

Die Glashalle des neuen Fernbahnhofs Flughafen Frankfurt am Main

Das Dach des neuen Fernbahnhofs hat eine Fläche von ca. 55 m × 660 m und stellt eine bebaubare Plattform dar [1]. Im zentralen Bahnhofsbereich ist diese Stahlbetonverbundkonstruktion großflächig geöffnet, um eine Verbindung zwischen Bahnhof und Plattformenebene zu schaffen. Diesen Bereich überspannt eine zweiachsig gekrümmte Glashalle stützenfrei über 135 bzw. 40 m bei einer maximalen lichten Höhe von ca. 15 m.

Ein räumliches Stahlfachwerk, das sich auf der Plattformenebene des Bahnhofsdaches abstützt, bildet die ellipsenförmige Kuppel. Die Glasfassade ist daran abgehängt. Die Haupttragelemente sind Querrahmen mit unterschiedlichen Spannweiten. Sie haben einen Abstand von 9 m und sind leicht zu einem Mittelpunkt hin geneigt. In den Drittels- und Scheitelpunkten sind die Querrahmen durch Längsträger verbunden und ausgesteift. Sekundärtragglieder bilden die Unterkonstruktion, an der die Glasscheiben abgehängt sind.

Die Tragkonstruktion der Glashalle ist konstruktiv so ausgelegt, daß sie im Zuge von Umbaumaßnahmen im zweiten Bauabschnitt (Überbauung der Plattform) seitlich abgeschnitten und verkleinert werden kann.

The glass dome of the new rail terminal at Frankfurt am Main airport. The composite structure of the deck covering the new railway station stretches over an area of approximately 55 m by 660 m. Multiple storey structures can be erected on the deck within the later 2nd stage of construction without further building work in the station itself [1]. Vast clearance passages in the centre of the station will provide a vertical interconnection between station and deck level. This area of the deck is covered by a large hemispherical glass roof 15 m high spanning 135 or 40 m, respectively.

The elliptic dome is shaped by a space frame structure reposed on the deck construction of the station. The glass facade is fixed to the steel structure. Slightly sloped cross-frames with intermediate spaces of approximately 9 m and different spans are the main supporting elements of the structure. They are connected and braced by three longitudinal girders. A substructure provides the support for the glass panes.

The construction of the glass dome is already prepared for the option of structural alterations in a later 2nd stage of construction of the rail terminal, i.e. the erection of further structures on the deck over the station.

1 Einleitung

Seit Mai 1999 ist der neue ICE-Fernbahnhof Flughafen Frankfurt am Main in Betrieb. Er befindet sich auf dem 60 m breiten Geländestreifen zwischen Bundesautobahn A 3 und Bundesstraße B 43 und ist als „AIRail Terminal“ direkt an den Flughafen angebunden. Vier Gleise bilden zusammen mit den beiden 12 m breiten Mittelbahnsteigen und der 660 m langen und 55 m breiten Überdachung den Bahnhof. Das Dach der Bahnhofshalle stellt, 13 m über den Gleisen, eine Plattform dar, auf der in einem zweiten Bauabschnitt ganz- oder teilflächig verschiedene mehrgeschossige Überbauungsvarianten möglich sind.

Verstärkungen im Bahnhofsbereich sind dafür nicht mehr erforderlich. Das Tragwerk der Plattform besteht aus Stahlfachwerkkrahnen, die die Gleise im Abstand von 15 m überspannen. Den oberen Abschluß bildet in Plattformenebene eine über die gesamte Länge fugenlose Stahlbetonverbundkonstruktion mit einer 30 cm dicken Stahlbetondecke. Bereichsweise wurde 4 m unterhalb der Plattformenebene eine weitere großflächige Nutzungsebene für Lager-, Technik- und Aufenthaltsräume realisiert [1].

Im zentralen Bereich dehnt sich der Funktionsbereich des Bahnhofs vertikal von der Bahnsteigebene bis hinauf auf die Plattformenebene aus, von wo aus der direkte Zugang zum Flughafen über ein Verbindungsbauwerk erfolgt. Die Plattformenebene ist hier großflächig geöffnet, um eine funktionale und optische Verbindung zwischen Bahnsteig-, Zwischen- und Plattformenebene bzw. zu einer späteren Überbauung zu schaffen. In der Stahlbetonverbundkonstruktion der Plattform befinden sich sowohl Öffnungen für Treppen, Aufzüge und Versorgungstrassen als auch eine 45 m × 12 m große elliptische Lichtöffnung. Dieser Plattformbereich wird durch die doppelt gekrümmte Glashalle mit einer maximalen lichten Höhe von 15 m kuppelförmig über lichte Weiten von 135 m bzw. 40 m großräumig überspannt. Der einbeschriebene stützenfreie Innenraum mit elliptischer Grundfläche wird beheizt und für Servicebereiche von Bahn und Flughafen genutzt (Bild 1).

2 Form und Konstruktion

Die geometrische Form der Glaskuppel, die sich wie ein „Blubb“ aus der Ebene der Plattform erhebt, ist aus dem Abschnitt eines Rotationskörper entwickelt worden, der bei Drehung einer Ellipse um eine in deren Ebene und weit außerhalb ihrer Fläche liegende Achse entsteht (Torus mit elliptischer Querschnittsfläche). Der Abschnittskörper hat die Form einer nichtrotationssymmetrischen Kuppel über dem elliptischen Grundriß der Abschnittsfläche, die in Plattformenebene liegt. Die lange Symmetrieachse der Kuppelgrundfläche ist in Ost-West-Richtung, der Längsrichtung der Plattform, ausgerichtet und deckt sich mit deren Längsachse M. Die kurze Symmetrieachse liegt auf der Querachse 60 der Plattform (Bild 2 und 3).

Ein räumliches Stahlfachwerk formt die Kuppel und bildet das Tragwerk der Glashalle. Es stützt sich auf der Plattformenebene des Bahnhofsdaches ab. Die rahmenlos und flächenbündig aneinandergefügt Glasscheiben sind innen an der räumlich steifen und tragfähigen Stahlkonstruktion befestigt. Sie bilden so eine homogene transparente Fläche als Raumabschluß.



Bild 1. Innenansicht Glashalle
Fig. 1. Interior view of the glass dome

Die Haupttragelemente der Kuppel sind Querrahmen, die in Abständen von etwa 9 m angeordnet sind und die Glashalle in Querrichtung bogenförmig überspannen (Bilder 4 und 5). Sie sind auf die Drehachse des Rotationskörpers hin ausgerichtet und daher im Längsschnitt des Baukörpers leicht geneigt (Bild 2). Ihre Spannweite wird durch den elliptischen Grundriß unterhalb der Kuppel bestimmt. Sie beträgt bei dem mittleren Querrahmen (QT-8) etwa 42 m und außen (QT-1, QT-15) etwa 28 m. Ihre größten Höhen liegen über der Längsachse M zwischen 15 m (QT-8) und 4 m (QT-1, QT-15).

In Längsrichtung sind die Querrahmen durch drei Längsabstützungen in Dachebene miteinander verbunden und ausgesteift. Der Mittellängsträger hat einen Rohrquerschnitt und verläuft durch die Scheitelpunkte der Querrahmen bis auf die Plattformebene. Die beiden äußeren Längsträger sind als Fachwerkträger in etwa den Drittelpunkten der Rahmenquerträger angeordnet.

Die Unterkonstruktion, an der Hänger, Glashalter und Glas befestigt sind, ist für Scheibengrößen von ca. 3 m × 1,5 m ausgelegt. Sie besteht aus den sogenannten Tragschwingen, die mit 3 m langen Armen im Abstand von 3 m an den Hauptträgern angebracht sind. Die Arme der Tragschwingen sind untereinander durch Rohre verbunden. Diese Nebenträger verlaufen zwischen den Hauptrahmen und stützen sich wie diese auf der Plattformebene ab.

In der Mitte ihrer südlichen Längsseite ist die Glashalle über eine Breite von ca. 30 m bogenförmig geöffnet

und an das Verbindungsbauwerk zum Flughafen angeschlossen. Die lichte Bogenhöhe der Öffnung beträgt etwa 7 m. Die drei mittleren Hauptquerrahmen der Glaskuppel (QT-7 bis QT-9) werden oberhalb der Öffnung durch einen in Kuppelenebene liegenden gebogenen Fachwerkträger abgefangen. Eine weitere bogenförmig gekrümmte Fachwerkebene schließt horizontal an den Öffnungsrand in der Glaskuppel an und verbindet diesen in Form eines Vordaches mit dem Verbindungsbauwerk (Bilder 4 und 9).

Das Tragwerkskonzept berücksichtigt konstruktiv bereits Möglichkeiten eines späteren Umbaus der Glashalle. Im Zusammenhang mit Vorentwürfen für mögliche Zeilenrandbebauungen der Plattform in einem zweiten Bauabschnitt ist vorgesehen, die Glashalle an den Längsrändern seitlich abzuschneiden und die verkleinerte Halle neu aufzulagern. Die Tragelemente der Glashalle sind bereits so ausgelegt, daß entsprechende Umbaumaßnahmen nach planerischer Abstimmung der Konstruktion auf die neuen Auflagerbedingungen realisiert werden können.

3 Einwirkungen

Der Baukörper der Glashalle wird durch ständige und veränderliche Einwirkungen belastet. Neben den Eigenlasten der Stahlkonstruktion war ganzflächig die Eigenlast der Glasfassade zu berücksichtigen. Sie beträgt ca. 75 kg/m². Der Schneelastansatz erfolgte gemäß den Vorschriften nach [2] für Tonnendächer sowohl mit

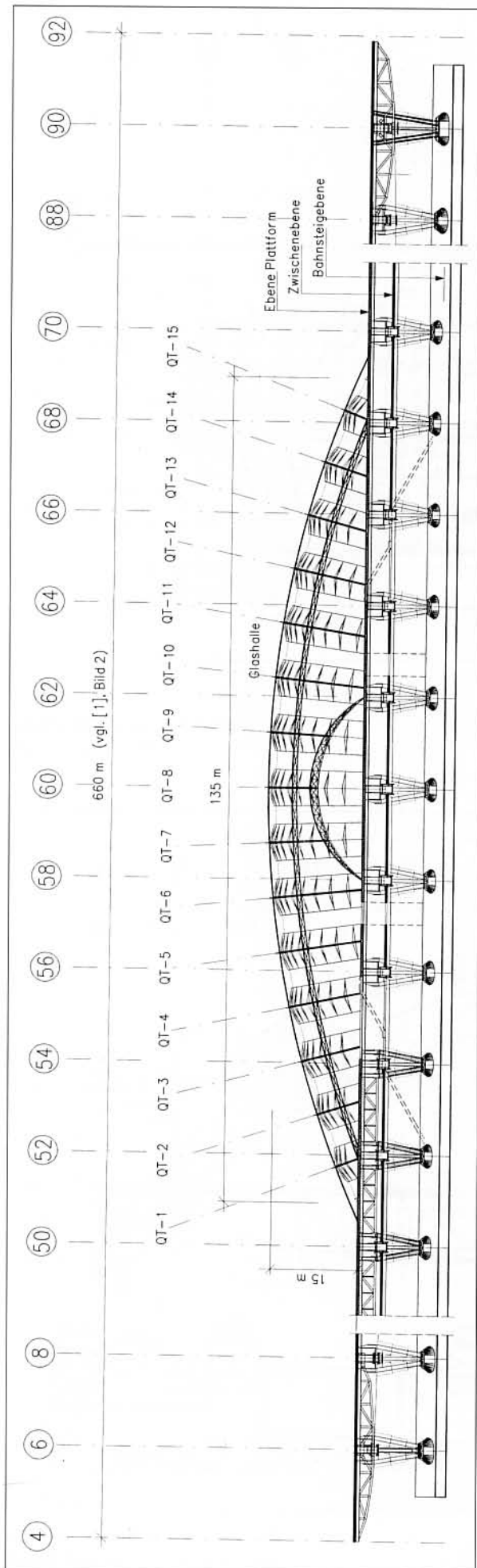


Bild 2. Längsschnitt Glashalle
Fig. 2. Longitudinal section of the glass dome

gleichmäßiger Verteilung als auch unsymmetrisch verteilt. Darüberhinaus wurden die Auswirkungen von streifenweisen Räumungen des Schnees durch entsprechende Lastfälle bei der Berechnung berücksichtigt.

Die besondere Kuppelform des Baukörpers erforderte gesonderte Untersuchungen zur Ermittlung von Größe und Verteilung der Druckbeiwerte für den Windlastansatz. Dies erfolgte auf Grundlage von Windkanalversuchen. Die rechnerische Auswertung ergab vier verschiedene Winddruckbeiwertverteilungen am Gesamtsystem, durch deren Ansatz die auftretenden Windbelastungen sicher abgedeckt werden. Darüber hinaus führten die Berechnungen zu dem Ergebnis, daß das Bauwerk im Sinne der DIN 1055 als nicht schwingungsanfällig einzustufen ist.

Wärmewirkungen in Form von Temperaturschwankungen um 10°C wurden nach [3] wie für Stahlbrücken in Höhe von $+25\text{ K}$ bzw. -35 K angenommen und bei der Bemessung angesetzt.

Die Tragglieder der Glashalle sind auf der Plattformebene aufgelagert. Die Eigen-, Schnee- und Aussteifungslasten der Glashalle werden über die Stahlbetonverbundplatte und deren Längsträgern in die Querrahmen unter der Plattform abgetragen, die den Bahnhof im Abstand von 15 m überspannen. Wegen der unterschiedlichen geometrischen Grundstruktur deckt sich das Grundrißraster der Glashalle nicht mit dem Raster der Querrahmen und Längsträger in der Plattformebene. Somit ergeben sich für die Auflagerpunkte der Glashalle in Abhängigkeit von deren Lage im Grundriß der Plattform unterschiedliche Auflagersteifigkeiten. In Vertikalrichtung führt dies zu unterschiedlichen Lagerabsenkungen. Diese wurden iterativ ermittelt und bei der Berechnung und der Bemessung der Glashalle berücksichtigt.

Die Standsicherheit für den Lastfall Erdbeben war entsprechend DIN 4149 für Erdbebenzone 2 und Bauwerksklasse 2 zu untersuchen und nachzuweisen.

4 Beschreibung der Konstruktionselemente

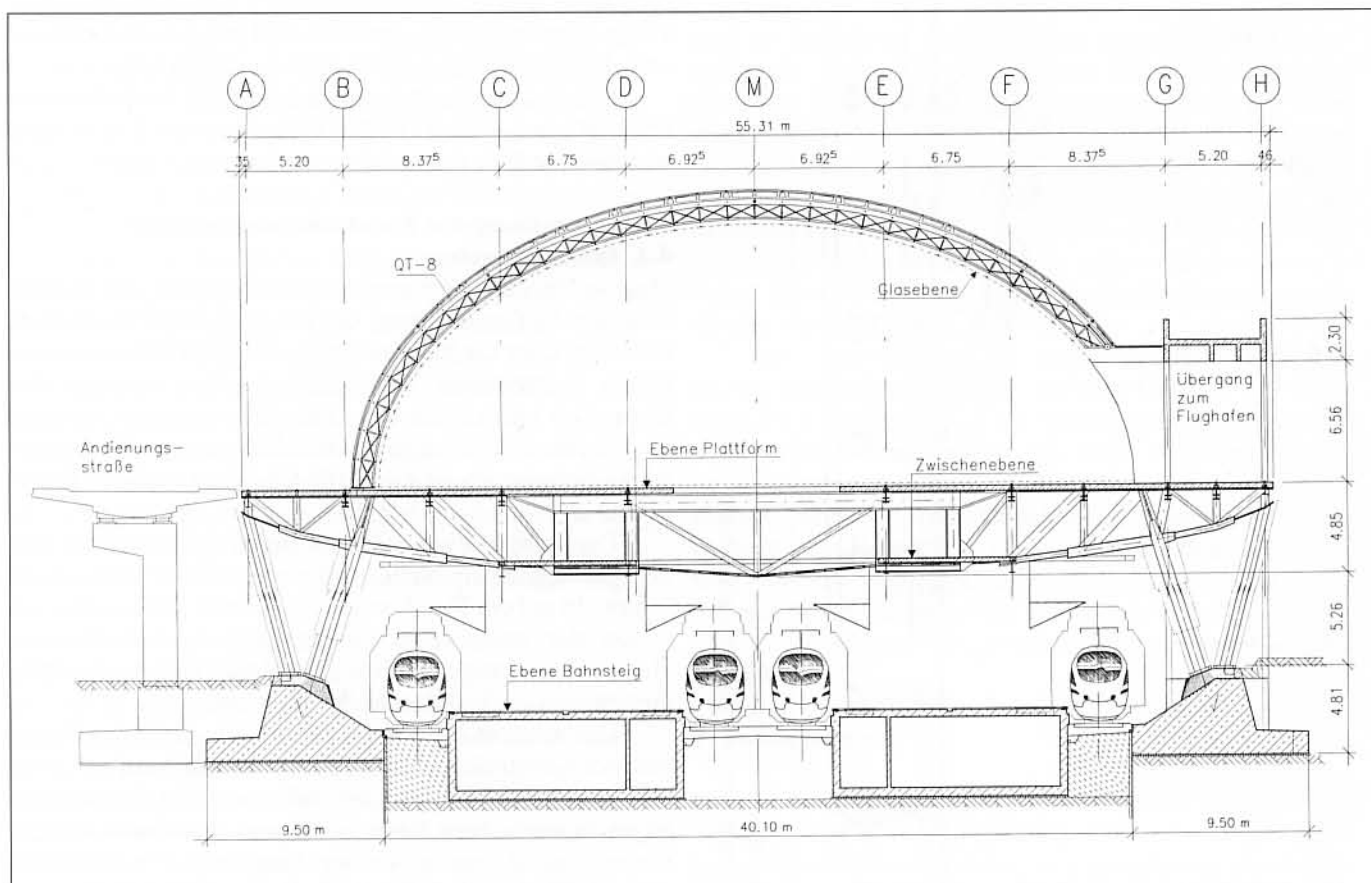
4.1 Quertragsystem

Hauptelemente des räumlichen Tragsystem der Kuppel sind die 15 Querrahmen, die die Kuppel in Nord-Süd-Richtung über die kürzere Breite der elliptischen Grundfläche überspannen. Sie tragen die Vertikallasten der Kuppel ab und steifen das Sekundärtragsystem, an dem die Glasfassade befestigt ist, räumlich aus. Am Gesamtsystem übernehmen sie die Horizontalaussteifung in Querrichtung.

Die Rahmenebene des mittleren Querrahmens mit der größten Spannweite und der größten Höhe steht senkrecht auf der Plattformebene. Zu den äußeren Längsenden des Baukörpers hin nehmen Spannweite und Höhe der Querrahmen ab, während die Neigung der Rahmenebenen nach außen leicht zunimmt.

Das mittlere Rohr der Querrahmen stellt das Rückgrat der Konstruktion dar (Bild 6). An ihm sind die Tragstreben mit der Unterkonstruktion direkt torsionssteif angeschlossen. Sein Rohrquerschnitt mit einem Durchmesser von 323 mm und einer Wanddicke von 20 mm ist maßgeblich ausgelegt für die Aufnahme von Torsionsmomenten und Normalkräften. Zur Aussteifung dieses gebogenen Haupttragrohres ist unterhalb des Rohres ein ca.

Fig. 3. Top side view of the glass dome



1032 Fig. 4. Cross section 60

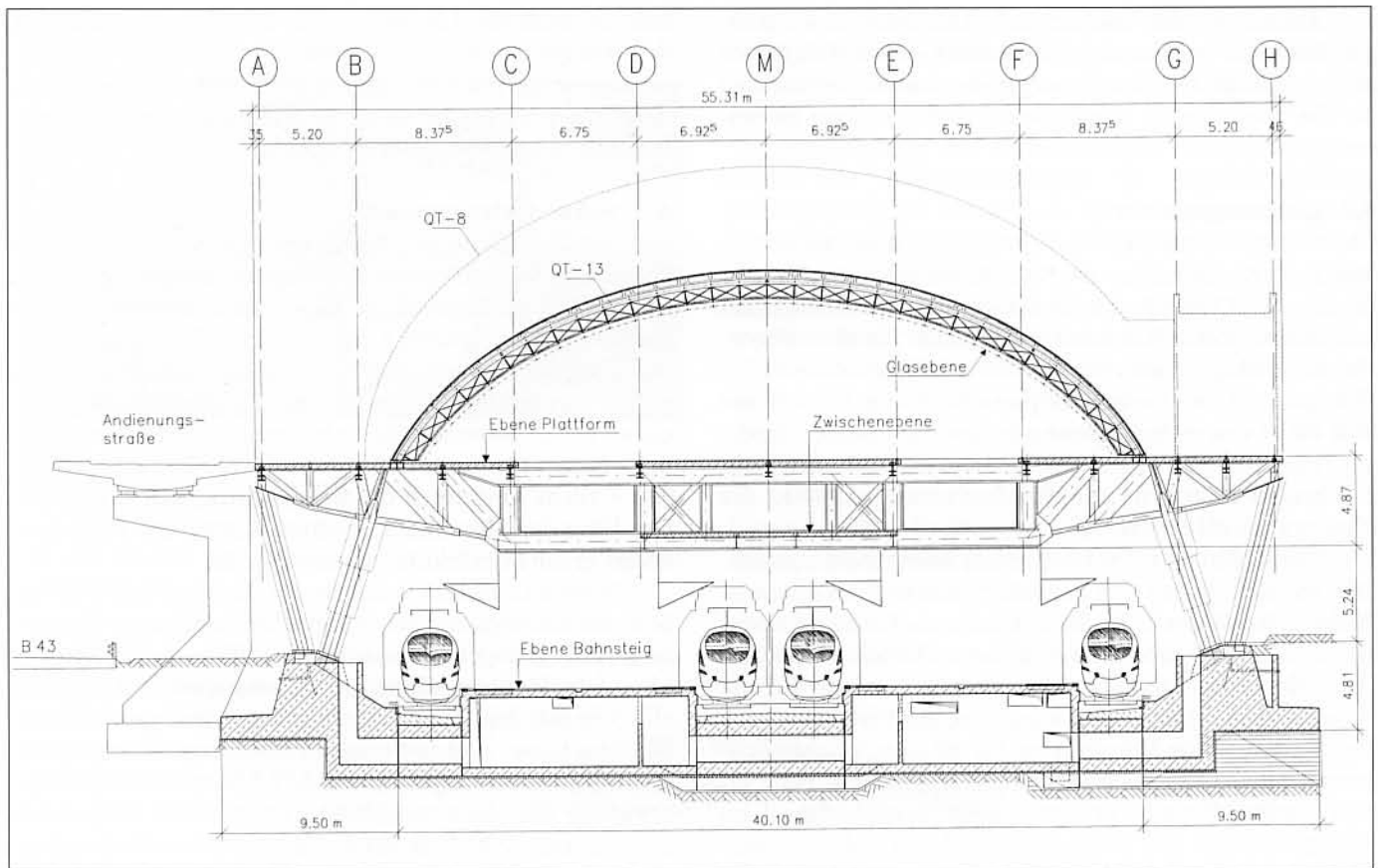


Bild 5. Querschnitt Achse 66

Fig. 5. Cross section 66

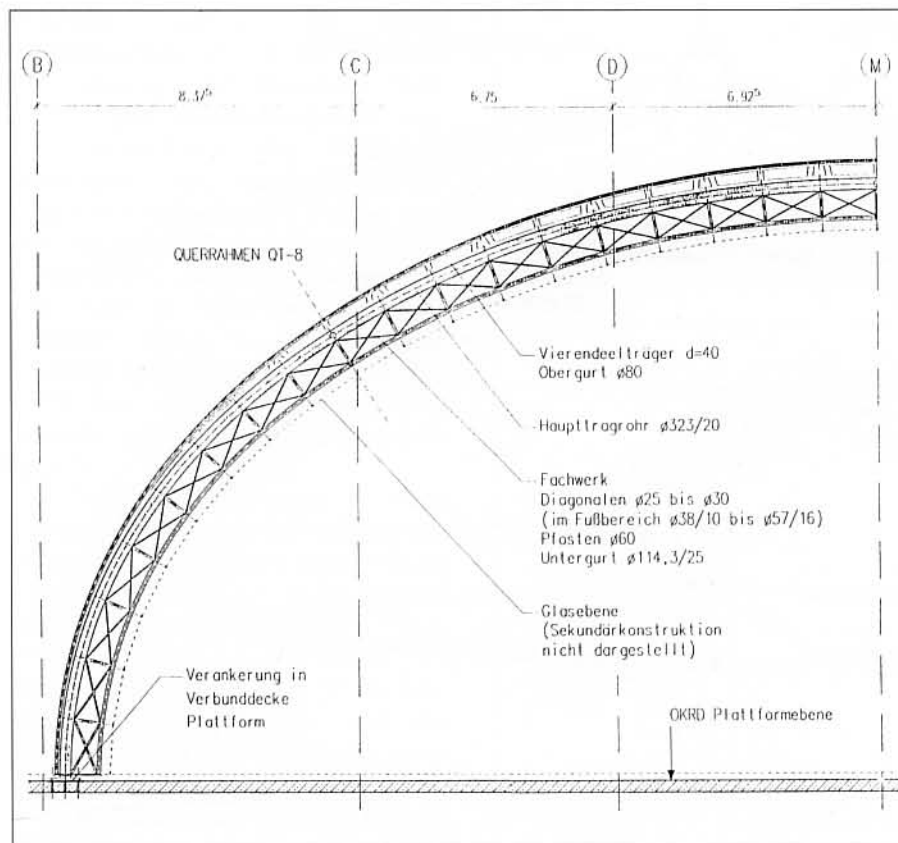


Bild 6. Mittlerer Querrahmen QT-8

Fig. 6. Central cross-frame QT-8

80 cm hohes Fachwerk ausgebildet mit einem dünneren Rohrquerschnitt als Untergurt. Pfosten und Diagonalen sind in der Regel Vollrundstähle. Oberhalb des Haupttragrohres ist ein bis zu ca. 50 cm hoher Vierendeelträger mit außenliegendem Rundstahl aufgesetzt. Er steift den Querrahmen mit aus. Eingestellt wurde diese Konstruktion für den Fall eines späteren Umbaus der Halle und ein dann verändertes Tragverhalten des Quertragssystems. Bei einem umgebauten System mit abgeschnittenen Seitenteilen übernimmt der außenliegende Vollrundstab die Druckkräfte aus der Biegetragwirkung des dann verkleinerten Daches.

Durch das Quertragssystem werden die Vertikal- und die Horizontal-lasten aus der Glaskuppel auf die Plattformebe abgetragen. Die Querrahmen sind dort abgesetzt und biege- und torsionsfest verankert. Die Einleitung der Auflagerkräfte aus der Glaskuppel in die 30 cm dicke Stahlbetonplatte erfolgt über rückverankerte, einbetonierte Bol-

1033

zen. Darauf wurden nachträglich Ankerplatten auf Ausgleichsmörtel gesetzt und verschraubt sowie Fußplatten aufgeschweißt. Die Bewehrung in der Stahlbetonplatte ist für die punktförmig eingeleiteten Auflagerlasten bemessen.

4.2 Längstragsystem

Über die größere Breite der elliptischen Grundfläche verlaufen in Kuppelenebene drei Aussteifungsträger. Sie verbinden die Querrahmen in Längsrichtung miteinander und leiten deren Abtriebskräfte in die Plattformebene. Der Mittellängsträger verläuft über der Längsachse M der Plattform. Er hat einen Rohrquerschnitt von 195×9 mm und ist in den Scheitelpunkten der Querrahmen direkt am Haupttragrohr angeschlossen. An seinen Füßen ist er auf beiden Seiten in der Stahlbetonverbundplatte der Plattformebene verankert.

Die beiden äußeren Längsträger übernehmen zusammen mit dem genannten Mittellängsträger die Längsaussteifung der Kuppel. Sie sind jedoch als Fachwerkträger ausgebildet und schließen mit ihren Gurten an die der Querrahmen an. Sie verlaufen jeweils in einer auf die Kuppelenebene projizierten Längsachse der Plattformebene und markieren die Schnittkante für einen möglichen späteren Umbau. Die Fachwerklängsträger sorgen nach einem Umbau für eine entsprechende Randsteifigkeit im Auflagerbereich des verkleinerten Daches. Im jetzigen Tragsystem der elliptischen Kuppel trägt die Biegesteifig-

keit der äußeren Längsträger im Zusammenwirken mit den Hauptrahmen zur räumlichen Steifigkeit der Gesamtkonstruktion bei. Ober- und Untergurt der Mittellängsträger verlaufen an deren Enden bis auf die Plattformebene und sind dort verankert.

4.3 Sekundärtragsystem

Auf der Innenseite der Stahltragkonstruktion bildet die Glasebene flächenbündig den kuppelförmigen Raumabschluß. Die punktgehaltene Glasfassade besteht aus den ca. $3 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}$ großen Glasscheiben mit Versiegelungsfugen an den Stößen, den Punkthaltern und den vierarmigen Verbindungselementen, den sogenannten Spidern, die an der Unterkonstruktion befestigt sind. Das erforderliche Raster der Anschlußpunkte für die Fassade von ca. $3 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}$ wird durch das Sekundärtragsystem geschaffen. Über das Sekundärtragsystem werden die Fassadenlasten in die Primärkonstruktion geleitet.

Jeweils beidseitig verlaufen im Abstand von 3 m neben den Untergurten der Querrahmen dünnere Nebenträger als tragende Elemente quer über die Glaskuppel bis auf die Plattformebene, wo sie verankert sind. Sie sind alle 3 m mit den Kragarmen der Tragschwingen verbunden, die biege- und torsionssteif direkt am Obergurt der Querrahmen befestigt sind (Bild 7). Die zweiarmige Tragschwinge hat einen aufgelösten Querschnitt und wurde als Stahlgußelement geformt. An den Querrahmenuntergurten und Nebenträgern sind die Aufhängepunkte

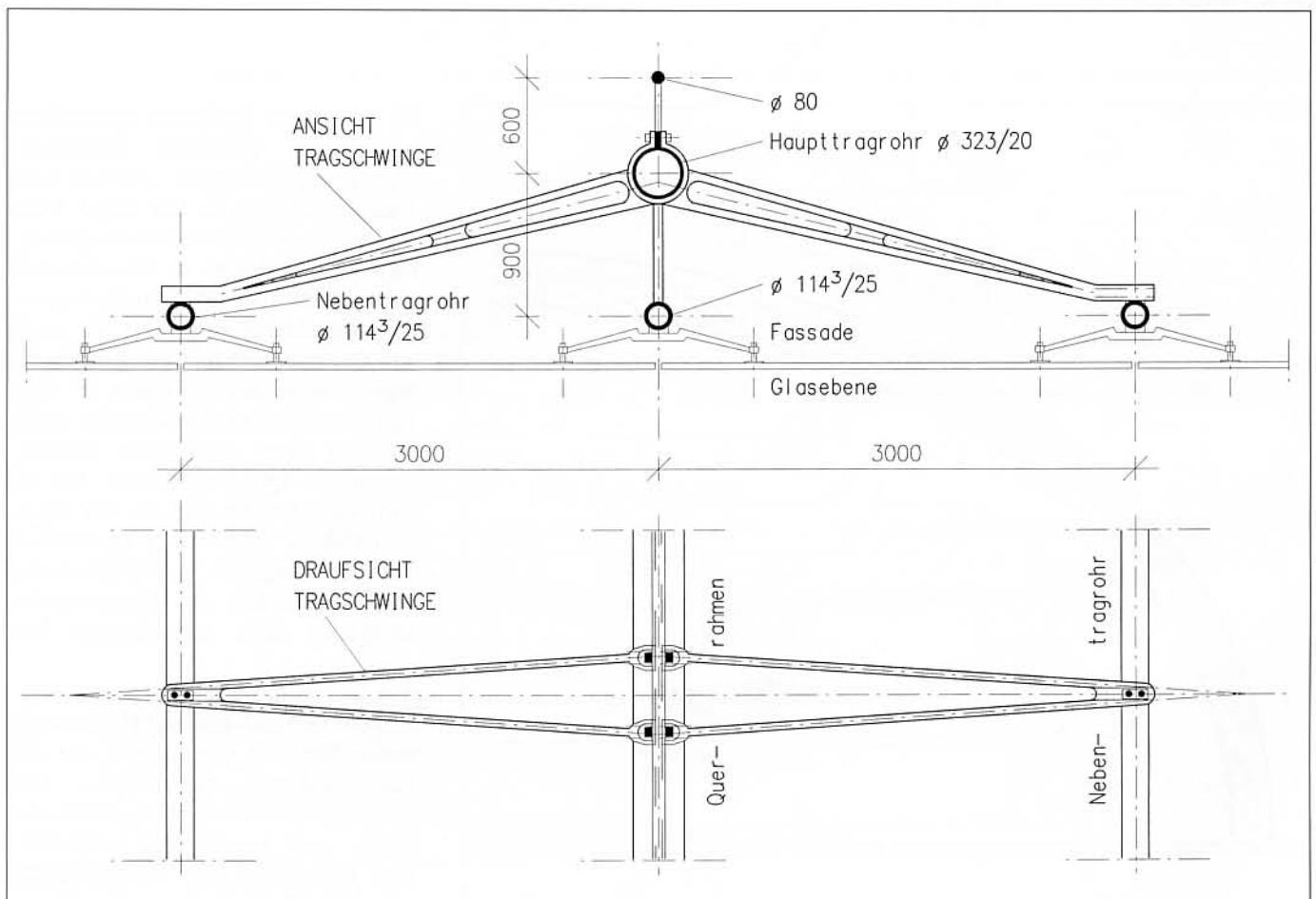


Bild 7. Anschluß Fassade an Unterkonstruktion
Fig. 7. Connection of panes to substructure

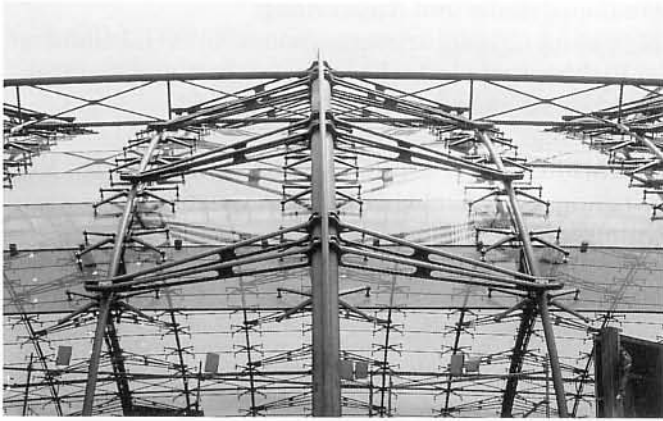


Bild 8. Außenansicht Querrahmen
Fig. 8. Exterior view of the cross frame

für die Spider der Fassadenkonstruktion im 1,5-m-Abstand angebracht.

Im wesentlichen sind es die Biegesteifigkeit der Tragschwingen und die Torsionssteifigkeit des Haupttragrohres der Querrahmen, die dem Sekundärtragssystem im Zusammenwirken des Gesamtsystems die erforderliche räumliche Steifigkeit geben und damit die Verformungsdifferenzen an den Anschlußpunkten der Fassade begrenzen (Bild 8).

5 Berechnung und Bemessung

Die Berechnungen und Nachweise wurden iterativ an Finite-Elemente-Modellen geführt. An einem Gesamtsystem erfolgte die elastische Berechnung nach Theorie I. Ordnung. Das FE-Gesamtsystem trägt der Komplexität des Tragwerks Rechnung. Das Modell berücksichtigt alle Bauglieder der Primär- und der Sekundärkonstruktion sowie die besonderen Randbedingungen an den Auflager- und Lasteinleitungspunkten (Bild 9). Berechnungen wurden sowohl unter Gebrauchseinwirkungen als auch unter ungünstig kombinierten Einwirkungen durchgeführt.

Vergleichsrechnungen nach Theorie II. Ordnung für maßgebende Einwirkungen ergaben einen nur geringen Zuwachs der maßgebenden Schnittgrößen infolge der nach Theorie I. Ordnung ermittelten Verformungen, so daß nach [4] der Einfluß der Verformungen auf das Gleichgewicht vernachlässigt werden konnte.

Auf Grundlage der nach Theorie I. Ordnung ermittelten Schnittgrößen erfolgte die Bemessung der einzelnen Bauglieder. Für die Ermitt-

lung von Knicklängen bzw. für Stabilitätsnachweise nach Theorie II. Ordnung wurden dabei zum Teil Einzelsysteme herausgeschnitten und rechnerisch untersucht.

Im Ergebnis der Berechnungen am Gesamtsystem liegen die Beanspruchungen im Gebrauchszustand durchgehend im elastischen Bereich. Unter ungünstig kombinierten Bemessungseinwirkungen ergeben sich rechnerisch für einzelne Druckdiagonalen Beanspruchungen oberhalb ihrer Tragfähigkeit. An Ersatzsystemen wurde unter sicherem Ansatz von verbleibenden Reststeifigkeiten bzw. Stabausfällen die Tragsicherheit nachgewiesen (Bild 10). Die sich ergebenden Verformungsdifferenzen sind im Vergleich zur Berechnung am Gesamtsystem vernachlässigbar gering.

Der rechnerische Nachweis für die Standsicherheit für den Lastfall Erdbeben wurde nach DIN 4149 geführt. Form und Austeifung des Baukörpers wirken sich dabei günstig aus. Die Berechnungen ergaben, daß die Schnittgrößen aus dem Lastfall Erdbeben für die Bemessung der Einzelbauteile nicht maßgebend sind.

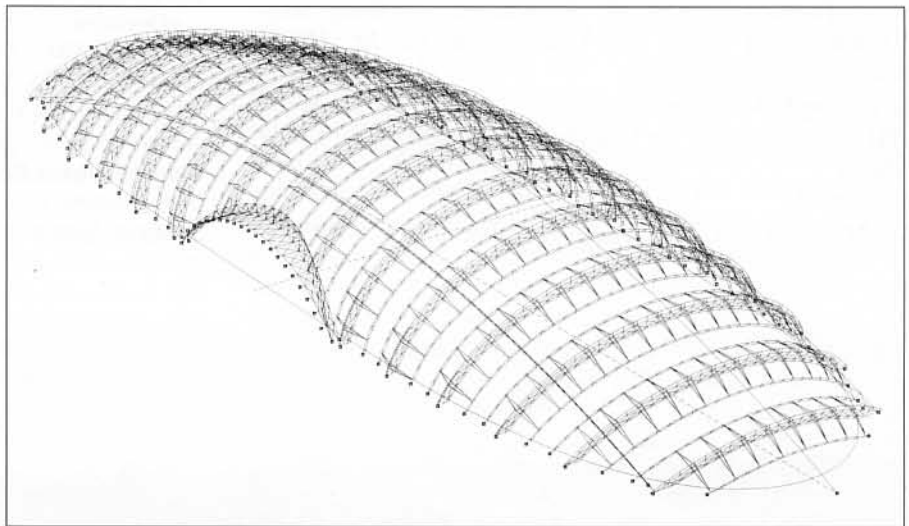


Bild 9. FE-Modell Tragwerk Glashalle
Fig. 9. Finite element model of the space frame structure

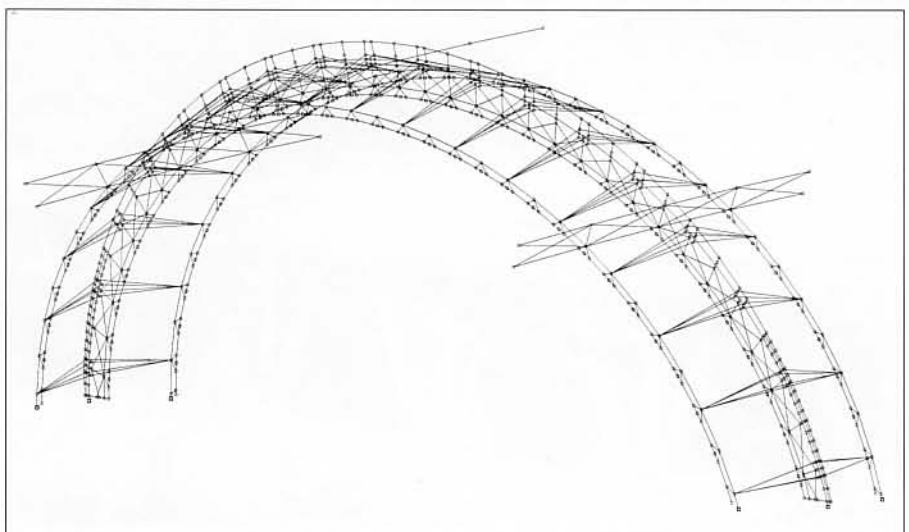


Bild 10. FE-Modell Querrahmen
Fig. 10. Finite element model of the cross frame structure

6 Schlußbemerkung

Vorgestellt wurde das Tragwerk der Glaskuppel des neuen Fernbahnhofs Flughafen Frankfurt am Main. Auflagerbedingungen, Spannweiten und die anspruchsvolle Form des Baukörpers bestimmten den Tragwerksentwurf. Mit einem räumlichen Stahlfachwerk ist es gelungen, eine wirtschaftliche, transparente Tragkonstruktion für die Glasfassade zu schaffen und die gestalterischen Vorstellungen des Architekten umzusetzen.

Mit Fertigstellung der Glaskuppel auf der Plattform, dem Dach des Fernbahnhofs, ist der Rohbau des ersten Bauabschnitts des Gesamtbauwerks abgeschlossen (Bild 11). Eine mehrgeschossige Überbauung der Plattform soll in einem zweiten Bauabschnitt folgen.

Am Bau Beteiligte:

Bauherr:

Deutsche Bahn AG, DB Station&Service

Architekten:

Bothe, Richter, Teherani, Architekten BDA, Hamburg

Tragwerksplanung:

Ingenieurbüro Dr.-Ing. W. Binnewies, Hamburg. Konstruktion und Statik des Raumfachwerks: M. Mittelstaedt und St. Schmidt

Beratung Fassadentechnik:

PBI, Planungsbüro für Ingenieurleistungen GmbH, Wertingen

Glasstatik:

Ludwig & Weiler, Ingenieurgesellschaft mbH, Augsburg

Windkanalstudie und Auswertung:

IFI, Institut für Industriaerodynamik GmbH, Institut an der Fachhochschule Aachen; Wacker & Rau, Büro für angewandte Strömungsmechanik, Birkenfeld

Ausführung:

Arge MERO/Seele: MERO Systeme GmbH & Co. KG, Würzburg; Seele GmbH & Co. KG, Gersthofen

Prüfingenieur:

Ingenieurbüro Zerna, Köpper und Partner, Ingenieurgesellschaft für Bautechnik, Bochum

Fotos:

Jörg Hempel, Aachen

Literatur

- [1] Binnewies, W., Schmidt, St.: Der neue Fernbahnhof Flughafen Frankfurt am Main. Stahlbau 67 (1998), H. 10, S. 761–767.
- [2] DIN V ENV 1991-2-3: Eurocode 1; Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 2-3: Einwirkungen auf Tragwerke – Schneelasten, Deutsche Fassung, Ausgabe Januar 1996.
- [3] DS 804: Vorschrift für Eisenbahnbauwerke und sonstige Ingenieurbauwerke (VEI).
- [4] DIN 18800: Stahlbauten, Bemessung und Konstruktion, Stabilitätsfälle, Ausgabe November 1990.

Autoren dieses Beitrages:

Dr.-Ing. Wilhelm Binnewies, Dipl.-Ing. Stephan Schmidt, Ingenieurbüro Dr.-Ing. W. Binnewies, Alsterterrasse 10 A, 20354 Hamburg



Bild 11. Blick auf die Baustelle

1036 Fig. 11. View of the building site