

Neuer Kanzlerplatz Bonn mit herausfordernder Abfangkonstruktion

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz zur Vollendung seines 60. Lebensjahres gewidmet

Repräsentative Foyerbereiche stellen durch ihren architektonischen Anspruch hinsichtlich Querschnittsausbildung und Stützenform hohe Anforderungen an die Planung und Ausführung von exponierten, oftmals mehrgeschossigen Stützen. Besonders spannend werden diese Aufgaben, wenn diese Stützen als Lastsammler für aufgehende Geschosse bei gleichzeitiger Vergrößerung des Stützenrasters eingesetzt werden. Im Folgenden wird für das Bauvorhaben Neuer Kanzlerplatz in Bonn die mehrgeschossige Abfangkonstruktion des auskragenden Hochhausteils einschließlich der vier gevouteten Mega-Foyerstützen mit rautenförmigem Grundriss als architektonisches Highlight beschrieben. Dabei werden Besonderheiten in Fertigung, Montage und Brandschutz sowie die Beeinflussung dieser Herstellschritte auf die konstruktive Konzeption und Planung aufgezeigt.

Stichworte Verbundstütze; Stahlstütze; veränderlicher Stützenquerschnitt; Abfangkonstruktion; Fachwerk; Trägerrost; konstruktiver Brandschutz; ganzheitliche Planung

1 Beschreibung des Bauvorhabens

In repräsentativer Lage, in direkter Nachbarschaft zum Bundesviertel und der Museumsmeile auf dem Grundstück des ehemaligen Bonn-Centers, wird derzeit Bonns neue Vorzeigeadresse, der Neue Kanzlerplatz, fertiggestellt. Auf einem 15.300 m² großen, dreiecksförmigen Grundstück schmiegen sich drei im Grundriss unregelmäßig fünfeckige Bürogebäude jeweils mit zentralem Atrium in die Ecken ein und es entsteht ein städtebaulich markanter Platz mit Öffnung zum Bundeskanzlerplatz. Aus einem Gebäude erhebt sich ein insgesamt 28-geschossiges Hochhaus mit trapezförmigem Grundriss (Bild 1). Auf diese Weise entstehen 66.000 m² flexible Büroflächen und Gastrobereiche. Die sich fast über die gesamte Grundstücksfläche erstreckenden drei Untergeschosse werden überwiegend als Parkraum für Pkw und Fahrräder und für Technikbereiche genutzt. Das Ensemble wird gestalterisch durch eine einheitliche Fassadenstruktur aus charakteristischen dreidimensionalen Betonlisenen geprägt.

Der Solitär mit seinen etwas mehr als 100 m Höhe bildet eine neue Landmarke der Stadt Bonn und komplettiert die städtische Hochhauskrone. Der architektonische Entwurf stellt höchste Ansprüche an die Tragwerksplanung. In der dreigeschossigen Eingangshalle sollten lediglich die Innenstützen stehen und die Fassadenstützen des Hochhauses mussten abgefangen werden. Hierdurch er-

Neuer Kanzlerplatz Bonn with a challenging interception structure

Due to their architectural demands in terms of cross-sectional design and column shape, exposed multi-storey columns in representative foyer areas set high demands on planning and execution. These tasks become particularly exciting when these columns are used as load collectors for rising storeys with simultaneous enlargement of the column grid. In the following, the multi-storey interception structure of the cantilevered part of the high-rise building is described for the building project Neuer Kanzlerplatz in Bonn including the four haunched mega foyer-columns with a rhombic cross-section as an architectural highlight. Special features in fabrication, assembly and fire protection as well as the influence of these production steps on the structural conception and design are explained.

Keywords composite column; steel column; variable column cross-section; interception structure; truss; girder grid; structural fire protection; integral planning

gibt sich ein komplexes Tragwerk von den Untergeschossen bis in die Decke über 6. OG.

2 Abfangkonstruktion des Hochhauses

2.1 Überblick

Das dreigeschossige Foyer des 102 m hohen Hochhauses weist eine Höhe von 12 m auf und erstreckt sich im



Bild 1 Ensemble Neuer Kanzlerplatz, Auszug aus Visualisierung
Ensemble Neuer Kanzlerplatz, excerpt of visualisation

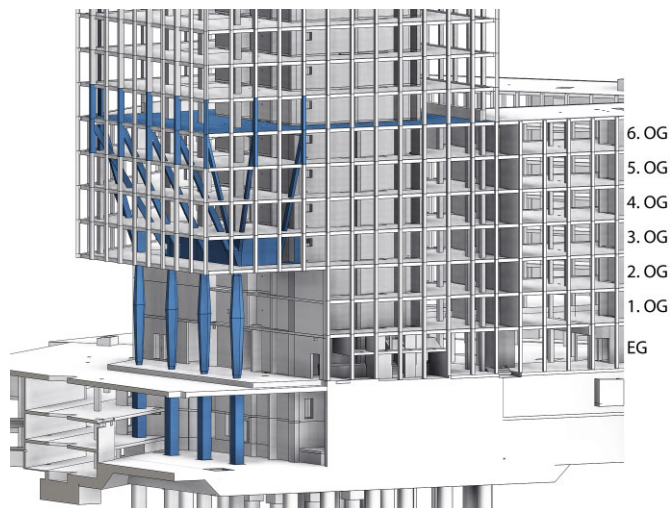


Bild 2 Überblick über die Abfangkonstruktion des Hochhauses in Stahlverbundbauweise
Overview of the interception structure in steel composite construction of the high-rise building

Grundriss über eine Tiefe von ca. 12,5 m über die gesamte Hochhausbreite. Bis auf vier fortgeführte Mittelstützen der ersten Innenachse ist das Foyer stützenfrei. Ab dem 3. OG kragt das Hochhaus folglich über rd. 7 m aus. Die 16 Fassadenstützen des Hochhauses werden vom 3. bis 6. OG über acht Druckdiagonalen und ein in der Decke über 6. OG integriertes liegendes Fachwerk abgefangen und umgelenkt. Die Diagonalen binden im 3. OG in einen wandartigen Träger ein, welcher die Hochhauslasten mit seinem innenliegenden Fachwerk in die Megastützen weiterleitet. Die Fassadenstützen zwischen 3. und 6. OG werden folglich als Zugstützen ausgebildet.

Die hoch belasteten Megastützen weisen im Foyer eine rautenförmige Querschnittsform auf und weiten sich von den querschnittsoptimierten Stützenenden voutenförmig zur Mitte auf.

In den Tiefgeschossen werden die Stützenlasten über betonummantelte Verbundstützen in die kombinierte Pfahl-Plattengründung eingeleitet. Die Bauteile der Abfangkonstruktion in Stahlverbundkonstruktion sind in Bild 2 dargestellt.

2.2 Gründung und Lasteinleitung in Bodenplatte

Die vier Megastützen im 1. UG (Abschn. 2.3) tragen ihre Last über Lastverteilerplatten in die Bodenplatte und die Pfähle ein. Die statisch erforderliche Druckbewehrung wird über einen Kontaktstoß nach Eurocode 2 an die Lastverteilerplatten kraftschlüssig angeschlossen.

Zur Sicherstellung einer unter Baustellenbedingungen korrekten Ausführung des Kontaktstoßes wurden die gesägten Bewehrungsstäbe in der Stahlbaufertigungswerkstatt nach DIN EN 1090-2 auf physischen Kontakt zur Unterseite der Lastverteilerplatte angebracht und zur Lagesicherung durch umlaufende Kehlnähte gesichert.

Lastverteilerplatte und Bewehrungsstäbe wurden als Einbauteil vorab geliefert und eingebaut. Zur Lagesicherung wurde auf der Unterseite ein Stahlprofil angebracht. Darauf konnte das schwere Einbauteil abgestellt und mittels Futterstücken unter der Fußplatte der Höhenausgleich einfach durchgeführt werden. Zum fachgerechten Betonieren mit belastbarer Kontaktfuge wurden in der Einbauplatte Entlüftungsbohrungen angeordnet (Bild 3).

2.3 Verbundstützen in den Untergeschossen

Die vier zweigeschossigen Megastützen im 1. UG erhalten bis zu 60 MN Bemessungslast aus den Mega-Foyerstützen und der Decke über 1. UG. Bei einer Knicklänge von über 8 m wurde eine quadratische, betonummantelte Verbundstütze mit Einstellprofil in S460 geplant und ausgeführt.

In den Kopf- und Fußbereichen der Stützen erfolgt die Lastein- und -ausleitung in die Querschnittsanteile Beton, Bewehrung und Stahleinstellprofil über Kopfplatten, Kopfbolzendübel und Betondübel (Flanschbohrungen). Hinweise zur Bemessung und konstruktiven Ausbildung von Verbundstützen in [1, 2].

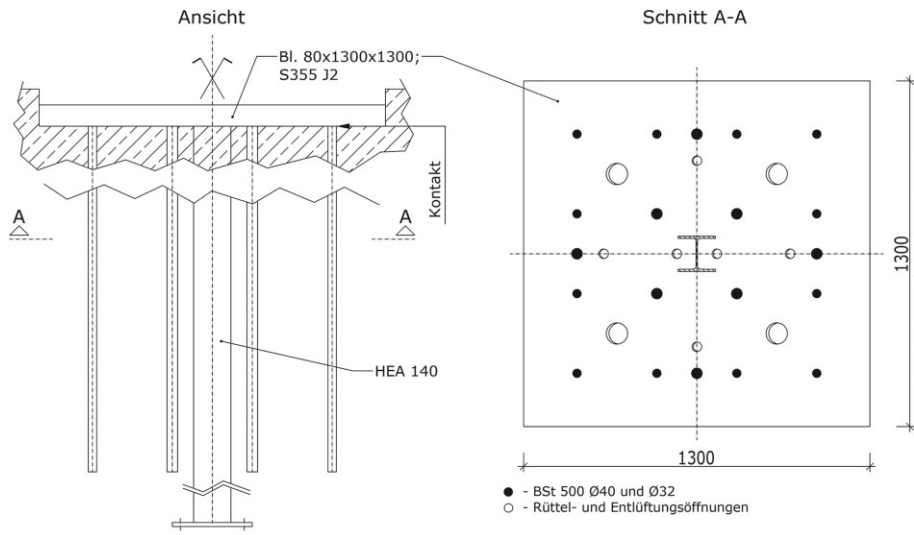
Die Stützen wurden auf der Baustelle mit Futterplatten auf dem Einbauteil vertikal justiert, am Fuß horizontal fixiert und mittels langer Rüststützen ausgerichtet und gesichert. Der Fugenverguss zwischen Fußplatte und Einbauteil sowie das Bewehren, Schalen und Betonieren der Stützen erfolgten durch das Rohbauunternehmen. Zum Betonieren von oben wurden dazu in der Kopfplatte beidseitig des Stegs Öffnungen D140 zum Einführen von Betonierschlauch und Flaschenrüttler angeordnet.

2.4 Foyerstützen von EG bis 2. OG

Die vier Foyerstützen sind Bestandteil des repräsentativen Eingangsbereichs. Sie verlaufen ohne Deckenanbindung dreigeschossig zwischen EG und Decke über 2. OG und koppeln die Abfangkonstruktion im 3. OG mit den Verbundstützen im 1. UG. Architektonisch sind sie als gevoutete trapezförmige Querschnitte entworfen, die sich von der Stützenmitte zu den Kopf- und Fußpunkten verjüngen.

Bemessung und Ausführung der Foyerstützen mit maximaler Bemessungsnormalkraft von 55 MN erfolgten als Stahlstützen aus mehrlagigen, gekreuzten Blechlamellen aus Baustahl S460. Um den Brandschutzanforderungen R120 zu genügen, werden die Stahlprofile konstruktiv vollständig betonummantelt und bewehrt. Die Betonquerschnitte folgen der architektonischen Kubatur, ebenso die Lamellenquerschnitte, die um die Betondeckung in Höhe von 5 cm zurückgesetzt wurden (Bild 4).

Die Schweißnähte zwischen den einzelnen Lamellen wurden entsprechend den Schubflüssen dimensioniert.



a)

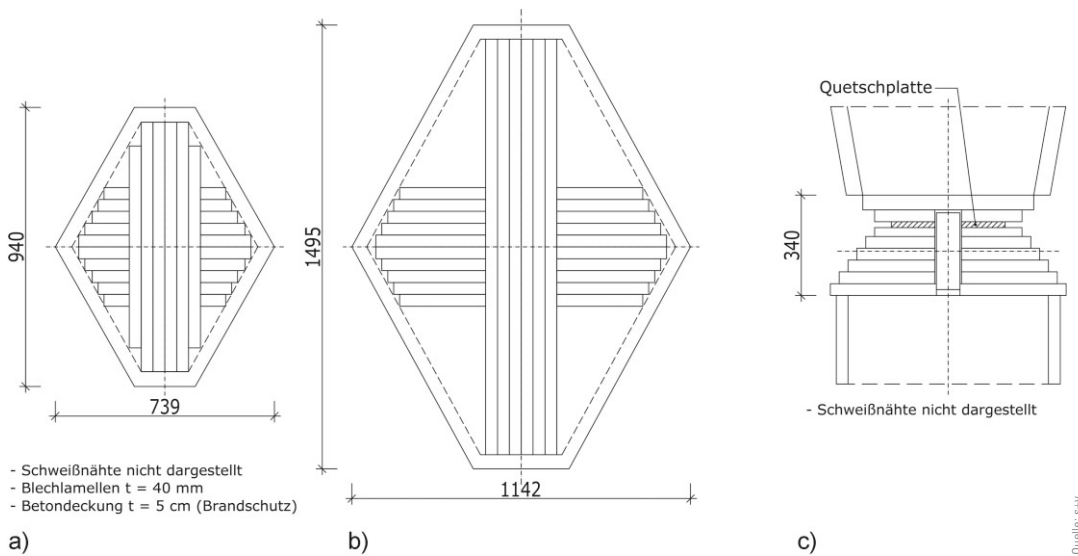


b)



c)

Bild 3 Einbauteile für Megastützen in Untergeschossen: a) Prinzipskizze, b) Fertigung, c) Montage
Built-in parts for mega columns in basements: a) principle sketch, b) fabrication, c) assembly



a)

b)

c)

Bild 4 Planung Foyerstützen: Querschnitt a) Stützenenden und b) Stützenmitte, c) Detail Fußpunkt
Design of foyer columns: cross-section of a) column ends and of b) medium height, c) detail of base point

Die Lamellenpakete für die hohe Querschnittsachse (bis 1,4 m Breite) wurden durchlaufend ausgebildet und die Querlamellenpakete aufgesetzt. Um ein mögliches Auf-

blättern der breiten, durchgehenden Lamellenpakete zu verhindern, wurden diese in Stützenmitte über Schraubenreihen neben den Querlamellen verbunden.

Die gevouteten Stützen sind für die vorhandenen Lasten querschnittsoptimiert, sowohl in Stützenmitte infolge Biegeknicke für Normalkraft plus Biegung infolge Theorie II. Ordnung als auch an den Enden für eine nahezu zentrische Normalkrafteinleitung. An den Stützenenden mussten sie folglich gelenkig konstruiert werden. Die Blechlamellen füllen die Stützenendquerschnitte fast vollständig aus. Die Stützenkopf- und -fußpunkte wurden anschließend durch horizontale, abgestufte, trapezförmige Blechpakete weiter konzentriert. Den kleinsten Querschnitt bildet jeweils eine sog. Quetschplatte. Diese werden so bemessen, dass sie bei Erreichen der maximalen Normalkraft ins Fließen kommen, sodass sich die Normalkraft selbst zentriert. Auf diese Weise können auch Winkelfehlstellungen der Stützenenden aus Fertigungs- und Montageungenauigkeiten weitgehend ausgeglichen werden. Zu den Anschlussbauteilen im 3. OG und im 1. UG wurden die Querschnitte ebenfalls durch abgestufte Blechpakete

wieder aufgeweitet, um so eine gleichmäßige Lasteinleitung in die Gesamtquerschnitte der Anschlussbauteile zu ermöglichen.

Die im Bauzustand offenen Bereiche an den Kopf- und Fußpunkten wurden für den Endzustand mit einer Brandschutzbekleidung versehen.

Für Fertigung und Montage waren für die Stützen und die Anschlusspunkte (Kontaktstöße) hohe maßliche Genauigkeiten umzusetzen.

Die Stahlkerne der Megastützen, mit einem maximalen Einzelgewicht von 35 t, wurden nach einem liegenden Transport über angebrachte Ösen und Abrollpunkte per Mobilkran aufgerichtet und eingehoben. Die Ausrichtung und erste Sicherung der Stützen erfolgte durch in der oberen Hälfte schräg angebrachte, hoch beanspruchbare Zug-/Drucksprieße (Bild 5).



a)



b)



c)



d)

Bild 5 Ausführung Foyerstützen: a) Werkstattfertigung, b) Montage, c, d) Schalung
Building of foyer columns: a) shop fabrication, b) assembly, c, d) formwork

Quelle: a, b) SHV, c, d) Augst, Prien



Bild 6 a) Baustand beim Rückbau der Unterstüctungsstruktur, b) Visualisierung der Foyerstücten im Endzustand
 a) Construction status when removing the supporting structure, b) visualisation of the foyer columns in their final state

Die konstruktive Bewehrung und Betonummantelung erfolgte in zwei Herstellschritten. Zunächst wurden unterhalb der Schrägabsprießungen die Bewehrungs-, Schal- und Betonierarbeiten ausgeführt. Nach Erhärtung der unteren Betonierabschnitte waren die teilfertigen Stücten ausreichend über die Abstüctungen der Schalung lagegesichert, sodass die ursprünglichen Schwerlastsprieß der Stahlstücten entfernt und die oberen Stüctenhälften betoniert werden konnten. Nach dem Ausschalen der oberen Segmente wurden die nun fertig betonummantelten Bauteile erneut nahe an den Stüctenküpfen gehalten und die unteren Schalungsteile demontiert.

Die scharfkantigen Konturen und teilweise engen, aber sehr langen Fließwege des Betons um die Stahlkerne setzten eine besondere Betonrezeptur und einen sorgfältigen Einbau voraus. Die vier Megastücten wurden mit einem Schalungssatz parallel zu den aufgehenden Geschossen hergestellt. Die Megastücten erhielten durch die in der Decke über 2. OG einbetonierten Kopfpunkte erst ihre endgültigen oberen horizontalen Festhaltungen. Bild 6 zeigt die ausgeschalteten Mega-Foyerstücten und das Umlasten nach Fertigstellung der Abfangkonstruktion.

2.5 Wandkonstruktion mit integrierten Stahlbauteilen im 3. OG

Im 3. OG werden die schrägen Druckdiagonalen konzentriert eingeleitet. Da sie nicht in den Achsen der Mega-Foyerstücten liegen, werden die Lasten über eine geschosshohe, einbetonierte, in Längs- und Querrichtung verlaufende, gekoppelte Stahl-Wandkonstruktionen umverteilt (Bild 7).

Zum vertikalen Lastabtrag waren in der Genehmigungsstatik ein geschosshohes Stahlfachwerk und im Bereich einer Türöffnung ein in das Fachwerk integrierter Vierendeelrahmen vorgesehen. Der umschließende Beton

wurde auf der sicheren Seite nicht zum Lastabtrag angesetzt. Die horizontalen Umlenkkräfte aus der Neigung der Druckdiagonalen werden durch die angeschlossenen Betondecken aufgenommen.

In enger Abstimmung mit den Tragwerksplanern und mit gegenseitiger Unterstüctung und Zuarbeit des Rohbauunternehmens wurde von den Planern des ausführenden Stahlbauunternehmens im Zuge der Ausführungsplanung das hoch ausgelastete Tragwerk weiterentwickelt und hinsichtlich Lastabtrag, statisch-konstruktiver Ausbildungsmöglichkeiten der Knotenpunkte sowie bezüglich Fertigungs-, Montage-, Bewehrungs-, Schalungs- und Betoniermöglichkeiten optimiert.

Durch die teilweise sehr steile Neigung der Diagonalen des Fachwerks wurden die entsprechenden Felder als durchgängiges Blech ausgeführt. Diese wurden vom Tragwerksplaner im statischen System nachfolgend modelliert und eine Grenzbetrachtung mit biegesteifen Knoten des „Fachwerks“ gerechnet. Aufgrund der Begrenztheit der FEM-Berechnung hinsichtlich Erfassung der oberen und unteren Grenzwerte der Steifigkeiten (Betonummantelung, Knoten, Anschlüsse) wurden durch das ausführende Stahlbauunternehmen die Knoten konservativ für die maximalen Schnittkräfte aus gelenkigem und biegesteifem System bemessen (Bild 8).

Basierend auf den Leitdetails der Genehmigungsplanung und unter Beachtung der Schnittgrößen aus beiden Systemen wurden die Knoten weiterentwickelt, detailliert sowie fertigungsrelevante Gesichtspunkte wie z.B. Optimierung Blechzuschnitt und Schweißreihenfolge berücksichtigt. Darüber hinaus wurden die Stöße innerhalb der Abfangkonstruktion bezüglich Transport- und Montagekapazitäten angeordnet und ausgebildet (Bild 9).

Die fertig montierten Teile der Wandkonstruktion mit den daran angebauten verschiedenwinkligen Diagona-

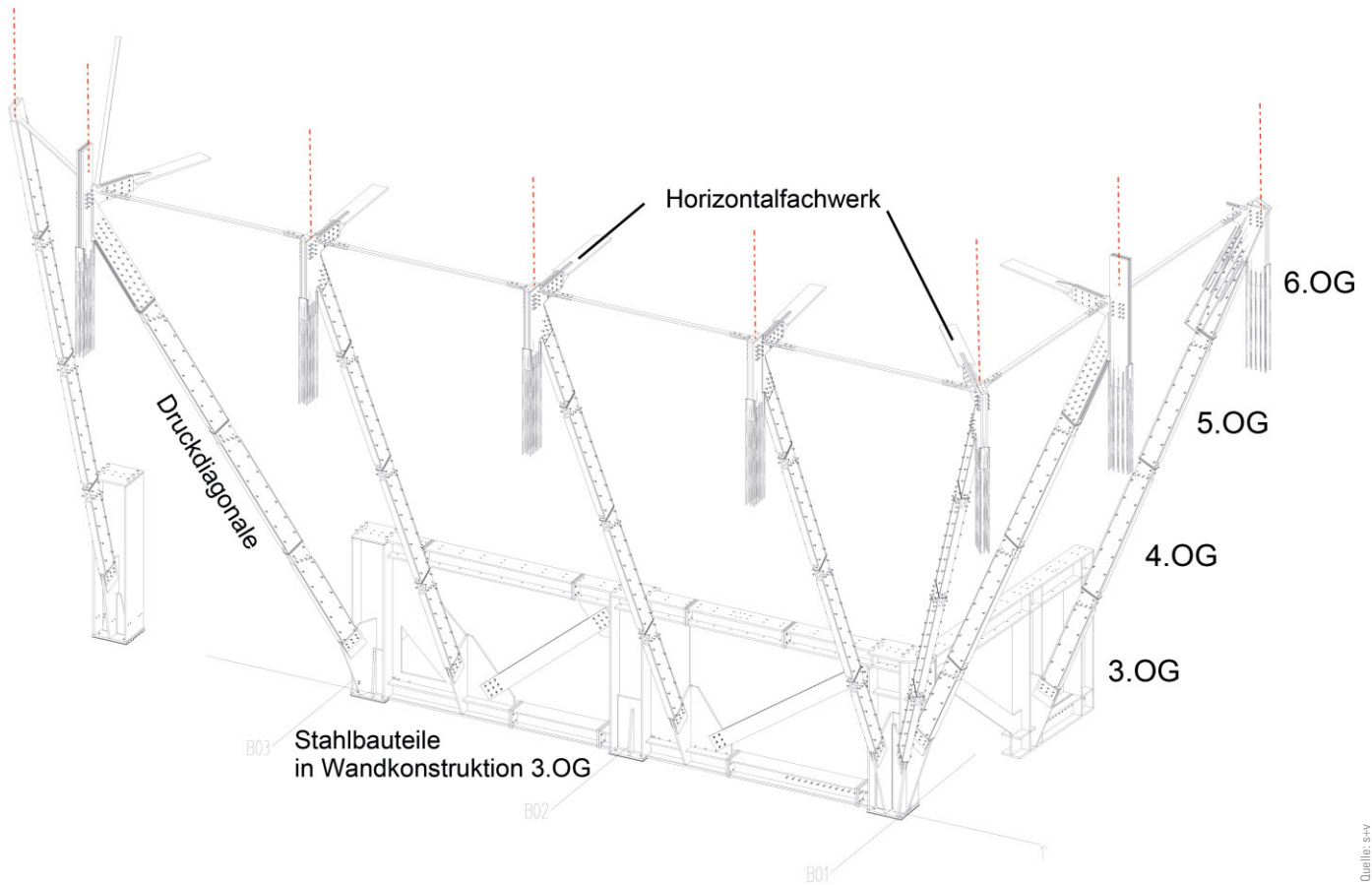


Bild 7 Wandartiger Träger, Druckdiagonale und Anschlüsse an Horizontalfachwerk im 6. OG
Wall-like girder, diagonals and connections to horizontal truss in 6th floor



Bild 8 Unterer Eckknoten in Werksfertigung
Lower corner node in steel shop fabrication

len erforderten einen aufwendigen, individuellen Schalungsbau. Für den in Bild 10 gezeigten Eckknoten mit den unterschiedlichen Verschneidungen wurde die

Schalung an einem dafür erstellten Holzmodell abgeformt.

2.6 Druckdiagonale im 3.–6. OG

Die im Raum schrägen Druckdiagonale vom 3. bis 6. OG leiten die Lasten aus den abzufangenden Fassadenstützen vom 6. bis 27. OG und von den als Zugstützen ausgebildeten Fassadenstützen vom 3. bis 6. OG in die Wandscheibenkonstruktion des 3. OG. Sie durchdringen die Zwischendecken und nehmen deren Lastanteile auf. Die resultierenden H-Komponenten werden in die Decken eingeleitet. Im Bereich der Zwischendecken wurden darüber hinaus die Montagestöße angeordnet.

Die Druckdiagonale wurden als betongefüllte Schweißhohlprofile mit zusätzlicher bewehrter Betonummantelung als Verbundstützen berechnet und ausgeführt.

In den Knotenbereichen werden sie teilweise durch weitere innenliegende Bleche zum Stahl-Vollquerschnitt.

Die kopfseitigen Umlenkkräfte infolge der Umlenkung der Vertikalkräfte in Diagonalenrichtung werden über zweischrittige geschraubte Fahnenbleche in die Stahlbleche des Horizontalfachwerks in der Decke über 6. OG eingeleitet.



Bild 9 Stahlbauteile der Wandkonstruktion im 3. OG
Steel components of the wall construction on the 3rd floor

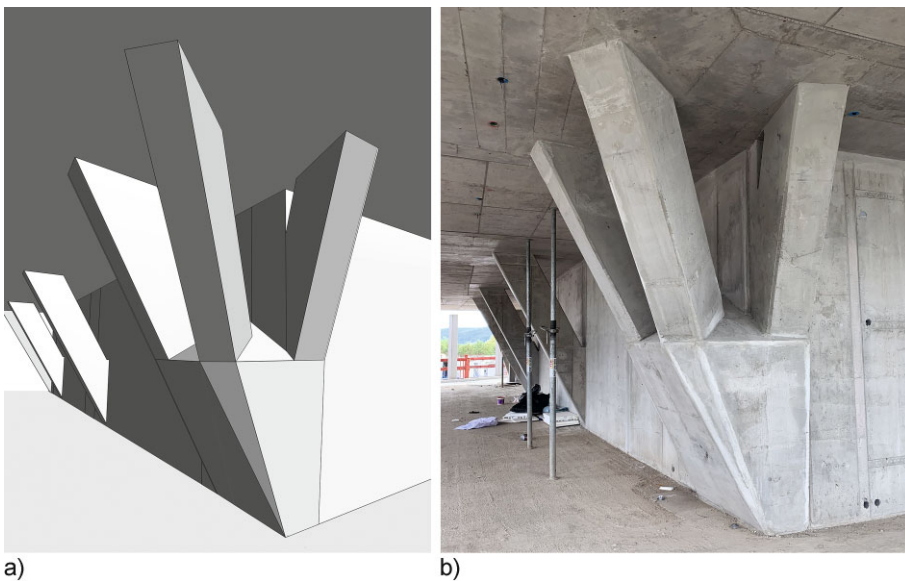


Bild 10 Wandartiger Träger: a) Konturmodell, b) Ausführung nach Betonage
Wall-like beam: a) contour model, b) after completion of concreting

Die Anbindung der Fassadenstützen 3.–6. OG als Zugstützen erfolgt am Kopfpunkt der Druckdiagonalen über an die Anschlussbleche angeschweißte Vertikalbewehrung.

Die geschossweise Stahlbaumontage, die Ausrichtung der Stützen und der Schalung, beides räumlich, und die Betonage des dünnen Betonmantels um die Stahlquerschnitte mit einer feinkörnigen Mischung erforderten eine sehr sorgfältige Planung, Arbeitsvorbereitung und Ausführung.

2.7 Fassadenstützen im 3.–7. OG

Die Fassadenstützen sind in den Regelgeschossen des Turms als klassische Ortbetonstützen ausgeführt und haben einen regulären Abstand von 2,70 m. Zur zahlenmäßigen Reduzierung der Druckdiagonalen in den Transfergeschossen wurde oberhalb der Auskragung nur jede zweite Fassadenstütze tragend ausgebildet.

Die Lastumlenkung erfolgt auf Höhe der Decke über 6. OG. Die Stützenlasten aus den darüberliegenden 21 Geschossen werden hier in die Schrägstützen eingeleitet. Die hierdurch entstehenden horizontal gerichteten Abtriebskräfte werden über die Geschossdecke in den nahe liegenden Hochhauskern übertragen.

Die Fassadenstützen besitzen die Besonderheit, dass sie zwecks Flächenoptimierung mit ihrem Querschnitt überwiegend hinter der Rohdeckenkante in der Ebene der Fassadenkonstruktion liegen. Dadurch entstand statisch wie baulich die große Herausforderung, die hohen Umlenkkräfte auf geometrisch kleinstem Raum in die lastabtragenden Bauteile zu transferieren. Um die geforderte Schlankheit der Konstruktion im Bereich des Knotenpunkts zu wahren, wurde eine Lösung in Stahlverbundbauweise entwickelt. Die Lastumlenkung im Knotenpunkt konnte nur durch Stahleinbauteile umgesetzt werden, da eine klassische Ausführung mittels Bewehrung in Stahlbetonbauweise baukonstruktiv nicht hätte umge-

setzt werden können. Daher wurden die Stützen des 7. OG teilweise als Verbundstützen ausgebildet. An den übrigen Stützen wurde die massive Längsbewehrung direkt auf Kopfplatten abgestellt, um die Stützennormalkräfte effektiv und unmittelbar an den Knotenpunkt aus Stahl zu übertragen.

Die horizontalen Abtriebskräfte erzeugen zudem eine Längendehnung der Geschossdecke, die wiederum zu geometrischen Imperfektionen in Form von Ausmittenschiebungen der Fassadenstützen führt. Dieser Einfluss wurde durch nichtlineare Berechnungen an separaten Submodellen erfasst und bei der Bemessung der Tragglieder zusätzlich berücksichtigt.

Auch für die Zugstützen wurde das Prinzip verfolgt, den Knotenpunkt auf Höhe der Lastumlenkung möglichst frei von sich kreuzender Bewehrung zu halten. Dafür wurden die Zuglasten aus dem 3.–6. OG über angeschweißte Bewehrungsstäbe in entsprechende Verbundstützen im 7. OG eingeleitet.

2.8 Fachwerk in Decke über 6. OG

Zur Aufnahme der systembedingten Horizontalkräfte aus der Auskragung des Hochhauses wurde auf Höhe der Decke über 6. OG ein liegendes Fachwerk in Stahlbauweise geplant, das diese Abtriebskräfte in den Aussteifungskern einleitet. Das Fachwerk wurde zunächst so bemessen, dass es imstande ist, die Lasten ohne Mitwirkung der umliegenden Stahlbetondeckenscheibe aufzunehmen und in den Hochhauskern einzuleiten.

Durch die Anordnung des Stahlbaus innerhalb der Stahlbetondecke handelt es sich in der Realität jedoch um eine Verbundkonstruktion, deren Tragkomponenten in Abhängigkeit zueinander, insbesondere im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit, also dem Rissverhalten, zu betrachten sind.

Für die horizontale Verformung der Decke existieren im Grunde zwei theoretische Grenzwerte, die zu bewerten sind. Die maximale horizontale Verformung würde entstehen bei einer reinen Dehnung des Stahlfachwerks und die minimale bei einem ungerissenen Beton. Die Stahlbetonkonstruktion wird angesichts der einwirkenden Horizontallasten an einigen Stellen in den Zustand II übergehen. Durch die Verbundwirkung der Zuglaschen werden dann sowohl der Beton als auch der Betonstahl am Abtrag der Horizontallasten beteiligt.

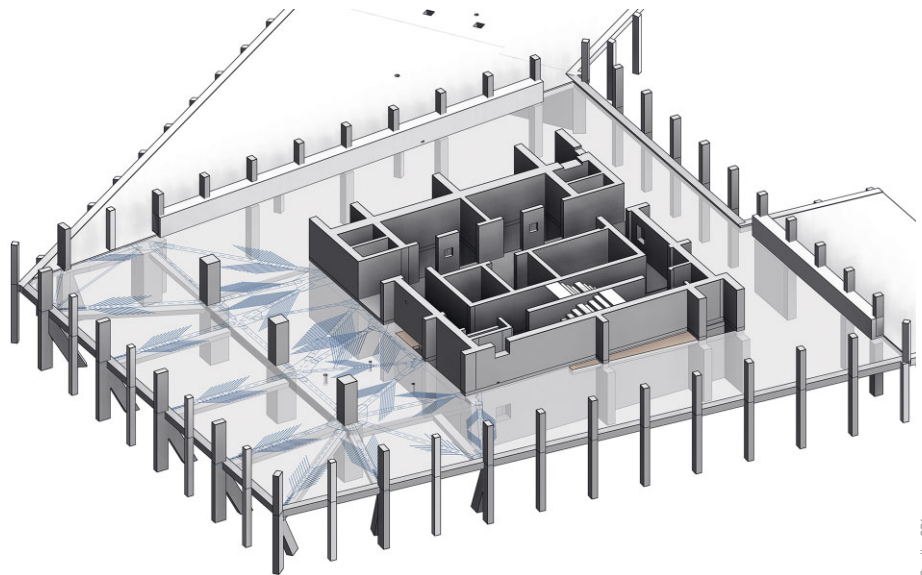
Aufgrund dieser Verbundwirkung wird sich unter einer Streuung der Einflussparameter eine Verformung im Bereich des minimalen Grenzwerts einstellen. Zur Abschätzung einer realistischen horizontalen Verformung wurden Untersuchungen und Extremalbetrachtungen durchgeführt, die zeigen konnten, dass diese näher am minimalen Grenzwert liegen, sodass die Verträglichkeit des Systems gegeben ist.

Hierbei wurden zum einem näherungsweise die zu erwartenden Rissbreiten sowie die Dehnungen im Riss gemäß Eurocode 2 unter Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen berechnet. Hierbei konnte gezeigt werden, dass sich für die Zuglasche mit der höchsten Ausnutzung in der 26er-Stahlbetondecke, unter Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen und der Aktivierung des Betonstahls, eine geringe und für das Gesamtsystem verträgliche Dehnung einstellt. Hierzu wurde im Bereich der Zuglasche ein 1,0 m breiter Deckenstreifen mit angehängtem Unterzug betrachtet und die Zuglaschen aus Stahl wurden rechnerisch wie Betonstahl berücksichtigt. Die Verbundfestigkeit ergibt sich über die Tragfähigkeit der entsprechenden Verbundmittel (Kopfbolzendübel). Zur Reduzierung der Dehnung im Riss wird zusätzlich eine entsprechende Betonstahlbewehrung gewählt. Auch wenn die Betonzugfestigkeit rechnerisch nicht in Ansatz gebracht werden darf, liegt hierdurch zumindest theoretisch noch ein zusätzlicher hoher Tragwiderstand vor.

Zur weiteren Überprüfung der horizontalen Verformungen wurde eine nichtlineare 2D-FEM-Berechnung der Stahlbetondecke über 6. OG durchgeführt. Hierbei wurde das Stahlfachwerk nicht berücksichtigt und alle Horizontallasten direkt auf die Decke aufgebracht. Auch hier konnte gezeigt werden, dass die resultierenden Verformungen infolge Dehnungen beherrschbar sind. Anhand der Trajekturen der Decke lässt sich zeigen, dass die gesamte Decke um den Hochhauskern am Lastabtrag beteiligt ist und der grundsätzliche Lastfluss sich im geplanten Stahlfachwerk widerspiegelt. Zusätzlich ermittelte Bewehrungsgehalte außerhalb des Stahlfachwerks wurden entsprechend abgedeckt.

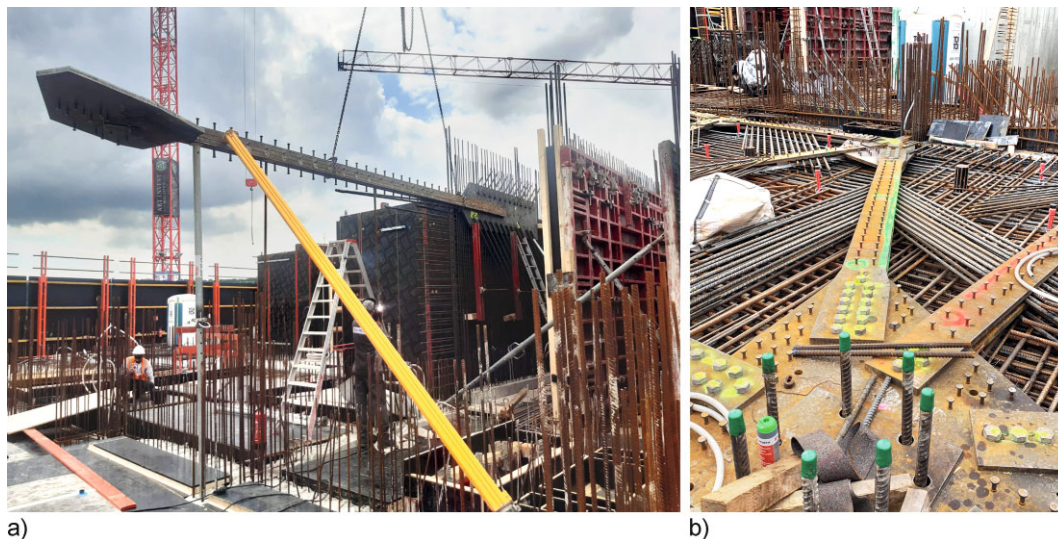
Zur Aktivierung der Decke beim Abtrag der Horizontallasten, die sich am Lasteinleitungspunkt (Knoten Fassadenstütze/Diagonale/Decke) noch zu 100 % im Stahlbau befinden, wird Betonstahlbewehrung ober- und unterseitig auf die Stahllaschen aufgeschweißt. Die hierbei entstehenden liegenden Fischgräten werden für die gesamte Horizontallast ausgelegt (Bild 11). Vor dem Hochhauskern werden die Lasten auf gleiche Weise wieder in das Stahlfachwerk und weiter über die Stahllaschen in den Aussteifungswänden über stehende Fischgräten in den Beton eingeleitet.

In der Bauphase wurden die Fassadenstützen ab 3. OG ortsfest unterstützt. Die Stahlverbundabfangkonstruktion wurde ebenebene montiert. Die meisten Fachwerkstäbe und Einbauteile in der Decke über 6. OG wurden bereits von der Schalung der Decke über 5. OG aus zumindest vormontiert (Bild 12). Erst nach Fertigstellung der Decke über 6. OG und der darüberliegenden Kernwände mit den integrierten Verankerungselementen zur Umlenkung der Horizontalkräfte wurde die Baubehelfsunterstützung zurückgebaut und das hier beschriebene Abfangtragssystem zur Lastumleitung in die Megastützen wirksam. Die temporär unterrüsteten Fassadenstützen waren im Bauzustand Druckstützen und sind nach dem Freisetzen nunmehr Zugstützen.



Quelle: SPI

Bild 11 Decke über 6. OG mit „Fischgräten“ als Einbauteile zur Lastenleitung der Umlenkkräfte aus Diagonalen und in Kernwände
Slab above 6th floor with herringbones as built-in parts for load transfer of the deflection forces from diagonals and in core walls



Quelle: a) s+v, b) SPI

Bild 12 Horizontales Fachwerk in Decke über 6. OG: a) Montage, b) Knotenausführung
Horizontal truss in slab above 6th floor: a) assembly, b) node execution

3 Zusammenfassung

Insbesondere bei komplexeren Bauteilen oder Tragstrukturen ist eine ganzheitliche Betrachtungsweise des Planungs- und Bauprozesses erforderlich. Fertigungs- und Montagemöglichkeiten sowie Auswirkungen des konstruktiven Brandschutzes können entscheidend für statisch-konstruktive und architektonische Vorgaben sein.

Für eine ganzheitliche, nachhaltige und wirtschaftliche Umsetzung ist folglich insbesondere bei anspruchsvollen Tragstrukturen die frühzeitige Einbindung ausführender Unternehmen zielführend, um die Bauprozesse und -verfahren optimal in den Planungsprozess zu integrieren ([3], Abschnitt „Anmerkungen zum Umgang mit komplexen Bauvorhaben“).

Durch die sehr große Nähe der Bauherrenschaft zum Planungs- und Bauprozess und die Zusammenarbeit der beteiligten Planer und ausführenden Firmen hat dies bei diesem Bauvorhaben insgesamt sehr gut funktioniert.

Am Bau Beteiligte

| | |
|----------------------------|---|
| Bauherr: | Art-Invest Real Estate Management GmbH & Co. KG, Köln |
| Architekt: | JSWD Architekten GmbH & Co. KG, Köln |
| Tragwerksplanung Hochhaus: | Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbh, Düsseldorf (SPI) |
| Rohbau: | Aug. Prien GmbH, Köln |
| Stahlverbundbau: | stahl + verbundbau gmbh, Dreieich (s+v) |

Literatur

- [1] Sauerborn, N. (2004) *Die Verbundbautechnik – Überblick über Bemessung und Ausführung*. s+v Planungssoftware, stahl + verbundbau gmbh, Dreieich.
- [2] Sauerborn, N.; Kretz, J. (2018) *Verbundstützen – Grundlagen der Bemessung, Konstruktion und Ausführung* in: Kuhlmann, U. [Hrsg.]. *Stahlbau-Kalender 2018*. Berlin: Ernst & Sohn, S. 569–630.
- [3] Schmid, A.; Sauerborn, N.; Feulner, L. (2022) *Schwebende Bauten – die adidas ARENA in Herzogenaurach*. *Stahlbau* 91, H. 9, S. 585–595. <https://doi.org/10.1002/stab.202200047>

Autorinnen und Autoren

Dr.-Ing. Norbert Sauerborn (Korrespondenzautor)
n.sauerborn@stahlverbundbau.de
Prokurist und Leiter TB
stahl + verbundbau gmbh
Im Steingrund 8
63303 Dreieich

Dipl.-Ing. Telja Krug
dreieich@stahlverbundbau.de
Tragwerksplanung
stahl + verbundbau gmbh
Im Steingrund 8
63303 Dreieich

Dipl.-Ing. Christian Lang
dreieich@stahlverbundbau.de
Projektleitung
stahl + verbundbau gmbh
Im Steingrund 8
63303 Dreieich

Dipl.-Ing. Sabine Hartmann
duesseldorf@schuessler-plan.de
Projektleitung
Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH
Grafenberger Allee 293
40237 Düsseldorf

Leroy Zimmermann, M. Sc. RWTH
duesseldorf@schuessler-plan.de
Projektleitung
Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH
Grafenberger Allee 293
40237 Düsseldorf

Zitieren Sie diesen Beitrag

Sauerborn, N.; Krug, T.; Lang, C.; Hartmann, S.; Zimmermann, L. (2022) *Neuer Kanzlerplatz Bonn mit herausfordernder Abfangkonstruktion*. *Stahlbau* 91, H. 12, S. 762–771. <https://doi.org/10.1002/stab.202200071>