



- Das dritte Leben der Schule Auen in Frauenfeld
- Das Dachtragwerk des Stade de la Tuilière in Lausanne
- Erneuerung Saaneviadukt inkl. Doppelspurausbau
- Neubau Negrellisteg
- IKEA Wien Westbahnhof
- Mehrkernige Hohlprofil-Verbundstützen
- Bemessung von Verbundstützen – Update prEN 1994-1-1

# IKEA Wien Westbahnhof

## Eine nachhaltige Oase im Großstadtdschungel

Am Wiener Westbahnhof entstand ein innovatives und einladendes Einrichtungshaus. Mit seinen begrünten Fassaden und viel Raum für die Menschen – von ansprechender Gastronomie bis zur allgemein zugänglichen begrünten Dachterrasse – ist es so viel mehr als nur ein Einrichtungshaus. Insgesamt umfasst das Gebäude 25.000 m<sup>2</sup> auf sieben Geschossen. Der Möbelriebe selbst nutzt fünf der Geschosse – in den beiden obersten Etagen befindet sich ein Hotel mit 345 Betten, das Konzept ist besonders auf junge Geschäftsreisende ausgerichtet. Als besonderer Kontrapunkt zu historisch massiven Fassaden stellt „das Hus“, wie es liebevoll von IKEA genannt wird, mit seiner umhüllenden und frei sichtbaren Stahlkonstruktion eine Besonderheit im städtischen Raum dar. Sein offenes, transparentes Regalsystem spendet Schatten, reduziert die sommerliche Überhitzung der Fassaden und beeinflusst durch die umfangreiche Bepflanzung das Mikroklima der Umgebung nachweislich. In der Dachzone trägt die Stahl-Pergola eine 800 m<sup>2</sup> große Photovoltaikanlage. Das Gebäude ist ein Vorreiter in Sachen Nachhaltigkeit und wurde deshalb mit dem Greenpass-Platinum-Zertifikat ausgezeichnet. Das nachhaltige Einrichtungshaus am Wiener Westbahnhof ist auf Fußgänger, U- und Straßenbahnfahrer sowie Radfahrer ausgerichtet – für Autos gibt es dort keinen Platz. Sperrgut wird frei Haus geliefert, den Rest nimmt man in der bekannten blauen Tasche mit. Zusammenfassend gibt es viel Erlebnis, Gastronomie, Raum zum Bummeln bzw. Schauen und mehr Grün, als es ein ebener Park auf dieser Fläche bieten könnte, denn auf allen Etagen sind Freiflächen mit Grünpflanzen, begrünte Fassadenelemente, Vogelnester, Bienenstöcke und lichtdurchflutete Bereiche.

**Stichworte** Stahlbau; Stahl; Stahl-Grid; Nachhaltigkeit; Innovation



**Bild 1** Rendering des Gebäudes

### 1 Die Genesis

Die Zeitspanne für den Stahlbauer zwischen Auftragserteilung und Montagebeginn war sehr knapp und inkludierte auch mehrere Variantenuntersuchungen, da die ursprüngliche Ausschreibung eine Cofrastra-Verbunddecke mit Deltabeam vorsah, die dem beauftragten Generalunternehmer jedoch zu wenig Wettbewerb für diese Gewerke bot. Bei der Suche nach der optimalen Lösung musste man sich im Spannungsfeld zwischen der bereits vorhandenen Fundamentierungssituation, der Architektur und der Wirtschaftlichkeit bewegen. Dabei wurden folgende Varianten genauer unter die Lupe genommen.

#### 1.1 Variantenuntersuchungen im Vorfeld

Zum Zeitpunkt der Vergabe an die Unger Steel Group waren die Lage und das Verlegemuster der Deckenträger bereits festgelegt.

Im dargestellten Grundriss (Bild 2) sind die als Einfeldträger gespannten Nebenträger grün und die als Durchlaufträger ausgeführten Hauptträger orange markiert. Hintergrund des Verlegemusters war das Erzielen einer möglichst gleichförmigen Stützen- und Hauptträgerbelastung für jede Achse.

Fixiert war auch eine maximal mögliche Gesamtstärke der Decke (Stahlverbundträger und Betonplatte). Die vorgegebene Betonplattenstärke und das daraus resultieren-



Quelle: disbauplaner

**Bild 2** Abbildung des Trägersystems

de Eigengewicht durften keinesfalls reduziert werden, um ein Aufschwimmen der darunterliegenden U-Bahnrohre zu verhindern. Aus Sicht der Verbundträgerbemessung wäre eine Reduktion der Plattenstärke allerdings möglich gewesen und hätte zu verringerten Trägerdimensionen geführt.

Die Herausforderung an die Tragwerksplanung bestand darin, im bereits vorgegebenen Kostenziel eine der geforderten Zuverlässigkeit, Gebrauchstauglichkeit und den oben angeführten Randbedingungen entsprechende und kostenmäßig optimierte Variante zu erstellen.

Die geometrischen Randbedingungen und Gebrauchstauglichkeitskriterien erlaubten – in dem noch zu Verfügung stehenden kurzen Zeitraum bis zur Ausführungsplanung – keinen grundlegenden Fehler in den Gedankenwegen.

Folgende wesentlichen und streng zu beachtenden Randbedingungen waren aus Sicht der Tragwerksplanung – neben der Tragfähigkeit – entscheidend:

- die geforderte „Rissfreiheit“ der flügelgeglätteten und beschichteten Betonplatte im Endzustand,

- die Beschränkung des Durchbiegungszuwachses für den Zeitraum nach dem Errichten der Ausbauten unter Berücksichtigung der Langzeiteinwirkungen auf  $l/500$ ,
- eine im Verhältnis zur Stahlträgerhöhe große Betonplattenstärke, die jedoch aufgrund der oben bereits erläuterten Gefahr des Aufschwimmens der U-Bahnrohre nicht reduziert werden konnte.

### 1.1.1 Einfeldträger vs. Durchlaufträger, unterstellungsfrei vs. unterstellt und Einschätzung von Kammerbetonträgern

Die grundlegenden Entscheidungen über das in der Ausführungsplanung auszuführende System wurden mittels vergleichender Vorbemessungen getroffen. Dabei wurden folgende Ausführungsvarianten geprüft und verglichen:

- Stahlverbundträger mit Kammerbeton gegenüber Stahlverbundträgern mit Brandschutzanstrichen oder -beplankungen
- Unterstellungsfreie Bauzustände gegenüber unterstellten Bauzuständen
- Ausbildung von Hauptträgern als über den Stützen durchlaufende Durchlaufträger gegenüber gelenkig an den Stützen angeschlossenen Einfeldträgern

Als wesentliches Kriterium – neben den Kostenauswirkungen – wurde der Durchbiegungszuwachs für den Zeitraum nach dem Errichten der Ausbauten (inkl. Langzeiteinwirkungen) identifiziert. Dies lässt sich über die im Verhältnis zum Stahlträger starke Betonplatte begründen, die – im Vergleich zu Standardverbunddecken – zu größeren Langzeitverformungen führt.

Über die dargestellte Auswirkungsmatrix (Bild 3) ergab sich eindeutig, dass das Einfeldträgersystem für die Hauptträger zu einem unverhältnismäßig großen Stahlverbrauch geführt hätte. Der Vorteil unterstellungsfreier Bauzustandssysteme gegenüber unterstellten Systemen für das gegenständliche Bauvorhaben zeigte sich bereits in den Vergleichsberechnungen deutlich. Die Langzeitauswirkung des Betons (hier Kriechen) wurde durch die vorweggenommene Durchbiegung des Stahlträgers – bei Belastung durch das Betoneigengewicht – minimiert. Das Eigengewicht der Betondecke war somit nicht mehr kriechelevant. Die Träger mussten lediglich eine gegenüber einem unterstellten System vergrößerte Vorverformung erhalten. Durch die im Stahlbau sehr genau vorhersehbaren Werkstoff- und Geometrieigenschaften ließ sich die Werkstattform mit einer Genauigkeit ermitteln, sodass die Ist- und die Sollform in der Ausführung nur wenige Millimeter differierten.

Kammerbetonierte Träger zeigten für den End- und Brandzustand in den Vergleichsberechnungen keine relevanten Vorteile. Aufgrund einer Kostenabschätzung und der Flexibilität in der weiteren Planung wurde durch die

Unger Steel Group entschieden, dass kein Kammerbeton, sondern Brandschutzanstriche zur Ausführung kommen sollen.

Auch war in dieser Planungsphase noch nicht klar, ob und an welchen Stellen Schleuderbeton-, Ortbeton- oder Verbundstützen zur Ausführung gelangen sollten. Um größtmögliche Flexibilität zu erhalten, sollte keine weitere Variable (Anschluss des Kammerbetons an die Stützen) geschaffen werden.

Nach Auswertung der Alternativen wurden somit folgende Systementscheidungen getroffen:

- Nebenträger ohne Kammerbeton und im Bauzustand nicht unterstellt
- Hauptträger ohne Kammerbeton, im Bauzustand nicht unterstellt und über den Stützen durchlaufend
- Stützen als geschossweise Pendelstützen

### 1.1.2 Geschweißte Blechträger statt Walzprofilen

Nach den grundlegenden Systementscheidungen wurde die Ausbildung der Träger selbst untersucht. Zur Wahl standen Walzprofile oder geschweißte Blechträger. Bei geschweißten Verbundträgerstahlquerschnitten können im Allgemeinen Ober- und Untergurt bereichsweise (für das Feld- und das Stützmoment) optimiert werden. Daraus resultieren üblicherweise eine gegenüber dem Walzprofil geringere erforderliche Querschnittsfläche und ein geringeres Gewicht.

Diesem Vorteil stehen jedoch der erhöhte Produktionsaufwand und die – in diesem Fall häufig erforderliche – Montageunterstellung gegenüber. Zudem bestand das Risiko in der Herstellung der flügelgeglätteten und beschichteten Decke, dass ein im Bauzustand unterstellter und vorverformter Verbundträger nach der Betonage und den Langzeitauswirkungen (Kriechen) nicht in die Solllage zurückkehrt. Daher wurde auf Basis der nicht (oder nicht wesentlich) vorhandenen Einsparungseffekte durch die Unger Steel Group entschieden, handelsübliche Walzträger zu verwenden.

### 1.1.3 Verbundstützen vs. Schleuderbetonstützen

Zum Zeitpunkt der Vergabe an die Unger Steel Group war die Ausbildung der Stützen noch nicht bestimmt. In Zusammenarbeit mit den Tragwerksplaner\*innen des Stahlbetons wurden die erwarteten Kosten von verschiedenen Varianten untersucht. Kostenmäßig und konstruktiv bewertet, wurden folgende Stützenausbildungen im Detail untersucht:

- Verbundpendelstützen über alle Geschosse bzw.
- durchlaufende Schleuderbetonstützen über die hoch belasteten unteren drei Geschosse sowie Ortbetonstützen in den geringer belasteten oberen Geschossen.

Nebenträger						
	NT1_u_mKB		NT1_uf_mKB		NT1_uf_oKB	
	Pos. 1_1_0		Pos. 1_3_0		Pos. 1_5_0	
Träger	HEB280		HEB280		HEB280	
Betondecke	20cm		20cm		20cm	
Ausbaulast	erg. 1kN/m2		erg. 1kN/m2		erg. 1kN/m2	
Nutzlast	5kN/m2		5kN/m2		5kN/m2	
System	Einfeld		Einfeld		Einfeld	
mitgerechnete Bewehrung	16/150		16/150		16/150	
w1,g	13,3	mm	69,9	mm	71,7	mm
w2,k	5,6	mm	0,8	mm	0,9	mm
w2,s	8,5	mm	8,6	mm	10,1	mm
Summe wg	27,4	mm	79,3	mm	82,7	mm
w3q häufig	6	mm	5,1	mm	6,9	mm
Summe	33,4	mm	84,4	mm	89,6	mm
wc	-20	mm	-75	mm	-75	mm
Bed 1						
w1+w3(häufig)-wc	-0,7	mm	0	mm	3,6	mm
wgrenz L/300	33	mm	33	mm	33	mm
	OK		OK		OK	
Bed 2						
w1+w2+w3(qstat)-wc	12,54	mm	8,67	mm	13,61	mm
wgrenz L/250	39,6	mm	39,6	mm	39,6	mm
	OK		OK		OK	
Bed 3						
w2(s+k)+w3(häufig)	20,1	mm	14,5	mm	17,9	mm
wgrenz L/500	19,8	mm	19,8	mm	19,8	mm
	NICHT OK		OK		OK	
Hauptträger						
	HT1 u mKB		HT1 3f u mKB		HT1 3f uf oKB	
	Pos. 1_1_1	Pos. 1_1_2	Pos. 1_3_1	Pos. 1_3_2	Pos. 1_5_1	Pos. 1_5_2
Träger	HD260x142		HD260x142		HD260x142	
Betondecke	20cm		20cm		20cm	
Ausbaulast	erg. 1kN/m2		erg. 1kN/m2		erg. 1kN/m2	
Nutzlast	5kN/m2		5kN/m2		5kN/m2	
System	Einfeld		Durchlauf		Einfeld	
mitgerechnete Bewehrung	16/150		2 x 16/75		2 x 16/150	
w1,g	16,1	mm	9,5	mm	45,5	mm
w2,k	7,6	mm	3,2	mm	0,5	mm
w2,s	9,8	mm	4,3	mm	4,3	mm
Summe wg	33,5	mm	17	mm	50,3	mm
w3q häufig	7,7	mm	6,9	mm	7,2	mm
Summe	41,2	mm	23,9	mm	57,5	mm
wc	-25	mm	-15	mm	-50	mm
Bed 1						
w1+w3(häufig)-wc	-1,2	mm	1,4	mm	7,1	mm
wgrenz L/300	33	mm	33	mm	33	mm
	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Bed 2						
w1+w2+w3(qstat)-wc	15,10	mm	7,91	mm	15,91	mm
wgrenz L/250	39,6	mm	39,6	mm	39,6	mm
	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Bed 3						
w2(s+k)+w3(häufig)	25,1	mm	14,4	mm	20,7	mm
wgrenz L/500	19,8	mm	19,8	mm	19,8	mm
	NICHT OK	OK	NICHT OK	OK	NICHT OK	OK
Kombination NT+HT						
	Pos. 1_2		Pos. 1_4		Pos. 1_6	
NT mit 9,4m Spannweite	w2(s+k)+w3(häufig)		12,8		15,1	
HT+NT über Diagonale	42,5		33,5		36,2	
wgrenz L/500	27,302		27,302		27,302	
	NICHT OK		NICHT OK		NICHT OK	
	V2.1	V2.2 (Durchlauf)	V.2.3 (unterstellungsfrei)	V2.4 (unterst.frei+Durchlauf)	V1.1 (unterstellungsfrei)	V1.2 (unterst.frei+Durchlauf)

Bild 3 Auswirkungsmatrix statische Möglichkeiten

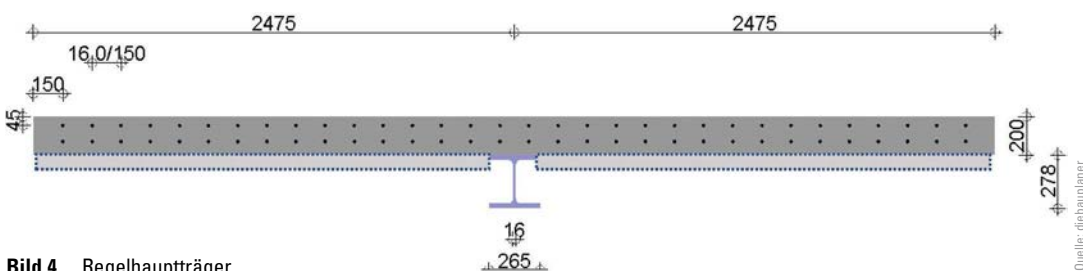


Bild 4 Regelhauptträger

Aufgrund der ermittelten Kosten, bei denen auch die Kosten und Möglichkeiten für Einlegeteile berücksichtigt wurden, wurde durch das ausführende Team entschieden, eingeschossige Verbundpendelstützen über sämtliche Geschosse auszuführen.

## 2 Ausführungsplanungsphase aus Sicht der Tragwerksplanung

### 2.1 Deckenabsenkungen

Auf Basis der erforderlichen Deckenstärke der Betonplatte musste in Zusammenarbeit mit den Stahlbetonplaner\*innen eine kostengünstige Lösung gefunden werden, um die Bauhöhe der Stahlprofile möglichst hoch ausführen zu können und gleichzeitig die Deckenstärke auf Grundlage des erforderlichen Eigengewichts für die U-Bahnöhre beizubehalten.

Der ursprünglich vorgesehene Entwurf einer durchlaufenden Betonplatte mit gleichbleibender Höhe (von 250 mm) über den Stahlträgern hätte zu einer für den Verbundträger statisch nutzlosen Betonkubatur – die auf Kosten der Bauhöhe der Stahlträger gegangen wäre – geführt. Es konnte eine Variante entwickelt werden, die eine statisch sinnvolle Aufteilung der Stahl- und Betonkubatur für die Verbundträger zeigte. Gleichzeitig ergab diese Alternative eine sinnvolle Deckenstärke für ca. 5 m Spannweite und führte zu einem ausreichenden Gewicht der Betonplatte (Bild 4).

Die unterhalb der Oberkante des Stahlprofils liegenden Teile der Betonplatte wurden für die Verbundträgerberechnungen lediglich als Ballast herangezogen. Für die gewählte Variante wurde gleichzeitig auch ein einfaches und geschossweise wiederverwendbares Schalsystem (Bild 5) für die Deckenherstellung entwickelt.

### 2.2 Randträger (Torsionen) und Randabschalungen

Die Decken kragen über die Randträger bis zu etwa 500 mm aus. Die Ausbildung der Randabschalung folgte einer geometrisch komplexen Form und war mittels einer versteiften Blechkonstruktion bereits in die Randträgerkonstruktion integriert (Bild 6). Aus der geometrischen

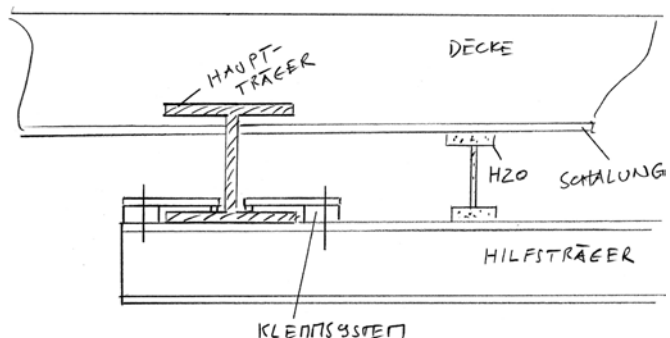


Bild 5 Abbildung Schalsystem

Form und der integrierten Randabschalung ergab sich im Bauzustand ein Torsionsmoment auf die Randträger. Ein Übertragen der Torsionsmomente über die gesamte Feldlänge (von Stütze zu Stütze) hätte bei Wahl von I-Trägern zu einem unverhältnismäßigen Stahlverbrauch und großen Verdrillungen geführt. Als Alternative hätten die Randträger als torsionssteife Kästen ausgeführt werden können, dies wäre aber mit einem erhöhten Aufwand in der Anschlussausbildung zu den Stützen erkauf worden.

Um die Torsionsmomente so zu reduzieren, dass die Nachweise der Walzprofile (inkl. Wölbkrafttorsion) eingehalten werden konnten, wurde das Schalsystem in den Randfeldern angepasst (Bild 7).

Nach Ermittlung der Drehfedersteifigkeiten für die – die Randträger gegen Torsion – aussteifenden Systeme (Ne-

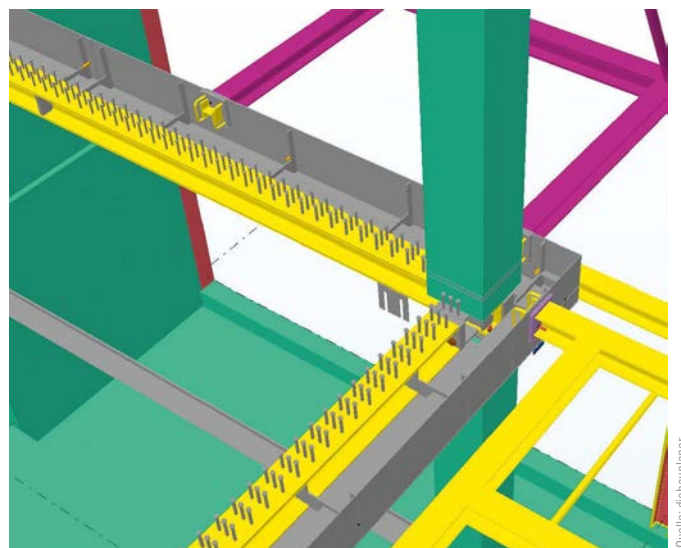


Bild 6 Torsion im Bauzustand auf Randträger

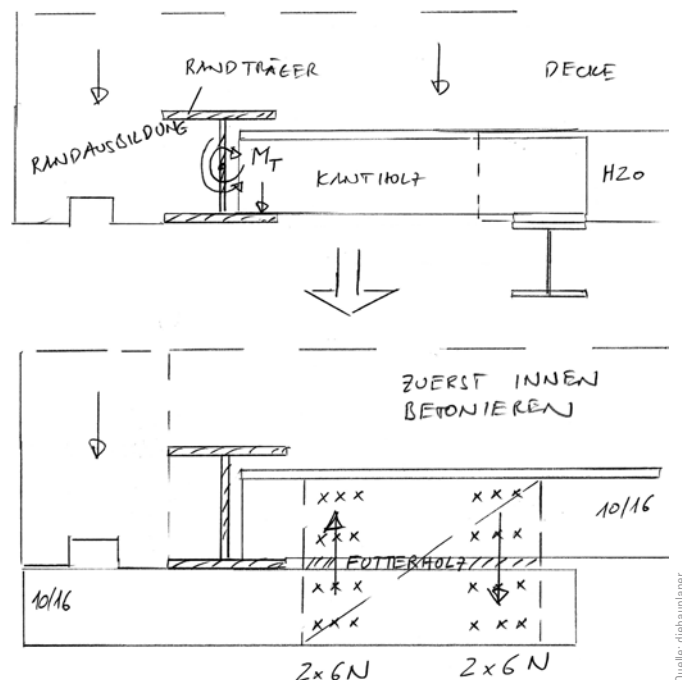


Bild 7 Abbildung Ausgangsüberlegung und ausgeführte Schalung bei Randträgern

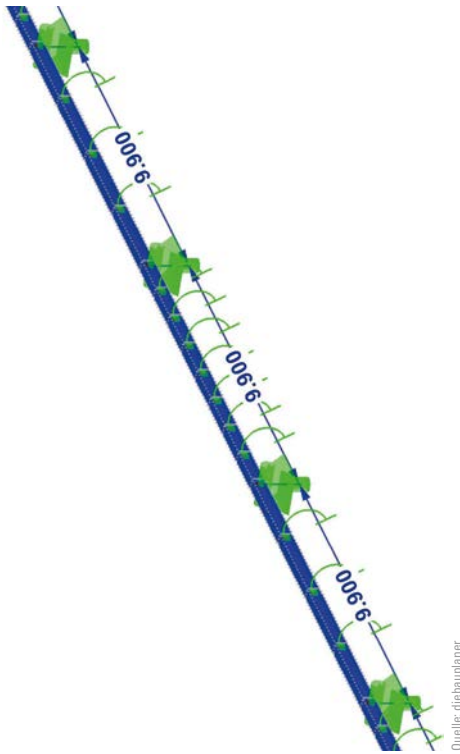


Bild 8 Drehfedern Randträger im Bauzustand

benötigt, Hauptträger, Stahlschalträger, Holzschalträger) konnte eine genaue Wölbkrafttorsionsbemessung durchgeführt werden, die zu keinen höheren Ausnutzungen (Bild 8) führte als im Endzustand.

### 2.3 Unterstellungsfreiheit und Betonage in einem Zug

Die flügelgeglättete Decke ist in fast allen Geschossen lediglich beschichtet und weist keinen weiteren Fußbodenaufbau auf. Aufgrund der hohen Toleranzanforderung an diese Decke war von Anfang an eine hohe Aufmerksamkeit auf die Sollform der Träger nach dem Betonieren zu richten. Aus den bereits zuvor erwähnten Gründen war eine Unterstellung der Träger im Bauzustand daher mit einem Risiko behaftet. Die Unterstellung hätte in der Summe zwar zu geringeren Durchbiegungen, aber gleichzeitig zu höheren Langzeitverformungen geführt. Auch

wären die Tragwerksplaner\*innen davon abhängig, dass die der Rechnung zugrunde gelegten Steifigkeiten des Systems der Natur sehr nahe kamen.

Anfangs war durch die Baufirma angedacht, jede Geschossdecke in drei Bauabschnitten zu betonieren. Nach Analyse des statischen Modells war klar, dass dies aufgrund der Durchlaufwirkung der Hauptträger zu einer sehr aufwendigen Betonierabfolge führen würde. Einerseits hätten Ballastierungen an ausgewählten Stellen des Tragwerks angebracht werden müssen, um Verformungen und Schnittgrößen im Bauzustand zu lenken. Andererseits müssten die charakteristischen Steifigkeitswerte des Betons relativ genau eingehalten werden. Außerdem wären unterschiedliche Bauzustandsphasen (Bild 9) der Durchlaufträger, bestehend aus Verbundträgern und reinen Stahlträgern, zu bemessen gewesen.

Daher wurde nach einer Risikoanalyse (logistische Herausforderung vs. Gebrauchstauglichkeit) entschieden, jede Decke in einem Zug zu betonieren.

## 3 Konstruktion/Fertigung

### 3.1 Der außen liegende Stahl-Grid – ein Bauwerk ohne Fassade

Der außen liegende Stahl-Grid (Bild 10) erscheint wie ein offenes Regalsystem, womit die „klassische“ Fassade bei diesem Bauwerk an Bedeutung verliert. Vielmehr dient der Grid als Gestaltungselement und Tragkonstruktion für rund 160 Bäume, die für ein angenehmes Mikroklima sorgen und welche durch Balkone und sogenannte Add-ons (punktuelle Geschosserweiterungen) unterbrochen werden. Diese flexibel bespielbaren Flächen umspannen das Gebäude (Bild 11) auf einer Länge von 60 m und einer Breite von rd. 50 m – auf sechs Geschossen mit jeweils 4,5 m Tiefe. Die Stahlkonstruktion des Grids ist selbsttragend und stützt sich lediglich an der Hauskonstruktion ab. Sowohl in der Planung als auch im Montageablauf musste darauf geachtet werden, dass nach erfolgter Montage des Grids die nachträgliche Einbringung von Bauteilen ins Innere des Gebäudes bzw. auch das Aufstel-

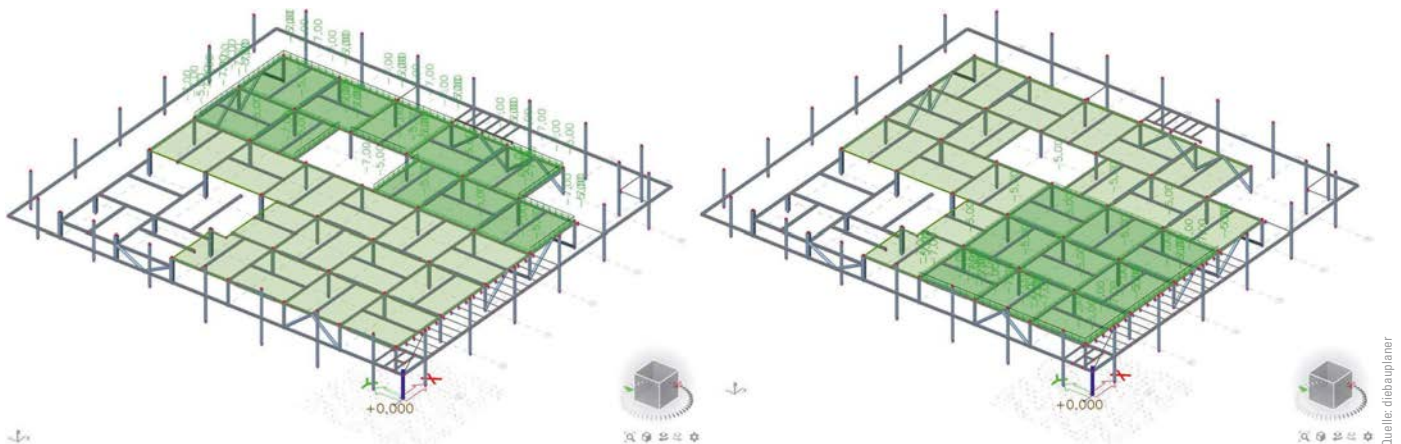
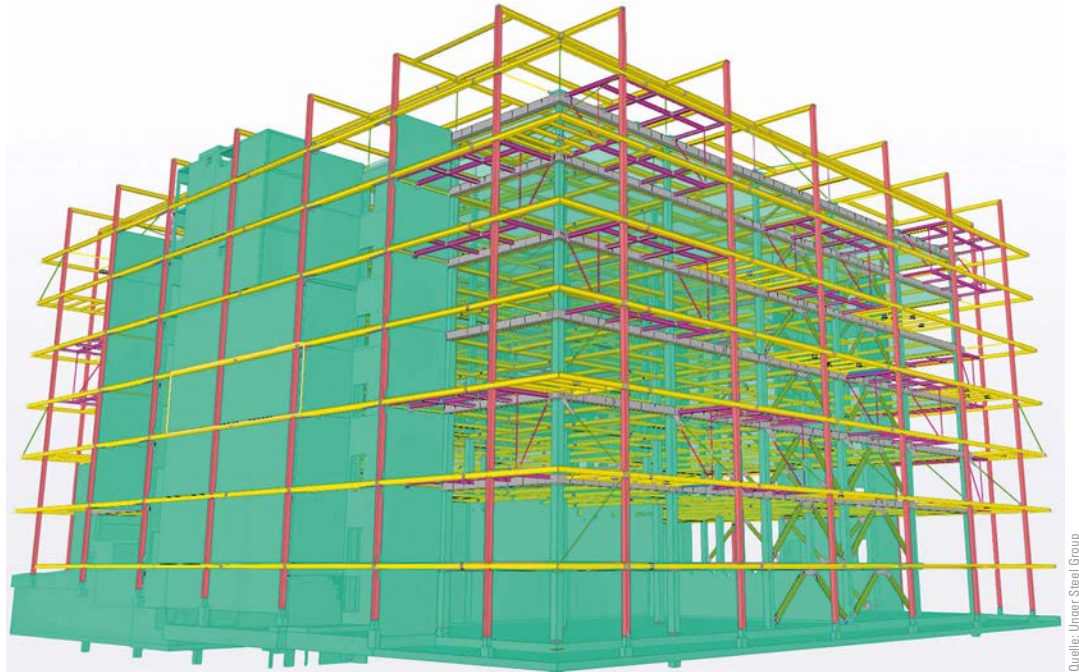


Bild 9 Bauphasenberechnung



Quelle: Unger Steel Group

**Bild 10** Der außen liegende Stahl-Grid

len der Pflanzentröge am Grid selbst trotz Erschwernis ermöglicht wird.

Der Grid ist im Brandfall nicht belastet und hat lediglich sein Eigengewicht und die Ausbaulasten zu tragen. Er hat ein Gesamtgewicht von 580 t Stahl und wurde innerhalb von 3,5 Monaten montiert. Die um das Gebäude angeordneten Fluchttreppenhäuser wurden in Stahlbauweise errichtet und durch Betonwände dreiseitig umschlossen. Das quasi fassadenlose „hus“ lässt öffentliche und private

Räume geradezu nahtlos ineinander übergehen und bietet der Bevölkerung einen dreidimensionalen Park.

### 3.2 Der Rohbau – die Verbundstützen im Inneren des Gebäudes

Das Gebäude wurde als Skelettbau mit außen liegenden Verbandsfeldern sowie außen liegenden Kernen konzipiert und in die Schadensfolgeklasse CC3 sowie in die EXC3 eingestuft. Die maximale Gebäudehöhe – gemessen vom tiefsten Geländepunkt – ist mit 35 m begrenzt, an seiner tiefsten Stelle liegt das Gebäude rd. 10 m unter der Erde. Die Verbände wurden als K-Verbände (Bild 12) aus runden Stahl-Hohlprofilen ausgebildet.

Die Deckenkonstruktionen der oberirdischen Geschosse wurden in Verbundbauweise mittels Walzprofilen realisiert, das Stützenraster beträgt 9,90 m × 9,39 m. Um die Eigengewichtsverformung vorwegzunehmen und Rissbil-



Quelle: Unger Steel Group

**Bild 11** Ecksbildung des außen liegenden Stahl-Grids



Quelle: Unger Steel Group/Toni Rappersberger

**Bild 12** K-Verbände



dung in der fertigen STB-Decke zu verhindern, wurde die Schalung direkt an den Stahlträgern ohne Unterstellung befestigt, die Träger wurden zu diesem Zweck um bis zu 90 mm überhöht. Die Stützen wurden ebenso in Ver-

bundbauweise hergestellt, dies ermöglichte eine Herstellung eines Geschosses in ca. drei Wochen. Die Verbundstützen wurden nach der Stahlbaumontage bauseits bewehrt, geschalt und betoniert. Die R90-Anforderung an die Verbunddeckenträger wurde mittels Brandschutzbeschichtung (im Werk) erreicht. Das größte zu hebende Trägersgewicht betrug 12.000 kg und das längste Bauteil war 18 m lang. In den sieben Geschossen des Rohbaus (Bild 13) wurden insgesamt 1485 t Stahl verbaut. Die Stützenlasten betragen bis zu 16.000 kN.



Quelle: Unger Steel Group

Bild 13 Das Gebäude kurz vor der Eröffnung im August 2021

### 3.3 Randabschalungen

Die größten Hürden bei den Randabschalungen waren die Überhöhung der Träger sowie die Verformung beim Betonieren, welche die Randverblechungen abtragen mussten (Bild 15). Weiters musste darauf geachtet werden, dass die Stöße mit Blechen hinterlegt wurden, um das Austreten des Betons zu verhindern. Insgesamt wurden sechs verschiedene Typen für die Randabschalung verbaut. Die Randabschalungen (Bild 14) wurden mit

M 1 : 20

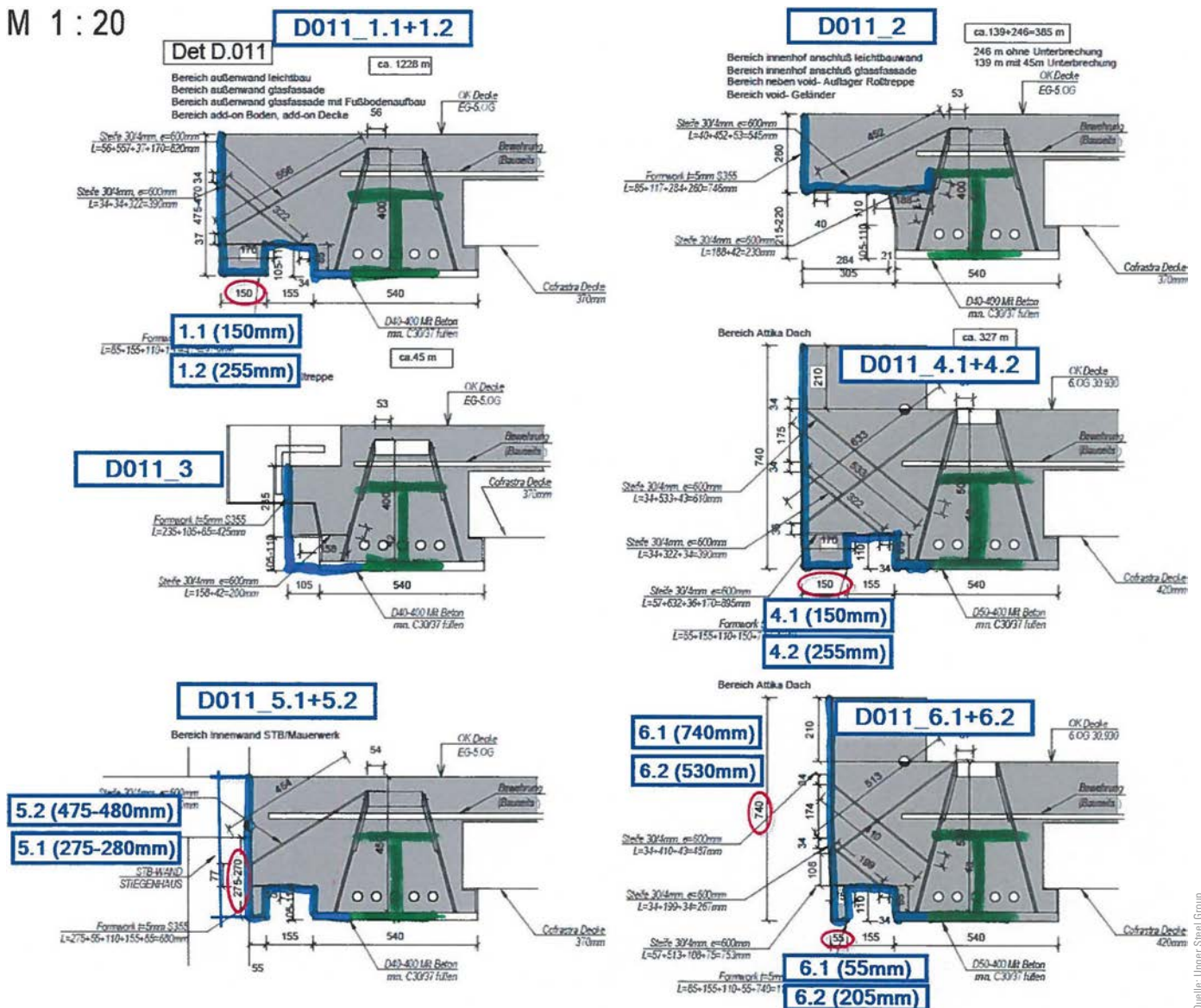
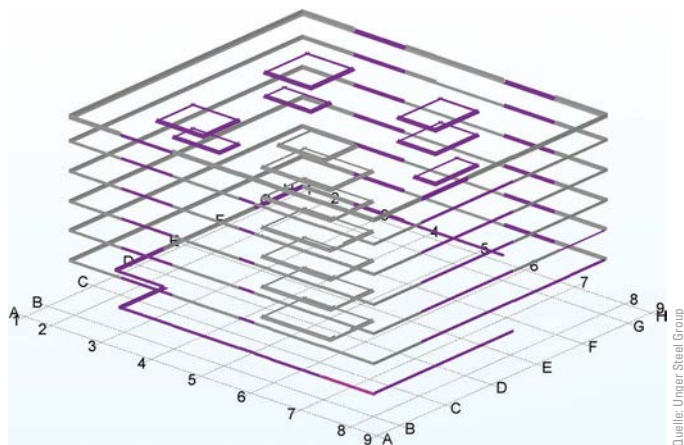


Bild 14 Die sechs unterschiedlichen Typen der Randabschalung

Quelle: Unger Steel Group



**Bild 15** Planung der Randabschalung

einer Einschichtbeschichtung an den sichtbaren Flächen ausgeführt – die betonberührten Flächen blieben unbehandelt (roh).

### 3.4 Baustoff Stahl

Der Umweltgedanke beim innovativen Einrichtungshaus wurde großgeschrieben und setzt sich bei der Verwendung des Baustoffs Stahl fort – kein anderer Baustoff lässt sich mit einer Quote von fast 100% recyceln. Der Antransport des Rohmaterials aus den europäischen Walzwerken zur Produktion der Unger Steel Group im Burgenland/Österreich fand ressourcenschonend mit der Bahn statt. Stahl ist ein sehr vielseitiger Baustoff und kann auf die unterschiedlichen Bedürfnisse der Kunden flexibel angepasst werden. Bei diesem Projekt konnte durch die Stahlverbundbauweise die Anzahl der Stützen reduziert werden und ermöglichte hohe Spannweiten in beide Richtungen – dies bedeutet mehr Flexibilität in der Nutzung über den gesamten Lebenszyklus des Gebäudes. Ausschließlich europäischer Stahl der Güten S460 bei den Stützen sowie S355 für den Rest der Stahlkonstruktion kam zur Anwendung.



**Bild 16** Innerstädtische Herausforderung bei den Montagearbeiten

## 4 Montage – innerstädtische Herausforderungen

Eine besondere Herausforderung des Projekts stellten die nur 2 m unter dem Gebäude verlaufenden U-Bahnrohren dar. Um einen ungestörten Bahnbetrieb sicherstellen zu können, musste für ein zeitgleiches Ein- und Ausbringen der ständigen Einwirkungen aus Hoch- und Tiefbau gesorgt werden. Die annähernd gleichmäßige Belastung aller Hauptträger im Deckenfeld erfolgte dadurch, dass die Deckenspannrichtung jeweils im angrenzenden Feld um 90° gedreht wurde (Bild 16).

## 5 Ermittlung des Optimierungspotenzials für zukünftige Projekte

Für ähnliche zukünftige Anwendungszwecke wurden nach der bauteilbezogenen Kostenanalyse Optimierungsmöglichkeiten bestimmt. Jedes Gebäude ist für die Tragwerksplaner\*innen zwar einzigartig in Struktur, Belastung und anderen Randbedingungen, es lassen sich aber Optimierungen für zukünftige Projekte generieren.

### 5.1 Krafteinleitung in die Stütze und Stützenkopfausbildung

Die Verbundstützen wurden als eingeschossige Pendelstützen mit Einstellprofilen konzipiert. Die Auswirkung aus Th. II. Ordnung war aufgrund der kurzen Knicklänge nicht groß. Der Betonmantel wurde auf der Baustelle hergestellt. Die Einfüllöffnung zur Einbringung des Betons wurde aus ablauftechnischen Gründen in der oberen Kopfplatte integriert. Aus diesem Grund wirkte ein großer Teil der Kopfplatte zur Kraftübertragung des Deckenträgers am Stützenkopf nicht mit. Zwar konnte nachgewiesen werden, dass sich der Stahlbeton aufgrund von Kriechen und Schwinden an der Kopfplatte der Lastübertragung nicht entzieht (keine Fuge zwischen Beton und Kopfplatte), durch die relativ kleine anliegende Betonfläche konnte aber nur ein kleiner Teil des Mantelbetons am Stützenkopf (Bild 17) aktiviert werden. Daher mussten am Stützenkopf Steifen und eine große Anzahl von Kopfbolzen integriert werden, um die Lasten aus dem Stahlquerschnitt in den Beton zu übertragen.

Bei der Kostenanalyse der Verbundstützen ergab sich ein großer Anteil der Material- und Arbeitskosten durch Steifen und Kopfbolzendübel an den gesamten Verbundstützenkosten. In Zukunft wäre daher eine Lösung mit seitlicher Betoneinbringung oder einer liegenden Werksbetonage zu entwickeln.

### 5.2 Optimierung Brandschutzanstrich und Heißbemessung

Ein mögliches Optimierungspotenzial wurde bei der Brandschutzbeschichtung erkannt. Durch die vorgegebe-

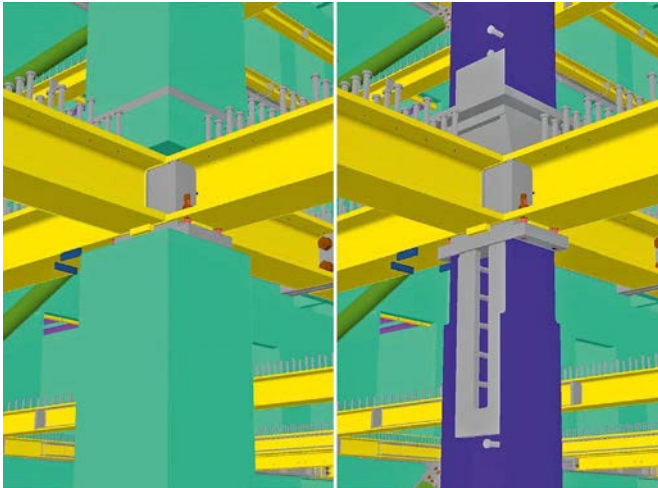


Bild 17 Detail Stützenkopfausbildung

ne Plattenstärke stand eine große Bauhöhe der Platte zur Verfügung. Kurzfristig wurde angedacht, die Nebenträger nicht mittels Brandschutzanstrich zu schützen und die Decke im Brandfall als vierseitig gehaltene Platte zu bemessen. In Anbetracht des kurzen Planungszeitraums bis zur Werkplanung konnte dieses Optimierungspotenzial jedoch nicht weiterverfolgt und abgestimmt werden. Bei einem Folgeprojekt wurde dieser Optimierungsansatz aber erfolgreich angewendet.

In weiter oben gelegenen Geschossen wurde die Brandschutzbeschichtung aus Witterungsgründen gegen eine Beplankung ersetzt. Aufgrund der für eine Beplankung nicht optimalen Stützenkopfausbildung wurden nachträglich durch die Bauaufsicht einzelne Fehlstellen in der Beplankung an den Stützenköpfen festgestellt. Der zuvor genannte Berechnungsansatz, der Ansatz einer realistischen Heißgastemperatur und Temperaturentwicklung im Stahlträger sowie eine durchgeführte Heißbemessung des zu Einfeldträgern umgelagerten Verbundsystems konnten aber nachweisen, dass die Verbundkonstruktion selbst mit einzelnen Fehlstellen in der Brandschutzbeplankung im Brandfall unkritisch war. Mit diesem Berechnungsweg konnte eine aufwendige Sanierung der Brandschutzbeplankung bei bereits montierter Deckenuntersicht verhindert werden.

#### Autoren

Ing. Dipl.-WirtschaftsIng. (FH) Bernd Mühl, MSc MBA (Korrespondenzautor)  
bernd.muehl@ungersteel.com  
Unger Stahlbau Ges.m.b.H.  
Steinamangererstraße 163  
7400 Oberwart, Österreich

Dipl. Ing. Christian Salzer  
salzer@diebauplaner.com  
diebauplaner zt gmbh  
Rechte Wienzeile 45/1/8  
1050 Wien, Österreich



Bild 18 Simulation der Umgebungstemperatur

## 6 Innovation und Nachhaltigkeit

Das Ziel war, eine hohe Wirkungsleistung und thermischen Komfort für die zukünftigen Nutzer\*innen und die Nachbarschaft sicherzustellen und dies mit dem 1. internationalen Zertifizierungsstandard für Klimaresilienz auch offiziell zu bestätigen. Der neue City-Store von IKEA (s. Bild 1) wurde für seine herausragende Performance in den Bereichen Klima, Wasser, Energie, Luft, Biodiversität und Kosten erstmals weltweit mit dem Greenpass-Platinum-Zertifikat ausgezeichnet. Das Gebäude kühlt dabei mit seinen 160 Bäumen die Nachbarschaft des Wiener Westbahnhofs an einem Hitzetag um bis zu  $-1,5^{\circ}\text{C}$  (Bild 18).

Der wissenschaftlich entwickelte Qualitätsnachweis von Greenpass wurde in weiterer Folge auch beim BREEAM-Bewertungssystem für relevante Indikatoren (Mikroklima und Biodiversität) adäquat angerechnet bzw. gutgeschrieben, wo das Projekt „Excellent“ erreicht hat. Zuletzt trägt das Projekt mit der Bereitstellung von privatem Freiraum, Gemeinschaftsbereichen sowie der Barrierefreiheit des Außenraums bzw. Gebäudes auch zum Bonusfeld Soziales positiv bei und komplettiert die hochwertigen Projektqualitäten für die zukünftigen Nutzer\*innen und Anrainer\*innen.

#### Zitieren Sie diesen Beitrag

Mühl, B.; Salzer, C. (2021) *IKEA Wien Westbahnhof – Eine nachhaltige Oase im Großstadtdschungel*. Stahlbau 90, H. 12, S. 882–891.  
<https://doi.org/10.1002/stab.202100093>