsfähiger Bauprodukte. In Form eines Standardkonzepts können die Hybridbauten demnach heute bis 100 m Höhe projektiert werden. Aktuell beschäftigen sich Forschung, Planung und Entwicklung insbesondere mit den Themen der Robustheit, und der Suche nach effizienten Tragsystemen unter Beachtung aller Gewerke. Für beide Schwerpunkte gibt es noch viel Luft nach oben. An der ETH Zürich wurden in den vergangenen Jahren diesbezüglich Versuche an speziellen Deckensystemen vollzogen. Neuartige Holz-Beton-Verbund-Technologien mit eingeklebten Stahlröhren wurden entwickelt, Langzeitversuche zu Rippendecken in Buchen-Stabschichtholz gestartet, sowie Versuche an geklebten Holz-Beton-Verbundtechnologien durchgeführt. Zur Erfassung vertikaler Verformungen der Hybridbauten wurden Dehnmessungen an hochbelasteten Holzstützen untersucht. Tiefgehende Untersuchungen zu den Themen Robustheit sind heute im Gange. Um effiziente Lösungen für ganzheitliche Holzhochhäuser zu ermöglichen, wird derzeit an Gebäudeaussteifungssystemen mit biegesteifen Verbindungen geforscht.

## 7 Literaturverzeichnis

- [1] Vereinigung Kantonalen Feuerversicherungen. VKF-Brandschutzvorschriften 2015. 2015.
- [2] Trbuhović L. Hundert Jahre Hochhäuser. Zürich: Verlag der Fachvereine an den Schweizer Hochschulen und Techniken; 1984.
- [3] Phocas MC. Hochhäuser. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag; 2005. <https://doi.org/10.1007/978-3-322-80079-4>.
- [4] Erne AG Holzbau. Suurstoffi 22 - Das erste Holzhochhaus der Schweiz 2017. [https://www.erne.net/fileadmin/user\\_upload/ERNE\\_AG\\_Holzbau/Special\\_projects/Suurstoffi\\_S22/erne-holzbau-suurstoffi22-erstes-holz-hochhaus-der-schweiz.pdf](https://www.erne.net/fileadmin/user_upload/ERNE_AG_Holzbau/Special_projects/Suurstoffi_S22/erne-holzbau-suurstoffi22-erstes-holz-hochhaus-der-schweiz.pdf) (accessed July 1, 2024).
- [5] Lignum Holzwirtschaft Schweiz. Holzbulletin 135/2020 Hochhaus. Zurich: 2020.
- [6] Wiederkehr R. Brandschutz im Hochhaus am Beispiel von Suurstoffi 22. In: Forum Holzbau, Rossel K, Stucki C, editors. 10. HolzBauSpezialSpezial Bauphysik & Gebäudetechnik, Bad-Wörishofen: Forum Holzbau; 2019, p. 323–30.
- [7] Jung P. 60 Meter: Das höchste Holzhybridhaus der Schweiz. DETAIL 102019 Hybride Konstruktionen 2019.
- [8] Jung P. Suurstoffi BF1 Rotkreuz: 60Meter - 15 Geschosse - 15 Wochen. 24. Internationales Holzbau-Forum 2018 IHF 2018, Biel: Forum Holzbau; 2018.
- [9] Erne AG Holzbau. Holz-Hybrid-Hochhaus Arbo - Viel Luft nach oben 2019. [https://www.erne.net/fileadmin/user\\_upload/ERNE\\_AG\\_Holzbau/Flyer\\_Broschueren/erne-holzbau-case\\_study\\_arbo.pdf](https://www.erne.net/fileadmin/user_upload/ERNE_AG_Holzbau/Flyer_Broschueren/erne-holzbau-case_study_arbo.pdf) (accessed July 1, 2024).
- [10] Brühwiler I. Holz-Hochhaus in Zürich-Regensdorf - Tragwerksentwurf, Variantenstudium, Robustheit. 26. Internationales Holzbau-Forum IHF 2022, Biel: Forum Holzbau; 2022.

- [11] Kolb J, Brühwiler I. Tragsysteme für Holzhochhäuser. Stadt Aus Holz 2020.
- [12] proHolz Austria. So hoch darf man mit Holz bauen - Ein Ländervergleich. Zuschnitt 59 - In Zukunft Stadt 2015.
- [13] Vereinigung Kantonaler Feuerversicherungen. VKF-Brandschutzvorschriften 2015. 2015.
- [14] Vereinigung Kantonaler Feuerversicherungen. VKF Brandschutzvorschriften 2015. 2015.
- [15] MBO. Musterbauordnung. Germany: Fachkommission Bauaufsicht; 2022.
- [16] MHolzBauRL. Muster-Richtlinie über brandschutztechnische Anforderungen an Bauteile und Außenwandbekleidungen in Holzbauweise. Germany: Fachkommission Bauaufsicht; 2020.
- [17] ISO. ISO 10137-2007. Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations. 2007.
- [18] CEN. EN 1991-1-4 Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions -Wind actions. 2010.
- [19] Smith R. Deflection Limits in Tall Buildings— Are They Useful? Structures Congress 2011, Reston, VA: American Society of Civil Engineers; 2011, p. 515–27. [https://doi.org/10.1061/41171\(401\)45](https://doi.org/10.1061/41171(401)45).
- [20] Griffis LG. Serviceability Limit States Under Wind Load. Engineering Journal, American Institute of Steel Construction 1993;30:1–16.
- [21] CEN. EN 1991-1-7 Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-7: General actions - Accidental actions. 2010.
- [22] Lignum Lignatec. Bevorstehende Publikation (2025). Robustheit. Zurich: Lignum Holzwirtschaft Schweiz; n.d.
- [23] Jockwer R, Grönquist P, Frangi A. Verformungsverhalten von Holzstützen: Erkenntnisse aus dem Monitoring von zwei Holz-Hochhäusern. Zurich: 2020.
- [24] Jockwer R, Grönquist P, Frangi A. Long-term deformation behaviour of timber columns: Monitoring of a tall timber building in Switzerland. Eng Struct 2021;234:111855. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.111855>.
- [25] Schilling S, Schöneberg J, Grönquist P. Tragverhalten von eingeklebten Schubverbindern in Buchen-Stabschichtholz für Holz-Beton-Verbunddecken. S-WIN Swiss Wood Innovation Network Tagungsband, 2024. <https://doi.org/10.18419/opus-13952>.
- [26] Kreis B, Kübler W, Frangi A. Development and investigation of an innovative, light-weight, two-way spanning timber-concrete composite slab. Eng Struct 2023;286:116087. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116087>.
- [27] Grönquist P, Müller K, Mönch S, Frangi A. Design of Adhesively Bonded Timber Concrete Composites: Bondline Properties. In: Görlicher R, editor. INTER Proceedings - Meeting 56, Karlsruhe: Timber Scientific Publishing, KIT Holzbau und Baukonstruktionen; 2023. <https://doi.org/10.3929/ethz-b-000649538>.
- [28] Stucki S, Kelch S, Mamie T, Burckhardt U, Grönquist P, Elsener R, et al. High-performance timber-concrete-composites with polymer concrete and beech wood. Constr Build Mater 2024;411:134069. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.134069>.
- [29] CEN. EN 1995-1-1 Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings. 2004.
- [30] Kreis B, Frangi A. Experimental Investigations on Two-Way Spanning Timber-Concrete Composite Slabs made of Beech Laminated Veneer Lumber with Steel Tube Connection. vol. 2021–01. Zurich: ETH Zurich, Structural Engineering – Timber Structures; 2021. <https://doi.org/10.3929/ethz-b-000471573>.
- [31] Binck C, Frangi A. Konzepte für die Tragstruktur von schlanken, hohen Holzbauten. 27. Internationale Holzbau-Forum (IHF 2023) - Band II, Forum Holzbau; 2023, p. 357–73.

- [32] Binck C, Frangi A. Investigations on suitable lateral stiffening systems for tall timber buildings. World Conference on Timber Engineering (WCTE 2023), Oslo, Norway: WCTE 2023; 2023, p. 2958–67. <https://doi.org/10.52202/069179-0386>.
- [33] Binck C, Cao AS, Frangi A. Lateral stiffening systems for tall timber buildings – tube-in-tube systems. Wood Mater Sci Eng 2022:1–8. <https://doi.org/10.1080/17480272.2022.2086066>.
- [34] Voulpiotis K, Köhler J, Jockwer R, Frangi A. A holistic framework for designing for structural robustness in tall timber buildings. Eng Struct 2021;227:111432. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111432>.
- [35] Cao AS, Houen M, Frangi A. Impact loading of glued laminated timber beams without finger-joints. Comput Struct 2024;296:107278. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2024.107278>.
- [36] Cao AS, Esser L, Frangi A. Modelling progressive collapse of timber buildings. Structures 2024;62:106279. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.106279>.

## Autoren

M.Sc., Charles Binck  
Prof. Dr. Andrea Frangi

Eidgenössische Technische Hochschule Zürich (ETH)  
Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK)  
Stefano-Francini-Platz 5  
8093 Zürich  
Schweiz

Kontakt:  
[charles.binck@ibk.baug.ethz.ch](mailto:charles.binck@ibk.baug.ethz.ch)  
[frangi@ibk.baug.ethz.ch](mailto:frangi@ibk.baug.ethz.ch)