98. Jahrgang Juni 2021, S. 446–456 ISSN 0932-8351 A 1556

Sonderdruck

Bautechnik

Zeitschrift für den gesamten Ingenieurbau



Ein Hochhaus mit Hüftschwung Der OMNITURM in Frankfurt am Main

Matthias Pfeifer





Ein Hochhaus mit Hüftschwung

Der Omniturm in Frankfurt am Main

24. Dresdner Baustatik-Seminar – "Realität – Modellierung – Tragwerksplanung"

Mitte des Jahres 2020 wurde in Frankfurt am Main im derzeitigen Hochhaus-Boom ein ungewöhnliches Exemplar fertiggestellt. Der ca. 190 m hohe Omniturm gehört zwar weder in Frankfurt geschweige denn weltweit zu den höchsten Hochhäusern, wurde jedoch aufgrund verschiedener Merkmale, seiner architektonischen Strahlkraft und der damit verbundenen tragwerkstechnischen Herausforderungen Finalist beim International Highrise Award 2020 und gehört damit zu den fünf besten Hochhäusern weltweit. Vom 14. bis zum 23. Geschoss rotieren und verschieben sich die Ebenen um mehrere Meter gegen die Vertikale. Dies ist der durch Wohnungen genutzte sog. RESI-Bereich. Die übrigen Geschosse werden, bis auf die öffentlichen Basisgeschosse, durch Büros genutzt. Die schlanken Schleuderbetonstützen aus hochfestem Beton mit Sonderstahl folgen, deutlich schräg stehend, den Verschiebungen und Verdrehungen, vereinigen sich im unteren Drittel des RESI-Bereichs in zwei Gebäudeecken von je zweien zu einer Stütze, durchlaufen in gekrümmter Linie den RESI-Bereich, um sich schließlich im oberen Drittel wieder in je zwei Stützen zu teilen und dann gerade bis zur Spitze des Turms durchzulaufen. An den gegenüberliegenden Gebäudeecken führen die Verschiebungen zu immer größer werdenden Auskragungen der Decken, denen mit zusätzlichen "Rucksackstützen" begegnet wird. In diesem Beitrag werden einige konstruktive Besonderheiten des Bauwerks beschrieben.

Stichworte Hochhaus; kombinierte Pfahl-Plattengründung; Aussteifung; Outrigger; Deckelbauweise; Sonderstahl SAS; Stützenstauchung; Fertigteilträger

1 Allgemeines

Der Omniturm ist ein neuartiger, 190 m hoher Mixed-use-Wolkenkratzer mit 49 Geschossen im Zentrum von Frankfurt am Main, auf prominentem Grundstück des ehemaligen Bankhauses Metzler in der Großen Gallusstraße 16–18, in unmittelbarer Nachbarschaft der Commerzbank, des Taunusturms und des Japan-Centers. Das Bauwerk wurde im Frühjahr 2016 mit der Herstellung der umschließenden Bohrpfahlwand begonnen und Mitte des Jahres 2020 fertiggestellt. Bild 1 zeigt den Zustand im März 2021 in einem Blick von der Großen Gallusstraße aus.

Die Rohbaukonstruktion stellte große Anforderungen an die planenden Ingenieur/-innen in technischer wie auch terminlicher Hinsicht. Die komplette Genehmigungsund Ausführungsplanung inkl. der Planung sämtlicher, oft sehr komplexer Ausführungsdetails sowie die Nach-

A skyscraper with hip-swing: the Omniturm in Frankfurt am Main

In mid-2020, an unusual specimen was completed in Frankfurt am Main as part of the current high-rise boom. Although the approx. 190 m high Omniturm is not one of the tallest skyscrapers in Frankfurt, let alone in the world, it became a finalist in the International Highrise Award 2020 due to various features, certainly also due to its architectural radiance and the associated structural engineering challenges, making it one of the five best skyscrapers worldwide. From the 14th to the 23rd floor, the levels rotate and shift several meters against the vertical. This is the so-called RESI area used by apartments. The remaining floors, except for the public base floors, are used by offices. The slender spun-concrete columns, made of high-strength concrete with special steel, follow the displacements and twists, standing clearly at an angle, uniting in the lower third of the RESI area in two building corners of two each to form one column, passing through the RESI area in a curved line, finally dividing again in the upper third into two columns each and then running straight through to the top of the tower. At the opposite corners of the building, the displacements lead to ever-increasing cantilevers of the slabs, which are countered with additional "backpack" columns. This article describes some of the structural features of the building.

Keywords high-rise building; combined pile and slab foundation; bracing; outrigger; cover construction; special steel SAS; column compression; precast girders

weise der Baubehelfe wie z.B. dreidimensionale Gerüstkonstruktionen, Bauzwischenzustände und Behelfskonstruktionen wurde baubegleitend just in time erarbeitet. Oft lagen nur wenige Tage zwischen statischer Berechnung und Prüfung, Erstellung der Schal- und Bewehrungspläne sowie Herstellung, Lieferung und Montage der Fertigteile in den sog. Regelgeschossen, die im Schnitt in 4 d/Geschoss erstellt wurden. Die RESI-Geschosse mit tw. vorgespannten Flachdecken mit großen Auskragungen und den unterschiedlich schräg verlaufenden Stützen benötigten freilich mehr Zeit beim Bau, die Bearbeitung der technischen Unterlagen war jedoch gleichermaßen "sportlich". Die Komplexität entstand vornehmlich aus den engen architektonischen Grenzen für die zulässigen Abmessungen der tragenden Konstruktion. Kurz vor Beginn der technischen Bearbeitung gab es noch erhebliche Änderungen im Verlauf der schrägen Stützen, in dem aus den zuvor mit wenigen Knickpunkten geradlinig verlaufenden Stützen eine geschwungene Linienführung wurde.



Bild 1 Omniturm im März 2021 Omniturm March 2021

Der Beginn der Schrägstellung wurde dabei zwei Geschosse nach unten und das Ende zwei Geschosse nach oben verlegt, sodass nunmehr erhebliche Horizontalkräfte auch in den Fertigteilgeschossen mit nur 15 cm dicken Filigrandecken eingeleitet werden.

2 Das Tragwerk des Hochhauses als Gesamtsystem

2.1 Grundsätzliches

Bei der Abbildung eines Hochhauses als 3-D-Modell sind einige Besonderheiten zu beachten, die für die Bemessung der Bauteile und besonders für die Belange der Bauausführung wichtig sind, z.B. banale Dinge wie die gelenkige Modellierung der Deckenanschlüsse an den Kern. Eine biegesteife Berechnung, die auf der Baustelle nur sehr schwierig realisierbar ist, führt zu einer Verfälschung der Deckenschnittgrößen und erheblichen Biegemomenten in den Kernwänden, die nach Möglichkeit vermieden werden sollten. Die Aussteifungssysteme sollten zur Vermeidung dicker Querschnitte nur für Normalkraft bemessen werden. Eine Einspannung der Decken tritt aber auch bei gelenkiger Modellierung trotzdem diagonal über den Ecken der Kerne auf, erzeugt aber keine Biegung der Kernwände um die schwache Achse.

M. Pfeifer: A skyscraper with hip-swing

Bei einer Berechnung als Gesamtsystem bleibt der Baufortschritt unbeachtet. Real wird jedes Geschoss auf die planmäßige Höhe nivelliert, sodass die im Bauzustand auftretenden Vertikalverformungen durch Stützenstauchung tw. kompensiert werden. Die Decken des ersten und des letzten Geschosses sind dadurch auf Sollhöhe, etwa in halber Höhe tritt die größte Differenzverschiebung der Stützen zum Kern auf. Die Berechnung als Gesamtsystem liefert jedoch am Kopf die größten Vertikalverschiebungen als Summe der Stauchungen. Die Einspannmomente der Decken am Kern, die über Eck auftreten, werden dadurch von Geschoss zu Geschoss immer größer und erzeugen dort sehr große Auflagerkräfte und Durchstanzprobleme, die Feldmomente wie auch die Auflagerkräfte auf den Außenstützen werden dagegen immer kleiner, was bei sehr hohen Gebäuden sogar zu Zugkräften in den Stützen der oberen Geschosse führen kann. In Bild 2 ist das Phänomen anhand der Verformungen, der Biegemomente sowie der Normalkräfte der Stützen dargestellt. Durch fiktive Versteifung der Stützen kann diesem Effekt entgegengewirkt werden.

Besondere Punkte speziell beim Omniturm sind auch die kombinierte Pfahl-Plattengründung und der seitlich auskragende Kellerkasten mit exzentrischer Belastung des Baugrunds und Schiefstellung des Bauwerks.

In Bild 3 ist das Bauwerk als 3-D-Modell zu sehen. Die pinkfarben dargestellten Bauteile wurden für die Aussteifungsberechnung mit sehr geringer Steifigkeit versehen,



Bild 2 Verformungen und Schnittgrößen unter Einfluss der Dehnsteifigkeit der Stützen: a) mit korrekten Stützensteifigkeiten, jedoch falschen Ergebnissen, b) mit Steifigkeitskorrektur

Displacements and internal forces affected by stiffness of columns: a) with correct column stiffness but wrong results, b) with modified column stiffness



Bild 3 Gesamttragsystem des Omniturms Entire load-carrying system of the Omniturm



Bild 4 Einspannung des aussteifenden Kerns in den Kellerkasten, Momente und Querkräfte Clamping of the stiffening core in the basement structure, bending moments and shear forces

um eine ungewollte Outrigger-Wirkung, mit Entlastung der Gründungsplatte, zu verhindern. Das Verhalten der KPP wird mit Bettungsziffern für die Platte sowie Einzelfedern für die Pfähle modelliert. Für Windlasten sollten deutlich vergrößerte Steifigkeiten als für andere Lastfälle verwendet werden. Eine einfache Lastfallüberlagerung war damit nicht möglich.

Die Einspannung des Kerns in den Kellerkasten hängt von den dort vorhandenen Wandscheiben, der Biegesteifigkeit der Decken sowie der Schubsteifigkeit der Kelleraußenwände ab und beeinflusst die auszuleitenden Horizontalkräfte in die Decken. Die Wirkung bewegt sich zwischen den in Bild 4 dargestellten Grenzwerten mit theoretisch voller Einspannung des Kerns in die Bodenplatte und starrer Kellerdecke bis hin zur Volleinspannung des Kerns in die Bodenplatte ohne horizontale Stützwirkung der Decke.

Beim Omniturm muss etwa die 1,5-fache Querkraft aus den einwirkenden Horizontalkräften ausgeleitet werden.

2.2 Deckelbauweise, KPP-Gründung und Kellerkasten

Das Bauwerk gibt rd. 1,6 Mio. kN über eine kombinierte Pfahl-Plattengründung an den Boden ab. Aufgrund der engen Verhältnisse an einer Straßenkreuzung mit bereits drei Hochhäusern waren Rückverankerungen des Baugrubenverbaus unmöglich. Für die vier Untergeschosse bis 16 m unter null und ca. 12 m im Grundwasser wurde deshalb eine verformungsarme überschnittene Bohrpfahlwand in Deckelbauweise hergestellt. Die Planung dafür erfolgte von B+G Ingenieuren aus Frankfurt in Zusammenarbeit mit der ARGE Tiefbau.

BERICHT REPORT



Bild 5 Ausschnitt aus dem 3-D-Gesamtmodell von Südosten Partial view of the 3-D overall model from south-east

Nach Fertigstellung der Bohrpfahlwände wurden die Gründungsbohrpfähle bis in eine Tiefe von 44 m erstellt. Für die horizontale Abstützung der Bohrpfahlwand dienen die sog. Teildeckel in den Ebenen -1 (Decke über 2. UG) und -3 (Decke über 4. UG).

Für die endgültigen Hochhausstützen mit bis zu 50 MN wurden Öffnungen frei gelassen, an den äußeren Rändern waren durchgehend sägezahnartige Öffnungen für die vertikale Bewehrung der endgültigen Kelleraußenwände vorgesehen. Die Schubkräfte können hier nur mit höherwertigem Beton als geplant mit verzahnten Fugen und sehr enger, kräftiger Bewehrung übertragen werden.

Die rd. 15 m hohen Kelleraußenwände, in der Vorplanung nur als schlaffe Lasten betrachtet, wurden in der endgültigen Bemessung realitätsnah als Randversteifung berücksichtigt. Hauptbeanspruchungen wurden dadurch



Bild 6 Baugrube mit Bohrpfahlwand ohne Rückverankerung mit Teildeckeln und temporären Stützen Excavation pit with bored pile wall without tieback with partial coverslabs and temporary columns







Bild 8 Bewehrung der Bodenplatte Reinforcement in the base plate

die enormen Scheibenbeanspruchungen des Kellerkastens, zumal dieser exzentrisch zum Bauwerk weit über die äußere Stützenachse hinausragt.

Die rechnerische Neigung um ca. 15 cm nach Südwesten wurde im Baufortschritt stetig korrigiert und ergab schließlich eine nicht wahrnehmbare "bananenförmige" Krümmung. Die seitliche Auskragung des Kellerkastens ist in Bild 5 in einer Schnittperspektive zu sehen.

Bild 6 zeigt die Baustelle mit Bohrpfahlwand, Teildeckeln und temporären Stahlstützen.

Die KPP trägt insgesamt ca. 1600 MN zu 58% durch die Pfähle und zu 42% durch Bodenpressung ab. Die 1,5 m dicken Pfähle mit bis zu 49 MN sind bis zu 28 m lang.

Die 2,90 m "dünne" Bodenplatte war hinsichtlich des Durchstanzens an den Ecken problematisch. Der Kern bringt 982 MN, Pfähle und Platte widerstehen mit rd. 731 MN. Die Differenz von 251 MN muss nach außen geleitet werden. Als "Differenz großer Zahlen" bedeutet ein "Fehler" von 10%, das sind 73 MN, eine um 30% größere Durchstanzlast. Die Ergebnisse genauerer iterativer Berechnungen mit einer geringen Überschreitung bei ca. 5,0 m sieht man in Bild 7. Ab 8,99 m trägt der Beton allein ohne Bewehrung.

Die Bewehrung der Bodenplatte wurde erstmals mit Sonderstahl SAS 670 mit je fünf Lagen d = 30 mm alle 12,5 cm je Richtung unten und je drei Lagen oben realisiert (Bild 8). Alle Stäbe sind mit Schraubmuffen gestoßen.

2.3 Gebäudeaussteifung

Der zentrale Kern mit 30–65 cm dicken Wänden bewerkstelligt die Aussteifung des Turms.

Der ungewollte Outrigger-Effekt wurde ausgeschaltet, Stützensteifigkeiten wurden "steif" eingestellt. Im komplexen Hochhauskopf für die Technik ergaben sich erst sehr spät mehrere große Wandscheiben mit erheblicher Outrigger-Wirkung. Mehrere Stützen erhielten dadurch große Zusatzlasten, die sich bis herunter zum 25. OG bemessungsrelevant auswirkten und nur sehr knapp für den Brandfall nachweisbar waren.

Der südliche und nördliche Teil des Kerns wurden gegeneinander höhenmäßig versetzt mit Kletterschalung hergestellt. Der südliche Teil kragt über die vom 4. UG bis zum 2. OG nach hinten zurückspringenden Wände ca. 1,7 m nach Süden aus. Die erheblichen Windbeanspruchungen ergaben hier zusammen mit der exzentrischen Vertikalkraft sehr kräftige Bewehrung im Gegensatz zu den nördlichen Wandenden. Bild 9 lässt die dortige Bewehrungsdichte mit SAS-670-Stäben mit 43 mm Durchmesser erahnen.

Die bereits erwähnten Koppelstäbe zwischen den beiden Kernen stellten ausführungstechnisch ein besonderes Problem dar. Bild 10 zeigt die Koppelstäbe bzw. -platten mit großen Schubkräften und typischen verschränkten Biegemomenten.

Die starke vertikale Bewehrung der Kernwände ließ kaum noch Platz für die Bewehrung der Koppelstäbe. Zudem mussten diese nachträglich zwischen die Kernwände eingebaut werden, was nur mit Schraubanschlüssen und entsprechend größeren Mindestabständen möglich war. Beidseitiges Einschrauben eines Stabs ist freilich nicht möglich, deshalb brauchte es noch mittige Verbindungen durch Koppelmuffen oder Schweißstöße.

Die Steifigkeit der Konstruktion ist trotz der Koppelstäbe hier eher gering. Das bekannte Kriterium lautet:



Bild 9 Bewehrungsdichte an den Enden der Kernwände mit SAS 670 Reinforcement density at the ends of the core walls with SAS 670

BERICHT REPORT



Bild 10 Regelgrundriss mit aussteifendem Kern, Koppelstäbe bzw. -platten in Rot, typischer Momentenverlauf und Bewehrungsgrad Standard floor plan with stiffening core, coupling beams and plates in red, typical moment diagram of coupling beams and reinforcement of the beams

$$\alpha = l \cdot \sqrt{\frac{F_{\text{V,Ed}}}{E_{\text{cd}}I_{\text{c}}}} \le 0,6 \text{ (nach alter Norm)}$$
$$F_{\text{V,Ed}} \le K_{\text{i}} \cdot \frac{n_{\text{s}}}{n+1.6} \cdot \frac{\sum E_{\text{cd}}I_{\text{c}}}{l^2} \text{ (nach neuer Norm)}$$

mit K_i 0,62 und n_s 45:

$$\alpha = l \cdot \sqrt{\frac{F_{\rm V,Ed}}{E_{\rm cd}I_{\rm c}}} \le 0,77$$

Bringt man das Eigengewicht des Gebäudes horizontal als Gleichstreckenlast q auf, dann erhält man die Kopfverformung:

$$u = \frac{q \cdot l^4}{8 \cdot E_{cd} I_c} = \frac{F_{V,Ed} \cdot l^3}{8 \cdot E_{cd} I_c} = \frac{0,77^2}{8} \cdot l \approx 0,075 \cdot l$$

Die Steifigkeit des Bauwerks sollte also so groß sein, dass die Verformung aus horizontaler Gesamtlast nicht größer ist als 7,5% der Bauwerkshöhe.

Hier sind es mit ca. 16 m mehr als 7,5% von 190 = 14,25 m, sodass eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung nötig wurde.

Die Berechnung von Einzellastfällen, hier 29 Windlastfälle, zahlreiche Imperfektionsansätze und div. Vertikallasten, und deren Überlagerung nach Theorie II. Ordnung ist nicht möglich, zudem waren vierfach höhere Bodensteifigkeiten für kurzzeitige Lasten anzusetzen. Zweckmäßiger war deshalb die Berechnung an einem einfachen Ersatzstab gleicher Steifigkeiten, die aus Einheitslastfällen am Gesamtsystem gewonnen wurden. Die Effekte nach Theorie II. Ordnung wurden dann im Gesamtsystem durch Veränderung der Windlastansätze erzielt.

Da eine einfache Erhöhung der Lasten jedoch auch die Querkräfte vergrößern würde, konnte nur eine Änderung der zuvor angesetzten konstanten Streckenlasten über die gesamte Gebäudehöhe in trapez- bzw. dreiecksförmige Lasten mit gleicher Lastsumme, jedoch vergrößertem Hebel die gewünschten Ergebnisse bringen. Die erzielte Übereinstimmung gelang dabei zu 100% in den maßgebenden Bereichen der Aussteifungskonstruktion, nur in der unkritischen oberen Turmhälfte waren die Biegemomente einige Prozent zu groß.

2.4 Fertigteildecken in den Regelgeschossen

Die Decken vom EG bis zum 2. OG, des RESI-Bereichs vom 14. bis 22. OG sowie im Hochhauskopf vom 43. bis 45. OG sind vorgespannte Flachdecken unterschiedlicher Dicke mit Auskragungen bis über 7,0 m.

Die LR- und HR-Bereiche (low rise, high rise) erhielten i. d. R. Halbfertigteilunterzüge, 5 cm dicke Filigranplatten und 10 cm Aufbeton. Die 50 cm \times 45 cm messenden Innenträger liegen i. M. alle 4,05 m und spannen bis 11,0 m vom Kern zu den Randbalken. Diese lagern auf 8,1 m entfernten Stützen mit Konsolen auf.



Bild 11 Fertigteilkonstruktion in einer Gebäudeecke Prefabricated construction in a corner of the building

In Verlängerung der Nordsüd-Kernwände sind "Sammelträger" eingebaut, die die seitlich ankommenden Träger über Konsolen aufnehmen. Zur Beherrschung der Verformungen sind die Sammler mit sofortigem Verbund vorgespannt. Nach genauen Berechnungen entsprechend der Belastungsgeschichte und der jeweiligen Ausbaustufe wurden Überhöhungen festgelegt. Die Randträger 60 cm \times 60 cm enthalten etwa in den Drittelspunkten seitliche Auflagertaschen zur Aufnahme der hochgezogenen Auflager der Innenträger. Eine typische Ecksituation noch ohne Platte zeigt Bild 11.

Aufgrund der fehlenden Eckstützen sind zur Ecke hin auskragende Träger erforderlich. Dadurch ergibt sich eine Durchdringung von hoch belasteten Stützen mit bis zu 80 cm Durchmesser und Lasten von 35 MN mit einem hoch belasteten Kragträger. Zunächst sollten vertikal stehende SAS-Stäbe mit Lastdurchleitung über Stumpfstoßtechnik passgenau eingebaut werden. Für den Stumpfstoß wurden bei einigen Hochhäusern in Frankfurt entsprechende Versuche durchgeführt, die schließlich in das Europäische Patent EP 2 410 097 A2 mündeten [1, 2].

Am Ende wurden jedoch geschweißte Stahleinbauteile eingebaut, die im Hüftschwungbereich, den Stützenneigungen angepasst, auch schräg liegen und recht kompliziert sind.

3 Spezielle Probleme

3.1 Hochhausstützen in den Untergeschossen

Die Hochhausstützen in den Untergeschossen sind rechteckig und haben u.a. Abmessungen von 124 cm \times 60 cm im 1. UG und 140 cm \times 60 cm im 2.–4. UG. Im EG sind die Querschnitte teilweise 80 cm \times 80 cm oder 80 cm rund, außerdem gibt es Drehungen von Rechteckstützen um 90°, weiterhin war die Durchdringung der Teildeckel äußerst schwierig. Bei verschiedenen Stützenquerschnitten wurde durch dicke Stahlplatten in Deckenmitte zwischen verschiedenen Bewehrungsanordnungen vermittelt. Bild 12a zeigt exemplarisch eine solche Konstruktion als Prinzipdarstellung, daneben einen konkreten Stoß im Grundriss.

3.2 Hochhausstützen ab Ebene 0 (mit A-Bock)

Ab EG laufen die Stützen bis zum sog. RESI-Bereich und darüber bis zur Turmspitze als runde Schleuderbetonstützen aus hochfestem Beton C140 mit SAS 670 Sonderstahl durch. Sie sind 10-cm-weise gestaffelt und stehen Außenkante bündig, somit jeweils 5 cm exzentrisch. Die horizontalen Umlenkkräfte werden über angeschraubte Bewehrungsstäbe in die Decken rückverankert. Im RESI-Bereich sind die Querschnitte rechteckig. Die Technikgeschosse sind zerklüftet mit mehreren Ebenen, die Stützen sind mit 40 cm \times 50 cm Teil eines ausgeklügelten Fertigteilsystems.

Der "Hüftschwung" enthält tw. extreme Schrägstellungen bis zu 35° im 15. und 22. OG. (s. Bild 3). 30 Geschosse lasten hier mit 19,6 MN vertikal und 13,8 MN horizontal, insgesamt 24 MN axial. Umlenkkräfte werden durch die jeweilige Decke aufgenommen. In zwei Gebäudeecken verschmelzen je zwei Stützen in Form eines Dreiecks zu einer zusammen. In Bild 13 ist die Situation mit dem stählernen Einbauteil in der Decke zu sehen.

Die Schleuderbetonstützen mit Beton C140 und SAS 670 haben Bewehrungsgrade bis zu 15,5%. Die Stauchung des SAS-Stahls von rd. 2,8% zur Ausnutzung der Fließspannung erfordert eine Kriechumlagerung der Kräfte vom Beton auf den Stahl während der Bauzeit. Ein entsprechendes Programm von Falkner [3] diente der Berechnung in Abhängigkeit von der Lastgeschichte und den Eigenschaften des Betons und des Stahls. Die endgültige Bemessung für die Fertigung erfolgte durch die Firma



Bild 12 Lastübergabe innerhalb der Geschossdecke bei ungleicher Bewehrungsanordnung: a) Prinzipdarstellung, b) konkretes Beispiel Load transfer within the floor slab with unequal reinforcement arrangement: a) principle illustration, b) concrete example





Bild 13 a) Zusammenführung der Stützen, b) Stahleinbauteil mit Zugverbindung zur Aufnahme der Kräfte a) Conjunction of columns, b) steel detail with tension bar to transfer loads

Spannverbund (Dipl.-Ing. Stefan Boehling) im Auftrag der Firma Europoles.

Ein "Extremdetail" ist der sog. A-Bock im 1. und 2. OG auf der Ostseite. Zu 37,5 MN vertikal aus der 70er-Stütze im 3. OG kommen 1,0 MN aus der 2. OG-Decke und 2,6 MN horizontal aus dem Aussteifungssystem.

Eine Achsverschiebung von "nur" 10 cm machte die Sache schwierig und erforderte ein kräftiges Stahleinbauteil. Die Gesamtexzentrizität verteilt sich nach Steifigkeiten zu 3–4 cm auf die Stütze und 6–7 cm auf den A-Bock. Zur Sicherstellung der max. Exzentrizität für die Stütze



Bild 14 Montage des A-Bocks Mounting of the A-Truss

wurde eine Quetschplatte aus S235 als plastisches Gelenk eingebaut, das unter Designlast voll durchplastiziert. Die Geometrie ist so gewählt, dass der Schwerpunkt genau 3 cm neben der Stützenachse liegt. Darunter bilden zwei dicke Stahlplatten mit 60 bzw. 40 mm Stärke in S355 einen Zweipunktquerschnitt mit einzelnen verbindenden Schubblechen und einer 100 mm dicken Lasteinleitungsplatte mit Konsole. Zur Aufnahme von Umlenkkräften aus dem Versatzmoment sowie Längskräften aus der Aussteifung sind Gewindemuffen am Kopf angeschweißt. Die Bleche sind flächig mit Kopfbolzendübeln versehen.

Am unteren Ende sind pro Stütze 32 Bewehrungsstäbe d = 25 mm zur Lastübergabe an den Beton angeschweißt. Diese Stäbe sind bis zum oberen Rand der Stahlplatten geführt, innen wie außen, um den Schubverbund mit dem umgebenden Beton herzustellen (Bild 14 während der Montage).

3.3 Stützenstauchungen/Baufortschrittsberechnung

Die Stützen wurden als Fertigteile nach Sollmaß hergestellt. Die Stauchung eines Stützenstrangs beträgt 13–17 cm, die des Kerns dagegen nur ca. 6 cm. Zusätzlich sind Setzungsunterschiede aus der Gründung zu berücksichtigen. Im Gesamtmodell beträgt die Differenzverformung am Kopf i. M. 9 cm. Bild 15 verdeutlicht das Phänomen mit den vereinfachenden Annahmen eines linearen Lastzuwachses und konstanter Dehnsteifigkeit *EA*. In Bild 15b sind die Verformungen mit geschossweiser Höhenkorrektur, in Bild 15c die Verformungen im Eingusszustand dargestellt.



Bild 15 Vertikalverformungen: a) Normalkraftverlauf, b) mit Korrektur im Baufortschritt, c) im Eingusssystem Vertical displacement: a) normal forces distribution, b) according to construction sequence, c) pour system

Die Verformungen ergeben sich theoretisch wie folgt:

Mit Baufortschrittskorrektur:

$$v(x) = \frac{N(x) \cdot x}{EA}$$
$$N(x) = \frac{N_{\text{ges}}}{l} \cdot (l - x)$$
$$v(x) = \frac{N_{\text{ges}}}{EA \cdot l} \cdot x \cdot (l - x)$$
$$\max v(x) = \frac{N_{\text{ges}} \cdot l}{A \cdot EA}$$

Im Eingusssystem:

$$v(x) = \frac{\left(N(x) + N_{\text{ges}}\right) \cdot x}{2 \cdot EA}$$
$$N(x) = \frac{N_{\text{ges}}}{l} \cdot (l - x)$$
$$v(x) = \frac{N_{\text{ges}}}{2 \cdot EA} \cdot x \cdot \left(1 + \frac{(l - x)}{l}\right)$$
$$\max v(x) = \frac{N_{\text{ges}} \cdot l}{2 \cdot EA}$$
$$v(x = 0, 50 l) = \frac{3}{8} \cdot \frac{N_{\text{ges}} \cdot l}{EA}$$

Im Baufortschritt korrigierte Bauteile verhalten sich hinsichtlich der Langzeitverformungen wie ein Eingusssystem. Bei großen und lange anhaltenden Kriechverformungen nähert sich das System damit dem Eingusssystem. Dies ist bei Betonen "normaler" Festigkeit der Fall, z. B. mit einem C50 im Kern, während hochfeste Betone deutlich geringer und weniger lang kriechen. Die zeitabhängigen Verformungen von Stützen und Kern verlaufen deshalb nicht synchron, ebenso ist der zeitliche Verlauf des Kriechens auch über die Bauwerkshöhe unterschiedlich, da in den unteren Geschossen bereits Kriechen (unter veränderlichen, stetig wachsenden Lasten) stattgefunden hat, während dies oben erst beginnt. Aufgrund der unterschiedlichen Kriechvorgänge von Stützen und Kern kriecht dieser noch länger nach, sodass weitere Verschiebungsdifferenzen nach Fertigstellung des Bauwerks entstehen.

Eine einfache Korrektur auf das jeweilige Sollmaß nach Plan erfasst in jedem Geschoss nur die bis dahin aufgetretenen Vertikalverformungen (elastisch plus angefangenes Kriechen), sodass die korrigierten Punkte durch die nachfolgend zusätzlich aufgebrachten Lasten zusätzliche Vertikalverschiebungen erleiden und das weitere Kriechen ebenfalls zusätzliche Vertikalverformungen verursacht. Dazu wurden Korrekturberechnungen durchgeführt, wobei für jeden Zeitpunkt die aktuellen Verformungen des Baufortschritts unter aktuellen Lasten aus Rohbau, Ausbau, Fassaden- und Nutzlast mit den jeweils aktuellen Kriechfaktoren berechnet und entsprechende Korrekturen durch die Einlage von Stahlplatten in den Stützenstößen vorgenommen wurden. Bild 16 enthält eine Momentaufnahme für vier Stützenstränge zum Zeitpunkt t = 600 d. Die durchgezogenen Linien sind die Vertikalverformungen mit, die gestrichelten Linien ohne Korrektur. Diese wurden so eingestellt und durch Zwischenmessungen korrigiert, dass sich die Stützenverformungen den Verformungen des Kerns (braune, gestrichelte Linie) bestmöglich annähern. Die gezackten Linien der Stützen bewegen sich dabei zunehmend nach rechts.



Bild 16 Beispielblatt aus der Berechnung der Stützenstauchungen Sample sheet of the calculation of the column compression

Setzungen der Bodenplatte wurden – entsprechend der möglichen Genauigkeit der angegebenen Federsteifigkeiten – als Anhaltswerte eingerechnet. Die von den Fassadenplanern üblicherweise erwarteten Verformungsangaben bzw. -begrenzungen im Millimeterbereich können damit kaum garantiert werden. Auch die volle Nutzlast ergibt eine weitere Verformungsdifferenz zwischen Stützen und Kern von rd. 20 mm. Allein die Ermittlung der Steifigkeiten *EA* der Stützen, der Kriechbeiwerte und insbesondere der Stützenlasten im Gebrauchszustand sind mit Ungenauigkeiten behaftet.

Die Stützenlasten wurden hier an mehreren verschiedenen Modellen, dem Gesamtmodell mit fiktiven Stützensteifigkeiten, ebenen Modellen der Decken mit und ohne biegesteifer 15 cm dicker Platte, über Lasteinzugsflächen und schließlich unabhängig vom Prüfingenieur ermittelt. Für die Bemessung der Stützen und für die Stauchungsberechnungen wurden die jeweils ungünstigsten Werte verwendet. Insofern gibt es mehrere Einflüsse, die eine "genaue" Vorhersage nicht möglich machen. Insofern wäre eine Fertigung und Montage einer empfindlichen Fassade nach Aufmaß erforderlich, ist aber aus terminlichen Gründen oft nicht möglich.

Stauchungsprobleme dieser Art sind umso stärker, je höherwertiger die Baustoffe hinsichtlich der Tragfähigkeit sind, weil die Elastizitätsmodule nicht in gleichem Maße wachsen. Ein C140 hat die knapp dreifache Festigkeit gegenüber einem C50, der E-Modul ist jedoch mit 48000 MN/m² nur $3^{0,25} = 1,3$ -mal so groß wie der des C50 mit 37000 MN/m². Bei voller Ausnutzung der Tragfähigkeit ist demnach die Verformung der hochfesten Stütze mehr als doppelt so groß gegenüber der mit Normalbeton.

4 Schluss

Vitruv hat in seinen zehn Büchern über Architektur vor über 2000 Jahren geschrieben, dass es drei wesentliche Anforderungen an die Architektur gibt: Utilitas (Nützlichkeit), Venustas (Schönheit) und Firmitas (Festigkeit). Allen drei muss gleichwertig Rechnung getragen werden. Für Letztere ist der Autor mit seinem Team verantwortlich. Die Wertschätzung für die Arbeit und das hervorragende Gelingen des Bauwerks sollte allen Beteiligten, Architekten, Ingenieuren und Bauausführenden gleichermaßen gelten!

Das Bauwerk war als eines von zwei Hochhäusern in Deutschland und insgesamt sechs Häusern in Europa neben weiteren 25 Hochhäusern aus der ganzen Welt für den Internationalen Hochhauspreis 2020 nominiert. Aus den ausgewählten 31 Hochhäusern schaffte es der Omniturm dann in die Runde der Finalisten von fünf Hochhäusern. Auch wenn dieses Bauwerk nicht den Sieg errungen hat, so ist ein Platz unter den fünf besten Hochhäusern der Welt im Jahre 2020 doch ein großer Erfolg.

Am Bau Beteiligte

TISHMAN SPEYER Properties Deutschland GmbH
BIG Bjarke Ingels Group, Kopenhagen
B & V Braun Canton Architekten GmbH, Frankfurt
PfeiferINTERPLAN – ProfessorPfeiferundPartner
PartGmbB, Darmstadt
Spannverbund GmbH, Waldems
(SchleuderbetonStützen)

Literatur

- Bachmann, H.; Benz, M.; Falkner, H.; Gerritzen, D.; Wlodkowski, H. (2008) *Das neue Bewehrungssystem; Druckglieder mit hochfestem Betonstahl SAS 670/800, Teil I* in: Beton- und Stahlbetonbau 103, H. 5, S. 304–317. https:// doi.org/10.1002/best.200800614
- [2] Bachmann, H.; Benz, M.; Falkner, H.; Gerritzen, D.; Wlodkowski, H. (2008) Das neue Bewehrungssystem; Druckglie-

Autor

Prof. Matthias Pfeifer (Korrespondenzautor) matthias.h.pfeifer@pfeifer-interplan.com PfeiferINTERPLAN – BAUBERATUNG ProfessorPfeiferundPartner PartGmbB Heidelberger Straße 14 64283 Darmstadt
 Tragwerksentwurf
 B+G Ingenieure, Frankfurt am Main

 Prüfingenieur
 Prof. Günter Ernst/Dieter Hanek, KuK Darmstadt

 Unternehmen
 LUPP – Adolf Lupp GmbH+Co KG, Nidda

der mit hochfestem Betonstahl SAS 670/800, Teil II in: Beton- und Stahlbetonbau 103, H. 8, S. 530–540. https:// doi.org/10.1002/best.200800631

[3] Falkner, H. (o. J.) Berechnungsprogramm zum Nachweis von Stahlbetonstützen mit Bewehrung aus Stahl SAS 670/800.

Erstveröffentlichungen:

Pfeifer, M. (2019) *Ein Hochhaus der neuen Generation* in: Beton- und Stahlbetonbau 114, H. 7, S. 505–516. https://doi.org/10.1002/best. 201900023

Pfeifer, M. (2020) Der Hüftschwung – ein ungewöhnliches Hochhaus in Frankfurt am Main in: 24. Dresdner Baustatik-Seminar. TU Dresden, 16. Okt. 2020.

Zitieren Sie diesen Beitrag

Pfeifer, M. H. (2021) *Ein Hochhaus mit Hüftschwung*. Bautechnik 98, H. 6, S. 446–456. https://doi.org/10.1002/bate.202100025

Pfeifer INTERPLAN BAUBERATUNG

onstruktion Leichtigker

Professor**Pfeifer**undPartner PartGmbB Tragwerksplanung Bauphysik Brandschutz Gutachten

www.pfeifer-interplan.com