

Der Hüftschwung – ein ungewöhnliches Hochhaus in Frankfurt am Main

Matthias Pfeifer

Beratender Ingenieur, Prüflingenieur für Bautechnik

PfeiferINTERPLAN BAUBERATUNG

ProfessorPfeiferundPartner PartGmbB

D-64283 Darmstadt

Email: email@pfeifer-interplan.com

Institut Entwerfen und Bautechnik, Fachgebiet Tragkonstruktionen

Fakultät für Architektur des KIT (Karlsruher Institut für Technologie)

D-76131 Karlsruhe

Zusammenfassung

Frankfurt am Main erlebt seit einigen Jahren einen gewaltigen Boom im Hochhausbau. Derzeit sind geschätzt rund 50 Hochhäuser im Bau, viele wurden in den letzten 10 Jahren errichtet und eine große Zahl ist für die nächsten Jahre in Planung.

Der 190 m hohe, in diesem Jahr fertiggestellte „OMNITURM“ gehört nicht zu den höchsten Hochhäusern, schon gar nicht im weltweiten Vergleich, seine außergewöhnliche Form mit dem so genannten Hüftschwung hat jedoch eine besondere architektonische Strahlkraft und lässt die damit verbundenen statisch-konstruktiven Herausforderungen leicht erahnen. Vom 14. bis zum 23. Geschoss rotieren und verschieben sich die Ebenen gegeneinander um mehrere Meter gegen die Vertikale. Dies ist der so genannte „RESI“-Bereich, der, anders als der Rest des Gebäudes, nicht mit Büros sondern durch hochwertige Wohnungen genutzt wird. Die äußerst schlanken Schleuderbeton-Stützen aus hochfestem Beton mit Sonderstahl folgen deutlich schräg stehend den Verschiebungen und Verdrehungen, vereinigen sich sogar im unteren Drittel des RESI-Bereichs in zwei Gebäudeecken von je zweien zu je einer Stütze, durchlaufen gekrümmt den RESI-Bereich um schließlich im oberen Drittel sich wieder zu entzweien und dann gerade bis zur Spitze des Turms durchzulaufen. Demgegenüber führen die Verschiebungen an den gegenüberliegenden Gebäudeecken zu immer größer werdenden Auskragungen der Decken, denen mit zusätzlichen „Rucksackstützen“ begegnet wird. In diesem Beitrag werden die statisch konstruktiven Besonderheiten des Bauwerks beschrieben.

Abstract

Frankfurt am Main has been experiencing a huge boom in high-rise construction for several years. An estimated 50 high-rise buildings are currently under construction, many have been built in the last 10 years and a large number are planned for the next few years.

The 190 m high “OMNITURM”, which was completed this year, is not one of the tallest skyscrapers, especially not in a global comparison, but its unusual shape with the so-called hip curve has a special architectural charisma and makes the associated static and constructional challenges easy guess. From the 14th to the 23rd storey, the levels rotate and shift against the vertical by several meters. This is the so-called “RESI” area, which, unlike the rest of the building, is not used for offices but for high-quality apartments. The extremely slim spun concrete columns made of high-strength concrete with special steel follow the displacements and rotations in a clearly inclined position, even unite in the lower third of the RESI area in two building corners of two each with one column, curved through the RESI area and finally in the to split the upper third again and then walk straight through to the top of the tower. In contrast, the shifts at the opposite corners of the building lead to ever larger cantilevers, which are countered with additional “rucksack supports”. This article describes the structural features of the structure.

1. Einführung

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 Taunusturmes und des Japan-Centers. Das Bauwerk wurde im Frühjahr 2016 mit der Herstellung der umschließenden Bohrpfehlwand begonnen und wurde nun, vier Jahre später, fertiggestellt. Abb. 1 zeigt den derzeitigen Zustand in einem Blick von der Großen Gallusstraße aus.



Abb. 1: Der OMNITURM im März 2020
(Foto: PfeiferINTERPLAN)

Die Rohbaukonstruktion stellte in vielerlei Hinsicht große Herausforderungen an die Ingenieurinnen und Ingenieure des planenden Büros PfeiferINTERPLAN – BAUBERATUNG – ProfessorPfeiferundPartner Part GmbH, das für die komplette Genehmigungs- und Ausführungsplanung inkl. der Planung sämtlicher, oft sehr komplexer Ausführungsdetails, der kontinuierlichen Vorausberechnung der vertikalen Bauwerksverformungen für jeden beliebigen zeitlichen Zustand und deren Ausgleich durch Überhöhung, der Überhöhungsplanung der Halbfertigteile für die Regelgeschossdecken, die Entwicklung einer Fertigteillösung für den Hochhauskopf mit schwieriger Geometrie und sehr hohen Lasten und zusätzlich für die Nachweise der Baubehelfe wie dreidimensionale Gerüstkonstruktionen, Bauzwischenzustände und Behelfskonstruktionen verantwortlich war. Die Komplexität entstand vornehmlich aus den engen architektonischen Grenzen für die zulässigen Abmessungen der tragenden Konstruktion, der vorauseilenden Her-

stellung der Baugrube mit Planung durch Andere und dem enormen Tempo, das mit 4 Tagen pro Regelgeschoss recht „sportlich“ war.

2. Deckelbauweise, KPP-Gründung und Kellerkasten

Wie viele Gebäude in Frankfurt gibt das Bauwerk seine rund 1,6 Millionen kN über eine kombinierte Pfahl-Platten-Gründung an den Boden ab. Aus Termingründen mussten vor der

Beauftragung der Baufirma für den aufgehenden Turm sowohl die Herstellung der innerstädtischen Baugrube in sehr beengten Verhältnissen als auch die Gründungsarbeiten vorgezogen werden, wobei zu diesem Zeitpunkt lediglich eine Entwurfsplanung des Tragwerks eines anderen Verfassers (B+G Ingenieure Frankfurt am Main) vorlag.

Aufgrund der beengten Verhältnisse rund um das mit den Untergeschossen zu 100% ausgenutzten Grundstück an einer Straßenkreuzung, an der es bereits 3 Hochhäuser gab, darunter dem Commerzbank-Turm mit 259 Metern und 65 Stockwerken einem der oder sogar dem höchsten Hochhaus in der Europäischen Union, gab es keine Möglichkeit für Rückverankerungen. Für die vier Untergeschosse, die inklusive der 2,9 m dicken Bodenplatte als Teil der kombinierten Pfahl-Plattengründung bis 16 m unter die Erde und damit ca. 12 m in das Grundwasser eintauchen, musste deshalb eine verformungsarme überschnittene Bohrpfahlwand in Deckelbauweise hergestellt werden. Nach deren Fertigstellung wurden sowohl unter dem zukünftigen Hochhauskern als auch unter den zukünftigen Stützen die endgültigen Bohrpfähle bis in eine Tiefe von 44 m erstellt. Zusätzlich wurden Gründungspfähle für temporäre Stahlstützen eingebracht die die Aufgabe hatten, die für die horizontale Abstützung der Bohrpfahlwand verantwortlichen so genannten Teildeckel in den Ebenen -1 (Decke über 2. UG) und -3 (Decke über 4. UG) zu tragen.

Diese Teildeckel waren als Flachdecken über die gesamte Grundrissfläche mit jeweils einer großen inneren Öffnung für den Endzustand dimensioniert und enthielten dort große Aussparungen, wo die endgültigen Hochhausstützen für den Endzustand mit Lasten von bis zu 50 MN durchgesteckt werden mussten, eine – wie sich später herausstellte – sehr schwierige Aufgabe. An den äußeren an die Bohrpfahlwände anstoßenden Rändern wurden durchgehend sägezahnartige Öffnungen vorgesehen, durch die die vertikale Bewehrung der endgültigen Kelleraußenwände durchgesteckt werden musste. Auch diese Stellen zeigten sich in der endgültigen Genehmigungsplanung als große Problempunkte, weil sich die Schubkräfte nur mit höherwertigem Beton als ursprünglich geplant mit verzahnten Fugen und enormer Bewehrung mit Stabdurchmessern bis 28 mm in engen Abständen übertragen ließen.

Dieser Bauzustand, bestehend aus fertig gestellten Gründungs-Bohrpfählen, einer überschnittenen Bohrpfahlwand als äußere „Schalung“ der endgültigen „perforierten“ Kelleraußenwände sowie zwei Teildeckeln auf temporären Stahl-Hilfsstützen mit Löchern, war die Ausgangssituation für das Büro des Verfassers, der von der erst dann beauftragten Baufirma für die Überarbeitung der Leistungsphase 3 sowie die kompletten Leistungsphasen 4 und 5 der HOAI beauftragt wurde. Die im Vorentwurf mit 2,9 m Stärke vorgesehene Bodenplatte existierte zu diesem Zeitpunkt noch nicht. Die Dimensionierung dieser Platte als Teil der KPP oblag ebenfalls – selbstverständlich unter Einhaltung der äußerst knapp vorbemessenen Plattenstärke sowie der im Vorhinein überschlägig ermittelten Pfahllasten - dem Unterzeichner.

Die rund 15 m hohen Kelleraußenwände waren in der Vorplanung lediglich als schlaffe Lasten auf der Bodenplatte, jedoch ohne Versteifungswirkung für die Platte, betrachtet worden. Der Unterzeichner war und ist aber der Auffassung, dass durch die Steifigkeit der Wände völlig andere Beanspruchungen in der Platte auftreten und dass dies als realitätsnähere Betrachtung, zumal bei 12 m Wasserdruck, nicht außer Acht gelassen werden dürfte.

Als Hauptbeanspruchung dieser Außenwände erwies sich folgerichtig nicht die eher harmlose Plattenwirkung aus dem horizontalen Erd- und Wasserdruck sondern die enorme Biege- und Schubbeanspruchung als Scheiben aus der Wirkung der gesamten Untergeschosskonstruktion

als steifer Kasten, zumal die Untergeschosse exzentrisch zum Bauwerk auf einer Seite weit über die äußere Stützenachse hinausragen.

Wie Vergleichsberechnungen zeigten, erwies sich die ursprünglich vorgesehene Vorgehensweise, die Lasten aus den Kellerwänden schlaff auf die Bodenplatte aufzubringen, angesichts der berechneten Verformungen der Bodenplatte tatsächlich als wenig realitätsnah. Für die endgültige Dimensionierung wurde das ganze Bauwerk unter Einbeziehung des gesamten Kellerkastens, der 2,9 m dicken Bodenplatte sowie der Pfähle als 3D-Modell abgebildet. Dabei zeigte sich auch, dass durch die exzentrische Belastung des Kastens und dessen in der Realität tatsächlich vorhandenen Steifigkeit sich das Bauwerk rechnerisch um ca. 15 cm nach Süd-Westen neigt. Dem wurde freilich während der Realisierung durch stetige Korrektur entgegengewirkt, so dass letztlich ein - für das Auge nicht sichtbar – „bananenförmiges“ Bauwerk entstanden ist. Abb. 2 zeigt einen Ausschnitt aus dem berechneten 3D-Modell. In der Schrägansicht ist die seitliche Auskrugung des Kellerkastens zu sehen.

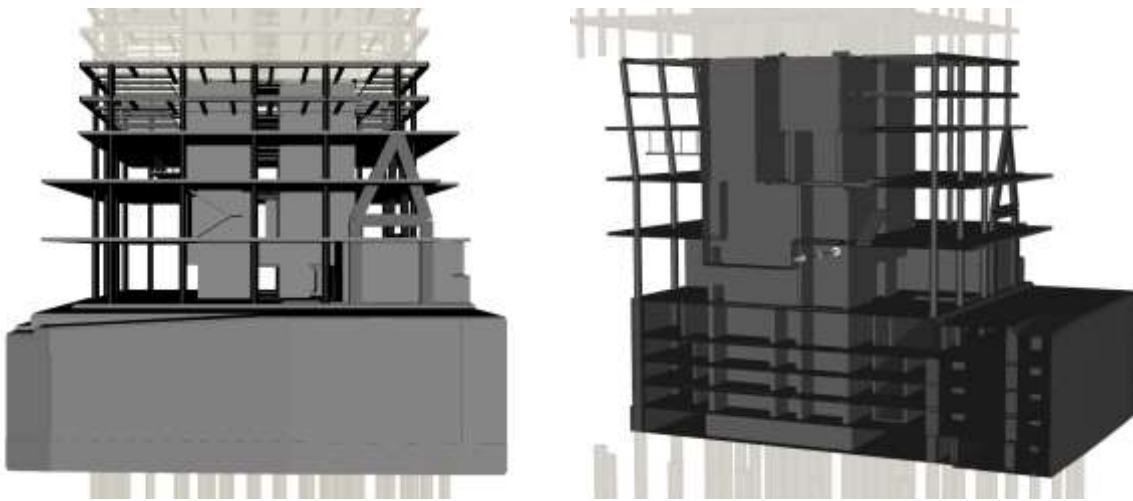


Abb. 2: 3D-Modell Kellerkasten von Süden und von Süd-Osten

In Abb. 3 ist die Baustelle mit der Bohrpfahlwand sowie dem Teildeckel auf -1 mit den temporären Stahlstützen sowie den Öffnungen für die endgültigen Hochhausstützen zu sehen.

Die Dimensionierung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung erfolgte mit Hilfe von unterschiedlichen Flächenbettungen sowie Einzelfedern für die Pfähle, die der nichtlinearen 3D-Berechnung des Gründungsgutachters CDM-Smith entnommen wurden.

Im Ergebnis wird die Gesamtlast des Gebäudes von ca. 1.600.000 kN zu 58% durch die Pfähle und zu 42% durch Bodenpressung abgetragen. Trotz der veränderten Wirkungsweise der gesamten Gründung gegenüber der Vorberechnung wurden an keiner Stelle die Lasten für die Pfähle überschritten. Die Pfahllasten liegen zwischen 25 und 49 MN im Bereich des aufgehenden Gebäudes und wurden mit einem Durchmesser von 1,5 m und Längen bis 28 m realisiert. Unter dem „auskragenden“ Bereich des Kellerkastens sind die Kräfte mit 6,5 MN deutlich kleiner, die Pfahldurchmesser betragen hier 1,2 m mit Längen von bis zu 20 m.

Der Nachweis für die Tragfähigkeit der Gründung wurde von CDM Smith durch Erhöhung der Gesamtlast $G + Q$ auf das Zweifache durchgeführt. Hierfür wurde die Last-Setzungskurve für die gesamte Gründungskonstruktion ermittelt, die sich wie folgt darstellt.



Abb. 3 Baugrube mit Bohrfahlewand ohne Rückverankerung mit Teildeckeln und temporären Stützen
(Foto PfeiferINTERPLAN)

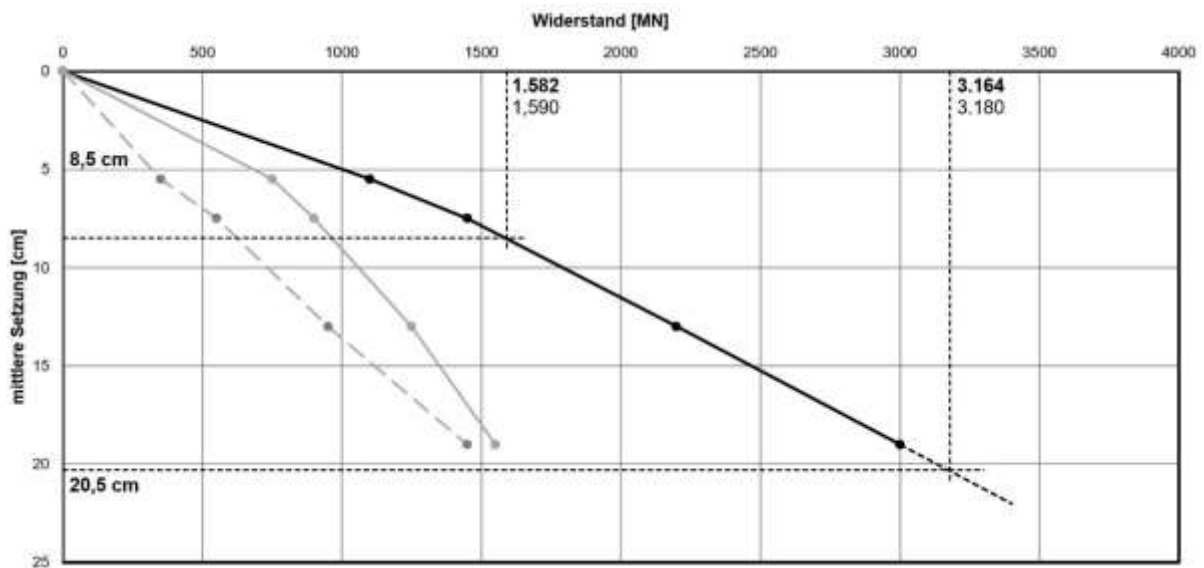


Abb. 4: Widerstand-Setzungslinie der Gründungskonstruktion

In der Widerstands-Setzungslinie sind die ermittelte Gesamtlast mit 1,582 GN und die in der Vorberechnung von CDM angesetzten 1,9 GN aus der Vorberechnung eingetragen. Die zugehörige rechnerische Setzung beträgt 8,5 cm, bei einer Verdopplung der Last auf knapp 3,2 GN sind es etwas mehr als 20 cm.

Die Tragfähigkeit der Bohrpfahlwand war auf die im Entwurf mit einer Stärke von lediglich 2,9 m vorgesehene Bodenplatte und die damit einhergehende maximale Aushubtiefe abgestimmt, eine aus der endgültigen Berechnung ggf. sich ergebende Verdickung war deshalb nicht möglich. Aus der Erfahrung des Unterzeichners sind für die Dicke der Bodenplatte als ein erster Wert als Ausgangspunkt für die Optimierung ca. 7 bis 10 cm pro Geschoss realistisch bzw. empfehlenswert, hier wäre das eine Dicke von wenigstens 3,50 m.

Die 2,90 m „dünne“ Bodenplatte erwies sich im Bereich der Kernecken hinsichtlich der Durchstanzproblematik tatsächlich als kritisch. Durch die Veränderung des Berechnungskonzeptes mit steifen Außenwänden als Kellerkasten anstatt schlaffer Last ergab sich eine etwas stärkere Verteilung der Bodenreaktionen nach außen außerhalb des Kerns.

An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass bei Gebäuden dieser Größenordnung verschiedene Effekte auftreten, die man bei Gebäuden geringerer Höhe getrost vernachlässigen darf. Große Effekte gehen insbesondere davon aus, dass die Berechnung eines solchen Bauwerks als 3D-Gesamtmodell stark von der Realität mit sukzessiver Stapelung der Geschosse und damit nacheinander aufgebrachten Lasten sowie ständiger Korrektur der Geometrie aufgrund bereits eingetretener Verformungen abweicht. Im 3D-Modell wird praktisch davon ausgegangen, dass das gesamte Bauwerk in einem Guss gleichzeitig hergestellt und danach mit der vollen Last auf einmal belastet wird. Der bei so genannten Outrigger-Konstruktionen gewollte Effekt, dass durch die Einfügung steifer Geschosse (z.B. der Technikgeschosse) bis zu den Außenstützen diese als Zug-Druck-Elemente zur Steifigkeitserhöhung des Aussteifungssystems und zur Abtragung der Horizontallasten herangezogen werden, kann sich bei vielen Geschossen mit steifen Geschossdecken ungewollt einstellen. Im Gesamtmodell wird dadurch die Gründungskonstruktion, die im Grunde wie ein Einzelfundament (Kellerkasten) unter einer auskragenden Einzelstütze (Kern) wirkt, deutlich entlastet werden, was aber der Realität aufgrund der schrittweisen Herstellung und Belastungssteigerung nicht voll entspricht.

Umgekehrt tritt aber auch ein Effekt auf, der durch die Stützenstauchung, die in der Regel durch nahezu vollständige Ausnutzung deutlich größer ist als die des Kerns, in einem „Eingußmodell“ zu einer deutlichen Stützensenkung der oberen Geschossdecken gegenüber dem Kern führt und im Extremfall bei sehr hohen Häusern in den oberen Geschossen rechnerisch Zugkräfte in den Außenstützen auftreten können. In der Realität werden jedoch die Geschosse so aufeinander gebaut, dass die Stützenköpfe stets geschossweise auf Sollhöhe einnivelliert werden und im letzten Geschoss die Höhendifferenz zwischen Kern und Stützen deshalb gleich Null ist. Etwa in der Mitte des Gebäudes ist dagegen die Höhendifferenz im Endzustand maximal. Hierauf wird später in diesem Bericht noch eingegangen. Angesichts dieser Effekte müssen die möglichen erzielbaren Genauigkeiten von statischen Berechnungen zur modellhaften Abbildung realer Systeme zumindest hinterfragt und Grenzbetrachtungen unter verschiedenen Annahmen durchgeführt werden. Für die Festlegung von Überhöhungen gegenüber zu erwartenden Verformungen muss man sich als Planer freilich für einen irgendwie gearteten „Mittelwert“ entscheiden und in Kauf nehmen, dass die Realität nachher von den theoretischen Berechnungen Abweichungen haben wird, wenn es beispielsweise um Toleranzen für komplexe Fassadenkonstruktionen geht.

Die Vergrößerung der auszuleitenden Kräfte aus dem Kernbereich stellte sich für die Bodenplatte als problematisch heraus. Ungeachtet dessen wurde das nach Auffassung des Verfassers gefahrene Konzept des steifen Kellerkastens als realitätsnah beibehalten und unter Aufwendung umfangreicher Berechnungen weiter verfolgt und schließlich auch nachgewiesen und gebaut.

Die Gesamtlast des Kerns beträgt 982.000 kN, die widerstehenden Kräfte aus den Pfählen unter dem Kern und der Bodenpressung betragen dagegen 731.000 kN, so dass die Differenz von 251.000 kN nach außen geleitet werden muss. Dabei muss noch eine ungleiche Verteilung über die vier Ecken aufgrund der Einwirkung der Horizontallasten aus Wind und Schiefstellung berücksichtigt werden. Bei der auszuleitenden Last handelt es sich um die Differenz großer Zahlen. Ein „Fehler“ von 10% in den Bodenreaktionen, die sich aus den vom Bodengutachter vorgegebenen Federsteifigkeiten ergeben, das sind hier 73.100 kN, bedeutet eine Veränderung der Durchstanzlast um 30%. Deshalb war eine genauere Untersuchung des maßgebenden Rundschnitts erforderlich.

Abb. 5 zeigt die Ergebnisse einer der iterativen Berechnungen als Diagramm, das die sich durch Bodendruck reduzierende einwirkende Kraft V_{ed} , die maximal mögliche Kraft $V_{Rd,max}$ sowie die Betontragkraft $V_{Rd,c}$ zeigt. Der Bodendruck ist dabei nicht gleichmäßig verteilt, die Resultierende muss demnach durch Integration der Einzelwerte aller Elemente innerhalb des jeweiligen Durchstanzbereiches gewonnen werden. Der kritische Rundschnitt befindet sich hier beispielhaft im Abstand von ca. 4,72 m, die Stelle, ab der der Beton alleine trägt liegt bei ca. 8,52 m.

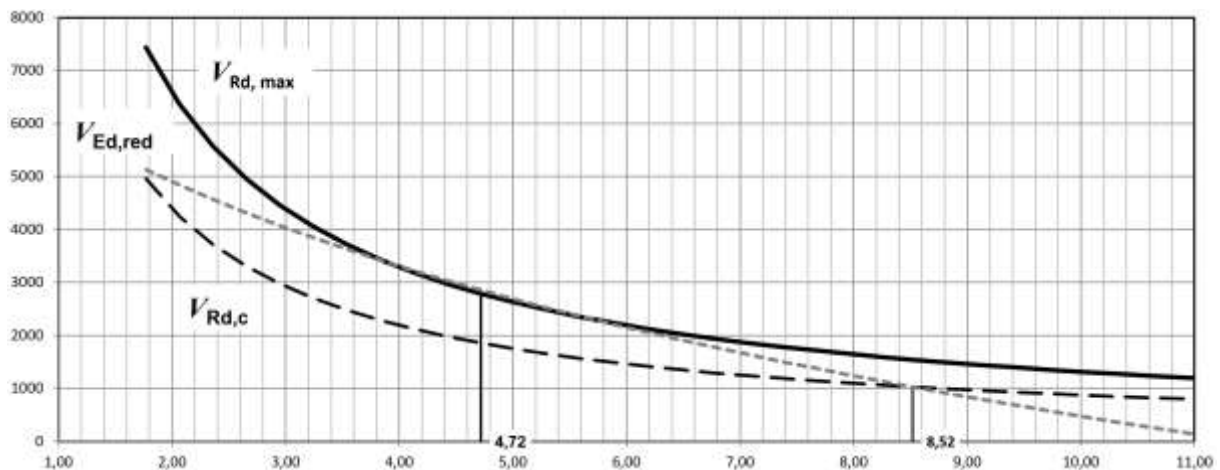


Abb. 5: Verlauf der Durchstanzkräfte und Widerstände

Hier ist zu erkennen, dass die V_{ed} -Linie die $V_{Rd,max}$ -Linie im Bereich zwischen ca. 4,0 m und 5,8 m leicht jedoch im tolerierbaren Bereich überschreitet.

Die Bewehrung der Bodenplatte wurde erstmals mit Sonderstahl SAS 670 realisiert. Als untere Bewehrung unter dem Kern waren 5 Lagen $d = 30$ mm je Richtung im Abstand von 12,5 cm zu verlegen, auf der Oberseite je 3 Lagen (siehe Abb. 7). Alle Stäbe sind mit Schraubmuffen gestoßen. Sehr kompliziert war auch die Bewehrungsverlegung mit Umlenkungen in beiden Richtungen im Bereich von großen Aussparungen.

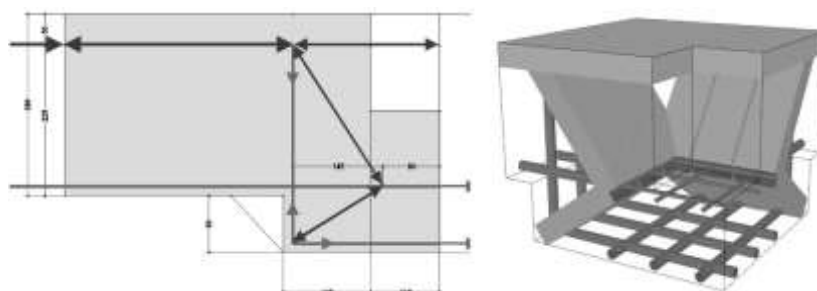


Abb. 6 Kräftespiel an einer tiefen Aussparung

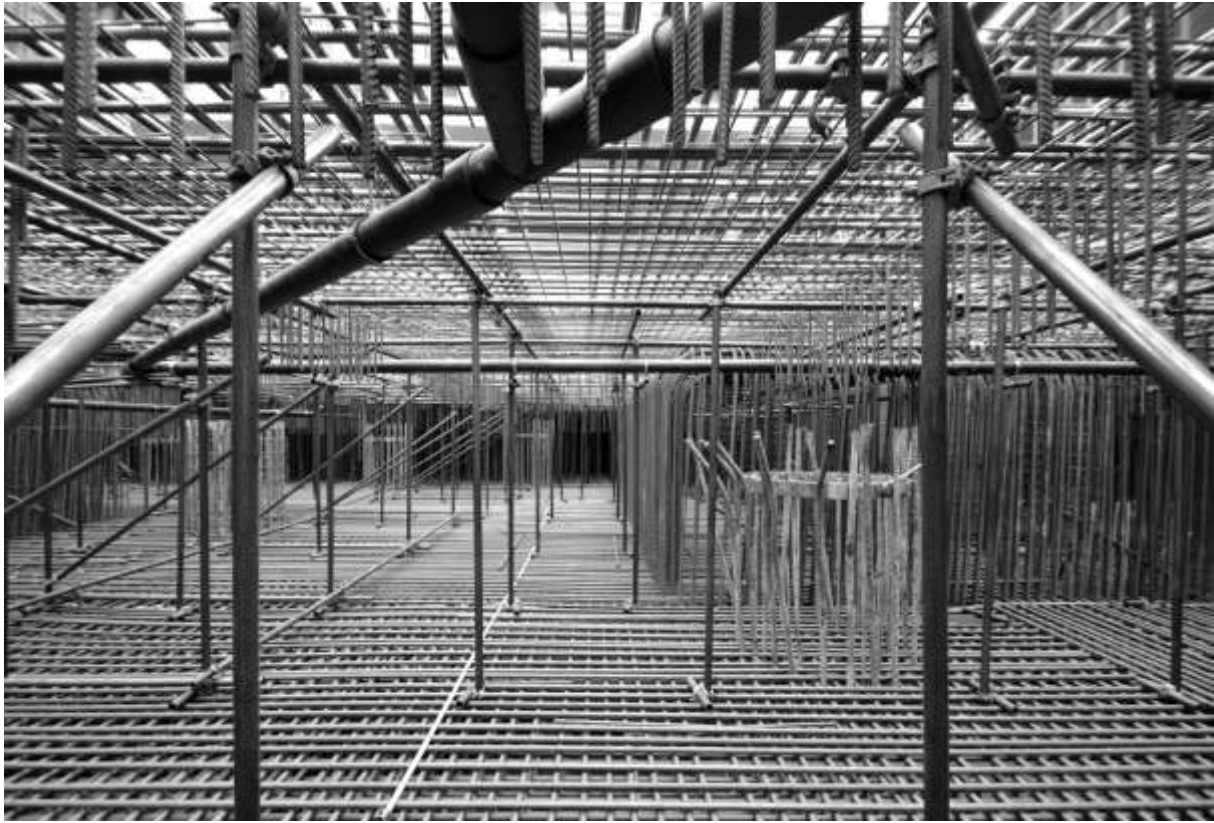


Abb. 7: Bewehrung der Bodenplatte, Sicht von innen mit Pfahlkopf (Foto: PfeiferINTERPLAN)

Abb. 6 zeigt $\frac{1}{4}$ des 3D-Stabmodells zur Ermittlung der Kräfte in der Bewehrung im Bereich einer großen Aussparung mit großer Biegebeanspruchung.

3. Hochhausstützen in den Untergeschossen

Die Hochhausstützen in den Untergeschossen sind rechteckig und haben u.a. Abmessungen von 124 x 60 cm im 1. UG und 140 x 60 cm im 2. – 4. UG. Das Problem der Stützen lag, neben den sehr hohen Lasten, einerseits in der Tatsache, dass die Stützen im EG andere Querschnitte aufweisen, z.B. quadratisch mit einem Querschnitt von 80 x 80 cm oder rund mit Durchmesser 80 cm, dass zweitens in einigen Fällen eine Drehung um 90° zwischen den Geschossen vollzogen werden musste und dass drittens die Durchdringung der Teildeckel mit den Stützen durch die vorgesehenen Öffnungen bei den sehr hohen Bewehrungsgraden im Zusammenhang mit der hinsichtlich der Lage ungenau hergestellten Flächenbewehrung äußerst schwierig war. Hinzu kommt noch, dass die Stützen nicht immer zentrisch übereinander stehen.

Für die Übergänge verschiedener Stützenquerschnitte mussten stählerne Übergangskonstruktionen entwickelt werden, die eine Kraftübertragung zwischen verschiedenen Bewehrungsanordnungen ermöglichen. Die Lage der Bewehrung in den Untergeschossstützen musste durch Aufmaß ermittelt werden, da diese von der Bewehrungslage der Flächenbewehrung in den Teildeckeln abhängig war. Die in Deckenmitte angeordneten Stahlplatten wurden für die unterschiedlich angreifenden Einzellasten aus den Bewehrungsstäben von oben und unten für Biegung und Querkraft nachgewiesen. Abb. 8 zeigt links exemplarisch eine solche Konstruktion als Prinzipdarstellung, daneben einen konkreten Stoß im Grundriss.

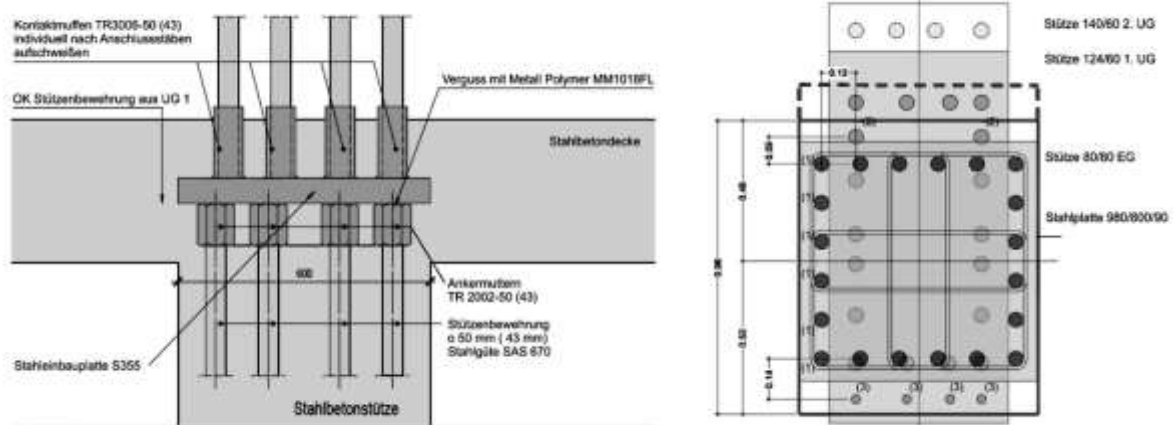


Abb. 8: Lastübergabe innerhalb der Geschossdecke bei ungleicher Bewehrungsanordnung (Prinzipdarstellung links und konkretes Beispiel rechts)

Bei der Durchführung der Stützen durch die Teildeckel konnten nur Verbindungen mit Schraubmuffen verwendet werden. Die damit verbundenen Schwierigkeiten liegen angesichts der vorhandenen Bewehrung der Teildeckel auf der Hand (Abb. 9)

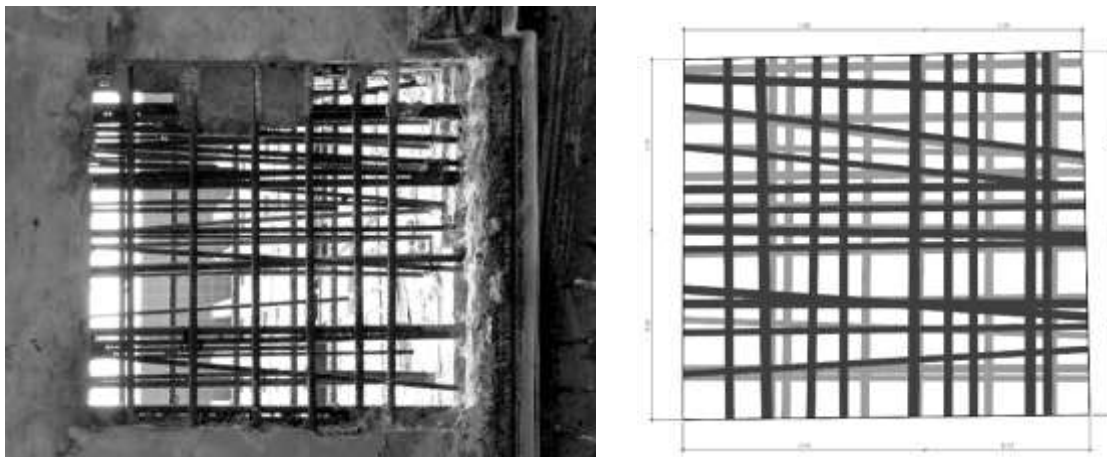


Abb. 9: Beispiel der vorhandenen Bewehrung im Teildeckel und Aufmaßzeichnung (andere Stelle)

4. Hochhausstützen ab Ebene 0 (mit A-Bock)

Ab Ebene Decke über 1. UG laufen die Stützen mit Ausnahme einiger Stellen im EG bis zum so genannten RESI-Bereich und darüber bis zur Turmspitze als runde Schleuderbetonstützen aus hochfestem Beton C140 mit SAS 670 Sonderstahl durch. Die Stützendurchmesser sind mit 10 cm Sprüngen von 80 cm bis 40 cm im 43. OG gestaffelt und stehen auf besonderen Wunsch des Bauherrn mit der Außenkante bündig. Bei den Querschnittsprüngen stehen somit die Stützen mit 5 cm Exzentrizität aufeinander. Dadurch entstehen bei jedem Querschnittsprung horizontale Umlenkkräfte, die über angeschraubte Bewehrungsstäbe in die Decken rückverankert wurden. Im RESI-Bereich wechseln die Querschnitte auf Rechtecke, weil dort die Wohnungen liegen und die Trennwände besser an Rechteckstützen angeschlossen werden können. Die

letzten beiden Geschosse 44 und 45 sind „zerklüftet“ und in mehrere verschiedene Ebenen, teilweise auch zweigeschossige Bereiche, aufgeteilt, um die zahlreichen schweren Haustechnik-Anlagen aufzunehmen. Hier wurden die Stützen im Zusammenhang mit einem ausgeklügelten Fertigteilssystem rechteckig mit 40 x 50 cm gebaut.

Das besondere architektonische Merkmal des Gebäudes, der „Hüftschwung“, erfordert aufgrund der Stützenstellung an den äußeren Rändern der Decken ein Verziehen der Stützen, wobei extreme Schrägstellungen von bis zu 35° im 15. OG und im 22. OG vorkommen. Die Linienführung ist im 3D-Berechnungsmodell in Abb. 10 gut zu sehen.

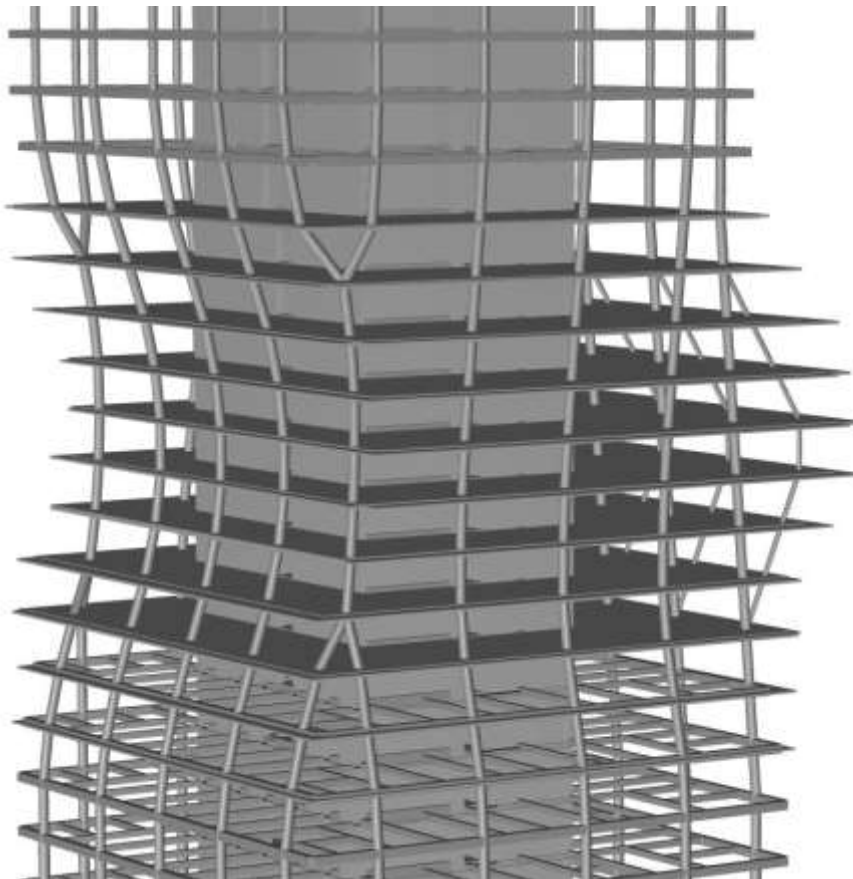


Abb. 10: Linienführung der Stützen im "Hüftschwung", Blick von Süd-Westen

In diesem Geschoss ist die Last von weiteren 30 Geschossen zu tragen, das sind hier 19,6 MN Bemessungslast in vertikaler Richtung und 24 MN in Achsrichtung der Stütze. Das Problem ist nicht diese Bemessungslast, sondern die durch die Schrägstellung erzeugte horizontale Stützkraft von rund 13,8 MN. Diese wird teilweise durch die darüber bzw. darunter anschließenden Stützen, die ebenfalls schräg stehen, jedoch entsprechend der geschwungenen Linienführung weniger stark, und teilweise als Differenzkraft zwischen jeweils zwei Geschossen durch die Decke aufgenommen. Die genannte Stütze ist eine der Stützen an der westlichen Seite der Süd-West-Ecke, die an der Oberkante des Geschosses mit der Stütze der südlichen Seite als Dreieck zusammentrifft und beide zu einer Stütze verschmelzen. Die Abb. 11 zeigt die beiden Stützen sowie ein Einbauteil mit Zugverbindung zur gegenüberliegenden Stütze im Rohbau. Darunter ist der Übergang von der Einzel- zur Doppelstütze am oberen Ende des RESI-Bereiches im fertigen Zustand zu sehen.



Abb. 11: Eckstützen im 15. OG und Stahleinbauteil in der Decke zur Aufnahme der Umlenkraft (Fotos: Pfeifer-INTERPLAN)

Die Stützen wurden, wie bereits erwähnt, als Schleuderbetonstützen mit Beton C140 und hochfestem Sonderstahl SAS 670 mit Bewehrungsgraden bis zu 15,5% hergestellt. Die „normale“ Bemessung von bewehrten Stahlbeton-Druckgliedern erfordert die Einhaltung zulässiger Grenzwerte für die Stauchung des Beton von 2,2‰, was für einen normalen Betonstahl eine ausnutzbare Spannung von 435 N/mm² ergibt. Aufgrund der erforderlichen Stauchung des SAS-Stahls von rund 2,8‰ zur Ausnutzung der Fließspannung ist deshalb die Berücksichtigung einer Umlagerung der Kräfte vom Beton auf den Stahl durch das Kriechen im Verlauf der Errichtung des Bauwerks erforderlich, was praktisch einer Druckvorspannung in der Bewehrung entspricht [1]. Die Berechnung der Stützen erfolgte mit einem eigens dafür entwickelten Programm von Falkner [2], bei dem die statischen Nachweise in Abhängigkeit von der Lastgeschichte und den Eigenschaften des Betons und des Stahls geführt werden. Die endgültige Bemessung der Stützen für die Fertigung erfolgte durch die Firma Spannverbund (Dipl.-Ing. Stefan Boehling) im Auftrag der Firma Europoles.

Zum Thema Stützen gibt es noch einige Sonderbereiche in den unteren Geschossen, darunter ist besonders der so genannte „A-Bock“ im 1. und 2. OG auf der Ostseite zu erwähnen. Die Last aus der 70 cm dicken Stütze im 3. OG beträgt hier 37,5 MN, dazu kommt rund 1,0 MN aus der Decke über dem 2. OG sowie eine Horizontalkraft von 2,6 MN, da sich das Dreieck des „A“ am Aussteifungssystem des Bauwerks beteiligt. Abb. 12 zeigt das statische System mit einem aus Gründen der Fassadengeometrie erforderlichen leichten Knick und diagonalen Druckstrebe zur Aufnahme der Umlenkkraft.

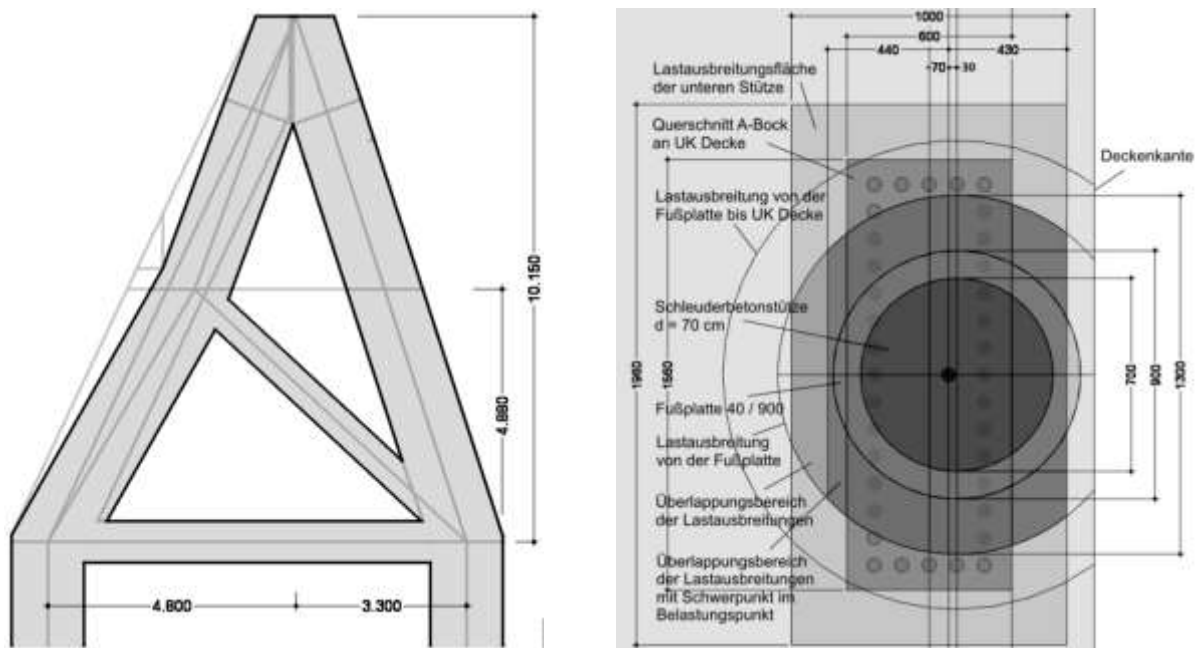


Abb. 12 Links Geometrie des „A-Bocks“, Rechts Geometrie der Lasteinleitung in den A-Bock

Die Besonderheit dieser Stelle liegt darin, dass der A-Bock rechnerisch und hinsichtlich der Bewehrungsführung aus schräg stehenden, 60 x 140 cm dicken Rechteckstützen besteht, die an der Lastübergabestelle an der Spitze zu einem Querschnitt 60 x 1.560 cm verschmelzen und gegenüber der Rundstütze 10 cm nach innen achsversetzt stehen. Der Zwischenraum zwischen den Stützen wurde in der endgültigen Planung ausbetoniert so dass es sich letztlich um eine dreieckige Wandscheibe handelt, die die von oben kommende Stützenlast über eine Spannweite von 8,10 m auf zwei Stützen verteilt. Die Lastübergabe gestaltet sich damit äußerst schwierig und war nur durch ein kräftiges Stahleinbauteil zu lösen. Abb. 12 zeigt rechts die Geometrie der Lastübergabestelle, allerdings war in diesem Planungsstadium noch von einer „normal“ bewehrten Stütze ohne Einbauteil ausgegangen worden, was an der eingezeichneten Bewehrung zu erkennen ist. Die in Graustufen dargestellten Flächen stellen die Lastausbreitung von oben und von unten jeweils bis zur Mitte der Decke dar.

Der Knoten wurde durch eine genauere Berechnung hinsichtlich der Aufteilung des Versatzmomentes anhand der Biegesteifigkeiten zwischen A-Bock und Rundstütze untersucht, da letztere als sehr hoch ausgelastete Stütze nur sehr geringe Exzentrizitäten verkraften kann. Die maximale Exzentrizität der Last für die Rundstütze lag je nach variierenden Systemannahmen zwischen 3 und 4 cm. Zur Sicherstellung, dass die Exzentrizität nicht größer wird, wurde ein

planmäßiges plastisches Gelenk in Form einer „Quetschplatte“ aus S235 eingebaut, deren Querschnitt unter Designlast voll durchplastiziert und deren Geometrie so gewählt wurde, das ihr Schwerpunkt genau 3 cm zur Achse der Rundstütze versetzt liegt. Das Moment, das in den A-Bock einzuleiten war, betrug damit „nur“ noch $37,5 \text{ MN} \cdot 7 \text{ cm} = 2.625 \text{ kNm}$, immer noch ein beachtlicher Wert, der – bildlich gesprochen – der Wirkung eines 30-Tonnen-Fahrzeugs an einem Hebel von 8,75 m entspricht. Dies ist ein Vergleich, der insbesondere bei Laien zu Erstaunen hinsichtlich der Wirkung von Kräften bei einer im Grunde harmlos erscheinenden Stelle führt. Zum jetzigen Zeitpunkt ist von dieser aufwendigen Konstruktion nichts mehr sichtbar. Das Stahleinbauteil besteht aus zwei dicken Stahlplatten von 60 bzw. 40 mm Stärke in S355 als Zweipunktquerschnitt, die über einzelne Schubleche miteinander verbunden sind und einer 100 mm dicken Lasteinleitungsplatte mit Konsole. Daran angeschweißt sind Gewindemuffen am Kopf, einmal zur Aufnahme von Längsstäben zur Einleitung der Längskräfte aus dem Aussteifungssystem, und zur Aufnahme der Umlenkkräfte aus dem Versatzmoment und Einleitung in die Deckenscheiben. Die Bleche sind flächig mit Kopfbolzendübeln versehen. Am unteren Ende der Stahlplatten sind pro Stütze 32 Bewehrungsstäbe $d=25 \text{ mm}$ 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. Abb. 13 zeigt das Einbauteil während der Montage.



Abb.13: Montage des A-Bocks, Lasteinleitungsstruktur mit „Quetschplatte“ (Fotos PfeiferINTERPLAN)

5. Stützenstauchungen

Die Stützen wurden als Fertigteile teilweise ein- und teilweise zweigeschossig nach Sollmaß hergestellt. Die gesamte Längenänderung eines Stützenstranges beträgt aufgrund der hohen Ausnutzung der Materialien zwischen 13 und 17 cm. Der Kern hat dagegen lediglich eine Längenänderung von ca. 6 cm. Zusätzlich sind Setzungsunterschiede aus der Verbiegung der Gründungsplatte gegenüber den Stützen sowie zwischen den Stützen untereinander zu berücksichtigen. Wie bereits eingangs geschildert, ergibt sich bei einer „normalen“ Berechnung des Bauwerks als Gesamtmodell so, als würde es in einem Moment als „ein Stück“ hergestellt (Eingußsystem) und erst danach mit der gesamten Last beaufschlagt, dann ergibt sich am Kopf eine vertikale Differenzverformung zwischen Stützen und Kern von im Mittel 9 cm. Bei einer komplett in Ortbeton hergestellten Konstruktion würde jede Geschossdecke auf Sollmaß nivelliert,

und zwar sowohl am Kern als auch an den Stützen, ggf. unter Berücksichtigung von Überhöhungen zum Ausgleich von Differenzen, so dass unter Berücksichtigung des Baufortschritts sowohl am Fuß des Bauwerks als auch am Kopf die Differenzverformungen gleich Null sind, und – bei der vereinfachenden Annahme einer konstanten Dehnsteifigkeit – in halber Höhe die maximale Differenzverformung entsteht. Diesen Sachverhalt zeigt Abb. 14 mit den vereinfachenden Annahmen eines linearen Lastzuwachses von der Spitze bis zum Boden und konstanter Dehnsteifigkeit EA. In der Mitte des Bildes sind die Verformungen mit geschossweiser Höhenkorrektur, rechts daneben die Verformungen im Eingußzustand dargestellt. Im vorliegenden Fall würden sich ohne Korrektur die Stützenverformungen im Eingußzustand bis oben aufsummieren auf 16 cm, in halber Höhe wären es 12 cm, der Kern würde als Ortbetonkonstruktion, zumindest für die elastischen Verformungen, in jedem Geschoss korrigiert, würde sich also in halber Höhe um 3 cm vertikal verschieben, am Kopf wäre keine Vertikalverschiebung, somit die Differenz zu den Stützen am Kopf 16 cm und in halber Höhe 9 cm. Setzungsunterschiede sind hier nicht berücksichtigt.

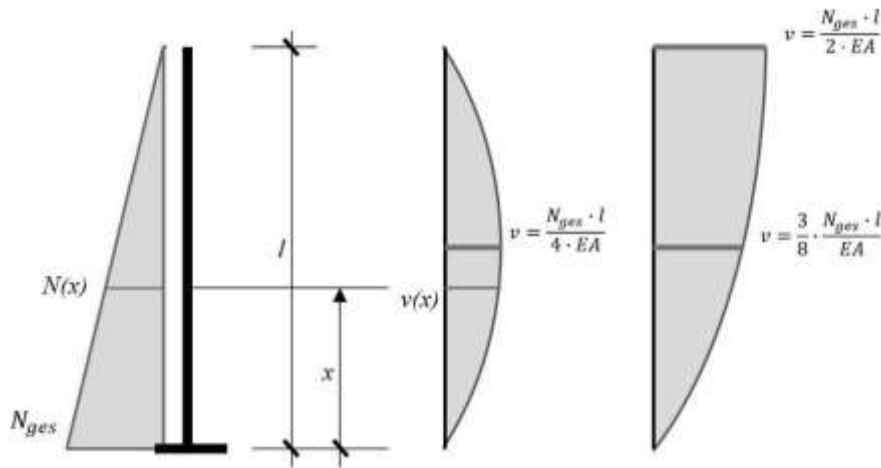


Abb.14: Vertikalverformungen links: mit Baufortschritt, rechts: Eingußsystem

Die Verformungen ergeben sich theoretisch wie folgt:

Mit Baufortschrittskorrektur:

$$v(x) = \frac{N(x) \cdot x}{EA}$$

$$N(x) = \frac{N_{ges}}{l} \cdot (l - x)$$

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

$$\max v(x) = \frac{N_{ges} \cdot l}{4 \cdot EA}$$

Im Eingußsystem:

$$v(x) = \frac{(N(x) + N_{ges}) \cdot x}{2 \cdot EA}$$

$$N(x) = \frac{N_{ges}}{l} \cdot (l - x)$$

$$v(x) = \frac{N_{ges}}{2 \cdot EA} \cdot x \cdot \left(1 + \frac{(l - x)}{l}\right)$$

$$\max v(x) = \frac{N_{ges} \cdot l}{2 \cdot EA}$$

$$v(x = 0,5l) = \frac{3}{8} \cdot \frac{N_{ges} \cdot l}{EA}$$

Die Sache wird in der Praxis jedoch wesentlich komplexer, da sich im Baufortschritt korrigierte Bauteile hinsichtlich der Langzeitverformungen verhalten wie ein Eingußsystem. Bei großen und lange anhaltenden Kriechverformungen nähert sich das System damit dem Eingussystem. Dies ist bei Betonen geringer oder eher normaler Festigkeit der Fall, z.B. mit einem C50 im Kern, während das Kriechen hochfester Betone deutlich geringer ist und weniger lange dauert. Die zeitabhängigen Verformungen von Stützen und Kern verlaufen deshalb nicht synchron, ebenso ist der zeitliche Verlauf des Kriechens auch über die Bauwerkshöhe unterschiedlich, da sowohl Kern als auch Stützen in den unteren Geschossen bereits z.B. ein Jahr Kriechen (unter veränderlichen, stetig wachsenden Lasten) bereits hinter sich haben während die oberen Bereiche dann erst anfangen zu kriechen. Aufgrund der unterschiedlichen Kriechvorgänge von Stützen und Kern kriecht dieser noch länger nach, so dass 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), so dass die korrigierten Punkte durch die nachfolgend zusätzlich aufgebrachten Lasten zusätzliche Vertikalverschiebungen erleiden und das weitere Kriechen ebenfalls zusätzliche Vertikalverformungen verursacht. Um diese Differenzen zu vermeiden bzw. möglichst klein zu halten wurden aufwendige Korrekturberechnungen mit einem vom Verfasser eigens dafür entwickelten Programm durchgeführt, wobei jeder beliebige Zeitpunkt des Baufortschrittes unter den jeweils 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 werden konnten. Aufgrund der unterschiedlichen Lasten in den jeweiligen Stützensträngen sind die Stützen auch mit unterschiedlichen Bewehrungsgraden gebaut worden, wodurch unterschiedliche fiktive Gesamtkriechmaße für die Kombination Beton-Stahl für jede Stütze und jedes Geschoss berücksichtigt werden mussten, Abb. 15 zeigt einen Zustand für 4 Stützenstränge zum Zeitpunkt $t=600$ Tage. Die durchgezogenen Linien sind – horizontal abgetragen – die Vertikalverformungen mit Korrektur, die gestrichelten Linien zeigen sie ohne Korrektur. Die Verformungen des Kerns sind mit einer braunen gestrichelten Linie ebenfalls eingezeichnet. Die Korrekturen wurden so eingestellt und durch Zwischenmessungen korrigiert, dass bei weiterer Belastung durch die Ausbaulasten, die sich in dem abgebildeten Fall erst im 23. OG befinden und die Fassadenmontage im 39. OG, und einen gewissen ständigen Anteil an der Nutzlast den Verformungen des Kerns bestmöglich annähern.

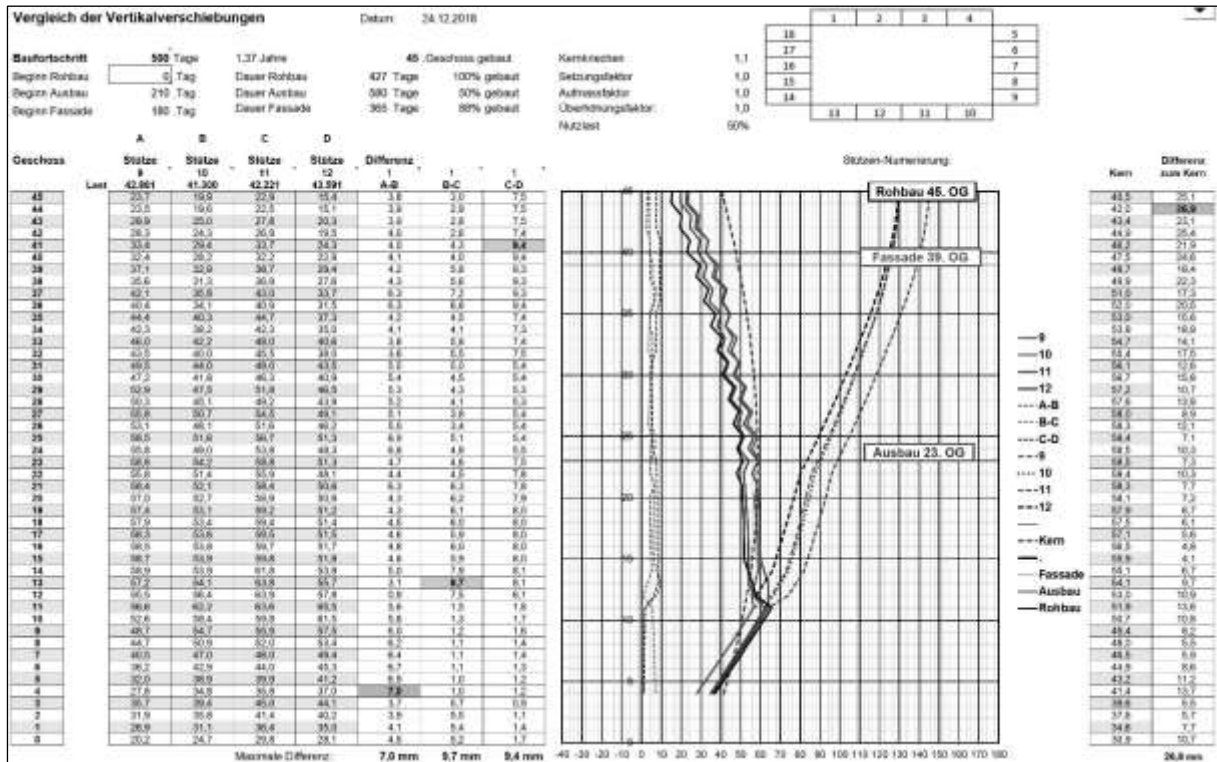


Abb.15: Beispielblatt aus der Stauchungsberechnung Stützen 9, 10, 11 und 12

Zusätzlich zu den Stauchungen der Stützen wurden auch die unterschiedlichen Setzungen der Bodenplatte in die Berechnungen eingeführt. Unterschiede gibt es sowohl zwischen den Stützen untereinander mit Differenzen von bis zu 2 cm als auch zwischen Stützen und Kern. Bei letzterem gab es auch noch Differenzen zwischen den vier Eckpunkten, die jedoch relativ gering waren und deshalb der Kern als ein „Stab“ mit einem mittleren Wert abgebildet wurde.

Hier sollte nochmals erwähnt werden, dass die ermittelten Setzungen auf der Basis der Angabe von Federsteifigkeiten für Pfähle und Bettungszahlen für die Bodenplatte durch den Bodengutachter beruhen. Diese entstammen einer dreidimensionalen Berechnung des „Halbraums“ und können nach Auffassung des Verfassers letztlich nur als Anhaltswerte interpretiert werden. Die von den Fassadenplanern üblicherweise erwarteten Verformungsangaben bzw. -begrenzungen im Millimeterbereich können damit kaum garantiert werden.

Aus Mangel an besseren Möglichkeiten wurden hier die ermittelten Werte als abgeschlossene Setzungen nach Fertigstellung des Bauwerks inklusive Ausbaulast, Fassade und teilweiser Nutzlast interpretiert und für die sukzessive Berechnung in linearer Abhängigkeit von den aktuellen Lasten im Baufortschritt hochgerechnet. Effekte wie Nachsetzungen und Konsolidierung des Baugrundes blieben mangels genauerer Kenntnis außer Acht.

Schließlich muss noch erwähnt werden, dass allein die volle Nutzlast eine weitere Verformungsdifferenz zwischen hochbelasteten Stützen und Kern von rund 2 cm verursacht.

Dieser Effekt ist umso stärker, je höherwertiger die Baustoffe hinsichtlich der Tragfähigkeit sind, weil die Elastizitätsmodule nicht in gleichem Maße wachsen.

Ein C140 hat die knapp 3-fache Festigkeit gegenüber einem C50, der E-Modul ist jedoch mit 48.000 MN/m² nur $3^{0,25} = 1,3$ mal so groß wie der des C50 mit 37.000 MN/m². Bei voller

Ausnutzung der Tragfähigkeit ist demnach die Verformung der hochfesten Stütze mehr als doppelt so groß gegenüber der mit Normalbeton.

Würden wir dies – außerhalb dieses Projektes – auf zugbeanspruchte Konstruktionen aus hochfesten Kohlefasern übertragen, so hätten wir es gegenüber einer Konstruktion aus einem Normalstahl S235 mit circa 10 mal größeren Verformungen zu tun. Ziel der Materialforschung für das Bauwesen muss also sein, nicht nur höherfeste, sondern gleichzeitig auch steifere Materialien zu entwickeln.

Im gezeigten Diagramm werden die zickzack-förmigen Linien (die die Einflussnahme durch eingebaute Zwischenlagen in jedem zweiten Geschoss zeigen) für die Stützen sich weiter nach rechts bewegen, während der Kern nur noch sehr geringe Zusatzverformungen bekommt. Die Linien sind im Idealfall am Ende annähernd deckungsgleich, was freilich in der Realität nicht vollständig erreicht werden konnte. Dies liegt daran, dass auch die Ermittlung der tatsächlichen Steifigkeiten EA der Stützen, der Kriechbeiwerte und insbesondere der Stützenlasten im Gebrauchszustand selbst nur mit einer gewissen Ungenauigkeit bestimmt werden können. Wer kann diese schon wirklich genau voraussagen? Selbst Gutachter, die im Nachhinein alles besser wissen und behaupten, eine stochastische Betrachtung mit variierenden Parametern hätte das Problem gelöst, sind dazu nicht in der Lage. Am Ende kann man auf der Baustelle für eine Korrekturplatte zwischen den Stützen nur ein konkretes Maß angeben und nicht eines „zwischen 20 und 40 mm“.

Die Stützenlasten wurden hier an mehreren verschiedenen Modellen ermittelt. Zum einen wurden die Lasten aus dem Gesamtmodell berechnet, das den „Mangel“ des Eingußzustandes enthält, was – wie bereits beschrieben - im Extremfall bei kräftigen Decken, die sich in den Kern einspannen und bei sehr hohen Gebäuden zu Zugkräften in den Stützen in der Nähe der Turmspitze führen kann. Diesem Problem wurde durch fiktive Vergrößerung der Dehnsteifigkeit der Stützen begegnet, die so gewählt wurde, dass Stützen und Kern annähernd gleiche Vertikale Verformungen im Eingußzustand bekommen. In einem zweiten Schritt wurden sämtliche Decken, auch für deren individuelle Bemessung, einzeln als ebene Tragwerke berechnet und die Auflagerkräfte für die Stützen ausgelesen. Für die Decken ist diese Annahme zunächst korrekt, da sie auf die bereits existierenden Stützen „schlaff“ und spannungslos betoniert werden und in diesem Zustand spannungsfrei erhärten. Schnittgrößen und Auflagerreaktionen entstehen somit vorerst nur aus den aufgetragenen Lasten. Die Stützenlasten ändern sich jedoch aufgrund der nachträglich erfolgenden unterschiedlichen Stützen- und Kernstauchungen, die nur schwer ermittelbar sind. Da es sich bei den Decken unter- und oberhalb der RESI-Geschosse um Halbfertigteilkonstruktionen mit 15 cm Decke aus Filigranplatten handelt wurden zwei verschiedene Berechnungsweisen gewählt. Einmal wurden die Lasten auf die Träger „klassisch“ durch Lasteinzugsflächen ermittelt, alternativ wurde die 15 cm dicke Decke als Platte ins System eingeführt und erneut gerechnet, was auf die Auflagerkräfte auf den Stützen, insbesondere in den Eckbereichen des Gebäudes, zu unerwartet großen Veränderungen führte. Zusätzlich wurde vom Prüfenieur ein eigenes, unabhängiges System berechnet, das aufgrund anderer Systemannahmen wieder zu anderen, in vielen Fällen höheren Lasten führte. Für die Bemessung der Stützen und schließlich auch für die Stauchungsberechnungen wurden die jeweils ungünstigsten Werte aus den vier unterschiedlichen Modellen „auf der sicheren Seite“ zugrunde gelegt. Insofern gibt es mehrere Unsicherheitsfaktoren, die eine „genaue“ Vorhersage, insbesondere für die Verformungstoleranzen der Fassade im Millimeterbereich, nicht möglich machen.

Insofern wäre eine Fertigung und Montage einer empfindlichen Fassade nach Aufmaß erforderlich, ist aber aus terminlichen Gründen oft nicht möglich.

6. Gebäudeaussteifung

Die Aussteifung des Gebäudes erfolgt über den zentralen Kern, der selbstverständlich ohne dem Hüftschwung zu folgen vertikal durchläuft. Die Wandstärken variieren von 65 cm für die am stärksten beanspruchten Bereiche in den Untergeschossen und den Geschossen bis zum 2. OG, 45 cm für die Hauptwände ab 3. OG bis zur Spitze sowie 30 cm für die weniger stark beanspruchten Wände.

Zur Ausschaltung des oben beschriebenen ungewollten „Outtrigger-Effektes“ wurden die Biegesteifigkeiten der Geschossdecken für die Aussteifungs- und Gründungsberechnung durch Reduktion des E-Moduls zu nahezu Null gesetzt. Für die Regelgeschosse mit den gelenkig gelagerten Fertigteildecken war dies freilich nicht nötig. Gleichzeitig wurden die Stützensteifigkeiten durch Erhöhung des E-Moduls so steif eingestellt, dass die Längsverformungen von Stützen und Kern etwa gleich waren.

Abb. 16 zeigt auf der linken Seite das Gesamtsystem mit dunkel angelegten Decken, für die die Steifigkeit reduziert wurde.

Zu Beginn der Berechnungen, die im Wochentakt baubegleitend angefertigt wurden, war die Konstruktion für den Hochhauskopf, in dem die gesamte Technik unterzubringen war, noch völlig unbekannt. Sie wurde zu einem Zeitpunkt erarbeitet, als der Turm bereits weit fortgeschritten war. Am Ende ergaben sich dort mehrere große, teils zweigeschossige Wandscheiben, die vom Kern bis zu den Außenstützen reichten und von denen eine erhebliche Outtrigger-Wirkung ausging. Für die Aussteifungskonstruktion des Turmes war dies zwar ohne Bedeutung, für die betroffenen Stützen stellte es aber ein gewisses Problem dar, weil dadurch durchaus erhebliche Zusatzlasten aus Windlasten auf die Stützen kamen, die im Vorfeld nicht bekannt waren. Der Einfluss dieser Zusatzlasten pflanzte sich, zusammen mit den teilweise deutlich größeren bzw. ungleichmäßiger verteilten Techniklasten bis etwa zum 25. Geschoss nach unten fort, darunter war der Zuwachs im Vergleich zur Gesamtlast genügend klein. Aufgrund dieses Phänomens mussten sämtliche Stützen ab dem 25. OG komplett neu nachgewiesen werden, was vor allem für die Brandbemessung noch erheblich genauere Berechnungen erforderte und schließlich in einer rechnerisch 100% igen Ausnutzung der bereits zu diesem Zeitpunkt gefertigten Stützen endete.

Der Kern ist aufgeteilt in einen südlichen und einen nördlichen Teil, die gegeneinander höhenmäßig versetzt mit Kletterschalung mit einem Vorlauf von 3 Geschossen gegenüber den Decken in Beton C50, an kritischen Lasteinleitungsstelen erhöht auf C60 hergestellt wurden. In den höchst beanspruchten Stellen an den Enden der Hauptaussteifungswände kam Sonderstahl SAS 670 zum Einsatz. Die am stärksten beanspruchten Wände gibt es im südlichen Teil des Kerns, da der Bereich vom 4. UG bis zum 2. OG nach hinten zurückspringt und der weitere aufgehende Turm um ca. 1,7 m nach Süden auskragt. Dies erscheint zunächst wenig, führte aber angesichts der erheblichen Kräfte aus der Windbeanspruchung zusammen mit der exzentrischen Vertikalkraft zu sehr kräftig bewehrten Wänden. In diesem Bereich mussten auch quer verlaufende Wände über große Spannweiten abfangen und ein „schwebendes“ Treppenhaus eingebaut werden. In Abb. 16 ist die Kernkonstruktion im unteren Bereich mit dem

beschriebenen Rücksprung zu sehen, Abb. 17 zeigt die Bewehrungsdichte mit SAS 670 Stäben mit 43 mm Durchmesser in den südlichen zurückspringenden Aussteifungswänden.

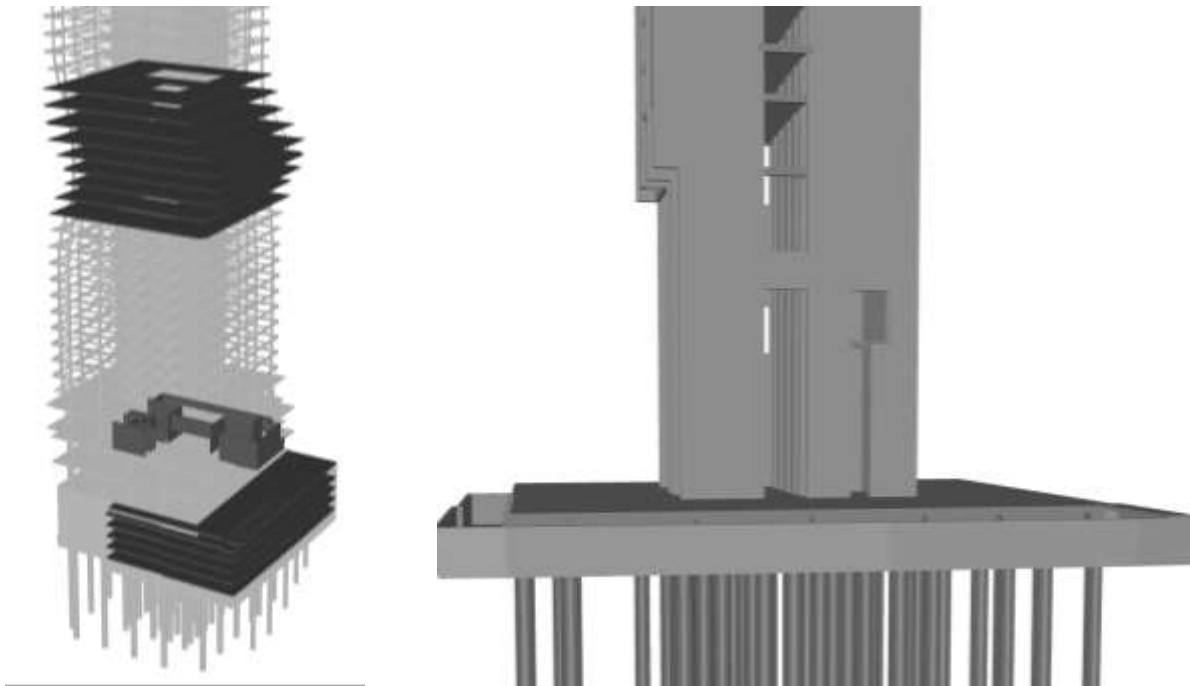


Abb. 16: Links Decken mit geringem E-Modul zur Ausschaltung des Outrigger-Effektes, Rechts Kernkonstruktion mit Rücksprung in den unteren Geschossen

Hier ist auch zu erkennen, dass die nach Süden (hier links) und Osten (vorn) über den Grundriss der Geschosse auskragende Bodenplatte ausgehöhlt ist. Hier sind die Sprinklertanks untergebracht, die Bodenplatte ist hier 60 cm dick, ist jedoch durch die Umfassungswände als steifer Kasten Teil der gesamten Gründungskonstruktion.



Abb.17: Bewehrungsdichte an den Enden der Kernwände mit SAS 670 d=43 mm (Foto: PfeiferINTERPLAN))

Die Kernwände der südlichen und nördlichen Teilkerne sind durch Koppelstäbe miteinander verbunden. Diese sind als Schubverbindung durch große Querkräfte beansprucht, die ver-schränkte Biegemomente mit Nullpunkt in Stabmitte erheblicher Größe verursachen.

Rein rechnerisch ist die Bewehrungsmenge, die sich dabei ergibt, nur ein kleineres Problem, in der Herstellung vor Ort jedoch ein großes, da aufgrund der hohen Beanspruchung der Kernwände mit vertikal durchgehender erheblicher Bewehrung kaum noch Platz für die oberen und unteren Bewehrungsstäbe, teilweise in jeweils drei Lagen, vorhanden war um diese in die Wände einzubinden und die Biegemomente in die Wände einzuleiten. Erheblich erschwerend kam hinzu, dass die Koppelstäbe zwischen die vorbetonierten Kernwände nachträglich eingebaut werden mussten, was mit der vorgesehenen Schalungskonstruktion nur mit Schraubanschlüssen zu bewerkstelligen war und den erforderlichen Mindestabstand der Stäbe untereinander noch vergrößerte. Freilich kann kein Stab auf beiden Seiten gleichzeitig eingeschraubt werden, also mussten kürzere Stäbe jeweils auf beiden Seiten gegenüberliegend – möglichst genau (!) - eingeschraubt und in der Mitte miteinander durch Koppelmuffen, teilweise aber auch durch Schweißstöße verbunden werden. Trotz Momenten-Nullpunkt in der Mitte musste in der Regel die gesamte Bewehrung zugfest gestoßen werden, da Versatzmaß und Übergreifungslänge kaum in den kurzen Koppelstäbe unterzubringen waren, zumal aus 3 Lagen im Stoßbereich dann 6 Lagen geworden wären.

In diesem Zusammenhang wurden Untersuchungen hinsichtlich des Effektes der Koppelstäbe auf die Steifigkeit der Aussteifungskonstruktion durchgeführt. Im ersten Schritt waren die Stäbe ohnehin mit reduzierter Steifigkeit unter Berücksichtigung des Übergangs in den Zustand II berechnet worden, in weiteren Schritten wurde die Steifigkeit schrittweise bis auf Null reduziert. Es konnte gezeigt werden, dass die Steifigkeit der Stäbe nicht so signifikante Auswirkungen hat dass eine teilweise Reduzierung der Bewehrung nicht hätte toleriert werden können. Gerade an Stellen mit zunächst extremer Bewehrungsdichte konnte durch die Untersuchungen und in Absprache mit dem Prüfenieur eine gewisse Vereinfachung beim Einbau der Bewehrung erreicht werden.

Nichtsdestoweniger ist zu erwähnen, dass die Steifigkeit der Konstruktion als eher gering zu bezeichnen ist. Das einschlägige Kriterium für die Steifigkeit lautet in alter und neuer Darstellung:

$$\alpha = l \cdot \sqrt{\frac{F_{V,Ed}}{E_{cd}I_c}} \leq 0,6$$

$$F_{V,Ed} \leq K_i \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{\sum E_{cd}I_c}{l^2}$$

mit: $K_i = 0,31$ bzw. $0,62$ und „vielen Geschossen“

Setzt man für K_i 0,62 und für n_s 45 ein und formt die untere Gleichung so um, dass die „griffigere“ obere Formel entsteht, dann erhält man:

$$\alpha = l \cdot \sqrt{\frac{F_{V,Ed}}{E_{cd}I_c}} \leq 0,77$$

Unterwirft man das Bauwerk seiner Gesamtlast in horizontaler Richtung, vereinfachend als Gleichstreckenlast q , beträgt die Kopfverformung u :

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

Das bedeutet im Klartext, die Steifigkeit des Bauwerks in horizontaler Richtung sollte so groß sein, dass die Verformung aus horizontaler Gesamtlast nicht größer ist als 7,5% der Bauwerkshöhe, um auf Berechnungen nach Theorie II. Ordnung zu verzichten.

Im vorliegenden Fall beträgt diese Verformung ca. 16 m und ist damit größer als 7,5% von 190 = 14,25 m. Aus diesem Grund wurden die Berechnungen des Gesamtsystems nach Theorie II. Ordnung durchgeführt.

Aufgrund der vom Windgutachter angegebenen 29 Windlastfälle sowie zahlreichen verschiedenen Imperfektionsannahmen wurden diese Berechnungen jedoch nicht am Gesamtsystem sondern an einem einfachen Ersatzstab gleicher Steifigkeiten in x- und y-Richtung durchgeführt. Die Zusatzmomente nach Theorie II. Ordnung wurden dann im Gesamtsystem durch entsprechende Veränderung der Windlasten erzielt. Der Grund dafür lag, außer zur Beschleunigung der Berechnungen, auch in der Tatsache, dass die Bettungsziffern der Bodenplatte sowie die Pfahlfedern für kurzzeitige Belastung wie Wind oder Erdbeben mit dem Faktor 4 erhöht werden können, was sich sehr günstig sprich reduzierend auf die Zusatzbeanspruchungen nach Theorie II. Ordnung auswirkt. Eine gleichzeitige Berechnung der Vertikallastfälle und der Windlastfälle an einem Modell war daher nicht möglich.

Zunächst wurden die Verformungen der realen Kernkonstruktion unter Berücksichtigung der reduzierten Steifigkeiten der Koppelbalken sowie mit erhöhten Bettungsziffern ermittelt. In dem genannten einfachen Stabmodell, bestehend aus einem einzigen eingespannten Stab wurden dann die Steifigkeiten in x- und y-Richtung so eingestellt, dass unter den Grund-Windlastfällen (inkl. Schiefstellung) in x- und y- Richtung die gleichen Kopfverformungen auftreten wie im realen Modell.

In diesem einfachen Modell wurden dann Lastfallgruppen aus den jeweiligen nach Windgutachten vorgegebenen Windlastkombinationen zuzüglich der Vertikallasten, alle mit Sicherheitsfaktor belegt, gebildet.

Mit den Lastfallgruppen ergaben sich die Biegemomente nach Theorie II. Ordnung, die in einer „Umhüllenden“ zusammengeführt wurden.

Zusätzlich zu den Berechnungen nach Theorie II. Ordnung wurden die Einzellastfälle auch nach Theorie I. Ordnung überlagert und ebenfalls eine Einhüllende gebildet.

Die Ergebnisse, insbesondere die Maximalwerte der Biegemomente in x- und y-Richtung werden aus beiden Berechnungsvarianten miteinander verglichen und daraus Erhöhungsfaktoren für die Windlasten ermittelt. Im Ergebnis zeigt sich, dass diese Vorgehensweise sehr gut übereinstimmende Ergebnisse für die Bemessungsmomente liefert, so dass die erhöhten Windlasten schließlich im Gesamtmodell eingesetzt und „normal“ nach Theorie I. Ordnung berechnet werden können. Nachteil dieser Vorgehensweise ist zunächst, dass die Querkräfte durch die zusätzlichen Horizontallasten überschätzt werden, weil real der Zuwachs der Momente nach Theorie II. Ordnung nicht aus horizontalen Lasten sondern aus der Wirkung von Vertikallasten resultiert.

Da real die Querkräfte durch diese Momente nicht vergrößert werden, weil es sich um Effekte der Vertikallasten an den Verformungen des belasteten Systems handelt, wurden verschiedene Verläufe der statischen Ersatz-Windlasten ausprobiert, so dass annähernd gleiche bzw. sehr ähnliche Schnittkraftverläufe über die Bauwerkshöhe realisiert werden konnten. Nach Windkanalversuch wurden jeweils einzelne Geschosslasten in x- und y-Richtung angegeben, diese

konnten aber genügend genau durch konstante Streckenlasten über die gesamte Gebäudehöhe ersetzt werden. Zur Erhöhung der Momente unter Konstanthaltung der Querkräfte wurden diese in trapez- bzw. dreiecksförmige Lasten mit Verschiebung der Resultierenden nach oben unter Beibehaltung der Größe der Resultierenden verwandelt und das System dann nach Theorie I. Ordnung berechnet. Die folgende Abbildung zeigt im Vergleich die Biegemomente und Querkräfte des Kerns einmal aus der Berechnung nach Theorie II. Ordnung und einmal aus den gewählten Ersatzlasten mit sehr guter Übereinstimmung.

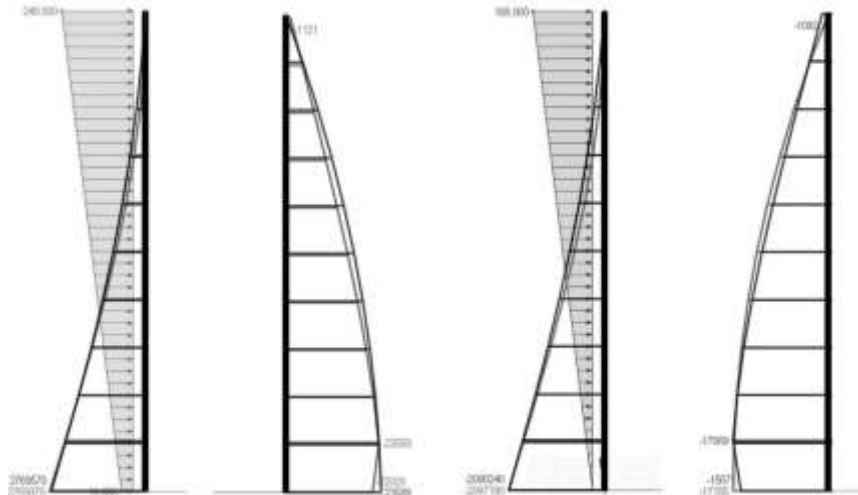


Abb. 18 Schnittgrößenvergleich Aussteifung nach Theorie II. Ordnung und mit Ersatzlasten

7. Deckenkonstruktionen – vorgespannte Flachdecken, Fertigteildecken

Die Decken des Bauwerks wurden in den Untergeschossen, dem EG bis zum 2. OG, dem RESI-Bereich vom 14. bis zum 22. OG sowie im Hochhauskopf vom 43. bis 45. OG als vorgespannte Flachdecken unterschiedlicher Dicke mit Auskragungen bis über 7,0 m hergestellt.

Die Decken der so genannten LR- und HR-Bereiche (low rise und high rise) wurden dagegen als Fertigteilkonstruktion aus Halbfertigteil-Unterzügen, 5 cm dicken Filigranplatten und 10 cm Aufbeton hergestellt. Die inneren Unterzüge sind mit einer Breite von 50 cm und einer Höhe von 45 cm im Mittel im Abstand von 4,05 m, jedoch zahlreichen Abweichungen nach beiden Seiten angeordnet und spannen vom Kern über bis zu 11,0 m zu den entlang der Außenkontur verlaufenden Randunterzügen. Diese spannen über 8,1 m abzüglich der jeweiligen Stützenstärken und liegen dort auf Konsolen auf. Jede Stütze hat somit je 2 Konsolen am Kopf. Da die Kerne mit einem mehrgeschossigen Vorlauf betoniert wurden mussten die Unterzüge entweder in Aussparungen in den Wänden in wenig beanspruchten Bereichen und in den stark beanspruchten Bereichen mit Stahleinbauteilen, im Wesentlichen Stahlplatten mit Schubknagge im Beton sowie Anschlussbewehrung für die Versatzmomente sowie außen aufgeschweißten 4 cm dicken Auflagerknaggen mit Haken aufgelagert werden. Die Haken dienten während der Montage als Lagesicherung. Diese Einbauteile sind baugleich um 180° gedreht auch in die Fertigteile eingebaut worden. Bei der Herstellung von Decken rund um einen zentralen Kern ergibt sich immer das Problem des Trägerlayouts in den Gebäudeecken. Hier wurden in Verlängerung der in Nord-Süd-Richtung verlaufenden Hauptwände des Kerns „Sammelträger“ eingebaut, die die seitlich ankommenden Träger der dazu senkrechten Richtung über Konsolen aufnehmen. Aufgrund der größeren Belastung dieser Sammler gegenüber den übrigen Trägern wurden diese als

vorgespannte Träger mit sofortigem Verbund zur Beherrschung der Durchbiegungen hergestellt. Aufgrund der Schlankheit der Träger, insbesondere im unfertigen Zustand ohne Druckplatte, wurden genauere Berechnungen der Durchbiegungen im zeitlichen Verlauf – Eigengewicht während der Lagerung, Belastung durch Filigranplatten, Last durch Betonage, Erhärtung des Betons, Abbau der Zwischenjoche der Filigranplatten, Aufbringen der Ausbaulast sowie der Nutzlast – unter Berücksichtigung der jeweiligen Kriechanteile durchgeführt und Überhöhungen festgelegt. Dabei mussten auch die erheblichen Durchbrüche, sowohl hinsichtlich deren Zahl als auch Größe, steifigkeitsmindernd berücksichtigt werden. Die Randträger sind als 60 cm breit und hoch, sind bis zur Querschnittsmitte auf eine Breite von 30 cm oben 15 cm ausgespart und haben auf der Außenseite zur Vereinfachung auf der Baustelle durch Einsparung der Randschalung angeformte 15 cm dicke Kragplatten unterschiedlicher Auskragung. Etwa in den Drittelpunkten befinden sich seitliche Auflagertaschen zur Aufnahme der hochgezogenen Auflager der Innenträger. Abb. 19 zeigt eine typische Situation einer Decke vor dem Betonieren der Platte. Im Vordergrund ein Lastsammler mit seitlich aufgelagertem Nebenträger, rechts sind die Randträger mit kleinen runden Öffnungen zu sehen. Hier kann man auch die Fülle und Größe der Aussparungen gut sehen, die aus den Biegebalken eher Vierendeelträger machen.



Abb.19: Fertigteilkonstruktion im LR- und HR-Bereich (Foto: PfeiferINTERPLAN)

Eine besondere „Spezialität“ dieser Konstruktion liegt darin, dass in den Gebäudedecken keine Stützen angeordnet sind. Für eine Fertigteilkonstruktion bedeutet das, dass zur Ecke hin mit auskragenden Trägern gearbeitet werden muss. Die zur Ecke nächstgelegenen Stützen haben einen Abstand von rund 3,6 bzw. 5,0 m, die kürzere Seite wurde als Auskragung, die längere Seite als Einhängerträger konstruiert. Auskragende Träger sind an sich nichts Besonderes, eine Durchdringung von hochbelasteten Stützen mit bis zu 80 cm Durchmesser und Lasten von 35 MN mit einem hochbelasteten Kragträger mit durchaus erheblicher oberer Bewehrung aber schon. Hier stellte sich zunächst die Frage, ob die Träger oder die Stützen durchgehen sollen,

am Ende wurde die zweite Variante gewählt. Es mussten schwere Stahleinbauteile in die Träger eingebaut werden, die teilweise auch im Übergangsbereich zwischen LR-, RESI- und HR-Bereich den Stützenneigungen angepasst schräg eingebaut werden mussten.

8. Schluss

Angesichts der vielen konstruktiv schwierigen Punkte an diesem Bauwerk könnte der Beitrag noch um mehrere Seiten erweitert werden. Ein einfaches Schlusswort sollte jedoch genügen:

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 wurde als eines von zwei Hochhäusern in Deutschland und insgesamt 6 Häusern in Europa neben weiteren 25 Hochhäusern aus der ganzen Welt für den Internationalen Hochhauspreis nominiert.

Am 29. Oktober wird bekannt, ob der OMNITURM als Sieger hervorgeht.

9. Projektbeteiligte

| | |
|------------------|---|
| Bauherr | TISHMAN SPEYER Properties Deutschland GmbH |
| Architekt | BIG Bjarke Ingels Group, Kopenhagen B & V Braun Canton Architekten GmbH, Frankfurt |
| Tragwerksplanung | PfeiferINTERPLAN–ProfessorPfeiferundPartner PartGmbH, Darmstadt Spannverbund GmbH, Waldems (Schleuderbetonstützen) |
| Tragwerksentwurf | B+G Bollinger und Grohmann Ingenieure, Frankfurt am Main |
| Prüfingenieur | Prof. Günter Ernst/Dieter Hanek, KuK Darmstadt |
| Unternehmen | LUPP – Adolf Lupp GmbH+Co KG, Nidda |

Literatur

- [1] Bachmann, H.; Benz, M.; Falkner, H.; Gerritzen, D.; Wlodkowski, H.: *Das neue Bewehrungssystem; Druckglieder mit hochfestem Betonstahl SAS 670/800, Teil I und II.* Berlin: Ernst & Sohn 2008.
- [2] Falkner, H.: *Berechnungsprogramm zum Nachweis von Stahlbetonstützen mit Bewehrung aus Stahl SAS 670/800*