

# HoHo Wien – Leuchtturmprojekt für den HolzHybridBau

Richard Woschitz  
Woschitz Group GmbH  
Wien, Österreich





# HoHo Wien – Leuchtturmprojekt für den HolzHybridBau

## 1. Einleitung

Das Projekt begann bereits im Jahr 2014 mit einer Machbarkeitsstudie für ein Hochhaus aus Holz, initialisiert von Caroline Palfy und Günter Kerbler (Investor). Ein grundlegendes Ziel waren sichtbare Holzoberflächen der tragenden Bauteile ohne Brandschutzverkleidung. Nach Entwicklung der konstruktiven Lösungen und frühzeitigen Einbindung der Baubehörden konnte in der Seestadt Aspern in Wien im Oktober 2016 mit dem Bau eines rund 84 m hohen Holz-Hybrid-Hochhauses begonnen werden. Der Bauplatz befindet sich direkt neben der U-Bahn-Linie und dem künstlich angelegten See des neuen Stadtgebietes (siehe Bild 1). Das Hauptgebäude besteht aus drei gekoppelten Bauteilen mit 9, 15 bzw. 23 Stockwerken und einem kleineren fünfstöckigen Nebengebäude. Das Hochhaus ist zweifach unterkellert und steht auf einer kombinierten Pfahl-Platten-Gründung.



Abbildung 1: Seestadt Aspern – HoHo Wien

## 2. Grundlagen

Als ästhetisches Ziel galt es die lastabtragenden Holzkonstruktionen sichtbar und spürbar zu belassen, sprich diese sollten weder für den Brandschutz noch aus schallschutztechnischen Gründen hinter den Gipskarton versteckt werden.



Abbildung 2: gestalterische Ansprüche

Für eine flexible Nutzung und Vermarktung wurden unterschiedlich genutzte Ebenen geschaffen (Gewerbe, Büro, Hotel, Apartments). Um die Stiegenhausbereiche und Erschließungsgänge wurden offene, flexible, große Räume geplant, welche ohne schubaussteifende Wände funktionieren.

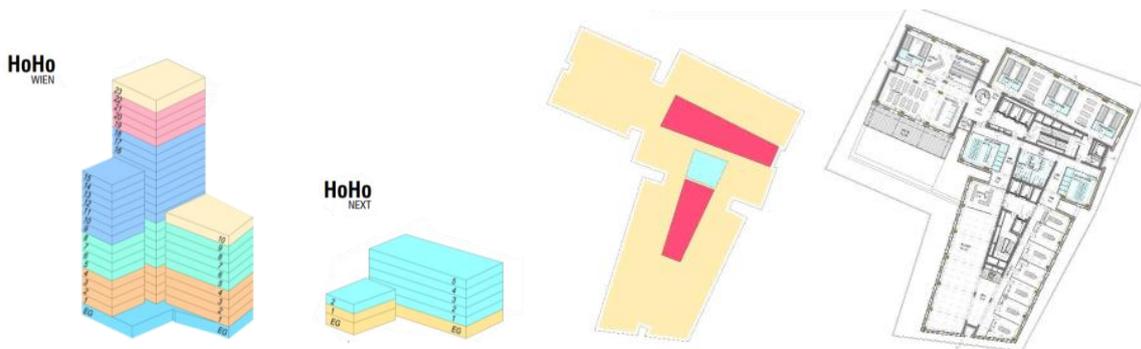


Abbildung 3: Nutzungsflexibilität

## 3. Tragkonzept

Die Primärtragstruktur besteht aus einer Kombination zwischen einem T-förmigen Aussteifungskern in Ortbetonbauweise und einer seitlich angedockten Holzkonstruktion. Der Betonkern wurde mittels Kletterschalung vorseilend hergestellt. Die Holzbauteile wurden im Werk witterungsunabhängig und qualitätsgesichert vorgefertigt und vor Ort versetzt.

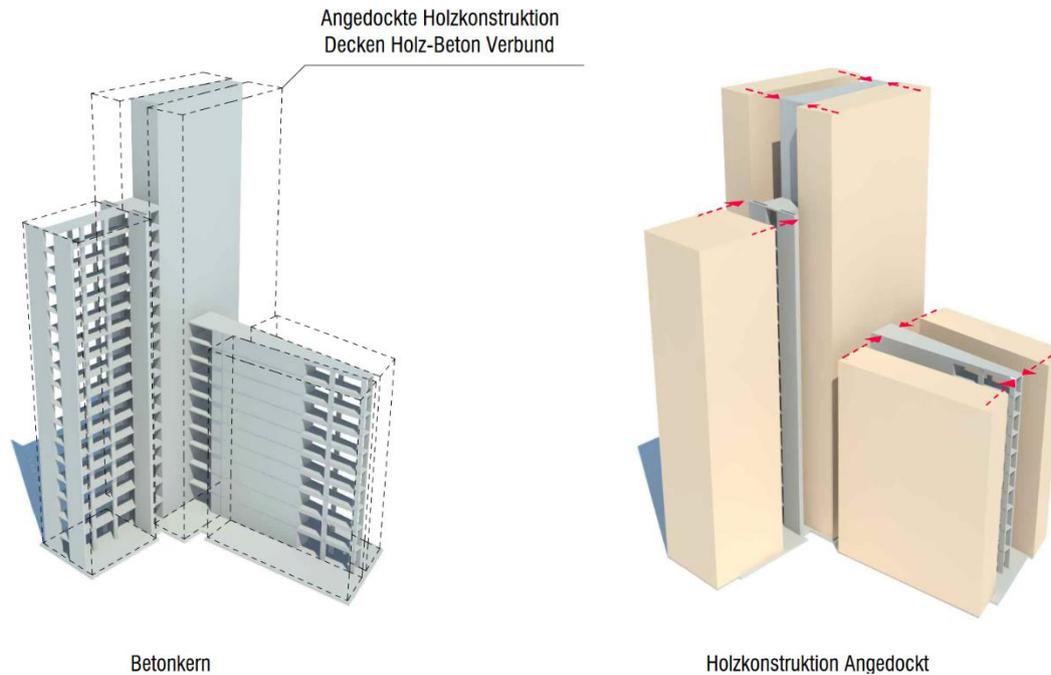


Abbildung 4: Primärtragstruktur

Für den Holzbau wurde eine einfache Tragstruktur bestehend aus drei Grundbausteinen – Deckenelement, Randträger und Stütze – gewählt. Die geschossweise Lastabtragung erfolgt über vorgefertigte **Holz-Beton-Verbund-Deckenelemente** (Brettsperrholzplatten, Schubkerven, Aufbeton), welche auf einem umlaufenden **Betonfertigteilträger** aufgelagert sind. Ein schubsteifes Deckenfeld kann durch das nachträgliche Vergießen von Aussparungen im Aufbeton und durch Bewehrungsanschlüsse realisiert werden. Der als Durchlaufträgersystem ausgebildete Randträger liegt auf **blockverleimten Brett-schichtholzstützen**, welche die Vertikallasten vom obersten Geschoss bis zum Kellergeschoss abtragen. Die Verbindung zwischen Stütze und Träger erfolgt über eingeklebte Bewehrungsseisen. Die außenliegende Wandausfachung besteht aus **Brettsperrholzplatten** mit bereits werkseitig eingebauten Fenstern und ist nicht Teil der Primärtragstruktur. Das gewählte Montageprinzip spiegelt sich im sogenannten Systemknoten, der Verbindung von Stütze-Träger-Decke (siehe Bild 5.b), wider.

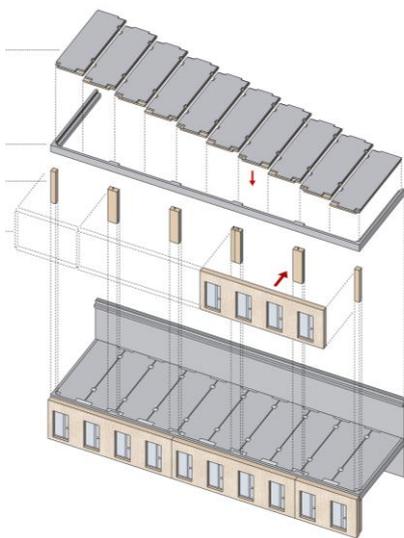


Abbildung 5.a: Montageprinzip

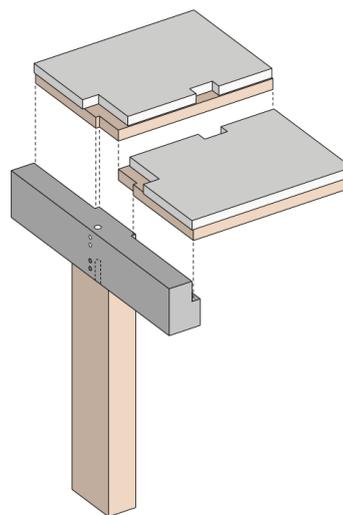


Abbildung 5.b: Systemknoten Stütze-Träger-Decke

Die vorgefertigten Bauteile des angedockten Holzbaus wurden mit Bewehrungsstäben in lokalen Vergussbereichen kraftschlüssig miteinander verbunden und erreichen über diese vertikalen und horizontalen Zugverankerungen die geforderte Steifigkeit im globalen Tragsystem. Ein wesentlicher Unterschied der vorgefertigten Bauweise im Vergleich zum

konventionellen Betonbau liegt jedenfalls in der konstruktiven Umsetzung der Steifigkeitsanforderungen. Die Ortbetonbauweise ermöglicht aufgrund der homogenen Bauweise mit Bewehrungsübergriffen zwischen den einzelnen Betonierabschnitten eine einfache Ausbildung durchgängiger Zugverankerungen wie Deckenroste und durchgehend zugfeste Stützenverbindungen. Aufgrund der vorgefertigten Bauweise waren hierfür jedoch detailliertere Überlegungen hinsichtlich der konstruktiven Knotendetaillausbildung, Bauteilfugen und Toleranzen erforderlich.

## 4. Statisch-konstruktive Details

Für das Erreichen einer ausreichenden Ausfallsicherheit bei Gebäuden mit erhöhtem Risiko bzw. Schadensfolgen (CC3 Bauwerke) wurden vertikale und horizontale Zugverankerungen zwischen den einzelnen Bauteilen geschaffen. Diese ermöglichen zumindest bei lokalen Schäden eine gewisse Redundanz oder Lastumlagerung im Tragsystem. Somit kann das Versagen des Gesamtsystems bei Ausfall einzelner Bauteile vermieden werden.

### 4.1. Vertikale Zugverankerung der Stützen

Bei den Brettschichtholzstützen des Hochhauses wurden vertikale Zuganker mittels eingeklebter Bewehrungsstäbe realisiert (Bild 6). Die kraftschlüssige Verbindung der verdornten Stützen untereinander erfolgt über gewellte Aussparungsröhre in den Fertigteil-Randträgern und durch Verguss mit schnell aushärtendem schwindarmen Mörtel. Das Auflagerdetail der Holzstützen wurde so konzipiert, dass über Stahlplatten noch eine Höhenjustierung im Bauzustand erfolgen kann. Die planmäßig vorgesehene Versetzluft wird danach mit sehr fließfähigem Mörtel verfüllt. Um einen lokalen Stützenentfall kompensieren zu können, wird darüber hinaus der Deckenrandträger als Durchlaufträger dimensioniert, sodass er die Belastung einer Stütze im außergewöhnlichen Bedarfsfall auch auf die danebenliegenden Stützen umlagern kann. Bei Entfall einer Einzelstütze kann somit ein progressiver Kollaps des gesamten Gebäudes vermieden werden.

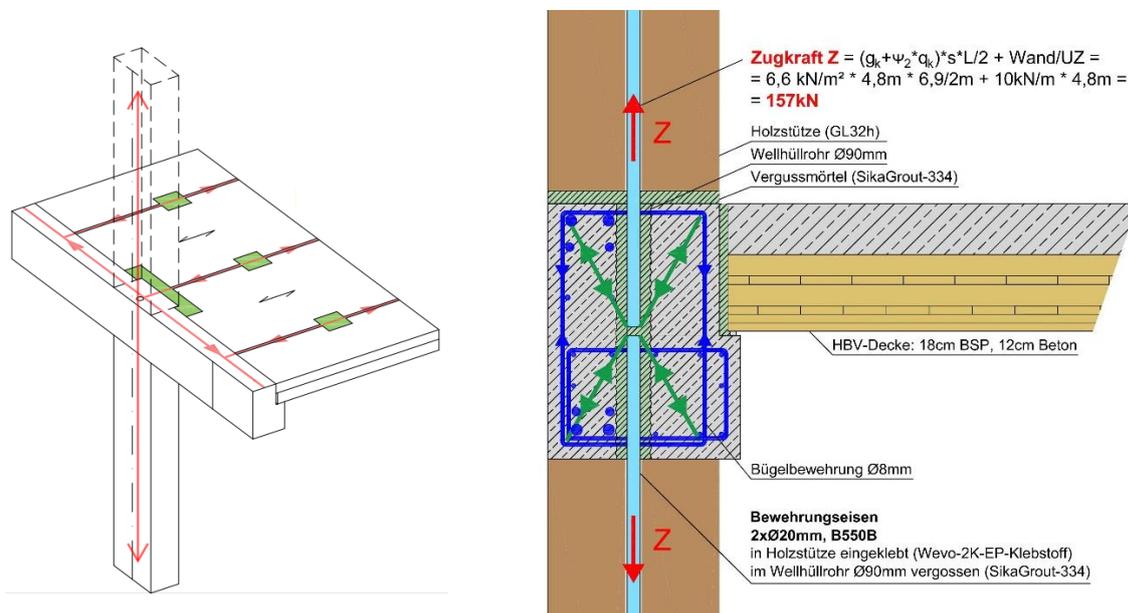


Abbildung 6: Vertikale Zugverankerung der Stützen

Die aufzunehmende Zugkraft ergibt sich aus der quasi ständigen Belastung im Lastezugsbereich einer Holzstütze und beträgt  $Z = 157 \text{ kN}$ . Der maßgebliche statische Nachweis für den Tragwiderstand der Zugverankerung aus 2 x DN20mm (B550B) im außergewöhnlichen Zustand lautet:

$$\text{Stahlversagen Bewehrung: } Z_{s,rd} = 2 \times 3,14 \text{ cm}^2 \times 55 \text{ kN/cm}^2 = 345 \text{ kN}$$

$$\text{Verankerung im Vergussmörtel: } Z_{b,rd} = Z_{s,rd} \times l_{b,vor} / l_{b,d} = 345 \text{ kN} \times 26 \text{ cm} / 46 \text{ cm} = 195 \text{ kN}$$

$$l_{b,d} = (d_s/4) \times (f_{yk}/f_b) \times 0,7 = 2/4 \times 55/0,42 \times 0,7 = 46 \text{ cm}$$

$$\text{Nachweis: } Z = 157 \text{ kN} < Z_{rd} = 195 \text{ kN} \text{ (81\% Auslastung)}$$

## 4.2. Horizontale Zugverankerung der Decken

Zusätzlich zu den durchgängigen vertikalen Zugverankerungen vom Fundament bis zum letzten Geschoss werden auch horizontale Zuganker in den HBV-Decken vorgesehen, um aus den einzelnen Deckenelementen eine robuste Deckenscheibe entstehen zu lassen. Diese Deckenzugverankerungen unterteilen sich in einen umlaufenden Randzuganker und interne Zuganker, welche in Deckenspannrichtung verlaufen (siehe Bild 7).

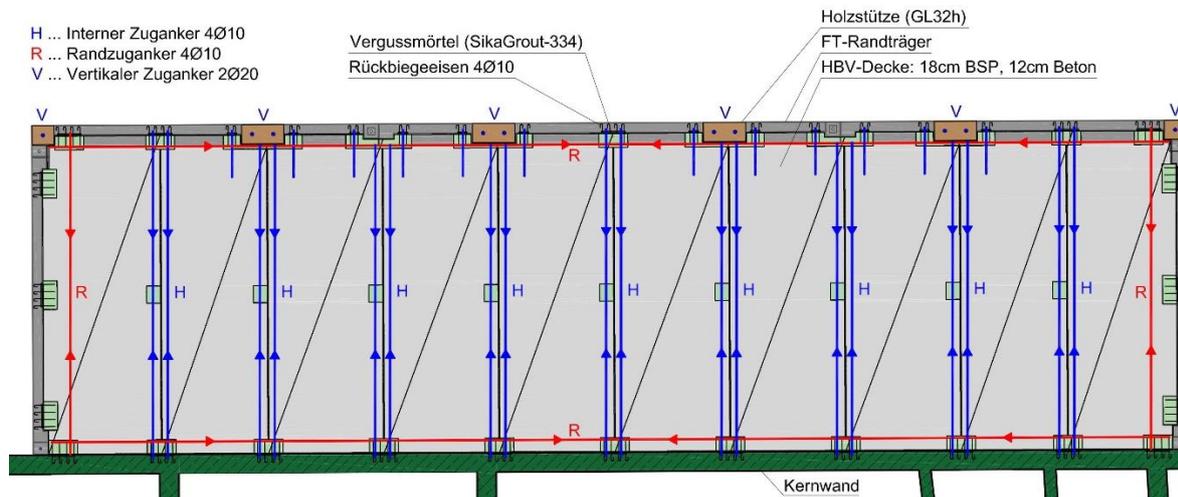


Abbildung 7: horizontale Zugverankerungen

Die somit entstandene Deckenscheibe wird über Rückbiegebewehrung, Vergusstaschen und Stoßfugenbewehrung kraftschlüssig an die erdbebenaussteifende Kernwand und den umlaufenden Fertigteil-Randträger angeschlossen (siehe Bild 8).

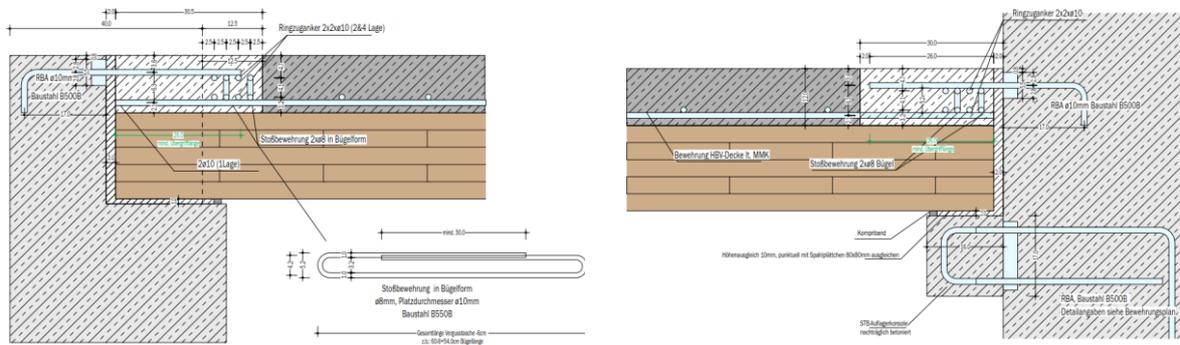


Abbildung 8: Deckenauflegerdetails mit Bewehrungsanschlüssen

Das Herausbiegen der Rückbiegeeisen und Verlegen der Stoßfugenbewehrung erfolgt direkt nach dem Verheben der Deckenelemente. Anschließend werden sämtliche Versetzfugen – inklusive der Aussparungen für die Zuganker – mit Vergussmörtel, welcher in kurzer Zeit hohe Festigkeiten erreicht, verfüllt.

### Interne Zuganker

Die interne Zugkraft errechnet sich nach EN 1991-1-7 (A.5.1, Gl.A.1) mit  $H = 87 \text{ kN}$  (siehe Abb. 7). Der vorhandene Widerstand eines Zugankers, bestehend aus  $4 \times \text{DN}10\text{mm}$  (B500B, kaltverformt), beträgt:

$$\text{Stahlversagen Rückbiegebewehrung: } H_{s,rd} = 4 \times 0,785\text{cm}^2 \times 50 \text{ kN/cm}^2 \times 0,8 / 1,15 = 110 \text{ kN}$$

$$\text{Eisenübergreif im Vergussmörtel: } l_0 = (d_s/4) \times (f_{yd}/f_{bd}) \times 0,7 \times 1,5 = 1/4 \times 34,8/0,42 \times 0,7 \times 1,5 = 22 \text{ cm}$$

$$\text{Nachweis: } H = 87 \text{ kN} < H_{s,rd} = 110 \text{ kN} \text{ (79\% Auslastung)}$$

Die vorhandene Übergreifungslänge beträgt 26 cm und erlaubt somit noch Toleranzen bei der Ausführung.

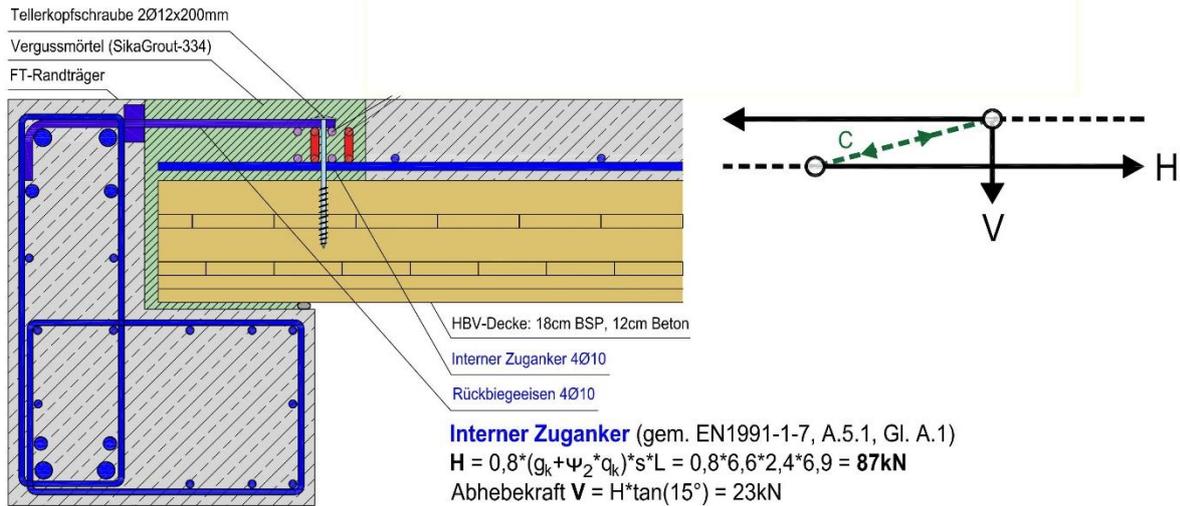


Abbildung 9: Interne Zuganker

Aus konstruktiven Gründen ergibt sich ein Versatz zwischen eingelegter Zugbewehrung im HBV-Deckenelement und dem Rückbiegeeeisen des Trägers. Das resultierende Versatzmoment und die entstehende abhebende Kraft von 23kN wird mittels Tellerkopfschrauben gesichert.

### Randzuganker

Die Zuganker am Rand werden nach EN 1991-1-7 auf mindestens  $R = 75 \text{ kN}$  ausgelegt (siehe Abb. 8). Diese Zugkraft wird mit einer Rostbewehrung aus 4 x DN10 mm aufgenommen. Der maßgebende Nachweis ergibt sich im Bereich des Bewehrungsstoßes, welcher mit 2 Bügel DN8mm ausgeführt wird:

Stahlversagen Bügelzulagen:  $R_{s,rd} = 4 \times 0,5 \text{ cm}^2 \times 55,0 \text{ kN/cm}^2 / 1,15 = 96 \text{ kN}$

Eisenübergriff im Vergussmörtel:  $l_0 = (d_s/4) \times (f_{yd}/f_{bd}) \times 0,7 \times 1,5 = 0,8/4 \times 47,8/0,42 \times 0,7 \times 1,5 = 24 \text{ cm}$

Nachweis:  $R = 75 \text{ kN} < R_{s,rd} = 96 \text{ kN}$  (78% Auslastung)

### Randzuganker

$$R = 0,4 \cdot (g_k + \psi_2 \cdot q_k) \cdot s \cdot L = 0,4 \cdot 6,6 \cdot 2,4 \cdot 6,9 = 44 \text{ kN}$$

bzw. min. **75kN**

gewählt: **umlaufende Rosteeisen 4Ø10**

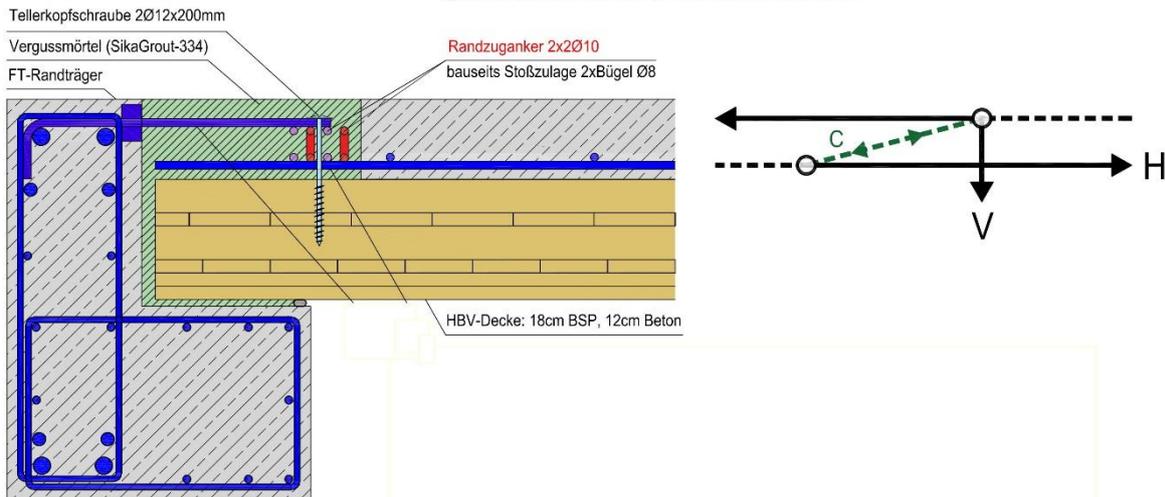


Abbildung 10: Randzuganker

## 4.3. Brettsperrholzwände

Die Bauelemente der Außenwände aus Brettsperrholz sind 4,8 m breit (= Stützenraster) und 3,2 m hoch. Sie werden an der primären Tragstruktur so befestigt, dass sie keine globalen Lasten mitabtragen und mögliche Stauchungen in den Stützen aufgenommen werden können. Dies erfolgt durch einen vertikal verschieblichen Anschluss am Kopfpunkt

der Wandelemente (Z-Winkel und Passstück, siehe Bild 11). Die sekundäre Tragkonstruktion trägt somit nur lokale Windlasten und das Eigengewicht der Wand inklusive des Fassadenaufbaus ab. Sie wird damit nicht für die Gebäudeaussteifung herangezogen.

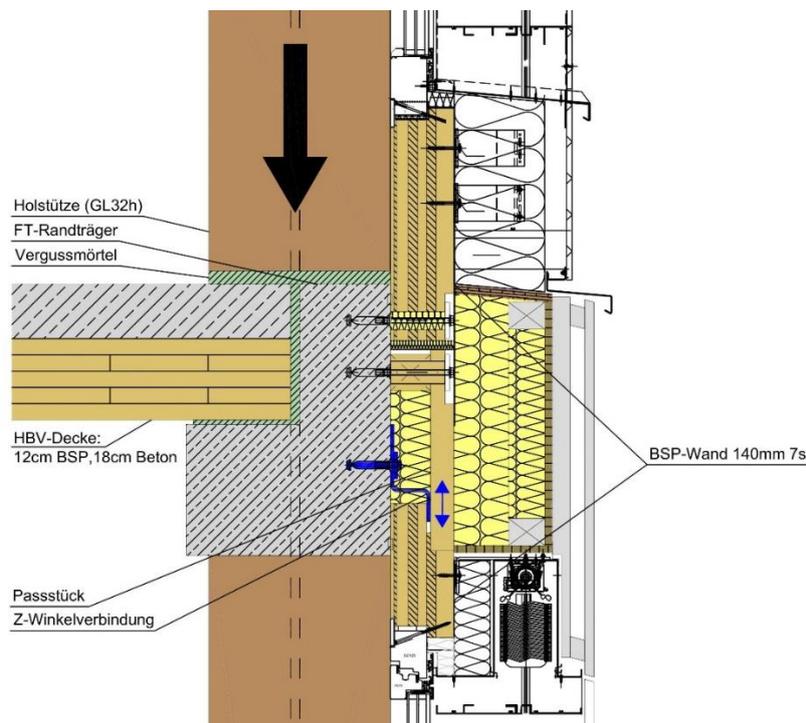


Abbildung 11: Detail Wandbefestigung

Bei der Vorfertigung der Wandelemente im Werk werden bereits die Fenster inklusive der Laibungsbleche in die BSP-Platten eingebaut. Bauseits wurden am Boden die Holzstützen auf die Wandelemente geschraubt und gemeinsam versetzt.



Abbildung 12: Vorfertigung der BSP-Wände

In Abstimmung mit dem Generalunternehmer wurde das Montagekonzept unter Berücksichtigung von Hilfsmaßnahmen im Bauzustand sowie temporärer Witterungsschutz erarbeitet. Hierbei werden die BSP-Wände bereits am Boden mit den Holzstützen verschraubt, mit einem Hub versetzt, höhenmäßig einjustiert und seitlich gegen Windlasten abgestützt, bevor der FT-Träger und danach die Decken versetzt und vergossen werden.

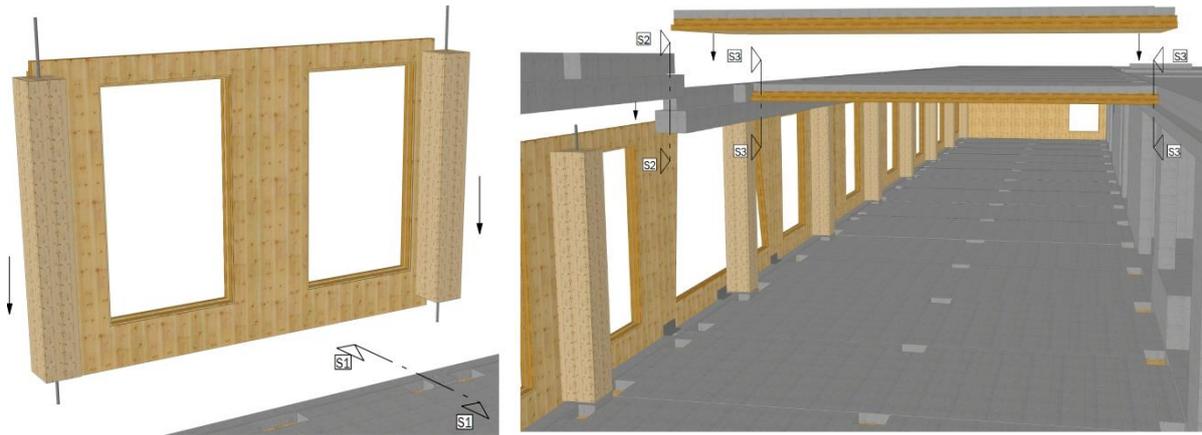


Abbildung 13: Montage (1) Holzwand inkl. Stütze, (2) Träger, (3) Decke

#### 4.4. Schalltechnische Konstruktionsdetails

Nachdem die tragende Holzkonstruktion sichtbar bleiben sollte und nicht mittels abgehängter Decken oder Vorsatzschalen verkleidet wurde, mussten spezielle Lösungen zur Erfüllung der schalltechnischen Anforderungen gefunden werden. Im Bereich der HBV-Decken, BSH-Stützen und BSP-Wände wurden daher Trennschnitte vorgesehen, welche zur Schallentkoppelung bei Innenwänden zwischen benachbarten Nutzungen dienen (siehe Bild 14+15). Diese Schalltrennfugen verhindern eine ungewollte Flankenschallübertragung. Schließt an den optional definierten Stellen im späteren Ausbau doch keine Trennwand an, wird die Fuge einfach mit einer Deckleiste kaschiert, um eine größtmögliche Flexibilität in der Nutzung zu ermöglichen.

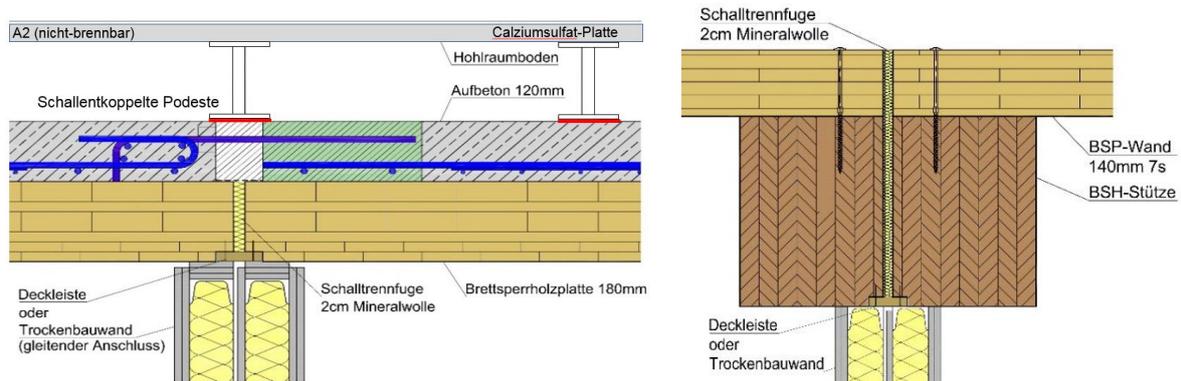


Abbildung 14: Konstruktionsdetails im Schallschutz: Schalltrennfugen in Decke und Wand/Stütze

Um sicher zu gehen, dass die Schallschutzanforderungen erfüllt sind, wurden sowohl im Labor (TU-Graz) als auch bauseitig entsprechende Schallmessungen durchgeführt.



Abbildung 15: Fotos: Ausführung ohne/mit Schalltrennfugen

## 5. Qualitätssicherung

Das Bauvorhaben erforderte aufgrund der angewendeten Sonderbauweise (Holz-Beton-Hybrid) und wegen der vorhandenen Schadensfolgeklasse CC3 (bzw. Zuverlässigkeitsklasse RC3) eine verstärkte Überwachung bei der Planung (DSL3, Prüfstatik) und auch bei der Ausführung (IL3, Fremdüberwachung). Die notwendigen Qualitätssicherungsmaßnahmen wurden im Rahmen der Eigenüberwachung werks- und bauseitig dokumentiert und durch eine unabhängige Drittstelle kontrolliert. Für die Umsetzung der Qualitätssicherung und Ausführungsüberwachung wurde ein spezieller Prüfplan entwickelt, indem alle auf das Montagekonzept abgestimmten und baustoffspezifischen zu überprüfenden sicherheitsrelevanten Materialeigenschaften und die Anzahl der stichprobenartigen Kontrollen definiert sind.

### 5.1. Qualitätssicherung Holzstützen

Für die Sicherstellung der Materialqualitäten wurden in folgenden Bereichen werkseitige Kontrollen durchgeführt: Festigkeitssortierung, Produktion Brettschichtholz (Delaminierung, Keilzinken, Kleber), Blockverleimung (Pressdruck, Kleber, Temperatur, Presszeit) und beim Einkleben der Stahllanker. Für die Qualitätssicherung der Verbundfuge in den Stützen erfolgten Probenentnahmen für die Prüfung mittels Delaminierungsverfahren bei 25% der Bauteile.

Zur Überprüfung der Montagearbeiten für das Einjustieren der Holzstützen und Ausmörteln der Auflagerpunkte wurden geometrische Überprüfungen durch einen Geometer durchgeführt (Stützenschiefstellung, Lage- & Höhenrichtigkeit). Bei der Verarbeitung des Vergussmörtels wurde neben dem Mörtelverbrauch vor allem auf die Einhaltung der Herstellvorgaben geachtet: z.B. Untergrundbeschaffenheit, Mindesttemperaturen und Verarbeitungszeiten. Sämtliche Parameter wurden in eigens entwickelten Protokollen dokumentiert.

Für die Kontrolle der Luftblasenfreiheit der Stützenuntermörtelung wurden zuerst im Werk Versuche gemacht und danach von der bauseitigen Mörtelcharge nach dem Abrühren und der vorgeschriebenen Entlüftungsdauer ein In-Situ-Versuch auf der Baustelle durchgeführt.

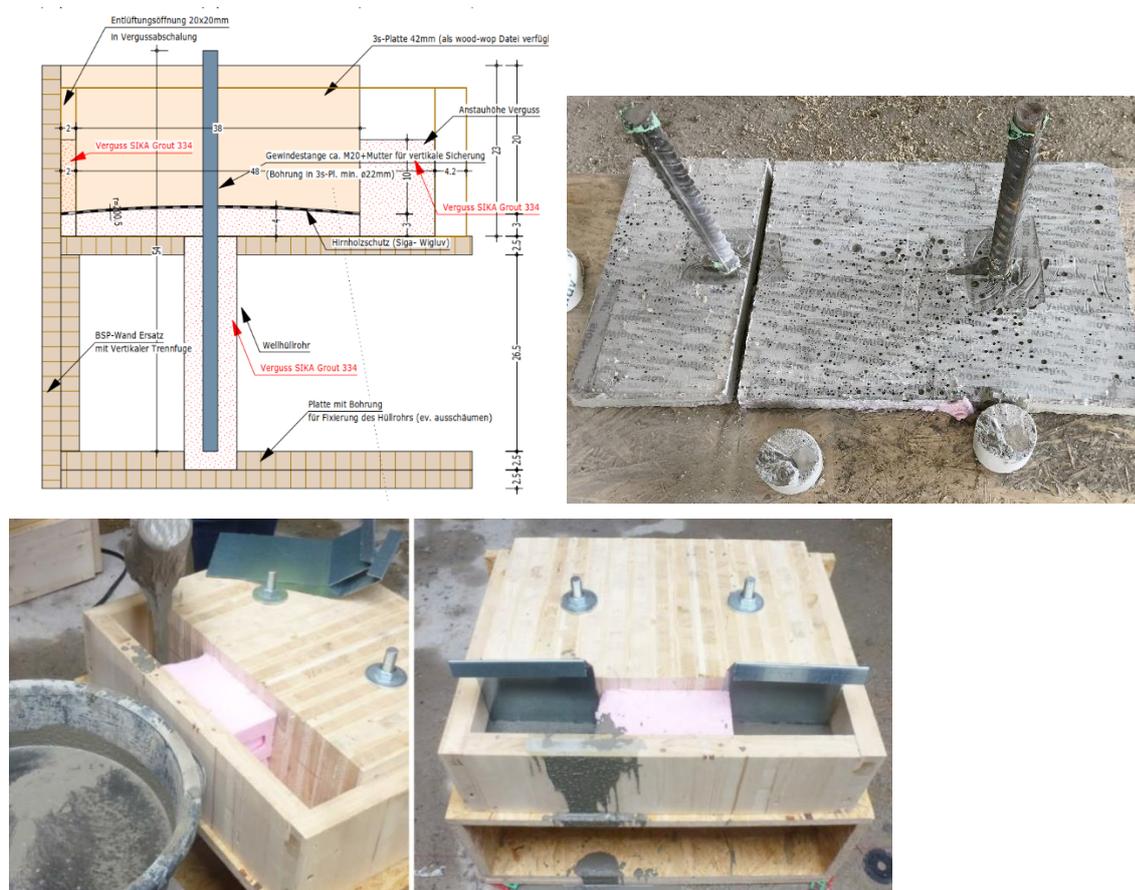


Abbildung 16: Versuche zum Stützenverguss

## 6. Brandschutzkonzept

Der Grundgedanke des Brandschutzkonzeptes basiert auf kleinen Brandabschnitten, kurzen Fluchtwegen, einer automatischen Löschanlage mit erhöhter Ausfallsicherheit sowie besonderer konstruktiver Ausbildung der Fugen im Bereich der Bauteilverbindungen und erhöhte Qualitätskontrollen. Weiters wurden bereits im Bauzustand vorkehrende Maßnahmen getroffen, wie z.B. eine frühzeitige Brandabschnittsbildung sowie die Herstellung nasser Steigleitungen.

Der geplante Systemknoten (Verbindung Decke-Träger-Stütze) wurde vor der Ausführung bei einem 90-minütigen Brandversuch getestet, wobei die Abbrandtiefen der Holzbauteile sowie der Verlauf der Bauteiltemperaturen innerhalb der Verbunddecke gemessen wurden. Gegenüber den rechnerisch ermittelten Abbrandwerten konnte eine relativ gute Übereinstimmung festgestellt werden. Eine wesentliche Fragestellung der Brandschutzbehörde war der Einbrand in die Auflagerfuge unter der BSP-Platte der HBV-Decke, welcher mit 4cm gemessen wurde. Der Abbrand von der Brettsperrholzplatte betrug 6,6cm, was einer Abbrandrate von 0,73mm/min entspricht.

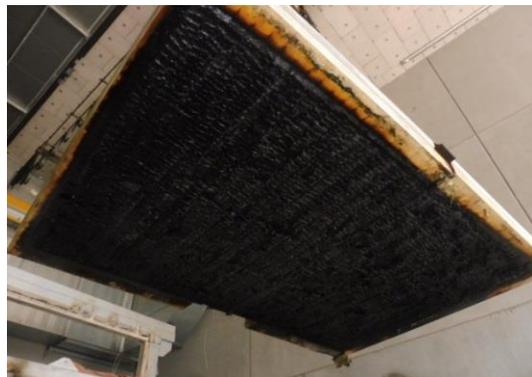
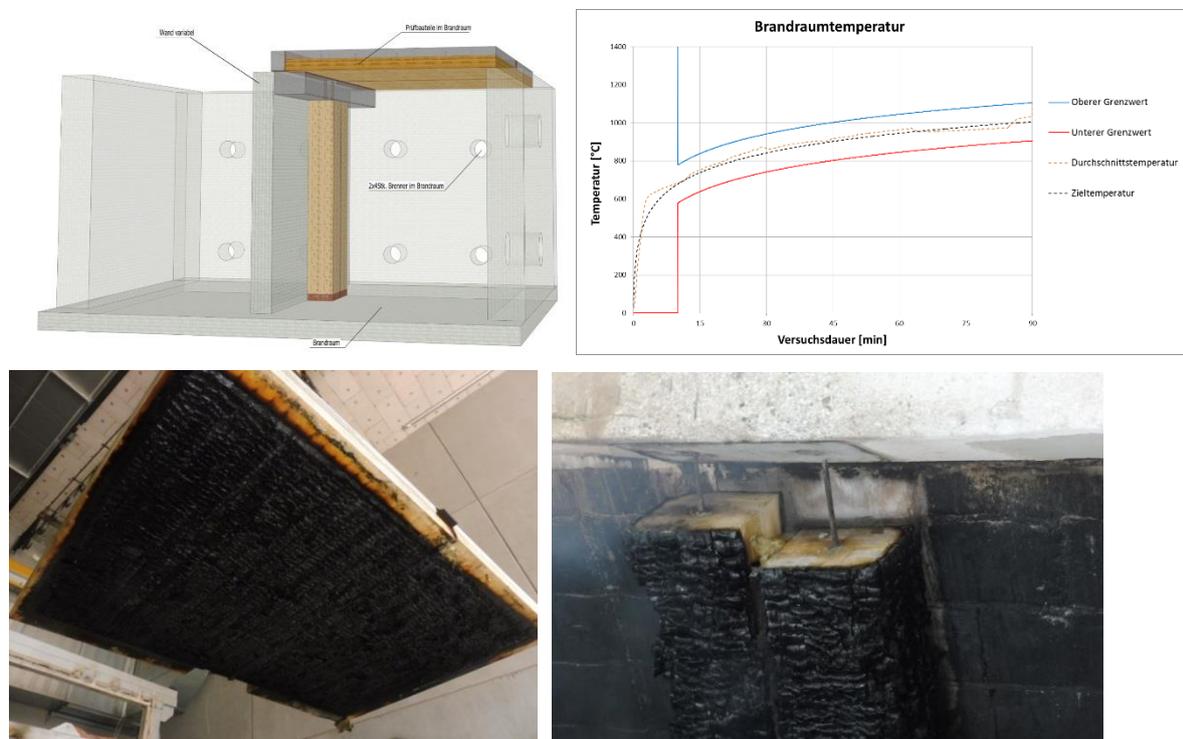


Abbildung 17: Brandversuche Systemknoten

## 7. Baufertigstellung

Innerhalb einer Bauzeit von drei Jahren inklusive der relativ zeitaufwändigen Baugrubensicherungsmaßnahmen für die beiden Tiefgeschoße im Grundwasser konnte das Gebäude fertig gestellt werden.

### Verbaute Holzmassen

1477 HBV-Deckenelemente (2700m<sup>3</sup> Brettsperrholz, 1970m<sup>3</sup> Aufbeton, Fläche 16.400m<sup>2</sup>)

780 Brettschichtholz-Stützen (370m<sup>3</sup>)

12.000 m<sup>2</sup> Brettsperrholzwände (1500m<sup>3</sup>)



Abbildung 18-24: Rohbau - Baufertigstellung