

Das neue Bewehrungssystem; Druckglieder mit hochfestem Betonstahl SAS 670/800

Teil II: Opernturm Frankfurt – Anwendung

Momentan entsteht in Frankfurt am Main in unmittelbarer Nähe der alten Oper der Opernturm. Es handelt sich dabei um eine 46-geschossige anspruchsvolle Hochhauskonstruktion. Bei der Planung des Frankfurter Opernturms, der eine Höhe von 169 m aufweist, war u. a. die Dimensionierung der hochbelasteten Stützen eine besondere Herausforderung. Die Megastützen in der über 5-Geschosse durchgehenden Lobby des Opernturms sollten aus architektonischen Gründen möglichst kleine Querschnitte aufweisen. Diese Forderung wäre bei Verwendung eines normalen Betonstahls nur durch Einsatz von hochfestem Beton umsetzbar gewesen. Als wesentlich wirtschaftlicher erwies es sich jedoch, diese Stützen unter Einsatz eines normalen Regelbetons (C50/60) mit dem hochfesten Bewehrungsstahl der Fa. Stahlwerk Annahütte (SAS 670/800) auszuführen. Die hochbelasteten Fassadenstützen stellten eine ähnliche Herausforderung dar. So sollten diese aufgrund der Architektur, der technischen Gebäudeausstattung und des Gewinns an Nutzfläche ebenfalls möglichst kleine Querschnitte bei großen Schlankheiten ($\lambda > 85$) aufweisen. Eine Bewehrung mit normalem Betonstahl wäre hier ebenfalls ohne den kostenaufwändigen Einsatz eines hochfesten Betons nicht möglich gewesen. Aus diesem Grund wurden auch die hoch belasteten Fassadenstützen mit SAS 670 bewehrt.

Nachdem im Teil I dieser Veröffentlichung in Heft 5/2008 über die technischen Grundlagen der Stützen mit S 670 berichtet wurde, soll im hier vorliegenden Teil II über den Entwurf des Opernturms Frankfurt, die Ausführung der hochfesten Stützen sowie über die zu Grunde liegende Zustimmung im Einzelfall berichtet werden.

The New Reinforcement System; Compression Members With High Strength Reinforcement SAS 670/800 Part II: Opernturm Frankfurt – Application

In Frankfurt am Main, the Opernturm, a sophisticated 46-storey tower block project, is presently being constructed in the immediate vicinity of the Alte Oper. In designing the 169 m high Opernturm, dimensioning of the highly loaded columns presented a particular challenge. For architectural reasons, the cross sections of the mega-columns in the Opernturm's 5-storey high lobby were to be as small as possible. Using standard reinforcement steel this requirement could only have been built by utilizing high-strength concrete. It was however economically more efficient to construct these columns using standard concrete (C50/60) and high-strength reinforcement steel (SAS 670/800) from the Annahütte Steel Works. Construction of the highly loaded façade columns presented a similar challenge. For architectural reasons and due to building services requirements as well as to increase floor space they too were to have as small cross sections as possible with large slendernesses ($\lambda > 85$). Also in this case, rein-

forcement using standard reinforcement steel would not have been possible without the cost-intensive use of high-strength concrete. For this reason, the highly loaded façade columns were also reinforced using SAS 670.

Part I of this report published in issue 5/2008 discussed the technical principals of columns using S 670. Part II deals with the design of the Frankfurt Opernturm, the construction of the high-strength columns and the requisite construction approval on an individual basis.

1. Bauwerk

Das gesamte Bauvorhaben gliedert sich in folgende Bauteile (Bilder 1 bis 3). Die Blockrandbebauung (BT A, 3.430 m² Bruttogeschoßfläche [BGF]) mit zwei bis drei Untergeschossen und sechs aufgehenden Geschossen, das Hochhaus (BT B, 1.700 m² BGF) mit drei Untergeschossen und 46 aufgehenden Geschossen sowie die Tiefgarage (BT C, 4.560 m² BGF) mit drei Untergeschossen. Das Hochhaus, das vorwiegend Büro- und Geschäftsräume



Bild 1. Ansicht Opernturm
 Fig. 1. View of the Opernturm

beinhalten wird, erreicht nach Fertigstellung eine Höhe von 169 m. Die Regelgeschoßhöhe beträgt 3,625 m.

Die Tragstruktur des Hochhauses ist ein Stahlbetonskelettbau mit zentralem Kern (16 × 26 m) und außen liegenden Fassadenstützen. Die Außenmaße des Turms betragen 33 × 52 m (Bild 4). Gegründet wird auf einer 3 m dicken Bodenplatte (C35/45), welche auf 60 Bohrpfehlen (d = 1,5 m) sitzt. Die maximalen Dicken der Kernwände (C50/60) betragen in den UG's 70 cm und verjüngen sich nach oben bis auf 30 cm. Die Querschnitte der Fassadenstützen (C50/60) betragen oberhalb der Zwischenebene (OG 5) konstant 35 × 66 cm bzw. 44 × 63 cm. Darunter weiten sich diese vorwiegend in größere T-förmige Querschnitte auf. Da in den Untergeschossen aufgrund der

Parkplatzsituation das Raster der Fassadenstützen auf den langen Gebäudeseiten (2,70 m) nicht beibehalten werden kann, wird jede zweite Stütze abgefangen. Eine durchlaufende Wandscheibe im Zwischengeschoß verteilt die Lasten auf die durchlaufenden, tragenden Stützen (Bild 4).

Die Geschossdecken (C30/37) werden als massive, einachsig gespannte Decken ausgeführt. Bei den weit gespannten Bereichen nördlich und südlich des Kerns kommen vorgespannte Träger (C50/60) als Halbfertigteile zum Einsatz, auf denen Elementdecken mit Ortbetonschicht (d = 6 + 10 cm) aufgebracht werden. Östlich und westlich des Kerns werden Flachdecken (d = 25 cm) ausgeführt.

Unterhalb des Zwischengeschoßes OG 5 löst sich ca. ein Drittel des Kerns aufgrund der großzügigen Lobby in vier Megastützen (C50/60, 120 × 120 cm) auf (Bild 5). Diese Stützen erhalten Bemessungslasten bis zu $N_d = 110$ MN. In enger Zusammenarbeit zwischen dem Ingenieurbüro Dr. Falkner, dem technischen Büro der Ed. Züblin AG (TBK) und dem Stahlwerk Annahütte als Lieferant wurde eine Lösung mit hochfester Längsbewehrung S 670 entwickelt. Aufgrund der sehr hohen Lasten wurden in den Megastützen dennoch Bewehrungsgrade von über 10% bei der Verwendung des hochfesten Stahls erforderlich, wobei die Stabdurchmesser bis 75 mm trotz des relativ hohen Bewehrungsgrads eine sehr gute Bewehrungsführung und Betonierbarkeit ermöglichten. Im Extremfall wären bei Verwendung des S 670 Bewehrungsgrade bis 20% möglich.

Neben der Überschreitung des maximal zulässigen Bewehrungsgrads von 9% gemäß DIN 1045-1 war der Einsatz von Stabdurchmessern d = 75 mm und die hohe Stahlgüte ausschlaggebend für die Erfordernis einer Zustimmung im Einzelfall.

Außer den vier Megastützen (Bilder 2 und 5) werden die hoch belasteten Fassadenstützen ebenfalls mit dem S 670 ausgeführt.

Zur Verminderung der Aussteifungslasten auf den Kern verbinden am Hochhauskopf vier Outrigger – Wandscheiben mit außen liegenden Querwänden den Kern mit den Fassadenstützen (Bild 6). Durch den Outrigger in Richtung der schwachen Achse des Gebäudes wird



Bild 2. Blick auf die Megastützen in der Lobby des Opernturms
Fig. 2. View of the mega-columns in the lobby of the Opernturm

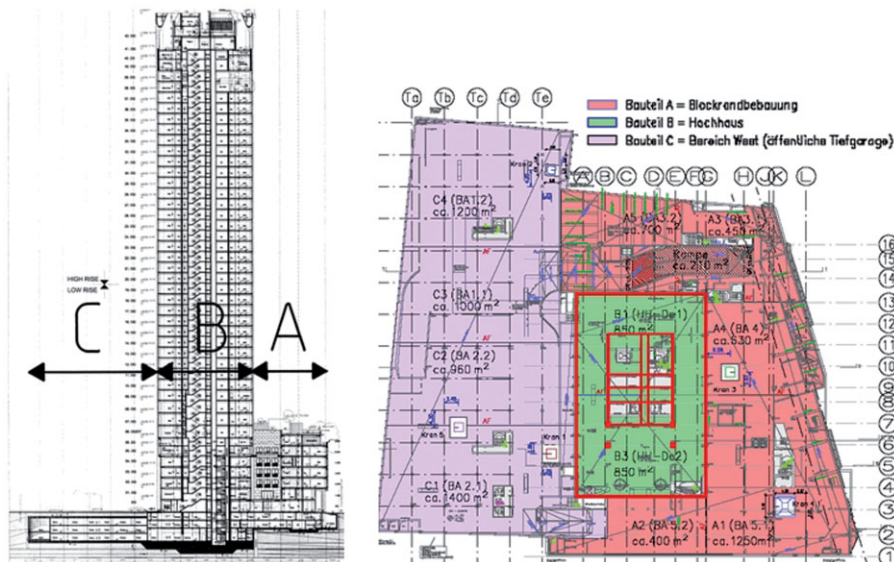


Bild 3. Vertikalschnitt durch das Gebäude und Gebäudegrundriss
Fig. 3. Vertical section through the building and horizontal section



Hochbelastete Fassadenstützen,
bewehrt mit Gewindestahl S 670

Abfangträger

Bild 4. Im Bau befindlicher Opernturm
Fig. 4. Opernturm under construction

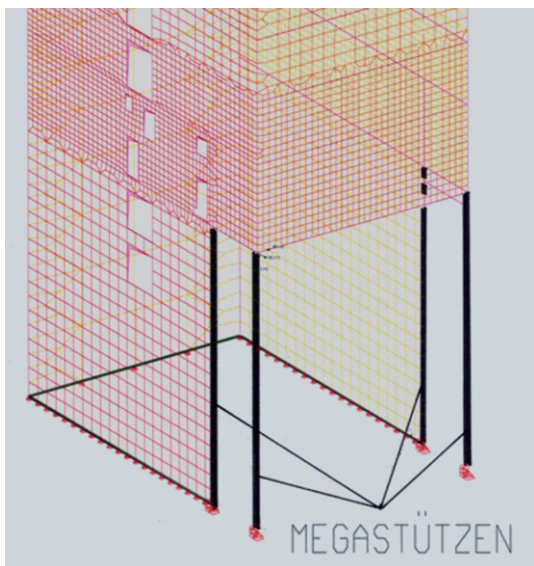


Bild 5. Schnitt durch FE-Modell des Kerns
Fig. 5. Section through the FE model of the core

die Verdrehung sowie die Horizontalauslenkung am Hochhauskopf vermindert. Die Schnittgrößen im Kern werden dadurch verringert, die Fassadenstützen erhalten zusätzliche Normalkräfte. Aufgrund geringerer Biegemomente im Kern ergeben sich auch Vorteile bei der Gründung.

2. Zustimmung im Einzelfall

2.1 Bemessung und Besonderheiten der Bauausführung

Gegenstand der Zustimmung im Einzelfall sind die Stützen des Opernturms Frankfurt, die im Gegensatz zu Stüt-

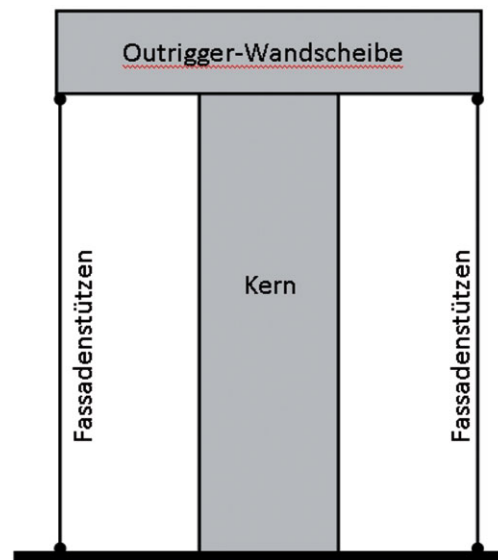


Bild 6. Prinzip Outriggersystem
Fig. 6. Principle outrigger system

zen nach DIN 1045-1 mit einem hochfesten Stahl S 670 bewehrt sind und Bewehrungsgrade bis zu 10% aufweisen. Aufgrund der zur Grenzstauchung ϵ_{c2} des Betons ($\epsilon_{c2} = 2 \text{ mm/m}$) unterschiedlichen Quetschgrenze des S 670 ($\epsilon_{sy,k} = 3,26$ bzw. $\epsilon_{sy,d} = 2,84$) kann zu einer möglichst wirtschaftlichen Bemessung das zeitabhängige Kriech- bzw. Relaxationsverhalten des Betons herangezogen werden (vgl. Teil I dieser Veröffentlichung), [1], [2], [3].

Infolge des zeitabhängigen Verformungsverhaltens des Betons stellen sich größere Bruchstauchungen des Betons ein und der hochfeste Bewehrungsstahl S 670 kann somit weiter ausgenutzt werden. Die Ausnutzung des zeitabhängi-

gen Kriechens des Betons bietet sich aufgrund des hohen ständigen Lastanteils an, da bereits in der Bauphase infolge Eigengewicht 60% der Gesamtlasten erreicht werden.

Im Prinzip konnten die mit höchstem Bewehrungsstahl S 670 ausgeführten Stützen konventionell in Anlehnung an DIN 1045-1 bemessen werden, wobei die in Abhängigkeit des zeitabhängigen Verformungsverhaltens des Betons höheren Stahlspannungen sowohl im Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu berücksichtigen sind. Um die Stützen rechnerisch richtig erfassen zu können, muss zusätzlich zu den äußeren Einwirkungen der Stahl eine Vorstauchung erhalten. Details zur Bemessung dieser hochfesten Stützen können dem Teil I der Veröffentlichung in Heft 5/2008 entnommen werden.

Im Opernturm Frankfurt werden Bewehrungsdurchmesser von 35, 43, 57⁵, 63⁵ und 75 mm verwendet. Der hochfeste Stahl S 670 wird nur im Bereich von voll überdrückten Querschnitten eingesetzt. Bewehrungsstöße werden mit speziellen auf den Stahl S 670 abgestimmten Kontaktmuffen ausgeführt (siehe Teil I dieser Veröffentlichung).

Insgesamt wird beim Einsatz der hochfesten Stützen beim Opernturm Frankfurt in den folgenden Punkten von den gültigen technischen Baubestimmungen abgewichen:

- Anwendung von Gewinderippenstahl S 670 mit $f_{yk} = 670 \text{ N/mm}^2$ und $f_{tk} = 800 \text{ N/mm}^2$
- Einsatz von Stabdurchmessern bis 75 mm
- Bemessungsmodell für das Zusammenwirken von hochfestem Gewinderippenstahl und Normalbeton bei Bewehrungsgraden bis 10%
- Durchleitung der Stützenkräfte durch Decken mit Beton geringer Druckfestigkeit
- Nachweis des Brandverhaltens der Stützen entsprechend der Feuerwiderstandsklasse F 120 A

Die Berechnung der Kriech- und Schwindzahlen erfolgt in Abhängigkeit von den Belastungsstufen nach DIN 1045-1, Pkt. 9.1.4 bzw. Heft 525 (DAfStb) Pkt. 9.1.4. Es wurden grundsätzlich die Berechnungen für den Zeitpunkt der Gebäudeübergabe durchgeführt, wobei die Streuungen der Kriechzahlen ungünstig anzusetzen waren.

Die im DIN Fachbericht 102 empfohlenen Streuungen von +/-30% brauchten nur reduziert mit +/-15% angesetzt zu werden, da die maximale Verkehrslast aufgrund der Lastweiterleitung aus allen weiter obenliegenden Geschossen nicht plötzlich sondern nur innerhalb einer gewissen Zeitspanne auftreten kann. Somit können innerhalb dieser Zeitspanne in der Stütze bei hohen Betonspannungen ($\sigma_c = 0,45 \cdot f_{ckj}$) zusätzliche Kriechumlagerungen vom Beton auf den Stahl stattfinden.

Die Bewehrungsstäbe der Stützen werden grundsätzlich durch die Deckenknoten durchgeführt. Von unten kommende Bewehrungsstäbe, die in einem Geschoss enden, werden aufgrund des Spitzendrucks über die rechnerische Verankerungslänge hinaus bis in die nächste Stütze geführt. Da die Muffen den Betonquerschnitt einschränken und dadurch die Betonverdichtung erschwert wird, wurde der Anteil der gestoßenen Stäbe in einem Querschnitt auf 50% begrenzt.

Der Stützenbeton (C50/60) wird über die Bauhöhe der Decke durch den Deckenbeton (C30/37) ersetzt, d. h.

die Decke wird einschließlich Knoten durchbetoniert. Im Bereich der Deckenknoten mit allseitiger Querdehnungsbehinderung durch die Decke darf die Tragfähigkeitssteigerung durch den mehraxialen Spannungszustand berücksichtigt werden. Für den Deckenbeton ergibt sich gegenüber dem Stützenbeton bei durchgeführter Druckbewehrung eine maximale Beanspruchung von $1,67 \cdot f_{cd}$. Diese Beanspruchung liegt zum einen noch unter der Grenze für Teilflächenbelastung von $3,0 \cdot f_{cd}$ und unterhalb der vorgeschlagenen Grenze von Weiske [4] mit $3,52 \cdot f_{cd}$.

In den Bereichen, in denen die hochfeste Längsbewehrung über Verbund zu verankern ist, wird die nach DIN 1045-1 Abschnitt 12.6.3 erforderliche Querbewehrung um den Faktor $670/500 = 1,34$ erhöht.

2.2 Brand

Aus Brandschutzgründen müssen beim Opernturm Frankfurt die Bauteile des Haupttragwerks, zu denen auch die Stützen mit höchstem Bewehrungsstahl zählen, die Anforderungen der Feuerwiderstandsklasse F120 nach DIN 4102 Teil 2 erfüllen. Der Nachweis der Feuerwiderstandsklasse der Stützen mit höchstem Bewehrungsstahl sollte im Rahmen der Zustimmung im Einzelfall durch Brandversuche in Verbindung mit rechnerischen Untersuchungen geführt werden.

Die rechnerischen Untersuchungen wurden von Herrn Professor Dr.-Ing. D. Hosser und Herrn Dr.-Ing. E. Richter (Fachgebiet Brandschutz des Institutes für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig) mit dem am Institut entwickelten Berechnungsprogramm STABA-F durchgeführt. Bei der Berechnung des Brandverhaltens der Stützen wird zunächst eine thermische Analyse durchgeführt. Dazu wird die Stütze diskretisiert. Unter Zugrundelegung der Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) wurde die Temperaturentwicklung, welche auf der Formulierung des Temperaturproblems von J. B. Fourier beruht, in den Stützen berechnet. In einem zweiten Rechengang konnte dann in Abhängigkeit von den zuvor ermittelten Temperaturen unter Anwendung der entsprechenden Warmkriechmaterialgesetze [5] das Trag- und Verformungsverhalten der Stützen unter der genannten Brandeinwirkung berechnet werden.

Auf folgende kritische Parameter ist nach [6] bei der Brandbemessung bzw. dem Brandnachweis der Stützen besonders zu achten:

- geringe Querschnittsabmessungen
- geringer Achsabstand der tragenden Bewehrung
- große Bewehrungsdurchmesser
- ungeschützte Betonschicht außerhalb der Bewehrung
- großer Schlankheitsgrad
- hohe Lastausnutzung
- exzentrischer Lastangriff

Bei der Auslegung der Versuche mussten die tatsächlichen Parameter, wie z. B. die großen Bewehrungsdurchmesser, berücksichtigt werden und andererseits die Versuchsstützen so ausgelegt werden, dass diese hinsichtlich der genannten Parameter gegenüber den Bauwerksstützen ungünstiger sind. Die nachfolgend dargestellte Tabelle 1 gibt Aufschluss über die Abstimmung der Versuchsstützen. Es

wurden zwei Versuchsstützen mit Querschnittsabmessungen von 30 cm × 30 cm hergestellt, wobei im Wesentlichen die Versuchsstütze S1 mit vier Bewehrungsstäben Ø75 mm und die Versuchsstütze S2 mit vier Bewehrungsstäben Ø57 mm bewehrt waren. Die Betonzusammensetzung entsprach dem Bauwerksbeton.

Zur Durchführung der Brandversuche wurden die Versuchsstützen in einem 4 m hohen Brandofen der MPA Braunschweig eingebaut und mit der entsprechenden Gebrauchslast exzentrisch belastet (Tabelle 1). Die allseitige Beflammung bzw. Erhitzung nach der Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) erfolgte über insgesamt vier, auf jeder Seite der Stütze angeordnete Ölbrenner. Besonders erwähnenswert ist, dass die Stützenbrandversuche nicht nur – wie normalerweise üblich – über die erforderliche Branddauer von z. B. 120 Minuten sondern bis zum tat-

sächlichen Versagen durchgeführt wurden. Somit ist es möglich, eine quantitative Aussage über die im Brand vorhandenen Tragsicherheitsreserven machen zu können.

In den folgenden Diagrammen (Bilder 7 und 8) ist zu erkennen, dass die Versuchsstützen im Brandversuch eine deutlich größere als die geforderte Feuerwiderstandsdauer aufweisen. Ausschlaggebend für den Versagenszustand ist hier die zum Schluss stark ansteigende Horizontalverformung. Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen der FE-Nachrechnung und dem tatsächlichen Bauteilversuch. Diese Kalibrierung war eine wichtige Voraussetzung für die Berechnung der maßgebenden Stützen des Bauwerks.

Für die erreichte Feuerwiderstandsdauer war sehr entscheidend, dass während der gesamten Branddauer so gut wie keine Betonabplatzungen auftraten. Insgesamt

Tabelle 1. Abstimmung der Versuchsstützen S1 und S2 mit den Bauwerksverhältnissen (vgl. Tabelle 2)

Table 1. Adjusting of test columns S1 and S2 to structural conditions (comp. Table 2)

	S1 (Versuchsstütze)	S2 (Versuchsstütze)	S54 – EG–2.OG (maßgebende Bauwerksstütze)	S1010 – EG–2.OG (maßgebende Bauwerksstütze)	Bewertung
Bewehrungsgrad [%]	19,5	11,3	4,1	10,0	<i>Die Bewehrungsgrade der Versuchsstützen sind tendenziell höher, somit ist der Anteil des Stahls an der Tragfähigkeit größer, womit die Versuchsstützen ungünstiger liegen.</i>
Ausmitten [m]	0,01	0,018	Keine planmäßigen Momente, ungewollte Ausmitte nach DIN 1045-1, ca. 0,017	Keine planmäßigen Momente, ungewollte Ausmitte nach DIN 1045-1, ca. 0,017	<i>Anpassung der Versuchsstützen an die realen Bedingungen.</i>
Betondeck. Längsbewehrung [cm]	5,2	5,2	5,35	7,35	<i>Versuchsstützen ungünstiger.</i>
Verbügelung	Ø 10/15 Einleitungs- bereich Ø 10/9	Ø 10/15 Einleitungs- bereich Ø 10/9	Ø 12/20 Lasteinleitungs- bereich Ø 12/10	Ø 16/20 Lasteinleitungs- bereiche: + Ø 16/40 (Zwischenbügel) Ø 16/10	<i>Verbügelung der Versuchsstützen ist in etwa mit der Verbügelung der maßgebenden Stützen vergleichbar.</i>
Belastungen	Pressenlast = 3.000 kN Nur 67 % der Gebrauchslast	Pressenlast = 3.000 kN Nur 67 % der Gebrauchslast	Stütze voll ausgenutzt, Stahl im GZT bis zur Streckgrenze belastet (Knicken)	Stütze voll ausgenutzt, Stahl im GZT bis zur Streckgrenze belastet (Knicken)	<i>Die Versuchsstützen sind durch eine geringere Stahlspannung günstiger. Die durch Ausmitten eingprägten Verformungen sind allerdings bei den Versuchsstützen ungünstiger.</i>
Lagerungs- bedingungen	Oben/unten gelenkig	Oben/unten gelenkig	unberücksichtigte Teileinspannung oben/unten	unberücksichtigte Teileinspannung oben/unten	<i>Versuchsstützen ungünstiger.</i>
Bewehrungs- durchmesser [mm]	Ø 75	Ø 57,5	Ø 43	Ø 75	<i>Versuchsstützen decken ungünstigsten Fall ab.</i>
Schlankheit	43,25	43,25	65,27	34,6	<i>S1 und S2 sind für S54 (EG–2. OG) günstiger.</i>
Länge L = Knicklänge [m]	3,74	3,74	11,75	11,75	

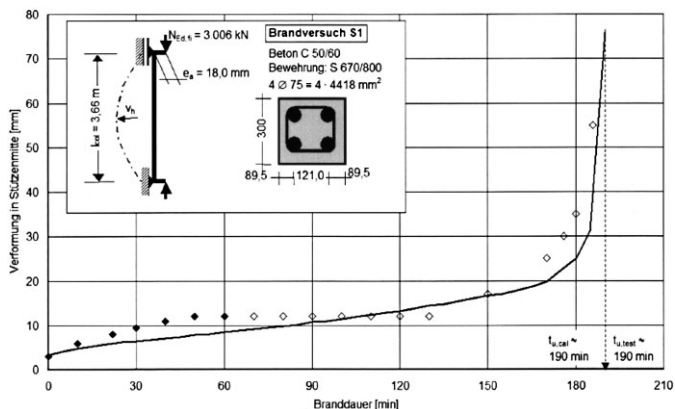


Bild 7. Horizontalverformung der Stütze S1 während des Brandversuchs – Versuchsaufzeichnung (Punkte) und Nachrechnung (durchgezogen) [6]

Fig. 7. Horizontal deformation of column S1 during fire test – Test record (dots) and recalculation (continuous) [6]

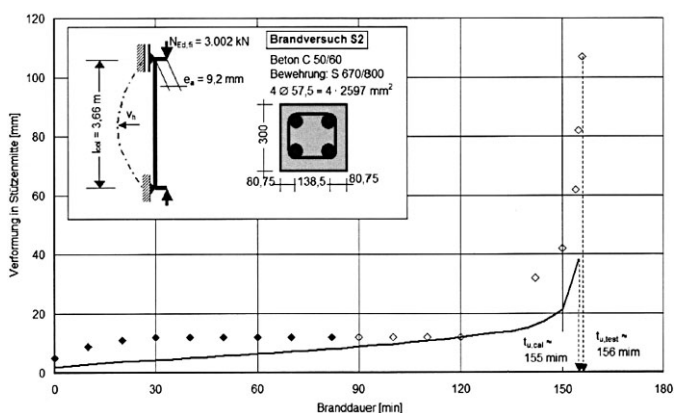


Bild 8. Horizontalverformung der Stütze S2 während des Brandversuchs – Versuchsaufzeichnung (Punkte) und Nachrechnung (durchgezogen) [6]

Fig. 8. Horizontal deformation of column S2 during fire test – Test record (dots) and recalculation (continuous) [6]

kann die Gefahr zerstörender Abplatzungen für die Versuchsstützen bei der gewählten Betonrezeptur unter Zusatz von 1,5 kg/m² PP-Fasern und unter vergleichbaren Randbedingungen hinsichtlich Querschnittsabmessungen, Bewehrungsdurchmessern und Belastung als gering eingestuft werden.

Zur Nachrechnung der maßgebenden Stützen des Bauwerks wurden die Stützen S1010 und S54 ausgewählt. Bei der Stütze S1010 handelt es sich um die schlankste und gleichzeitig höchstbelastete Megastütze und bei der Stütze S54 um die schlankste und gleichzeitig höchstbelastete Fassadenstütze. In Tabelle 2 werden die wichtigsten Parameter dieser beiden Stützen aufgeführt (vgl. Tabelle 1).

– Nachrechnung der Stütze S1010

Bei der rechnerischen Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer der Stütze S1010 (Bild 9) zeigten sich erhebliche Reserven. So nahmen die Horizontalverformungen in Stützenmitte über die Branddauer von 210 Minuten – ohne Anzeichen eines bevorstehenden Steifigkeitsverlusts – le-

Tabelle 2. Maßgebende Bauwerksstützen
Table 2. Main structural columns

Parameter	S1010	S54
Querschnitt	□	□
Querschnitt b × h [cm ²]	120 × 120	68 × 79 + 35 × 46
Beton	C50/60	C50/60
Längsbewehrung S 670/800	26 Ø75 + 8 Ø57,5	18 Ø43
Achsabstand der Längsbewehrung u [mm]	115	85
Bügel BSt 500 S	Ø16 (+ Q 377 A)	Ø14
Länge L [m]	11,75	11,75
Längskraft F [kN]	72.731	14.951
Exzentrizität e [m]	0,0171	0,0171

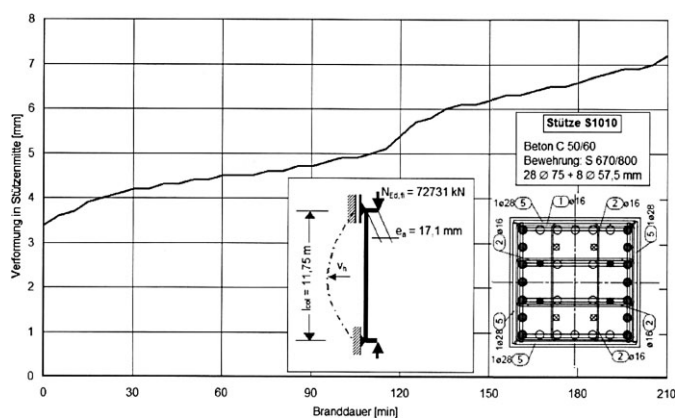


Bild 9. Berechnung der Stütze S1010 mit dem Programm STABA-F [6]

Fig. 9. Calculation of column S1010 using the STABA-F programme [6]

diglich linear zu. Dies ist in erster Linie darauf zurückzuführen, dass die Längsbewehrung aus hochfestem Stahl S 670 aufgrund des großen Achsabstands u = 115 mm nur sehr langsam erwärmt wird. Die Maximaltemperatur in der Bewehrung nach einer Branddauer von 120 Minuten beträgt nur ca. 230 °C und am Ende der Simulationsdauer von 210 Minuten nur ca. 380 °C.

– Nachrechnung der Stütze S54

Die schlankere, ebenfalls hochbelastete Fassadenstütze, die mit u = 85 mm einen geringeren Achsabstand der hochfesten Längsbewehrung aufweist, erreicht bei rechnerischen Simulation eine Branddauer von 126 Minuten (Bild 10). Danach tritt das Stabilitätsversagen der Stütze ein. Hier erreicht die Längsbewehrung bereits nach 120 Minuten eine Temperatur von 400 °C und am Ende der Simulationsdauer von 210 Minuten eine Temperatur von 600 °C. Der Steifigkeitsverlust tritt im Vergleich zur Stütze S1010 eher ein und überdies sind die Effekte infolge Theorie II. Ordnung bei der schlankeren Stütze größer.

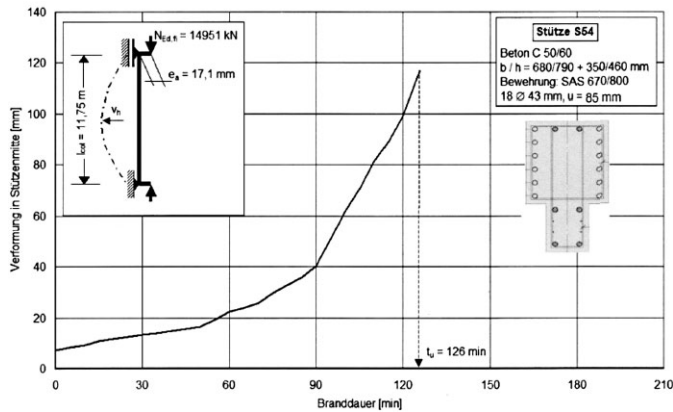


Bild 10. Berechnung der Stütze S54 mit dem Programm STABA-F [6]

Fig. 10. Calculation of column S54 using the STABA-F programme [6]

Insgesamt kann festgehalten werden, dass sich bei den maßgebenden Stützen mit hochfestem Bewehrungsstahl des Opernturms Frankfurt sowie auch bei den rechnerischen Simulation zu Grunde liegenden Versuchsstützen S1 und S2 ein günstiges Brandverhalten zeigte. Zur Einstufung in die Feuerwiderstandsklasse F 120 zeigten sich ausreichende Tragreserven. Eine der wichtigsten Voraussetzungen für dieses günstige Brandverhalten war, dass aufgrund der PP-Fasern von $1,5 \text{ kg/m}^3$ keinerlei Abplatzungen auftreten konnten.

3. Umsetzung der Stützen mit hochfestem Bewehrungsstahl im Bauwerk

Die Stützen werden als Pendelstützen über die Höhe eines Stockwerks berechnet. Durch Vernachlässigung der tatsächlich vorhandenen Teileinspannungen ergeben sich zusätzliche Tragreserven. Die Stützen weisen je nach Raumhöhe Schlankheiten mit $10 < \lambda < 85$ auf. Die mindestens vorhandene Betondeckung der Stützen beträgt $c_{nom} = 4 \text{ cm}$.

Die Stützen mit hochfestem Bewehrungsstahl weisen vorwiegend fünf verschiedene Querschnitte auf. Es sind prinzipiell die Stützenstränge im Randbereich (S04, S06, S24, 26, S54, S56, S74 und S75) und die Stützenstränge im Gebäudeinneren (Megastützen S1000, S1010, S1001 und S1011) zu unterscheiden (Bild 11). Im Folgenden werden die Querschnitte der Stützen mit hochfestem Bewehrungsstahl dargestellt.

Der in Bild 12 dargestellte Querschnitt wird so im UG 2 und UG 1 bei allen Randstützen ausgeführt. Im UG 3 handelt es sich dagegen teilweise nicht um typische Stützen sondern um Lisenen. Innerhalb der Lisenen ist in dem Querschnittsbereich, auf dem im UG 2 die tatsächliche Stütze anschließt, die Bewehrung bis in die Bodenplatte durchgeführt.

Vom EG bis zum 5. OG werden Rand- bzw. Fassadenstützen als T-förmiger Querschnitt (Bild 13) und ab dem 6. OG als Rechteckquerschnitt ausgeführt. Ein typisch bewehrter Querschnitt der Megastützen, die einen Teil des Kerns vom UG 3 bis OG 5 abfangen, ist in Bild 14 dargestellt.

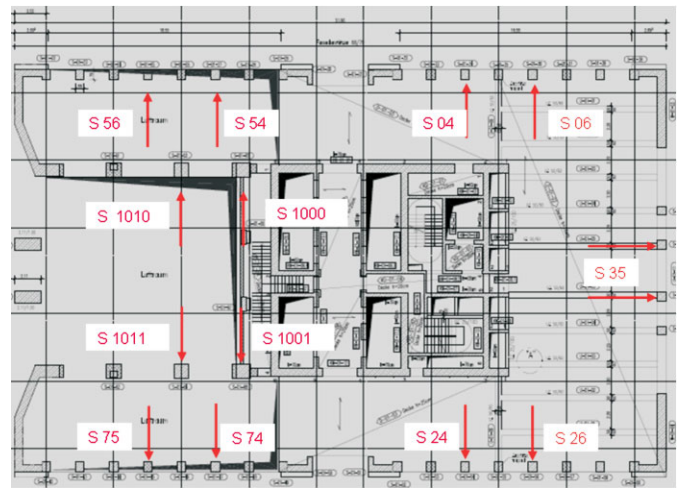


Bild 11. Stützenstränge mit hochfestem Bewehrungsstahl

Fig. 11. Column lines with high-strength reinforcement steel

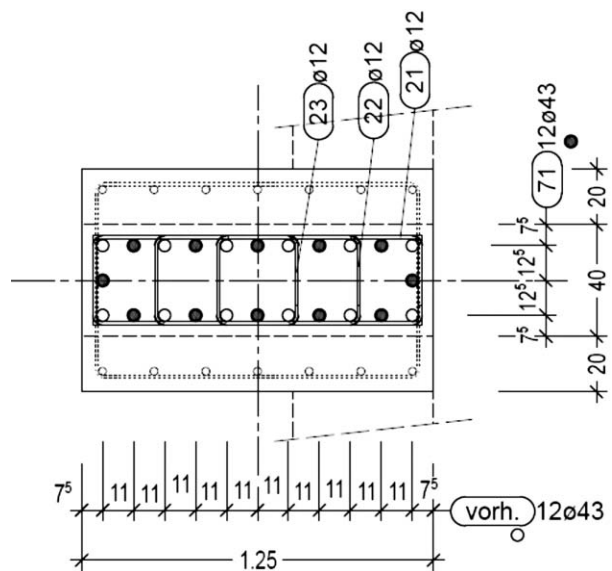


Bild 12. Exemplarischer Querschnitt der Rand- bzw. Fassadenstützen (z. B. S04, S24) im UG 2 und UG 1 mit der darunter liegenden Lisenen im UG 3 ($\text{Ø } 43 \Rightarrow \text{S } 670$)

Fig. 12. Exemplary cross section of edge and façade columns (e. g. S04, S24) on sublevel 2 and sublevel 1 with subjacent lisene on sublevel 3 ($\text{Ø } 43 \text{ S } 670$)

In der folgenden Tabelle 3 werden die maximalen Bewehrungsgrade der einzelnen mit hochfestem Bewehrungsstahl ausgeführten Stütztypen des Opernturms Frankfurt dargestellt. Daneben sind die A_S -Werte bzw. die Bewehrungsgrade aufgeführt, die bei Verwendung eines normalen BSt 500 nötig gewesen wären. Es wäre insbesondere bei den Megastützen nicht mehr möglich gewesen, die hohen Bewehrungsgehalte einzubauen. In Tabelle 3 ist bei den einzelnen Stütztypen bei Verwendung des hochfesten Stahls S 670 eine deutliche Reduktion der Bewehrungsmenge zu erkennen, wodurch insbesondere bei Verwendung der Muffenstöße die Betonierbarkeit wesentlich erleichtert und die Qualität der Stützen verbessert wird.

Es ist anzumerken, dass das Potential des S 670 beim Opernturm Frankfurt nicht voll ausgeschöpft wurde, da

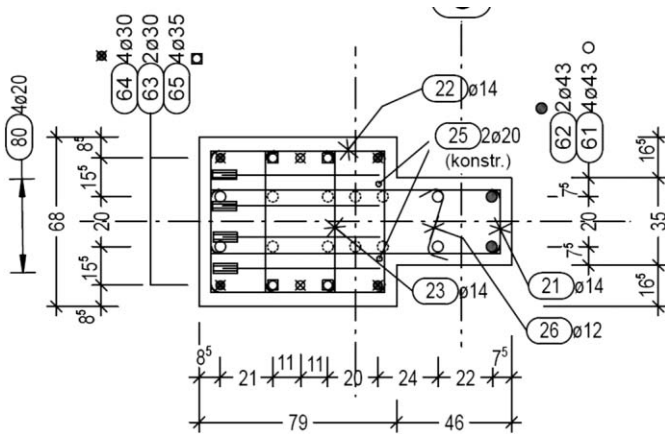


Bild 13. Exemplarischer Querschnitt der Rand- bzw. Fassadenstützen ab EG bis OG 5, hier exemplarisch (S54 EG – OG 2) (Ø 43 ⇒ S 670)

Fig. 13. Exemplary cross section of edge and façade columns from ground floor to floor 5, here exemplary (S54 ground Floor – floor 2) (Ø 43 S670)

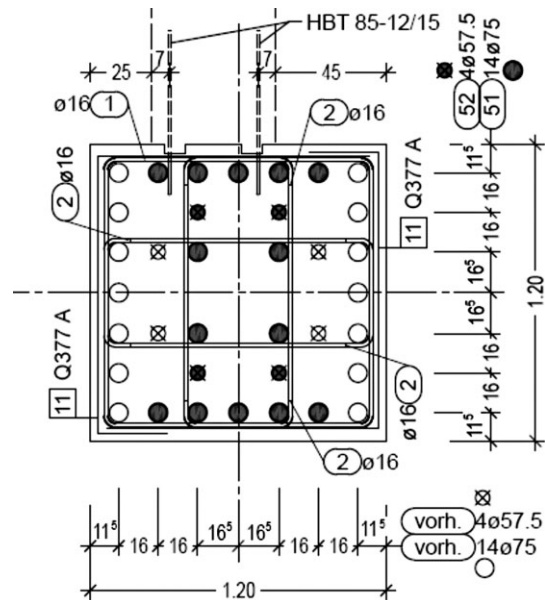


Bild 14. Exemplarischer Querschnitt der Megastützen UG 3 bis OG 5 – 1,20 x 1,20 m (Ø 75 und Ø 57,5 ⇒ S 670)

Fig. 14. Exemplary cross section of mega-columns floor 3 to floor 5 – 1.20 x 1.20 m (Ø 75 and Ø 57.5 S670)

Tabelle 3. Bewehrung der maßgebenden Stützen mit S 670 und Vergleich mit BSt 500
Table 3. Reinforcement of the main columns using S670 and comparison to BSt 500

Stützentyp	zu vergleichende Abbildung	max A _S (S 670/800)	max μ (S 670/800)	erf A _S (BSt 500)	erf μ (BSt 500)
Rand- bzw. Fassadenstütze UG 2 und UG 1 (l = 4,30 m)	12	348 cm ²	6,9%	466 cm ²	9,2%
Rand- bzw. Fassadenstütze EG bis OG 2 (l = 11,75 m)	13	262 cm ²	4,1%	351 cm ²	5,5%
Rand- bzw. Fassadenstütze ab OG 6 (Nord/Süd) (l = 3,63 m)	-	178 cm ²	6,2%	239 cm ²	8,31%
Rand- bzw. Fassadenstütze ab OG 6 (Ost/West) (l = 3,63 m)	-	143 cm ²	6,2%	192 cm ²	8,3%
Megastütze UG 2 (l = 4,30 m)	14	1.450 cm ²	10,0%	1.943 cm ²	13,4%
Megastütze EG bis OG 2 (l = 11,75 m)	14	1.380 cm ²	9,5%	1.849 cm ²	12,73%

dies aufgrund der architektonischen Randbedingungen nicht gefordert wurde. Theoretisch wäre bei Ausschöpfung der zulässigen Bewehrungsgrade bis 20% unter Verwendung der Muffenstöße eine weitere Querschnittsreduktion und damit ein weiterer Gewinn an Nutzfläche möglich gewesen.

4. Gesamtkonstruktion

Betonierabschnitte werden bei den geschosshohen Stützen im Regelfall an der Deckenunterseite bzw. Trägerunterkante ausgeführt. Teilweise werden bedingt durch den Bauablauf Stützen vorausgeklettert und die Decken nach-

träglich angeschlossen. Bei Innenstützen wird aufgrund des mehraxialen Spannungszustands bei durchlaufender Decke (Querdehnungsbehinderung) der Deckenbeton in C30/37 durchgezogen. Da die Fassadenstützen über den Deckenrand hinausragen, ist es dort erforderlich, die Decke örtlich mit dem Stützenbeton C50/60 vorzuschütten.

Die Lasteinleitung in die 3 m dicke Bodenplatte (C35/45) konnte bei den Megastützen über einen Stumpfstoß an der Bodenplattenoberseite umgesetzt werden. Aufgrund des hohen Spitzendrucks der hochfesten Längsbewehrung ($d = 75$ mm) wurde eine 100 mm starke Stahlplatte (S 690 QL) zur gleichmäßigen Verteilung der Lasten eingebaut. Der Nachweis der Betonpressung an der Oberkante der Bodenplatte gelang unter dem Ansatz einer höheren Teilflächenbelastung nach DIN 1045-1. Um zu gewährleisten, dass die Stütze satt auf dem Untergrund aufsteht, wurde die mit Entlüftungsbohrungen versehene Stahlplatte mittels Stellschrauben auf Abstand montiert und anschließend mit einem hochfesten Spezialmörtel untergossen (Bild 15).

Bei den Fassadenstützen erfolgte die Lasteinleitung in die Bodenplatte mit einem Stabdurchmesser $d = 43$ mm standardmäßig über den Verbund des Gewindestahls mit dem Beton. Die Bewehrungsstäbe dieser Fassadenstützen wurden über eine Länge von 2,5 m in die Bodenplatte hineingeführt.

Stöße des hochfesten Gewindestahls werden generell mit zugehörigen Muffen ausgeführt (Bild 16). Die Muffen sind mit Innengewinde ausgestattet, erfüllen rechnerisch gesehen jedoch nur den Zweck einer Lagesicherung (Kontaktstoß).

Gestoßen wird generell unmittelbar über der Decke, da dort im Brandfall die geringsten Temperaturen auftreten.

In den Untergeschossen werden jeweils 50% der Stäbe auf einer Ebene gestoßen, d. h. die Stablängen sind zweigeschossig. In den Obergeschossen werden 100% – Stöße mit geschosshohen Bewehrungsstäben realisiert.

In den oberen Geschossen wird in Abhängigkeit der Stützenlasten vom hochfesten Bewehrungsstahl S 670 auf BSt 500 gewechselt. Ab OG 25 wird ausschließlich nur noch normalfester Bewehrungsstahl verwendet. Der Wechsel der Stahlgüten erfolgt ebenfalls als Kontaktstoß. Die zu stoßenden Längsstäbe werden dabei lediglich mit einer Klemme zur Fixierung gesichert (geregelt nach DIBt). Gewechselt wird im vorliegenden Fall entweder von $d = 28$ mm (S 670) auf $d = 28$ mm (BSt 500) oder mittels Reduzierstück von $d = 35$ mm (S 670) auf $d = 32$ mm (BSt 500).

Durch den Einsatz der hochfesten Stützenlängsbewehrung wird beim Bauvorhaben Opernturm keine höhere Betongüte als C50/60 [7] trotz hoch belasteter Querschnitte erforderlich.

5. Bauausführung

Generell kann gesagt werden, dass mit dem neuartigen Bewehrungssystem nicht nur sehr wirtschaftliche sondern auch qualitativ besonders hochwertige Stützen hergestellt werden können, was sich insbesondere in der sehr guten Betonierbarkeit zeigt. Selbst bei Bewehrungsgraden von über 10% sind die lichten Stababstände so groß, dass der Beton leicht eingebracht und mit handelsüblichen Innenrüttlern sicher verdichtet werden kann. Die Gefahr von Fehlstellen, Kiesnestern etc. wird dadurch minimiert. Der Betonierschlauch kann bis tief in die Stütze eingebracht werden, um eine große Fallhöhe und die damit verbundenen Gefahr der Entmischung des Betons auszuschließen.

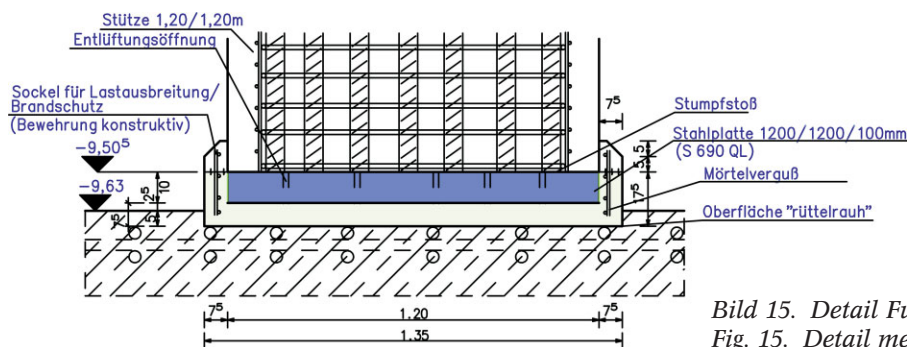


Bild 15. Detail Fußpunkt Megastütze auf Bodenplatte
Fig. 15. Detail mega-column base on base plate



Kontaktmuffen

Bild 16. Montage einer Megastütze des Opernturms
Fig. 16. Installation of a mega-column of the Opernturm



Bild 17. Komplette Bewehrung einer Megastütze des Opernturms

Fig. 17. Entire reinforcement of a mega-column of the Opernturm

Beim Hochhaus Opernturm werden ausschließlich Ortbetonstützen gebaut. Bei dieser Bauweise müssen bei Verwendung des neuartigen Bewehrungssystems die Stäbe mit dem Kran eingehoben und dann mit dem eigens entwickelten Muffenstoß gesichert werden. Die Stützenbügel werden nach dem Anbringen der Längsstäbe als vorgefertigter Bügelkorb montiert.

Bei Stützen mit großen Durchmessern wurden Zwischenbügel als beidseitige Stecker mit Übergreifungsstoß ausgeführt. Derzeit wird an der Weiterentwicklung gearbeitet, komplett vorgefertigte Bewehrungskörbe über eine Muffenverbindung einbauen zu können. Darüber hinaus stellt die Ausführung in Fertigteilbauweise eine weitere Vereinfachung der Stützenherstellung mit hochfestem Stahl S 670 dar.

Generell erfordert der hochfeste Stahl eine hohe Einbaugenauigkeit. Da die Schraubmuffen rechnerisch nur die Anforderung einer Kontaktmuffe zur Lagesicherung erfüllen, müssen die rechtwinklig gesägten Stabenden press aufeinander stehen. Um einen Schlupf in der Stoßverbindung zu vermeiden, sind die Muffen mit vorgeschriebenen Drehmomenten per Hand zu kontern.

Die mit S 670 hoch bewehrten Megastützen (Bild 17) stehen im Lobbybereich über eine Gesamthöhe von ca. 19 m. Da die Bewehrung über 12 m als fertig bewehrter Korb durchläuft, konnte bei Betonierabschnitten von ca. 4–5 m der Beton lediglich mit einem Schlauch, der seitlich zwischen den Vertikalstäben durchgeführt wurde, beto-

nirt werden. Dies war nur aufgrund großzügiger Stababstände der 75er Stäbe möglich.

Der verwendete Stützenbeton C50/60 entspricht DIN 1045-2 mit EN206. Über Fliesmittelzugabe wurde eine Konsistenz F4 erwirkt, wodurch der Beton gut pumpfähig ist. Die maximale Zuschlagskörngröße beträgt 16 mm (Rheinkies). Zur Verbesserung des Brandverhaltens werden 1,5 kg/m³ PP-Fasern zugegeben.

Insbesondere wurde bei den massigen Megastützen großen Wert auf die Nachbehandlung gelegt. Zur Vermeidung eines schnellen Feuchteverlusts wurden diese Stützen mit Folie ummantelt und zusätzlich mit einer Wärmedämmung versehen.

6. Zusammenfassung

Im vorliegenden Artikel wird über die konstruktiven Besonderheiten des derzeit im Bau befindlichen Opernturms Frankfurt, der eine Höhe von 169 m erreicht, berichtet. Der Opernturm Frankfurt weist drei Unter- und 46 aufgehende Geschosse auf und ist über einen Kern und die Fassade, die über Outrigger-Wandscheiben aktiviert wird, ausgesteift. Besondere Herausforderungen, wie der Abfangung eines Teil des massiven Kerns über Megastützen in den unteren Geschossen und die sehr schlanken, hochbelasteten Fassadenstützen machten eine besondere technisch konstruktive Stützenkonzeption erforderlich.

So konnte bei den Megastützen und den hochbelasteten, schlanken Fassadenstützen des Opernturms ein hochfester Stahl (SAS 670/800) unter Verwendung eines normalfesten Betons (C50/60) sehr wirtschaftlich eingesetzt werden. Die großen Bewehrungsdurchmesser machten selbst bei den verwendeten höheren Bewehrungsgraden bis 10% dank der verwendeten Muffenstöße eine gut durchführbare und damit qualitativ hochwertige Betonage möglich. Durch eine Verkleinerung der Stützenquerschnittsfläche konnte außerdem vermietbare Fläche gewonnen werden, was einen erheblichen finanziellen Vorteil bringt.

Die zur DIN 1045-1 abweichende Stahlgüte, die großen Bewehrungsdurchmesser und höheren Bewehrungsgrade machten eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich, über die ausführlich berichtet wurde. Weitere Details zum Tragverhalten, zur Bemessung und zur konstruktiven Ausbildung der neuen Druckglieder mit hochfestem Stahl können Teil I dieser Veröffentlichung, der im Heft 5/2008 erschien, entnommen werden.

Des Weiteren sei angemerkt, dass bei weiterer Potentialausschöpfung des S 670 durch mögliche Bewehrungsgrade bis zu 20% und ggf. in Kombination mit hochfesten Betonen die gestalterischen Möglichkeiten wesentlich erweitert werden.

Mit dem Projekt Opernturm Frankfurt kam in Deutschland erstmalig der hochfeste Bewehrungsstahl S 670 zum Einsatz, wobei schon sehr positive Resonanzen aus USA vorlagen. So wurden beim Epic Tower Hotel und beim Ten Museum Park hochbelastete Schubwände mit dem Bewehrungsstahl S 670 unter Verwendung von Durchmessern bis 63,5 mm ausgeführt. Des Weiteren wird gerade ein Hochhaus in Moskau (Mosprojekt 2) mit einer Höhe von 248 m gebaut, bei dem ebenfalls die hochbelasteten Stützen mit S 670 und Bewehrungsdurchmessern mit 75 mm ausgeführt werden.

Projektbeteiligte

Bauherr ist die private Immobilienfirma Tishman Speyer. Der Entwurf stammt von Prof. *Christoph Mäckler* Architekten. Die Ed. Züblin AG errichtet derzeit schlüsselfertig die aufgehenden Geschosse des Bauwerks. Die Baugrube, sowie die Tiefgründung mittels Bohrpfählen und die Bodenplatten wurden von der Arbeitsgemeinschaft Züblin Spezialtiefbau mit Hochtief hergestellt.

Die technische Umsetzung und Berechnung der hochfesten Stützen wurde durch das Ingenieurbüro Dr. *Falkner* (IBF) gewährleistet. Die ergänzenden Gutachten für die Zustimmung im Einzelfall wurden von Prof. *Graubner* (Bemessung + Ausführung) und Prof. *Hosser* (Brandschutz) erstellt. Als weiterer Berater war Prof. *Jungwirth* eingebunden.

Literatur

- [1] *Falkner, H.* und *Gerritzen, D.*: Gutachterliche Stellungnahme zur Bemessung und Konstruktion der Stützen mit hochfestem Bewehrungsstahl SAS 670/800 – Opernturm Frankfurt.
- [2] *Graubner, C.-A.* und *Zink, M.*: Gutachten zur Anwendung von hochfestem Gewinderippenstahl SAS 670/800 in Stützen des Bauvorhabens Opernturm in Frankfurt am Main.
- [3] Zustimmung im Einzelfall nach § 19 der Hessischen Bauordnung (HBO) für die Verwendung von Gewinderippenstahl SAS 670/800 als Betonstahlbewehrung beim Bauvorhaben Opernturm, Bockenheimer Landstraße 2 bis 8 in Frankfurt am Main (BA-Nr. B-2006-1598-4).
- [4] *Weiske, R.*: Durchleitung hoher Stützenlasten bei Stahlbetonflachdecken. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Heft 180 der Schriftenreihe, TU Braunschweig, 2004.
- [5] *Kordina, K.* und *Meyer-Ottens, C.*: Beton Brandschutz Handbuch, 2. Auflage, Verlag Bautechnik, Düsseldorf, 1999.
- [6] *Hosser, D.* und *Richter, E.*: Gutachtliche Stellungnahme Nr. G 07011 – Zum Brandverhalten von Stützen mit hochfestem Stahl SAS 670/800 beim Bauvorhaben Opernturm Frankfurt.
- [7] *Falkner, H.*: HH-Columns – Tall Building Columns with Steel Fibre Reinforced High Strength Concrete and High Strength Steel, International Conference – Trends in Tall Building, 5. bis 7. September 2001, Technische Universität Darmstadt.



Dr.-Ing. Hubert Bachmann
hubert.bachmann@zueblin.de



Dipl.-Ing. Martin Benz
martin.benz@zueblin.de

Ed. Züblin AG
Technisches Büro Konstruktiver Ingenieurbau (TBK)
Albstadtweg 3
70567 Stuttgart



Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Horst Falkner
h.falkner@tu-bs-de

Technische Universität
Braunschweig
Institut für Baustoffe, Massivbau
und Brandschutz (iBMB)
Beethovenstraße 52
38106 Braunschweig



Dr.-Ing. Dominique Gerritzen
IBF-Ingenieurbüro Dr. Falkner
Untere Waldplätze 21
70569 Stuttgart
d.gerritzen@ibf-falkner.de



Dipl.-Ing. Hans Wlodkowski
Director Business Development und
Leiter: Forschung und Entwicklung
von Gewindestahlsystemen
Stahlwerk Annahütte GmbH & Co. KG
83404 Hammerau
hans.wlodkowski@annahuette.com