

Entwurf und Konstruktion der Bahnsteighalle des Lehrter Bahnhofs in Berlin

Prof. Dr. Ing. Jörg Schlaich, Dr. Ing. Hans Schober, Dipl. Ing. Stefan Justiz

Zusammenfassung:

Die rund 430 m lange gläserne Bahnsteighalle des neuen Hauptbahnhofes von Berlin überdacht mit max. 66 m Spannweite sämtliche Gleise. Das filigrane Schalentragwerk wird von Bindern ausgesteift, deren umschlingende Seilverspannung der Momentenlinie aus ständigen Lasten angepasst ist und den korbboogenförmigen Binder zur Stützlinie macht. Dieser Beitrag beschreibt den Tragwerksentwurf, das Tragverhalten wie auch ausgewählte statische Besonderheiten.

1. Einleitung

Bei diesem bedeutendsten europäischen Bahnhofsneubauprojekt waren wir an der Seite des Architekten von Gerkan Marg und Partner als Tragwerksplaner bei allen wesentlichen Bauwerken und Brücken mit unterschiedlichem Tätigkeitsfeld beteiligt [2]. Hier soll lediglich die Konstruktion der Bahnsteighalle Ost-West näher beschrieben werden, für die wir im Auftrag der Deutschen Bahn AG die gesamte Tragwerksplanung, von der Entwurfsplanung bis zur Ausführungsplanung und ingenieurtechnischen Kontrolle, erbracht haben.

Die ca. 430 m lange gläserne Bahnsteighalle überdacht in einem Schwung mit max. 66 m Spannweite sämtliche Gleise des Lehrter Bahnhofs.

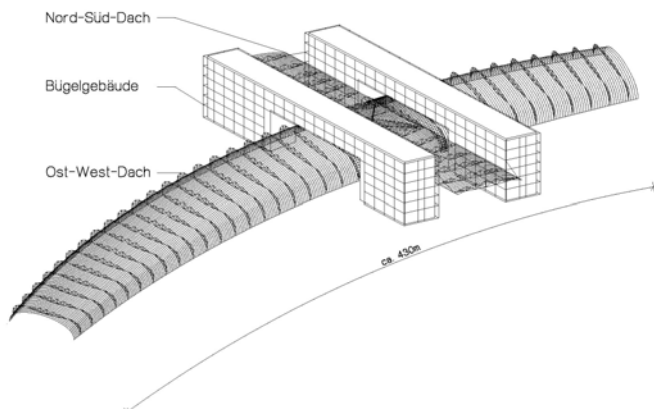




Bild 1: Übersicht Lehrter Bahnhof Berlin

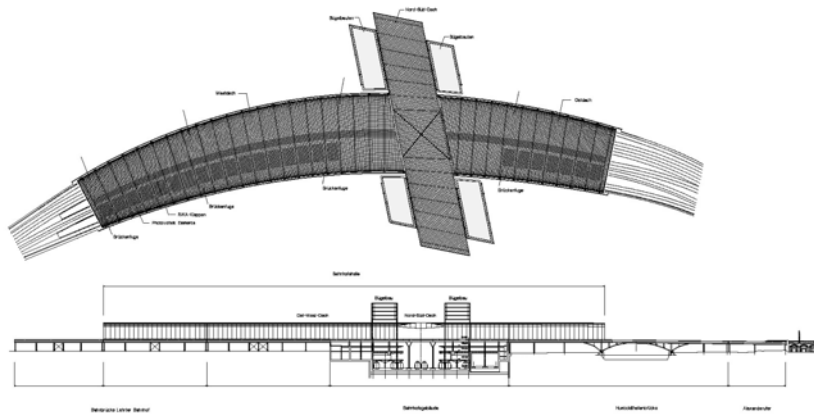


Bild 2: Grundriss und Ansicht der Gesamtmaßnahme

Die im Bahnhofsbereich vorhandenen 6 Gleise der Fern-, Regional- und S-Bahn werden in Ost West-Richtung von zwei zweigleisigen und zwei eingleisigen Brücken in Hochlage auf einer Länge von ca. 1.000 m überführt. Die Bahnsteighalle wird von den beiden äußeren eingleisigen Brücken getragen, nicht vom Bahnhofsgebäude. Die Gesamtbreite der Brückenbauwerke beginnt mit ca. 18 m an den Anbindungsbereichen und weitet sich im Bahnhofsgelände auf ca. 74 m auf. Die Bahnsteighalle paßt sich im Grundriß der Gleisführung an und verändert daher stetig ihre Spannweite von ca. 46 m über 66 m auf 56 m.

Die 4 Brückentragwerke sind voneinander unabhängig und nur durch verschieblich gelagerte Bahnsteige miteinander verbunden. Der gesamte Brückenzug setzt sich aus 6, durch Querfugen getrennte Teilabschnitte zusammen, so dass das Dach auf mehreren Brückenabschnitten ruht.

2. Der Entwurf

Im 19. Jahrhundert war die Eisenbahn Motor des technischen Fortschritts. Die Bahnhöfe erforderten Hallen die mit einer großen Spannweite mehrere Gleise stützenfrei überspannen konnten und zum Abzug des Dampfes der Lokomotiven möglichst hoch sein sollten. Dafür boten sich Bogentragwerke an, die Urform eines vorteilhaften Tragwerkes, denn nach der Stützlinie geformt tragen sie die

Eigenlasten ohne Biegung, vorwiegend über Druckkräfte, sind daher äußerst effizient, sprich materialsparend und können so in sich Größe und Leichtigkeit vereinen.

Die Tragwerke dieser klassischen Bahnsteighallen werden, da seit den uralten Steinbögen eingeübt, von nahezu jedermann als vollkommene Übereinstimmung von Form und Tragverhalten empfunden.

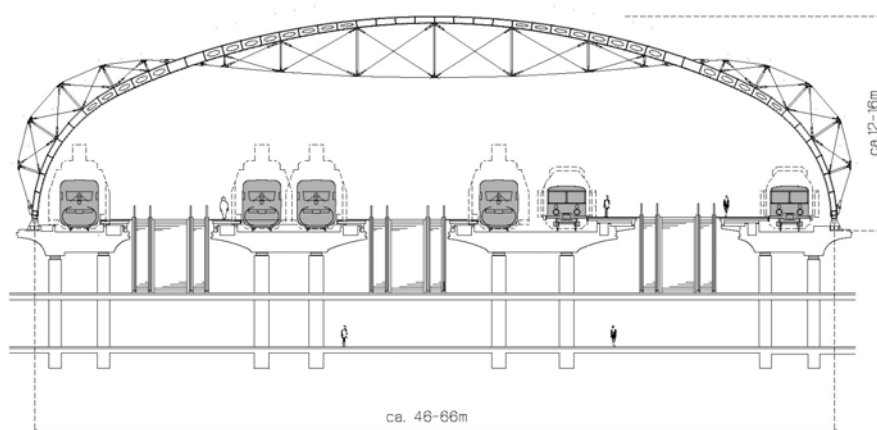
Weil wir heute den Lokomotivrauch nicht mehr abführen müssen, bot es sich beim Lehrter Bahnhof mit seinen 6 Gleisen an, die Dachform dem Lichtraumprofil der Bahn weitgehend anzupassen. Sie verläuft in einem flachen Korbbogen, dicht über dem erforderlichen Lichtraumprofil aller 6 Gleise mit steilem Abfall neben den beiden Randgleisen.



Bild 3: Bahnsteighalle innen und aussen

Diese gedrungene Form mindert zugleich, im Vergleich zu den früheren hohen Hallen, die Windlast in Querrichtung, aber sie ist weit weg von der günstigen Stützlinsenform. Diese ungünstige Form würde vor allem unter Eigenlast und Schnee sehr große Biegemomente in den Bindern hervorrufen und gewaltige Abmessungen erfordern, wären sie nicht in ganz besonderer Weise verspannt.

Die die Binder umschlingende Seilverspannung ist nach der Momentenlinie des gleichmäßig belasteten Dachbinders geformt damit sie der Verbiegung unter den hauptsächlich vertikalen Eigen- und Schneelasten wirksam entgegen wirken kann.



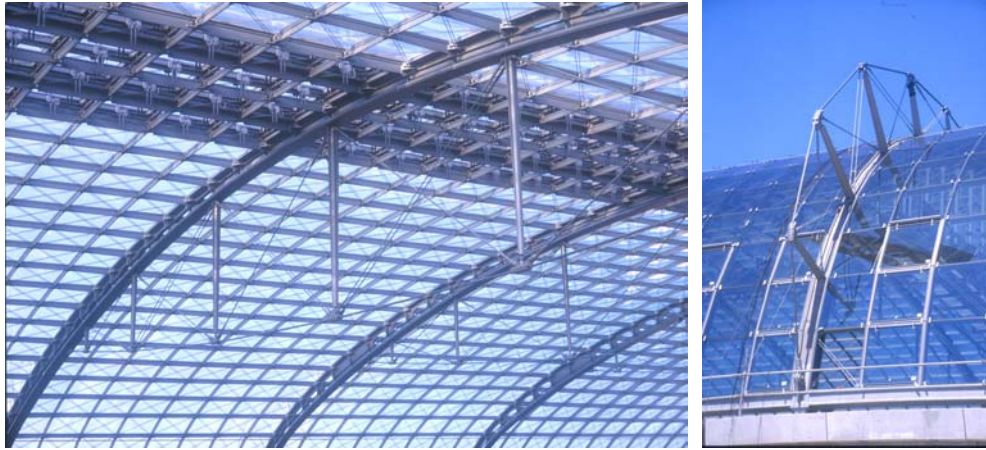


Bild 4: Dachbinder

Sie heilt die an sich falsche Form vollkommen und bringt sie sozusagen in die Stützlinie zurück. Für den Querwind muß der Bindergurt in den beiden "Gelenken" des Viergelenkbogens, also dort wo die Seile von außen nach innen wechseln, auf max. 90 cm verdickt werden. Dies geschieht durch eine kontinuierliche Anpassung der Bindergurthöhe an die Beanspruchung. Das heißt, die Bauhöhe des Bindergurtes im weitest gespannten Binder variiert zwischen 45 cm am Fuß, 50 cm am Scheitel und 90 cm an den "Gelenken", und die Maximalhöhe der Bindergurte reduziert sich mit der Binderspannweite von 90 auf 60 cm. Um die Transparenz des Daches nicht zu beeinträchtigen, erhält der Steg des Bindergurtes an die Beanspruchung angepasste Aussparungen.

Bei den klassischen Bahnsteighallen tragen längsgespannte Biegebalken, Pfetten genannt, die Lasten von Binder zu Binder. Um auch die Fläche zwischen den Bindern möglichst transparent zu gestalten, haben wir an Stelle des Pfettendaches wie schon beim Spandauer Bahnhof [3] eine bei vielen anderen Glaskonstruktionen erprobte Stabschale entworfen, die die vorhandene Krümmung nützt, um soviel Last wie möglich in der Fläche auf Druck und Zug und nicht senkrecht dazu über Biegung abzutragen.

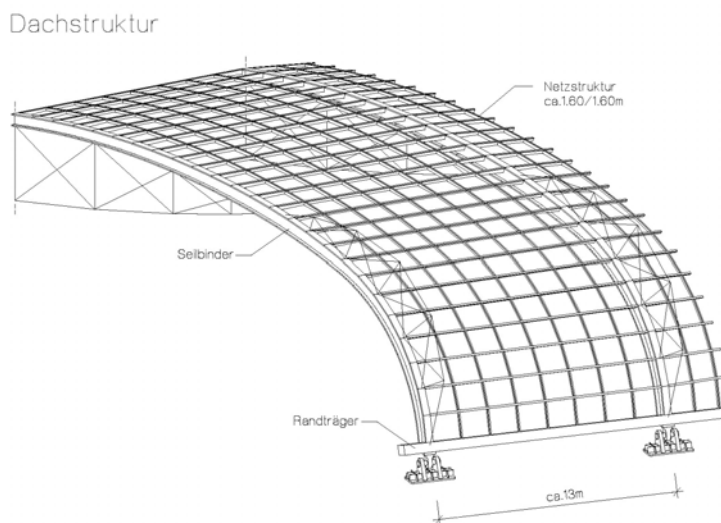




Bild 5: Netzstruktur

Diese mit Glas direkt eingedekte Tragstruktur der Dachfläche wird von einem Vierecksnetz aus T-Profilen mit Maschenweiten von ca. 1,50 - 1,70 m gebildet, welches mit Seilen diagonal verspannt ist.

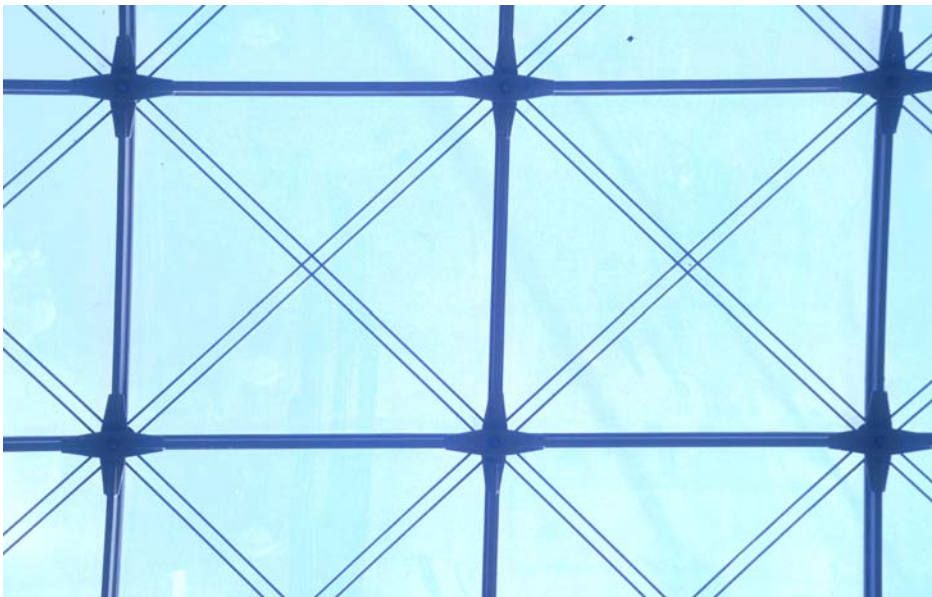


Bild 6: Stabschale

Dadurch entsteht eine sehr effiziente Stabschale, die nicht nur leichter und transparenter als ein Pfettendach zwischen den Bindern ist, sondern auch dem Binder beim Abtragen seiner Lasten wesentlich hilft. Die Bauhöhe der T-Profile in der Stabschale werden der Beanspruchung angepaßt und betragen in der Regel 145 mm für die Querstäbe und 175 mm für die Längsstäbe. An den Seilbindern

sind die Längsstäbe innerhalb eines Feldes auf 220 mm angevoutet. In wenigen Sonderbereichen wurden diese Standardnetzstäbe der erhöhten Beanspruchung angepasst.

Mit ca. 13 m sind die Binderabstände relativ eng gewählt, weil so die einzelnen Binder vernünftige Detailabmessungen bekommen und das Dach insgesamt in einem angenehmen Rhythmus gegliedert wird.

Um ebene Vierecksmaschen in der Stabschale zu erhalten, die sich mit ebenen Gläsern eindecken lassen, wurde die Profilkurve durch zentrische Streckung an die sich mit den Gleisachsen kontinuierlich aufweitende Halle ermittelt [4].

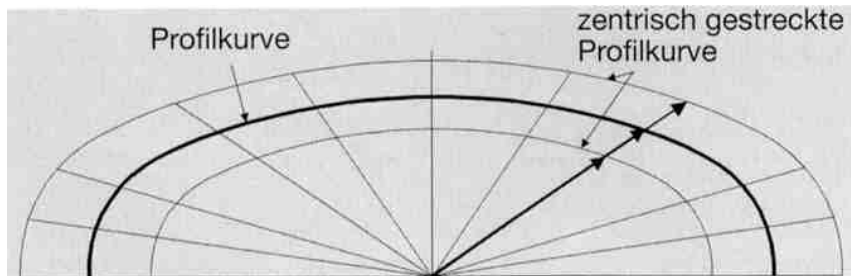


Bild 7: Zentrische Streckung der Profilkurve

Dadurch wächst die Stichhöhe der Halle mit der Aufweitung, ein auch aus gestalterischer Sicht gewünschter Effekt.

Die gekrümmte Ost-West Bahnsteighalle wird zwischen den Bügelbauten von der 42 m breiten und ca. 170 m langen Bahnhofshalle gekreuzt, welche die unterirdische Nord-Süd-Trasse mit der Ost-West-Trasse verbindet.

Beide Dächer verschneiden sich im Zentrum des Bahnhofes in einer Vierung. Das gesamte Nord-Süd-Dach, über das zu einem späteren Zeitpunkt berichtet wird, ist mitsamt der Vierung am Bügelbau gelagert und muß daher vom Ost-West-Dach, das auf den Bahnbrücken steht, durch eine Fuge getrennt werden. Dadurch wird die Bahnsteighalle Ost-West in einen West- und Ostteil getrennt.

Das Bahnsteigdach ist nur an den Binderfüßen punktförmig auf den beiden äußeren, eingleisigen Brücken gelagert. Zwischen den Bindern spannt die Stabschale frei. Am unteren Rand verläuft zwischen den Lagern ein Längsträger, der den Schalenrand versteift und Längskräfte aus Wind und Lagerreibung von Binderachse zu Binderachse bis zum Festpunkt überträgt.

Das ca. 275 m lange West-Dach und das ca. 145 m lange Ost-Dach ist, obwohl es über mehrere Brückenteile durchgeht, fugenlos, besitzt in der Mitte einen Festpunkt und lagert sonst auf querfesten und längsverschieblichen Lagern, die eine nahezu zwangfreie Längsverformung des Daches und der verschiedenen Brückenteile erlauben. Der Horizontalschub des Daches wird an jedem Binderfuß über das querfeste Lager zur Brücke und von dort über Verbandsdiagonalen an den Stützen in den Baugrund abgeleitet.

Dieses schöne und angemessene Dach, mit Mitteln unserer Zeit erbaut, reiht sich in die Tradition der großen Bahnsteighallen des letzten Jahrhunderts ein und trägt so zu ihrer Renaissance bei [1].

Die äußerst langwierigen Genehmigungsprozeduren verzögerten den Baubeginn des bereits gefertigten Daches allerdings um ca. 1 Jahr, so daß der Bahnvorstand im Dezember 2001 schließlich entschied, nur den Teil des Daches zu bauen, der ein Umschwenken des Bahnverkehrs in den neuen Bahnhof bereits Anfang Juni 2002 erlaubte.

Dies führte wegen der dann nur noch sehr knappen Bauzeit zu einer Verkürzung des Daches auf der Ostseite um 3 Felder und auf der Westseite um 8 Felder, also insgesamt um ca. 30 % und zum Verlust seiner ausgewogenen Proportionen und seines großzügigen Schwungs. Dies ist äußerst schmerzlich, insbesondere vor dem Hintergrund, daß in weiteren 1 bis 2 Monaten das bereits gefertigte Dach hätte vollständig montiert werden können, ganz abgesehen davon, dass man nun aus dem vorderen und hinteren Teil des Zuges im Regen aussteigt und das Umfeld des Bahnhofs mit einem höheren Lärmpegel leben muß.

3. Die Konstruktion

3.1 Seilbinder

Die über- bzw. unterspannten Binder bestehen aus einem geschweißten Doppel-T-Querschnitt als Druckgurt, einem Seil als Zuggurt, Rundrohren mit Steifen als Druckpfosten und Seilen zur Diagonalausfachung.

Der geschweißte Druckgurt setzt sich aus einem polygonal geknickten Blech 450 x 50 mm S355 J2G3 als Oberflansch, einem gekrümmten Blech 400 x 50 mm S355 J2G3 als Unterflansch, und einem 30 mm starken Stegblech mit veränderlicher Höhe zusammen.

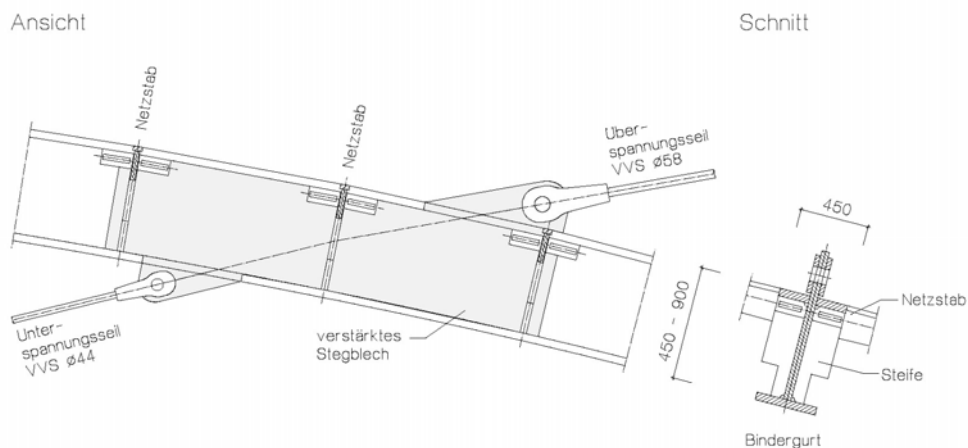


Bild 8a: Seilanschlüsse an Bindergurt

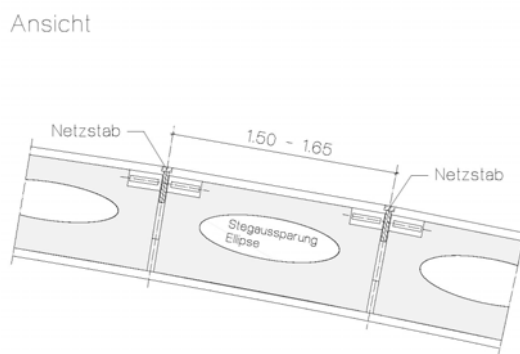


Bild 8b: Stegaussparungen

Die Gurtseile sind für alle Binder gleich:

VVS, $d = 44$ mm in der Unterspannung, und

VVS, $d = 58$ mm in der Überspannung.

Sie werden an Umlenksätteln umgelenkt und geklemmt und an beiden Enden mit Gabelseilhülsen verankert.

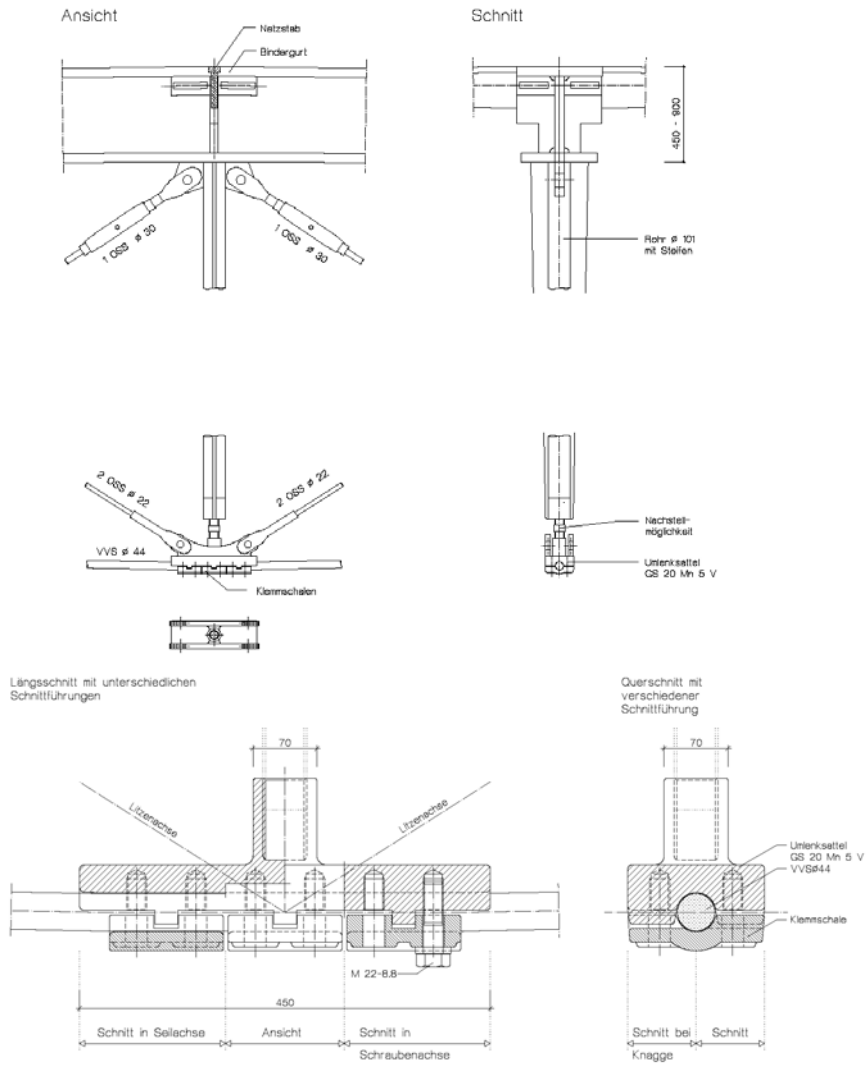


Bild 9a: Diagonalausfachung Binder Unterspannung

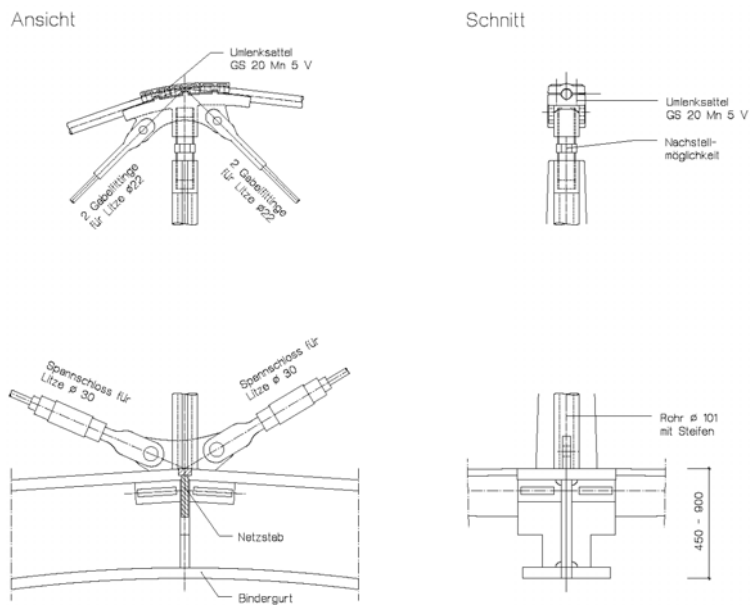


Bild 9b: Diagonalausfachung Binder Überspannung

Das Unterspannseil ist mit einer Kopplungsstelle versehen, die eine Anpassung der Seillänge an den aufgemessenen Stahlbau ermöglicht.

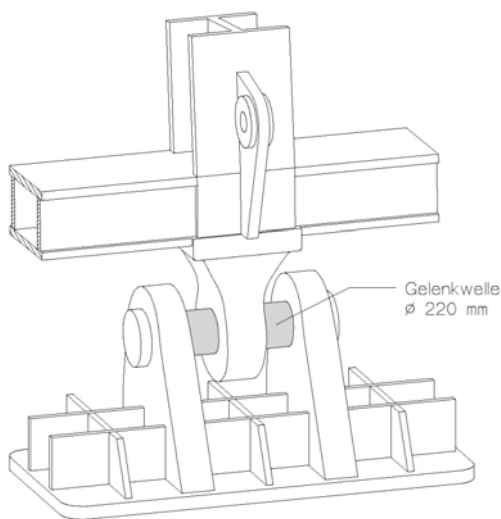
Auch die Diagonalausfachung ist in allen Bindern gleich und besteht in der Unterspannung aus 2 Seilen OSS $d = 22$ mm, bzw. aus einem Seil $d = 30$ mm.

Die nachstellbaren Druckpfosten bestehen aus Rundrohren $d = 101,6$ mm bis $d = 127$ mm mit jeweils zwei seitlich aufgeschweißten Steifenblechen.

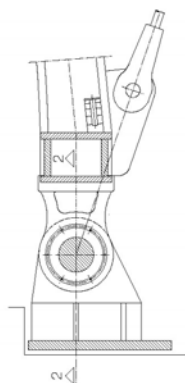
Über die umfangreichen Versuchen an den Lagern, Seilen, Klemmen, Spindeln wird an anderer Stelle berichtet.

In jeder Seilachse ruht das Dach auf verschieblichen Gelenklagern, die aus einem Stahlgußteil GS-20 bestehen, in das ein austauschbares Radialgelenklager mit Kugelkalotte eingelassen ist, welches auf einer 220 mm starken, senkrecht zur Binderachse ausgerichteten Welle sitzt. Es läßt sowohl Längsverschiebungen als auch Auflagerverdrehungen zu.

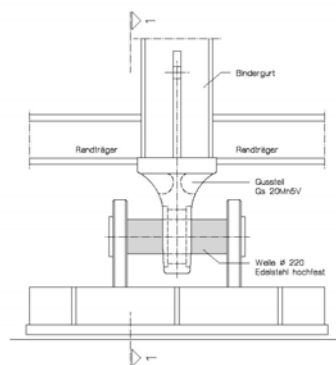
Isometrie des Binderfußpunktes, längsverschieblich



Schnitt 1-1



Ansicht



Schnitt 2-2

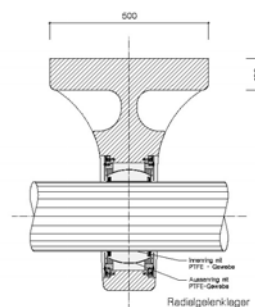
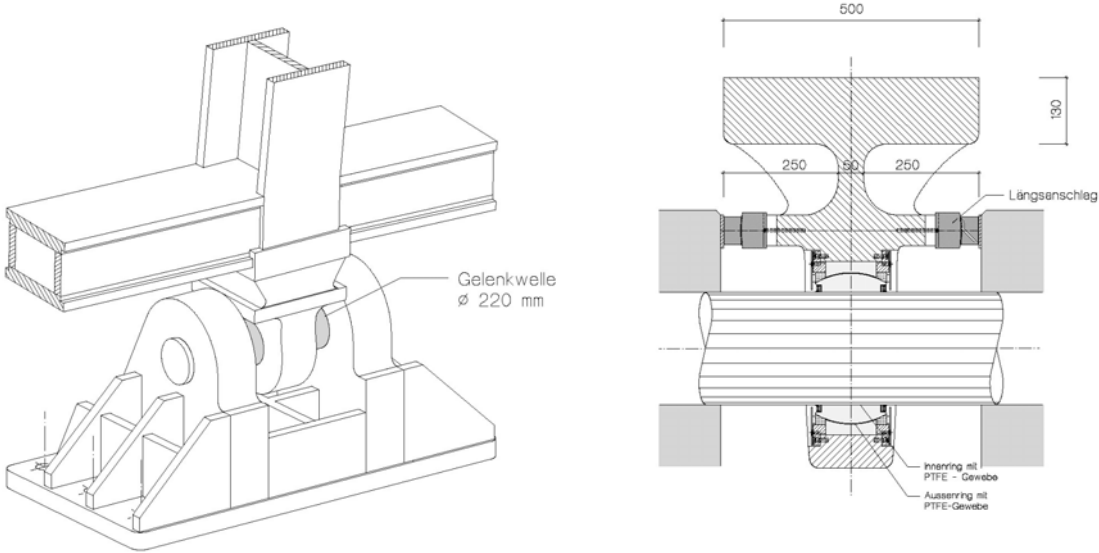


Bild 10: Binderfußpunkt längsverschieblich

Die Welle ruht in einem Auflagerbock, der mit 6 bzw. an den Festpunkten mit 8 Spanngliedern ohne Verbund an den Brückenüberbau gespannt und über Schubknaggen mit ihm verzahnt ist.

Isometrie des Festpunktes



Ansicht

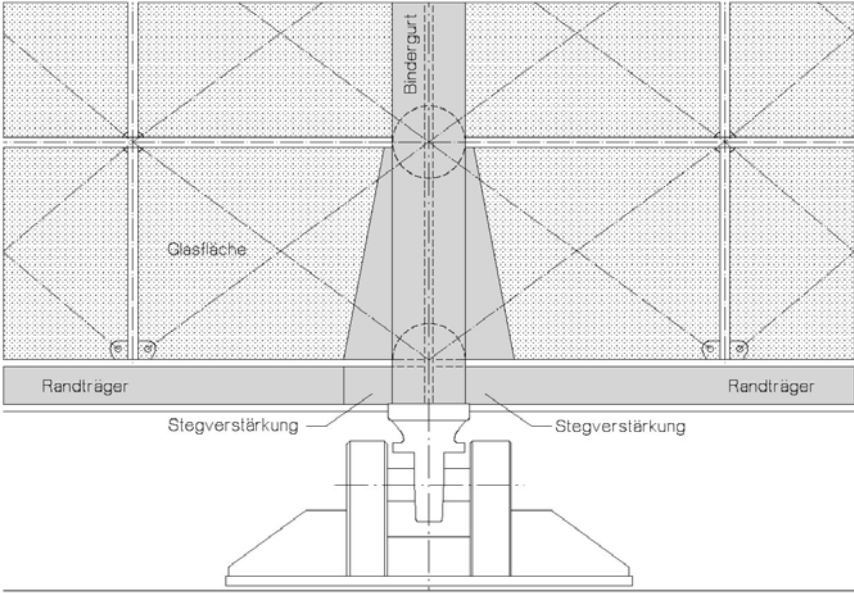


Bild 11: Binderfestpunkt

Sowohl die Lage der Spannglieder wie auch die Lage der Aussparungen für die Schubstücke wich so stark von den Planvorgaben ab, daß erhebliche, den Bauablauf beeinflussende Anpassungsarbeiten nötig wurden.

3.2 Stabnetz

Die T-förmigen Netzstäbe bestehen aus einem Flansch von 60x30mm und einem 30mm breiten Stegblech.

Die Höhe des Stegbleches beträgt bei den Längsstäben 145 mm (Gesamthöhe 175 mm) und bei den Bogenstäben 115 mm (Gesamthöhe 145 mm).

In Teilbereichen der Überdachung, in den Zwickelbereichen (O2/O3 und W2/W3) sind die Längsstäbe auf 220 mm und die Bogenstäbe auf 175 mm bzw. 220 mm entsprechend den statischen Erfordernissen verstärkt.

Die Flansche der Bogenstäbe werden in den Knotenpunkten vollflächig mit dem durchgehenden Flansch des Längsstabes verschweißt. Die Verbindung der Stegbleche erfolgt mit zwei übereinander liegenden ebenen Laschen, die gegeneinander verdreht werden können und auch unterschiedliche Stabwinkel im Aufriß erlauben. Dieser Knotentyp verkraftet also unterschiedliche Stabwinkel in der Fläche und auch senkrecht dazu.

Der sich aus vier Einzelteilen zusammensetzende Klemmteller für die Diagonalseile wurde in Stahlguss GS-18 NiMoCr 3 6 geplant, ausgeführt jedoch als gesenkgeschmiedetes Teil aus 42CrMo4V.

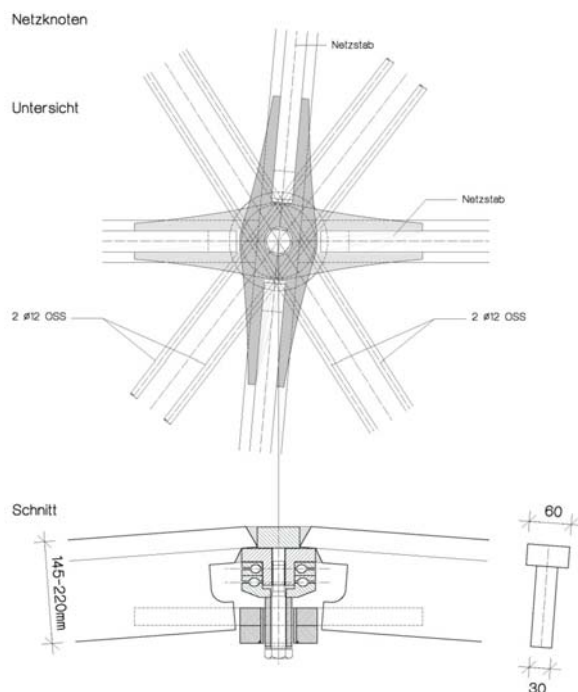


Bild 12: Netznoten

Die Klemmung erfolgt über eine feuerverzinkte HV-Schrauben der Güte 10.9.

Die Diagonalseile, Doppelseile OSS, $d = 12$ mm, laufen von Binder zu Binder durch und sind an jedem Knoten geklemmt.

Am Seilbinder sind sie mit Gewindefittingen verankert und können dort auch vorgespannt werden (Vorspannkraft 15 kN je Seil). Am Randträger werden sie über Umlenkrollen geführt.

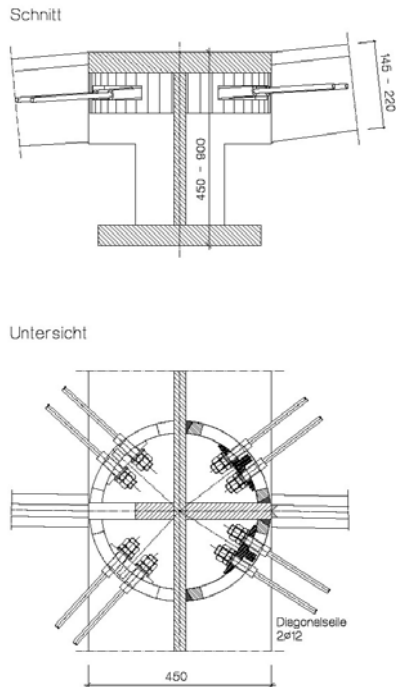


Bild 13a: Diagonalseilverankerung am Binder

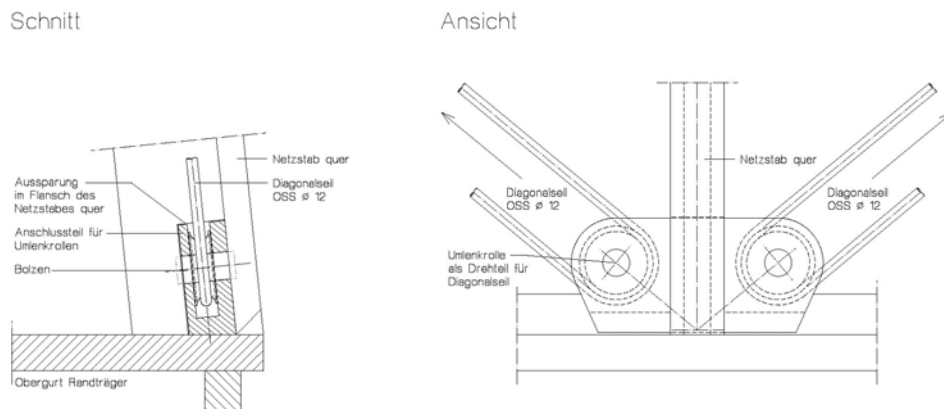


Bild 13b: Diagonalseilverankerung am Randträger

3.3 Stirnfassaden und Windschürzen

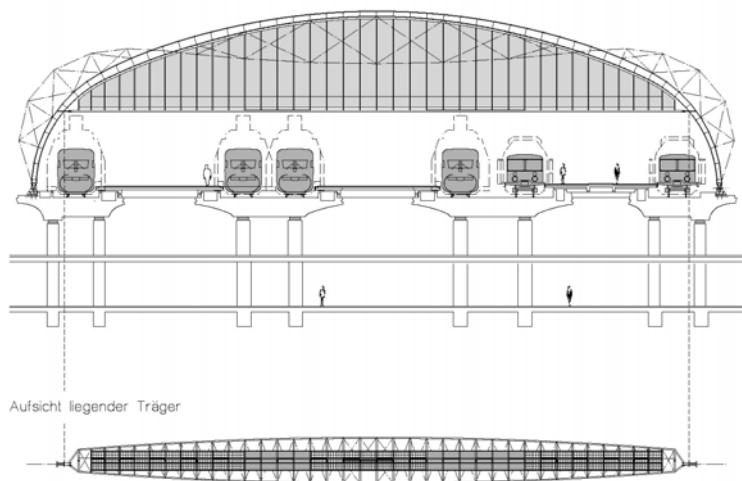
An den beiden Dachenden wie auch in den Achsen O6 und W6 werden zur Verminderung der winterlichen Luftströmung und zur Verbesserung der klimatischen Verhältnisse im zentralen Bahnhofsbereich Schürzen vom Dach abgehängt, deren untere Begrenzung, unter Berücksichtigung der auftretenden Verformungen, so nahe wie möglich an das Lichtraumprofil heranreicht.

Das Tragwerk der Schürzen besteht aus vertikalen Hängern, die oben in jeder Dachlängsachse am Gurt des Binders mit Bolzen gelenkig angeschlossen sind.

Den unteren Abschluß der Windschürzen bildet ein in der Horizontalen liegender fischbauchartiger Fachwerkträger, der die Windlasten zum Binder hin abträgt. Damit die Schürzen den Binderverformungen ohne großen Zwang folgen können, ist der Fachwerkträger auf beiden Seiten in der Schürzenebene verschieblich gelagert und die kurzen Hänger erhalten zusätzlich wartungsfreie Radialgelenklager.

Auch die Glasscheiben der Schürzen (VSG aus 2xTVG) müssen wie die Schürzenkonstruktion selbst der Binderverformung schadlos folgen können. Dazu wurden spezielle Punkthalter entwickelt, die Verschiebungen in Scheibenebene bis zu 40mm zulassen.

Die Windlasten der Stirnfassaden und Windschürzen wurden über Windkanaluntersuchungen ermittelt.



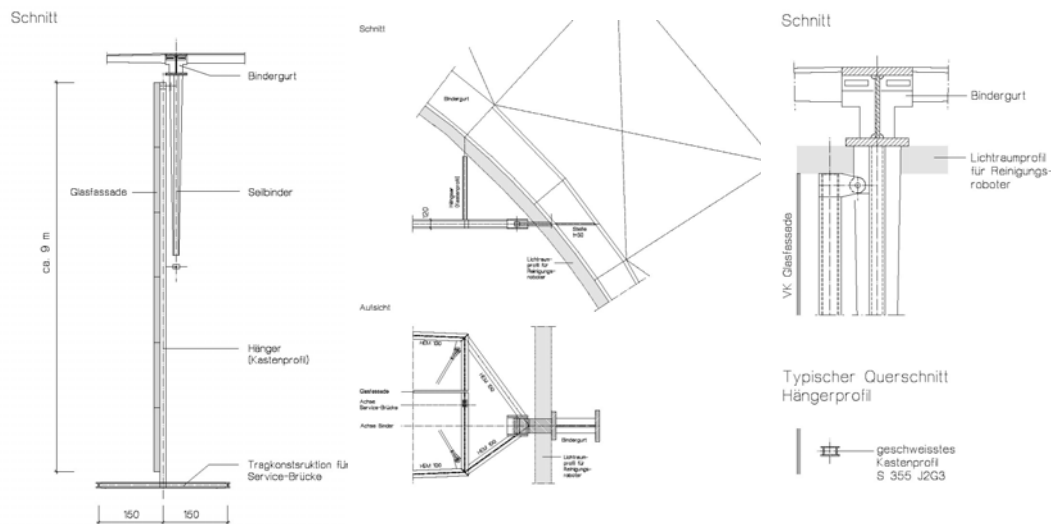


Bild 14: Windschürze Ansicht, Schnitt, Details

3.4 Angaben zur Konstruktion:

Binder

Binderabstand:	ca. 13 m
Spannweiten:	max. 66 m, min. 46 m
Firsthöhe:	max. 17 m, min. 12 m
Stichhöhe Unterspannung:	max. 4,50 m
Stichhöhe Überspannung:	max. 2,90 m
Stahlgüte:	S355 J2G3, beschichtet
Druckgurt:	geschweißtes Doppel-T-Profil mit variierender Bauhöhe (h = 45 cm bis 90 cm) Flanscbreite 40 cm bzw. 45 cm Stegdicken 30mm bzw. 50mm
Zuggurt:	VVS Ø 44 mm als Unterspannung VVS Ø 58 mm als Überspannung galvanverzinkt
Pfosten:	Rohre Ø 101,6 mm, 114,3 mm, 127 mm, mit Steifen
Umlenksättel:	Stahlguß GS20Mn5V, spritzverzinkt
Diagonalen:	OSS Ø 30 mm, 2 OSS Ø 22 mm galvanverzinkt

Stabnetz

Stahlgüte:	S355 J2G3, beschichtet
Maschenweite:	max. ca. 1,65 x 1,65 m min. ca. 1,15 x 1,50 m

Bauhöhe Querstäbe:	Quer- und Längsstäbe als geschweißte T-Profile 145 mm in Teilbereichen 175 bzw. 220 mm
Bauhöhe Längsstäbe:	175 mm, am Seilbinder auf 220 mm gevoutet, in Teilbereichen konstante Höhe von 220 mm.
Flanscbreite:	60 mm
Stegdicke:	30 mm (in Teilbereichen 40 mm)
Diagonalseile:	Doppelseile 2 OSS Ø12mm galvanverzinkt von Binder zu Binder durchgehend, an den Knoten klemmt, am Binder endverankert.

Stirnfassaden und Schürzen:

Stahlgüte:	S355 J2G3, beschichtet
Hänger:	geschweißtes Hohlprofil 100x60x8 bis 140x60x8
Pfosten des liegenden Fachwerkträgers:	HEM 100
Gurte des liegenden Fachwerkträgers:	HEM 100
Diagonalen des liegenden Fachwerkträgers:	Zugstäbe Durchmesser 20 mm bis 30 mm

Verglasung: Angaben hierzu erfolgen an anderer Stelle

4. Tragverhalten und Statik

4.1 Tragverhalten

Bild 15 verdeutlicht, dass der gedrungene Hallenquerschnitt weit weg ist von der günstigen Stützlinienform. Der Parabelbogen trägt die Gleichlast völlig ohne Biegemomente, der Korbbogen muss erheblichen Biegemomenten widerstehen. Eine der Momentenlinie angepasste Seilumschlingung des Bindergurtes bringt die Biegemomente und die Verformungen für Gleichlasten praktisch auf Null zurück (Bild 16).

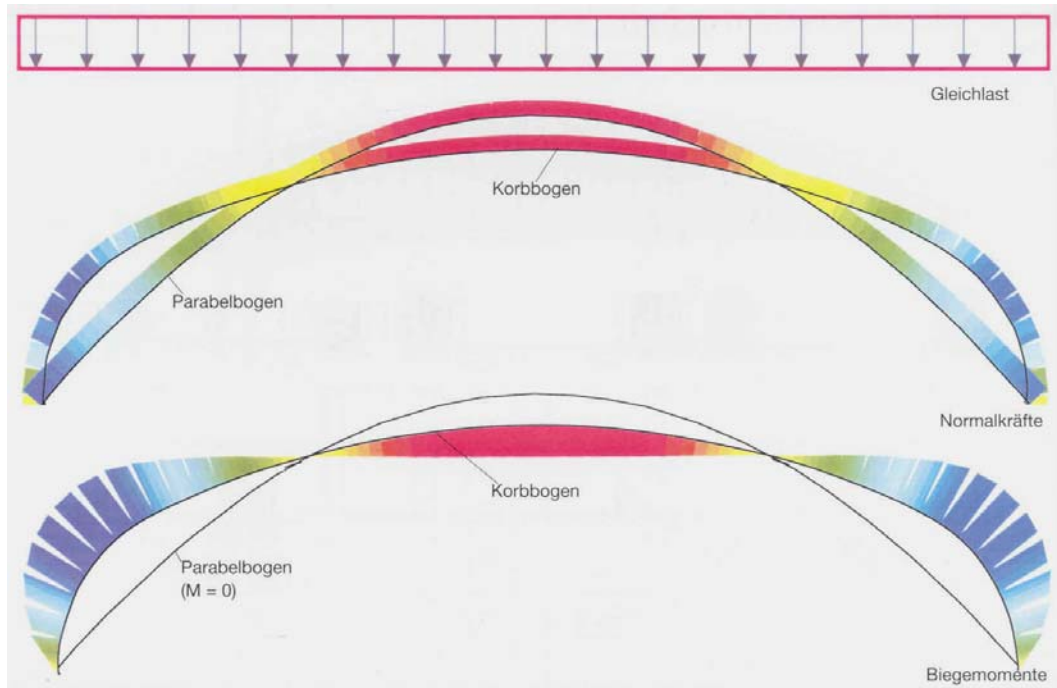


Bild 15: Das korbboogenartige Profil des Daches ist weit weg von der Stützlinienform.

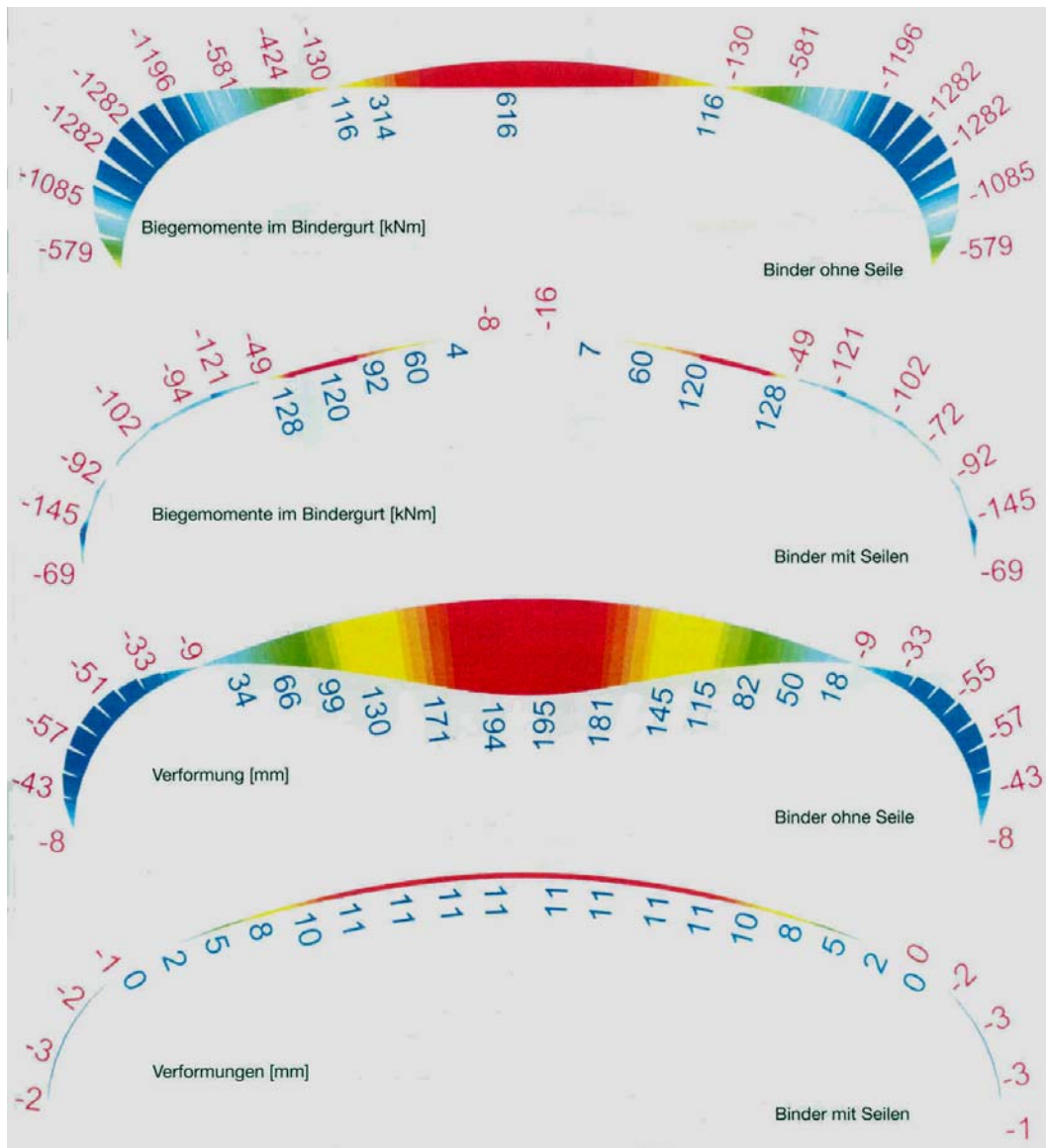


Bild 16: Die Seile sind so geführt, dass unter Gleichlast nur Normalkräfte im Bindergurt auftreten.

Damit der Binder auch einseitige Lasten tragen kann, erhält der Bindergurt eine den auftretenden Biegemomenten angepasste Höhe, die vom Fußpunkt aus bis zum Seildurchgang kontinuierlich zu- und dann bis zur Bindermitte wieder abnimmt (siehe Bild 04).

Obwohl das Stabnetz zwischen den Seilbindern längs keine und quer mit Ausnahme zum Rand hin nur eine geringe Krümmung aufweist, trägt es dank der Diagonalseile doch zu einem beachtlichen Teil als Schale. Im flachsten Bereich entlang des Dachfirstes wird die Momentenbeanspruchung der Längsstäbe infolge Schalentragwirkung, wie Bild 17 zeigt, auf ca. 50 %, die Durchbiegung auf ca. 45 % reduziert.

Darüber hinaus verteilt die Schale bereichsweise wirkende Lasten stets auf mehrere Binder und verhindert eine Verzerrung der Maschen.

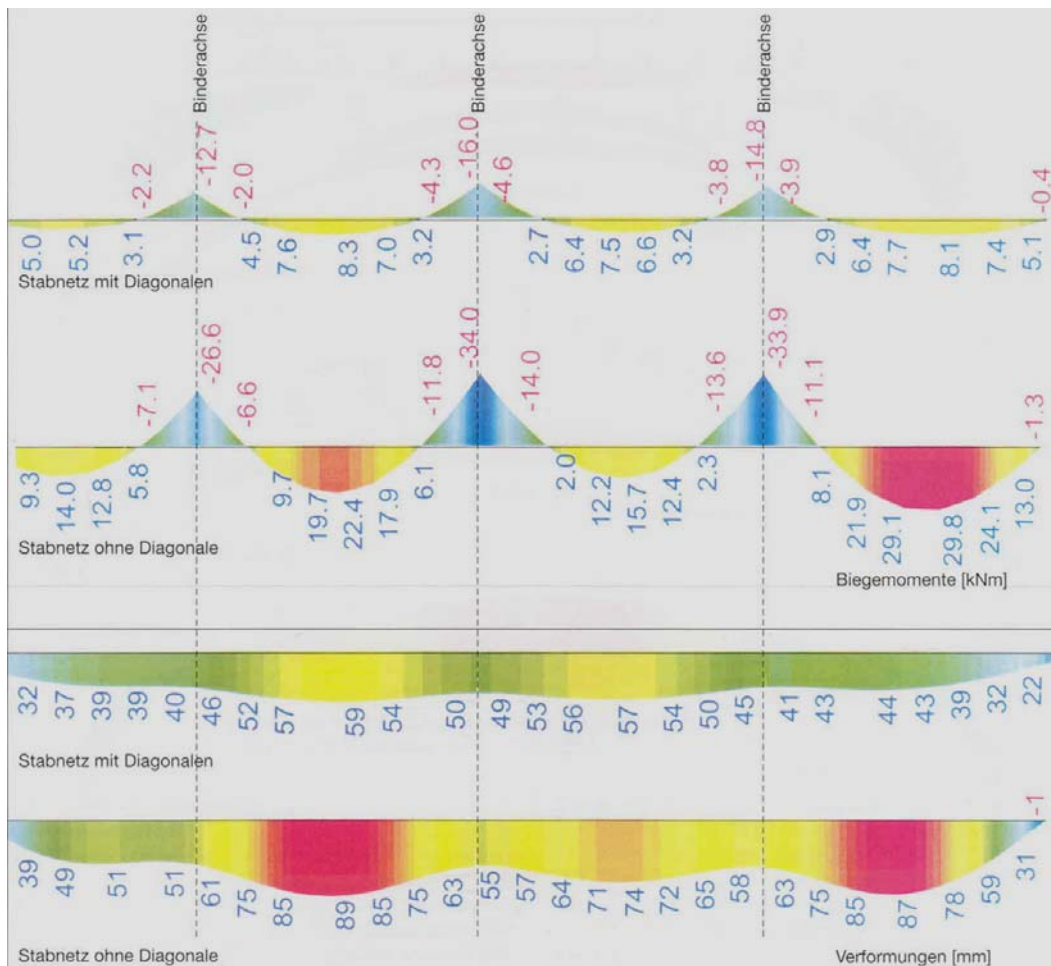


Bild 17: Die Biegemomente im Stabnetz werden durch Schalenwirkung halbiert.

4.2 Zur Statik

Im Vergleich zu Betontragwerken können Stahlkonstruktionen sehr genau berechnet werden. Jedes Element wurde als Stab oder Seil abgebildet und führte beim West Dach zu 29 000 Elementen mit 13 000 Knoten und 65 000 Freiheitsgraden. Zusammen mit den 47 für nichtlineares Verhalten berechneten Lastfällen führte dies zu einer 1,3 GB großen Datenbasis.

Die Auswertung so großer Datenmengen erfordert leistungsfähige Rechner und Programme, mit denen die Ergebnisse grafisch überschaubar dargestellt werden können. Als sehr hilfreich beim Aufspüren von Eingabefehlern hat sich die materialisierte Darstellungsmöglichkeit des statischen Systems erwiesen (Bild 18). Trotz Einsatz der für solche komplexe Systeme geeigneten Sofistik-Programme mussten mehrere Visual-Basic-Programme geschrieben werden, um alle für die statischen Nachweise benötigten Daten in fassbarer Weise aufzubereiten. Bild 18 zeigt das statische System des West Daches. Windschürze und Stirnfassaden mussten wegen des komplexen Zusammenwirkens in das Gesamtsystem mit eingebaut werden.

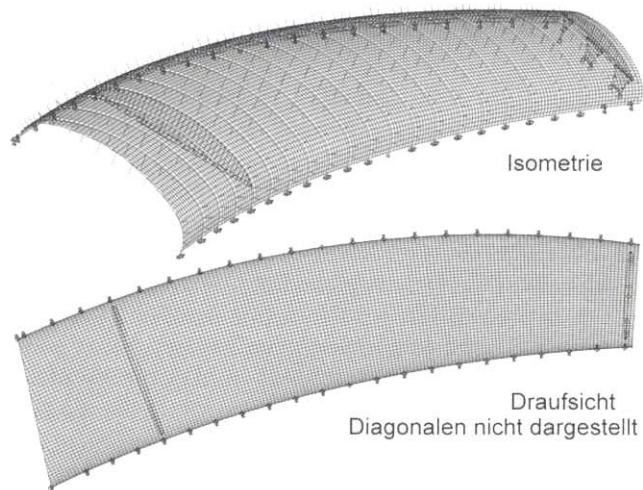


Bild 18a: Statisches System des Westdaches

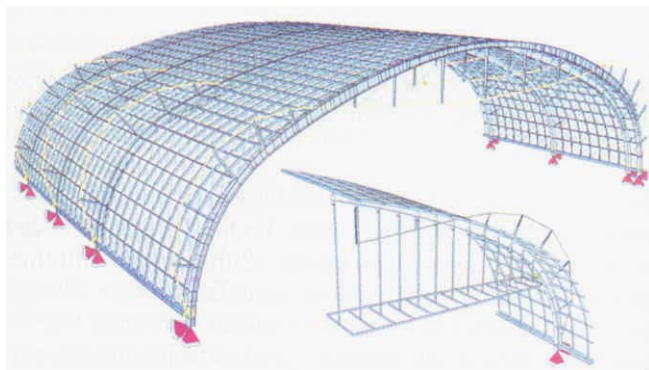


Bild 18b: Materialisierung des Systems

Die Vorspannung der Binderseile wurde so gewählt, dass unter Eigenlasten im Wesentlichen nur Normalkräfte im Bindergurt auftraten. Dadurch verformte sich der Binder unter den Eigenlasten aus Stahl und Glas nur wenig, so dass dank der Seilkonstruktion auf eine Überhöhung verzichtet werden konnte. Die geplante Geometrie ist somit auch die Werkstattgeometrie.

Neben den üblichen Lasten wie Eigenlast und Schnee mussten insbesondere die in Windkanalversuchen ermittelten Windlasten und das komplexe Zusammenwirken mit den vier durch Fugen getrennten Brückenteilen, auf denen das Glasdach ruht, beachtet werden. Eigenverformungen des Daches wie auch Verformungen aus den einzelnen Brückenteilen infolge Bahnverkehr, Bremslasten, Baugrundverformungen und Temperatur führten zu einem komplexen Zusammenwirken zwischen Brücke und Dach. Schon der Ansatz günstig und ungünstig wirkender Reibungskräfte in den Radialgelenklagern und die Ermittlung der Verschiebungswege führte zu umfangreichen Lastfalluntersuchungen. Einzelheiten aus der statischen Berechnung würden den Rahmen dieses Beitrags sprengen.

Lediglich die Ansätze zur Stabilitätsuntersuchung sollen näher erläutert werden. Dazu wurde am Gesamtsysteme eine geometrisch nichtlineare Traglastberechnung am perfekten und imperfekten System mit linear elastischem Werkstoffgesetz durchgeführt. Die geometrische Ersatzimperfektion, welche sowohl strukturelle als auch geometrische Imperfektionen beinhaltet, wurde der zum niedrigsten Knickeigenwert gehörenden Verformungsfigur möglichst gut angepasst. Die Knickeigenform wurde mit Hilfe der Analogie zwischen statischem und dynamischem Eigenwertproblem bei kritischer Last bestimmt und ist in Bild 19 für das Stabnetz und die Binder getrennt dargestellt. Der maximale Stich der Ersatzimperfektion ist für das Netz mit 65 mm und für die Binder mit 175 mm berücksichtigt. Die Untersuchungen ergaben, dass das System nicht sehr imperfektionsanfällig ist. Die Traglastfaktoren für das perfekte und imperfekte System sind nahezu gleich, die Verformungen beim Erreichen der Traglast allerdings nicht (s. Bild 20). Die Effekte aus Imperfektionen konnten deshalb durch Spannungszuschläge abgedeckt werden.

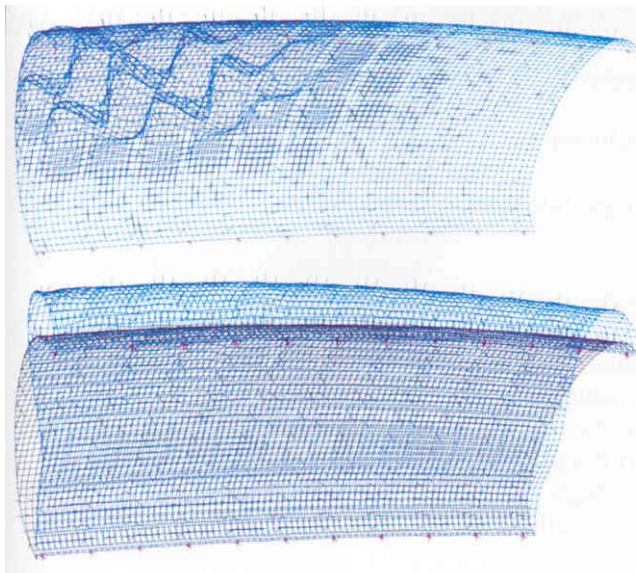


Bild 19: Erste Beuleigenform

- a) des Stabnetzes*
- b) der Binder*

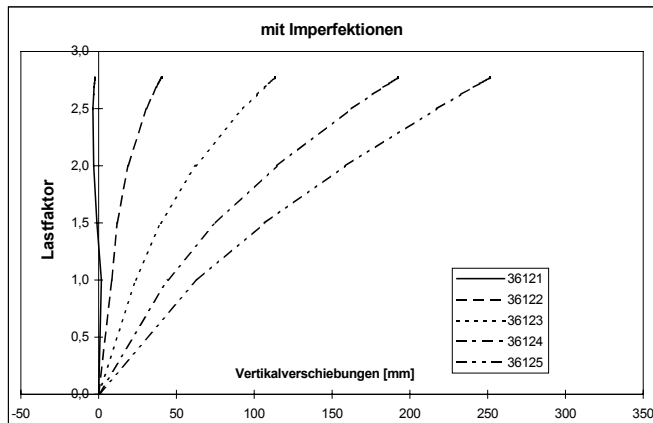
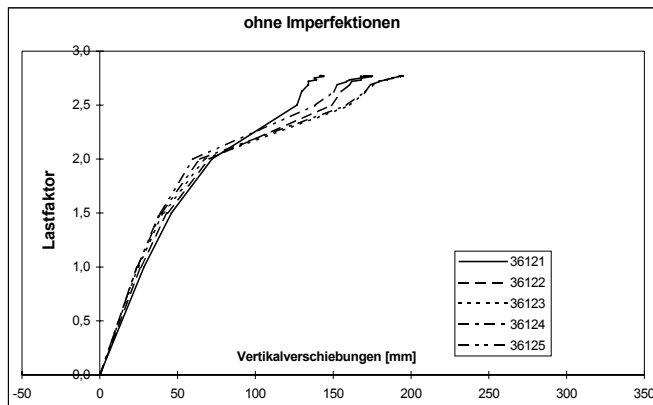


Bild 20: Traglast des Daches mit und ohne Ansatz von Imperfektionen.

4.3 Zum Brandschutz

Aufgrund der langen Rettungswege und der vielen Menschen unter dem Dach musste ein großflächiges Versagen des Daches bei Zugbrand vermieden werden. Für einen Normbrand nach DIN 4102 über 30 Minuten musste die globale Standsicherheit der ungeschützten Stahlkonstruktion nachgewiesen werden. Dies geschah nach dem sogenannten „allgemeinen Berechnungsverfahren“ nach EC 3, Teil 1-2. Dazu wurden vom Brandschutzgutachter HHP Berlin für einen Zugbrand auf dem äußersten Gleis die Bauteiltemperaturen nach 30 Minuten Dauer bis in 10 m Höhe ermittelt. Infolge der robusten Querschnitte, die nirgends dünner als 30 mm waren, ergab sich eine maximale Erwärmung an der ungünstigsten Stelle auf 662 °C. Die sich schnell erwärmenden Netzseile fielen im Brandbereich auf einer Länge von 39 m und bis zur Höhe von 10 m jedoch völlig aus. Die Über- und Unterspannungsseile der Binder wurden im Brandbereich ebenfalls nicht angesetzt, da sich der Zamak-Verguss der Seilendverankerungen bei den auftretenden Temperaturen erweicht und entfestigt. Die von der Bauteiltemperatur abhängige Spannungs-Dehnungslinien des Stahls sind in Bild 21 dargestellt.

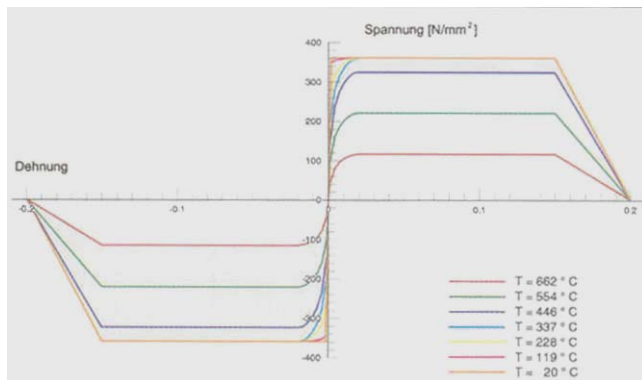


Bild 21: Arbeitslinie des Stahls für verschiedene Temperaturen

Unter Berücksichtigung der Verteilung der Bauteiltemperatur im Dach wurde mit den entsprechenden nichtlinearen und temperaturabhängigen Arbeitslinien nach Bild 21 eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung durchgeführt unter Beachtung plastischer Schnittgrößenumlagerungen. Dies konnte nur in einer komplexen Berechnungsprozedur erreicht werden, bei der zusätzlich zur äußeren Iteration für die geometrische Nichtlinearität eine innere Iteration für die materielle Nichtlinearität nötig wurde.

Dank der außerhalb des direkten Brandbereiches noch aktiven Schalentragswirkung konnte für die quasi-ständige Einwirkungskombination nach DIN V ENV 1991-1 und mit Berücksichtigung der imperfekten Struktur die globale Standsicherheit für einen Material Sicherheitsbeiwert von 1,0 nachgewiesen werden. Die maximale Stahldehnung lag bei 36 %. Die verformte Struktur zeigt Bild 22 .

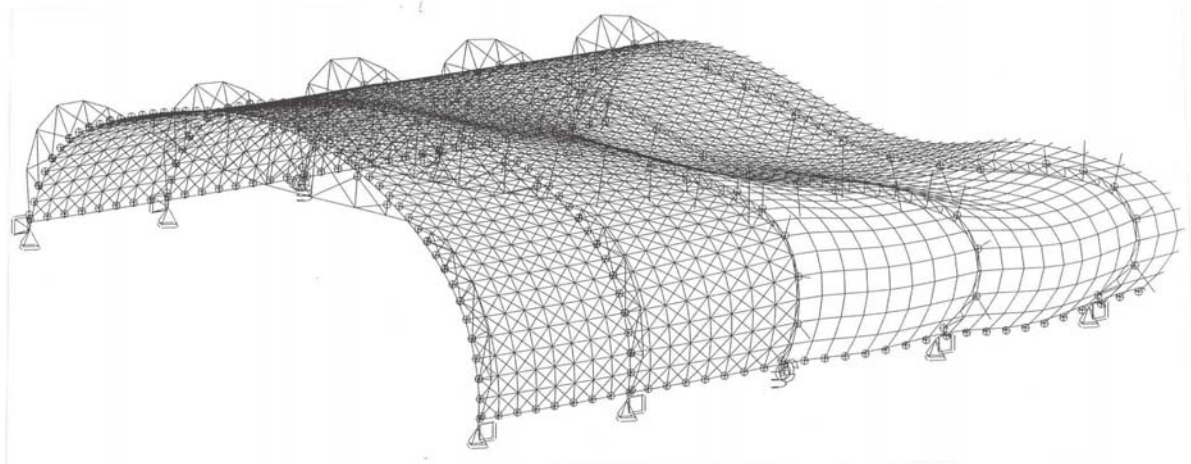


Bild 22: Verformtes Dach nach 30-minütiger Brandeinwirkung (10-fach überhöht)

4.4 Zur Montageberechnung

Die Montagefolge ist im Beitrag der Firma Mero ausführlich beschrieben. Die zugehörigen Vorspannkraft und Voreinstellungen an den nachstellbaren Pfosten und Seilverankerungen wie auch die Kräfte an Hilfsabstützungen mussten in umfangreichen Montageberechnungen ermittelt werden. Dazu wurde das fertige

Dach entsprechend der vorgesehenen Montage zurückgerechnet. Das heißt, dass ausgehend vom fertig gebauten und endgültig vorgespannten Dach die einzelnen Montageschritte in umgekehrter Reihenfolge rechnerisch nachvollzogen werden. Zunächst werden also Gläser entfernt und Diagonalseile entspannt, dann Hilfsstützen eingebaut und Netzstäbe zwischen Bindern entfernt, schließlich ganze Binder ausgebaut, und das Feld für Feld, bis man schließlich am ersten aufgebauten Feld angelangt ist. Bei dieser anspruchsvollen Prozedur müssen neben vielen Lastfällen auch eine große Anzahl von Systemwechseln berücksichtigt werden, wozu leistungsfähige Programme und erfahrene, den Computer und die Programme samt deren Grundlagen beherrschende Mitarbeiter nötig sind.

Am Bau Beteiligte:

Bauherr: Deutsche Bahn AG,
DB Projekt Verkehrsbau GmbH, Berlin

Architekt: gmp, von Gerkan Marg und Partner, Hamburg

Tragwerksplaner: Schlaich Bergermann und Partner, Stuttgart
Mitarbeiter: Stefan Justiz, Hannes Gerber, Jochen Bettermann

Prüfingenieur: ARGE Prüfingenieure Albrecht Stucke GbR, Berlin,

Bauausführung: Mero GmbH & Co. KG, Würzburg

Gebäudedaten:

Fläche: 30500 m² (21200 m² verkürzt)
Bruttorauminhalt: 257000 m³ (187000 m³ verkürzt)
Baubeginn: Februar 2002
Fertigstellung: Mai 2002

Literatur

[1] Renaissance der Bahnhöfe

Katalog zur gleichnamigen Ausstellung

Herausgegeben vom BDA, der DB AG, und dem DAZ

In Zusammenarbeit mit Meinhardt von Gerkan, 1996

[2] Schlaich, J., Schober, H.:

Bahnbrücken am Lehrter Bahnhof in Berlin – Die Humboldthafenbrücke.

Stahlbau 68 (1999), H. 12, S. 1022-1028

[3] Schlaich, J., Schober, H., J. Knippers:

Bahnsteigüberdachung Fernbahnhof Berlin-Spandau

Stahlbau 68 (1999), H. 6, S. 448-456

[4] Schober, H. : Geometrie-Prinzipien für wirtschaftliche und effiziente
Schalenträgerwerke.

Bautechnik 79 (2002), H. 1, S. 16-24