Suurstoffi BF1 Rotkreuz: 60Meter – 15 Geschosse – 15 Wochen

Pirmin Jung
Pirmin Jung Ingenieure AG
Rain, Schweiz

Suurstoffi BF1 Rotkreuz: 60 Meter – 15 Geschosse – 15 Wochen

1. Das Projekt

Im Rahmen einer Arealentwicklung realisiert die Zug Estates AG auf einer Parzellenfläche von 8'000 m^2 für rund CHF 185 Mio. rund 42'000 m^2 Geschossfläche in drei Gebäuden. Das Haus A ist aktuell das höchste Holzhybrid Hochhaus der Schweiz mit 60m Höhe. Der Auftrag Holzbau inkl. Überbeton von Erne AG Holzbau beträgt rund CHF 6,50 Mio.

Die Projektbeteiligten sind:

- Bauherr: Zug Estates, Zug
- Lead Gesamtplaner: Archobau AG, Chur
- Architekt: Büro Konstrukt, Luzern und Manetsch Meyer AG, Zürich
- Brandschutzplanung QS3: Pirmin Jung Ingenieure AG, Rain
- Bauingenieur: Dr. Lüchinger + Meyer AG, Luzern
- Baumeister: Implenia AG, Zürich
- Holzbauingenieur: Pirmin Jung Ingenieure AG, Rain
- Holzbauer: Erne AG Holzbau, Stein

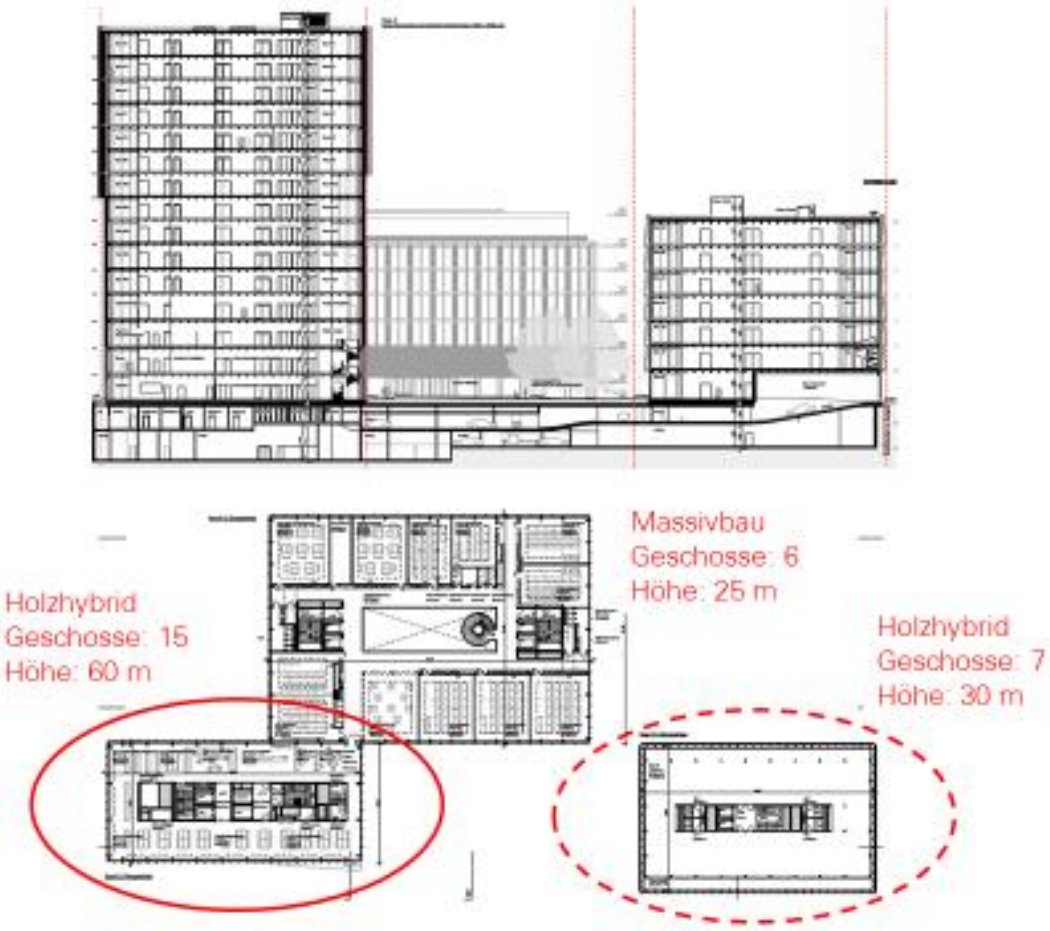


Abbildung 1: Längsschnitt und Grundriss durch die Überbauung

Termine

- Jurierung Wettbewerb: Februar 2016
- Start Planung: April 2016
- Baubeginn: April 2017
- Montage Holzbau: Juni 2018 – Oktober 2018
- Übergabe an Betrieb: Juli 2019

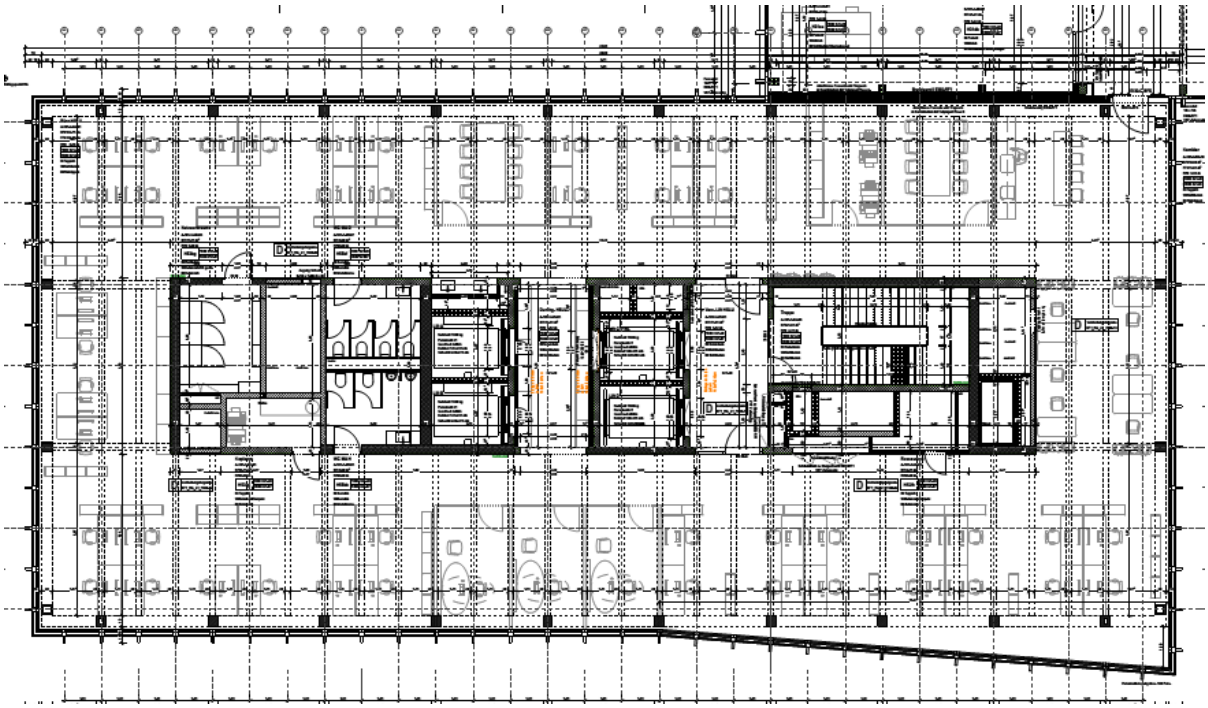


Abbildung 2: Übersicht zum 60m Hochhaus – Grundriss Architektur 6. Obergeschoss mit dem auskragenden Gebäudeteil auf der Längsseite

- Aussteifung: Betonkern
- Decken: Holzbeton-Verbund
- Stützen, Unterzüge an den Aussenwänden: BSH / Baubuche
- Brandschutz: REI60 mit Löschanlagenkonzept (Sprinklervollschutz), einzelne linear tragende Bauteile RF3 (Brandverhaltensgruppe brennbar)

2. BIM / Lean

Aufgrund der extrem kurzen Planungs- und Realisierungszeit entschied sich die Bauherrschaft in Absprache mit dem Gesamtplaner in einer sehr frühen Projektphase, das Projekt mit den Planungshilfsmitteln BIM und LEAN-Management zu planen und zu realisieren. Die BIM-Ziele sind:

- Erhöhung der Transparenz der Planung
- Reduktion von Fehlern
- Unterstützung der Entscheidungsfindung
- Minimierung von Informationsverlust und Fehlinterpretation
- Aktuelle Planungsinformationen für alle
- Ableitung aller Planungsresultate aus kohärenten Modellen
- Modellbasiertes Facility Management

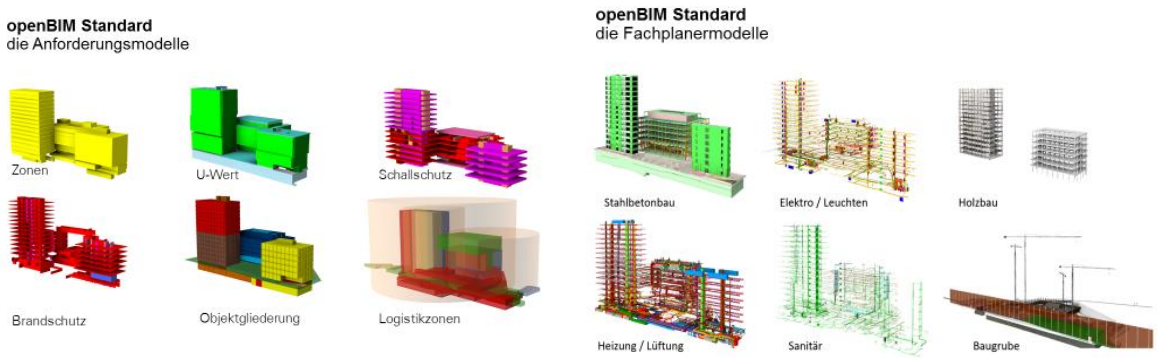


Abbildung 3: Beispiele der Anforderungs- und Fachplanermodelle.

Die Planung der Planungsprozesse und der Realisierung wurde über ein LEAN-Management organisiert und geführt. Tägliche Tafelplanungen zusammen mit den Ausführenden Teamleitern vor Ort garantierte für den reibungslosen Bauprozess und die Einhaltung der Termine. Aufgrund der engen Platzverhältnisse vor Ort wurde ein minutiös geplantes Logistikkonzept umgesetzt.

3. Statik

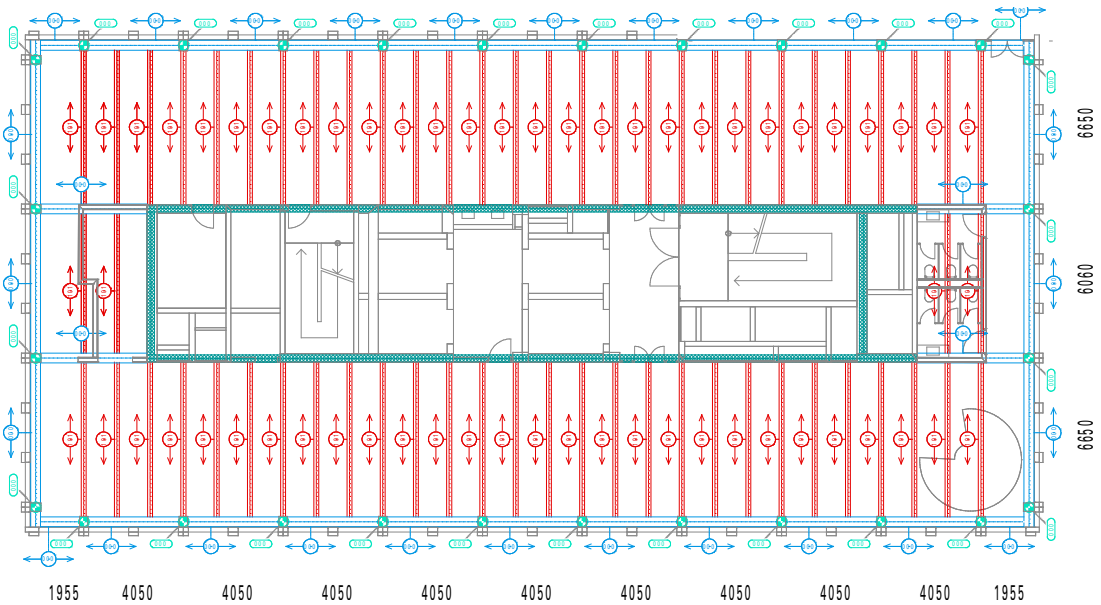


Abbildung 4: Positionsplan

Das Grundrissmass des Gebäudes beträgt 20,4m x 41,4m. Um den zentralen Betonkern, in welchem die Treppenanlagen, die Lifte und die Haustechnikerschliessungsschächte angeordnet sind und welcher das Gebäude horizontal aussteift, verläuft die Raumschicht mit 6,65m Tiefe. Die Aussenwandstützen stehen im Abstand von 4,05m. Zwischen diesen spannen deckengleiche Unterzüge in Holzbeton-Verbund. Ebenfalls die Decken sind in Holzbeton-Verbundbauweise ausgeführt.
Die Belastung der Stützen im Erdgeschoss beträgt bei den Standardstützen rund N_d = 2’730kN, die am höchsten belasteten Stützen bei den Achsverlängerungen der Kernwände betragen und bei den auskragenden Gebäudeteilen N_d = 3’660kN.

4. Deckenkonstruktion

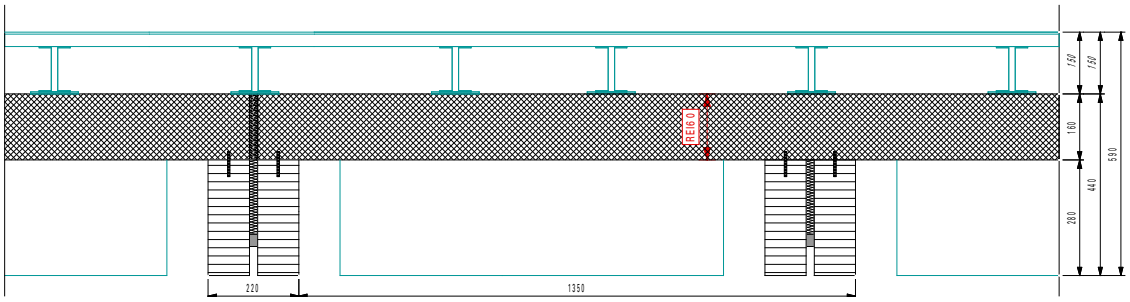
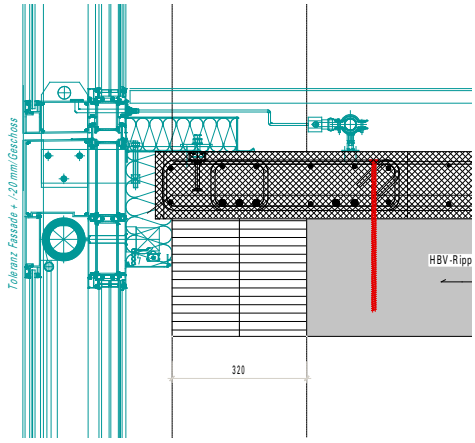


Abbildung 5: Deckenquerschnitt mit 6,65m Spannweite

Die Decken bestehen aus Holzrippen 2x 100/320mm mit schubsteif aufgebrachtem 160mm starken Überbeton. Zwischen den Rippen sind Haustechnikinstallationen angeordnet (Lüftung, Kühlung, Licht, Sprinkleranlage), auf dem Überbeton wird im EG bis zum 3. OG ein Zementestrich auf einer Trittschalldämmung, in den oberen Geschossen ein Doppelboden montiert. Mit diesem Aufbau werden die Schalldämmwerte und insbesondere die Anliegen des sommerlichen Wärmeschutzes erfüllt.

Die Deckenelemente werden beim Holzbauer in der Werkstatt inklusive dem 160mm starken Überbeton in einer Breite von 2,70m vorfabriziert – beidseitig mit einer Randrippe und in der Mitte mit einer Doppelrippe.
Die Spezielle Herausforderung lag in der Toleranz von +/- 30mm, mit welcher der Betonkern gefertigt wurde (was aber nicht überall gelang) und den formalen Anliegen der Architektur sowie den Anliegen des Brandschutzes (REI60).



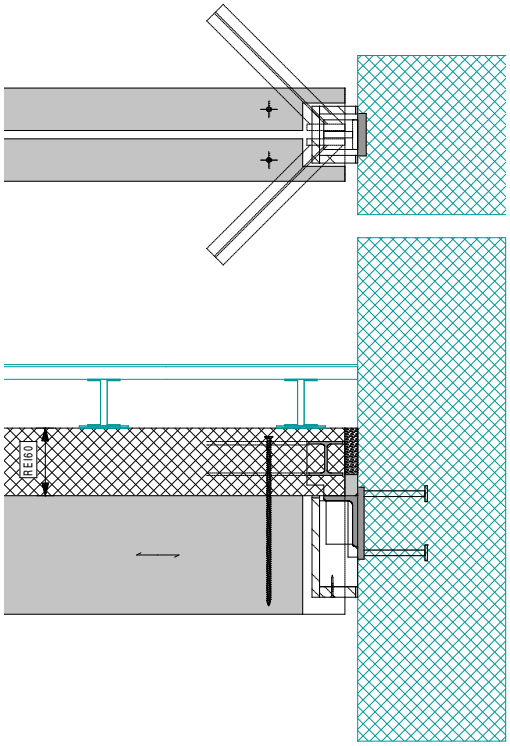


Abbildung 6: Auflagerung der HBV-Decken an der Aussenwand und am Betonkern

Vom Baumeister wurden Grundplatten in die Betonwände einbetoniert. Auf diese schweisste der Holzbauer die Auflagerwinkel. Die Auflagerung der HBV-Elemente erfolgt an den Ecken über den Überbeton: Die Querkräfte der Holzrippen werden über Vollgewindeschrauben an den Überbeton hoch gehängt. Die Querkräfte aus dem Überbeton wird über eingelegte, kurze IPE100-«Durchstanzbewehrung» an die Auflagerpunkt geführt. Diese Stahlträger leiten ihre Auflagerlasten über eine Stirnplatte auf den am Betonkern angeschweissten Auflagerwinkel ab. Diese Stahlteile werden brandschutztechnisch für die geforderte Dauer von 60 Minuten durch Verkleidungsboxen geschützt.

An den Aussenwänden lagern die Decken auf deckengleichen Unterzügen, welche ebenfalls als HBV-Bauteil ausgeführt sind.

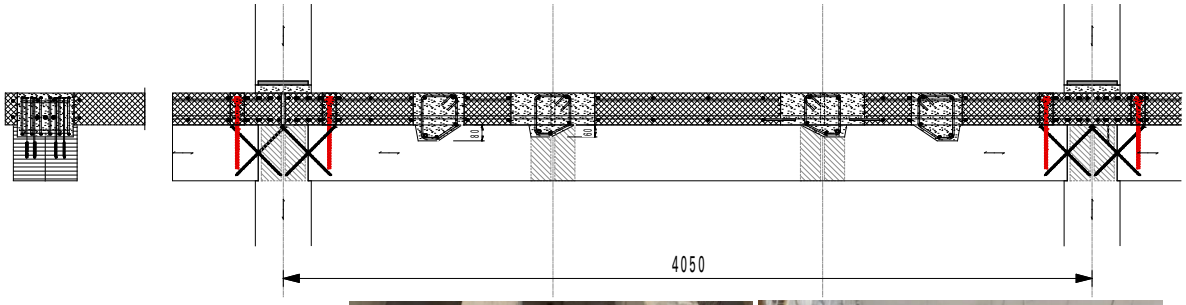
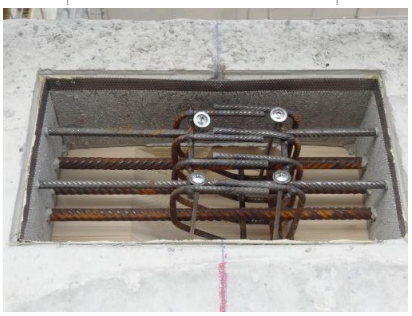


Abbildung 7: Aussenwandunterzug mit Fotos der Kervenverbindung



Der Überbeton bei den Aussenwandunterzügen besteht immer aus zwei Teilen – einem 2,7m langen und einem 1,35m langen. Dabei liegt der Stoss immer im Bereich einer inneren Kerve. Diese Fugen und die Kervenverbindung wurden auf der Baustelle, nach der Montage der Deckenelemente, mit Vergussmörtel vergossen. Um das Tragverhalten der Kervenverbindung in diesem Lastbereich zu bestätigen, wurden an der ETH Zürich ein 1:1-Versuchtkörper geprüft. Die Versuchsergebnisse bestätigten die statischen Überlegungen und Berechnungen.

Abbildung 8: Biegeversuch an der ETH Zürich zum Tragverhalten der grossen Kervenverbindungen

5. Stützen

Je nach Lastbereich wurden die Stützenquerschnitte dimensioniert. Da aufgrund der Anliegen der Architektur die Stützen je Geschoss denselben Querschnitt aufweisen mussten und vom Dach- zum Erdgeschoss nicht allzu gross differenzierten durften, wurde vor allem mit den Holzeigenschaften reagiert.

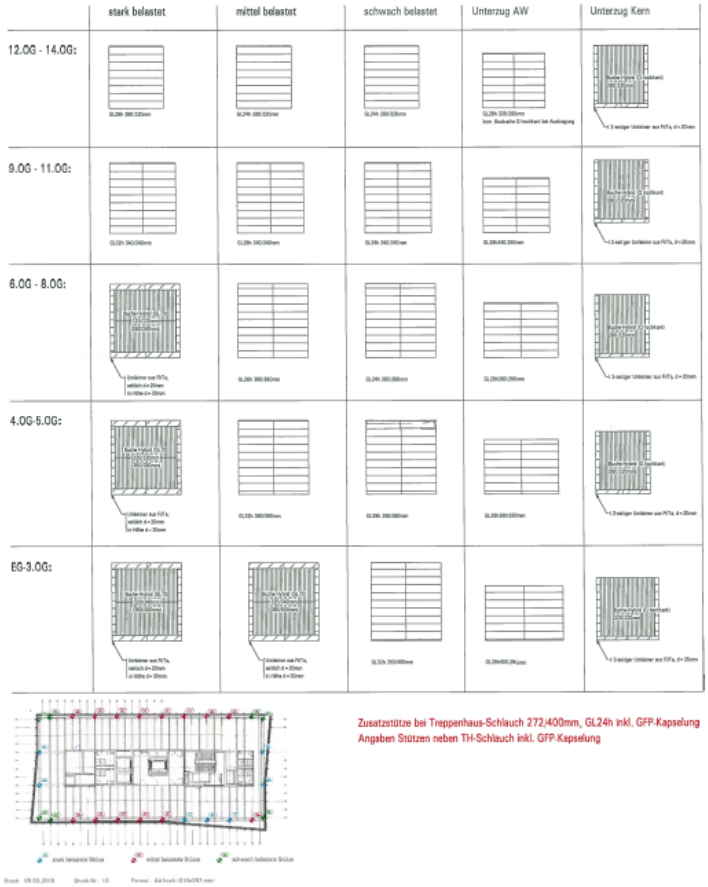


Abbildung 9: Stützenquerschnitte optimiert auf die Einwirkungen. Bei den am grössten belasteten Stützen kam Baubuche zum Einsatz: Die Baubuchenstützen wurden mit BSH-Umleimern versehen, damit sie sich optisch nicht abheben.

Um die Robustheit der Tragkonstruktion zu gewährleisten, wurden die Erdgeschossstützen auf eine aussergewöhnliche Einwirkung von 180 kN auf 1,2m Höhe dimensioniert.

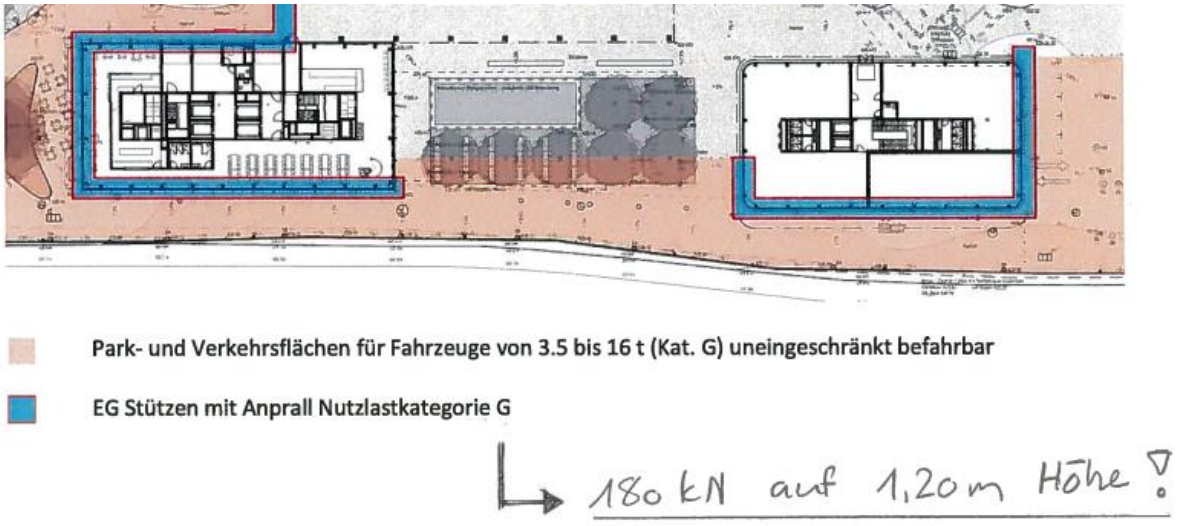


Abbildung 10: Übersicht Erdgeschoss mit den Bereichen der berücksichtigen Anpralllast.

Die hauptsächliche statische Herausforderung war das Bemessen der Stützenverkürzung – im Verhältnis der zu erwartenden Verkürzung des Betonkerns. Da Holz und Beton nicht zur selben Zeit gefertigt wurden (der Betonkern wurde rund 3 Wochen vorgezogen) und das Kriechverhalten dieser zwei Materialien unterschiedlich ist, mussten die Holzstützen je Geschoss so überhöht werden, dass die Decken im Endzustand horizontal sein werden.

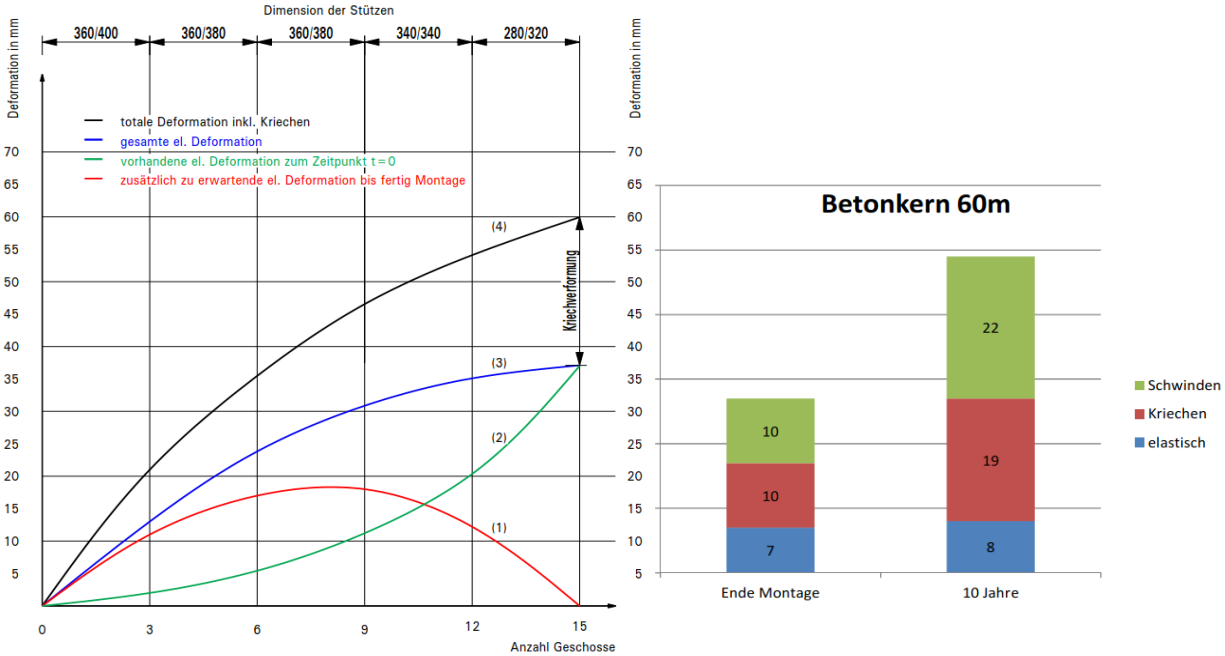


Abbildung 11: Stauchung der Holzstützen je Geschoss im Verhältnis zur erwarteten Deformation des Kerns.

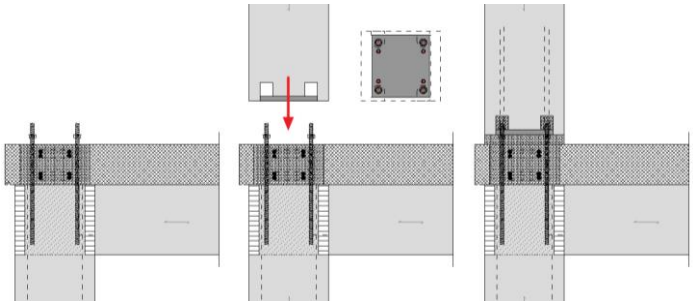


Abbildung 12: Richten der Stützen je Geschoss auf die genaue Höhe unter Berücksichtigung der Lastabtragung Längs zur Holzfaser

6. Witterungsschutz

Grundsätzlich wurden 3 verschiedene Witterungsschutzkonzepte geprüft:

Abbildung 13: mögliche Konzepte für den Witterungsschutz bei Holzhochhäusern

Schlussendlich hat man sich auf die Strategie der dichten obersten Ebene kombiniert mit einem Bauteilschutz geeinigt. Der Überbeton wurde täglich vergossen, sodass die oberste Ebene wasserdicht war. Die Unterzüge und Stützen wurden mit einem Feuchteschutz versehen, die Stützen zusätzlich mit einem mechanischen Schutz. Aufgrund der Wetterlage im Sommer 2018 mit dem Dauerschönwetter hatte der Holzbauer optimalste Bedingungen für die Montage.

Abbildung 14: Witterungsschutz: dichte oberste Ebene (Überbeton) kombiniert mit einem Bauteilschutz.

7. Montage

Die Montierbarkeit der Holzkonstruktion in Kombination mit dem betonierten Kern hatte für uns als Holzbauingenieure vom ersten Moment der Planung an oberste Priorität. Verschiedenste Konzepte wurden durchgespielt. Schlussendlich entschied man sich fürs Vorziehen des Betonkerns um ca. 3 Wochen gegenüber dem Holzbauer. Dabei wurde der Sicherheit der unter der Kletterschalung des Baumeisters arbeitenden Holzbauer oberste Priorität gegeben. Das Konzept wurde entsprechend in der Ausschreibung der Baumeister und der Holzbauer berücksichtigt.

Abbildung 15: Im Leistungsverzeichnis des Holzbauers beschriebene Montageanweisungen.

Die Ausführung des Betonkerns und die Montage des Holzbaus sollte also gleichzeitig erfolgen – der Holzbauer um drei Geschosse verzögert. Während der Montage des 4. Geschosses viel dem Baumeister zum drittenn Mal ein Gegenstand von der Kletterschalung des Baumeisters. Daher musste der Bauprozess kurzfristig geändert werden: Der Baumeister durfte nicht mehr gleichzeitig zum Holzbauer arbeiten. Diese Änderung im Prozess verursachte nur 3 Wochen Terminverzögerung, weil ERNE AG Holzbau in der Folge in zwei Wochen 3 Geschosse montierte – und nicht je Woche eines.

Abbildung 16: Ausführung des Betonkerns mit Kletterschalung, Nachziehen des Holzbaus um 3 bis 4 Geschosse.

Abbildung 17: Betonieren der Betonelemente im Werk

Abbildung 18: Montage des Holzbaus – mit den vormontierten Absturzsicherungen

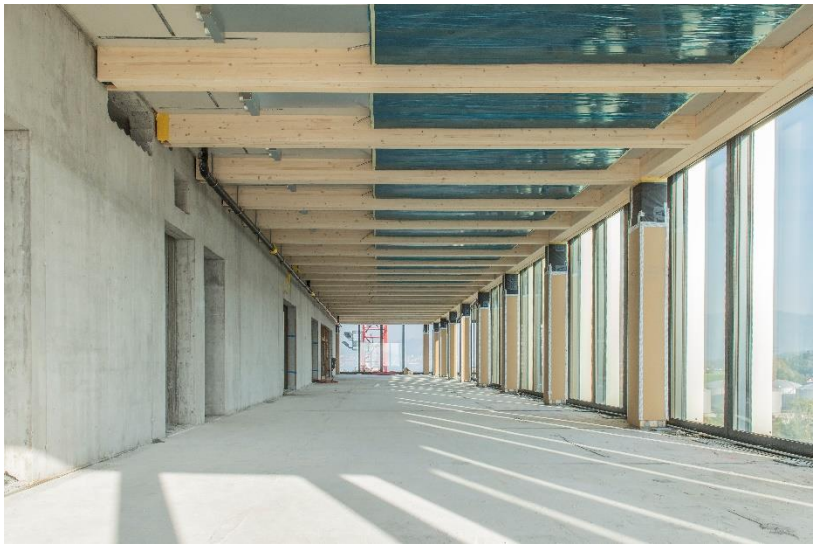


Abbildung 19: Rohbau vor dem Ausbau

Abbildung 20: Suurtoffi BF1 fertig aufgerichtet mit der um drei Geschosse nachgezogener Metall-Glasfassade.