

Süderweiterung NürnbergMesse – Ausführung Halle 3A

Als Fortsetzung des in Heft 3/2014 erschienenen Berichtes über die neue Messehalle 3A in Nürnberg wird auf die Besonderheiten der Ausführungsplanung und Ausführung in den Bereichen Grundbau, Massivbau und Stahlbau eingegangen.

Eine eigenständige Ingenieuraufgabe stellte der termingerechte Umgang mit den schwierigen Baugrundverhältnissen sowie den anspruchsvollen und hochbewehrten Betongeometrien des fugenlosen Riegelbauwerkes mit höchsten Sichtbetonanforderungen dar.

Auch für den filigranen Stahlbau war eine umfassende ingenieurtechnische Bearbeitung erforderlich. Weitere Schwerpunkte des Berichtes bilden daher die Ermittlung der dreidimensional überhöhten spannungslosen Werkstattform sowie die ungewöhnlichen und komplexen Bauzustände und Baubehelfe.

Keywords Ausführungsplanung; Werkstattplanung; Werkstattform; Anschlussstatik; Bauablauf; Bauzustände; Baubehelfe; fugenlos; Sichtbeton; Messehalle

South Extension of Nuremberg Fairground – Construction of Hall 3A

The second part of the report about Hall 3A focuses on distinctive features in the detailed design and the erection on site, regarding the aspects of geotechnics, concrete and steel construction.

The construction work can be divided into two parts: the just in time design of the foundation slab due to sophisticated subsoil conditions and the challenging, heavily reinforced and complex concrete structures of the joint-less edge wing with exposed concrete of highest quality stand for the first part.

The second part focuses on the filigree steel construction and the thoroughly detailed design for all building stages, as there are: calculation of the stress free three dimensional-presetted fabrication geometry, numerous, exceptional and complex states of construction and temporary erection stages.

Keywords detailed design; shop drawings; presetted geometry; connection design; erection sequence; erection stages; temporary works; jointless; exposed concrete; fair hall

1 Einleitung

Die Beauftragung der Bauleistungen für den 1. Bauabschnitt der Halle 3A erfolgte gewerkeweise. Im Sommer 2012 wurden zunächst die Aufträge sowohl für die Spezialtiefbau- und Massivbauarbeiten als auch die Stahlbauarbeiten an die Fa. Max Bögl erteilt. Die Beauftragung der Fassadenbauarbeiten erging im Anschluss an die Fa. Roschmann.

Als bauherrenseitige Grundlagen im Bereich Tragwerksplanung erstellte das Ingenieurbüro Dr. Binnewies neben der Genehmigungsstatik bereits wesentliche Teile der Ausführungsplanung. Hierzu zählten insbesondere die Schal- und Bewehrungsplanung, erweiterte Positionspläne inkl. der umfangreichen Stahlbauleitdetails zur Beschleunigung der Werkstattplanung sowie das Montageprinzip.

Im Auftrag der Fa. Max Bögl wurden durch das Ingenieurbüro Dr. Binnewies zusätzlich die detaillierte Montagesequenz sowie die zugehörigen Baubehelfe wie temporäre Aussteifungen und Montagehilfen entworfen und nachgewiesen. Dieser Prozess erfolgte in enger Zusammenarbeit mit dem primär für die Werkstattplanung und Anschlussstatik beauftragten Ingenieurbüro Peters

Schüßler Sperr. Die ingenieurmäßige Ermittlung der dreidimensional unter Berücksichtigung der Erweiterungsoption nach Westen und der Bauzustände überhöhten, spannungslosen Werkstattform erfolgte ebenfalls durch das Ingenieurbüro Dr. Binnewies. Dabei waren zusätzlich die besonderen Anforderungen der Fassadenbaufirma abzustimmen und zu integrieren.

Unter Berücksichtigung der für Anfang 2014 zugesagten Inbetriebnahme der Halle 3A stand für sämtliche o. g. Planungen nur ein sehr begrenztes Zeitfenster zur Verfügung.

2 Baugrube und Gründung

2.1 Baugrube

Der geplante Verzicht auf einen wasserdichten Baugrubenverbau für das Riegelbauwerk konnte erst auf Grundlage der Erkenntnisse aus den vorlaufenden Aushubarbeiten für den westlichen Versorgungsgang umgesetzt werden. Lediglich im nordöstlichen Sonderbereich zum städtischen Abwassersammler wurde aus Gründen der Verformungsminimierung keine Böschung sondern eine Bohrfahlwand $d = 88 \text{ cm}$ ausgeführt.



Bild 1 Bewehrung eines biegesteifen Sohlversprungs des Riegelbauwerkes
Reinforcement of jump within the foundation slab of the edge wing

2.2 Sohle des Riegelbauwerkes

Die endgültigen Bettungswerte für das flach gegründete Riegelbauwerk konnten wegen der durch unterschiedliche Verwitterungszustände und Mächtigkeit der bindigen Einschlüsse stark streuenden Baugrundeigenschaften erst in situ von der Baugrubensohle aus ermittelt werden. Aus terminlichen Gründen musste jedoch vorab die statische Berechnung der Sohle auf der Grundlage der vorläufigen Bettungswerte abgeschlossen und die Schal- und Bewehrungsplanung begonnen werden. Unglücklicherweise ergaben sich aus den Untersuchungen in situ erheblich ungünstigere Bettungswerte, deren Kompensation primär im Bereich der Sohlbewehrung (Bild 1) erfolgen musste.

2.3 Pfahlbalken im Hallenbereich

Die Pfahlbalken von Ost- und Südfassade (Bild 2) waren als wichtige Grundlage für die Stahlbaumontage trotz

hoher Bewehrungsgrade, einer Vielzahl an großen Einbauteilen für die Stützen und integrierten Entwässerungsleitungen zeitlich optimiert herzustellen. Dies konnte insbesondere durch eine geschickte Bewehrungsführung unter gezielter Verwendung von Schraubanschlüssen gewährleistet werden.

Nach Süden hin ist der Halle 3A auf großer Länge ein in das Erdreich integriertes Regenrückhaltebecken parallel vorgelagert. Die Auswahl einer hierfür geeigneten Konstruktion musste in enger Abstimmung mit der Tragwerksplanung erfolgen, da über die Pfahlbalken große Teile der bei einem Gabelstapleranprall gegen die Hallenstützen wirkenden horizontalen Lasten in das Erdreich abgegeben werden sollen.

3 Massivbau

3.1 Dachdecke als Schnittstelle zum Stahlbau

Die Hauptträger des Daches geben ihre vertikalen und horizontalen Auflagerkräfte über Einbauteile im Bereich eines Höhensprungs der massiven Dachdecke des Riegelbaus ab. Dieser ist zusätzlich als in Längsrichtung des Riegels verlaufender Balken ausgebildet (Bild 3a).

Die Sicherstellung des Abtrages der horizontalen Auflagerlasten über die als Scheibe ausgebildete Dachdecke zu den beiden Aussteifungskernen erforderte besonderes Augenmerk, da die Dachdecke im westlichen Teil des 1. BA ohne die geplante Hallenerweiterung temporär wie im Osten als horizontaler Kragarm trägt und zahlreiche große Durchbrüche für die Lüftung, Beleuchtung und Sprinklerung erforderlich sind (Bild 3b). Zur Kompensation war trotz interdisziplinärer Optimierung in die Dachdecke $d = 30$ cm ein liegendes Bewehrungs-Fachwerk mit verbügelten Stre-



Bild 2 a) Einbauteil der Hauptstützen vor dem Einbau; b) Einbauteil und Bewehrungsgassen wurden optimal aufeinander abgestimmt; c) Pfahlbalken mit Anschlussbewehrung für Folgetakt inkl. Einbauteil der Nebenstützen
a) Built-in-part for main column prior installation; b) Built-in-part and installed reinforcement harmonize perfectly; c) Pile beam with connection reinforcement for next increment with built-in-part for minor column

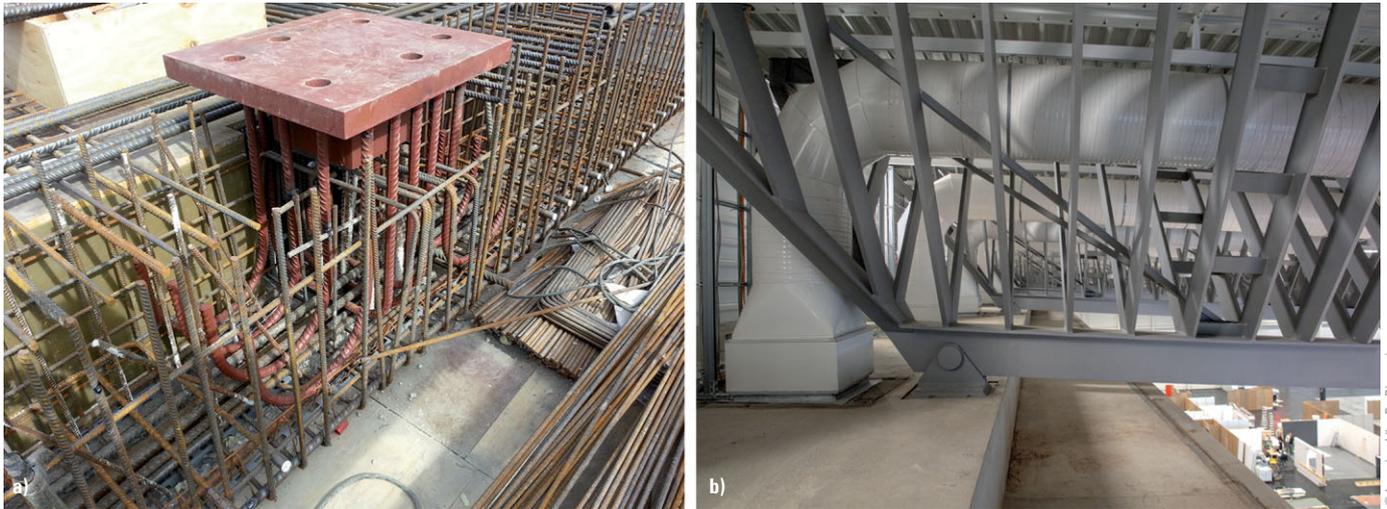


Bild 3 a) Bewehrung des balkenartigen Versprungs der Dachdecke mit Einbauteil der Dachauflager; b) Fertiggestellter Auflagerpunkt des Dachbinders inkl. Lüftungsrohr und Deckendurchführung
 a) Reinforcement of beam like jump within top slab and built-in-part for roof bearing; b) Finished bearing point of roof girder incl. ventilation pipe and slab penetration



Bild 4 a) Hochbewehrte Streben des Bewehrungs-Fachwerkes inkl. Einbauteil und dahinter liegendem Lüftungsdurchbruch; b) Einbau der diagonalen Rückhängebewehrung am Einbauteil
 a) Highly reinforced struts of the reinforcement truss with built-in-part and shuttered opening for ventilation; b) Installation of diagonal reinforcement to anchor the built-in-part

ben zu integrieren (Bild 4a). Für dessen Bemessung waren auch die in den einzelnen Bauzuständen (s. Abschn. 4) wechselnden Horizontallasten zu berücksichtigen. In Bild 4b ist u. a. die gerade diagonal verlegte Rückhängebewehrung für die Einbauteile zu erkennen.

3.2 Aussteifungskerne

Durch die geringe Zahl von Aussteifungselementen im 1. BA sind die in Sichtbeton SB4 ausgeführten Kernwände statisch hoch beansprucht. Diese sind im Erdgeschoss und im 1. Obergeschoss zudem bereichsweise im Grundriss gekrümmt, was u. a. einen erhöhten Aufwand bei der Ausbildung der rissebeschränkenden Bewehrung bedeutete. Bild 5 zeigt die bereits verlegte Bewehrung inklusive der noch in der Lage zu justierenden Leerrohre für Elektroinstallationen.



Bild 5 Bewehrungsführung in abgerundeter Kernwand mit noch in der Lage zu justierenden Leerrohren
 Reinforcement in rounded stiffening core wall with ductwork, which still has to be adjusted



Bild 6 a) Hallenseitige Sichtbetonwand; b) Gekrümmte Brüstung über der Galerietreppe; c) Gekrümmte Brüstung mit noch zu vervollständigender Bewehrung
 a) View of the exposed concrete wall; b) Curved parapet above the gallery stairway; c) Curved parapet with not yet finished reinforcement

Ungewünschte horizontale Arbeitsfugen konnten trotz der unterschiedlichen Geschosshöhen dadurch vermieden werden, dass unter Verwendung einheitlicher Schal tafeln eine auf die Lage der jeweils anschließenden Decken abgestimmte Wahl der Betonierhöhen und Klapp- und Schraubbewehrung als Deckenanschluss zum Einsatz kam.

3.3 Hallenseitige Sichtbetonwand

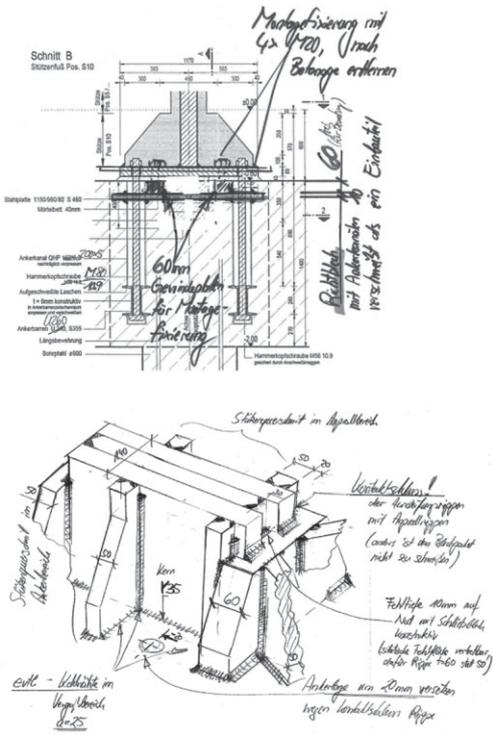
Einer der Höhepunkte des Designkonzepts ist die ca. 105 m lange und 14,6 m hohe fugenlose Sichtbetonwand (Bild 6a), die den Riegel zum Halleninnenraum hin begrenzt. Diese wurde in SB4 in mehreren horizontalen und vertikalen Betonierabschnitten hergestellt. Zur Sicherstellung einer gleichmäßigen und feinen Rissevertei-

lung mussten tragwerksplanerisch u. a. die Einflüsse aus unterschiedlichen Umgebungstemperaturen während der Bauzeit betrachtet und bei der Bewehrungswahl berücksichtigt werden. Mit der Sichtbetonwand verwoben ist die doppelt gekrümmte Brüstung oberhalb der Galerietreppe (Bild 6b), welche ebenso wie die Geometrien der in der Wand integrierten Öffnungen raffinierte Bewehrungsführungen erforderte (Bild 6c).

4 Stahlbau

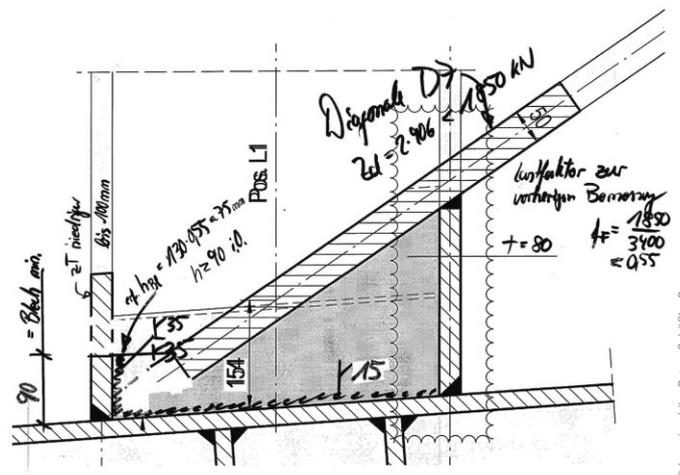
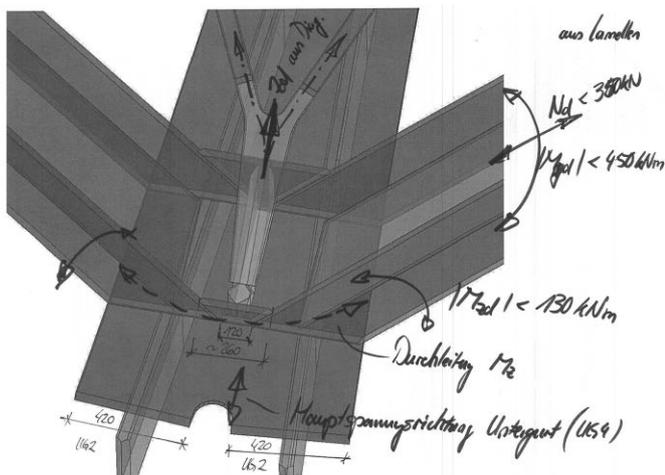
4.1 Werkstattplanung inkl. Anschlussstatik

Die Komplexität der Konstruktion erforderte neben einer bereits entsprechend detailgenauen 3D-Modellierung des Tragwerkes schon in der Entwurfs- und Genehmigungs-



© Ingenieurbüro Peters Schülßer Sperr

Bild 7 Abstimmung der Werkstattplanung für die Fußpunkte der durch Anprall hochbeanspruchten schlanken Stützen auf Grundlage der Leitdetails
Development of shop drawing details for the footings of the slender and due to impact highly stressed columns based on the leading details



© Ingenieurbüro Peters Schülßer Sperr

Bild 8 Abstimmung der Werkstattplanung für die Dachbinder auf Grundlage der Leitdetails
Agreement on shop drawing details for the roof girders, based on the leading details

planung [1] eine intensive Abstimmung zwischen allen Beteiligten für die Erstellung der Anschlussstatik und Werkstattplanung. Hierfür waren die Leitdetails, die Überhöhungsplanung (s. Abschn. 4.2) und die Planung der Bauzustände (s. Abschn. 4.3) wichtige, durch das Ingenieurbüro Dr. Binnewies erarbeitete Grundlagen.

Bei vielen der schlanken Bauteile waren an später versteckte Details statisch hohe Anforderungen gestellt. Ein Beispiel hierfür sind die eingespannten Fußpunkte der durch sehr hohe Anpralllasten beanspruchten Stützen. Wie Bild 7 zeigt, waren hier zur Bewältigung der Einspannmomente von bis zu 2,5 MNm auf begrenztem Raum massive Querschnitte anzuschließen. Eine ebenfalls besondere Situation ergab sich beim seitlichen An-

schluss der horizontalen Anprallriegel an die Stützen angesichts der Kreuzung von jeweils nahezu zu 100 % ausgelasteten Bauteilen.

Ein weiteres Beispiel für einen abstimmungsintensiven und konstruktiv besonderen Punkt ist der Anschluss der Fachwerkdagonalen an die Untergurte der Dachbinder (Bild 8). Hier bestand die Aufgabe darin, mehrachsige Spannungszustände in den Bauteilen zu minimieren und dennoch einen für die Stabendmomente der biegesteifen Dreigurtbinder-Pfosten hinreichend gestaltfesten Knotenpunkt auszubilden.

Ebenfalls Ergebnis einer intensiven Abstimmung zwischen allen Beteiligten sind die Vorbereitungen für die



© Ingenieurbüro Peters Schöffel-Spierr

Bild 9 Vorbereitung für die spätere Erweiterung der Halle 3A nach Westen
Preparation for later extension of exhibition hall 3a to the west

spätere Erweiterung der Halle 3A nach Westen. Bild 9 zeigt die temporäre Westfassade und den entsprechend vorbereiteten halben Dachbinder im Bauzustand.

4.2 Ermittlung der überhöhten spannungslosen Werkstattform

Ein wesentlicher Baustein zur Sicherstellung eines gelungenen Erscheinungsbildes ist die Überhöhung der spannungslosen Werkstattform des weitgespannten Dachtragwerks und der mit dem Dach integral verbundenen Südfassade.

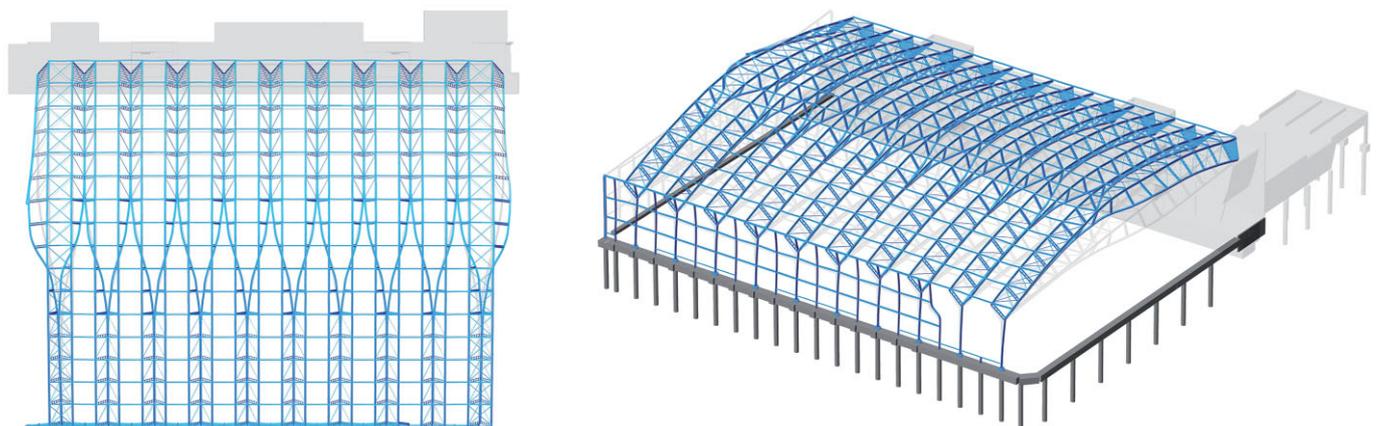
Die Überhöhung ist auf den Endzustand der Halle 3A ausgelegt. Dessen Definition resultiert aus der architekto-

nischen Vorgabe eines perfekt in der Ebene zu liegenden kammförmigen Pultdaches bei gleichzeitig senkrecht stehenden Fassaden. Abgestimmt wurde ein aus Eigengewicht, Ausbaulasten und 50 % der Veranstaltungstechnik zusammengesetzter Belastungszustand, dessen resultierende Verformung auf die planmäßige Geometrie im Endzustand führt. Zur rechnerischen Ermittlung der auf dieser Grundlage bis zu ca. 280 mm vertikal erhöhten, dreidimensionalen Gesamtstruktur kam eine im Ingenieurbüro Dr. Binnewies selbst entwickelte und bereits bei zahlreichen Bauvorhaben erprobte Software [2, 3] zum Einsatz. Nur auf diese Weise konnten die bis zu 34 mm großen Horizontalverformungen der Untergurte im westlichen und östlichen Randbereich gleichzeitig zutreffend kompensiert werden (Bild 10).

Erschwerend war dabei zu berücksichtigen, dass die Dachpfetten im Bereich des westlichen und östlichen Randes erst nach dem Ablassen des Daches von den Hilfsunterstützungen hinreichend zwangsfrei an die Fassaden angeschlossen werden konnten (s. Abschn. 4.3).

Als Ergebnis der o.g. ingenieurmäßigen Bearbeitung konnte die Geometrie der überhöhten Gesamtstruktur vom Tragwerksplaner digital als Grundlage der Werkstattplanung übergeben werden.

Die individuell überhöhte bzw. gekrümmte Form ist geprägt von der besonderen Verformungskinematik infolge der gelenkigen Auflagerung der Dachbinder unterhalb ihrer neutralen Faser und den daraus resultierenden Zwangsbeanspruchungen in den am Fußpunkt eingespannten Stützen. Ausgeführt wurde die Südfassade vereinfachend in bereichsweise ebenen Abschnitten, aus mehreren Stützen und Riegeln bestehend, welche vor Ort mit einer definierten Neigung auf dem Pfahlbalken montiert wurden. Die Neigung ist dabei so auf die zu erwartenden horizontalen Kopfverschiebungen eingestellt worden, dass das gelenkige Binderauflager auf dem Stützenkopf zum Zeitpunkt der Glasfassadenmontage lotrecht über dem Stützenfuß steht. Der auf diese Weise entstehende geringe Stich innerhalb der Südfassade war akzeptabel.



© Ingenieurbüro Dr. Binnewies

Bild 10 Überhöhte Gesamtstruktur (Verformung 50-fach vergrößert)
Presetted structure (deflections 50-times increased)

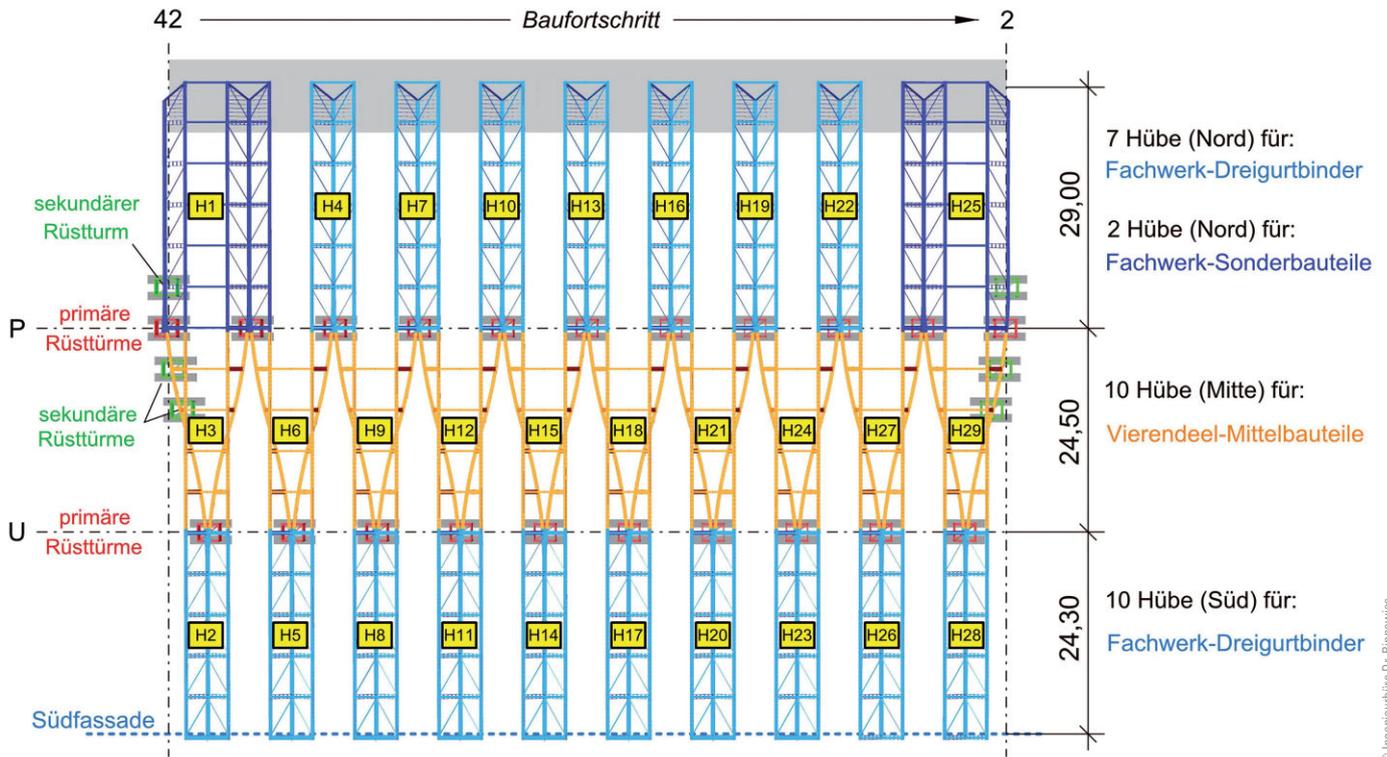


Bild 11 Übersicht Hübe und Rüsttürme
Site plan for lift sections and trestle towers

4.3 Bauzustände

4.3.1 Montagesequenz

Bei der Entwicklung der Montagesequenz waren einerseits die terminlichen Vorgaben aus den Schnittstellen zwischen den einzelnen Gewerken sowie andererseits die bei der ausführenden Firma zeitgleich nur in begrenzter Anzahl zur Verfügung stehenden Rüsttürme bestimmend. Unter Berücksichtigung der ohnehin vorhandenen bautechnischen Komplexität der Stahlbaukonstruktion hat sich die Planung der Bauzustände des Stahlbaus als eine eigenständige und anspruchsvolle Ingenieuraufgabe entwickelt, die primär im Ingenieurbüro Dr. Binnewies bearbeitet wurde.

Es hat sich dabei als sinnvoll herausgestellt, zwischen sog. Bauphasen und Sub-Bauphasen zu unterscheiden. Eine Sub-Bauphase kennzeichnet den Zustand, in dem ein Bauteil an seiner späteren Position eingehoben und geeignet temporär aufgelagert ist, jedoch noch nicht mit den angrenzenden Teilen integral verbunden ist. Mit einer Bauphase wird derjenige Zustand bezeichnet, in dem durch kraftschlüssige Verbindung der bisher positionierten Bauteile die Integrität des bis zu diesem Zeitpunkt errichteten Tragwerksteils insgesamt hergestellt ist.

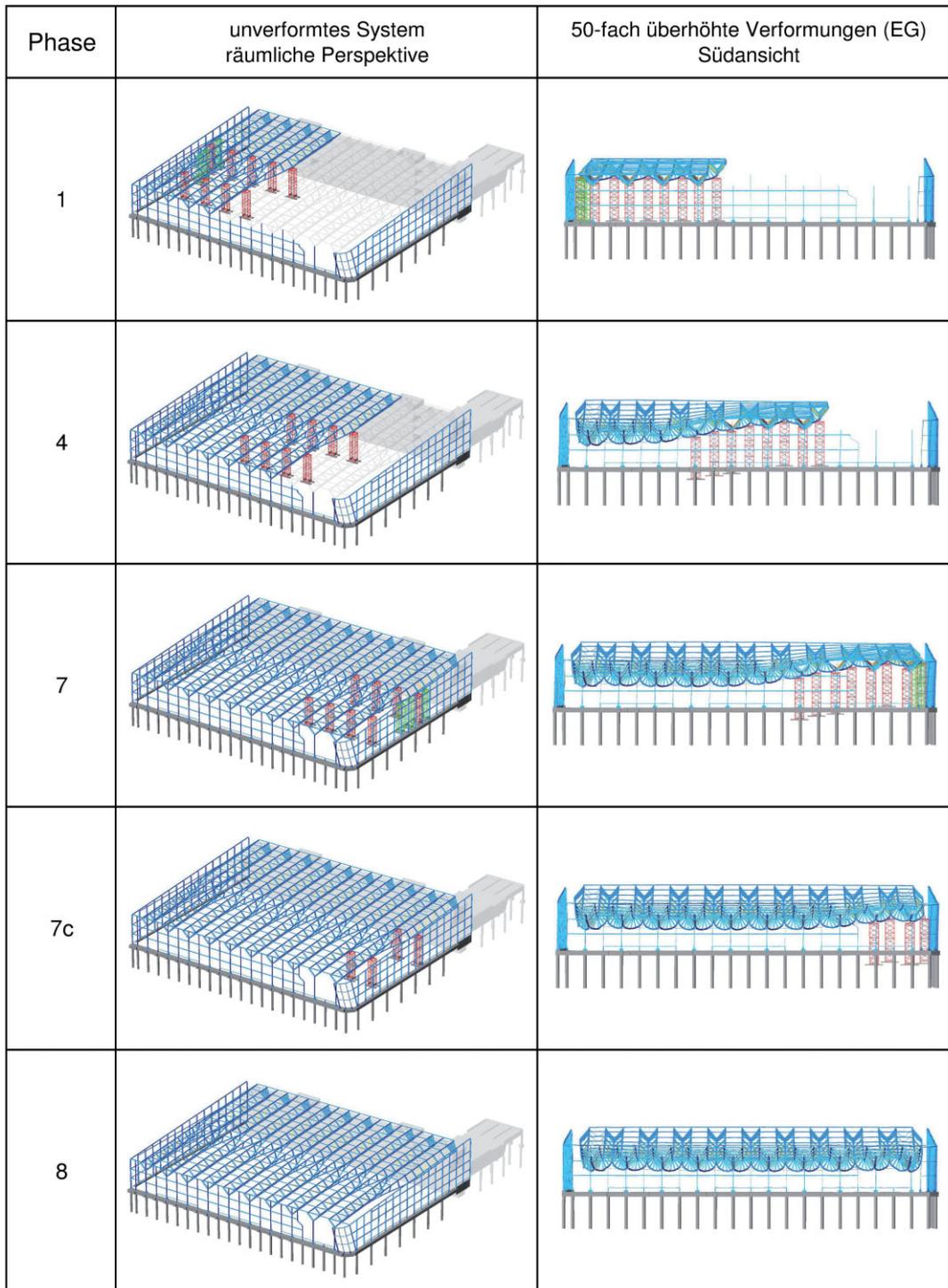
Bau- sowie Sub-Bauphasen wurden jeweils mit autarken FEM-Systemen untersucht, stets inklusive temporärer Aussteifungen (s. Abschn. 4.3.2) sowie ggf. besonderer Montagehilfen (s. Abschn. 4.3.3). Zur Superpositionsfähigkeit musste dabei sichergestellt sein, dass sämtliche

Beanspruchungen im elastischen Bereich verbleiben. Ebenso musste gewährleistet sein, dass sich die Relativverformungen an den Stoßstellen der zu verbindenden Bauteile im montage-technisch erträglichen Rahmen bewegen.

Ausgehend von der in Abschn. 4.2 beschriebenen überhöhten Geometrie ist das Dachtragwerk in acht übergeordneten Bauphasen errichtet worden. Ganz im Westen bei Achse 42 beginnend, verlief dabei die Montagerichtung ostwärts bis Achse 2. Bild 11 zeigt eine Übersicht der einzuhebenden Bauteile (Hübe 1–29, abgekürzt mit H) und der Lage der Rüsttürme. In Summe waren 29 vorgefertigte Segmente mit bis zu 71 t Gesamtgewicht einzuheben.

Eine Bauphase ist abgeschlossen, wenn die jeweiligen nördlichen Dreigurtbinder mit den zugehörigen südlichen Dreigurtbindern über die Mittelbauteile im Verschwenkbereich zwischen den Drittelpunkten entlang der Achsen P und U miteinander verschweißt sind. Dazu wurde die Dachkonstruktion entlang dieser Achsen direkt unterhalb der Verzweigungspunkte der Untergurte, zusätzlich zu den regulären Auflagern auf dem Riegel im Norden und im Bereich der Südfassade, von sog. primären Rüsttürmen unterstützt. Für eine gleichzeitige Abstützung aller Stoßstellen wären somit 21 primäre Rüsttürme entlang der Achsen P und U erforderlich gewesen.

Die sog. sekundären Rüsttürme dienten einer kraftgesteuerten Lagesicherung der beiden äußeren Binder am westlichen und östlichen Rand, insbesondere während des



© Ingenieurbüro Dr. Blumwies

Bild 12 Sequenz ausgewählter Bauphasen
Sequence of selected erections steps

Absenkens des Dachtragwerkes. Hier war die Besonderheit maßgebend, dass die biegesteifen Dachpfetten erst nach dem Absenken der Hilfsunterstützungen an die West- bzw. Ostfassade angeschlossen werden konnten, um hinreichend zwängungsfrei zu sein.

Sämtliche Rüsttürme sind ausschließlich für den vertikalen Lastabtrag vorgesehen worden. Horizontal abzutragende Beanspruchungen waren planmäßig allein vom Dachtragwerk und dem Stahlbetonriegel aufzunehmen, um Unwägbarkeiten aus der Interaktion zwischen Rüst-

turm und Boden über die Biegesteifigkeit eines Rüstturms zu minimieren.

Seitens der ausführenden Firma war die Anzahl der zeitgleich zur Verfügung stehenden Rüsttürme jedoch auf maximal 16 begrenzt. Daraus ergab sich die Notwendigkeit einer Teilabsenkung bereits verschweißter Binderbauteile des westlichen Teildaches, während zeitgleich an der östlichen Montagefront Bauteile mit ihren Stoßstellen auf die Rüsttürme abgelegt und miteinander verbunden wurden. Somit erinnert die Verformungsabfolge der Baupha-

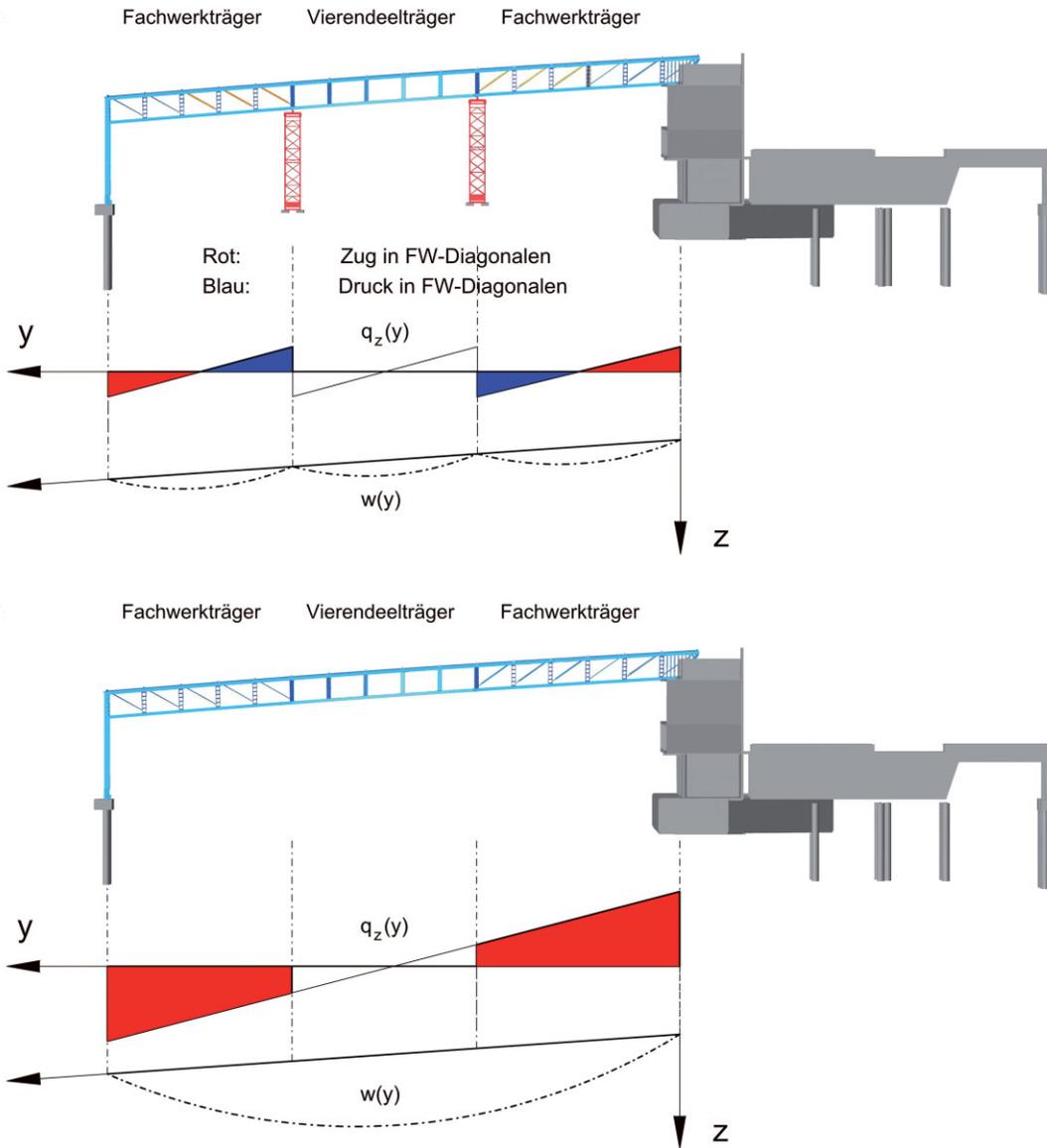


Bild 13 a) Kette von drei Einfeldträgern als statisches System in Sub-Bauphasen; b) Einfeldträger als statisches System nach (Teil-)Absenkung der Rüsttürme
 a) Chain of three single span girders as static system during sub-phase; Single span girder as static system after (partial) depropping

sen an eine sich ostwärts bewegende Welle, wie es in Bild 12 exemplarisch für fünf ausgewählte Bauphasen illustriert ist.

Die im Bauzustand aus Eigengewicht, teilweiser Absenkung und Wind resultierenden Beanspruchungen für den Stahlbau sowie für die Einbauteile der Dachauflager im Riegelbauwerk waren stellenweise größer als die für den Endzustand ermittelten Beanspruchungen. Das gegenüber Wind sensitive Systemverhalten der teilabgesenkten Stahlstruktur machte eine sehr sorgfältige Austarierung vom jeweiligen Absenkungsniveau und zusätzlich temporäre Hilfsstrukturen zur Strukturstabilisierung des Daches erforderlich.

4.3.2 Temporäre Aussteifungen

Jeder Dachbinder gliedert sich während der Sub-Bauphasen in eine Kette aus drei Einfeldträgern (Bild 13a). Die

beiden äußeren Segmente sind jeweils in sich geschlossene Dreigurtbinder-Fachwerke von 29 m bzw. 24 m Länge und mit entsprechend dem Endzustand einsinnig geneigten Diagonalen. Der ca. 24 m lange mittlere Teil muss aufgrund fehlender Diagonalen als Vierendeelträger und ohne in sich geschlossenem Gesamtquerschnitt tragen. Durch das Verschweißen der Stoßstellen entsteht zunächst ein Dreifeldträger zum Abschluss einer Bauphase. Mit dem Absenken der Rüsttürme ergibt sich schließlich der im Endzustand 75,70 m lange Einfeldträger (Bild 13b).

Infolge des gegenüber dem Endzustand geänderten statischen Systems in (Sub-)Bauphasen erfahren die Diagonalen innerhalb der nördlichen und südlichen Dreigurtbinder-Fachwerke jeweils in Feldmitte eine Belastungsumkehr. Ohne Ergreifen geeigneter Maßnahmen wären die in diesem Zustand temporär druckbeanspruchten Fachwerkdiagonalen entsprechend ihrer niedrigsten Knickeigenform ausgewichen. Die betroffenen Binderbereiche hätten ihr Eigengewicht demzufolge als schubweiche

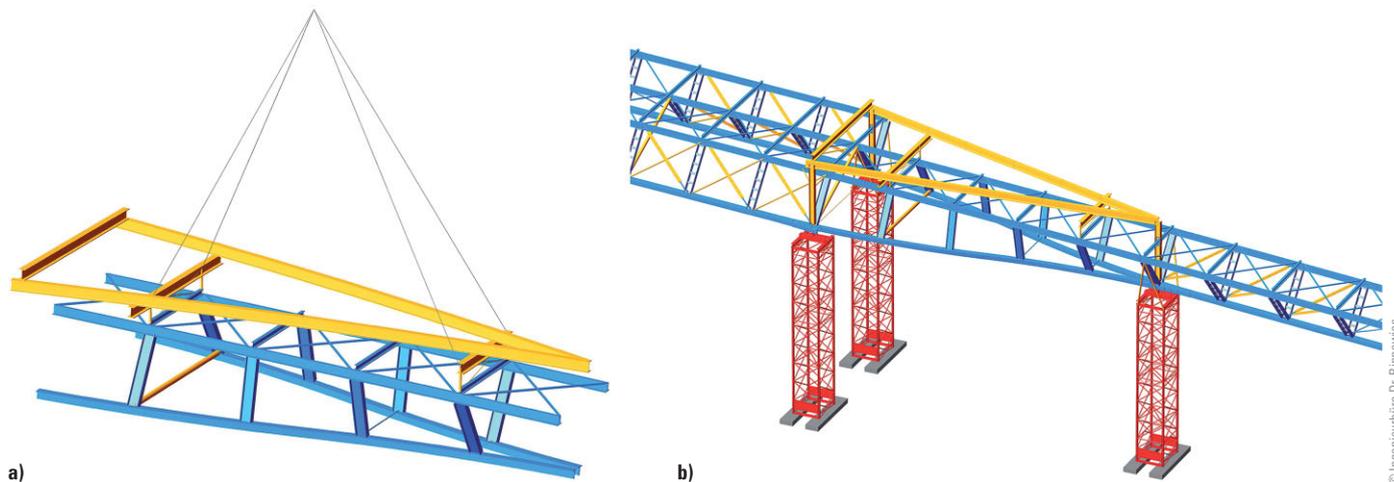


Bild 17 a) Am Kran hängende Hubtraverse für Mittelbauteile (hier: Sub-Bauphase 3); b) Auf Rüsttürmen abgestellte Hubtraverse für Mittelbauteile (hier: Sub-Bauphase 3)
 a) Hooked lift traverse for middle sections (here: sub-phase 3); b) Lift traverse for middle sections resting on trestles (here: sub-phase 3)

© Ingenieurbüro Dr. Birmenwies

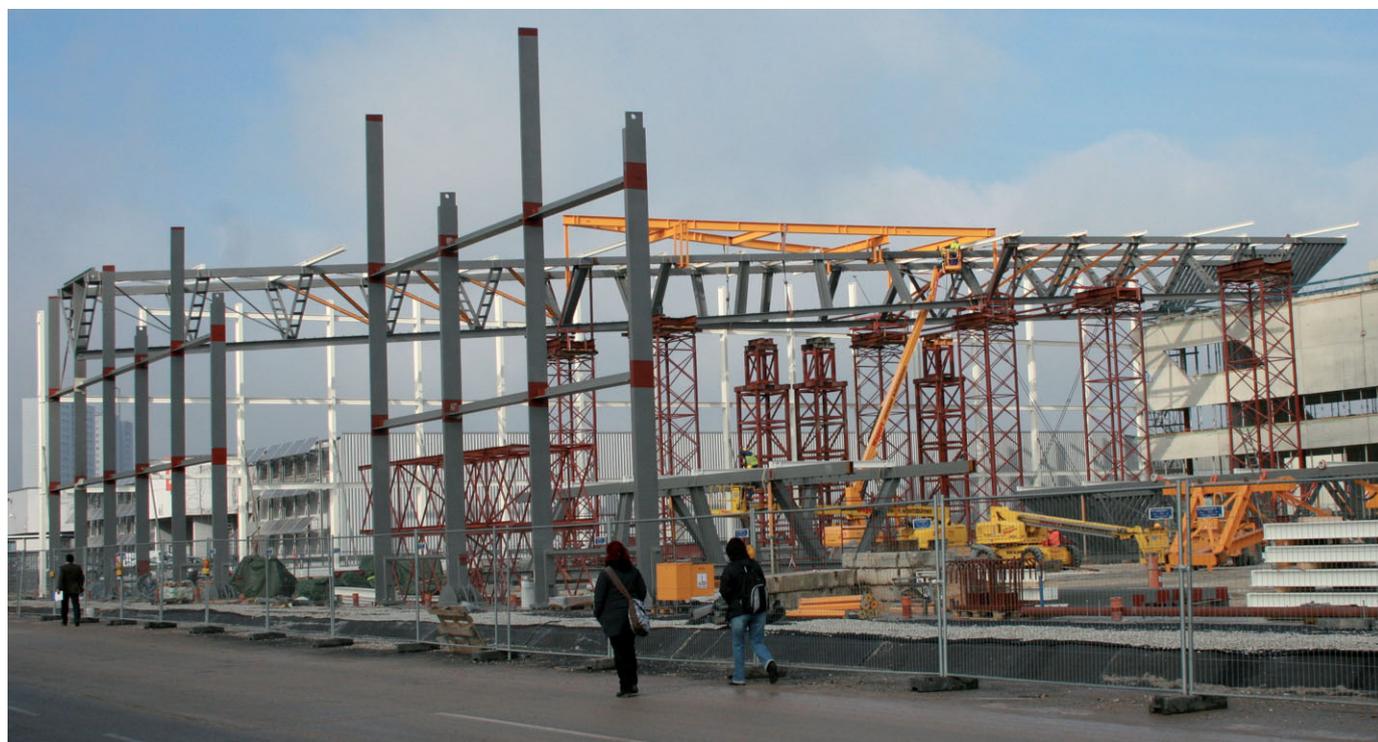


Bild 18 Baustellenbild von Sub-Bauphase 3
 Photo of sub-phase 3

© Zahra Hadidi Architects

hung wurde so eingestellt, dass die Verformung der Hubtraverse unter dem Eigengewicht von Bauteil und Traverse nach dem Abstellen auf drei Hilfsstützen an den Enden der Dreigurtbinder auf eine bautechnisch justierbare Koaxialität der Obergurte beiderseits der Stoßstellen führte.

5 Qualitätssicherung

Zur Sicherstellung der hohen gestalterischen und ingenieurtechnischen Ansprüche trotz der engen Planungs-

und Ausführungstermine wurde zusätzlich zur Qualitätssicherung bei den ausführenden Firmen eine weitreichende bauherrenseitige Bauüberwachung vorgesehen.

Diese umfasste neben den Freigaben der firmenseitigen Ausführungs- bzw. Werkstattplanung, regelmäßigen ingenieurtechnischen Kontrollen im Werk und vor Ort auch Abstimmungen anhand detaillierter Mockup-Konstruktionen im Maßstab 1:1. Die Durchführung der Bauüberwachung erfolgte im Wesentlichen durch die bereits im Entwurf beteiligten Personen.



© Ingenieurbüro Dr. Binnewies

Bild 19 Aufbau der Spielwarenmesse 2014 in der termingerecht fertiggestellten Halle 3A
Preparation for the Toy Fair 2014 in the on schedule finished Hall 3A

6 Schlusswort

Der bautechnische anspruchsvolle 1. Bauabschnitt der neuen Messehalle 3A konnte im vorgesehenen Zeitraum realisiert werden. An dieser Stelle sei nochmals allen

beim Bauherrn sowie bei Planern, Behörden und ausführenden Firmen beteiligten Personen sehr herzlich für die ausgesprochen vertrauensvolle, angenehme und gute Zusammenarbeit gedankt.

Literatur

- [1] BÖTTCHER, C.; HÜBENER, J.; MAI, A.: Süderweiterung NürnbergMesse – Entwurf der Halle 3A. Bautechnik 90 (2014), H. 3, S. 211–219.
- [2] BÖTTCHER, C.; FRENZ, M.; KAUFMANN, H.: *Neubau der Zayed University Abu Dhabi*. VDI-Bautechnik Jahressausgabe 2011/2012, S. 37–50.
- [3] BÖTTCHER, C.; FRENZ, M.: *Iconic Campus of the Zayed University Abu Dhabi*. Steel Construction 5 (2012), no. 2, pp. 108–116.

Autoren

Dr.-Ing. SFI Christian Böttcher
Geschäftsführender Gesellschafter, Beratender Ingenieur, Prüfingenieur für Bautechnik
Dr.-Ing. Henning Kaufmann
Teamleiter
Dipl. Ing. Andreas Diekmann
Projektleiter Ausführung

Ingenieurbüro Dr. Binnewies
Alsterterrasse 10a
20354 Hamburg
www.dr-ing-binnewies.de
mail@dr-ing-binnewies.de

Dipl.-Ing. (FH) Harald Päßler
Geschäftsführender Gesellschafter
Ingenieurbüro Peters Schüßler Sperr
Bucher Straße 3
90419 Nürnberg
www.ib-pss.com
info@ib-pss.de

Manfred Zäuner
Projektleiter Stahlbau
Max Bögl Bauunternehmung GmbH & Co. KG
Postfach 1120
92301 Neumarkt
www.max-boegl.de
info@max-boegl.de