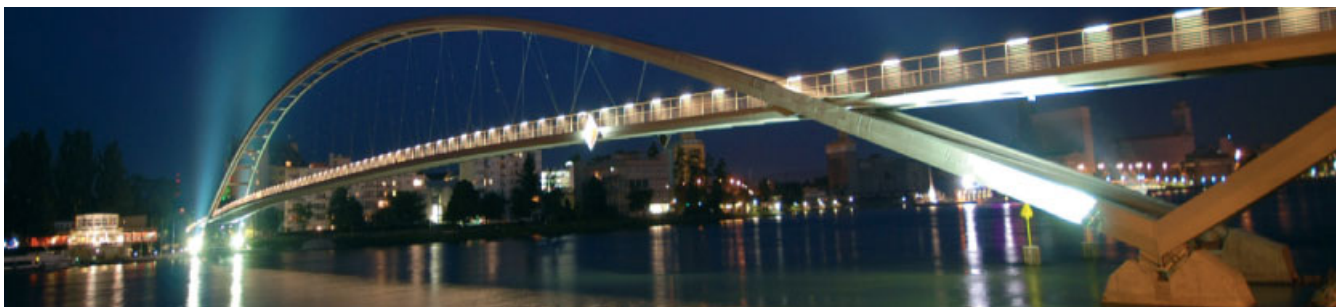




11

Ingenieurbau-Preis

von  Ernst & Sohn 2008



Beton-Kalender – Grundlagen, Beispiele, Normen

Seit 2003 bilden jährliche Schwerpunkte das Kompendium des Betonbaus.

Die Herausgeber: Konrad Bergmeister und Johann-Dietrich Wörner, ab 2009 auch Frank Fingerloos



Aktuelle Massivbaunormen Konstruktiver Hochbau

Beton-Kalender 2009

2008. 1457 S. 1075 Abb.
297 Tab. Gb.
€ 165,-* / sFr 261,-
Fortsetzungspreis:
€ 145,-* / sFr 229,-
ISBN 978-3-433-01854-5

Massivbaunormen: konsolidierte Fassung von DIN 1045 Teile 1 bis 4 einschließlich DIN EN 206-1 mit Einarbeitung aller Berichtigungen und Änderungen. DAfStb-Richtlinien „Massige Bauteile aus Beton“ und „Belastungsversuche an Betonbauwerken“

Konstruktiver Hochbau: Tragwerksplanung von Gebäuden einschließlich Bauen mit Fertigteilen, Verankerung von Fassaden, konstruktiver Brandschutz und Gründungen. Bauen im Bestand: Tragwerksplanung im Bestand, Schadensanalyse, Ertüchtigung und Monitoring ausführlich dargestellt.



Konstruktiver Wasserbau Erdbebensicheres Bauen

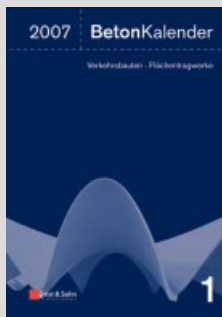
Beton-Kalender 2008

2007. 1160 S.
745 Abb. 262 Tab. Gb.
€ 165,-* / sFr 261,-
Fortsetzungspreis:
€ 145,-* / sFr 229,-
ISBN: 978-3-433-01839-2

Konstruktiver Wasserbau: Entwurf und Konstruktion von Gründungsbauwerken im Wasser sowie Schutzbauwerken an Küsten und Binnenwasserstraßen

Erdbebensicheres Bauen: Bemessung der Stahlbeton- und Spannbetontragwerke nach DIN 4149 und Eurocode 8 bzw. unter dynamischen Beanspruchungen

Normen: Abdruck der Originalnormen DIN 1055 Teile 1, 3, 4, 5, 9, 100. Hinweise zu Einwirkungen nach DIN 1055



Verkehrsbauten Flächentragwerke

Beton-Kalender 2007

2006. 1428 S.
1033 Abb. 247 Tab. Gb.
€ 165,-* / sFr 261,-
Fortsetzungspreis:
€ 145,-* / sFr 229,-
ISBN: 978-3-433-01833-0

Verkehrsbauten: Es wird der aktuelle Stand der Technik beim Bau von Betonstraßen, Flughäfen und Fester Fahrbahnen sowie von Stützbauwerken für Straßen- und Schienenwege vermittelt

Flächentragwerke: Alles zur Modellierung, Bemessung und Konstruktion der Tragwerke

Normen: Aktuelle Hinweise zur Bemessung und Konstruktion nach DIN 1045-1



Turmbauwerke Industriebauten

Beton-Kalender 2006

2005. 1360 S.
1069 Abb. 260 Tab. Gb.
€ 165,-* / sFr 261,-
Fortsetzungspreis:
€ 145,-* / sFr 229,-
ISBN: 978-3-433-01672-5

In der Jubiläumsausgabe 2006 werden turmartige Bauwerke sowie Gewerbe- und Industriebauten umfassend behandelt. Dabei wird auf die Aspekte der Planung und Ausführung, die Berechnung, die Bauverfahren und die besonderen Einwirkungen und Sicherheitskonzepte eingegangen. Dies gilt sowohl bei Neubau als auch bei der Ertüchtigung oder Umnutzung der Bauwerke.



Fertigteile Tunnelbauwerke

Beton-Kalender 2005

2004. 1348 S.
1057 Abb. 258 Tab. Gb.
€ 165,-* / sFr 261,-
Fortsetzungspreis:
€ 145,-* / sFr 229,-
ISBN: 978-3-433-01670-1

Die von der Fertigungsmethode beeinflusste Tragwerkplanung mit Betonfertigteilen wird detailliert und gemäß der Neufassung von DIN 1045 erläutert. Für Tunnelbauwerke werden die geomechanische Planung, die statische Berechnung und Bauverfahren sowie die neuesten Entwicklungen für Sicherheitsbetrachtungen umfassend behandelt.



Brücken Parkhäuser

Beton-Kalender 2004

2003. 1156 S.
836 Abb. 239 Tab. Gb.
€ 165,-* / sFr 261,-
Fortsetzungspreis:
€ 145,-* / sFr 229,-
ISBN: 978-3-433-01668-8

Der Kalender enthält Beiträge vom Brückenentwurf über die Konstruktionswahl bis zur Darstellung möglicher Bauverfahren. Mit entwurfsorientierten Dimensionierungshilfen, detaillierten Bemessungsvorschlägen sowie Hinweisen zu Brückeninspektion und -überwachung. Die Thematik der Parkhäuser wird ebenso detailliert vom Entwurf bis zur Überwachung dargestellt.



Inhalt

- 4** *Wolfgang Tiefensee*
Grußwort
- 5** *Doris Greiner-Mai*
Zum Ingenieurbau-Preis von Ernst & Sohn 2008
- 6** *Doris Greiner-Mai*
Jursitzung und Preisverleihung
- 10** Preisträger – Projektbeschreibung
■ Melazzabrücke in Borgnone-Palagnedra
- 13** Auszeichnung zum Preis – Projektbeschreibungen
■ Dreiländerbrücke Weil am Rhein–Huningue
■ Olympia-Skisprungschanze Garmisch-Partenkirchen
■ Mehrfamilienhaus Esmarchstraße 3, Berlin
- 24** Beschreibung der weiteren Einreichungen
■ Membran-Tribünendach für den TSV Gersthoven
■ Fußgängerbrücke im Bürgerpark Schozachau, Abstatt
■ Membrandach-Konstruktion im Bürgerpark Schozachau, Abstatt
■ Drachenbrücke, Recklinghausen
■ Rügenbrücke, Stralsund
■ Produkt Halfen HSC Stud Connector
■ Neubau der Saaletalbrücke, Jena-Göschwitz
■ Fußgängerbrücke über die Weiße Elster, Gera
■ Parkhaus Landesmesse, Stuttgart
■ Sanierung der Filterhalle des Wasserwerks Wienrode
■ Hase-Hubbrücke, Meppen
■ Traunbrücke Siegsdorf, Landkreis Traunstein
■ Naturtheater Reutlingen
■ BMW Welt München
■ Eric-Warburg-Brücke, Lübeck
■ Deutsches Meeresmuseum Ozeaneum, Stralsund
■ Busterminal Twerenbold, Baden-Rüti/Schweiz
■ Schapfenmühle, Ulm
■ Schlossgrabenbrücke Darmstadt
■ Hans-Otto-Theater, Potsdam
■ Montagehalle Pilatus Aircraft Ltd, Stans/Schweiz
■ WILLO AG, Dortmund
■ Parktower, Frankfurt/Main
■ MobileLifeCampus, Wolfsburg
■ Linde Hydrogen Center – Membrandach der Wasserstofftankstelle, Unterschleißheim
■ Seebrücke Juist
■ Talbrücke St. Kilian
■ Hauptverwaltung Merck-Serono, Genf
■ Swarovski-Schleier, Wattens
■ Spielbudenplatz Hamburg
■ WLE-Brücke Albersloher Weg, Münster
■ GFK-Straßenbrücke, Friedberg/Hessen
■ Cocoon Exclusive Office Headquarter, Zürich

11. Ingenieurbau-Preis
von Ernst & Sohn 2008
Sonderpublikation
Bestellnummer:
51340903
© 2009 Ernst & Sohn
Verlag für Architektur
und technische Wissenschaften
GmbH & Co. KG



Grußwort



Gemeinhin stehen Bauingenieure mit ihrer schwerpunktmäßig naturwissenschaftlich-mathematischen Ausbildung weit weniger im Licht der Öffentlichkeit als die künstlerisch ausgebildeten Architekten, die für Aspekte wie Ästhetik und Schönheit, also auch für Gefälligkeit federführend verantwortlich zeichnen.

Das Genre der Ingenieurbauwerke, allen voran die spektakulären Brücken, zeichnet sich dadurch aus, dass baustatische Gesichtspunkte, die erst durch den Bauingenieur beherrschbar werden, offensichtlicher und gestaltungsrelevant werden und damit sowohl funktional und schönheitsprägend für das Ingenieurbauwerk sind. Mit der zur Schönheit gewordenen Funktionalität werden die Leistungen des Bauingenieurs sichtbar, von einer breiteren Öffentlichkeit wahrgenommen und auch geschätzt.

Der Ingenieurbau-Preis des Verlages Ernst & Sohn dient erfolgreich seit nunmehr 20 Jahren dem gleichen Ziel. Das herausragende Merkmal des Preises ist seine große Bandbreite vom Brückenbau über Hochbauten bis hin zu Sonderbauwerken. Dabei verzichtet man auf die sonst übliche Kategorisierung. Das ist eine Herausforderung für die Jury, präzisiert aber wohltuend die Ergebnisse.

Von 37 eingereichten Objekten entschied sich die Jury für die Melezza-Brücke in Borgnone-Palagnedra im schweizerischen Tessin. Die Brücke überspannt bei einer Gesamtlänge von 103 Metern ein Flusstal und passt sich ideal in die umgebende großartige Bergwelt ein. Ein optimal gestaltetes schlankes Sprengwerk aus Spannbeton erfüllt statische und ästhetische Anforderungen in herausragender Weise.

Neben dem eigentlichen Ingenieurbau-Preis wurde drei weiteren Bauwerken gleichrangig eine „Auszeichnung zum Preis“ verliehen:

Die Dreiländerbrücke zwischen Weil am Rhein und Huningue im Elsass ist mit 230 Metern die weitestgespannte Fußgängerbrücke Europas. Der asymmetrische Querschnitt des Stahltrag-

werks erfüllt die Forderung nach freier Sicht zwischen der Hauptstraße in Weil am Rhein und der Rue de France in Huningue. Trotz der Schlankheit der Brücke wurden keine Schwingungsdämpfer erforderlich, was auf eine außerordentliche statische Ausgewogenheit des Entwurfes schließen lässt.

Ein ganz anderes und ebenso wenig alltägliches Bauwerk ist die neue Olympia-Skisprungschanze in Garmisch-Partenkirchen. Trotz ihrer Höhe handelt es sich um eine sehr sparsame Konstruktion, da die Gurtkräfte des Fachwerks nahezu konstant gehalten werden konnten. Der Kraftfluss im Tragwerk ist stets nachvollziehbar. Besonders spektakulär waren der Aufbau am Boden und das hydraulische Kippen in die endgültige Lage.

Mit dem Mehrfamilienhaus E 3 in Berlin wurde ein siebenstöckiges Wohnhaus in Holzbauweise prämiert. Es ist deutschlandweit ein Unikat. Dafür wurde eine neuartige Verbindungstechnik der Holzstützen und Holzbalken mit Stahlteilen entwickelt. Besonders herausfordernd stellte sich der Brandschutz dar. Das Gebäude zeichnet sich durch niedrige Energiekosten, einen hohen Vorfertigungsgrad und eine kurze Bauzeit aus. Zu Recht hat es eine „Auszeichnung zum Ingenieurbau-Preis 2008“ erhalten.

Alle Preisträger haben Hervorragendes geleistet. Dafür gebühren ihnen Dank und Anerkennung, verbunden mit den besten Wünschen für weiteren Erfolg! Ihre Arbeiten zeigen, dass wir uns um die Baukultur und die Bauqualität in Deutschland, Österreich und der Schweiz wirklich keine Sorgen machen müssen.

Wolfgang Tiefensee
Bundesminister für Verkehr, Bau
und Stadtentwicklung



Zum Ingenieurbau-Preis von Ernst & Sohn 2008

Zum 11. Mal vergab der Verlag Ernst & Sohn den 1988 ins Leben gerufenen Ingenieurbau-Preis für besondere Leistungen, die adäquate Lösung ungewöhnlicher Aufgabenstellungen, der effektive, wirtschaftliche, nachhaltige und nicht zuletzt, um mit Fritz Leonhardt, den Doyen des deutschen Ingenieurbaus, der 2009 100 Jahre alt geworden wäre, zu sprechen: schönheitliche Einsatz der Mittel – Intelligenz, berufliche Kompetenz, Kreativität, Einfühlungsvermögen und auch Verantwortungsbewusstsein gegenüber Mensch und Umwelt und ihre Ressourcen.

Von Anfang an sollte der Preis die Aufmerksamkeit vom Allfälligen, vom attraktiven Äußeren, wie es die Architektur-Wettbewerbe verkörpern, hinlenken zur „Ingenieurbaukunst“, die in erster Linie durch die Auseinandersetzung mit den Kräften gekennzeichnet ist und die Schönheit/Ästhetik eines Bauwerks auf die Logik der Konstruktion und die Beherrschung der Natur- und Werkstoffgesetze bezieht. Der Ingenieurbau ist zunächst Bauen für die Infrastruktur, wobei im Tunnelbau und generell der Geotechnik, im Wasser- und Talsperrenbau oder beim Küstenschutz ästhetische Kriterien keine erhebliche Rolle spielen. Aber schon im Industriebau, im Kraftwerksbau und natürlich im Brückenbau erkennen wir, dass gute Gestaltung derartiger, immer als Eingriff in die Landschaft wahrgenommener Bauwerke ein Wert an sich ist. Sullivans in der Architektur umstrittener Lehrsatz „Form follows function“ ist hier wie seine sinnfällige Abwand-

lung „form follows force“ gültiges ingenieurmäßiges Gestaltungsprinzip.

Natürlich erfordert eine architektonisch hochfliegende, zunächst frei erfundene, komplexe Form für ein besonderes Gebäude zuweilen höchste Ingenieurkompetenz bei Ausschöpfung aller technischen Möglichkeiten für deren Realisation; solches gehört ggf. in den Bereich exorbitanter Honorare. Für den Ingenieurbau-Preis geeignet halten wir derartige Leistungen an der Grenze des Machbaren eher weniger.

Die Statuten des Ingenieurbau-Preises von Ernst & Sohn sehen keine Kategorisierung vor. Die „besondere Ingenieurleistung“, die der Preis verlangt, kann in jedem Bereich der vielfältigen Bauingenieuraufgaben angesiedelt sein. Für die Jury ist das allerdings jedesmal eine besondere Herausforderung, den unterschiedlichen Einreichungen gerecht zu werden, ohne der Gefahr eines Rankings zu erliegen. Eine Möglichkeit, auch weitere Einreichungen, die die Jury in die engere Wahl zieht, zu benennen, sind drei bis vier „Auszeichnungen zum Preis“, die – dezidiert ohne Rangfolge – mit Urkunden für alle maßgeblich Beteiligten bedacht werden können.

Wir freuen uns über eine stetig wachsende Anzahl der Teilnehmer und möchten dies mit der hier vorliegenden Broschüre dokumentieren. Machen Sie sich damit ein Bild von dem Wettbewerb und beteiligen Sie sich am nächsten Ingenieurbau-Preis von Ernst & Sohn, der 2010 ausgelobt werden wird.

Dr.-Ing. Doris Greiner-Maj, Berlin



Jurysitzung und Preisverleihung

Der Ingenieurbau-Preis von Ernst & Sohn wird nunmehr seit 20 Jahren aus- gelobt und an herausragende Inge- nieurleistungen aus allen Bereichen der Bauingenieurkunst vergeben. Die Ab- sicht besteht nach wie vor darin, beson- ders anspruchsvolle Bauwerke oder auch weniger spektakuläre Aufgaben mit besonderen Lösungen und Detail- qualität einer breiteren Öffentlichkeit zur Kenntnis zu geben und damit das Spektrum der innovativen Leistungen der Bauingenieure zu beschreiben.

Das ist für die Jury immer eine enorme Herausforderung, dennoch repräsentiert gerade die fehlende Kategorisierung und damit durchaus Gleichbewertung unter- schiedlichster Leistungen das Profil des In- genieurbau-Preises von Ernst & Sohn.

Die bei der Auslobung im Jahr 2000 beschlossene Öffnung des Wettbewerbs für Teilnehmer aus Österreich und der Schweiz ist seither mindestens in der Schweiz hinreichend zur Kenntnis ge- nommen worden, dies zeigt sich auch in bisher mehrfachen Auszeichnungen und Nominierungen eingereichter Schweizer Projekte, von denen auch diesmal eine Einsendung überzeugt hat.

Dass der Wettbewerb mittlerweile in mehreren Bereichen „Nachahmer“ ge- funden hat – sowohl regional als auch deutschlandweit, mit unterschiedlicher Schwerpunktsetzung –, deutet auf ei- nen wachsenden Bedarf nach Anerken- nung des Beitrags, den die Ingenieure zum Fortschritt der Gesellschaft leisten.

Zum 11. Ingenieurbau-Preis von Ernst & Sohn wurden insgesamt 37 Ob-

jekte eingereicht, was bei den hohen Anforderungen als guter Erfolg gewer- tet werden kann. Wie gewöhnlich bil- den die eingereichten Objekte die ganze Bandbreite des Ingenieurbaus ab – von Hochhaus-, Industrie- und Imagebauten über Fußweg-, Eisenbahn- und Straßen- brücken bis hin zu innovativen Produk- ten aus der Bauzulieferindustrie.

Wir haben in den vergangenen Jah- ren eine Verbesserung der Präsen- tationskultur auch der kleineren Inge- nieurbüros konstatieren können, was mittlerweile in den Kammern und Ver- bänden als Kampagnen angekommen ist: "Zeig, was Du machst!" (Bayerische Ingenieurekammer) oder "Kein Ding ohne ING" (Bundesingenieurkammer); leider entartet diese Entwicklung z. T. auch in ihr Gegenteil: Zehn Zeilen Erläu- terungsbericht, ein Lageplan und 15 Fo- tos des fertigen Bauwerks sind definitiv zu wenig, um in relativ kurzer Zeit das Besondere des Entwurfs oder der Aus- führung erkennen zu lassen, (wie leider auch auf den diesjährigen Preisträger zutreffend, was der geballte Ingenieur- verstand der Jury zwar ausgleicht, aber zusätzliche Mühe bereitet).

Die auch diesmal neu zusammen- gesetzte unabhängige Jury traf sich am 13. Oktober 2008 vollzählig und wählte zunächst Professor *Konstantin Meskou- ris* zum Vorsitzenden. Es folgte die Dis- kussion der Beurteilungskriterien, die wegen der beschriebenen Heterogenität der zu beurteilenden Objekte wieder verschiedene Fragen aufwarf. Es herrschte aber Einigkeit, dass jede Lei-

stung als Unikat behandelt werden muss und dass in jedem Fall die ge- samte Baumaßnahme nach funktiona- len, technischen, gestalterischen und ökologischen Gesichtspunkten zu be- werten ist, wobei eine besondere Inge- nieurleistung erkennbar sein muss.

Die Jury

Freiberufliche Bauingenieure

Dr.-Ing. Karl Morgen, Hamburg
Dr.-Ing. Klaus Flatau, Berlin

Hochschullehrer

Prof. Dr.-Ing. Konstantin Meskouris, Aachen
Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grünberg, Hannover

Bauunternehmen

Dr.-Ing. Christian Braun, München
Dr.-Ing. Christoph Meinecke, Hamburg

Verwaltung/Verbände

Dr.-Ing. Frank Fingerloos, Berlin
Dipl.-Ing. Gundolf Denzer, Oedheim

Architektin

Dr.-Ing. Ursula Baus, Stuttgart

Ehrenmitglied

Dr.-Ing. Klaus Stiglat, Karlsruhe

Chefredakteure der Fachzeit- schriften von Ernst & Sohn

Dr.-Ing. Doris Greiner-Mai, Bautechnik
Dr.-Ing. Karl-Eugen Kurrer, Stahlbau



Jury-Sitzung am 13. Oktober 2008



Nach einem ersten Informationsrundgang, bei dem sich alle Beteiligten mit den Objekten vertraut machten, gab es mehrere Ausscheidungsrunden, in deren Ergebnis vier Favoriten zur Diskussion standen. Dass bei den Nominierungen der Brückenbau wieder stark vertreten war, bestätigt den Rang dieser Disziplin im Konstruktiven Ingenieurbau.

Der Ingenieurbau-Preis von Ernst & Sohn 2008 wurde vergeben an die

Melezzabrücke in Borgnone-Palagnedra (Tessin, CH)

deren optimal ausgebildetes schlankes Tragwerk ästhetisch und durch minimale Eingriffe in die umgebende Bergwelt überzeugt.

Auszeichnungen zum Preis wurden an folgende Bauwerke vergeben:

Olympia-Skisprungschanze in Garmisch-Partenkirchen, eine klaren Konstruktion mit nachvollziehbarem Kraftfluss bei höchster Funktionalität

Mehrfamilienhaus E3 Esmarchstraße in Berlin als ökologisch und ökonomisch sinnvolle Wiedereinführung des klassischen, nachhaltigen Baustoffs Holz in den industriell vorgefertigten innerstädtischen Wohnungsbau

Dreiländerbrücke Weil am Rhein, mit 230 m die weitestgespannte Fußgängerbrücke Europas, wobei ihre klare Form und die gut entwickelten Details gewürdigt werden.

Preisverleihung

Der Ingenieurbau-Preis von Ernst & Sohn ist ein ideeller Preis, der für eine gemeinschaftliche Leistung vieler unterschiedlicher Beteiligter und deren Ergebnis vergeben wird, wodurch sich eine Dotierung einzelner Personen verbieten würde. Er besteht in einer Plakette, die am Bauwerk angebracht werden kann, und entsprechend gestalteten Urkunden



Moderierte die Preisverleihung: Jury-Mitglied Jürgen Grünberg



Karin Lang, Verlagsleiterin Ernst & Sohn

für die Auszeichnungen zum Preis, deren Reihenfolge keine Rangfolge ist.

Die feierliche Verleihung des 11. Ingenieurbau-Preises von Ernst & Sohn fand am 28. November 2008 in der „Spreebar“ am Osthafen in Berlin statt. Geladen waren die Preisträger und Ausgezeichneten mit ihrem Umfeld sowie zahlreiche Freunde und Vertreter des Verlagshauses.

Als Vertreter der Jury führte Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grünberg durch die Veranstaltung. Nach Begrüßung durch Frau Dipl.-Ing. (FH) Karin Lang, die Geschäftsführerin des Verlags, und einleitenden Worten von Professor Grünberg über den nunmehr zum 11. Mal vergebenen Ingenieurbau-Preis, seine Wirkung und Auswirkung auf Selbstverständnis und Stolz der Bauingenieure und aller am Bau Beteiligten auf herausragende Leistungen, hielt Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Norbert Gebbeken, Institut für Mechanik und Statik, Universität der Bundeswehr München, den eingeladenen Festvortrag zum Thema „Der ‚Parameter Mensch‘ in der Innovation“. Seine engagierten Einlassungen zur Entwicklung der (Bauingenieur-)Bildung und -Ausbildung, der dornenreiche und möglicherweise in Sackgassen führende Weg einer „Akademisierung“ der Bevölkerung und das zu erwartende Niveau der so erzeugten „Parameter“ trafen auf raunend und kopfnickend geäußerte Zustimmung des Publikums.



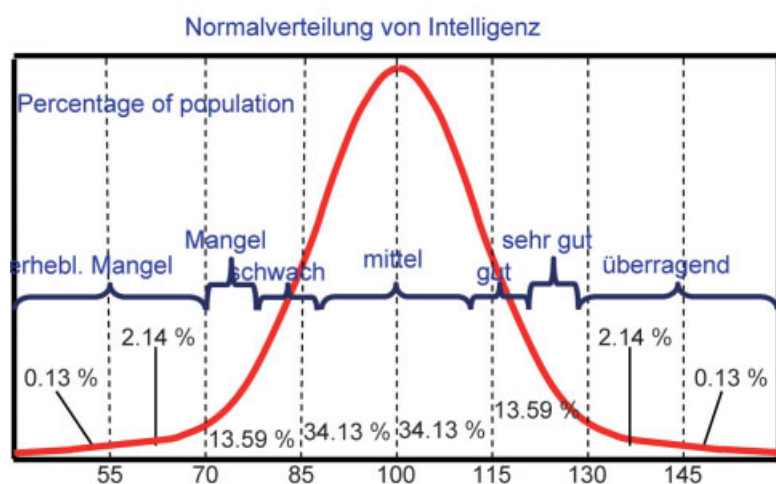
Festredner Norbert Gebbeken

Die seit etwa 1998 eingeleitete Hochschulreform und die Forderung der OECD, dass ein Anteil von 40 oder gar 50 % eines Jahrgangs einen akademischen Abschluss nachweisen soll, prägt die Ausbildung und die Diskussion darüber nachhaltig. Professor Gebbeken thematisierte die Entwicklung zunächst in der Richtung, dass Deutschland Menschen mit schwacher Begabung zu einem akademischen Abschluss verhelfen möchte. Berufsakademien wollen einen „Bachelor Professional“ vergeben. In England dürfen nun Firmen „Akademiker“ ausbilden und akademische Abschlüsse verleihen. Weshalb? Was für eine Lawine ist mit dieser fragwürdigen Politik losgetreten worden, fragt Gebbeken besorgt.

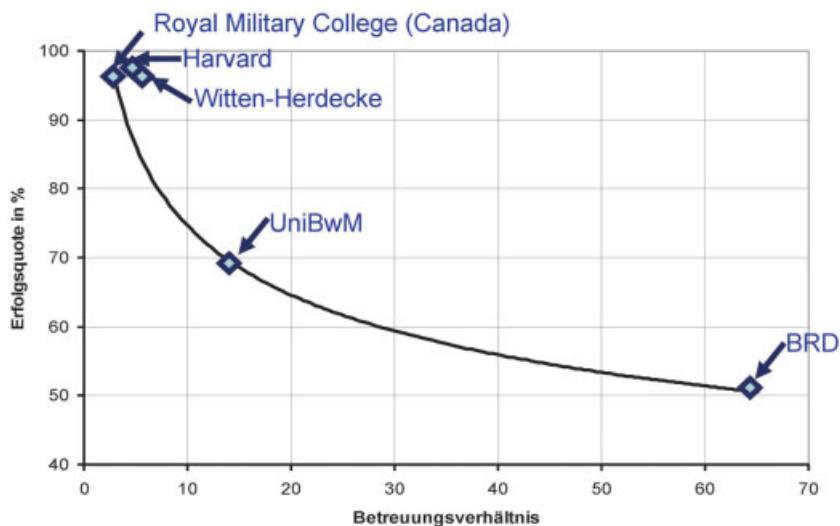
„Derzeit ist etwa ein Anteil von 10 % der Menschen in Deutschland Akademiker. In einzelnen Bundesländern besucht bereits ein Anteil von 40 % eines Jahrgangs ein Gymnasium. Die Bestehensquote an den Hochschulen in Deutschland beträgt etwa 50 %. Wenn ein Anteil von 50 % eines Jahrgangs Akademiker werden soll, müssen 100 % eines Jahrgangs an die Hochschulen, damit 50 % sie mit einem Examen verlassen. Diejenigen, die das Studium nicht bestehen, die dürfen danach Handwerker oder ähnliches werden, benennt Gebbeken den verordneten „Blödsinn“.

Er versucht, mit „harten Kriterien“ Licht in den Dschungel mit Hilfe der Intelligenzforschung zu bringen. Erster „Parameter“ ist die Intelligenz resp. der IQ der Grundgesamtheit, normalverteilt nach der Gaußschen Glockenkurve.

Von der Bildungs- und Begabungsforschung weiß man, dass Studierfähigkeit bei einem IQ besser als etwa 115 beginnt. Diese Grenze schwankt durchaus um bis zu 5 Punkte. Konkret heißt das, dass nach dieser Definition ein Anteil von 15,9 % eines Jahrgangs studier-



Normalverteilung von Intelligenz nach L. M. Terman



Erfolgsquote über Betreuungsverhältnis

fähig ist. Das sind diejenigen, die mit einer überragenden ($IQ > 128$), einer sehr guten ($120 < IQ < 128$) oder einer guten ($111 < IQ < 120$) Intelligenz ausgestattet sind. Dort, wo Menschen mit einem $IQ < 115$ (mittlere Intelligenz) auf das Gymnasium geschickt werden, muss sich das System wohl oder übel den Menschen anpassen. Eine weitere Steigerung des Akademikeranteils würde dann wohl oder übel auch Menschen bis zur Grenze zur Intelligenzschwäche einbeziehen müssen.



Blick ins Auditorium

Ein zweiter „Parameter“, der die Bestehensquote an den Universitäten beeinflusst, ist das Betreuungsverhältnis. Es liegt an den Hochschulen in Deutschland im Mittel bei 1:65. Damit erzielen wir eine globale Bestehensquote von ca. 50 %. „Zwischen Erfolg und Betreuungsverhältnis gibt es in etwa die im Bild dargestellte Korrelation. Die Universität des Vortragenden kann sich eines Betreuungsverhältnisses von im Mittel 1:15 erfreuen und erzielt damit eine Bestehensquote von ca. 70 %. Allerdings wurden die studierenden Offiziere vor dem Studium auf ihre Studieneignung hin getestet. Das Royal Military College in Canada, Harvard und Witten-Herdecke trumpfen mit einem Betreuungsverhältnis von etwa 1:5 auf und erzielen

eine Bestehensquote von fast 95 %. Auch hier geht der Immatrikulation ein Auswahlverfahren voraus.

Würde Deutschland das Lehrpersonal verdoppeln (Betreuungsverhältnis 1:32), dann könnten wir etwa eine Bestehensquote von 60 % erreichen. Damit kämen wir genau auf die 50 % Akademikerquote. Allerdings unter der oben getroffenen Annahmen, Mittel- bis Schwach-Begabte in die Hochschulen zu schicken. Vor dem Scheitern an der Hochschule müsste jedem verboten werden, einen Handwerks- oder sonstigen Lehrberuf zu erlernen (!). Wir benötigen ja zunächst alle zur Erreichung der Akademikerquote. Die ca. 33000 Stellen für Professorinnen und Professoren müssen verdoppelt werden. Das kostet ca. 2,31 Milliarden Euro pro Jahr. Wollen wir eine Lehroffensive, von Elitehochschulen für die Lehre möchte ich gar nicht sprechen, bei der junge Menschen auch nicht überfordert werden, dann kann unter optimalen Bedingungen vielleicht ein Anteil von 50 % eines Jahrgangs an eine Hochschule. Dabei müssen schon erhebliche Abstriche bei der Qualität hingenommen werden (Kurzstudiengänge Bachelor). Um nah an die 50 %-Marke zu kommen, benötigen wir ein Betreuungsverhältnis von 1:5. Das heißt, dass wir das heutige Lehrpersonal verdreizehnfachen müssten. Das sind geschätzte Kosten von 30 Milliarden Euro pro Jahr. Wie wir es auch drehen und wenden, weder die 40 %- noch die 50 %-Marke ist realistisch erreichbar. Entweder reicht die Intelligenz nicht aus oder das Geld! Also müssen sich die Politiker dafür entscheiden, den Begriff „Akademiker“ neu zu definieren. Damit wäre in Zukunft jeder Akademiker, der einen für einen Beruf befähigenden Abschluss erzielt“.

Damit also zurück zum sogenannten Bologna-Prozess, bei dem sich die Politik wahre Wunder von der Einführung der gestuften Abschlüsse versprochen hatte. Das Studienmodell, in dem Bachelor und Master nach und nach Diplom, Magister und Staatsexamen ersetzen, sollte zur Runderneuerung der Studieninhalte beitragen, zu deutlich kürzeren Studienzeiten und niedrigeren Abbrecherquoten führen. Tatsächlich seien die Ziele nach fünf Jahren Praxiserfahrung komplett verfehlt worden. Nach wie vor sei die Vergleichbarkeit der Abschlüsse nicht gegeben. Durch die kürzeren Studienzeiten habe jedoch der Stress für die Studenten erheblich zugenommen, und die Vermittlung der Studieninhalte habe sich mit der Einführung des neuen Studienmodells grundlegend verändert. Gebbeken nennt es „Bulimielernen“: „Wegen der zahlreichen Prüfungen lernen die Studenten nur noch prüfungsorientiert, nicht mehr erkenntnisorientiert. Im Mittelpunkt steht allein das Prüfungswissen, was aber nicht mit Bildung verwechselt werden darf“. Der Ingenieurstudiengang sei noch schwieriger geworden, und die bereits hohe Abbrecherquote sei noch einmal gestiegen. Nun bliebe ein Drittel bis die Hälfte der Studenten auf der Strecke. Der Bachelor an den Universitäten ist nicht berufsbefähigend, ebensowenig wie an den Fachhochschulen. Der gute Ruf des deutschen Diplom-Ingenieurs in der Welt wird ohne Not aufs Spiel gesetzt.

Gebbeken beklagte damit die Abwendung vom Humboldtschen Bildungsideal. Die Konsequenzen für die Universitäts- und Hochschulabgänger sind mehrheitlich negativ: „Die Folgen sind absehbar! Wir geben die gute breite Ausbildung auf, aus der bisher unsere Spitze entstand, produzieren ein Akademikerproletariat und damit eine unendliche Frustration“.¹⁾

Professor Gebbeken beendete seinen engagierten, kritischen Vortrag, der die Zuhörer mit den Problemen des Hochschulsystems konfrontierte, unter viel zustimmendem Applaus.

¹⁾ Inzwischen hat auch die Humboldt-Gesellschaft mit einem „Positionspapier“ auf die geschilderten Zustände reagiert, indem sie „die in Vernachlässigung des vertrauensvollen Zusammenwirkens zwischen Bildungspolitik und Universitäten erzwungene Verschulung akademischer Studiengänge“ anprangert, die im krassen Widerspruch zum universitären Auftrag – Generierung von Erkenntnis und Vermittlung von (Persönlichkeits-)Bildung in institutioneller Autonomie und akademischer Freiheit – steht. Die Humboldt-Gesellschaft fordert eine schonungslose Analyse und ein Aufzeigen neuer und tragfähiger Wege [Positionspapier zum Bologna-Prozess vom 20. Februar 2009]. Es wäre für alle ein großer Gewinn, wenn unser Festredner kein „Rufer in der Wüste“ bliebe.



*Preisträger 2008: Projekt Melazzabrücke
(v.l.n.r) Jury-Vertreter Jügen Grünberg, Verlagsleiterin Karin Lang,
Eugenio Pedrazzini, Paolo De Giorgi, Thea Delorenzi, Roberto Guidotti*



*Auszeichnung Dreiländerbrücke
(v.l.n.r.) Karin Lang, Jürgen Grünberg, Wolfgang Strobl, Stephan Otto,
Klaus Eberhard, Uwe Häberle*



*Auszeichnung Skisprungschanze
(v.l.n.r) Karin Lang, Christoph Mayr, Günter Mayr, Hubert Busler,
Florian Sattler, Martin Bitschi*



*Auszeichnung Wohnhaus Esmarchstraße
(v.l.n.r) Karin Lang, Jürgen Grünberg, Herbert Kobalt, Ingrid Strasser,
Tobias Linse, Julius Natterer, Tom Kaden, Tom Klingbeil, Andreas Jakob*



Die Ingenieurbaupreis-Plakette für das ausgezeichnete Bauwerk

Im Anschluss erfolgte die offizielle Preisverleihung. Vertreter aller Preisträger und Ausgezeichneten nahmen die Ingenieurbaupreis-Plakette für das Bauwerk und die Urkunden entgegen, während Professor Grünberg die „Begründungen der Jury“ verlas.

Zu Planung und Bau der Melezabrücke im Tessin und zu den weiteren ausgezeichneten Objekten folgten interessante Vorträge der jeweiligen Unternehmen und Ingenieurbüros, die einen tieferen Einblick in die besonderen Problemlösungen erlaubten und die Entscheidungen der Jury nachvollziehbar machten.

Die Veranstaltung erfüllte die Erwartungen bezüglich regen Erfahrungsaustauschs zwischen den Beteiligten – Ingenieure, Architekten, ausführende Firmen und Bauherren. Sie klang aus bei einem guten Abendessen und bestätigte einmal mehr die Wichtigkeit, aber auch die Akzeptanz, die der Ingenieurbaupreis von Ernst & Sohn, der 1988 erstmals vergeben wurde, mittlerweile erworben hat.

Der Verlag Ernst & Sohn bedankte sich bei der Jury und vor allem bei allen Teilnehmern am Wettbewerb.

Wir rufen bereits heute dazu auf, den 12. Ingenieurbaupreis von Ernst & Sohn, der im Jahre 2010 ausgelobt werden wird, wiederum zum Anlaß zu nehmen, besondere Ingenieurbauprodukte oder auch eher konventionelle Aufgaben mit besonderen Lösungen einer breiteren Öffentlichkeit zur Kenntnis zu geben und damit das Spektrum der innovativen Leistungen der Bauingenieure zu beschreiben.

Doris Greiner-Mai



PREISTRÄGER 2008

Melazzabrücke in Borgnone-Palagnedra



Einreichende Firma/Tragwerksplanung:

Ingenieurgemeinschaft:

*Ingegneri Pedrazzini sagl, Lugano De Giorgi &
Partners ingegneri consulenti SA, Muralto*

Bauausführung:

ARGE

*F. Ili Somaini SA, Grono
Muttoni SA, Bellinzona*

Bauherr:

Canton Ticino/Divisione delle costruzioni

Architekt:

Baserga Mozzetti architetti, Muralto



Aufgabenstellung

Für die 1952 erstellte Bogenbrücke, die den Fluss Melazza kurz vor der italienischen Grenze überquert und damit das Bergdorf Moneto erschließt, wurde wegen Baumängeln und Überlastung ein Ersatz nötig. Der Bauherr wählte dazu einen selektiven Projektwettbewerb, zu dem im Herbst 2005 vier Ingenieurbüros eingeladen wurden, um einen Brückenneubau zu entwerfen.

Beschreibung der Konstruktion

Eingliederung in die Landschaft

Die Brücke verläuft parallel zur alten Brücke mit der gleichen Steigung in Richtung Moneto. Inmitten einer idyllischen Landschaft besticht das Bauwerk durch seine diskrete Präsenz, die eine vollendete Beziehung zwischen Natur und Artefakt herstellt.

Die Wahl fiel auf einen einzigen, sich verjüngenden Zentralträger mit punktuellen Auflagern, was die 103 m lange und 4,5 m breite Brücke sehr schmal und leicht erscheinen lässt.

Tragsystem

Die Tragstruktur der neuen Brücke besteht aus einem Sprengwerk in vorgespanntem Stahlbeton mit variabler Höhe, eingespannt am Fuße der Pfeiler und schwimmend gelagert bei den Widerlagern.

Über- und Unterbau weisen einen T-förmigen Querschnitt auf. Die Elemente haben die maximale Höhe in den Kno-

Begründung der Jury

Die Melezzabrücke in Borgnone-Palagnedra ist eine Straßenbrücke mit 78 m Spannweite und 103 m Gesamtlänge, die ein tiefes Flusstal überbrückt und sich mit minimalen Eingriffen in die Landschaft harmonisch in die umgebende Bergwelt einfügt.

Die aus einem Wettbewerbsverfahren hervorgegangene Konstruktion zeichnet sich in idealer Weise durch eine Einheit von Tragwerk und Gestalt aus. In Weiterentwicklung bester Schweizer Brückenbautradition, geprägt von namhaften Ingenieuren wie Maillart und Menn, vereint dieses Tragwerk in jedem seiner Bauteile mehrere Tragfunktionen. Daraus ist ein optimal ausgebildetes schlankes Sprengwerk entstanden. Die gegliederten einsteigigen Plattenbalkenquerschnitte des Spannbetonüberbaus und der Schrägstiele

ermöglichen zugleich ein reizvolles Spiel von Licht und Schatten.

Die Herstellung erfolgte nach vor Ort errichteten, zur Uferböschung abge-spannten Gerüsten für die Betonage der Stiele durch Einschwimmen des vormontierten Mittelteils für den Überbau als ökonomisches und zeitsparendes Verfahren.

Die stringente Einfachheit von Konstruktion und Details setzt sich überzeugend bis in die schlichten Geländer fort. So überrascht es nicht, dass am Ende ein ästhetisch überzeugendes und dennoch wirtschaftliches Bauwerk entstanden ist.

Die Brücke erfüllt in herausragender Weise die Bewertungskriterien des Ingenieurbau-Preises.

tenpunkten und verjüngen sich in Richtung der Endlager sowie zur Mitte der Hauptspannweite.

Die Längsstabilität ist durch die Rahmenwirkung, die Querstabilisierung hingegen wird durch die Scheibenwirkung der an beiden Widerlager fixierten Fahrbahnplatte garantiert.

Der Flansch der Pfeiler hat eine dreifache Funktion. Er erhöht ihre Steifigkeit, weil er eine breite Druckzone bildet, stabilisiert die Pfeiler gegen seitliches Knicken und blockiert die Torsion des Hauptträgers.

Allerdings wollte man die besonders geringe Breite des Bauwerks nutzen, um einen Überbau mit einer einzigen zentralen Rippe zu gestalten. Dieser Querschnitt stellt eine optimale Lösung im Hinblick auf Ausführung und Dauerhaftigkeit des Bauwerks dar. Durch einen einzigen Betonvorgang wird ein guter Korrosionsschutz gewährleistet.

Die Spannglieder liegen in der zentralen Rippe und sind hinter den Querträgern bei den Widerlagern verankert. Sie bewirken, dass sich unter Einwirkung der ständigen Lasten alle Quer-



Tragstruktur: Sprengwerk in vorgespanntem Stahlbeton



Der Pfeilerflansch stabilisiert gegen seitliches Knicken und blockiert die Torsion des Hauptträgers



Maximale Höhe an den Knotenpunkten – von dort aus verjüngen sich die Elemente

schnitte des Überbaus im ungerissenen Zustand befinden.

Um die Unterhaltsarbeiten zu reduzieren und zu vereinfachen, wurde auf Fahrbahnübergänge verzichtet. Die Zwängungen, die dadurch entstehen können, werden ohne Probleme von der Tragstruktur aufgenommen. Die Lager beim Widerlager sind korrosionsgeschützt und einfach zugänglich.

Auf Dilatationsfugen wurde ebenfalls verzichtet, damit kein Wasser ins Bauwerk eintritt und Korrosion verursachen könnte. Statt dessen liegen die Schleppplatten beiderseits der Brücke

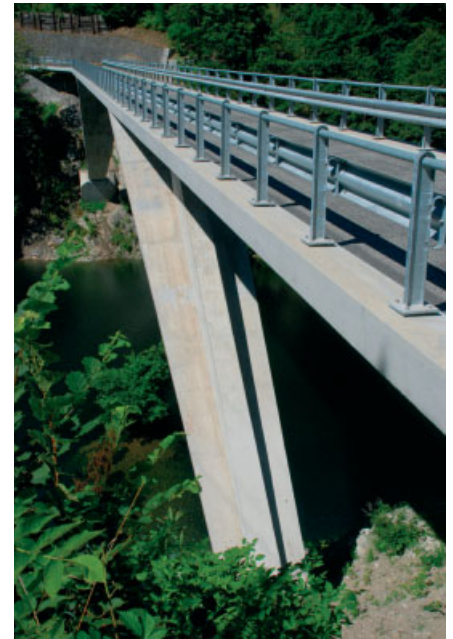
auf je einer mit Teflon beschichteten Gleitfläche.

Bauablauf

Zu Beginn der Arbeiten wurden die Fundamentbereiche bis auf den standfesten Fels ausgehoben. An die Fundamente selbst schließen die Sprengwerkstreben mit T-förmigem Querschnitt an. Als Lehrgerüst diente eine Stahlrahmenkonstruktion, die auf den Fundamenten der Sprengwerkstreben ruhte und über Zugstangen an die Ufer zurückgebunden war. Nachdem der vormontierte Fachwerkträger eingeschommen und hochgezogen worden war, wurde das Lehrgerüst komplettiert. Das Betonieren der Fahrbahnplatte erfolgte mit zwei Pumpen. Von der Mitte der Brücke aus konnten so 200 m³ Beton eingebracht werden. Zuletzt wurde die Brüstung betoniert und der Asphaltbelag aufgebracht.

Besondere Ingenieurleistung

Die im Herbst 2007 in Betrieb genommene Melazzabrücke ist eine sehr elegante Brücke, die sich harmonisch in ihre Umgebung einfügt. Das Bauwerk



spricht in seinen Dimensionen ebenso an wie in seinem Spiel mit Licht und Schatten. Ein meisterhafter Umgang mit Stahlbeton ist nur durch die kunstvolle Form des Bewehrns möglich geworden. Der einfache Bauablauf überzeugt ebenso wie die Ausführung aller Details.



Abb. vorläufig

Pregartner, T.
Bemessung von Befestigungen in Beton.
Einführung mit Beispielen
2009. ca. 300 S., ca. 250 Abb. Br.
ca. € 55,-* / sFr 88,-
ISBN: 978-3-433-02930-5
Erscheint April 2009

* Der €-Preis gilt ausschließlich für Deutschland.
Irrtum und Änderung vorbehalten.
0110109016_my

Ernst & Sohn
A Wiley Company
www.ernst-und-sohn.de

Bemessung von Befestigungen in Beton

Die Bemessung von Befestigungen in Beton wird in der Praxis nahezu ausschließlich mit Programmen realisiert, die von Herstellern zur Verfügung gestellt werden. Damit ist die einfache Bemessung für unterschiedliche Randbedingungen möglich und anhand von Vergleichsrechnungen können ein optimales Befestigungselement für die vorliegende Situation gefunden und der Auslastungsgrad maximiert werden. Der theoretische Hintergrund dieser Bemessungsverfahren ist komplex und basiert zum Teil auf empirischen Gleichungen und bruchmechanischen Ansätzen. Daher werden in diesem Buch die Bemessungsverfahren für Befestigungen in Beton anschaulich und Schritt für Schritt erklärt und an Praxisbeispielen verdeutlicht. Auf die wissenschaftlichen Hintergründe der einzelnen Berechnungsformeln wird dabei nur so wenig wie nötig eingegangen. Somit können computergestützte Ergebnisse besser interpretiert und beliebige Anwendungsfälle auch ohne Unterstützung von Rechenprogrammen bewältigt werden.

Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG
Für Bestellungen und Kundenservice: Verlag Wiley-VCH, Boschstraße 12, D-69469 Weinheim
Tel.: +49(0)6201 606-400, Fax: +49(0)6201 606-184, E-Mail: service@wiley-vch.de



AUSZEICHNUNG ZUM PREIS

Dreiländerbrücke Weil am Rhein–Huningue



Einreichende Firma/Tragwerksplanung:
Leonhardt, Andrä und Partner, Berlin

Bauherr:
*Stadt Weil am Rhein / Communauté de
Communes des trois frontières*

Bauausführung:
*Max Bögl Bauunternehmung GmbH & Co. KG,
Neumarkt*

Architekt:
Feichtinger Architectes, Paris

Aufgabenstellung

Die Brücke ist das Ergebnis eines Ingenieurwettbewerbs, als dessen Sieger sie hervorging. Gemäß dem Pflichtenheft der deutsch-französischen Jury sollte das Brückenbauwerk folgende Anforderungen erfüllen: Es sollte funktional sein und allen Sicherheitsanforderungen genügen, Schiffsanprall musste vermieden werden, die Bau- und Unterhaltungskosten sollten moderat sein, es sollte eine hohe Architekturqualität aufweisen, originell und nutzerfreundlich sein.

Beschreibung der Konstruktion

Im Dreiländereck zwischen Deutschland, Frankreich und der Schweiz wurde eine Geh- und Radwegbrücke zwischen Weil am Rhein auf der deutschen Seite und Huningue auf der französischen Seite errichtet, die Fertigstellung erfolgte im März 2007. Das Bauwerk steht etwa 200 m von der schweizerischen Grenze entfernt, die Stützweite der komplett aus Stahl gefertigten Brücke beträgt 248 m.

Erläuterung der Gestaltung

Der grundlegende Entwurfsgedanke war, beide Länder mittels eines symbolhaften Bauwerks mit hohem Wiedererkennungswert zu verbinden. Die Wahl fiel auf einen Bogen. Um dem Bauwerk Spannung zu verleihen, sollte der Rhein mit einem möglichst flachen Bogen überspannt werden. Zur Freihaltung der Schifffahrtsöffnung von 7,80 m × 155 m und zur Vermeidung von Schiffsanprall wurden die Bogenfußpunkte an beiden Ufern angeordnet. Der Zugang zur Rheinbrücke erfolgt über beidseits angeordnete Rampen und Treppen. Zur Schaffung einer behindertengerechten Querung ist auf der französischen Seite ein Aufzug platziert.

Um den Achsversatz der beiderseits vorhandenen Anbindungsstraßen zu betonen, die Sichtachse zu einem Turm in Huningue freizuhalten und zur Schaffung der geforderten Originalität wurde eine asymmetrische Querschnittsbildung gewählt.

Begründung der Jury

Die Dreiländerbrücke zwischen Weil am Rhein (D) und Huningue (F) ist mit 230 m die weitestgespannte Fußgängerbrücke Europas. Sie zeichnet sich durch eine Reihe besonderer Vorzüge aus. So führt die große Spannweite mit dem geringen Stich von knapp 15 m zu einem Bogentragwerk von außergewöhnlicher Eleganz.

Für den Entwurf war die freie Sicht zwischen der Hauptstraße in Weil am Rhein und der Rue de France in Huningue mit dem historischen Turm im Hintergrund von entscheidender Bedeutung. Dies erforderte eine Schrägstellung des oberstrom liegenden Bogens um 18°, wodurch sich eine asymmetrische Querschnittsform ergab. Die Querschnittsabmessungen wurden so

gewählt, dass sich die Asymmetrie auch in den Bogenquerschnitten widerspiegelt.

Besonders erwähnenswert ist, dass trotz der großen Schlankheit der Stahlbrücke keine Schwingungsdämpfer zur Abwehr der von Fußgängern erzeugten Schwingungen eingebaut werden mussten. Diese fehlende Anfälligkeit der Brücke gegen fußgängerinduzierte Schwingungen wurde auch durch Großversuche mit bis zu 1000 Personen nachgewiesen.

Mittlerweile ist die Brücke ein touristischer Anziehungspunkt der gesamten Region. Sie erhält für ihre klare Form und die gut entwickelten Details eine „Auszeichnung“ zum Ingenieurbau-Preis.



Ein flacher Bogen überspannt den Rhein

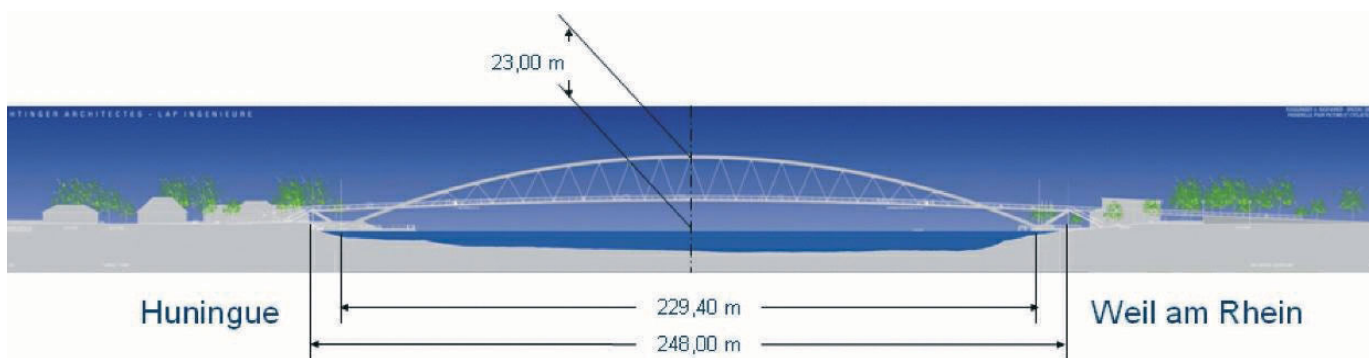
Wahl der Werkstoffe

Die Realisierung der Asymmetrie, die Umsetzung der Bauwerksschlankheit in Verbindung mit den geringen Profilhöhen und die hohe erzielbare Vorfertigung, um die Rheinschifffahrt nicht zu behindern, war nur in Stahl möglich.

Die Gründung erfolgte flach auf Stahlbetonfundamenten.

Beschreibung der Hauptkonstruktion

Der architektonische Anspruch der Asymmetrie wurde bei der Querschnittsbildung mit einer „schwachen“ und





einer „starken“ Achse umgesetzt. Der stärkere, vertikale Bogen Nord besteht aus zwei Stahlhohlkästen mit sechseckigem Querschnitt. Der schwächere, um 16° geneigte südliche Bogen besteht aus einem Stahlrohr mit 609 mm Durchmesser. Durch die Asymmetrie erhält der nördliche Bogen ca. doppelt so viel Belastung wie der südliche Bogen. Um beide Bogenebenen auszusteifen, sind im Bereich der Hängeranschlüsse Vierendeelverbände angeordnet.

Die orthotrope Gehbahnplatte wird von offenen, nachjustierbaren Spiralseilen gehalten. Die schlanke Geometrie und die Verbindung unterschiedlicher Profile verursachen komplexe Knotenpunkte. Durch den Einsatz von Gussknoten können

die Bauteile entsprechend dem Kraftfluss mit variablen Querschnittsdicken ausgebildet werden. Die durchgängig abgerundete Konstruktion aller Bauteile vermeidet Schmutzablagerung und Korrosion, auf ästhetisch unbefriedigende Knotenbleche wurde bewusst verzichtet.

Die sich aus der statischen Berechnung ergebenden Auflagerkräfte wiesen infolge der Asymmetrie große Horizontalkomponenten auf. Demgegenüber waren die Auflagerkräfte selbst infolge der leichten Stahlkonstruktion relativ klein. Eine konventionelle Lagerung mit horizontal ebenen Auflagern war nicht möglich. Zum Lastabtrag wurden deshalb mehrere Kalottenlager schräg angeordnet. Die Kalotten liegen auf einer gemeinsamen Kugelfläche, Mittelpunkt ist der System-Bogenfußpunkt. Verdrehungen sind somit ohne Zwang möglich, die auftretenden Lasten können abgetragen werden. Durch die Einspannung der Brückenden in die aufgelösten Auflagerpunkte entstand ein Bauwerk mit großer Leichtigkeit auch in den Uferbereichen.

Die gesamte Brücke wurde ca. 500 m rheinabwärts auf dem Vormontagetageplatz gefertigt. Nach dem Zusammenbau wurde das Bauwerk mit Pontons eingeschwommen und mittels Seilwinden eingedreht. Durch das Einschwimmen der Gesamtkonstruktion brauchte die Rheinschifffahrt nur für einen Tag unterbrochen zu werden.

Um die Schwingungsanfälligkeit der leichten Konstruktion zu testen, wurden ergänzend zu den Berechnungen vor der Brückeneröffnung Schwingungsuntersuchungen durchgeführt. Dafür über-

querten bis zu 1000 Menschen das Bauwerk mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten. Die Wahrscheinlichkeit einer Schwingungsanregung ist gering, es sind keine Schwingungsdämpfer erforderlich.

Folge- und Unterhaltungskosten

Die Lebenszykluskosten betragen ca. 0,9 % der Herstellkosten. Im Laufe von 20 Jahren ist voraussichtlich einmal der Korrosionsschutz zu erneuern. Wegen des unwahrscheinlichen Auftretens der Dimensionierungslasten ist ein Lagerwechsel der Kalottenlager nicht zu erwarten.

Besondere Ingenieurleistung

Die ursprüngliche Idee, den Rhein mit einem schlanken Bogen zu überspannen, wurde erfolgreich umgesetzt. Maßnahmen gegen Schiffsanprall sind nicht erforderlich. Durch die Asymmetrie besitzt das Bauwerk die geforderte Originalität, verbunden mit daraus resultierenden technischen Herausforderungen. Die besondere Ingenieurleistung bestand in der zurückhaltenden Gestaltung ingenieurtechnisch komplizierter statischer Systeme. Dies zeigt sich u. a. in der komplexen Knotenausbildung, der Minimierung der aussteifenden Bauteile, der Ermittlung der Werkstattform und der Einspannung an den Widerlagern bei gleichzeitiger Längsverschieblichkeit an einem hochgradig statisch unbestimmten System. Die Aufgabenstellung des Bauherrn wurde erfüllt, die leichte Konstruktion verbindet die Menschen über Ländergrenzen hinweg.



Bogenfußpunkte an den Ufern, um die Schifffahrtsöffnung freizuhalten

www.lap-consult.com



Leonhardt, Andrä und Partner



AUSZEICHNUNG ZUM PREIS

Olympia-Skisprungschanze Garmisch-Partenkirchen



**Einreichende Firma, Objektplanung
und Bauleitung, Tragwerksentwurf
und Tragwerksplanung:**

Mayr | Ludescher | Partner Beratende Ingenieure, München

Bauherr:

Markt Garmisch-Partenkirchen, vertreten durch 1. Bürgermeister Thomas Schmid

Bauausführung:

Stahlkonstruktion:

Bitschnau GmbH, Nenzing/Österreich

Erd- und Massivbau:

Teerag/Haider, Kematen/Österreich

Architekten:

Sprungschanze, Aufsprungbauwerk und Außenanlagen:

terrain: loenhardt&mayr BDA architekten und landschaftsarchitekten, München

Sprungrichtergebäude und Schanzentechnik:
Sieber + Renn Architekten, Sonthofen

Aufgabenstellung

Die Olympiaschanze in Garmisch-Partenkirchen gehört zu den bedeutendsten der Welt, schließlich findet dort seit 55 Jahren das Neujahrsskispringen im Rahmen der Internationalen Vierschanzentournee statt. Ihr Neubau wurde notwendig, weil das Sprung-Profil der alten Schanze nicht mehr den Vorgaben des Internationalen Ski-Verbandes entsprach.

Der Bauherr lobte deshalb einen Einladungswettbewerb mit vorgeschaltetem Auswahlverfahren für die Planung aus. Dazu wurden 13 Teilnehmer aus Deutschland, England, Österreich, Schweiz und Italien ausgewählt. Gefordert waren Beiträge mit hoher gestalterischer und konstruktiver Qualität unter Beachtung der funktionalen Anforderungen und wirtschaftlicher Aspekte bei Investition und künftigen Betrieb.

Unter dem Vorsitz von Architekt *Volker Staab* wurde das hier vorgestellte Projekt einstimmig mit dem 1. Preis ausgezeichnet und beauftragt. Ziel war es, dass nach Abbruch der alten Anlage im April 2007 am 01.01.2008 das nächste Neujahrsspringen im Rahmen der Vierschanzen-Tournee auf der neuen Schanze stattfinden konnte.

Beschreibung der Konstruktion

Durch die Topografie des Geländes und die grundsätzlich unverrückbare Position der Schanze am vorhandenen Stadion musste der neue Schanzentisch bis zu 14 m über dem bestehenden Gelände liegen. Diesem Höhenunterschied wurde nicht mit Geländeanpassung sondern mit einer bogenförmigen Brückenkonstruktion als Aufsprungbauwerk entsprochen, welches auch die Zufahrt und Andienung zum Schanzentisch ermöglicht.

Durch die Fernwirkung ist die neue K125-Schanze weithin sichtbar und markiert die zukunftsweisende Sportstätte als neues Wahrzeichen innerhalb des Großraums. Diese Wirkung wird er-

Begründung der Jury

Die neue Skisprungschanze in Garmisch-Partenkirchen ist zweifellos ein weithin sichtbares Zeichen, das die Topografie des Geländes zwar dominiert, sich dieser jedoch anpasst: Der neue Schanzentisch liegt 14 m über dem bestehenden Gelände und der Anlauf ragt kühn in den Himmel. Dieser Situation wird durch ein Anlaufbauwerk aus einer bogenförmigen, räumlichen Stahlfachwerkkonstruktion entsprochen.

Die Geometrie des Tragwerks ist so gewählt, dass die Reaktionskräfte, insbesondere die am Schanzentisch auftretenden Zugkräfte, mit wirtschaftlichem Aufwand beherrschbar bleiben. Dies wird vor allem durch die Anordnung des Drucklagers möglichst nahe am Schwerpunkt des Tragwerks erreicht.

Die Veränderung der Konstruktionshöhe folgt dem Biegemomentenverlauf und bewirkt dadurch nahezu konstante

Gurtkräfte bei ästhetisch überzeugender Kontur des Tragwerks. Die später 35° geneigte Anlaufkonstruktion wurde waagrecht liegend vormontiert und anschließend durch hydraulische Zugpressen in die Endlage geklappt.

Die schwierige Gründung im bis zu 35° geneigten Hang erfolgte mit der für Lawinenschutzbauwerke erprobten Sicherungsbauweise mit Stahlbetonplatte, Spritzbetonbalken und Verpresspfählen von 8,5 bis 15 m Länge.

Die Jury lobt die Nachvollziehbarkeit des Kraftflusses in der klaren Konstruktion bei höchster Funktionalität. Der Skisprung als sportliche Überwindung der Schwerkraft findet mit der weit ausragenden Schanze eine markante bauliche Entsprechung. Das rechtfertigt in vollem Maße die Vergabe einer „Auszeichnung“ zum Ingenieurbau-Preis.

zeugt, indem die neue Schanzenanlage die verschiedenen Funktionsbereiche des Schanzenvorbaus mit dem weit ausragenden, über 100 m langen Anlauf-turm, und dem bogenförmigen Aufsprungbauwerk mit einer übergreifenden und sich aufeinander beziehenden Linienführung zu einer dynamischen Gesamtskulptur verbindet. Anmutung und formale Dynamik sollen zu Assoziationen mit dem Skisport einladen: Der Skisprung als sportliche Überwindung der Gravitation findet mit der weit ausragenden Schanze ein markantes architektonisches Zeichen.

Im Gebäude unter dem Schanzenvorbau wurden Service- und Arbeitsbereiche sowie Presse, Restaurant und der Zugang zum Schrägaufzug untergebracht, wodurch eine funktionelle Basisebene für die neue Großschanze entstand.

Das Podest für die Trainer wurde auskragend neben dem Schanzentisch

in spektakulärer Lage 16 m hoch über dem Boden angeordnet. Das Sprung-richtergebäude wurde im Unterschied zum aufstrebenden Schanzenvorwerk horizontal ausgerichtet, auf einem auskragenden Stahltisch angeordnet. Zu Fuß erreichbar ist es vom Stadion, vom Trainerpodest und dem Springerdorf an der Basisebene aus, wodurch sich Vorteile in den Funktionsabläufen ergeben.

Mit dem Schrägaufzug können Springer, Betreuer, Presse und Besucher die drei Ebenen des Schanzenkopfes mühelos erreichen. Gegenüber den Startstufen der Springer ist eine breite Podestanlage für Reporter, Fotografen und Television vorgesehen.

Das Tragwerk im funktionalen und gestalterischen Kontext

Das Anlaufbauwerk besteht aus einer räumlichen Stahlfachwerkkonstruktion. Die Auskragung konnte durch die Anordnung des Drucklagers im Drittelpunkt



Stahlfachwerkkonstruktion des Anlaufbauwerks



Drucklager nahe am Schwerpunkt der Anlaufkonstruktion: wirtschaftliche Ableitung der Kräfte



Anlaufbauwerk: angehängte Haupttreppe

des 110 m langen Anlaufs stark verkürzt werden. Mit dem statischen System des Einfeldträgers mit Kragarm werden die Lastenwirkungen in wirtschaftlicher Weise über die Gurt- und Diagonalstäbe als reine Normalkräfte abgetragen. Die Veränderung der Konstruktionshöhe mit bis zu 19,6 m am maximalen Stützmoment im Bereich des Drucklagers folgt dem Biegemomentenverlauf und bewirkt dadurch nahezu konstante Gurtkräfte.

Die Druck- und Zuglagerkräfte bleiben dank der in Längs- und in Querrichtung großen Hebelarme in maßvoller Größe und können über die Stahlbeton-Zugwand mit vorgespannten Bodenankern und am Drucklager über eine Flachgründung ebenfalls wirtschaftlich abgeleitet werden.

Zwischen den beiden Vertikalfachwerken ist mit konstanter Breite die Anlauffläche über die Obergurte und Querträger gespannt. Die Querträger

nehmen neben den möglichen Schneelasten von ca. 4 kN/m² die Lasten aus der angehängten Haupttreppe und dem Schrägaufzug auf. Die Untergurte wurden horizontal durch einen Rautenverband ausgesteift. Insgesamt bildet das Tragwerk einen räumlich steifen, in Membranstäbe aufgelösten „Hohlkasten“. Das ist bereits vollgültig die Grundlage für die architektonisch skulpturale Entwicklung des Bauwerks.

Eine Neuheit stellt neben dem hängenden Schrägaufzug die Konstruktion der Anlaufspur dar, die mit geringstem Schneevolumen und Energieaufwand witterungsunabhängigen Winterbetrieb und mit der zusätzlichen Kunststoffspur ohne Umbau den Sommerbetrieb erlaubt.

Die technische Ausrüstung für Kühlleitungen der Winterspur, Bewässerung der Sommerspur und Aufsprungmatten im Sommer, Heizung und Elektroversorgung sowie die Entwicklung und Integration des Schrägaufzugs tangieren und bestimmen Teilbereiche des Tragwerks und waren entsprechend planarisch zu integrieren.

Besondere Ingenieurleistung

Eine außergewöhnliche ingenieurmäßige Herausforderung war das turmartige, 35° geneigte Tragwerk im Hinblick auf die Standsicherheit. Lasten aus Eigengewicht, Personen, Schnee, Eis, Reif, Wind und Erdbeben sind vom Bauwerk mit ca. 60 m Auskragung in die Gründung abzutragen. Dabei galt es die Geometrie so zu wählen, dass die Reaktionskräfte insbesondere die am Schanzentisch auftretenden Zugkräfte begrenzt und mit wirtschaftlichem Aufwand beherrschbar blieben. Dies gelang durch die Lage des Drucklagers möglichst nahe am Schwerpunkt der Anlaufkonstruktion.

Zur Abklärung der Größe der Windkräfte wurden Windkanalversuche ver-

anlasst, wobei die Topografie der Umgebung zu berücksichtigen war.

Die Zugverankerung erfolgt über eine vorgespannte zusätzlich bis 15 m tief im Boden verankerte Stahlbetonwand, welche Bestandteil des unter dem Schanzentisch angeordneten Funktionsgebäudes ist. Die Verbindung zum Anlauftragwerk erfolgt über die mit dem Ingenieurpreis der Bayerischen Ingenieurkammer-Bau ausgezeichneten Stütze-Feder-Elemente aus S690 zur Kompensation der Verformungen. Durch Ermüdungsnachweise ist die Dauerhaftigkeit gegenüber den Einwirkungen belegt.

Bereits im Wettbewerbsentwurf war das Herstellungskonzept so entwickelt, dass die später 35° geneigte Anlaufkonstruktion waagrecht am Boden liegend, einschließlich verschiedener Ausbaugewerke und der Verkleidung vormontiert und anschließend durch hydraulische Zugpressen in die Endlage geklappt wurde.

Die Herstellung der Aufsprungfläche und der Gründungsbauteile im bis zu 35° geneigten Hang musste in der für Lawinenverbauten im Hochgebirge erprobten Bauweise getreppelt mit rückverankerten Hangsicherungen erfolgen, da die Standsicherheit des bestehenden Hangs nur mit 1,0-facher Sicherheit lokal und global gegeben war.

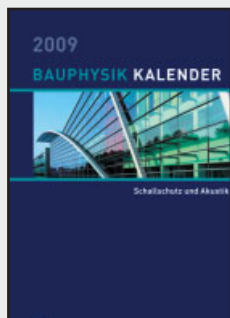
Eine Neuheit stellt die Konstruktion der Anlaufspur dar, die mit geringstem Schneevolumen und Energieaufwand witterungsunabhängigen Winterbetrieb und mit der zusätzlichen Keramikspur ohne Umbau den Sommerbetrieb erlaubt.

Das Schanzentragwerk ist richtungsweisend für andere Anlagen, wie zum Beispiel für die neue Holmenkollen-Schanze in Oslo. Die Anlage ist das Ergebnis der kreativen Zusammenarbeit von Ingenieuren und Architekten; sie wurde realisiert durch die tatkräftigen Mannschaften der ausführenden Firmen.



Grundlagen, Beispiele, Normen - alles zur **Bauphysik**

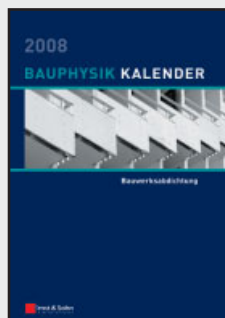
Allgemeines und Normung – Materialtechnische Grundlagen – Bauphysikalische Nachweisverfahren – Konstruktive Ausbildung von Bauteilen und Gebäuden unter besonderer Beachtung bauphysikalischer Kriterien



Schallschutz und Akustik

Hrsg.: Nabil A. Fouad
Bauphysik-Kalender 2009
 2009. ca. 700 Seiten,
 ca. 550 Abb. Geb.
 ca. € 135,-* / sFr 213,-
 Fortsetzungspreis:
 ca. € 115,-* / sFr 182,-
 ISBN: 978-3-433-02910-7

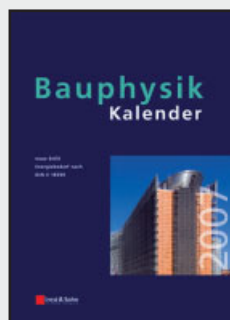
Lärm- bzw. Schallwirkung auf den Menschen · Immissionsschutz · Schallschutz im Wohnungsbau · Schallschutz in Europa · Neufassung der DIN 4109 · Trittschalldämmung · Schalldämmung bei Fenstern und Türen · Schalltechnische Bemessung von Außenwänden mit WDVS · Schallschutz im Hochbau · Schallschutz im Bestand · Trockenbau · Raumakustik und Beschallung · Konstruktive Ausbildung von Bauteilen und Bauwerken · Materialtechnische Tabellen



Bauwerksabdichtung

Hrsg.: Nabil A. Fouad
Bauphysik-Kalender 2008
 2008. 697 S. 474 Abb. Tab. 194 Gb.
 € 135,-* / sFr 213,-
 Fortsetzungspreis:
 € 115,-* / sFr 182,-
 ISBN: 978-3-433-01873-6

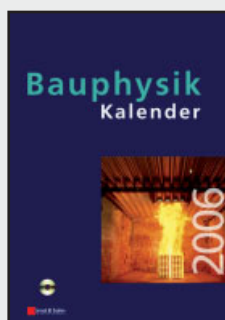
Grundlagen der Bauwerksabdichtung · Bauaufsichtliche Regelungen für Bauwerks- und Dachabdichtungen · Abdichtungsmängel aus rechtlicher Sicht · Verbundabdichtungen · Wärmedämmung im Erdreich · Abdichtung erdberührter Bauteile · DIN 18195 · Abdichtung von nicht genutzten Dächern · DIN 18531 · Abdichtung genutzter Flachdächer · Abdichtung gegen von innen drückendes Wasser · Instandsetzung und Sanierungsplanung bei feuchte- und salzgeschädigtem Mauerwerk · Elektrokinetische Trockenlegung nasser Mauerwerkswände



Gesamtenergieeffizienz von Gebäuden

Hrsg.: Nabil A. Fouad
Bauphysik-Kalender 2007
 2007. VI, 862 S. 550 Abb. Gb.
 € 135,-* / sFr 213,-
 Fortsetzungspreis:
 € 115,-* / sFr 182,-
 ISBN: 978-3-433-01868-2

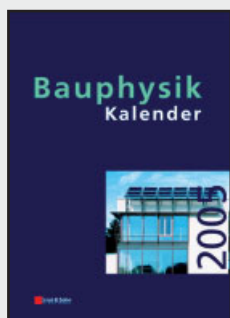
Die Novelle der Energieeinsparverordnung - EnEV 2007 · Wärmeschutz in Europa · Dämmstoffe im Bauwesen, Bilanzierungsverfahren nach DIN V 18599 · Nutzen- und Endergiebedarf nach DIN V 18599-2,-3,-4,-5,-6,-7,-8,-9,-10 · Berechnungsprogramme zur DIN V 18599 und EnEV für den Nichtwohnungsbau · Wärmebrücken · Wärme- und Kälteerzeugung mit oberflächennaher Geothermie · ClimaDesign · Schimmelpilzproblematik · Passivhäuser · Energetische Sanierung von Wohngebäuden · Wärmebrücken bei hinterlüfteten Außenwandbekleidungen



Brandschutz

Hrsg.: Nabil A. Fouad
Bauphysik-Kalender 2006
 2006. 650 S. 550 Abb. Gb.
 € 135,-* / sFr 213,-
 Fortsetzungspreis:
 € 115,-* / sFr 182,-
 ISBN 978-3-433-01820-0

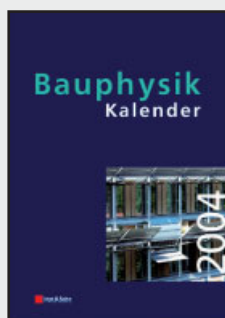
Der Brandschutz im Bauwesen verlangt von allen Beteiligten an Entwurf und Planung von Bauwerken ein hohes Maß an Fachkenntnis. Nur durch eine interdisziplinäre Zusammenarbeit können sichere und optimierte Brandschutzkonzepte entwickelt und realisiert werden. U.a: Ingenieurmethoden im Brandschutz · Brandschutz bei Hochhäusern · Brandschutzbemessung nach Eurocode



Nachhaltiges Bauen Bauwerksabdichtung

Hrsg.: E. Cziesielski
Bauphysik-Kalender 2005
 2005. VI, 750 S.
 567 Abb. 214 Tab. Gb.
 € 135,-* / sFr 213,-
 Fortsetzungspreis:
 € 115,-* / sFr 182,-
 ISBN 978-3-433-01722-7

Abdichtungsmaterialien · Wärmedämmstoffe und -systeme · Materialtechnische Tabellen · Anwendung des U-Wertes als Kenngröße für Wärmetransportvorgänge · Geometrische Methoden zur Erfassung von vorhandener Bausubstanz · Ausgewählte Themen der hygrischen Bauphysik · Sonnenschutz und Tageslicht in Büroräumen · Nachhaltiges Bauen unter besonderer Berücksichtigung bauphysikalischer Aspekte



Algen auf Fassaden Zerstörungsfreie Prüfungen

Hrsg.: E. Cziesielski
Bauphysik-Kalender 2004
 2004. VI, 723 S. 680 Abb. 159 Tab. Gb.
 € 135,-* / sFr 213,-
 Fortsetzungspreis:
 € 115,-* / sFr 182,-
 ISBN 978-3-433-01705-0

Keramische und hinterlüftete Außenwandbekleidungen · Merkblätter über Zerstörungsfreie Prüfung im Bauwesen · Keramische Beläge und Bekleidungen · Vakuumdämmung · Wärmedämmstoffe und -systeme · Zerstörungsfreie Prüfungen im Bauwesen · Gebaute Raumakustik für musikalische Nutzungen · Instandsetzung von feuchte- und salzgeschädigtem Mauerwerk · ClimaDesign · Algen auf Fassaden · Risse in Putz und Mauerwerk – Ursachen, Vermeidung, Instandsetzung · Nachträgliche Abdichtung von WU-Betonbauteilen



AUSZEICHNUNG ZUM PREIS

Mehrfamilienhaus Esmarchstraße 3, Berlin



Einreichende Firma/Tragwerksplanung:

Dipl.-Ing. Tobias Linse, Dachau
Bois Consult Natterer BCN, Etoy/Schweiz

Bauherr:

E3-Baugruppe, Berlin

Bauausführung:

projekt holzbau merkle. k.o.m. GmbH,
Bissingen und Teck

Brandschutz:

Dehne, Kruse Brandschutzingenieure GmbH
& Co. KG, Gifhorn

Prüfingenieur:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Heinrich Kreuzinger,
München

Architekt:

Kaden-Klingbeil, Berlin

Aufgabenstellung

Zwischen August 2007 und Mai 2008 wurde in Berlin ein 7-geschossiges Wohnhaus, welches fast komplett aus Holz besteht, errichtet. Bauherr dieses Pilotprojekts war eine Baugruppe, deren Wunsch es war, ein architektonisch anspruchsvolles, umweltfreundliches sowie ökologisches siebengeschossiges Wohnhaus in Holzbauweise zu errichten.

Im Erdgeschoss sollten Büroflächen entstehen, in den Obergeschossen wurde je eine Wohneinheit untergebracht, nur im 2. Obergeschoss entstanden zwei Wohneinheiten. Im Gegensatz zu bisher ausgeführten höheren Gebäuden in Holzbauweise war bei diesem Projekt ein sehr hoher Fensterflächenanteil gewünscht. Außerdem sollten die Fensterflächen und die Grundrisse variabel anzuordnen sein.

Beschreibung der Konstruktion

Gründung

Die Gründung des Wohnhauses und des Treppenhauses erfolgte auf einem ebenerdig liegenden Trägerrost aus Stahlbetonbalken, welcher die Lasten in Bohrpfähle weiterleitet. Als Randbedingungen der Gründung waren die Kellerruine eines im Zweiten Weltkrieg zerstörten Hauses, die geringe Tragfähigkeit des Bodens sowie die Nachbarbebauung zu berücksichtigen. Um Kosten zu sparen, wurde beschlossen, die Kellerruine zu belassen und mit Bohrpfählen durch die Ruine hindurch zu gründen.

Trepphausturm

Bei dem Treppenhaus handelt es sich um eine von dem Wohnhaus unabhängige, eigenständige 24 m hohe und 2,80 m breite Stahlbetonkonstruktion. Zur Aussteifung wurde ein Windverband aus Baustahl auf der Straßenseite vorgesehen.

Die Übergänge zum Wohnhaus wurden in die Decken des Treppenhauses eingespannt und kragen etwa



Bild 2. In die Ecken des Treppenhauses eingespannt: Übergänge zum Wohnhaus

Begründung der Jury

Das Projekt „Mehrfamilienhaus E 3 in Berlin“ ist ein Geschosswohnungsbau mit sieben Stockwerken und einer Gesamthöhe von 22 m in Holzbauweise und ist deutschlandweit ein Unikat. Bis auf zwei interne Versorgungsschächte und eine Bodenplatte aus Beton sowie Stahlverbindungen besteht die Stütze-Riegel-Konstruktion des Siebengeschossers Esmarchstraße 3 aus Brettschichtholz mit HBV-Decken.

Die Holzstützen sind miteinander durch Knotenbleche aus Stahl verbunden, die ihrerseits durch Querbolzen in den Holzträgern verankert sind.

Das Bauwerk zeichnet sich aus durch einen hohen Vorfertigungsgrad mit damit einhergehender kurzen Bauzeit, neuartige Knotenausbildungen zwischen den einzelnen Holzbauteilen mit

integrierter Stahlbeton- und Stahlkonstruktion (Treppenhaukern, Wandelemente etc.) sowie niedrige Energiekosten und geringe CO₂-Emission während der Nutzung durch eine dichte Gebäudehülle.

Das bedeutet die ökologisch und ökonomisch sinnvolle Wiedereinführung des klassischen, nachhaltigen Baustoffs Holz in den industriell vorgefertigten innerstädtischen Wohnungsbau.

Besonders bemerkenswert ist dabei die bau- und brandschutztechnisch genehmigungsfähige Lösung bezüglich des Einsatzes von Holzbauteilen im Wohnbereich und von Stahl im Treppenhausbereich (Fluchtweg).

Aus den genannten Gründen verleiht die Jury diesem Projekt eine „Auszeichnung“ zum Ingenieurbau-Preis.

2,8 m aus. Durch dieses Kragarmsystem entfielen die Auflagerung auf der Wohnhausseite und aufwendige, wärmetechnisch problematische Durchdringungen.

Die Trennung des Wohnhauses vom Treppenhaukern brachte auch thermische und akustische Vorteile mit sich. Da das Treppenhaus nicht beheizt wird, ist der zu heizende Gebäudekern kompakter und somit energieeffizienter. Außerdem entfallen aufwendige Maßnahmen, um den Wohnbereich schalltechnisch und thermisch vom Treppenhaus zu entkoppeln.

Brandschutz

Die neue Musterbauordnung 2002 (MBO 2002) lässt Gebäude in Holzbauweise bis zur Gebäudeklasse 4 (Fußbodenhöhe des obersten Geschosses maximal 13 m über Geländeoberfläche) zu. Da im vorliegenden Fall die Fußbodenhöhe des 7. Geschosses mit 19,4 m erheblich über der maximal zulässigen Höhe nach der Musterbauordnung lag, musste ein genehmigungsfähiges Brandschutzkonzept mit Zustimmungen im Einzelfall ausgearbeitet werden.

Kernpunkt dieses Konzepts war die Trennung von Wohnhaus und Treppenhaus: Das Wohnhaus aus Holz ist über einen Treppenhaukern aus Stahlbeton zugänglich, der in einem Abstand von knapp 3 m neben dem Wohnhaus steht. Auf diese Weise kann im Brandfall ein gut belüfteter und kurzer Fluchtweg sichergestellt werden.

Pfosten-Riegel-Konstruktion / Holz-Skelett-Bauweise

Das etwa 22,5 m hohe Wohnhaus (Grundfläche ca. 12,5 m × 13,5 m) wurde in Holz-Skelett-Bauweise ausgeführt. In den Fassaden wurden in einem regelmäßigen Raster Stützen und Riegel aus Brettschichtholz angeordnet. Die Holz-Beton-Verbunddecken lagern auf Riegeln auf, welche wiederum die Lasten in die Stützen weiterleiten.

Die Verbindung der Holzbauteile erfolgt mittels aus Stahlblechen geschweißten Knoten.

Aussteifung

Für die Aussteifung des Wohnhauses können zum einen die Brandwand aus Stahlbeton und die Deckenscheiben der Holz-Beton-Verbunddecken mit einbezogen werden. Zum anderen wurden zwei der drei Fassadenfronten als Scheiben ausgebildet. Die in den Fassaden verbleibenden Massivholzwände können die Horizontallasten aus Wind nicht aufnehmen. Die Pfosten-Riegel-Konstruktion ist daher auf der Straßen- und der Gartenseite mittels Windverbänden aus Flachstählen ausgesteift. Die Holz-Beton-Verbunddecken wurden als Scheiben ausgeführt und kraftschlüssig mit den Fassaden und der Brandwand verbunden.

Stöße mittels Knotenblechen

Die Stöße der Riegel, Stützen und Windverbände erfolgte mit einem neu entwickelten System aus Stahlknoten.



Bild 3. Stützen und Riegel aus Brettschichtholz sind regelmäßig in den Fassaden angeordnet

Neben der Bedingung, den Schlupf der Verbindungen möglichst zu minimieren, mussten hohe Stützen- und Windverbandskräfte weitergeleitet werden.

Schließlich wurde ein System mit Schlitzblechen und Stabdübeln entwickelt. Die Stabdübel sind in der Werkstatt gesetzt worden, die Knotenbleche untereinander wurden auf der Baustelle mit üblichen Stahlbauverschraubungen verbunden. Dieses System ermöglicht einen sehr hohen Vorfertigungsgrad und eine zügige Montage auf der Baustelle.

Beim Entwurf der Knotendetails wurde darauf geachtet, Exzentrizitäten zu vermeiden. Es gelang, die Geometrie und die Lage der Riegel, Stützen und Windverbände so zu wählen, dass sich alle Schwerachsen der anschließenden Bauteile eines Knotens in einem Punkt schneiden. Die hohen Vertikallasten aus den Stützen wurden über die Schlitzbleche zum Anschluss der Riegel weitergeleitet.

Ein Knoten wurde aus je vier verschiedenen Knotendetails zusammengefügt: ein Riegel-Detail für einen Riegel ohne Windverband, ein Riegel-Detail mit Anschlusslaschen für den Windverband, ein Stützen-Detail für einen Stützenkopf und ein Stützen-Detail mit Schlitz in der Fußplatte, um die Durchdringung des Windverbands zu ermöglichen. Der Windverband aus Flachstahl wird zwischen den beiden Laschen am Riegel-Detail eingelegt, vorgespannt und mittels gleitfester Verschraubungen fixiert.

Ein besonderer Knoten wurde für die Ecken des Gebäudes erforderlich. Die Details wurden hier analog zu den Entwurfskriterien des oben dargestell-

ten Knotens konzipiert. Neben der ein-zuleitenden Quer- und Normalkraft musste hier zusätzlich das Versatzmoment aufgenommen werden, das aufgrund der exzentrischen Lage des Schwerpunktes des Stabdübelanschlusses entsteht.

In der Mitte der Fassade auf der Treppenhauseseite wurde ein Knotendetail erforderlich, das zusätzlich zum Anschluss von zwei Riegeln und zwei Stützen noch den Anschluss des Stahlbetonunterzugs in der Mittelachse ermöglicht. Kernstück dieser Knotenverbindung ist ein „Stahl-Würfel“. Oben und unten wurden die Stützen, seitlich die Riegel angeschlossen. Die Verbindung mit dem Stahlbetonunterzug wurde hergestellt,



Bild 4. Verbindung Stütze – Riegel

indem der Würfel zusammen mit dem Unterzug ausbetoniert wurde, wodurch eine Konsole am Ende des Stahlbetonriegels entstand.

Zusammenwirken des Holz-Skeletts mit den Deckenscheiben und der Brandwand

Die an das Nachbarhaus angrenzende Wand und die Installationsschächte mussten aufgrund der Brandschutzaufgaben in Beton ausgeführt werden. Für die Anschlüsse der Riegel an die Brandwand und die aussteifenden Wandscheiben im Erdgeschoss und 1. Obergeschoss wurden Knotendetails mit angeschweißten Bewehrungsstäben entwickelt, welche die Einleitung der Schnittgrößen aus den Riegeln in die Stahlbetonwand übernehmen. Da die Deckenscheiben und die Brandwand zur Aussteifung des Gebäudes erforderlich waren, mussten auch hier kraftschlüssige Verbindungen entstehen.

Holz-Beton-Verbunddecken

Holz-Beton-Verbunddecken (HBV-Decken) zählen im Holzbau inzwischen schon zu den üblichen Bauweisen. Diese Bauweise, bei der die Materialien Holz und Beton vorwiegend materialgerecht beansprucht werden (Holz auf Zug, Beton auf Druck) hat sich in konstruktiver und bauphysikalischer Hinsicht bewährt.

Holz-Beton-Verbunddecken werden üblicherweise auf dem Holz der Riegel der Fassade aufgelagert. Bei diesem Bauvorhaben zeigte sich, dass die Auflagerung auf Holz die gestalterische Freiheit der Fassade erheblich beeinträchtigen würde. Außerdem würden die zur



Bild 5. Eckdetail

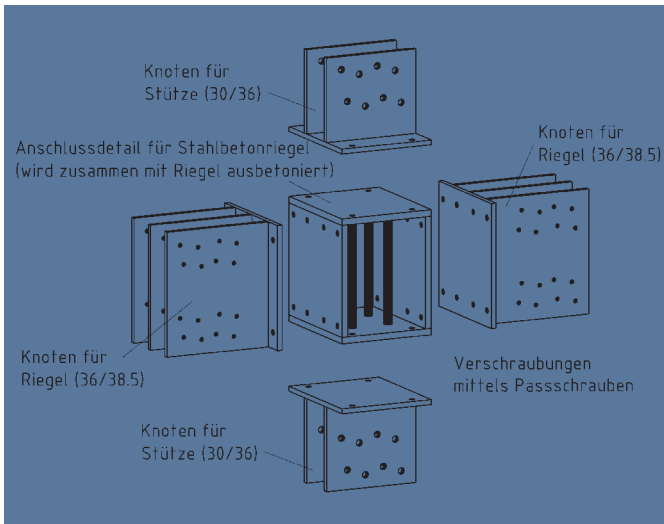


Bild 6. „Stahlwürfel“ aus Knotenverbindung



Bild 7. Bauteilversuche

Auflagerung der Decke erforderlichen Riegel über den Fenstern störend hoch wirken. Deshalb wurde eine „Auflagerung auf Beton“ ausgeführt, denn durch sie konnte der Sturz über den Fenstern von 28 auf 12 cm Höhe reduziert werden. Die „Auflagerung auf Beton“ wurde so konzipiert, dass lediglich Standardbauteile benötigt wurden. Die Lasteinleitung der Schrauben in die Betondecke wird durch Flachstäbe sichergestellt, die auf der Betonplatte aufliegen und die Einzellasten aus den Schrauben verteilen. Die 10 cm dicke Betonplatte wird im Bereich der Auflagerung mit üblichem Betonstahl als Konsole bewehrt. Zur zentrischen Lasteinleitung der Deckenlasten in die Riegel der Fassade wird ein T-Profil in der Mitte der Riegel eingelassen.

Schubverbindung zwischen Holz und Beton

Aus Kostengründen wurden als Verbundmittel in das Holz eingeprägte Kerben gewählt. Es wurde hierzu eine Zustimmung im Einzelfall beantragt, da der Tragwerksplaner und der Prüferingenieur der Ansicht waren, dass es sich um eine nicht geregelte Bauweise handelt. Die oberste Baubehörde in Berlin entschied jedoch, dass die Decke mit den einschlägigen Normen beurteilt werden kann und befand eine Zustimmung im Einzelfall daher als nicht erforderlich.

Bauteilversuche

Zur Absicherung der statischen Berechnung und zur Überprüfung der Bauaus-

führung wurden Bauteilversuche im Originalmaßstab durchgeführt.

Bei dem ersten Bauteilversuch wurde die Traglast von zwei 1 m breiten Deckenstreifen untersucht. Die Deckensteifen wurden bis zum Bruch belastet. Rechnerisch wurde ein Abscheren der HBV-Decke am Mittelunterzug erwartet; der Bruch trat aber an der Außenseite ein. Bild 7 zeigt den Bruch der Betonkonsole. Es konnte mittels dieser beiden Prüfkörper eine ausreichende Standsicherheit nachgewiesen werden.

Der zweite Bauteilversuch wurde durchgeführt, um die Spannungsspitzen, die in der Betonkonsole neben den Stützen entstehen, realitätsnah prüfen zu können. Hierzu wurde nach Fertigstellung des Rohbaus ein Belastungstest durchgeführt. In einem Teilbereich einer Decke wurde eine Wasserlast aufgebracht, die der rechnerisch anzusetzenden Last inklusive Teilsicherheitsbeiwerte entsprach. Während und nach dem Versuch konnten keine ungewöhnlichen Verformungen und Rissbildungen beobachtet werden.

Bauausführung

Die Holzkonstruktion wurde komplett vorgefertigt, so dass auf der Baustelle die einzelnen Holzbauteile nur noch verschraubt werden mussten. Der Rohbau des Wohnhauses konnte dank der gewählten Knotenverbindungen und der guten Arbeitsvorbereitung in nur acht Wochen (ohne Gründung) erstellt werden. Es gelang, die verschiedenen Gewerke gut aufeinander abzustimmen,

so dass wöchentlich eine komplette Etage entstand. Als Problempunkte erwiesen sich die Anschlüsse der Holzbauteile an die Stahlbetonbauteile und die Ausführung der Holzbetonverbunddecke.

Besondere Ingenieurleistung

Ein siebengeschossiges Wohnhaus mit einer Höhe von 22,5 m wurde in Holzbauweise in Berlin errichtet. Für dieses Projekt mussten zahlreiche innovative Lösungen gefunden werden, wie etwa die Holz-Skelett-Bauweise, die ein Novum ist. Zur Verbindung der Stützen mit den Riegeln mussten spezielle Knoten entwickelt werden, die ein hohes Maß an Vorfertigung erlauben. Auch die Auflagerung der Holz-Beton-Verbunddecken auf „Beton“, wodurch Bauhöhe gespart werden kann, und die Ausgliederung des Treppenhauses aus dem Wohngebäude, was maßgeblich zur Lösung der Brandschutzproblematik beigetragen hat, sind als besonders innovativ zu bezeichnen.

Das Projekt hat bewiesen, dass es möglich ist, architektonisch anspruchsvolle Gebäude in Holzbauweise auch in der Gebäudeklasse 5 zu verwirklichen.

Die Baukosten liegen nicht über denen eines vergleichbaren Gebäudes in konventioneller Bauweise.

(Bilder 1,2,3,4: Kaden Klingbeil/
Fotograf: Bernd Borchardt,

Bilder 5,6: Tobias Linse,

Bild 7: Dipl.-Ing. Michael Merk, TU München, MPA-BAU, Prüfstelle Holzbau)



WEITERE EINREICHUNGEN

Membran-Tribünendach für den TSV Gersthoven



Einreichende Firma/ Tragwerksplanung:

K.TA Architekten und Ingenieure,
Radolfzell

Bauherr:

Stadt Gersthoven/TSV Gersthoven

Bauausführung:

CenoTec GmbH, Greven

Architekt:

Michael Kiefer, Radolfzell

Aufgabenstellung

Die Zuschauertribüne für die neue Sportarena des TSV Gersthofen war zunächst ohne konkretes Überdachungskonzept der kompletten Sportarena von der Stadt Gersthofen in Zusammenarbeit mit dem TSV und Landschaftsplanern geplant worden.

Der Wunsch nach einer textilen Überdachung, die „pfiffig“, hoch funk-

tional und dem Ort angemessen ist, war vorhanden.

Beschreibung der Konstruktion

Der Tribünenbaukörper, ein Gebäuderiegel mit einer ca. 4,50 m breiten Terrasse mit angedockten Sitzstufen, hat eine Gesamtlänge von 54 m und eine Gesamtbreite von ca. 12 m. Überzeugt hatte der Vorschlag, dass das textile

Dach als gespanntes Flächentragwerk ein Teil eines Gesamttragwerks wird und der Tribünenbaukörper als Auflager der Stahlkonstruktion dient.

In Längsrichtung sind vier filigrane bis ca. 13 m hohe Masten im Abstand von 18 m platziert, diese sind mittels Seilen in Längsrichtung in den Baugrund abgepannt und übernehmen im Zusammenspiel mit dem textilen Flächentragwerk die Aussteifung des Gesamtsystems in Längsrichtung. Auf V-Stützen gelagerte Fachwerkträger, deren Obergurt gebogen und deren Auskragung sich in der Ansicht verzweigt, bilden mittels biegesteifem Anschluss an die V-Stützen und im Zusammenwirken mit den Pendelstützen die Aussteifung in Querrichtung. Masten, V-Stützen und Pendelstützen sind gelenkig auf dem Tribünenkörper gelagert.

Das Gesamtsystem wird durch die Vorspannung zwischen den Tragseilen und den konischen Dachflächenformen aussteift – ein komplexes dreidimensionales System, welches nur durch den Einsatz von FE-Programmen zuverlässig berechnet werden konnte.

Eine Besonderheit stellen die seitlichen Endfelder dar. Sie kragen über den Tribünenrand aus und werden gehalten durch Seile, die vom Mastkopf an die Strebenköpfe führen und von dort an die Einzelfundamente gespannt werden.



Vier Masten übernehmen mit dem textilen Flachtragwerk die Aussteifung in Längsrichtung



Die seitlichen Endfelder werden durch Seile gehalten, die vom Mastkopf an die Strebenköpfe führen und von dort an Einzelfundamenten gespannt werden

Das Dach besteht aus einem PTFE-beschichtetem Glasfasergewebe. Die Transluzenz liegt bei ca. 12 %. Die PTFE-Beschichtung sorgt für eine schmutzabweisende, bei Regen selbstreinigende Oberfläche. Die Seile bestehen aus zugelassenen Spiralseilen, die mittels einer Galfan-Beschichtung korrosionsgeschützt sind. Die Stahlkonstruktion besteht im wesentlichen aus Stahl der Güte S355.

Besondere Ingenieurleistung

Die besondere Ingenieur- und Entwurfsleistung bestand darin, die Fähigkeiten des textilen Flächentragwerks auszu-schöpfen und die für die Lastabtragung notwendige antiklastische Form (gegen-sinnig gekrümmte Flächen) in einen überzeugenden Entwurf einzubinden.



78. Jahrgang 2009
12 Ausgaben im Jahr

Redaktion:
Dr.-Ing. Karl-Eugen Kurrer
Erscheint in deutsch
ISSN 0038-9145



2. Jahrgang 2009
4 Ausgaben im Jahr

Redaktion:
Dr.-Ing. Karl-Eugen Kurrer
Erscheint in englisch
ISSN 1867-0520



Stahlbau bündelt alles Wissenswerte über Stahl-, Verbund- und Leichtmetallkonstruktionen im Bauwesen. Seit 1928 berichtet die Zeitschrift mit praxisorientierten Beiträgen über sämtliche Themen des Stahlbaus.

Stahlbau ist ab Jahrgang 2007 beim „Institute for Scientific Information“ (ISI) von Thomson Scientific als „peer-reviewed journal“ akkreditiert.

Die Zeitschriften *Stahlbau* und *Steel Construction - Design and Research* sind Spiegel der weltweiten Entwicklung und des Wissensstandes im konstruktiven Stahlbau.

In beiden Fachzeitschriften sind die publizierten Fachaufsätze Erstveröffentlichungen.

Stahlbau und *Steel Construction* ergänzen sich inhaltlich und führen auf nationaler und internationaler Ebene die Community des Stahlbaus aus Wissenschaft und Praxis zusammen.

Steel Construction - Design and Research vereint den ganzheitlich orientierten Stahlbau, der sich im Interesse des ressourcenschonenden Bauens mit anderen Bauarten wie dem Beton-, Glas-, Seil- und Membranbau zum systemintegrierten Stahlbau verbindet.

Ein international besetzter Beirat steht für eine interessante Thementauswahl und gewährleistet die hohe Qualität der Beiträge.

www.ernst-und-sohn.de/zeitschriften

Wilhelm Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG
Rotherstr. 21, 10245 Berlin; Tel. +49(0)30 47031-200, Fax -270; info@ernst-und-sohn.de

Ernst & Sohn
A Wiley Company



WEITERE EINREICHUNGEN

Fußgängerbrücke im Bürgerpark Schozachaue, Abstatt



Einreichende Firma/Tragwerksplanung:

K.TA Architekten und Ingenieure, Radolfzell

Bauherr:

Gemeinde Abstatt

Bauausführung:

Müller Offenburger GmbH & Co. KG, Offenburg

Architekt:

Michael Kiefer, Radolfzell

Aufgabenstellung

Für den Bürgerpark Abstatt wurden zwei Fußgängerbrücken geplant. Eine davon hat durch ihre Lage und die Spannweite eine besondere Bedeutung.

Beschreibung der Konstruktion

Die Brücke spannt über 15 m. Die seitlichen Fachwerkträger bilden die

Hauptträger, eine Reihe von HEA-Profilen die Nebenträger. Auf deren unteren Flansch wurden Trapezbleche befestigt. Eine bewehrte Betonfläche bildet im Verbund mit den HEA-Profilen die Lauffläche.

Die Lauffläche ist leicht tailliert und in der Ansicht gebogen. Der Untergurt der seitlichen Fachwerkträger bildet einen zweifach gekrümmten Bogen. Der Obergurt ist einfach gekrümmt und

folgt dem Kräfteverlauf. Er krägt über sein eigentliches statisches Auflager aus, um die Brücke optisch zu verlängern, wodurch diese schlanker wirkt. Im Brückenvorbereich dient er als Absturzsicherung.

Das Geländer folgt höhenversetzt dem Biegeradius des Untergurts. Damit entsteht eine schöne Linienführung im Zusammenspiel mit dem Obergurt.

Zur Steigerung der Transparenz besteht die Geländerfüllung aus Gittergewebe, welches materialgerecht zwischen Untergurt und Obergurt eine leicht negativ gekrümmte Fläche bildet. Der Abstand zwischen Geländer und Obergurt wurde mittels Seilen soweit ergänzt, dass ein Unterklettern nicht möglich ist.

Um das Geländerprofil so filigran wie möglich auszubilden, wurde die Beleuchtung der Lauffläche in den Bodenaufbau integriert.

Besondere Ingenieurleistung

Die Herausforderung bei der Planung der Fußgängerbrücke war es, den Brückenaufbau zu minimieren und ein filigranes Tragwerk zu schaffen, das mit der Textilen Architektur eine Einheit bildet. Durch eine präzise Planung entstand eine leichte und transparente Fußgängerbrücke, die sich sehr gut in den Bürgerpark Schozachaue einfügt.





WEITERE EINREICHUNGEN

Membrandach-Konstruktion im Bürgerpark Schozachaue, Abstatt



Einreichende Firma/Tragwerksplanung:

K.TA Architekten und Ingenieure,
Radolfzell

Bauherr:

Gemeinde Abstatt

Bauausführung:

Metallbau Metzger, Bruchsal

Architekt:

Michael Kiefer, Radolfzell

Aufgabenstellung

Für den neuen Bürgerpark in Abstatt gab es zunächst nur die Planung des Parks ohne Hochbauten. Seitens des Landschaftsplaners sowie der Gemeinde bestand aber der Wunsch, bestimmte Bereiche zu betonen, Räume zu bilden und Schutz vor Regen zu schaffen.

Die zentral gelegene halbkreisförmige Bühne wird von einem Tribünenbereich umgeben. Ein Wasserbecken trennt diese Bereiche. Hinter der Bühne schlängelt sich ein Bach, der beidseitig von Baumreihen gesäumt wird. Der Park ist insgesamt flach.

Als zentrales Element wurde eine konische, sich nach oben verjüngende Form gewählt, die beidseitig von einer sich konisch nach unten verjüngenden Form flankiert wird.

Hieraus entsteht ein sich rundum zum Park hin öffnender Raum, der im Mittelpunkt der Bühne einen geschützten, nach innen gerichteten Bereich beinhaltet.

Beschreibung der Konstruktion

Das Tragwerk besteht aus zwei kräftigen eingespannten Stützen. An bzw. auf dessen oberen Ende sind horizontale Streben sowie je ein weiterer schlanker Mast gelenkig befestigt. Während die Eckpunkte des textilen Flächentragwerks durch die Streben ge-

halten werden, wird der mittig platzierte Hochpunkt über Seile mit den zwei schlanken Masten verspannt. Um diese Maste im Gleichgewicht zu halten, führen Seile, umgelenkt über die Streben, vertikal in den Grund. Zum Tribünenbereich bleibt der Raum frei von konstruktiven Elementen.

Das Gegenstück zur Bühnenüberdachung bildet die Überdachung der Tribüne.

Um größtmögliche Freiheit für Bewegungsabläufe und Möblierung zu lassen, bilden sechs eingespannte schlanke Stützen die Basis für einen im Grundriss

halbkreisförmigen Dreigurtfachwerkträger. An diesen sind auskragende Streben gelenkig angeschlossen.

Tropfenförmige Hochpunkte, die über Streben und Zugelement am Fachwerkträger befestigt sind, bilden die Grundlage für die sich nach oben konisch verjüngenden Formen, die additiv aneinandergereiht sind. Die Endfelder erhalten eine besondere Ausformung, da dort die Horizontalkräfte aus dem textilen Flächentragwerk sinnvoll kurz geschlossen werden.

Das textile Material besteht aus hochzugfestem PES-Gewebe. Für die





Eingespannte Stürze der Bühnenüberdachung

Witterungsbeständigkeit sorgt eine hochwertige PVDF-Beschichtung. Die Seile sind zugelassene Galfan-beschichtete Spiralseile. Die Stahlkonstruktion ist aus S 355. Der Korrosionsschutz besteht aus einer hochwertigen Duplexbeschichtung, das heißt feuerverzinkt, grundiert und farbbeschichtet.

Besondere Ingenieurleistung

Die Montage des Tragwerks war komplex, da alle Zugglieder, also Seile und Membranen, die richtige Vorspannung erreichen müssen. Die Reihenfolge der Montagevorgänge und die Aufbringung der Vorspannung waren präzise zu planen. Nur so konnte die vorgegebene Geometrie erreicht werden.



Michael Seidel
Textile Hüllen – Bauen mit biegeweichen Tragelementen
 Materialien, Konstruktion und Montage
 2008. 234 S. 364 Abb. Gb.
 € 79,- / sFr 126,-
 ISBN: 978-3-433-01865-1

Das Buch zum Bauen mit Membranen

Textile Hüllen sind Ausdruck einer intensiven Auseinandersetzung von Planern mit dem Thema Haut in der Architektur. Fortschritte in der Entwurfsmethodik, Werkstofftechnik, Bauteilentwicklung und Montageplanung im Technologiefeld Hoch-Leichtbau ermöglichen zunehmend anspruchsvollere Anwendungen von Textilen Hüllen mit raumbildender und tragender Funktion, insbesondere bei der Überdachung großer, stützenfreier Räume.

Die Besonderheiten des mechanischen Verhaltens der beim Bau von Textilen Hüllen verwendeten Werkstoffe werfen allerdings zwingend die Frage nach der „Baubarkeit“ auf. Im vorliegenden Buch wird daher der grundsätzliche Einfluss von Fragen der Materialherstellung und Montage auf die Festlegung des bestgeeigneten Bau- oder Tragwerkstypus und dessen Detaillierung im Entwurfs- und Planungsprozess besprochen.

Die Grundlagen über den stofflichen Aufbau, den Fertigungsprozess, die Zugschnittsermittlung und das Materialverhalten von biegeweichen Tragelementen werden ebenso erläutert wie deren Funktion als Trag- und Verbindungselement. Ausführlich behandelt wird die Montage von Weitgespannten Flächentragwerken. Dazu werden die Montagemittel, die Hebe- und Spannprozesse und die Montageverfahren zur Errichtung charakteristischer Strukturformen beschrieben und anhand ausgewählter Projekte dokumentiert.

* Der €-Preis gilt ausschließlich für Deutschland.
 Irrtum und Änderung vorbehalten.
 007717116_my

Ernst & Sohn
 A Wiley Company
www.ernst-und-sohn.de

Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG
 Für Bestellungen und Kundenservice: Verlag Wiley-VCH, Boschstraße 12, D-69469 Weinheim
 Tel.: +49(0)6201 606-400, Fax: +49(0)6201 606-184, E-Mail: service@wiley-vch.de



WEITERE EINREICHUNGEN

Drachenbrücke, Recklinghausen



Einreichende Firma/Tragwerksplanung:

Ingenieurbüro Prof. Dr.-Ing. Ralf Wörzberger, Rösrath

Bauherr:

RVR-Regionalverband Ruhr, Essen

Bauausführung:

Stahlbau: Fa. Rippe, Inhaber H. Holz, Syke

Massivbau: Fa. Tillman/Büchte, Recklinghausen

Architekt:

Prof. Dr.-Ing. Ralf Wörzberger, Rösrath

Aufgabenstellung

Eine Skulptur, die gleichzeitig als Brücke genutzt werden soll, stellt sich als Bauaufgabe nicht alle Tage. Für den Entwurf ist es wichtig, den besonderen städtebaulichen Raum zu kennen. In diesem Fall führt der Weg aus dem Stadtteilpark Recklinghausen durch ein kleines Wäldchen über die Cranger Straße zur Halde Hoheward, die aus dem Steinkohleabbau im Ruhrgebiet entstanden ist. Mit Schütthöhen bis zu 100 m über dem ursprünglichen Terrain wird der künstliche Berg renaturiert, mit Wanderwegen, Aufenthaltsorten und einem Horizontobservatorium auf dem Haldenplateau versehen und der Bevölkerung als Erholungsgebiet mit neuer Qualität zur Verfügung gestellt.

Beschreibung der Konstruktion

Die nahe liegende Konstruktionslösung war ein einfacher Brückenteg. Angereichert durch einige wenige Elemente: überlange Geländerpfosten, Drachenhals und -kopf, entsteht das abstrakte Bild eines Fabelwesens. Auf diese Weise soll das Interesse für einen Besuch auf der Halde mit den dortigen, vielfältigen astronomischen Einrichtungen geweckt werden.

Die Logik der Form unterstützt die Absicht, Konstruktionen filigran erscheinen zu lassen. Wie in der Natur wird

auch hier die Kombination aus Knochen (Druck- und Biegestäbe) und Sehnen und Muskeln (Zugglieder) benutzt.

Die 165 m lange Brücke mit einer Laufbahnbreite von 3,50 m hat folgendes Tragprinzip:

- Tragkraftsteigerung durch statisch wirksamen Schubverbund zwischen Fahrbahnplatte und Tragrohr über „Rautengitter“
- Aufnahme und Weiterleitung der Torsionseinwirkungen (MT) infolge einseitiger Belastungen (F) über das Tragrohr zu den einzelnen Stützungen
- Deckblech ($t = 15 \text{ mm}$) mit Längsrippen aus Flachstahl zur Beul- und Biege-Aussteifung der Fahrbahnplatte

Bauwerksschwingungen

Von außen unsichtbar wurde ein Schwingungsdämpfer im Drachenhalsrohr am Drachenkopf installiert, um windinduzierte Schwingungen – insbesondere Resonanzen – zu vermeiden. Als eine weitere vorbeugende Maßnahme wurden an einigen der herausragenden Geländerrücken kleine, zylinderförmige Schwingungsdämpfer angebracht. Auf diese Weise soll einem denkbaren Lastfall „Vandalismus“ vorsorglich entgegengewirkt werden.

Besondere Ingenieurleistung

Eine Brücke als Skulptur oder eine Skulptur als Brücke – das man das nicht



180°-Verdrehung des Drachenhalses – eine Herausforderung für den Stahlbau

zu entscheiden vermag, spricht für den guten Entwurf und eine geschickte Planung. Werkstattfertigung, Transport und Montage sind schwere handwerkliche Tätigkeiten und konnten nur durch das Geschick und den hohen körperlichen Einsatz der ausführenden Firma Rippe gemeistert werden. Es entstand ein ungewöhnlicher Stahlbau mit relativ geringen Gesamtbaukosten von 1,5 Mio. Euro.



Rügenbrücke, Stralsund



Aufgabenstellung

Die Rügenbrücke im Zuge der 2. Strelasundquerung verbindet mit einer Gesamtlänge von 2830 m das Festland mit der Insel Rügen. Maßgebend für den Bauwerksentwurf war die Forderung nach einer 42 m hohen und 200 m weiten Schifffahrtsöffnung im Ziegelgraben. Wegen der Sichtbeziehung zum Weltkulturerbe Altstadt Stralsund war eine stadtbildverträgliche Gestaltung des Bauwerks zu entwickeln. Darüber hinaus waren Konstruktionen und Bauverfahren zu wählen, die das empfindliche Ökosystem der Boddengewässer nicht beeinträchtigen.

Beschreibung der Konstruktion

Der neue Brückenzug setzt sich aus verschiedenen Teilbauwerken zusammen, wobei die Fahrbahn dreistreifig und durchgängig 11,5 m breit ist.

1 Vorlandbrücke Stralsund (Spannbetonplattenbalken über 10 Felder, Gesamtlänge 327,5 m)

Das Bauwerk hat Einzelstützweiten von 28,0–30,5–7 × 33,5–32,5 m. Der Überbau als zweistegiger Plattenbalken aus

Spannbeton mit einer Bauhöhe von 1,80 m lagert auf Einzelstützen, die über gemeinsame Pfahlkopfplatten auf Ort betonrammpfählen tief gegründet sind.

2 Vorlandbrücke Stralsund (Verbundhohlkasten über 6 Felder, Gesamtlänge 317,0 m)

Der Überbau ist als einzelliger Stahlverbundhohlkasten mit Einzelstützweiten von 48,0–49,0–72,0–2 × 49,0–48,0 m ausgebildet. Besonderes Merkmal dieses Bauwerks sind die beidseits der Hauptöffnung angeordneten V-förmigen Streben aus Stahl, die biegesteif mit dem Verbundüberbau und dem Pfeilerschaft aus Stahlbeton verbunden sind. Ihr Anschluss an die Stahlbetonstütze erfolgt über eine etwa 2 m lange Verbundzone, in der die Kräfte über Kopfbolzen auf den Stahlbeton übertragen werden. Diese Y-förmige Pfeileraufweitung erlaubt eine konstante Überbauhöhe und bildet architektonisch wie ingenieurtechnisch einen prägenden Gleichklang zum Pylon, da gleichartige Strukturen verwendet werden, wie in der Aufhängung der benachbarten Ziegelgrabenbrücke. Allerdings stellte der Knotenpunkt selbst wegen seiner komplizierten

Bauherr:

Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS), Bonn

Auftragsverwaltung:

Landesamt für Straßenbau und Verkehr Mecklenburg-Vorpommern, Rostock

Entwurfsaufsteller:

DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und Bau GmbH, Berlin

Entwurfsbearbeiter:

Schübler-Plan Berlin, Berlin

Gestalterische Beratung:

Architekturbüro A. Keipke, Rostock

Bauoberleitung, -überwachung, Messtechnik:

Ingenieurgesellschaft EHS-VCE, Schwerin
Max Bögl Bauunternehmung GmbH Co. KG, Neumarkt

Ausführungsunterlagen:

Schmitt, Stumpf, Frühauf und Partner, München
Büchting + Streit, München

Prüfingenieure:

Dipl.-Ing. Otte, Neustrelitz
Prof. Dr.-Ing. Kuhlmann, Ostfildern
Dipl.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Saul, Stuttgart
Dipl.-Ing. Koldrack, Rostock

Baugrundgutachter:

Baugrund Stralsund, Stralsund



Vorlandbrücke: Die V-förmigen Streben aus Stahl sind biegesteif mit dem Verbundüberbau und dem Stahlbetonpfeiler verbunden



Geometrie und der konstruktiv schwierigen Kraftüberleitung die Ingenieure in Planung und Ausführung vor besondere Herausforderungen, um die organisch dem Kraftfluss folgende Form harmonisch und natürlich, ohne Steifen und sichtbare Verbindungsmittel zu realisieren.

Dies gelang nur mit Selbstverdichtendem Beton, für den eine spezielle Rezeptur entwickelt wurde. Das Material fungiert als Bindeglied zwischen Stahlstreben und Betonsockel.

Die weiteren Stützen sind aufgelöste Pfeiler, die durch die Pfahlkopfplatte und einen Kopriegel verbunden sind. Alle Pfeiler sind auf 1,50 m dicken Großbohrpfählen tief gegründet.

3 Ziegelgrabenbrücke (zweifeldrige Schrägseilbrücke mit 4 Randfeldern, Gesamtlänge 583,3 m)

Dieses bautechnisch anspruchsvolle und das Bild des Brückenzugs prägende Bauwerk besteht aus jeweils zwei Vorlandfeldern und den beiden Hauptöffnungen mit Stützweiten von 54,0–72,0–126,0–198,0–72,0–59,3 m. Der Überbauquerschnitt besteht aus einem dreizelligen Stahlhohlkasten mit konstanter Bauhöhe von 3,15 m. Die Fahrbahnplatte wurde als orthotrope Platte mit Längsrippen aus Trapezhohlsteifen konzipiert.

Im Abstand von 4,0 bis 4,4 m sind Querrahmen, über den Lagerachsen Querschotte angeordnet. Verstärkungen wurden nur an den Seilanschlüssen und über den Stützen erforderlich. Der Überbau lagert auf Kalottenlagern. Zur Vermeidung abhebender Lagerkräfte wurde im Seilverankerungsbereich des kleineren Hauptfeldes Ballastbeton ein-

gebaut. Der 128 m hohe Pylon ist zweigeteilt mit einem Oberteil aus Stahl und einem Sockel aus Stahlbeton.

Die Pfeiler der Ziegelgrabenbrücke sind ebenfalls aufgelöst. Gegründet ist das Bauwerk auf 1,50 m dicken Großbohrpfählen, die in der Pylonachse bis 40 m tief unter dem Meeresboden abgesetzt sind.

4 Vorlandbrücke Dänholm und Strelasund, Strelasundbrücke (Spannbetonhohlkästen über je 10 Felder, Gesamtlängen: 532,3 m–532,2 m–539,0 m)

Diese drei Bauwerke mit jeweils 10 Feldern von 52 m bis 54 m Stützweite besitzen einen Überbau als Spannbetonhohlkasten mit externer Vorspannung in Mischbauweise. Alle Pfeiler sind in Einzelstützen aufgelöst und auf 1,50 m dicken Großbohrpfählen tief gegründet.

Gestaltung

Für alle Teilbauwerke wurden gleichartige gestalterische Vorgaben aus den für die Schrägseilbrücke entwickelten Parametern abgeleitet, welche dem Brückenzug einen einheitlichen Charakter geben. Die parallelen Seile vermeiden optische Überschneidungen und wirken in Verbindung mit dem zweigeteilten Pylon und dem ebenso schlanken wie markanten Oberteil aus Stahl harmonisch und ruhig. Die Großstruktur wurde aufgelöst, der Eindruck von Massigkeit vermieden.

Besondere Ingenieurleistung

Neben der ganzheitlichen Gestaltung des vielfältigen Brückenzugs ist die Viel-



Ziegelgrabenbrücke: Die Fahrbahn wird zum Pylon harfenförmig mit jeweils zwei außenliegenden Seilebenen aus 8 parallelen Seilen abgespannt.

zahl der bautechnischen Innovationen hervorzuheben.

Aus der Forderung nach dickeren Seilen, im Hinblick auf den Vogelzug, entstand die Erstanwendung von Litzenbündeln im deutschen Großbrückenbau. Die Litzenbündel wurden mit einem 4-fachen Korrosionsschutz versehen und durch Dämpfer ermüdungsfest und somit dauerhaft ausgebildet. Bei Bedarf können einzelne Litzen ausgetauscht bzw. nachgerüstet werden.

Als Ergebnis baubegleitender Schwingungs- und Windmessungen konnte die Anordnung von Schwingungsdämpfern auf die jeweils beiden längsten Seile beschränkt und ihre Ausbildung so optimiert werden, dass das Bild der Seilabspannung nicht gestört wird.

Für die Seile wurden neuartige Prüfverfahren am Bauwerk erprobt und ihre Anwendung in einem eigens erstellten Wartungshandbuch beschrieben.

In intensivem Dialog mit den Bauherren planen und entwickeln wir moderne Bauwerke von höchster Qualität



2. Strelasundquerung

BÜCHTING + STREIT
B+S Beratende Ingenieure VBI

SSF Ingenieure

Ingenieurgemeinschaft Ausführungsplanung

BÜCHTING+STREIT GMBH
B + S Beratende Ingenieure VBI

www.buechting-streit.de

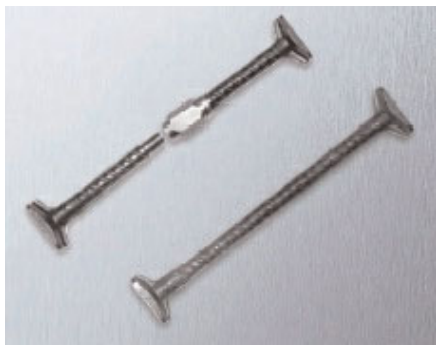
SSF Ingenieure GmbH
Beratende Ingenieure im Bauwesen
München · Berlin · Halle

www.ssf-ing.de



WEITERE EINREICHUNGEN

Produkt Halfen HSC Stud Connector



Aufgabenstellung

Konsolen werden monolithisch an einer Stütze oder Wand hergestellt, was eine aufwendige Schalung und Bewehrungsführung erforderlich macht. Aufgrund kurzer Verankerungslängen, beziehungsweise eines hohen Aufwands beim Abbiegen und Verlegen der Bewehrung sind Konsolen eher unwirtschaftliche Konstruktionen. Außerdem gab es keine klare Regelung zur Bemessung und konstruktiven Durchbildung von Konsolen.

Aus diesem Grund wurde der Halfen HSC Stud Connector entwickelt.

Beschreibung der Konstruktion

Der Halfen HSC Stud Connector ist eine bauaufsichtlich zugelassene Bewehrung, welche speziell für die wirtschaftliche Aufnahme der Zugkräfte in Konsolen und Rahmenknoten entwickelt wurde.

Der aufgeschmiedete Ankerkopf gewährleistet eine 100%ige Verankerung. Durch die vereinfachte Schalung kommt es zu einer Beschleunigung des Bauablaufs. Das Produkt bietet Lösungen

Einreichende Firma:
Halfen GmbH, Langenfeld

für monolithische und nachträglich betonierte Konsolen – es ist ein komplettes System für alle Anwendungsfälle.

Der Lastabtrag erfolgt über die Ankerkopfpresung, die Übertragung von Zug- und Druckkräften durch die voll ansetzbare Verankerung ist gewährleistet.

Der Anker ist auch für nicht vorwiegend ruhende Lasten geeignet. Er ist horizontal und vertikal einsetzbar, daher

ist eine optimale Ausnutzung der Platzverhältnisse in der Konsole möglich.

Besondere Ingenieurleistung

Der Halfen HSC Stud Connector führt zu Kostenreduzierung und Materialersparnis. Ein geringerer Schalungs- und Bewehrungsaufwand spart Zeit und ermöglicht damit einen schnellen Baufortschritt. Der reduzierte Bemessungsaufwand führt zu Planungssicherheit.

Das Produkt ist praxiserprobt, international anerkannt und eingesetzt, sowohl in Fertigteil- als auch in Ortbetonbauweise.



Konsolenbewehrung



WEITERE EINREICHUNGEN

Neubau der Saaletalbrücke Jena-Göschwitz

**Einreichende Firma/Tragwerksplanung:**

Ingenieurbüro Kleb GmbH, Erfurt

Bauherr:

Freistaat Thüringen, Thüringer Landesamt für Bau und Verkehr

Bauausführung:

Gerdum und Breuer, Kassel

Architekt:

Heinz Hömmerich, Weimar

Aufgabenstellung

Die Saaletalbrücke in Jena-Göschwitz führt die beiden Richtungsfahrbahnen der BAB A 4 über das weite Saaletal bei Jena. Unter der alten Brücke befinden sich die Bundesstraße B 88, die Saalebahn, die Flüsse Saale und Roda, mehrere Feldwege und die Holzlandbahn.

Im Rahmen der Verkehrsprojekte Deutsche Einheit, die unter anderem den 6-streifigen Ausbau der BAB A 4 von Eisenach bis Dresden vorsehen, musste das vorhandene Bauwerk zur Aufnahme der Richtungsfahrbahn Dresden-Eisenach mit 4 Fahrspuren ertüchtigt werden. Parallel zum vorhandenen Bauwerk wurde mit einem lichten Abstand von 5 m südlich ein zusätzliches Bauwerk zur Aufnahme der Richtungsfahrbahn Eisenach-Dresden erforderlich.

Beschreibung der Konstruktion

Die alte Saaletalbrücke

Die alte Saaletalbrücke überspannt mit 17 proportional zur Talhöhe ansteigenden Steinbögen das eher flache, weite Saaletal. Der größte Bogen erreicht eine lichte Öffnungsweite von 31,43 m und eine lichte Höhe von ca. 19,75 m. Die sichtbaren Bögen bestehen aus Muschelkalk, während die im Inneren befindlichen Spargewölbe aus Klinkermauerwerk hergestellt wurden. Jeder behauene Stein besitzt eine eigene

Nummer, die ihm seinen Platz zuweist. Die Brückengesamtlänge beträgt 794,03 m bei einer Nutzbreite von 19,70 m.

Nach Fertigstellung der neuen Saaletalbrücke erfolgte eine Instandsetzung des alten Bauwerkes und der Umbau für eine Richtungsfahrbahn. Bei der Gewölbebrücke handelt es sich um ein in technischer und architektonischer Hinsicht außergewöhnliches Bauwerk, das deshalb unter Denkmalschutz steht.

Die neue Saaletalbrücke

Für den neuen Überbau wurde ein Regelquerschnitt RQ 35,5 unter Nutzung aller 4 Streifen als Fahrstreifen vorgesehen. Ein 1,50 m schlanker 2-stegiger Spannbeton-Plattenbalkenquerschnitt war im Taktchiebeprozess von West nach Ost über das Saaletal herzustellen.

Die Gesamtlänge zwischen den Endauflagern beträgt 723,66 m. Die Stützweiten wechseln ständig und erreichen maximal 28,85 m. Um die Unterscheiben nicht zu massiv wirken zu lassen, wurden große Überbaukragarme gewählt, die eine Quervorspannung erforderten. Infolge der Herstellungstechnologie besitzt der Überbau keine Stützenquerträger, so dass die Torsion über Fahrbahnplatte und Endquerträger begrenzt werden muss. Die torsionssteifen Hauptträger haben eine Breite von 2,90 m. Der Vorspannungsgrad ist aufgrund der Bauzustände relativ hoch (volle Vorspannung).

Lager und Übergangskonstruktionen
Der Überbau ist auf Verformungsgleitlagern gelagert, die besonderen Anforderungen genügen müssen, da durch die Verkehrsbelastung eine sehr hohe dynamische Beanspruchung entsteht. Zur Abtragung der Windlasten wurden querfeste Lager angeordnet. Etwa in Brückenmitte befindet sich der Festpunkt des Bauwerkes. Der Dehnweg der beidseitigen, mehrfaltigen, wasserdichten Übergangskonstruktionen beträgt jeweils 524 mm.

Pfeiler

Weit ausladende Stahlbetonpfeilerscheiben bilden den Hauptgestaltungsselement der neuen Saaletalbrücke. Jede Pfeilerscheibe hat in Anpassung an die alte Saaletalbrücke einen anderen Krümmungsradius. Die Scheibendicke beträgt in Anlehnung an den sichtbaren Bogenring der alten Brücke 1,50 m. Ein Pfeiler besteht aus 2 Scheiben, die am Kopf durch 2 Zugbänder (ursprünglich als vorgespanntes Betonfertigteile entworfen, als Sondervorschlag jedoch mit Stahlrohren ausgeführt) miteinander verbunden sind. Die Zugbänder befinden sich im nicht sichtbaren Bereich zwischen den Überbaubalken. Am Pfeilerfuß treffen die gekrümmten Scheiben aufeinander und werden durch einen muschelkalkverblendeten sichtbaren Betonsockel aufgenommen. Die maximale Pfeilerhöhe entsteht durch die maximale Ausladung der Pfeilerscheiben und be-



trägt 20 m. Die Pfeilerköpfe sind über fest installierte Leitern auf den Bogenrücken begehrbar. Raum für Pressenplätze befindet sich rechts und links des Lagersockels. Mit dieser Pfeilerform und durch die Anordnung von 2 Achsen auf jedem Pfeiler gelang es, die Stützweiten zu verkleinern und somit einen sehr schlanken Überbau, der möglichst wenig von der alten Brücke verdeckt, zu realisieren.

Widerlager
Beide Widerlagervorderkanten entsprechen der Bogenform der alten Saaletalbrücke mit einer Konstruktion als Ortbetonkastenwiderlager auf Flachgründung und Begehrbarkeit durch einen Wartungsgang. Die Flügel des Widerlagers erreichen eine Länge von 20,27 m, die zusätzlich durch ein Stahlbetonzugband gehalten werden. Im östlichen Widerlager-/ Flügelbereich befindet sich ein

Durchgang für Fußgänger und Radfahrer. Die Größe und Form dieses Durchgangs wurde wiederum durch die vorhandene Widerlageröffnung der alten Brücke bestimmt.

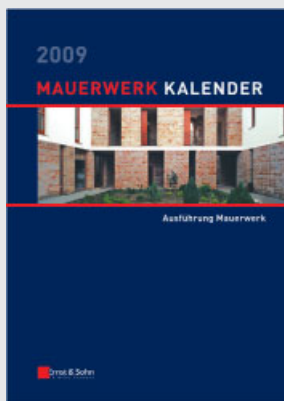
Gründung

Die großen Talpfeiler wurden mit Großbohrpfählen $d = 1,50 \text{ m}$ im tieferliegenden Sandstein gegründet. Für die kleinen Pfeiler auf der westlichen Hochebene reichte eine Flachgründung im hochliegenden Festgestein.

Besondere Ingenieurleistung

Als sehr gelungen ist das Nebeneinander der alten und der neuen Brücke anzusehen. Die Nachhaltigkeit ist durch ressourcenschonende Herstellung mit minimalem Materialverbrauch und relativ geringen Unterhaltungskosten gewährleistet.

Die Baukosten für das neue Brückenbauwerk belaufen sich auf 17,03 Mio. €. Durch die Materialwahl (Stahlbeton, Spannbeton), die schlanke Konstruktion und die einfache Zugänglichkeit aller Bauteile ergeben sich gegenüber anderen Bauweisen (Stahl, Stahlverbund) geringe Unterhaltungskosten.



Mauerwerk-Kalender 2009
Schwerpunkt:
Ausführung von Mauerwerk
2009. 872 S., 648 Abb.
200 Tab. Geb.
€ 135,- / sFr 213,-
Fortsetzungspreis:
€ 115,- / sFr 182,-
ISBN: 978-3-433-02908-4

Mauerwerk-Kalender 2009

Schwerpunkt: Ausführung von Mauerwerk

Der Vielseitigkeit von Mauerwerk als Tragstrukturelement, Wandbaustoff mit bauphysikalischen und ästhetischen Funktionen, als Träger von Innovationen in der Fertigteilbauweise und für energiesparendes Bauen wird das Werk im 34. Jahrgang mit einem ausgewogenen Verhältnis von aktuellen und überarbeiteten Beiträgen gerecht. Sämtliche zulassungsbedürftige Neuentwicklungen und die Baustoffeigenschaften aller Mauerwerkarten, Mauersteine und Mauermörtel werden mit der Aktualität eines Jahrbuches vorgestellt.

Unter dem Schwerpunktthema Ausführung behandelt der Mauerwerk-Kalender deren Grundsätze sowie insbesondere die Ausführung von Lehm-mauerwerk, von zweischaligem Mauerwerk und das Projektmanagement mit Ausschreibung und Kontrolle.

Die Beitragsreihe über Instandsetzung und Ertüchtigung wird mit Mauerwerkstrockenlegung und Kellersanierung und der Tragfähigkeitsermittlung von historischen Mauerwerkskonstruktionen fortgesetzt.

Die Kommentare zu E DIN 1053-1 und zum Eurocode 6 aus erster Hand geben Sicherheit in der Planung.

Jetzt auch mit
Fortsetzungspreis

* Der €-Preis gilt ausschließlich für Deutschland.
Irrtum und Änderung vorbehalten.
010518116_my

Ernst & Sohn
A Wiley Company
www.ernst-und-sohn.de

Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG
Für Bestellungen und Kundenservice: Verlag Wiley-VCH, Boschstraße 12, D-69469 Weinheim
Tel.: +49(0)6201 606-400, Fax: +49(0)6201 606-184, E-Mail: service@wiley-vch.de



WEITERE EINREICHUNGEN

Fußgängerbrücke über die Weiße Elster, Gera



Einreichende Firma/Tragwerksplanung:

Ingenieurbüro Kleb GmbH, Erfurt

Bauherr:

Geraer Verkehrsbetriebe GmbH, Gera

Bauausführung:

HOCHTIEF AG, Leipzig

Architekt:

Edgar Becker, Dieburg

Aufgabenstellung

Mit dem Stadtbahnausbau im Rahmen der BUGA 2007 in Gera konnte ein seit Jahrzehnten geplantes Projekt, die behindertengerechte Querung der Weißen Elster im Bereich des Stadtteils „Untermhaus“ für Fußgänger und Radfahrer, realisiert werden. Ziel war es, für die Anwohner des gesamten Wohngebiets Conradstraße den kürzesten Weg zur modernen Straßenbahnhaltestelle „Untermhaus“ zu führen.

Folgende Festlegungen aus dem Hochwasserschutz und aus Nutzungsanforderungen waren zwingend zu berücksichtigen:

- Die Strecke vom linksseitigen Flussufer bis östlich des Mühlgrabens sollte stützenfrei überspannt werden (ca. 120 m).
- Die Konstruktionsunterkante war auf mindestens 190,3 m ü. HN festzulegen.
- Das Lichtraumprofil im Bereich des überbauten privaten Grundstücks musste mindestens $H = 3,0$ m auf einer Länge von $L \sim 30,0$ m betragen.
- Die nutzbare lichte Breite sollte mindestens $B = 2,5$ m betragen.
- Die Brücke sollte behindertengerecht sein.

Beschreibung der Konstruktion

In Abwägung statisch-konstruktiver und ästhetischer Gesichtspunkte sowie unter Berücksichtigung der harmonischen landschaftlichen Einpassung des Bauwerks erwies sich eine Schrägseilbrücke gegenüber Bogen- und Hängeseilkonstruktionen als vorteilhafteste Lösung für diesen Standort.

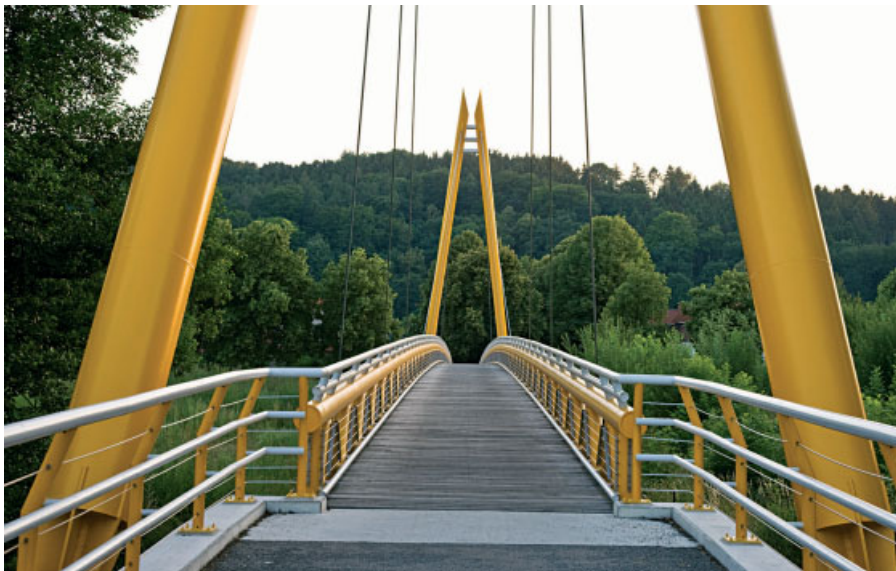
Die Schrägseilbrücke besteht aus den Pylonen, dem Seiltragwerk und dem Brückenträger.

Aufgrund der geforderten stützenfreien Überspannung wurde die Brücke als Zweipylonensystem geplant. Die zur Brückenmitte geneigten A-förmigen Pylone zeigen dem Betrachter ihre tragende Funktion. Der Pylonkopf wurde aus ästhetischen Gründen schräg angeschnitten. Zur Auflagerung des Brückenträgers wurde eine Quertraverse zwischen den Pylonstiele geschweißt. Die Auflagerung des Überbausträgers erfolgte durch eine stahlbaumartige Verbindung. Zum Fundament hin verjüngt sich der Pylondurchmesser, indem 6 radial angeordnete, trapezförmige Schwertbleche in das Kreishohlprofil der Pylonstiele eingesteckt werden. Somit ergab sich eine punktförmige, gelenkige

Lagerung, die den Einsatz von Kalottenlagern ermöglichte. Die Seilbefestigung am Pylonkopf erfolgt mittels Gabelköpfen an eingesteckten Knotenblechen.

Die Seilanordnung erfolgte in zwei geneigten Ebenen. Je Pylon wurden drei Seilpaare fächerförmig zur Abspannung des Brückenträgers vorgesehen, während ein Seilpaar die Rückverankerung des Tragsystems zur Landseite gewährleistet. Der Brückenträger besteht aus zwei außenliegenden Fachwerkträgern, die durch eine fachwerkartige Unterkonstruktion miteinander verbunden wurden. Diese Unterkonstruktion, die gleichzeitig als Windverband dient, besteht aus Querträgern und aus drucksteifen Diagonalen. Für den Überbausträger wurde eine Überhöhung in Brückenmitte von $L/600 = 13060/600 \sim 22$ cm gewählt. Der Überbausträger ist aus zwei pfostenlosen Strebenfachwerken hergestellt worden.

Die Fachwerkträger wurden aus Stahlrohren zusammengesetzt. Aufgrund des U-förmigen Brückenträgerquerschnitts konnte die Absturzsicherung auf die Befestigung eines Handlaufs am Fachwerkobergurt sowie auf die Anordnung von Drahtseilen als



Geländerfüllung reduziert werden. Der gewählte Fachwerkträger lässt den Überbau insgesamt leicht und transparent erscheinen. Eine einfache aber ausgewogene Beleuchtung rundet die Gestaltung des Bauwerks ab.

Wahl der Werkstoffe

Die Entscheidung für den Werkstoff Stahl für das Haupttragwerk wurde durch das gewählte statische System und die Konstruktion bestimmt. Die Unterbauten einschließlich Treppen und

Rampen sind (kostengünstig) in Beton ausgeführt. Die aufwendige Gründung mit Großbohrpfählen ($d = 1,20$, $l = 13,0$) ist den schwierigen Baugrundverhältnissen geschuldet. Der Holzbelag auf der Brücke wurde vom Bauherrn gewünscht.

Besondere Ingenieurleistung

Das Bauwerk fügt sich harmonisch in die bestehende Landschaft und Bebauung. Durch die Materialwahl (Stahl, Holz) ist eine hohe Umweltverträglichkeit und Nachhaltigkeit gewährleistet.

Die Baukosten für das Gesamtbauvorhaben, bestehend aus Brücke, Treppen, Rampen, Gehwegen und Platzgestaltung, betragen 1,5 Mio. Euro (davon 1,15 Mio. Euro für die Brücke). Gezeigt wird, dass preiswertes Bauen mit hohem gestalterischen Anspruch möglich ist. Durch die Konstruktionswahl, das statische System, aber vor allem die Materialwahl sind eher geringe Unterhaltungskosten zu erwarten.

UnternehmerBrief Bauwirtschaft

Die Zeitschrift zu den Themen Steuern, Recht und Unternehmensführung für alle am Bau Beteiligten

Im UnternehmerBrief Bauwirtschaft werden bereits im 32. Jahrgang monatlich aktuelle Urteile und Entscheidungen aus dem Bereich Baurecht zusammengefasst und kommentiert. Die hohe Qualität der Beiträge und die nötige Praxisnähe werden garantiert durch eine Reihe von Autoren, die ausgewiesene Experten in ihren Fachgebieten sind.

Neben der Print-Version stehen Abonnenten der Zeitschrift alle Artikel der Jahrgänge 2005 bis heute kostenlos im Ernst & Sohn Zeitschriftenartikel-Shop zur Verfügung.

Themenüberblick:

- Privates Baurecht inkl. VOB/B und Vergabewesen
- Steuerliche Gestaltung / Umsatzsteuer / Bilanz
- Personalentwicklung und Arbeitsrecht
- Bilanzierung
- Marketing in der Bauwirtschaft
- Unternehmensführung und Ideenmanagement

32. Jahrgang 2009.
Erscheint monatlich.

Redaktion:
RA Michael Sarry

12 Ausgaben/Jahr
€ 186,- / sFr 289,-



Probeheft unter: www.ernst-und-sohn.de/zeitschriften



WEITERE EINREICHUNGEN

Parkhaus Landesmesse, Stuttgart



Einreichende Firma/Tragwerksplanung:

Leonhardt, Andrä und Partner, Stuttgart

Bauherr:

Projektgesellschaft Neue Messe GmbH & Co.KG, Stuttgart

Bauausführung:

ARGE Parkhaus über die BAB A8 Landesmesse Stuttgart, Los 8 A-G
Wayss & Freytag Ingenieurbau AG, Niederlassung Stuttgart
Donges SteelTec GmbH, Darmstadt (damals noch Donges Stahlbau GmbH)
Baresel AG, Niederlassung Stuttgart

Architekt:

Wulf + ass. Architekten GmbH, Stuttgart

Aufgabenstellung

Die Aufgabe bestand in der Errichtung eines Parkhauses für 4000 Stellplätze. Die Besonderheit dabei war, dass die 6-streifige Autobahn A8 überbaut werden sollte. Es musste berücksichtigt werden, dass ein späterer 8-streifiger Autobahnausbau erfolgen wird.

Ebenso waren die zukünftigen ICE-Gleise für die geplante Neubaustrecke Stuttgart–Ulm in die Planung einzubeziehen. Die Herstellung des Bauwerks musste unter laufendem Verkehr auf der Autobahn erfolgen.

Beschreibung der Konstruktion

Bei der Konstruktion handelt es sich um ein räumliches Stahlfachwerk für zwei Parkhäuser („Parkhausfinger“) mit Gesamtlängen von 336 m bzw. 264 m. Pro Parkhausfinger gibt es 3 Fachwerkebenen, die mit jeweils 6 Parkdecks biegesteif zu einer räumlichen Rahmenkonstruktion verbunden sind.

Die Abtragung der Vertikallasten erfolgt nach dem Chassis-Prinzip über biegesteif angeschlossene Hauptstützen. Aufgrund der schiefwinkligen Kreuzung der Autobahn ergeben sich Hauptspannweiten von bis zu 91 m. Die Abtragung der Horizontallasten findet über die unterste Park- und Erschließungsebene (Autobahndeckel) entsprechend dem Aussteifungsprinzip im Brückenbau statt: ei-

nerseits längs beweglich, quer fest (Erschließungsspindeln als Torsionsröhren), andererseits mit Festpunkt am Widerlager. Man spricht hier von einer lagerlosen Bauweise. Über die gesamte Grundrissfläche wird auf Fugen verzichtet.

Werkstoffe

Die Materialwahl leitet sich direkt aus der integralen, lager- und fugenlosen Bauweise und den Anforderungen hinsichtlich Wirtschaftlichkeit, Materialeinsparung und Effizienz ab. Die Stahlskelettbauweise als modulares Tragwerkssystem ermöglicht einen hohen Grad an Vorfertigung, verbunden mit einem hohen Maß an Qualitätssicherung und einer extrem kurzen Bauzeit. Der Grundgedanke des aus dem Fahrzeug- und Hochregallager-

bau herrührenden Chassis-Prinzips gewährleistet ein Höchstmaß an Material- und damit auch Gewichtseinsparung.

Nur mit diesem Prinzip war die Herstellung des Bauwerks im Taktchiebverfahren über der Autobahn unter laufendem Verkehr möglich.

Die nachträgliche Ergänzung der Stahlkonstruktion durch die Betonfahrbahnplatte der Parkdecks zur Stahlverbundkonstruktion (Querrahmen und Fachwerkträger im Verbund) bringt weitere Vorteile hinsichtlich Wirtschaftlichkeit, Robustheit und Redundanz.

Gestaltung

Die tragende Entwurfsidee war die Orientierung der Neuen Messe in Ost-West-Richtung mit dem Parkhaus als



Alle Verbindungen biegesteif – keine Lager



östlichem Schlusspunkt dieser Achse. Die Überlagerung der klaren, rationalen Formensprache des Parkhauses und der Messehallen mit freien und beweglichen Linienführungen macht den Reiz der Gesamtanlage aus. Die geschwungene „grüne Welle“ des Parkhauses bildet sich als organisch geformte Linie in der Landschaft ab und lädt zum „Überqueren“ oder auch „Verweilen“ ein. Das Parkhaus führt als grüne Landschaftsbrücke die durch die Autobahn zerschnittene Filderlandschaft wieder zusammen. Die weitgespannte Konstruktion bleibt ohne Fassade – unverkleidet – und offenbart dadurch die Transparenz in der Formensprache der Architekten.

Folge- und Unterhaltungskosten

Durch die biegesteife, integrale Chassis-Bauweise und durch die bewusste Vermeidung anfälliger und wartungsintensiver Fugen- bzw. Lagerkonstruktionen wird ein Höchstmaß an Robustheit und Redundanz sichergestellt. Gegenüber anderen Bauweisen ergeben sich dadurch über die Lebenszeit des Bauwerks gesehen deutlich geringere Gesamtkosten aus Unterhaltung und eventueller Instandsetzung. Durch ein ergänzendes Monitoring-System in Anlehnung an die Bauwerksprüfung gemäß DIN 1076



Erschließungsspindeln – transparente Torsionsröhren

(Fotos: Dietmar Strauß, Besigheim)

können die Unterhaltungs- und Folgekosten weiter reduziert werden. Nach Ablauf der Lebenszeit stellen optimal recycelbare Stahlkonstruktionen die schonendste und umweltverträglichste Rückbaumethode sicher.

Besondere Ingenieurleistung

Bei diesem Bauwerk handelt es sich um das erste Parkhaus über einer Autobahn weltweit. Es ist die flächenmäßig größte Brückenkonstruktion auf der Welt (125000 m²). Die Integrale Verbundbauweise repräsentiert in Verbindung mit dem Chassis-Prinzip aus dem Fahrzeug- und Regallagerbau den Stand moderner Ingenieurtechnik sowohl für den Brückenbau als auch für

den Hochbau. Es gibt kreuzungsfreie Zugänge von und zur Autobahn. Die Vorfertigung erfolgte neben der Autobahn, die Herstellung unter laufendem Verkehr über der Autobahn nach dem Prinzip des Taktschiebeverfahrens.

Bei der Gründung wurde das Prinzip des Kastenwiderlagers auf den Kopf gestellt. Statt einer durchgehenden Fundamentplatte kommt es zu einer direkten Mobilisierung der Erdauffüllung zur Abtragung der Horizontallasten.

Die kompetente Beherrschung des gesamten Spektrums der Ingenieurdisziplinen von der Verkehrs- über die Brücken- bis hin zur Hochbauplanung war Voraussetzung für das Erreichen des Gesamtziels.



Seit 1875 steht die Wayss & Freytag Ingenieurbau AG für innovative und herausragende, qualitative Ingenieurbauleistungen. Nicht ohne Grund zählt das Premium-Bauunternehmen deshalb zu den Top-Anbietern im weltweiten Markt.

Wayss & Freytag Ingenieurbau AG
Konzerngesellschaft der Royal BAM Group

Eschborner Landstraße 130-132 | 60489 Frankfurt am Main
Telefon: (069) 7929-0 | Fax: (069) 7929-122 | www.wf-ingbau.de



Wayss & Freytag Ingenieurbau



WEITERE EINREICHUNGEN

Sanierung der Filterhalle des Wasserwerks Wienrode

**Einreichende Firma/Tragwerksplanung:**

Baurconsult GbR, Hassfurt

Bauherr:

Fernwasserversorgung
Elbaue-Ostharz GmbH, Torgau

Bauausführung:

R & A Bautenschutz, Saalfeld

Architekt:

Baurconsult GbR, Hassfurt

Aufgabenstellung

Die Trinkwasseraufbereitungsanlage Wienrode bereitet das Wasser der Rappbode-Talsperre im Ostharz auf. Es handelt sich hierbei um das größte Wasserwerk der Fernwasserversorgung Elbaue-Ostharz GmbH. Die Anlage ging im Jahre 1965 in Betrieb. Bedingt durch die hohe relative Luftfeuchte von 90–95 %, an einzelnen Tagen auch darüber, und eine Wassertemperatur von 6–8 °C wurden die Stahlbeton- und Spannbetonbauteile über einen langen Zeitraum ungewöhnlich stark belastet.

Die Planungsaufgabe bestand in einer Sanierung der einzelnen Tragsysteme, vor allem des Wellenschalendachs und der Längswände, um einen langfristig ungestörten Betrieb der Filterdecke zu gewährleisten.

Beschreibung der Konstruktion

Die Filterhalle hat im Grundriss Abmessungen von etwa 45 m × 146 m und eine mittlere Höhe von rund 6 m. Das Dachtragwerk wird gebildet von 14 Regelschalen (9,30 m), einer Mittelschale (4,65 m) sowie zwei Randschalen, die alle monolithisch hergestellt wurden. In Hallenmitte befindet sich eine durchgehende Querfuge. Die Regelschalen enthalten jeweils vier Spannglieder mit nachträglichem Verbund und einem Hüllrohrdurchmesser von 30 mm mit jeweils 12 Spanndrähten, Durchmesser 5 mm. Die geplante Schalendicke in den Originalunterlagen aus den Jahren 1958/59 beträgt im oberen Bereich 50 mm und im Bereich der Spannglieder 60 mm. Die Entnahme

von drei Kernbohrungen ergab Dicken von 64 mm, 66 mm und 91 mm. Die geplante Betondeckung betrug 1 cm.

Das Tragsystem des Wellendachs ist ein Dreifeldträger ($l_1 / l_2 / l_3 = 16,50 \text{ m} / 8,00 \text{ m} / 16,50 \text{ m}$) mit beidseitigen Kragarmen ($l_{k1} = l_{k2} = 3,50 \text{ m}$). Die Höhe der Regelschale beträgt 1,66 m.

Als Auflager für das Wellenschalendach sind in Hallenlängsrichtung vier monolithische Stahlbetonunterzüge mit aufgesetzten Binderscheiben angeordnet, die bis unter das Dachtragwerk reichen.

Zur Verbesserung der Bauphysik wurden die beiden Längswände komplett mit entsprechender Dämmung erneuert. Ein Teil der Fassadenstützen musste ebenfalls erneuert werden, die verbliebenen Stützen wurden saniert.

Wahl der Werkstoffe

Ziel der Sanierung war die deutliche Verlängerung der Standzeit des Wellenschalendachs, neben der bauphysikalischen Ertüchtigung der gesamten Filterhalle.

Die sehr geringe Betondeckung zwischen 0 und 1 cm erforderte eine deutliche Erhöhung auf die aktuellen Werte der DIN 1045-1. Die Karbonatisierungstiefen von maximal 5–6 mm wie auch Sulfat- und Carbonatgehalt waren unkritisch. Unter dem wichtigen Aspekt, dass es sich um ein Bauwerk für das Trinkwasser handelt – mit den strengen Auflagen gemäß KTW und DVGW 300 – wurde zur Ertüchtigung des Dachtragwerks der Auftrag einer 3–4 cm dicken Spritzbetonschicht gewählt.

Da die Bauteildicke sich durch den Spritzbetonauftrag erheblich erhöhte (Planung 6 cm aus dem Jahr 1958 –



Auftrag 4 cm), erfolgte eine Überrechnung des Dachtragwerks, mit dem Ergebnis, dass die Standsicherheit nach ausreichender Erhärtung der Spritzbetonschicht gewährleistet war.

Folge- und Unterhaltskosten

Durch die Optimierung der Bauphysik und die konsequente Anwendung der DIN 1045-1 wurde eine entsprechende Lebensdauer für den Bestand erreicht.

Besondere Ingenieurleistung

Der Auftrag von 7500 m² Spritzbeton, Abbruch und Neuerstellung von ca. 1600 m² Außenwand, Sanierung bzw. Erneuerung von 750 lfm Unterzügen erfolgte im laufenden Betrieb der Trinkwasseraufbereitungsanlage mit den strengen Auflagen für offene Wasserflächen im Bereich Trinkwasser.

Es galt, die bestehende Filterhalle unter deutlicher Verbesserung der Bauphysik und der Ertüchtigung des Wellenschalendachs mit seiner geringen Bauteildicke und Betondeckung für die Zukunft zu erhalten. Hierzu wurden verschiedene Lösungen ausführlich beleuchtet. Wie sich während der Bauphase zeigte, wäre die Filterhalle ohne die Sanierung dem schnellen Verfall preisgegeben worden.



Hase-Hubbrücke, Meppen



Einreichende Firma/Tragwerksplanung:

Wasser- und Schifffahrtsamt Meppen
Ingenieurbüro grbv, Hannover

Bauherr:

Bundesrepublik Deutschland Wasser- und Schifffahrtsdirektion West-Münster

Bauausführung:

ARGE Hase-Hubbrücke Meppen,
Westerkappeln

Architekt:

Bundesanstalt für Wasserbau,
Dipl. Ing. Udo Beuke, Karlsruhe

Aufgabenstellung

Die aus den Jahren 1930/1946 stammende, als „Technisches Baudenkmal“ eingestufte Hubbrücke war aufgrund starker Abrostungen am gesamten Haupttragwerk in ihrer Tragfähigkeit eingeschränkt und wegen des allgemein schlechten Zustands der Maschinen- und Elektrotechnik nicht mehr in vollem Umfang nutzbar. Die parallel neben der Hubbrücke liegende feste Fußgängerbrücke wies ebenfalls Korrosionsschäden auf, die eine wirtschaftliche Instandsetzung nicht zuließen. Beide Brückenbauwerke mussten durch einen Neubau ersetzt werden.

Der Neubau der Hubbrücke mit wiederum vier Hubtürmen – im Konsens mit der Denkmalbehörde – sollte der alten Brücke ähneln, aber die folgenden Auflagen erfüllen:

- vollständiger Ersatz des gesamten Brückenbauwerkes unter Integration der Fußgängerbrücke
- technische Modernisierung: hydraulische Antriebstechnik (statt mechanischer mit Gegengewicht); korrosionsgerechte Konstruktion; fernbediente und fernüberwachte Steuerung der Anlage
- Verbesserung der Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs: Die Durchfahrtshöhe der Brücke im gehobenen Zustand und die lichte Weite des Kreuzungsbauwerks werden für das Großmotorgüterschiff (GMS) konzipiert.
- keine Verschlechterung der Bedingungen für den Landverkehr: Unter

Einbeziehung des barrierefreien Fußweges und des fahrbahnseitig geführten Radfahrverkehrs wird die Breite zwischen den Geländern auf 13,50 m vergrößert. Die Fußgängerbrücke entfällt.

Im Zuge der Ausschreibung wurden die gestalterischen Vorgaben für das gesamte Brückenbauwerk sowie die Antriebsart mit der darauf abgestimmten Elektro-, Nachrichten- und Sicherungstechnik als bindend vereinbart.

Beschreibung der Konstruktion

Brückenbauwerk

Zwangspunkte der Linienführung waren die Anschlüsse der neuen Trasse an die bestehende Fahrbahn am Anfang und am Ende der Baustrecke sowie die zu schützenden Anlieger-Hausgrundstücke nördlich und südlich des Kanals.

Um auch bei höheren Wasserständen die Schifffahrt zu gewährleisten, wurde die Brücke als Hubbrücke konzipiert. Im Zusammenhang mit dem Neubau wurde zur Verbesserung der Leichtigkeit und Sicherheit der Schifffahrt die Engstelle des Dortmund-Ems-Kanals (DEK) im Bereich der Brücke durch Vergrößerung der lichten Durchfahrtsbreite und Höhe beseitigt. Nach Untersuchung verschiedener Ausführungs-Varianten wurde für den Brückenüberbau eine Fachwerkbrücke mit hydraulischen Antrieben gewählt.

An den Brückenden wurden vier massive Hubtürme vorgesehen, in denen die Hydraulikzylinder zum Heben und Senken sowie die Führungseinrichtungen der Brücke witterungsgeschützt untergebracht sind. Anschließend an die Hubtürme befinden sich Kellerräume, in denen die hydraulischen Aggregate und die Schaltschränke für die Elektro- und Sicherungstechnik installiert sind. Durch die Anordnung von vier Treppenanlagen an den Hubtürmen haben die Fußgänger und Radfahrer die Möglichkeit, die Brücke in Hochlage zu überqueren und somit die Wartezeit zu verkürzen.

Der Überbau wurde als Fachwerkbrücke mit orthotroper Platte in geschweißter Stahlkonstruktion errichtet. Die Unterbauten bestehen aus massiven Widerlagern, die über Einstabpfähle tiefgegründet sind.

Der Betrieb der Brücke erfolgt fernbedient und fernüberwacht über die auf dem Bauhof des WSA Meppen errichtete Zentrale, von wo aus bereits zwei Schifffahrtsschleusen bedient werden.

Im Gegensatz zu sonstigen Brückenbauwerken entstehen bei diesem Bauwerk zusätzliche Unterhaltungsaufwendungen für die Elektro- und Maschinentechnik. Ferner ist die „Maschinentechnische Anlage“ durch entsprechende Wartungsintervalle zu inspizieren. Bei der Überbaukonstruktion wurde der Unterhaltungsaufwand durch eine korrosionsgerechte Gestaltung mi-



nimiert, so dass die allgemeinen Unterhaltungsaufwendungen denen sonstiger moderner Stahlbrücken entsprechen.

Kanalausbau

Die Streckentrassierung wurde für das Großmotorgüterschiff mit 110 m Länge und 11,45 m Breite im Richtungsverkehr konzipiert. Aufgrund der in der Stadtstrecke Meppen vorhandenen geringen Kurvenradien und der in der Hase auftretenden Fließgeschwindigkeiten, vor allem bei höheren Wasserständen, erfolgte die Trassierung der Fahrrinnenbreite aufgrund der besonderen Randbedingungen durch die Bundesanstalt für Wasserbau. Die Ufer des DEK sind im Bereich der Stadtstrecke Meppen durch Spundwände

gesichert. Zur Aufweitung der Fahrrinne mussten die neuen Spundwände hinter die alten gesetzt werden. Dazu waren die vorhandenen Verankerungen zu durchtrennen. Die Gewährleistung der Standsicherheit im Bauzustand erfolgte durch Stützböschungen und durch aufwendige Umankerungen. Aufgrund der nahen Bebauung mussten die Spundwände erschütterungsarm durch Pressen eingebracht werden.

Besondere Ingenieurleistung

Eine Herausforderung war das äußerst enge Baufeld mit angrenzender Wohn- und Geschäftsbebauung. Mit dem Bauwerk wurde eine fernbediente und

fernüberwachte Hubbrücke geschaffen. Fußgänger können die Brücke auch im gehobenen Zustand passieren. Schwierig zu lösen war das Problem der Zwangspunkte für die Linienführung der Anschlüsse der neuen Trasse an die bestehende Fahrbahn sowie die angrenzende Bebauung.

Die Schifffahrt musste während der Bautätigkeiten ebenso aufrechterhalten werden wie die Möglichkeit der Kanalquerung für Fußgänger und Radfahrer.

Die Gestaltung der Brücke soll die Wahrnehmung der Hubbrücke als High-Tech-Bauwerk und Beispiel deutscher Ingenieurbaukunst in der Öffentlichkeit unterstützen. Durch die verglasten Hubtürme kann man auf die Hubzylinder blicken – Technik wird erlebbar gemacht.



JOHANN BUNTE Bauunternehmung GmbH & Co. KG

Hauptverwaltung

Hauptkanal links 88 • 26871 Papenburg
Telefon (04961) 89 5-0 • Telefax (04961) 20 85
Papenburg@Johann-Bunte.de
www.Johann-Bunte.de

Niederlassungen

Bad Bentheim Berlin/Oranienburg Braunschweig Bremerhaven
Frankfurt/Main Genthin Hannover Schwerin Willich

- Bundes- und Fernstraßen
- Schifffahrtskanäle
- See- und Flussdeiche
- Flughäfen
- Projektentwicklung

- Ingenieurbau
- Küstenwasserbau
- Bahnbau
- Umweltschutz
- Private-Public-Partnership



Neubau JadeWeserPort Wilhelmshaven

- Hafenbau
- Baugruben unter Wasser
- Asphaltproduktion
- Schlüsselfertiges Bauen
- Prüfstrecken Automobilindustrie



WEITERE EINREICHUNGEN

Traunbrücke Siegsdorf, Landkreis Traunstein



Einreichende Firma/ Tragwerksplanung:

Haumann + Fuchs GmbH, Traunstein

Bauherr:

Gemeinde Siegsdorf, Landkreis Traunstein

Bauausführung:

Max Aicher Bau GmbH, Freilassing

Architekt:

Haumann + Fuchs GmbH, Traunstein

Aufgabenstellung

Im Zuge der Neugestaltung des zentralen innerörtlichen Verkehrsknotens in Siegsdorf/Oberbayern war die alte Brücke, die eine Staatsstraße über die Weiße Traun überführt, durch einen Neubau zu ersetzen. Dieser sollte allen verkehrlichen und wasserwirtschaftlichen Randbedingungen genügen und sich zudem gestalterisch ansprechend in das Ortsbild einfügen. Die erhöhten Anforderungen an den Hochwasserschutz sowie die verminderte Tragfähigkeit und

der kritische Zustand der bestehenden Brücke (4-Feldbrücke mit Plattenbalkenquerschnitt, System „Walzträger in Beton“, Baujahr 1957) gaben den Anstoß zum Beginn der konkreten Planungen für einen Ersatzneubau der Brücke im Jahre 2005.

Neben der verkehrlichen Bedingung eines westlich des Bauwerks gelegenen Kreisverkehrs, der teilweise auf dem Brückenbauwerk anzuordnen war, bestand eine weitere Forderung in einer nur unwesentlichen Anhebung der Fahrhahnoberkante am östlichen

Brückenwiderlager im Vergleich zum 4-feldrigen Bestandsbauwerk. Gleichzeitig wurde aufgrund der innerörtlichen Lage der Brücke die Steigung entlang der Fahrbahnachse begrenzt und somit die maximale Oberkante für den Brückenüberbau festgelegt.

Die wasserwirtschaftlichen Forderungen bezogen sich zum einen auf zu erfüllenden Freibordhöhen, die für Neubauten bei 100 cm über dem neu berechneten HQ 100 (HQ 100 alt plus 30 cm) liegen. Zum anderen bestanden die Forderungen, dass kein Pfeiler im Hauptabflussbereich angeordnet werden durfte und die neue Brücke eine hinsichtlich eines möglichen Hochwasserabflusses strömungsoptimierte, glatte Untersicht aufweisen sollte. Dies ist in der hohen Verklauungsgefahr begründet, da die Weiße Traun als typischer Gebirgsfluss gerade in der Zeit der Schneeschmelze sehr viel Geschiebe und Fracht mit sich führen und im Hochwasserfall zudem sehr schnell ansteigen kann.

Beschreibung der Konstruktion

Die geforderte Pfeilerfreiheit im Hauptabflussbereich östlich des Bauwerks führte für das Tragwerk unter Beachtung der Topographie im Brückenlängsschnitt notwendigerweise zu einer





Zweifeldlösung mit unterschiedlichen Feldlängen (ca. 18,80 m und 24,00 m). Da ein gerippter Querschnitt aufgrund der Forderung nach einer glatten Brückenunterseite nicht möglich war, schieden sowohl Stahl- und Stahlverbundquerschnitte als auch ein Plattenbalkenquerschnitt in Massivbauweise als mögliche Querschnittsformen für den Brückenüberbau aus. Ein Plattenquerschnitt mit in Querrichtung strömungsoptimierter Geometrie war folglich die ideale Form, zumal sich damit eine einseitige Aufweitung im Bereich des Kreisverkehrs am westlichen Widerlager am besten realisieren ließ.

Durch die genannten verkehrlichen Randbedingungen ergaben sich verbindliche Vorgaben für die Höhenkoten zur Anbindung des Brückenbauwerks an die ostseitig bestehende und an die auf der westlichen Seite neu geschaffene Infrastruktur. Dies zusammen mit den geforderten Freibordhöhen und der Begrenzung der Längsneigung stellte die Grenzbedingung für die Festlegung von Überbauhöhe und -verlauf dar. Bei den gegebenen Feldlängen und den geringen möglichen Querschnittsbauhöhen war die Aufgabe nur durch eine Einspannung des Überbaus in die Widerlager und den Mittelpfeiler, d. h. mit

Hilfe einer integralen Konstruktion, in Verbindung mit einer Vorspannung des Überbaus, zu lösen.

Als Ergebnis wurde ein strömungsgünstiger Querschnitt gefunden, der mit seiner minimalen Bauhöhe von 52 cm in Fahrbahnmitte eine sehr schlanke und gestalterisch ansprechende Ansicht in Längs- und Querrichtung ergibt. Die Konstruktion ließ sich neben der Einspannung in Widerlager und Pfeiler nur durch die Verwendung von Beton hoher Festigkeit (Überbau C50/60) und den Einsatz großer Vorspannkraftverwirklichen. Aufgrund der geringen Bauhöhe konnten durch einen im Aufriss parabelförmig geführten Spanngliedverlauf nur geringe Vorspannmomente erzeugt werden.

Durch die in horizontaler Brückenlängsrichtung weichen Widerlagergründungen kann diese Drucknormalkraft im Überbau auch wirksam werden, ohne dass ein zu großer Anteil der Vorspannkraft wegen der steifen Rahmenstiele in den Baugrund abwandert.

Besondere Ingenieurleistung

Die Besonderheiten der integralen Bauweise hinsichtlich der wirklichkeitsnah zu erfassenden Bauwerk-Baugrund-In-

teraktion sowie die Komplexität der geometrischen Randbedingungen führten im Rahmen der Entwurfsplanung zu einem mehrstufigen Optimierungsprozess hinsichtlich der Bauwerksabmessungen, der Querschnittsgeometrie und des Vorspannkonzpts.

Dies betrifft zum einen die Grenzfallbetrachtung hinsichtlich der Steifigkeit und der Verformungsfähigkeit der Gründung. Im Rahmen der Entwurfsplanung wurde zur Beherrschung der Zwangsschnittgrößen eine in horizontaler Richtung vergleichsweise weiche Gründung gewählt. Dies wurde durch den Einsatz von Einzelpfählen (keine überschnittene Bohrpfehlwand) mit einem Durchmesser von 90 cm auf beiden Widerlagerseiten erreicht.

Zum anderen wurden die Querschnittsabmessungen unter Beachtung aller Randbedingungen in Abhängigkeit des Trag- und Verformungsverhaltens des Gesamtsystems optimiert.

Durch den Verzicht auf Lager und Übergangskonstruktionen infolge der monolithischen Verbindung der Brückenüber- und -unterbauten konnte neben der Erfüllung der komplexen Randbedingungen eine wartungs- und erhaltungsfreundliche Brückenkonstruktion realisiert werden.



Naturtheater Reutlingen



Einreichende Firma/Tragwerksplanung:

Breinlinger Ingenieure, Tuttlingen

Bauherr:

Naturtheater Reutlingen e.V., Reutlingen

Bauausführung:

Merkle GmbH, Bissingen und Teck

Architekt:

4a Architekten GmbH, Stuttgart

Aufgabenstellung

Der Bauherr wünschte sich eine leichte, offene und moderne Zuschauerhalle. Etwa 1000 Sitzplätze für Theaterbesucher sollten entstehen. Das neue Bauwerk musste an gleicher Stelle wie die alte Tribüne errichtet werden. Als bevorzugtes Konstruktionselement war der

Baustoff Holz zu verwenden, um eine Harmonie zwischen Wald und Bauwerk herzustellen.

Aufgrund der festgelegten Spielzeiten musste das komplette Bauvorhaben einschließlich des Abbruchs in der Zeit von September 2007 bis Juni 2008 realisiert werden.

Beschreibung der Konstruktion

Die Überdachung hat die Außenmaße von ca. 42 m x 22 m. Dabei variiert die Höhe zwischen 3 und 10 m. Um die Sicht der Zuschauer von keiner Stelle aus einzuschränken, musste die Konstruktion im gesamten Sichtfeld stützenlos ausgeführt werden.

Das Haupttragwerk besteht aus der Dachscheibe, Haupt- und Nebenträgern und den beiden Holzwandscheiben an den Giebeln sowie drei V-Stahlstützen. Die Dachscheibe ist aufgelagert auf den beiden Wandscheiben und den Fachwerknebenträgern, welche im Abstand von etwa 6 m montiert sind. Diese kragen beidseitig 3 bis 6 m aus – die mittlere Spannweite beträgt ca. 12 m.

Die Auflagerung der Träger erfolgt im rückwärtigen Bereich der Halle auf V-förmigen Stahlstützen. Im vorderen, offenen Teil des Zuschauerbereichs wird die Last in den Hauptträger (Stahlfachwerk) eingeleitet. Die Anschlüsse erfol-

gen aufgrund der geringen Bauhöhe in einer Ebene. Der Hauptträger spannt über ca. 40 m und ist auf zwei Stahlstützen gelagert, welche in die seitlich angeordneten Holzständerwände integriert sind.

Die Holzständerwände sind windschief angeordnet. Sie sind bis zum Dach geführt und werden zum Lastabtrag sowie zur Aussteifung herangezogen. Im Bühnenbereich sind die Holzständerwände bis zu 10 m hoch.

Die Aussteifung erfolgt über die Dachscheibe, die beiden äußeren Wandscheiben und die V-Stützen. Die rechts und links angeordneten Holztafellemente nehmen die Horizontallasten in Querrichtung sowie die aus Torsion entstehenden Horizontallasten aus der Längsrichtung auf. In Längsrichtung stehen im hinteren Bereich V-Stützen aus Stahl, die die Horizontallasten in dieser Richtung aufnehmen. Die V-Stützen sind am Fußpunkt biegesteif ausgebildet.

Die Gründung erfolgt über Einzel- und Streifenfundamente.

Wahl der Werkstoffe

Aufgrund des Standortes (Wald) und der Bezeichnung (Naturtheater) sollte der Hauptwerkstoff Holz sein, um sich harmonisch in die Umgebung einzufügen. Diese Grundidee konnte zum



Stützenlose Konstruktion im Sichtfeld der Zuschauer. Die windschiefen Holzständerwände haben hier eine Höhe von 10 m



größten Teil realisiert werden. Die Nebenträger sind als Holzdreieckbinder und die aussteifenden Außenwände als Holzständerwände ausgebildet. Die in-

nenliegenden Wände und die Dachunteransicht sind in Brettstapelbauweise (teilweise als Akustikelemente) hergestellt.

Aufgrund der großen Spannweite und der einzuhaltenden maximalen Trägerhöhe wurde der Hauptträger als Stahlfachwerkträger ausgeführt. Die Dachauskragung zur Bühne hin wurde ebenfalls aufgrund der erforderlichen Schlankheit und der großen Auskragung in Stahl realisiert. Die V-Stützen sind wegen der hohen vertikalen Lasten und ihrer aussteifenden Wirkung ebenfalls aus Stahl.

Die von der Holzkonstruktion unabhängigen Stützwände im Eingangsbereich sind aus gestalterischen Gründen komplett in Stahlbeton ausgeführt.

Durch die Alucobondfassade und die nach neuestem Stand der Technik ausgeführte Dachabdichtung ist das Bauwerk resistent gegen Witterungseinflüsse. Alucobond ist eine Verbundplatte, bestehend aus zwei Aluminium-Deckschichten mit einem Kunststoffkern. Sie

wurde genietet und mit schräg laufenden Fugen hergestellt.

Als Farbton wurde 604 Seafoam green metallic verwendet.

Besondere Ingenieurleistung

Die Ingenieurleistung lag bei diesem Bauwerk in der Überbrückung einer Spannweite von 40 m – stützenfrei in Holz –, wobei die maximalen Konstruktionshöhen im Beleuchtergang sowie in der Zuschauerhalle einzuhalten waren. Hieraus ergaben sich aufwendige Anschlussdetails, da Haupt- und Nebenträger sowie der Anschluss an die V-Stützen in einer Ebene realisiert werden mussten. Erschwerend hinzu kam die Lage des Bauwerks in Erdbebenzone 3.

Die Aussteifung (Dachscheibe aus Holz, zwei Holzwandscheiben und die drei V-Stützen in Reihe) konnte bei der großen Windangriffsfläche und der Lage in Erdbebenzone 3 nur mit aufwendigen Detailpunkten gelöst werden.

(Fotos: Patrick Beuchert, Wertheim)



Kuhlmann, U. (Hrsg.)

Stahlbau-Kalender 2009

Schwerpunkt: Stabilität

2009. 1037 S. 670 Abb. 290 Tab. Gb.

€ 135,-* / sFr 213,-

Fortsetzungspreis:

€ 115,- / sFr 182,-

ISBN: 978-3-433-02909-1

Erscheint April 2009

Stabilität – das zentrale Thema des Stahlbaus

Im Stahlbau hat die Stabilitätslehre wegen der Gefährdung, die bei druckbeanspruchten schlanken Konstruktionen infolge Instabilität auftreten kann, zentrale Bedeutung. Die erreichbare Traglast wird nicht durch die Materialfestigkeit bestimmt, sondern durch den Grad der Abweichung vom geometrisch idealen Zustand. Dies trifft ebenso auf schlanke Stabtragglieder wie auch auf dünnwandige Flächenelemente – Schalen und Platten – zu. Die Berechnung für diese Beanspruchungen wird mit ihrem theoretischen Hintergrund ausführlich dargestellt. Darüber hinaus werden praktische Anwendungen, wie Silos, Dach- und Wandflächen aus Trapezprofilen, Hochregallager und Arbeitsgerüste behandelt.

- Stahlbaunormen
- Kommentierte Stahlbauregelwerke
- Stabtragwerke
- Beulen (Platten)
- Schalen
- Dünnwandige Bauteile
- Membrane + Seile + ETFE Folien
- Einwirkungen auf Silos aus Stahl
- Stahlprofiltafeln für Dächer und Wände
- Gerüstbau, Stabilität von Arbeitsgerüsten
- Stahlpreise

* Der €-Preis gilt ausschließlich für Deutschland.
Irrtum und Änderung vorbehalten.
0109109016_my

Ernst & Sohn
A Wiley Company
www.ernst-und-sohn.de

Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG

Für Bestellungen und Kundenservice: Verlag Wiley-VCH, Boschstraße 12, D-69469 Weinheim

Tel.: +49(0)6201 606-400, Fax: +49(0)6201 606-184, E-Mail: service@wiley-vch.de



WEITERE EINREICHUNGEN

BMW Welt München



Tragwerksplanung:

B+G Bollinger und Grohmann Ingenieure GmbH, Frankfurt/Main
Maurer Söhne

Einreichende Firma:

Maurer Söhne GmbH & Co.KG, München
SSF Ingenieure GmbH, München

Bauherr:

BMW AG, München

Bauausführung:

SSF Ingenieure GmbH, München
ARGE BMW Welt Stahlbau/ Fassade:
Maurer Söhne GmbH & Co. KG, München und Josef Gartner GmbH, Gundelfingen
Wierner & Trachte AG, München

Architekt:

Paul Kath, Coop Himmelb(l)au, Wien

Aufgabenstellung

Das BMW-Erlebnis- und Auslieferungszentrum „BMW Welt“ sollte auf Wunsch des Bauherrn zum wegweisenden architektonischen Herzstück der Marke BMW werden. Zentrale

Werte wie Innovation und Dynamik, aber auch Flexibilität und Offenheit sollten architektonisch umgesetzt werden. Aus dem Realisierungswettbewerb im Jahre 2001 ging der Entwurf von Coop Himmelb(l)au, Wien, als Sieger hervor.

Neben der Einbindung des Neubaus in den städtebaulichen Kontext, das Ensemble des Olympiaparks und nicht zuletzt in die Reihe des 1973 erbauten BMW Hochhauses sowie dem im gleichen Jahr entstandenen Museum war die fußläufige Vernetzung im Verflechtungsbereich der verschiedenen Nutzungen ein wesentlicher Teil der Aufgabenstellung, da man von bis 900000 Besuchern pro Jahr ausging.

Beschreibung der Konstruktion

Der Doppelkegel hat die Form zweier schiefer Kegelstümpfe mit einem abgerundeten Übergangsbereich. Als Tragwerk fungiert eine zum Stabwerk aufgelöste Schale mit horizontalen Ringen und zwei aufstrebenden Diagonalscharen. Beide Scharen sind schraubenförmig in die gleiche Richtung verdreht, um den Eindruck von Dynamik zu verstärken. Der Doppelkegel ist das Hauptauflager des Daches und trägt wesentlich zur Horizontalaussteifung bei, indem über seine Fußpunkte die Horizontallasten in die Massivkonstruktion unterhalb des Doppelkegels geleitet werden. Mittels horizontaler Anbindungen des Dachtragwerks wurden die Stahlbetonkonstruktionen des Gastronomieturms, der Lounge und des Fo-



Eine zum Stabwerk aufgelöste Schale bildet das Tragwerk des Doppelkegels, aus dem das Dach entspringt



Innenansicht des Doppelkegels aus Stahl und Glas

rum als aussteifende Kerne aktiviert, welche die resultierenden Beanspruchungen in die Gründung abtragen.

Der ursprüngliche Entwurf des Daches sah eine Rohrfachwerkkonstruktion aus zwei frei geformten Trägerrostlagen vor, die zusammen mit Diagonalenverbindungen in beide Achsrichtungen an einzelnen Stellen ausgeführten vertikalen Pfosten ein Raumtragwerk bilden sollten. Zur Entzerrung der Knoten und zur Reduzierung der freien Längen der Ober- bzw. Untergurte wurden die Verbindungspunkte der Diagonalen bei den sich kreuzenden Fachwerkträgern versetzt angeordnet.

Da das Dach, dessen Tragwerk anfangs als Sichtkonstruktion konzipiert war, aufgrund beleuchtungstechnischer und bauphysikalischer Rahmenbedingungen in seiner Funktion weiterentwickelt worden war und in großen Teilen nun geschlossen werden sollte, wurden in Zusammenarbeit mit den ausführenden Firmen für den Doppelkegel und das Regeldach Sondervorschläge ent-

wickelt, auf deren Grundlage wirtschaftliche Fertigungs- und Montagepotentiale genutzt und der Stahlverbrauch reduziert werden konnte. Um das Tragsystem zu optimieren und für die praktische Umsetzung auf der Baustelle vorzubereiten, wurden zunächst die unregelmäßigen, teilweise geneigten Fachwerkstrukturen durch vertikale Fachwerkscheiben mit senkrecht übereinanderliegenden Knoten ersetzt, beziehungsweise gibt es von Knoten zu Knoten gerade Fachwerkstäbe. Damit ergab sich eine Struktur, die – wie bisher – mit gerichteten Tragelementen eines Trägerrostes zu vergleichen ist, aber bei der Realisierung in einzelne orthogonale Fachwerkscheiben zerlegt werden konnte. Als Haupttraglinien wurden Doppelfachwerke im Abstand von 5 m gewählt. Diese sind weitgehend orthogonal in einem Abstand von 10 bzw. 15 m angeordnet. Dazwischen sind einfache Nebentragwerke in Form von unterspannten Bindern eingehängt, die die Lasten auf die Haupttragelemente übertragen. Die Fachwerkscheiben wurden

im Wesentlichen aus handelsüblichen offenen Walzprofilen hergestellt. Lediglich für Druckdiagonalen mit großer Schlankheit und entsprechender Knickgefahr wurden Rohrprofile mit unterschiedlichen Querschnitten eingesetzt.

Besondere Ingenieurleistung

Da der Doppelkegel und das gesamte Dach einschließlich aller stützenden Bauteile als komplexes Gesamtsystem zusammenwirken, mussten die Untersuchungen zum Tragverhalten und die dazugehörigen Nachweise auch am Gesamtsystem geführt werden. So wurde die gesamte Struktur von Dach, Doppelkegel und Massivbauteilen bereits bei Beginn der Planungsphasen als dreidimensionales Stabwerk modelliert, so dass die Auswirkungen von Planungsfortschreibungen einzelner Bauteile auf das Gesamtsystem unmittelbar kontrolliert und übertragen werden konnten. Da die Modifizierung des Daches zu einem Zeitpunkt ausgearbeitet und detailliert wurde, als der Rohbau bereits weit vorangeschritten war, musste besonderes Augenmerk auf eine mit dem Massivbau kompatible Planung der Stahlkonstruktion gelegt werden. Aufgrund der Verformungen der Dachstruktur durch die großen freien Spannweiten gestaltete sich der Anschluss der Stahlkonstruktion an die Massivbaukerne und Stützen äußerst kompliziert. Als Resultat einer engen Zusammenarbeit zwischen Architekten, Tragwerksplanern und allen Fachingenieuren ist eine in mehrfacher Hinsicht optimierte Lösung entstanden:

In gestalterischer Hinsicht wurde die architektonische Intention einer leichten und quasi schwebenden „Dachwolke“ realisiert, die nach einem energietechnisch optimierten Low-Tech-Konzept auch die Funktion der natürlichen Belüftung des Gebäudes wahrnimmt. Aus Sicht des Ingenieurs entstand ein leichtes und effizientes Tragwerk, das trotz großer Spannweiten mit geringem Materialverbrauch realisiert wurde.

(Fotos: Bild 1,3: Ari Marcopoulos, Bild 2: Markus Buck)



Eric-Warburg-Brücke, Lübeck



Einreichende Firma/Tragwerksplanung:

Ingenieurbüro Donath GmbH,
Hamburg

Bauherr:

Hansestadt Lübeck, Bereich Verkehr

Bauausführung:

Hochtief Construction AG,
Victor Buyck Steel Construction

Architekt:

GPK Architekten GmbH

Aufgabenstellung

Bei der Planung der Eric-Warburg-Brücke, die unmittelbar nördlich der Lübecker Altstadt (Weltkulturerbe) die Trave kreuzt, waren verschiedene Anforderungen zu erfüllen.

Zunächst war aus städtebaulicher Sicht zu beachten, dass die Ufernutzungen so wenig wie möglich durch die

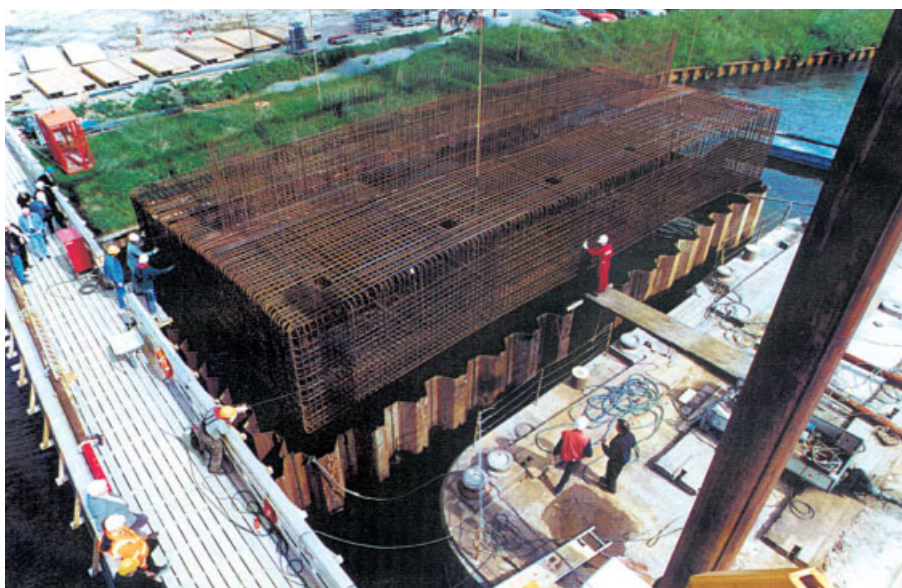
Brücke beeinträchtigt werden. Daher durften die an die Brücke anschließenden Dämme nicht bis an die Trave geführt werden. Der eigentliche Brückenbau sollte vor der Altstadt nicht dominant wirken, allein Steuerstand und Klappe im geöffneten Zustand können weithin sichtbar sein.

Die Anforderungen der Schifffahrt bestimmten die Lage des Klappenteils

im Travestrom derart, dass sich dieses in der Mitte des in diesem Bereich gekrümmten Fahrwassers befindet.

Die Anforderungen der am östlichen Ufer gelegenen Hafenbetriebe betrafen LKW- und Eisenbahnverkehr. Die lichte Durchfahrtshöhe musste 20 m hinter der neu zu erstellenden Kaianlage noch 4,80 m über Gleis betragen, und etwa 30 m landeinwärts am Widerlager noch 4,50 m für LKW-Verkehr. Es durfte nur ein Pfeiler im Uferbereich angeordnet werden. Das am Kai liegende Gleis durfte nur für kurze Zeit gesperrt werden. Die statisch erforderliche Verbindung zwischen neuer Kaimauer und Pfeiler P4 führte zu Schwierigkeiten für die Konstruktion und Verzögerungen im Terminplan.

Das Ergebnis der Verkehrsplanung war eine vierspurige Brücke, die sich auf der Ostseite zum Widerlager hin auf fünf Spuren erweitert. Die maximale Bauhöhe im Bereich des Drehlagers bestimmt zusammen mit den Forderungen der Schifffahrt (Binnenschiffe) und der Hafenbetriebe (Eisenbahn und LKW) Hochpunkt und Gradienten. Um an die tiefer gelegenen Uferbereiche ohne steile Rampen anzuschließen, war es für die Erhaltung des Verkehrsflusses erforderlich, die Überbauten möglichst schlank auszubilden.



Einheben des Fundamentbewehrungskorbs eines Brückenpfeilers



Einhub der Brückenklappe

Beschreibung der Konstruktion

Der Antrieb der Klappbrücke erfolgt über zwei hydraulische Hubzylinder. Im geschlossenen und im geöffneten Zustand wird die Klappe am Rückarm verriegelt und ist in diesen Lagen für sämtliche Norm- und Windlasten ausgelegt.

Die Strompfeiler P1, P2 und P3 sind flach gegründet. Widerlager und landseitiger Pfeiler P4 sind auf Teilverdrängungsbohrpfählen tief gegründet.

Die Herstellung der Strompfeiler erforderte große Wasserbaustellen in umspundeten Baugruben. Bei besonderen Montagevorgängen, wie zum Beispiel beim Einbau der Bewehrungskörbe für den Unterwasserbeton oder beim Einbau der Brückenklappe, waren darüber

hinaus temporäre Vollsperrungen des Schiffsverkehrs wegen der Zuhilfenahme von Schwimmkränen nicht zu vermeiden. Die Brückenklappe wurde einschließlich Drehlager werksmäßig komplett vormontiert und auf dem Seeweg von Belgien nach Lübeck gebracht. Hier wurde das etwa 600 Tonnen schwere Brückenteil per Schwimmkran eingehoben. Die maschinellen und steuerungstechnischen Montagen wurden bei geschlossener Brücke vorgenommen. Dadurch konnte die Klappe bereits nach 36 Stunden aus eigener Kraft in die geöffnete Position gefahren und der Schifffahrt freie Fahrt gewährt werden.

Auf Pfeiler P2 ist der verglaste Steuerstand für Bedienung und War-

tung der Brücke zu finden. Er befindet sich auf der Bogenaußenseite des Fahrwassers, was zu optimalen Sichtverhältnissen sowohl in beide Fahrwasserrichtungen als auch auf die Straßenräume führt.

Die erforderliche Sicherheit auf Schiffsanprall ist durch massive Konstruktionen an allen Pfeilern gewährleistet. Die Pfeiler wurden zudem mit Leiteinrichtungen versehen. Um die im geöffneten Zustand besonders gefährdete Klappe zu schützen, wurde sie auf dem Pfeiler so weit zurückgesetzt, dass selbst bei einem Schiff mit fünf Grad Schräglage eine Berührung ausgeschlossen ist.

Für die festen Überbauten (Durchlaufträger) kamen wegen der geforderten Schlankheiten, der einfachen Montage über in Betrieb befindlichen Flächen und wegen geringerer Vereisungsgefahr als bei reinen Stahlüberbauten Verbundträger zum Einsatz. Die Klappe ist aus Gründen des Gewichts eine Stahlkonstruktion. Fundamente, Pfeiler und Steuerstand wurden aus Stahlbeton hergestellt.

Besondere Ingenieurleistung

Komplexe Schnittstellen zwischen Tragwerksplanern der Brücke, Maschinenbauern und Architekten wurden trotz teilweise widersprüchlicher Anforderungen gemeistert. Eine Schwierigkeit stellte der Umgang mit belastetem Baugrund dar. Bei der Ausführung der gewählten Gründungen musste gewährleistet sein, dass der Grundwasserleiter nicht beeinträchtigt wird. Trotz des Zwangs zu Kostenoptimierungen konnte ein Bauwerk entstehen, das in Konstruktion und Materialität den gestellten Anforderungen gerecht wird.



WEITERE EINREICHUNGEN

Deutsches Meeresmuseum Ozeaneum, Stralsund



Ansicht von der Stadtseite

Aufgabenstellung

Mit dem OZEANEUM in Stralsund erweiterte das Deutsche Meeresmuseum als größtes naturkundliches Museum der deutschen Ostseeküste seine bisherigen Standorte in der zum UNESCO-Welterbe gehörenden Altstadt um einen Museumsneubau. Das Gebäude wurde in vier einzelne, den Themen des Ausstellungskonzepts zugeordnete Baukörper gegliedert: Die Ausstellung, Die Aquarien der Ostsee, Die Aquarien der

Nordsee, Die Riesen der Meere. Das Bauvolumen ist aufgeteilt worden, damit es sich in den Maßstab der Umgebungsbebauung einfügt.

Beschreibung der Konstruktion

Das komplexe, hochtechnisierte Gebäude gliedert sich in vier neuerrichtete, separate Baukörper und ein bestehendes Speichergebäude, das aus brandschutztechnischen Gründen entkernt und in Stahlbeton-Skelettbauweise revitalisiert wurde.

Einreichende Firma/ Tragwerksplanung:

Schweitzer GmbH - Beratende Ingenieure, Saarbrücken

Bauherr:

Deutsches Meeresmuseum Stralsund, Stralsund

Bauausführung:

ARGE Rohbau Ozeaneum, Wolgast

Architekt:

Behnisch Architekten, Stuttgart

Die vier Neubaukörper besitzen zwischen 2 und 4 Ebenen und ordnen sich um ein zentrales, verglastes, über mehrere Ebenen laufendes Foyer, das über den Hauptzugang an der Hafenpromenade erschlossen wird. Innerhalb des Foyers verlaufende Stege, Treppen und Aufzüge verbinden die einzelnen Baukörper. Es spannt sich in einer Stahl-Glas-Konstruktion zwischen den geschlossenen wirkenden Ausstellungskörper. Über eine 30 m lange, frei span nende Rolltreppe gelangen die



Unterkonstruktionen des Glasfoyers



*Fertige Betonschale des 10 Meter tiefen Schwarmfischbeckens der Nordsee
Hinten: räumliches Stabwerk der „Riesen der Meere“*



Dachaufsicht „Riesen der Meere“ mit sich anschließendem Foyer-Glasdach



V. l. n. r. „Ostsee“, „Nordsee“, „Riesen der Meere“ im Bau



Schalung der „Tischplatte“ des Baukörpers „Nordsee“

Besucher in die Ausstellungsbereiche, die sich in den Obergeschossen befinden.

Die Außenhülle der Baukörper wird maßgeblich von den Materialien Stahl, Beton und Glas geprägt. Außer der Walhalle werden alle Neubaukörper in Stahlbeton- oder Stahlverbund-Skelettbauweise ausgeführt. Wenige Treppenhäuserkerne und Wandscheiben, die teilweise in Aquarien und permanente Ausstellungskörper integriert sind, stabilisieren die Gebäudeteile.

Da die Gebäudehülle im Erdgeschoss der Aquariengebäude gegenüber den darüberliegenden Ebenen zurückgesetzt ist und außerhalb dieser Hülle keine vertikalen, tragenden Elemente sichtbar werden sollten, ergaben sich neben großen Spannweiten auch bis zu 7,0 m weit auskragende Deckenkonstruktionen. In Analogie zu einer auskragenden Tischplatte wurde die Decke über EG mit einer Dicke von $d = 80$ cm, Betonfestigkeitsklasse C 45/55, mit dem System COBIAX ausgeführt. Bei diesem Deckensystem wird durch den Einsatz von kugelförmigen Beton-Verdrängungskörpern im Vergleich zu einer herkömmlichen Massivdecke eine Gewichtsersparnis von ca. 30–35 % erreicht, mit positiven Verformungseffekten bei großen Spannweiten bzw. großen Deckenauskragungen.

Die Stützen im EG wurden wo statisch erforderlich als Stahlbeton-Verbundkonstruktionen ausgeführt. Die Stahlstützen der Fassaden in den darüberliegenden Geschossen, die auch die Lasten aus den Geschossdecken tragen, belasten die Decke über EG an den freien Rändern. Für die Lastenleitung an den Fußpunkten und den Kopfpunkten der Stützen wurden Stahlteile eingebaut. Durch die freie Gebäudeform sind alle Fassadenstützen im Raum geneigt. Es ergaben sich für alle Stützen neben unterschiedlichen Anstellwinkeln auch unterschiedliche Längen.

Die Tragkonstruktion der Walhalle wurde aufgrund der freien Geometrie und der Gebäudeform als Stahl-Stabwerkstruktur ausgeführt. Aneinandergereihte, mittels Koppelstäben verbundene Stahlrahmen, durch Zugdiagonalen senkrecht zur Rahmenebene ausgesteift, ergeben eine stabile räumliche Tragstruktur. Die Decke als horizontales Aussteifungselement ist als Stahlbeton-Verbundkonstruktion ausgeführt.

Die Fassade ist aus großformatigen vorgebogenen Stahlblechen zusammengesetzt. Hier wird die Technologie des Schiffsbaus genutzt. Durch ein ortsansässiges Unternehmen, spezialisiert auf die Verformung von Blechen für Containerschiffe, wurden die Stahlble-



Nächtliche Ansicht des verglasten Foyers mit dem Gebäudeteil Ausstellung von der Hafenseite aus

che, die bis zu 16 m × 3 m groß sind, geschnitten und gebogen. Ohne weitere Unterkonstruktion sind die Bleche punktweise an der Stahlkonstruktion des Gebäudes befestigt. Die Oberflächen der Bleche sind in einem weißen Farbton dauerhaft beschichtet und stel-

len eine Verbindung des Gebäudes zur maritimen Umgebung her.

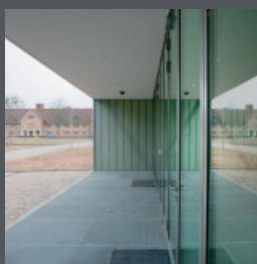
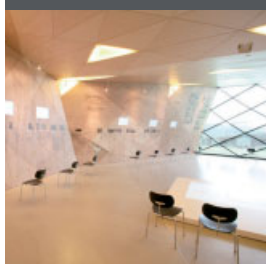
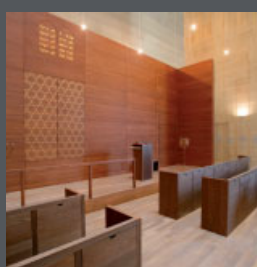
Besondere Ingenieurleistung

Die zentrale Aufgabe der Tragwerksplanung bestand in der adäquaten kon-

struktiven Umsetzung des architektonischen Bildes und des einzigartigen Entwurfs in ein hochtechnisiertes Museumsgebäude. Sorgfältige Arbeitsvorbereitung, Baustellenlogistik und eine professionelle Bausausführung stellten sicher, dass das optimierte Tragwerkskonzept hinsichtlich Konstruktion, Gestaltung, Wirtschaftlichkeit und Nachhaltigkeit in die Realität umgesetzt wurde.

Besondere Herausforderungen ergaben sich durch die komplexe Gebäudegeometrie. Die schwierigen geometrischen Vorgaben wurden mittels einer 3D-Planung umgesetzt. Anforderungen hinsichtlich einer schwebenden Bohrpfehlgründung, weitgespannter und auskragender Stahlbetonkonstruktionen in Sichtbetonqualität, betontechnologische Lösungen der Beckenkonstruktionen in WU-Beton, die integrale Berücksichtigung der Gebäudetechnik im Tragwerkskonzept sowie Verformungen der Walhalle mit verschieblichen Anbindungen von Decken, Stegen, Fassaden und Dächern konnten nur durch einen vorbildlichen Planungsprozess bewältigt werden.

SI schweitzer|ingenieure



tragwerke

www.schweitzer-tragwerke.de

Architecture Books from Ernst & Sohn



Nixdorf, Stefan

StadiumATLAS

Technical Recommendations for Grandstands in Modern Stadia
2008. 368 Pages. 695 fig.

Hardcover

€ 149,-* / sFr 235,-

ISBN: 978-3-433-01851-4

This **StadiumATLAS** is a building-type planning guide for the construction of spectator stands in modern sports and event complexes. A methodological comparison of the venues of the FIFA World Cup 2006 in Germany continues into a catalogue of „Technical recommendations and requirements“ for the new erection or the modernization of multi-functional sports arenas on the basis of current European building regulations. The main focus lies on all essential and relevant aspects of planning and developing future concepts for the construction of grandstands.

Requirements for the building type of „gathering space“ have changed significantly within the course of the last decades. Achieving higher convenience for spectators and a better commercial exploitation have become guiding principles for the design of new sports complexes. In this handbook, the principles of building regulations and the guidelines of important sports associations are analyzed and interrelated in order to clarify dependencies and enable critical conclusions on the respective regulations. The StadiumATLAS aims to illustrate the constructional and geometrical effects of certain specifications and to facilitate decision-making for planners and clients regarding important parameters of stadium design.



Seidel, Michael

Tensile Surface Structures

A Practical Guide to Cable and Membrane Construction
Materials, Design, Assembly and Erection

2009. 238 pages with approx 358 figures, Hardcover.

Approx € 139,-* / sFr 220,-

ISBN: 978-3-433-02922-0

Date of Publication: March 2009

Tensile surface structures are the visual expression of an intensive rethinking of the topic of building envelopes by designers. Advances in design methods, materials, construction elements and assembly and erection planning in the field of lightweight construction are enabling ever more exacting applications of tensile structures with envelope and structural functions, especially in roofing over large clear spans without internal support. However, the particular mechanical characteristics of the materials used in the construction of textile structures demand consideration of the question of „buildability“. This book provides answers by discussing the fundamental influence of material manufacture and assembly in deciding the most suitable type of building or structure and its detailing in the design process. The fundamentals of material composition, manufacturing process, patterning and the behaviour of flexible structural systems are all explained here, as well as their use as structural and connection elements, and special attention is given to the erection of wide-span lightweight structures. The erection equipment is described, as well as the lifting and tensioning process and the construction methods used to erect the characteristic types of tensile structures, illustrated with a selection of example projects.

Fax-Antwort an +49 (0)30 47031 240

	978-3-433-01851-4	StadiumATLAS	149,00 €*
	978-3-433-02922-0	Tensile Surface Structures	139,00 €*

Contact person			
Company			USt-ID Nr./VAT-ID No.
Street/No.			email
Country	—	Zip Code	Location



Date

Signature

Ernst & Sohn

Verlag für Architektur und technische
Wissenschaften GmbH & Co. KG

Ernst & Sohn
A Wiley Company
www.ernst-und-sohn.de

For Order and Customer Service:

Verlag Wiley-VCH Telefon: +49(0) 6201 / 606-400
Boschstraße 12 Telefax: +49(0) 6201 / 606-184
69469 Weinheim E-Mail: service@wiley-vch.de

*In EU countries the local VAT is effective for books and journals.

Postage will be charged. Whilst every effort is made to ensure that the contents of this advertisement are accurate, all information is subject to change without notice. Our standard terms and delivery conditions apply. Prices are subject to change without notice. 0115109026_my



WEITERE EINREICHUNGEN

Busterminal Twerenbold, Baden-Rütihof/Schweiz



Einreichende Firma/ Tragwerksplanung:

Dr. Lüchinger + Meyer
Bauingenieure AG, Zürich/Schweiz

Bauherr:

Twerenbold Reisen AG,
Baden-Rütihof/Schweiz

Bauausführung:

GU: Implenia, Aarau/Schweiz
Betonbau: Hächler AG,
Wettingen/Schweiz
Stahlbau: H. Wetter AG,
Stetten/Schweiz

Architekt:

Knapkiewicz + Fickert AG,
Zürich/Schweiz

Aufgabenstellung

Ziel des Bauherrn war es, die bestehende Buseinstellhalle zu einem großzügigen, die Firma Twerenbold repräsentierenden Busterminal zu erweitern. Die Kunden sollten mit ihrem Auto oder einem Zubringerbus anreisen und bequem in ihren Reisebus umsteigen können. Der neue Busterminal umfasst eine neue Abfahrtshalle, eine neue Wartehalle für die Passagiere und eine erwei-

terte Einstellhalle für die Autos der Passagiere. Die Abfahrtshalle sollte 12 Bussen Platz bieten und stützenfrei sein.

Beschreibung der Konstruktion

Die ca. 60 m lange und 30 m breite Erweiterung schließt längs an die bestehende Buseinstellhalle an. Die neue verglaste Wartehalle bildet das Verbindungsstück zwischen der bestehenden Buseinstellhalle und der neuen Ab-

fahrtshalle. Die Einstellhalle für die Autos der Kunden liegt in den beiden Untergeschossen unter dem erweiterten Gebäude.

Für die Autoeinstellhalle bot sich eine Stahlbetonbauweise mit vorgefertigten Stützen sowie mit Außenwänden und Decken in Ortbeton an. Im Untergeschoss unter der bestehenden Einstellhalle wurde eine neue Ortbeton-Zwischendecke eingezogen, um Parkfläche zu gewinnen.

Eine Faltwerkkonstruktion in Stahl überdacht die neue Abfahrtshalle und die Wartehalle. Das gefaltete Dach entspricht in seiner Typologie einem Flugzeugflügel. Die Stahlkonstruktion bildet dabei ein Gerippe, welches beidseitig mit lichtdurchlässigen Materialien (Wellkunststoff und Membranmaterial) verkleidet ist. Diese relativ leichte Konstruktion eignet sich sehr gut dazu, die etwa 45 m lange und 30 m breite Abfahrtshalle stützenfrei zu überspannen.

Bis zu 3 m hohe Blechträger bilden die Primärstruktur des Stahl-Gerippes. Sie setzt sich aus seitlichen Rahmen, einem zur Minimierung der Trägerhöhe mit Seilen unterspannten Diagonalträger über der Abfahrtshalle, einem auf Lift- und Treppenhaus gelagerten Diagonalträger über der Wartehalle sowie einem auf zwei schrägen in die

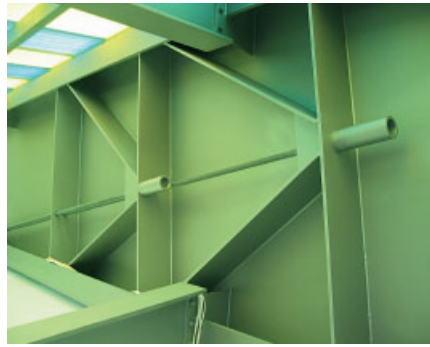


Untergeschosse eingespannten Betonstützen liegenden Abfangträger zwischen Abfahrtshalle und Wartehalle zusammen. Zwei Pfettenlagen, welche die obere und die untere Dachhaut tragen, spannen zwischen den Blechträgern. Insbesondere die diagonal über der Abfahrtshalle verlaufenden Pfetten dienen der Stabilisierung der Blechträger gegen Biegedrillknicken.

Ein beidseitig mit Membranen gespanntes Fachwerk schließt die Halle an der Stirnseite ab. Das Fachwerk spannt über die gesamte Breite der darunterliegenden Einstellhalle. Es trägt das Dach, dient aber auch zur Stabilisierung der Halle. Zudem ist ein Teil der Betondecke über der Einstellhalle daran abgehängt. Dadurch entsteht eine großzügige, stützenfreie Einfahrtsituation, die sich formal als Kerbe in der Topographie abzeichnet.

Folge- und Unterhaltskosten

Ziel war es, ein möglichst unterhaltsarmes Gebäude zu bauen. Die normale Wartung beschränkt sich auf die Reinigung der Oberflächen und der Entwäs-



Detail Seilverankerung

serungsrinnen, sowie auf eine regelmäßige Kontrolle bezüglich Korrosion.

Die Stahlteile sind mit einem qualitativ guten, dauerhaften und umweltverträglichen Korrosionsschutzanstrich versehen, welcher nach etwa 40 Jahren erneuert werden muss. Die Lebensdauer der Wellkunststoffplatten und der Membran ist kürzer als diejenige der Tragstruktur. Um die Membran nicht einer Beschädigung durch Vandalen auszusetzen, wurde das Fachwerk im unteren Bereich mit Stahlblech anstelle einer Membran verkleidet.

Besondere Ingenieurleistung

Die räumlich gefaltete Geometrie des Tragwerks stellte hohe Anforderungen an Planer und Unternehmer, vom ersten Entwurf bis zur Montage.

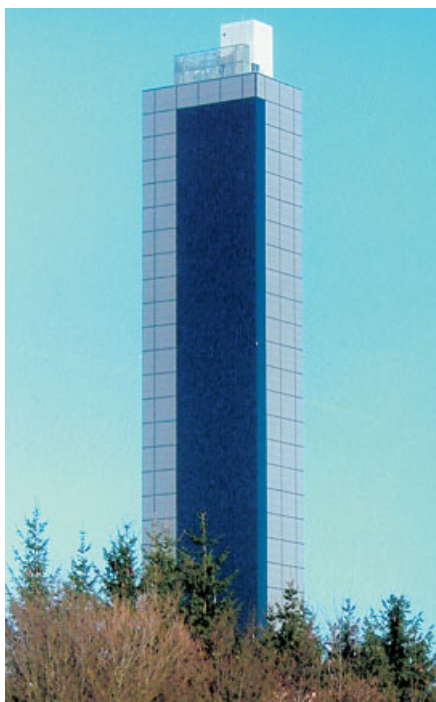
Bei der Bemessung des Tragwerkes musste Biegedrillknicken der über die Pfetten gekoppelten Träger berücksichtigt werden. Für die Verbindungen der Tragelemente wurden möglichst einfache und wirtschaftliche Lösungen gesucht. So wurde beispielsweise darauf verzichtet, auf der Baustelle zu schweißen.

Kritische Bauzustände mussten geprüft werden. Der Diagonalträger über der Abfahrtshalle wurde z. B. auf zwei Hilfsabstützungen montiert, da er ohne Unterspannung nicht tragfähig war. Die Vorspannung der Seile erfolgte nach einem definierten Spannprogramm. Die Vorspannkraft wurde von beiden Seiten gleichzeitig aufgebracht, um die Umlenkung in der Mitte nicht horizontal zu belasten. Ebenso wurden die beiden äußeren und die beiden inneren Seile jeweils parallel in mehreren Spannstufen vorgespannt, um den Träger nicht um seine schwache Achse zu beanspruchen.



WEITERE EINREICHUNGEN

Schapfenmühle, Ulm



Einreichende Firma/ Tragwerksplanung:
Peter und Lochner GmbH, Stuttgart

Bauherr:
Carl Künkele GmbH & Co. KG, Ulm-Jungingen

Bauausführung:
*Rohbau: Matthäus Schmid Bauunternehmen, Baltringen
Anlagenbau: Bühler GmbH, Braunschweig*

Architekt:
Seidel Architekten, Ulm-Lehr

war es möglich, tragende Wandscheiben und „kastenförmige“ Querschnitte auszubilden. Über diese werden die Lasten der im oberen Siloteil liegenden Zellen auf die über die ganze Höhe durchlaufenden Zellen- und Betriebsraumwände abgetragen, gleichzeitig wird die horizontale Aussteifung gewährleistet. Weiterhin werden die Vertikallasten durch die Scheibenwirkung der Wände auch bei unterschiedlichem Füllstand der einzelnen Zellen so gleichmäßig wie möglich auf die Gründung verteilt. Auch die Aussparungen und Öffnungen in den Wänden der Betriebsräume, die die Abtragung der hohen Vertikallasten erschweren, lassen sich am besten mit einem monolithischen scheiben- beziehungsweise kastenartigen Querschnitt bewältigen. Dieser eignet sich gleichzeitig auch zur günstigen Aufnahme der Horizontaldrücke aus dem Schüttgut auf die Zellwände.

Der Bau von Stahlbetonsilos lässt sich im Normalfall am schnellsten und wirtschaftlichsten mit Gleitbeton

Aufgabenstellung

Die Planung wurde von vielfältigen Randbedingungen bestimmt. Zunächst stand nur ein begrenztes Baufeld zur Verfügung, auf dem für große Lagermengen ein entsprechend großes Bauvolumen realisiert werden sollte. Die Lagerung war für verschiedene Getreidesorten nach den neuesten betrieblichen Anforderungen ausulegen, so dass Behandlung und Weiterverarbeitung des Getreides ohne große Transportwege erfolgen können. Mit einer wirtschaftlichen Bauweise sollte bei möglichst kurzer Bauzeit ein robustes und dauerhaftes Tragwerk entstehen. Zu bedenken waren auch bautechnische Explosionsschutzmaßnahmen. Für das Bauwerk war eine Nutzung von Solarenergie angedacht, es sollte zudem als Antennenträger dienen. Aufgrund der städtebaulich exponierten Lage musste eine enge Abstimmung zwischen dem Bauherrn, der Stadt und den Planern gewährleistet werden.

Beschreibung der Konstruktion

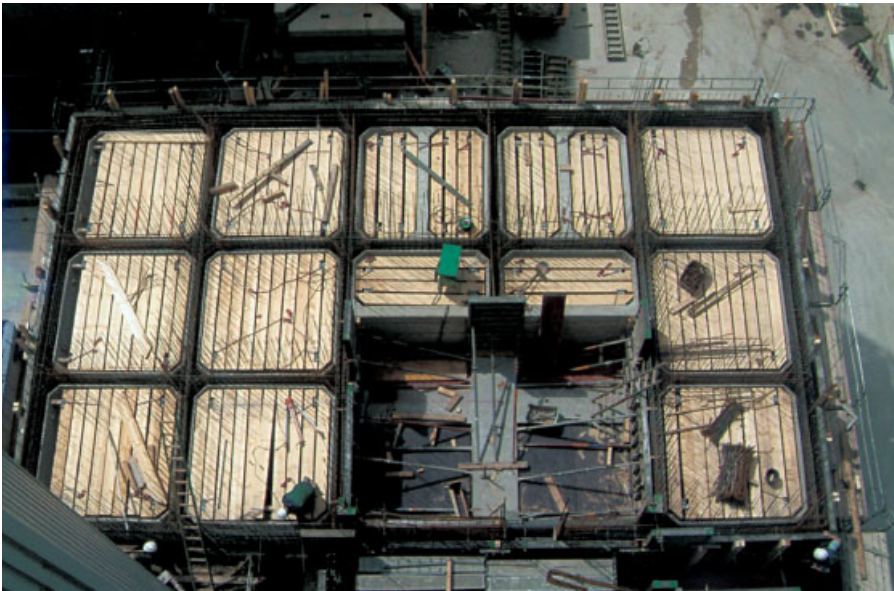
Der Querschnitt des Zellenblocks ist mit 10,13 m × 16,65 m im Grundriss sehr

kompakt. Bei ca. 3 × 3 m Grundrissabmessungen haben insgesamt 9 der 27 Silozellen eine Höhe von 90 m. Insgesamt ergab sich für das Bauwerk eine Höhe von 115 m, was sehr hohe Vertikallasten auf engstem Raum nach sich zieht. Da selbst für einen Fundamentüberstand kaum Platz vorhanden war, wurden trotz des felsartigen Baugrunds 27 Großbohrpfähle mit 1,20 m Durchmesser und ca. 19 m Länge als Gründung vorgesehen, die direkt unter den tragenden Wänden und Stützen angeordnet sind.

Zur Lagerung der verschiedenen Getreidesorten und der hieraus gewonnenen Produkte ist eine Vielzahl verschiedener Zellen mit unterschiedlichen Abmessungen notwendig. Für die Anordnung dieser Zellen im Gebäude waren daher neben den Grundfunktionen wie Beschicken und Entleeren der Zellen auch Behandlung und Verarbeitung in verschiedenen Betriebsräumen, die unter, über oder zwischen den Zellen anzuordnen waren, zu berücksichtigen. Gleichzeitig musste die gewählte Zellenanordnung auch die wirtschaftliche Abtragung der hohen Vertikallasten ermöglichen. Durch die quadratische oder rechteckige Grundform der Zellen



Das angefügte mit Gitterrosten verkleidete Treppenhaus und der höhergezogene Aufzugsschacht geben dem Turm Struktur und Spannung



Der kompakte Querschnitt des Zellenblocks beherbergt 27 Silozellen (3 m × 3 m) mit unterschiedlichen Höhen

durchführen. Bereits bei der Planung ist das Herstellungsverfahren zu berücksichtigen. Neben der Optimierung der Querschnittsform, geeigneten Stabformen der Bewehrung, detailliert geplanten Gleitunterbrechungen sei hier beispielhaft die abgestimmte Betonrezeptur erwähnt. Mit 30 cm Dicke für die Umfassungswände und 25 cm Dicke für die Innenwände ergab sich ein ausgewogener Querschnitt, der vor allem auch für den Explosionsschutz sinnvoll ist.

Aufgrund der geringen Grundstücksgröße blieb nach aufwendigen Voruntersuchungen und Alternativkonzepten für andere Standorte als Ergebnis nur die Möglichkeit, einen Turm zu bauen. Vorgehängte Fassadenelemente gliedern den Hauptbaukörper im Raster von 3 m × 3 m. Die integrierte Photovoltaikanlage, das angefügte, mit Gitterrosten verkleidete Treppenhaus und der höhergezogene Aufzugsschacht geben dem Turm die notwendige Struktur und Spannung.

Besondere Ingenieurleistung

Aufgrund der frühzeitigen intensiven Bemühungen der beteiligten Planer, des Bauherrn und der ausführenden Bau-firma, alle Anforderungen an das Bauwerk möglichst gut unter einen Hut zu bringen, war ein reibungsloser Bauablauf möglich. Die Nutzung des Gebäudes verlief von Anfang an problemlos. So entstand in partnerschaftlicher Zusammenarbeit ein qualitativ hochwertiges und zugleich beeindruckendes Bauwerk, das sich von der Masse der sonstigen Industriebauwerke deutlich abhebt.

Die Erarbeitung des optimalen Tragwerks für die Abtragung der sehr hohen Lasten auf engstem Raum war unter Berücksichtigung des wirtschaftlichsten Herstellungsverfahrens für den komplexen Zellenquerschnitt eine große Herausforderung. Das Getreidesilo konnte nach nur 12 Monaten Bauzeit in Betrieb genommen werden.

Der Bauherr hat durch den Neubau des Silos die Lagerkapazität innerhalb des Firmengeländes deutlich erhöht und bisher an verschiedenen Standorten befindliche Lagerflächen zentralisiert. Hierdurch und durch die innerhalb des Siloturms optimal angeordneten Fertigungsprozesse ist die Minimierung der laufenden Kosten sichergestellt.

(Bilder: Seidel Architekten)



Schlossgrabenbrücke Darmstadt



Einreichende Firma:

Evonik Röhm GmbH, Darmstadt
TU Darmstadt

Bauherr:

TU Darmstadt

Tragwerksplanung:

Tragwerk+, Weiterstadt

Bauausführung:

Evonik Röhm GmbH, Darmstadt
Hess Wohnwerk GmbH & Co. KG,
Kleinheubach

Architekt:

TU Darmstadt,
Fachgebiet Prof. Dr.-Ing. J.-D. Wörner

Aufgabenstellung

Im Herzen von Darmstadt, direkt am Glockenbau des Residenzschlusses, wurde eine Fußgängerbrücke mit einer neuartigen, bisher einmaligen Tragstruktur über den östlichen Schlossgraben errichtet. Dabei besteht das Tragwerk zu einem wesentlichen Teil aus Plexiglas® und ist somit durchsichtig. Das beschriebene Bauprojekt ist Teil einer Forschungskoooperation zwischen der Technischen Universität Darmstadt und der Evonik Röhm GmbH.

Beschreibung der Konstruktion

Der architektonische Entwurf nimmt den Höhenunterschied zwischen den beiden Brückenufern durch zwei Knicke im Untergurt der Tragkonstruktion auf. Der Obergurt verläuft dabei horizontal. Aufgrund von Auflagen seitens des Denkmalschutzes war es nicht möglich, auftretende Lasten der Brücke in den Bestand einzuleiten. Die Brücke steht daher vollkommen frei auf zwei Stützenpaaren. Das statische System ist ein Einfeldträger mit zwei Kragarmen. Ein Spalt von 10 cm Breite zwischen Brücke und Bestand wahrt einen ehrfürchtigen Abstand.

Die beiden Hauptträger der Brücke liegen ca. 4 m auseinander. Zwischen

ihnen befindet sich der 1,6 m breite Gehweg. Um der Brückenstruktur mehr Leichtigkeit zu verleihen und den Eindruck eines transparenten Tunnels zu verhindern, wurde ein Abstand von 1 m zwischen Hauptträger und Gehweg vorgesehen. So konnte auch die Gefahr der Beschädigung der PMMA-Scheiben (Polymethylmethacrylat) reduziert werden. Die horizontalen Lasten werden durch einen liegenden Vierendeelträger

in der Untergurtebene abgeleitet. Dieser Träger hat auch die Funktion, die vertikalen Lasten aus dem Laufsteg in die Hauptträger zu transportieren. Die Windkräfte und alle Stabilisierungslasten aus dem Obergurt werden durch ein aussteifendes U über den Stützen aufgenommen. Der Gehweg ist mit Bohlen aus sibirischer Lärche belegt.

Bei dem neuartigen Tragsystem nehmen die außenliegenden Holzgurte die



Die PMMA-Scheiben fungieren als Stege zwischen Ober- und Untergurt des filigranen Tragwerks



Zwischen Hauptträger und Gehweg, der mit Lärchenbohlen belegt ist, ist 1 m Abstand

Zug- bzw. Druckkräfte auf, während die PMMA-Scheiben als Stege die Ober- und Untergurte auf Abstand halten und eine Schubverbindung darstellen. Dadurch entsteht ein größtenteils transparentes Tragwerk, das sehr filigran und leicht wirkt. Die jeweils zweiteiligen Holzgurte werden mit dem dazwischenliegenden Kunststoff verschraubt. Durch das günstige Verhältnis der Elastizitätsmoduln von Brettschichtholz (Lärche) und PMMA sind die auftretenden Biege- und Randspannungen im PMMA geringer als im Holz. Die 7 cm dicken PMMA-Scheiben tragen hingegen als Steg des Hauptträgers die Schubkräfte ab. Am Auflagerpunkt geht die Last direkt aus dem PMMA-Steg in die Auflagerplatten. Als Trennschicht zwischen PMMA und Stahl dient Teflon, um die

auftretenden Spannungsspitzen zu minimieren.

PMMA ist ein hochtransparenter, thermoplastischer Kunststoff, der unmodifiziert spröde und spannungsrissegefährdet ist. Die mechanischen Eigenschaften sind vor allem von der Belastungszeit und der Temperatur abhängig. Durch steigende Temperatur wird das Gefüge aufgelockert. Die Temperaturendeckung von PMMA ist mit $70 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ sehr hoch. Bei der systembedingten festen Verbindung zum Holz entstehen dadurch Zwangkräfte. Im Zuge des Genehmigungsverfahrens wurde ein Gutachten erstellt, und es wurden diverse Versuche an der TU Darmstadt durchgeführt. Neben verschiedenen Versuchen zur Stabilität von PMMA-Scheiben wurden viele Proben

auf Lochleibung untersucht. Da PMMA ein sprödes Material ist, ist es sehr empfindlich hinsichtlich Kerbwirkung. Die Qualität der Bohrung ist von entscheidender Bedeutung.

Die gesamte Brücke wurde auf dem Werksgelände des ausführenden Holzbauunternehmens vorgefertigt. Die Bearbeitung der PMMA-Scheiben wie Sägen, Bohren etc. erfolgte mit den vom Hersteller vorgegebenen Werkzeugen an einer Fünffachs-CNC-Anlage ebenfalls dort. Anschließend wurden jeweils vier Scheiben mit den 26 m langen zweiteiligen Gurten über Bolzen verbunden. Als Witterungsschutz wurden auf das Holz sieben Schichten Flüssigkunststoff mit einer Gesamtdicke von 1 mm aufgetragen und eine Verblechung auf der Oberseite installiert. Die Brücke wurde dann in einem Stück per Schwertransport zum Darmstädter Schloss gefahren und nachts unter reger Anteilnahme der Bevölkerung innerhalb kürzester Zeit eingehoben und auf den am selben Abend installierten Stahlstützen montiert.

Besondere Ingenieurleistung

In Darmstadt steht nun die weltweit erste Fußgängerbrücke aus einem Verbundsystem aus Holz und Plexiglas®. Durch diese Kombination wirkt das Tragwerk leicht und ist überwiegend transparent. Die Verarbeitung des PMMA wurde hinsichtlich verschiedener Schwierigkeiten, die durch die Materialeigenschaften bedingt sind, optimiert. Der hohe Vorfertigungsgrad machte eine extrem kurze Montagezeit möglich.



Hans-Otto-Theater, Potsdam



Einreichende Firma/Tragwerksplanung:

Ingenieurgruppe Bauen, Karlsruhe

Bauherr:

Stadtverwaltung Potsdam

Bauausführung:

Rohbau:

BATEG Ingenieurbau GmbH, Berlin

Gründung:

Bilfinger Berger AG, Berlin

Architekt:

Professor Gottfried Böhm, Köln

Aufgabenstellung

Für das 1945 zerstörte Königliche Schauspielhaus, die Provisorien in der Zimmerstraße und der „Blehbüchse“ sowie des 1989 begonnenen und nach der Wende wieder abgerissenen Theaterneubaus am Neuen Markt sollte ein Ersatzneubau entstehen. Als Standort für das neue Theater der Landeshauptstadt wurde das Havelufer gewählt.

Das Bauwerk auf dem kontaminierten Gelände des ehemaligen Gaswerks sollte bestehende Gebäudeteile integrieren. Der desolate Gasometer wurde saniert und zur Anlieferung sowie als Außenbühne ertüchtigt. In der ehemaligen Zichorienmühle wurde das Theaterlokal untergebracht.

Auf die besondere Lage am Ufer, die unmittelbare Nachbarschaft zum Glienicke Park und Babelsberg musste aus städtebaulicher Sicht Rücksicht genommen werden.

Die Werkstätten und die Verwaltung mussten unter dem Diktat größter Wirtschaftlichkeit auf fünf Geschossen untergebracht werden. Der Bühnenturm sollte mit seiner streng kubischen Form neben den aufgelösten eleganten Saal- und Foyerdächern stehen.

Beschreibung der Konstruktion

Zur Abtragung der unterschiedlich hohen Lasten in den Schwemmlandgrund wurde eine Pfahlgründung mit abdichtender Bodenplatte in Ortbeton B35 ge-

wählt. Der Kellerkasten wurde im Grundwasser als Weiße Wanne ausgebildet.

Als wirtschaftlichste Lösung wählte man Fertigteile für Wände und Decken. Die „Biege“-Schalen der



Betonieren der Dachschalen



Vorgespannte Dachschalen in Sichtbetonqualität

Dachkonstruktionen bestehen aus vorgespanntem Ortbeton. So konnte man bei minimalen Querschnitten eine ausreichende Tragfähigkeit erreichen.

Je nach Spannweite und Wirtschaftlichkeit wurden unterschiedliche Betonklassen gewählt: für den Verwaltungsbereich und den Saal B25, für die Bühnen B35 für die Werkstätten B45. Auch in B45 ausgeführt wurden die Dächer aufgrund der großen Spannweiten und der gewünschten Duktilität. Besonderes Augenmerk lag hierbei auf der Betontechnologie wegen der Sichtbetonanforderung Klasse 4 (strahlenförmige Brettschalung) sowie der Betonierbarkeit bis zu 45 Grad Neigung.

Durch die hochwertige Abdichtung der Dächer (Triflex ProTect und Triflex ProDetail) wird trotz der thermisch und lichttechnisch ungünstigen, aber architektonisch gewollten Farbgebung eine lange Haltbarkeit erwartet. Die rohen Betonwände und die Gussasphaltböden sind nahezu wartungsfrei.

Besondere Ingenieurleistung

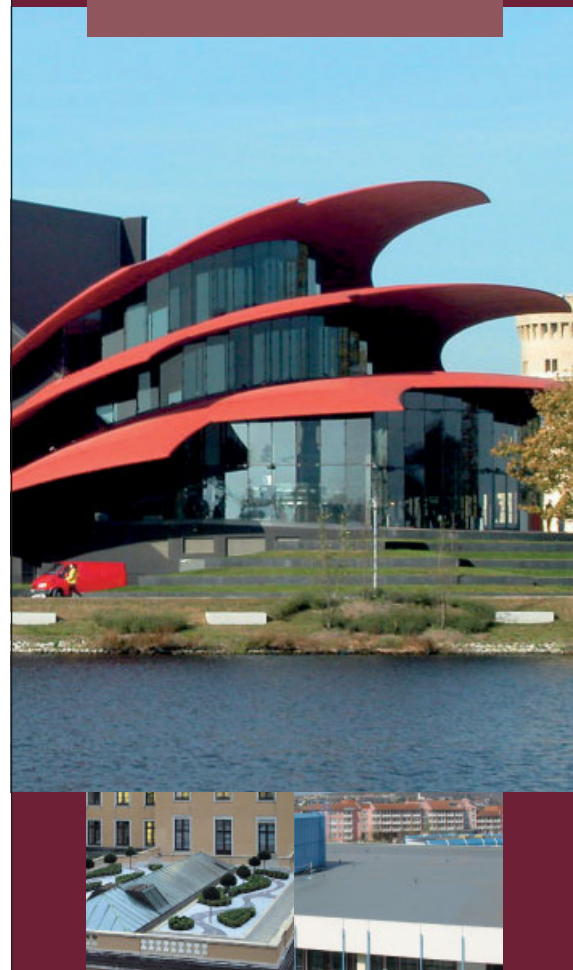
Eine besondere Leistung ist in der Bewältigung schwieriger Baugrundverhältnisse zu sehen. Der Untergrund war nicht nur kontaminiert, sondern auch wenig tragfähig. Ein hoher Grundwasserstand erschwerte die Aufnahme unterschiedlich hoher Lasten.

Das Budget für diesen Bau war extrem niedrig. So mussten alle Bauteile auf die kostengünstigste Weise geplant und hergestellt werden. In diesem Zusammenhang spielte die Erkundung des Materials und die Resttragfähigkeit der einzubindenden vorhandenen Gebäude eine wichtige Rolle. Im Bereich der Werkstätten und der Verwaltung wurden vorrangig Fertigteile mit optimal ausgenutzten Querschnitten eingesetzt.

Die extrem schlanken Betonschalen (in den Randbereichen nur 7 cm Dicke) haben mathematisch komplizierte Geometrien. Die Betontechnologie auszureizen bei bis zu 45 Grad geneigten Sichtbetonflächen mit großen Auskragungen, wäre ohne Betonversuche kaum möglich gewesen.

Intelligente Dachsysteme

Flachdächer | Dachanschlüsse



Der Spezialist für Flüssigkunststoff

Lösungen mit Triflex sind besonders sicher. Selbst komplizierte Details und Anschlüsse werden nahtlos abgedichtet. Und das ohne Grundierung auf den meisten Untergründen. Bereits in weniger als einer Stunde ist die Abdichtung regenfest.

Objektreferenzen aus über 30 Jahren beweisen die Qualität der Triflex-Systeme. Nutzen Sie diese Vorteile!

Triflex®

Triflex Beschichtungssysteme
GmbH & Co. KG
Karlstraße 59 | D-32423 Minden
Tel. +49 571 38780-0
Fax +49 571 38780-738
info@triflex.de | www.triflex.de
Ein Unternehmen der Follmann-Gruppe



WEITERE EINREICHUNGEN

Montagehalle Pilatus Aircraft Ltd, Stans/Schweiz



Einreichende Firma/Tragwerksplanung:

Bürli Generalunternehmung AG,
Luzern/Schweiz
Lauber Ingenieurbüro für Holzbau,
Luzern/Schweiz

Bauherr:

Pilatus Aircraft Ltd, Stans/Schweiz

Bauausführung:

ARGE Holz Pilatus Aircraft, c/o Hector
Egger Holzbau AG,
Langenthal/Schweiz

Architekt:

Scheitlin Syfrig + Partner,
Luzern/Schweiz

Aufgabenstellung

Der Bauherr wünschte sich eine neue Montagehalle in Stans mit zwei Fertigungsstraßen, Büros, Werkstätten sowie einem Besucherzentrum.

Neue Entwicklungen im Ingenieurholzbau und die markanten Preissteigerungen im Stahlbau haben dazu geführt, dass Holztragwerke heute technisch wie auch wirtschaftlich absolut konkurrenzfähig sind. Mit dem Einsatz von einem nachwachsenden Rohstoff ist auch die Nachhaltigkeit gewährleistet. Daraus resultierten die Zielvorgaben der Bauherrschaft:

- Die Flugzeug-Montagehalle sollte stützenfrei und mit einem Holztragwerk realisiert werden.
- Die Angestellten in den Büros und der Endmontage sollten optimale Arbeitsbedingungen mit viel Tageslicht erhalten.
- Als markanter Anziehungspunkt sollte ein Visitor-Center für mehr als 200 Personen realisiert werden.
- Es sollte möglichst viel einheimisches Holz verbaut werden.
- Der vorgegebene enge Terminplan sowie das bewilligte Budget waren einzuhalten.

Das Raumprogramm wurde wie folgt definiert: Montagehalle 7200 m², Werk-

stätten 700 m², Büros und Garderoben 2240 m², Visitor-Center 400 m², Technik- und Nebenräume 50 m².

Beschreibung der Konstruktion

Die neue Montagehalle mit integrierten Werkstätten und einem aufgesetzten viergeschossigen Visitor-Center stellt

eines der größten Holzbauwerke der Schweiz im Industriebau dar. Mit einer Länge von 122 m und einer lichten Spannweite von 61 m gehört die Anlage zu den anspruchsvolleren Ingenieurbauwerken. Um eine Spannweite von 61 m stützenfrei überspannen zu können, erwies sich nach der Evaluation verschiedener Tragsysteme ein



Fachwerk mit gebogenem Obergurt

Fachwerk mit gebogenem Obergurt und geradem Untergurt am wirtschaftlichsten. Durch die Integration der Büros unter einem Dach entstand eine nach Norden geöffnete Bogenform eines Flügels. In diesem Sinne folgt die Konstruktion dem Leitsatz: form follows statics. Ein Nordoberlichtband und die Auskragung des Visitor-Centers sind funktionelle und formale Additive und gliedern den Torso. Die Fachwerke sind mit Zug- und Druckdiagonalen ausgebildet, haben eine Systemhöhe von 7,5 m und liegen auf der Nordseite auf einer Stütze aus Stahlbeton. Diese ist unten eingespannt und übernimmt die Aussteifung in Querrichtung. Auf der Südseite ruht das Tragwerk auf einer leicht nach innen geneigten Pendelstütze. Das Achsmaß des Primärtragwerks beträgt 8 m. Die Aussteifung in Längsrichtung des 18 m hohen Gebäudes erfolgt durch drei Aussteifungsverbände.

Das Eigengewicht der Holzkonstruktion ist im Gegensatz zum Massivbau vergleichsweise gering und kommt der Gründung des Bauwerks bei den vorherrschenden schlechteren Bodenverhältnissen entgegen.

Die neue Montagehalle ist von der einen Seite eine Industriehalle, auf der anderen Seite aber ein repräsentativer Bürobau. Im zentralen Bereich wird dies durch einen aufgeklappten Körper, das Visitor-Center, verdeutlicht. Es markiert zugleich den Hauptzugang für die Besucher aus aller Welt. Das Visitor-Center, auf der einen Seite mit Blick auf das Werkareal, auf der anderen Seite mit Blick in die Montagehalle, besteht aus vier Geschossen, wobei die beiden obersten Geschosse 8 m in das Werkareal hineinragen. Hohlkastenelemente aus Holz bilden die Dachkonstruktion über



Aluminium-Holz-Fassade

dem Vortragssaal im 3. Obergeschoss und überspannen eine Länge von 16 m.

Werkstoffwahl

Aluminium und Holz sind die bestimmenden Materialien und verweisen sowohl auf die Materialien des Flugzeugbaus, als auch auf die landwirtschaftlichen Großbauten in der Stanser Ebene. Das dunkle Aluminium der Fassade und des Dachs sowie das naturfarbige Holz fügen sich harmonisch in die Landschaft ein. Ein weißer Kunststoffbelag verleiht der Halle für die Flugzeuge im farblichen Einklang mit dem rohen Holz etwas Edles.

Die eingespannten Stützen auf der Nordseite sowie die Decke über dem Erdgeschoss bei den Büros wurden in

Ortbeton erstellt. Alles andere wurde als Holztragwerk ausgeführt. Bei einigen hochbeanspruchten Bauteilen kam ultraschallsortiertes Holz zum Einsatz, um die hohen Anforderungen an die Festigkeit gewährleisten zu können. Neben der Nachhaltigkeit sprachen auch die regionale Verfügbarkeit, die kurzen Lieferfristen sowie die Wirtschaftlichkeit für den Werkstoff Holz.

Besondere Ingenieurleistung

Die stützenfreie Überdachung von über 60 m ist konstruktiv und bautechnisch eine Leistung im Grenzbereich. Die Wucht der Holzbogenkonstruktion steht in einem dramatischen Gegensatz zu den filigranen Flugzeugen in der Halle. Die Träger spannen einen enormen, fast sakralen Raum auf und schieben die Grenzen des einheimischen Baumaterials Holz in einen neuen Bereich.

Die Montagehalle zeigt, dass der traditionelle Baustoff die für moderne Bauten gestellten Anforderungen bezüglich Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Wirtschaftlichkeit bestens erfüllt. Die hohen Einwirkungen aus Schnee, Wind und Erdbeben sowie die kurze zur Verfügung stehende Planungszeit stellten für die projektierenden Ingenieure eine große Herausforderung dar. Eine kurze Montagezeit von ca. 10 Wochen ist das Resultat der optimalen Planung – montagefreundliche Details und Anschlüsse sorgten für einen reibungslosen Ablauf und die Aufnahme der Bautoleranzen aus dem Massivbau.

Der Einsatz des Baustoffs Holz führt zu geringen Folge- und Unterhaltskosten. Aufgrund des konstruktiven Holzschutzes und den sauber ausgeführten Details ist eine hohe Dauerhaftigkeit gewährleistet.



WILO AG, Dortmund



Einreichende Firma/ Tragwerksplanung:

*Professor Pfeifer und Partner,
Darmstadt*

Bauherr:

Wilo AG, Dortmund

Bauausführung:

*Kentzler, Dortmund
Stahlbau Lamparter, Kaufungen*

Architekt:

Gerber Architekten, Dortmund

Erdgeschoss als Eingangs- und Empfangsbereich vor. Entscheidend für Bauherrn und Architekt waren maximale Transparenz und eine horizontale Gliederung der Fassade. Die Stege und Treppen sollten in einer Glashülle schweben, deren tragende vertikale Elemente so wenig wie möglich in Erscheinung treten. Der Aufzug steht neben dem eigentlichen Baukörper und ist über brückenähnliche Stege an die Geschosse angeschlossen.

Da die Fassade nur an schlanken Zugelementen aufgehängt werden konnte, musste im Dach eine Konstruktion geschaffen werden, die in der Lage ist, die angehängten Lasten aufzunehmen und abzuleiten. Als beste Lösung erwies sich ein in Längsrichtung verlaufender, mittig angeordneter Hauptträger, der das Rückgrat des Tragwerks bildet. An ihm befinden sich beidseitig Nebenträger, an die die Fassadenhänger angeschlossen sind. Der Hauptträger liegt auf drei Rundstützen mit je 15 m Abstand, die die Lasten in die Gründung (Pfahlgründung in Verbindung mit tragender Bodenplatte) ableiten. Die Stabilisierung des Hauptträgers gegen Torsion erfolgt über die an den Kragarmspitzen montierten und an die Bodenplatte angeschlossenen Fassadenhänger. Rampen und Treppen sind

Aufgabenstellung

Der Stammsitz der WILO AG in Dortmund ist im Zuge des langjährigen Firmenbestehens kontinuierlich gewachsen. Das lässt sich auch an den Gebäuden ablesen. Ein dreigeschossiges unterkellertes Gebäude aus den 1960-er Jahren wurde bereits in den 1970-er Jahren zweigeschossig aufgestockt. Als der Platzbedarf wieder stieg, baute man später ein eigenständiges zweigeschossiges Bürogebäude, das wiederum in den 1990-er Jahren zwei zusätzliche Geschosse erhielt. Zwischen den beiden Gebäuden bestand lediglich im ersten Obergeschoss eine eher provisorische Verbindung.

Dieser bauliche Zustand sollte durch ein neues, beide Baukörper verbindendes Bauwerk verbessert werden. Zwischen den Ebenen der benachbarten Gebäude sollten barrierefreie Übergänge geschaffen werden. Gleichzeitig sollte ein neuer, repräsentativer Eingangsbereich entstehen.

Zwei Randbedingungen waren beim Entwurf zu beachten: Zum einen liegen die zu verbindenden Gebäude zwar nah beieinander (lichter Abstand 4 bis 5 m), sie sind aber versetzt angeordnet. Zum anderen sind die Geschosshöhen unterschiedlich. Die Verbindung der Geschosse muss somit über eine lang-

gestreckte Treppen- und Rampenanlage erfolgen, die zwischen den Gebäude angeordnet ist.

Beschreibung der Konstruktion

Der Entwurf sah einen langen, schmalen, etwa 18 m hohen Baukörper mit einer dreieckförmigen Erweiterung im



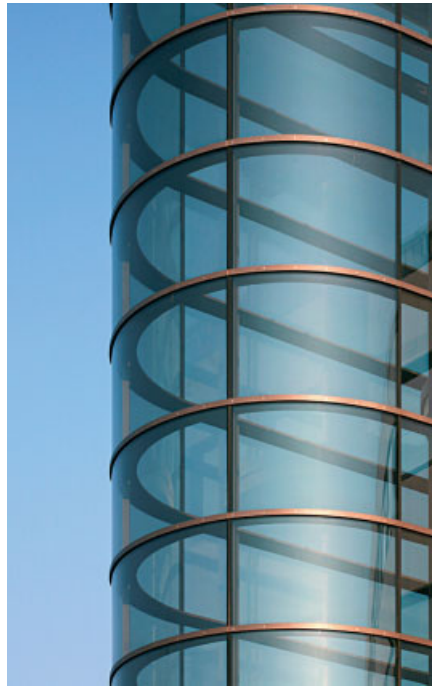
Der Hauptträger im Dach nimmt die angehängten Lasten über Nebenträger auf

am Dachtragwerk abgehängt, so dass im Erdgeschoss ein stützenfreier Raum entstehen konnte.

Eine große Herausforderung war die Aussteifung. Aufgrund der großen seitlichen Windangriffsfläche waren hohe Windlasten anzusetzen. Erschwerend kam hinzu, dass die Bestandsgebäude keine zusätzlichen Windlasten aufnehmen konnten.

Das Problem wurde durch ein System verschiedener, ineinandergreifender Aussteifungselemente gelöst. In Längsrichtung wurden an den Außenwänden der Bestandsgebäude Verbände angeordnet. In Querrichtung standen als vertikale aussteifende Elemente nur die beiden Aufzugsschächte und die Rückwand des neuen Baukörpers zur Verfügung, ergänzt durch die Möglichkeit, in das westliche Bestandsgebäude eine genau definierte, begrenzte Last einzuleiten. Die horizontalen Riegel und die vertikalen Hänger der Fassade wurden deshalb wie ein Trägerrost zur Abtragung der Flächenlasten herangezogen. An genau definierten Punkten wurde die starre Verbindung zum Bestandsgebäude hergestellt. Zusätzlich wirken die Fassadenhänger in Verbindung mit den auskragenden Nebenträgern, dem Hauptträger und den Stützen stabilisierend: Infolge Windbelastung erhalten sie auf der einen Seite Zug- und auf der anderen Seite Druckkräfte.

Damit diese aussteifende Wirkung der Hänger realisiert werden konnte, mussten sie fest mit der Bodenplatte und dem Dachtragwerk verbunden werden. Dabei durften keine Druckkräfte in den schlanken Hängern auftreten, weil sonst Knickgefahr bestand. Auch Temperaturdehnungen mussten berücksichtigt werden.




Die Fassade wurde an schlanken Zugelementen aufgehängt

tigt werden. Gelöst wurden diese Probleme durch Vorspannung der Hänger.

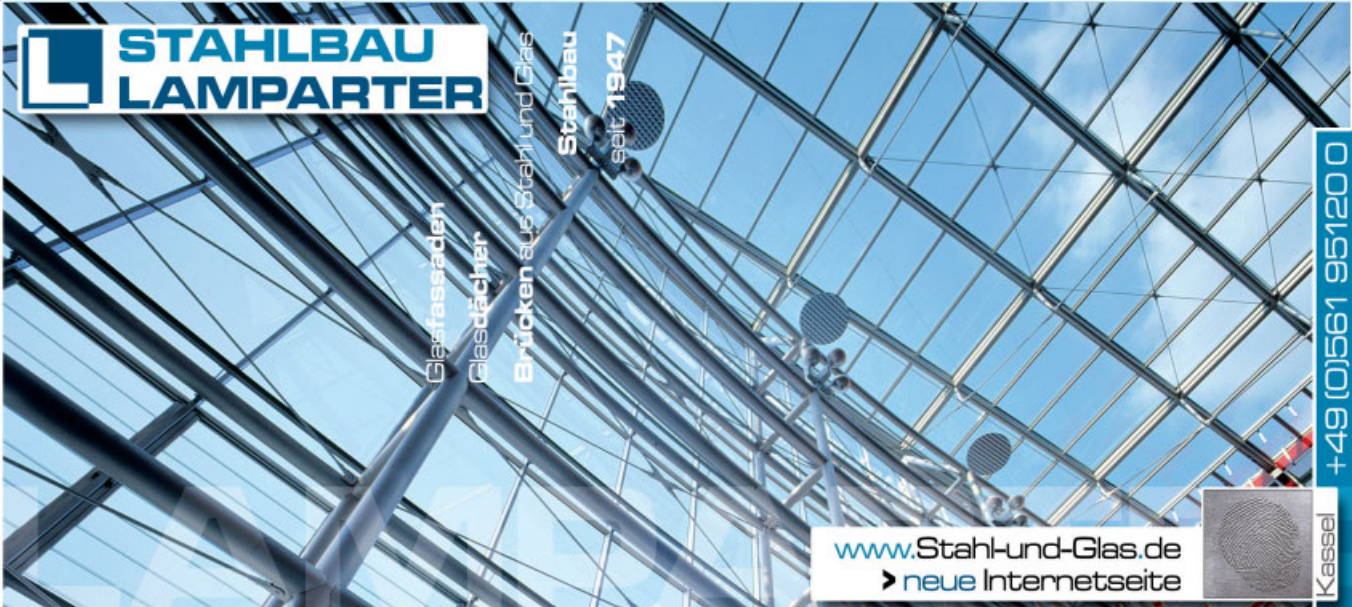
Zunächst nach einem Jahr, danach im Abstand von drei Jahren muss die Vorspannung überprüft werden. Am Fuß der Fassadenhänger wurde eine entsprechende Vorrichtung entwickelt, die zu jedem Zeitpunkt das Nachspannen und Ausrichten der Konstruktion ermöglicht.

Besondere Ingenieurleistung

Die Umsetzung der äußerst filigranen Tragstruktur der Glashülle stellte vor allem in Bezug auf die Aussteifung eine große Herausforderung dar. Weder über die vertikalen Fassadenhänger noch über die horizontalen Fassadenriegel allein wäre es möglich gewesen, die auf die große Fläche wirkenden Windlasten mit erträglichen Verformungen abzutragen. Erst durch das Heranziehen der Rampen, der Treppenläufe und der vertikalen Vorspannung konnte das Ziel erreicht werden. Das System wurde dabei plastisch bemessen, wobei die plastischen Gelenke beim Nachweis der Verformungen berücksichtigt werden mussten. Des Weiteren musste bei der Ermittlung der Schnittgrößen und der für die Vorspannung erforderlichen Kräfte die Belastungsgeschichte auf Grundlage des geplanten Montagevorgangs genau verfolgt und rechnerisch erfasst werden.



Glasfassaden
Glasdächer
Brücken aus Stahl und Glas
Stahlbau
seit 1947



+49 (0)561 951200

Kassel

www.Stahl-und-Glas.de
neue Internetseite



Parktower, Frankfurt/Main



Einreichende Firma/Tragwerksplanung:
RSP Rettel und Sattler Ingenieurgesellschaft mbH, Frankfurt/Main

Bauherr:
Dietz AG, Bensheim

Bauausführung:
Hochtief Construction AG, Frankfurt/Main

Architekt:
AS&P Albert Speer & Partner GmbH, Frankfurt/Main

Aufgabenstellung

Unmittelbar gegenüber der Alten Oper in Frankfurt/Main wurde 1972 das 96 m hohe Gebäude der SGZ-Bank (später DZ-Bank) errichtet. Der Bauherr erwarb dieses Gebäude im Jahre 2004 zusammen mit einer Planung, die eine Erweiterung des im Grundriss $24,2 \text{ m} \times 20,5 \text{ m}$ großen Gebäudes um etwa 300 m^2 je Geschoss und eine Aufstockung auf ca. 105 m vorsah. Das ursprüngliche Planungskonzept sah eine Fuge zwischen Bestand und Erweiterung sowie mehrere zusätzliche Innenstützen vor, die die Lasten der neu zu erstellenden Geschossebenen abtragen sollten.

Der Bauherr gab eine Machbarkeitsstudie mit folgender Zielstellung in Auftrag:

- Zur Deckenkonstruktion waren Alternativen zu entwickeln, um auf zusätzliche Innenstützen verzichten zu können und so Restriktionen bei der Raumeinteilung zu reduzieren.
- Die aussteifenden Kerne im Bestand waren in Hinblick auf eine ausreichende Tragfähigkeit für die Umbaumaßnahme zu überprüfen.

Als Ergebnis wurde die Möglichkeit aufgezeigt, auf zusätzliche Innenstützen zu verzichten. Durch Austausch des schwe-

ren Deckenaufbaus im Bestand und durch eine gewichtsoptimierte Decke im Neubaubereich entstanden Reserven für die Aufstockung eines weiteren Geschosses.

Beschreibung der Konstruktion

Bestand: Die Deckenkonstruktion im Bestand wird aus einachsig spannenden

Stahlbetondecken, bestehend aus vorgefertigten Deckenelementen und einer Ortbetonergänzung, gebildet. Der Lastabtrag erfolgt über teilverfertigte Unterzüge auf 12 Stützen und den exzentrisch angeordneten Kern. Nur die beiden Unterzüge in den mittleren Gebäudeachsen wurden komplett in Ortbeton hergestellt. Die Außenstützen im Erdgeschoss und im ersten Oberge-



schoß sind durchgehende 11,80 m hohe Stahlbetonfertigteilstützen. Die Aussteifung gegen Horizontallasten erfolgt durch den exzentrisch angeordneten Stahlbetonkern, dessen beide Hälften durch Koppelriegel miteinander verbunden sind.

Die Bodenplatte und die Außenwände des 2-geschossigen Kellers wurden als Weiße Wanne hergestellt.

Rückbau: Der Turmkopf wurde ab dem 22. Obergeschoss vollständig rückgebaut, da die angestrebte lichte Raumhöhe von 3,00 m nicht realisierbar gewesen wäre. In den anderen Geschossen erfolgte der Abbruch je eines Deckenfeldes, um den Einbau des geforderten zweiten Treppenhauses zu ermöglichen. In der Kernzone konnte durch Teilrückbau der Decken im Aufzugsvorraum Platz für zwei weitere Aufzüge und einen Installationsschacht geschaffen werden. Das Gebäude wurde also zunächst bis auf das Stahlbetonskelett zurückgebaut.

Gründung: Das Bestandsgebäude ist durch eine 2,70 m dicke Stahlbetonbodenplatte flach gegründet. Um möglichst geringe Setzungsunterschiede zwischen Bestands- und Erweiterungsbau sicherzustellen, wurde die zu ergänzende Bodenplatte mit Pfählen in Form einer kombinierten Pfahl-Platten-Gründung (KPP) versteift. Durch monolithische Anbindung des Kellerkastens war es möglich, Querkkräfte aus dem Bestand über die Schottwände im neuen Kellerkasten an die KPP zu übertragen. Der biegesteife Anschluss erfolgt durch kraftschlüssige Verbindungen der Bodenplatten sowie der Decke über dem ersten Untergeschoss. Damit gelingt es, eine gleichmäßige Verteilung der prognostizierten Baugrundsetzungen für den Lastfall

„ständige Lasten + 1/3 der Verkehrslasten + Auftrieb“ über die gesamte Gründungsfläche im Bereich von 2 bis 4 cm zu erreichen.

Decken und Stützen: Die Geschossdecke im Erweiterungsbereich wurde als 15 cm dicke Stahlbetondecke ausgeführt. Sie wird im Raster der Fassadenstützen (3,90 m) durch 23 cm dicke Unterzüge ausgesteift.

Das Deckensystem der unteren Geschosse wird auch im Bereich der Aufstockung verwendet, allerdings mit vereinfachter Unterzugsführung. Die Kerne sind in Leichtbeton LC 20 mit Wanddicken von 20 cm ausgeführt.

Die Betondruckfestigkeit der Bestandsstützen wurde anhand von entnommenen Bohrkernen bestimmt. Die Erwartung, dass die Festigkeiten höher waren als in der damaligen Planung angesetzt, bestätigte sich größtenteils. So konnten erforderliche Stützenverstärkungen auf 11 Geschosse beschränkt werden.

Aussteifung: Die StahlbetonloCHFassade des Erweiterungsbaus ist durch monolithische Verbindung mit den Deckenscheiben und den vorhandenen Kern in der Lage, die Standsicherheit des Hochhauses nach dem Umbau sicherzustellen. In allen Geschossen erwiesen sich Betonfestigkeiten von C30 oder C35 als ausreichend. Lediglich im Erd- und im ersten Obergeschoss wurde Beton der Güte C75 – bei größeren Bauteildicken – eingesetzt, um einem Steifigkeitsabfall durch größere Öffnungen und Stützenlängen entgegenzuwirken.

Besondere Ingenieurleistung

Für die Aufgabe, die Bruttogeschossfläche eines Büroturms aus den 1970-er



Jahren durch Erweiterung und Aufstockung auf jetzt ca. 24000 m² nahezu zu verdoppeln und zugleich die Funktionsfähigkeit eines modernen Gebäudes zu erreichen, war für das gesamte Tragwerk unter der Einbeziehung des Gebäudebestands eine optimale Lösung zu finden. Das in seiner Gesamtheit aufeinander abgestimmte Tragwerkskonzept und dessen konsequente und detailgenaue Umsetzung in der Berechnung sowie in der Rückbau- und Ausführungsplanung waren Voraussetzung für die Realisierung dieses ambitionierten Projekts.



MobileLifeCampus, Wolfsburg



Einreichende Firma/Tragwerksplanung:

Mayer-Vorfelder und Dinkelacker, Ingenieurgesellschaft für Bauwesen GmbH & Co. KG, Dresden

Bauherr:

Wolfsburg AG, vertreten durch die Volkswagen Immobilien Service GmbH, Wolfsburg

Bauausführung:

Wolff und Müller GmbH & Co. KG, Dresden

Architekt:

Henn Architekten, Berlin

Beschreibung der Konstruktion

Es wurde ein Tragwerk aus vorgespannten Flachdecken entwickelt, das ohne jegliche Unterzüge oder sonstige Träger auskommt. Die Deckendicke betrug lediglich 40 cm, was ein beachtliches l/h -Verhältnis von 55 bedeutet.

Als Vorspannung kamen Monolitzen in 4er-Bündeln mit einem Querschnitt von 150 mm^2 zum Einsatz. Für die Verlegung der Monolitzen wurde ein trapezförmiger Spanngliedverlauf gewählt. Dieser hat den Vorteil, dass zum einen teure Unterstützungskonstruktionen sowie aufwendige Einmessarbeiten entfallen konnten, zum anderen war eine zweiachsige Vorspannung mit sich kreuzenden Spanngliedern einfach zu realisieren. Die Unterstützung der Spannkabel wird lediglich in den Umlenkpunkten vorgenommen. Im Feldbereich konnten die Spannkabel auf der unteren Lage aufgelegt werden. Der Vorteil der Monolitze ohne Verbund liegt neben dem einfachen Einbau auch in der Art des Korrosionsschutzes. Dieser wird durch einen mit Fett verpressten Kunststoffmantel gewährleistet. Somit ist man in der Lage, auch mit teilweisen Vorspannkraften zu arbeiten und damit die Verformungen gut zu steuern.

Die geforderte Flexibilität der Grundrisse und die sich daraus ergebende geringe Anzahl der stützenden Bauteile bedingt eine genaue Ermittlung der Verformungen der Stahlbetonbauteile. Dies gilt neben den Verformungen im Deckenfeld im Besonderen auch für die auskragenden Deckenränder, da die filigrane Stahl-Glas-Konstruktion keine größeren Verformungen aufnehmen konnte. Dementsprechend waren umfangreiche Verträglichkeitsuntersuchungen unter Berücksichtigung der einzelnen Bauzustände erforderlich.

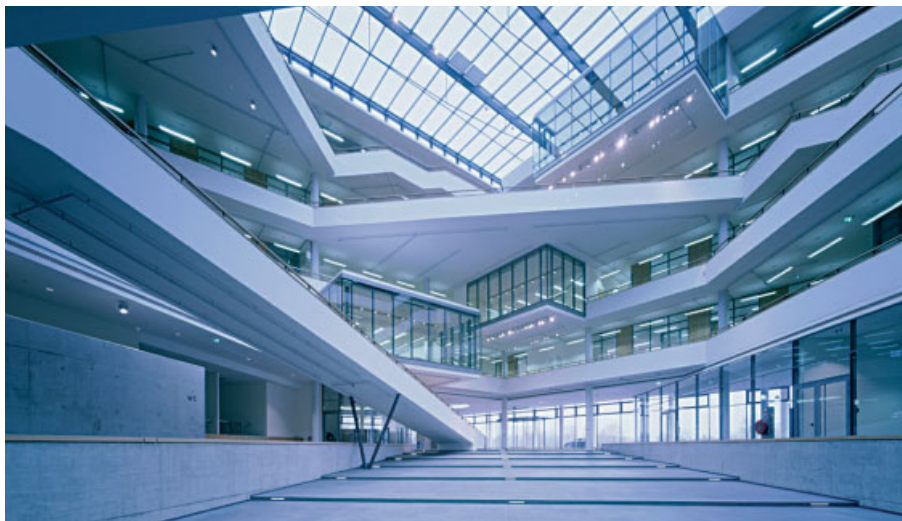
Bei der Untersuchung der Bauwerksverformungen sind die Langzeiteinflüsse aus Kriechen und Schwinden von maßgeblicher Bedeutung. Das statische System ist hochgradig unbestimmt, und für die aussteifenden Kerne, welche in jeder Ebene andere Steifigkeiten aufweisen, sind aufwendige Rechenmodelle erforderlich. Um zu überprüfen ob die angesetzten Annahmen zutreffen,

Aufgabenstellung

Die Grundlage des Entwurfs für den MobileLifeCampus ist ein umfangreiches, sich kreuzendes und scheinbar unendliches Band, stellvertretend für die interdisziplinäre Verbindung der unterschiedlichen Fachbereiche der Elit Hochschule.

Die Spannweiten der Decken liegen in einer Größenordnung zwischen 15 und 22 m. Aus diesem Grund kam

zunächst eine Stahlverbundkonstruktion als Tragwerk in Betracht. Die Lösung erforderte jedoch Trägerhöhen von 80 cm. Im Zuge der Ausschreibung wurde von den Tragwerksplanern in Kooperation mit der bauausführenden Firma ein Sondervorschlag entwickelt, welcher optimale Voraussetzungen für das Nutzungskonzept bietet und zudem noch kostengünstiger als die Verbundkonstruktion war.



Tragwerk mit vorgespannten Flachdecken



Großzügige und flexible Gestaltung im Gebäudeinneren

wurden während des gesamten Bauablaufs die auftretenden Verformungen gemessen, wobei sich herausstellte, dass die rechnerisch ermittelten Werte und die tatsächlich aufgetretenen Verformungen sehr nah beieinander lagen.

Die gesamte Konstruktion wurde fugenfrei geplant. Durch die Gesamtlänge des Gebäudes von 180 m waren

Verkürzungen aus Schwinden in Kombination mit der Vorspannung von mehreren Zentimetern zu erwarten. Die Konstruktion sollte daher „so steif wie nötig und so weich wie möglich“ sein.

Besondere Ingenieurleistung

Die in der Fassade liegenden parallelogrammförmigen ungedämmten Sicht-

betonwandscheiben mit Abmessungen von ca. 20 m × 25 m waren eine ingenieurmäßige Herausforderung. Durch Temperaturbeanspruchungen sind die Scheiben großen Längsverformungen ausgesetzt. Es mussten Befestigungssysteme konstruiert werden, die die Längsverformungen aus der Temperaturbeanspruchung am Deckenrand zulassen. Gleichzeitig musste aber das Aufwölben in den abgelösten Bereichen verhindert werden.

„Schwebende“ Wandscheiben an freien Deckenrändern aufzuhängen, Decken mit Spannweiten von bis zu 22 m vorzuspannen und fugenlos bei Abmessungen von 180 m herzustellen, war auch für die Baufirma Neuland. Durch eine gemeinsame Konzepterarbeitung, speziell für die Taktung der Vorspannung, konnte ein reibungsloser Bauablauf gewährleistet werden.

Durch den Sondervorschlag wurden keine zusätzlichen Kosten verursacht. Im Rohbau konnten sogar Kosten gespart werden. In diesem Fall bedeutete dies auch Einsparung von Material und ist neben dem wirtschaftlichen Aspekt auch als ressourcenschonendes Bauen anzusehen. Prinzipiell ergeben sich bei einer solchen Konstruktion durch die Höheneinsparungen pro Geschoss bei gleichbleibendem Flächenangebot enorme Einsparungen bei der Gebäudekubatur und vor allem bei den Fassadenflächen. Durch die Bauweise ohne Unterzüge konnten weiterhin wesentliche Kosteneinsparungen im Bereich Trockenbau und der Installation der technischen Gebäudeausrüstung erzielt werden.

Die Anpassung an unterschiedliche Nutzungen erfordert besondere Gestaltung im Gebäudeinneren, die durch die Konstruktion der Flachdecke flexibel und kostengünstig erfolgt.



WEITERE EINREICHUNGEN

Linde Hydrogen Center – Membrandach der Wasserstofftankstelle, Unterschleißheim



Einreichende Firma/Tragwerksplanung:

Mayer-Vorfelder und Dinkelacker,
Ingenieurgesellschaft für Bau-
wesen GmbH & Co. KG, Sindelfingen

Bauherr:

Linde AG, Geschäftsbereich Linde Gas,
Unterschleißheim

Bauausführung:

Hightex GmbH, Rimsting/Chiemsee

Architekt:

frank und probst architekten,
München

Aufgabenstellung

Die Linde AG entwickelte in Kooperation mit BMW ein Tanksystem für den zukunftsweisenden Kraftfahrzeugantrieb mit Wasserstoff. Am Standort der Linde AG in Unterschleißheim bei München sollte der Prototyp einer Wasserstofftankstelle entstehen, deren Gestaltung und Konstruktion die innovative Technik des Wasserstoffantriebs widerspiegelt. Die drei Ringe der Dachkonstruktion stehen dabei für die drei Atome des Wassermoleküls. Die grundlegende Idee war es, das Thema Gasbautechnik durch eine pneumatische Konstruktion umzusetzen.

Beschreibung der Konstruktion

Nutzungsbedingt konnten nur drei Stützen realisiert werden, deren Lage sich logisch an den äußeren Schnittpunkten der Kreise ergab. Der Höhenversatz der Kreise resultiert aus der Wölbung der linsenförmigen Luftkissen im Überlappungsbereich der Dachscheiben.

Die Lagerlinien, die sich ergeben, wenn man die Stützen linear verbindet, liegen bei etwa einem Drittel des Kreisdurchmessers. Das heißt, bei dem Kreis-



Die Dachhaut aus ETFE-Folie wird durch ein Seilnetz gehalten

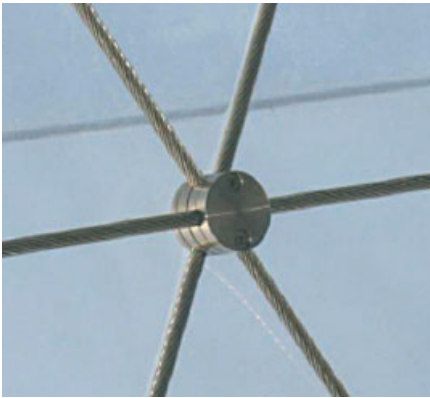
durchmesser von 12,00 m ergibt sich eine maximale Auskragung der Dächer von 8,00 m. Die Biege- und Torsionsmomente werden von kastenförmigen Ringträgern in die Kragstützen abgeleitet. An den inneren Schnittpunkten der Kreise sind diese konstruktiv gekoppelt.

Über diese Kopplung wird die Relativverformung zwischen den einzelnen Kreisen begrenzt.

Die Gründung besteht aus Einzelfundamenten, die im Wesentlichen die Vertikallasten abtragen. Zur Abtragung der Biegemomente aus den Kragstützen sind die Einzelfundamente über Fundamentbalken miteinander gekoppelt.

Die Wölbung der beiden Membranen wird durch Seilnetze aus drei sich kreuzenden Seilscharen stabilisiert. Die Wahl der Doppelmembran war zum einen formal bedingt und entstand zum anderen aus dem Wunsch heraus, die Dächer von innen zu beleuchten. Das untere Seilnetz sorgt darüber hinaus dafür, dass sich beim Ausfall der Druckluftversorgung die obere Membrane mit den potentiellen Schneelasten auf das untere Seilnetz legt.

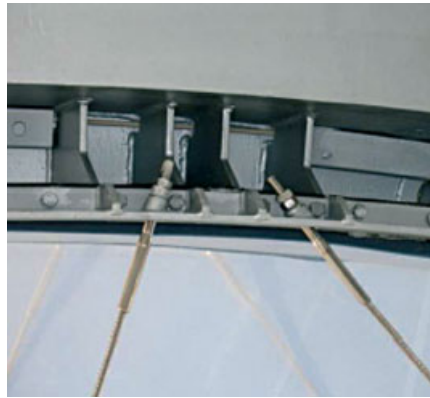
Als Primärtragwerk wurde eine geschweißte Stahlkonstruktion gewählt, die trotz der großen Auskragungen mit den hohen Torsions- und Biegemomenten realisierbar war. Um die bauherrenseitig gewünschte Transparenz zu erzielen, wurde als Dachhaut eine 0,2 mm dicke ETFE-Folie verwendet, die durch ein Seilnetz gehalten



Detail Seilknoten und Randträger

wird. Das Seilnetz ist so dimensioniert, dass bei einem maximalen Luftdruck von 1100 Pa der Stich der Wölbung auf 560 mm begrenzt bleibt und somit ein ausreichender Abstand zwischen den einzelnen Dächern verbleibt. Der Seilabstand wurde so gewählt, dass die Sekundärwölbung der Membran möglichst gering bleibt und die Dächer keinesfalls das Erscheinungsbild einer Luftmatratze annehmen.

Durch die Formgebung und die Beleuchtung entsteht insbesondere bei Nacht der Eindruck von drei „schwebenden Untertassen“. Um eine ausreichende Reflexion nach unten zu erreichen wurde die obere Folie mit einem feinen Punktraster bedruckt. Die Transparenz wird dadurch kaum eingeschränkt. Da die Gestaltung maßgeblich durch das Tragwerk geprägt ist, wurden alle Konstruktionselemente und Details in enger Zusammenarbeit mit den Architekten entwickelt.



Durch permanente Durchströmung mit vorgetrockneter Luft wird die Tauwasserbildung verhindert. Um die laufenden Kosten der Druckluftversorgung zu begrenzen, wird der Luftdruck lastabhängig durch einen Schneewächter zwischen 300 Pa im Regelfall und 1100 Pa bei maximaler Schneelast geregelt. Das Abräumen des Schnees wird damit überflüssig. Die Beleuchtung wurde so konstruiert, dass ein einfacher Austausch der Leuchtmittel ohne Druckabfall im Luftkissen erfolgen kann. Die Druckabdichtung am Ringblech des Luftkissens erfolgt durch eine Glasscheibe, die auch für eine ausreichende Lichtstreuung sorgt.

Besondere Ingenieurleistung

Eine besondere ingenieurtechnische Herausforderung war es, die Strom- und Druckluftversorgung sowie die Dachent-

wässerung unsichtbar in die Konstruktion zu integrieren. Am inneren Rand des Kastenträgers ist eine Entwässerungsrinne angeschlossen, die auch den Ringabschluss des Luftkissens bildet und die Seilbefestigung sowie den Klemmflansch der Folie aufnimmt. Im Bereich der Seilanschlüsse sind zur Lasteinleitung versteifende Bleche eingeschweißt. Um zu verhindern, dass sich Wasserstoffgas unterhalb der Rinne sammelt und somit zur potentiellen Explosionsgefahr wird, sind in regelmäßigen Abständen Entlüftungsrohre angeordnet. Um alle Leitungen am Knotenpunkt zwischen Ringträger und Stütze durch die hochausgelasteten Bleche zu führen, mussten diese lokal verstärkt werden. In der Bauausführung wurden deshalb die Stützen mit den Leitungen und einem kurzen Stück des Ringträgers vorgefertigt und die weiteren Ringelemente vor Ort segmentartig dazugefügt. Der Anschluss der Stützen an die Fundamente erfolgte über einen Ringflansch, der mit einbetonierten Gewindestäben verschraubt wurde.

Da für einen Seilknoten, in dem sich drei Seile kreuzen, keine Erfahrungen vorlagen, musste dieser von Grund auf entwickelt werden.

Die Schwierigkeit lag darin, dass die obere und die untere Ebene der drei Seilscharen relativ weit voneinander entfernt sind und die Folie in diesem Fall dazu neigt, Falten zu bilden oder sich übermäßig plastisch zu verformen. Ziel war es, die Höhe des Knotenelements zu minimieren und die Übergänge weich zu gestalten.



WEITERE EINREICHUNGEN

Seebrücke Juist



Einreichende Firma/Tragwerksplanung:

*Droste, Droste & Urban,
Architekten BDA, Oldenburg*

Statiker:

Hellmann GmbH, Gruppe Ingenieurbau, Oldenburg

Bauherr:

Gemeinde Juist

Bauausführung:

Stahl- und Metallbau Ihnen GmbH & Co. oHG, Aurich

Architekt:

*Droste, Droste & Urban, Architekten
BDA, Oldenburg*

Aufgabenstellung

Mit dem Um- und Neubau des Hafens geht für viele Segler und Motorbootfahrer – auch für die, die sich geraume Zeit nicht nach Juist getraut haben – ein lang gehegter Traum endlich in Erfüllung.

Die Mole der Seebrücke löst den Wunsch aus, bis an die Grenze zwischen Land und Wasser, an den Rand, den äußersten Zipfel zu gehen – an Backbord –, wie an Steuerbordseite der Hafeneinfahrt. Der primäre Zweck des Hafenrundgangs ist das Erlebnis, der Wunsch, unbekannte oder ungewohnte Erfahrungen zu machen. Ein Weg, den wohl jede Crew macht, jede Urlauberfamilie und auch immer wieder die Juister selbst.

In dem von der Seebrücke eingefassten Areal entsteht ein neuer Segelboothafen mit bis zu 212 Liegeplätzen. Erfreulicher Nebeneffekt der Maßnahme: Durch die entstehende Abgrenzung des Hafens zum Watt verringert sich der Sedimenteintrag in die Hafensflächen, was die Bagger- und Unterhaltungskosten für die Kommune reduziert.

Beschreibung der Konstruktion

Die konkave Seite der 514 m langen Mole, die raumdefinierende und bergende Seite, orientiert sich in den Hafen, der konvexe, abwehrende Wall ins Watt. Beim Hinweg wird sich daher der Blick auf die Steganlage des Yachthafens richten, um eine „kontrollierte Nähe“ (ohne

zwangsläufig die Steganlagen betreten zu müssen) zum Hafenleben der Skipper zu ermöglichen. Treppenauf- und -abgänge lassen die Mannschaften von und an Bord gehen, lassen Neugierige je nach Tide nahe an die Schiffe kommen, bieten Sitzplätze mit herrlichem Blick auf das Treiben im Hafen oder das Treibgut im Wasser.

Konstruktion und Montage des Seezeichens

Die Stahlkonstruktion wurde in einer 14 m hohen Montagehalle der Stahlbaufirma Ihnen in Aurich aufgebaut. Für die Probemontage der 3 m hohen Spitze wurde das Hallendach geöffnet und die Spitze mit einem Autokran aufgesetzt. Nach der Abnahme und Demontage wurden alle Einzelteile des Stahlbaus verzinkt und beschichtet. Das Seezeichen wurde auf einem Hafenpier in Emden wieder aufgebaut und mit allen Ausbauteilen wie Treppen, Böden, Geländern und Schiebetüren versehen. Auch die Holzbohlenwände wurden hier montiert. Das Seezeichen musste fertig montiert verschifft werden. Hierfür war man auf eine nur wenige Stunden dauernde Springtide mit besonders hohem Wasserstand angewiesen.

Das Bauwerk wurde mittels Schwerlastkran auf einen Schwimm-Ponton gehievt. Auch der Kran, einschließlich der 220 t schweren Kontergewichte, wurde für die Seepassage verladen, da auf der autofreien Insel Juist kein annähernd schweres Gerät verfügbar ist. Das Aufstel-



len erfolgte dann nach Ankunft des Pontons am Juister Molenkopf bei Ebbe, nachdem der Ponton „trockengefallen“ und mit Ballastwasser gefüllt worden war.

Besondere Ingenieurleistung

Die Mole der Seebrücke ist nicht nur ein für den ganzen Hafen wichtiges funktionales Ingenieurbauwerk, auch räumlich erhält der bislang nach Osten und ins Watt geöffnete Hafen eine für das Erleben wichtige Fassung.

Die Stahlkonstruktion wurde in nur sieben Wochen Bauzeit erstellt. Herausforderungen bei der Ausführung waren die geschweißten Kastenprofile des Tragwerks und die verschiedenen Neigungen der Gesamtkonstruktion. Die aufwendige Tragstruktur auf der 8 x 8 m² großen Grundfläche ist bis auf die fünf Fußplatten auf den Fundamentköpfen vollständig mit verdeckten Verschraubungen hergestellt.



Talbrücke St. Kilian



Einreichende Firma/Tragwerksplanung:

Weyer Beratende Ingenieure GmbH,
Dortmund

Bauherr:

DEGES im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen und des Freistaates Thüringen

Bauausführung:

ARGE A73, Talbrücke St. Kilian
HOCHTIEF Construction AG, Frankfurt
MCE Stahl- und Maschinenbau GmbH & Co. KG, Linz

Architekt:

Prof. Dr.-Ing. Ulrich Weyer (Beratung durch Prof. Axel Oestreich, Architekten BDA)

Beschreibung der Konstruktion

Es wurden folgende Entwurfsprämissen aufgestellt:

- Die Trassierung mit im Mittel 33 m Höhenlage des Brückenbauwerks über Gelände erlaubt eine große Bauhöhe.
- Eine ruhige, großzügige und ästhetisch befriedigende Untersicht der Brücke zeigt sich bei Minimierung der Anzahl der Fachwerkstäbe. Dies wird insbesondere durch die Einbindung der stählernen Fachwerkobergurte in die unterseitig geschwungene Betonfahrbahn erreicht. Stahl und Beton bilden einen zusammenwirkenden Fachwerkobergurt, dessen statische Funktionsweise für den Betrachter selbstverständlich wirkt. Daher sind als Brückenpfeiler schlanke Stahlbeton-Rundsäulen mit 1,75 m Kopfdurchmesser konzipiert, die die optischen und baulichen Eingriffe in das Tal minimieren. Die Widerlager mit Pfeilervorlagen sind entsprechend zurückhaltend gestaltet.
- Wie bei einer Baumkrone sind die Fachwerkstäbe über den Betonpfeilern gegabelt. In der Ebene dieser verzweigten Auflagerstreben sind Querverbände angeordnet.
- Die Spritzschutzwände längs der Fahrbahn sind zurückhaltend mit transparenten Kunststoffgläsern ausgeführt und lassen der statisch tragenden Konstruktion den visuellen Vortritt.

Aufgabenstellung

Angeregt durch entsprechende Entwicklungen im Ausland entschloss sich die DEGES in Abstimmung mit dem Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen und dem Freistaat Thüringen, eines der Brückenbauwerke der Thüringer-Wald-Autobahn A71 / A73 als Fachwerkkonstruktion auszuführen.

Als Standort bot sich hierfür das weite, frei einsehbare Mittelgebirgstal

bei Schleusingen an, das im Zuge der A73 mit der 449 m langen Talbrücke St. Kilian zu überbrücken war. Als zwingende Entwurfsgrundlage wurde für die zweiteilige Brücke eine Dreigurtbinderkonstruktion aus Rundrohren vorgegeben, die in Verbund mit einer Betonfahrbahn stehen sollte. Die Wahl von Stützweiten, Bauhöhe, Tragwerksgliederung und alle sonstigen Bauwerksparameter wurden dem Entwurfsverfasser überlassen.



Brückenpfeiler sind schlanke Stahlbeton-Rundsäulen

Detaillierung der Konstruktion, Baustoffwahl

Je Auflagerachse sind zwei schlanke Einzelstützen vorhanden, d. h., jeder Überbau ruht auf nur einem Pfeiler. Die Pfeiler wurden in C50/60 ausgeführt, um eine geringe, gut einbaubare Bewehrung (BST 500S) bei der Bemessung zu erzielen.

Die Tragkonstruktion des Überbaus ist eine Fachwerkverbundkonstruktion, wobei Untergurt und Diagonalen aus Stahlrohren $\varnothing 610$ mm bzw. $\varnothing 298,5$ mm zusammen mit der Fahrbahnplatte eine Dreigurtkonstruktion bilden. Der Stahlobergurt aus Schweißprofilen wird gänzlich einbetoniert. Die Neigung des



Über den Betonpfeilern gabeln sich die Fachwerkstäbe wie bei einer Baumkrone

Fachwerktraster aufnehmend, werden die Überbauten durch V-förmige, 8,80 m hohe Streben auf den Pfeilern gelagert. Da jeder Überbau, d. h. jeder Dreigurtbinder, in Querrichtung durch nur einen Pfeiler gestützt wird, ist zur Stabilisierung ein Querverband erforderlich.

Sowohl die Zielsetzung einer schlanken Konstruktion als auch die hohen statischen Beanspruchungen führten zur Wahl des Stahls S355. Die Fachwerkknotenpunkte des Überbaus werden als Stahlgussknoten aus dem Material GS 20 Mn 5V in seiner vergüteten Form hergestellt, dessen Materialeigenschaften mindestens denen des Baustahls S355 entsprechen. Mittels räumlicher FEM-Modelle aus Volumenelementen wurden im Entwurfsstadium in Zusammenarbeit mit dem Institut für Gießereitechnik (IFG) Geometrie und Wanddicken der Gussknoten optimiert.

Die Stahlbetonfahrbahnplatte ist im Querschnitt im Bereich der Einbindungen des Stahlfachwerks 1,06 m, in Plattenmitte 0,32 m und an den Kragarmen 0,23 m dick und wird statisch multifunktional beansprucht. Sie ist über den Innenstützen in Brückenlängsrichtung folgenden, sich überlagernde Beanspruchungen unterworfen:

- Längszugkräfte als Obergurt der Fachwerkverbundbrücke im Haupttragsystem
- örtlich konzentrierte Lastenleitung der Obergurtnoten in die Betonscheibe
- örtliche Biegung mit Querkraft aus den Fahrbahnlasten als Fahrbahn-längsträger, gelagert auf den Obergurtnoten im Abstand von 6,16 m
- die Richtung wechselnde Scheibenschubbeanspruchung aus *St. Venant*-scher Torsion

Systemreserven üblicher rechteckiger oder trapezförmiger Hohlkästen aus

Wölbkrafttorsionsabtragung existieren bei dem gewählten Dreigurtbinder nicht. Bis weit in die Brückenfelder hinein befindet sich die Fahrbahnplatte nach Abschluss von Kriechen und Schwinden unter Zugbeanspruchung. Ein Stahlbetonquerschnitt, komplett im Zustand II, kann hier aufgrund fehlender Erfahrung mit schlaff bewehrten Betonkonstruktionen unter intensiver Nutzung durch schweren LKW-Verkehr die dauerhafte Übernahme dieser kombinierten Beanspruchungen nicht gewährleisten. Es wurde daher eine zentrische Vorspannung durch Längsspannglieder mit nachträglichem Verbund vorgesehen. Die schlanke Ausbildung der Fahrbahn führt zum Einsatz von Beton C45/55, Litzenspanngliedern St 1570/1770 und Schlaffstahl BSt 500 S.

Zur Lagerung der Überbauten wurden Kalottenlager ausgeführt. Hier boten sich MSM-Lager, eine Weiterentwicklung herkömmlicher Kalottenlager, aufgrund ihrer kompakten Bauweise bei geringen Platzverhältnissen auf den Pfeilerköpfen an.

Besondere Ingenieurleistung

Zur Realisierung des Entwurfskonzepts wurden moderne ingenieurbautechnische Möglichkeiten genutzt. Durch die Gestaltung der Brücke kann die Fachwerkkonstruktion besonders wahrgenommen und erlebt werden. Technisch und architektonisch kommt es zu einem optimalen Zusammenspiel von Rundpfeilern aus Beton, Stahlfachwerk und Betonfahrbahn als Verbundkonstruktion. Eine kreative statisch-konstruktive Bearbeitung eines in allen Bereichen besonderen Bauwerks gestattete keinen Rückgriff auf bewährte schematische Lösungen. Dies galt in gleicher Weise für die Ingenieure, die mit der Ausführung des Bauwerks in der Werkstatt und auf der Baustelle befasst waren.



WEITERE EINREICHUNGEN

Hauptverwaltung Merck-Serono, Genf

**Einreichende Firma/Tragwerksplanung:**

Werner Sobeck Ingenieure, Stuttgart

Bauherr:

Merck Serono, Genf/Schweiz

Bauausführung:

Fassadenbau:

Permasteelisa, Vittorio Veneto, Italien

Stahlbau (Federführung):

Sottas SA, Bulle, Schweiz

Architekt:

Murphy/Jahn, Chicago/USA

Aufgabenstellung

Die Planungsaufgabe bestand sowohl aus drei Neubauten mit darunterliegender Tiefgarage als auch aus drei vollständig entkernten und sanierten Altbauten. Außer den Belangen des Denkmalschutzes bei den Altbauten war aufgrund der innerstädtischen Lage des Grundstücks auch die vorhandene Nachbarbebauung eines gewachsenen Industriegebiets beim Entwurf zu berücksichtigen.

Die bauherrenseitig formulierten Entwurfsziele forderten modernste Arbeitsplätze sowie eine anregende kommunikative Atmosphäre für die aus aller Welt stammenden hochspezialisierten Mitarbeiter. Weiterhin war ein innovatives Klimakonzept für die Belüftung, Heizung bzw. Kühlung der Arbeitsplätze bei gleichzeitigem ressourcenschonenden Umgang mit Energie gefordert. Schließlich sollte eine auf höchstem Niveau stehende Architektur die Modernität und Firmenkultur des Unternehmens zum Ausdruck bringen.

Beschreibung der Konstruktion

Zur Erreichung dieser Ziele entwickelte das Planungsteam für die drei Neubauten B1, B2 und B3 unter anderem

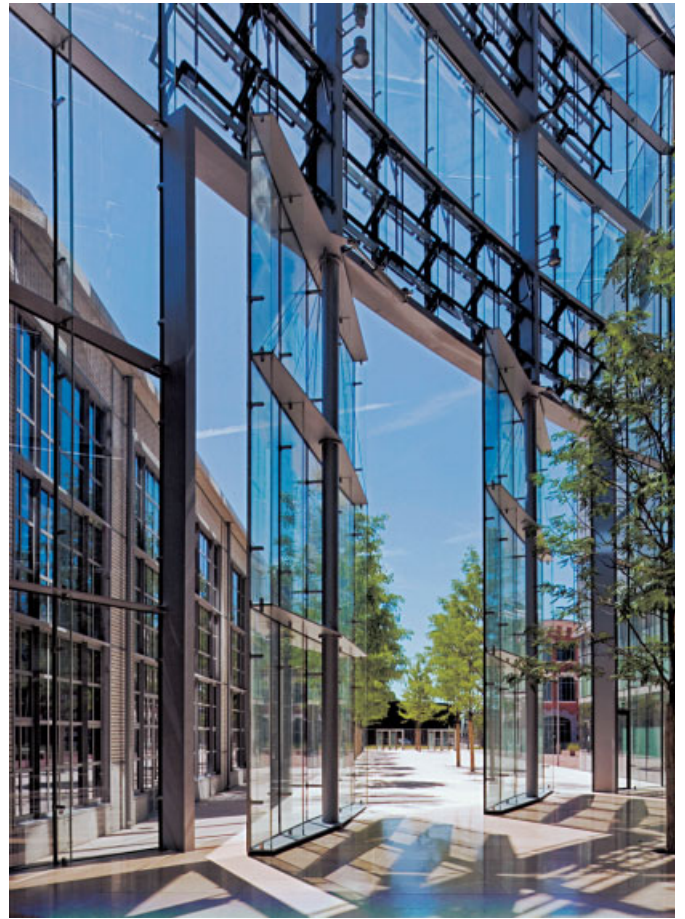
neuartige hochintegrierte Ganzglaselementfassaden, die in den Gebäudeaußenbereichen schuppenförmig und in den Innenbereichen vertikal angeordnet sind. Öffnbare Bodenklappen sowie Lüftungsschlitze in der Fassade mit dahinterliegenden Konvektoren ermöglichen eine individuelle dezentrale Regelung des Raumklimas der einzelnen Büros. Es wurde ein transparenter außenliegender Sonnenschutz aus profilierten Edelstahlstäben entwickelt, der gleichzeitig die Durchsicht von innen nach außen in hohem Maße ermöglicht (20 % Durchsicht). Ein innenliegender Blendschutz gewährleistet optimale Bildschirmarbeitsbedingungen.

Die transparente Forumfassade erzeugt gemeinsam mit dem transparenten, öffenbaren Forumdach einen lichtdurchfluteten Raum. Zwei ca. 11,0 m hohe und 8,0 m breite, drehbare Glasklappen der Forumfassade sowie das geöffnete Forumdach ermöglichen auch bei sommerlichen Temperaturen ein behagliches Klima in diesem Bereich und verwandeln diesen dann vom Innen- zum Außenraum.

Das Forumdach schließt das auf der Ostseite von B3 gelegene Forum nach oben hin ab. Es ist vollständig mit einer Isolierverglasung verglast und kann mit-

tels eines Gegengewichts und eines Hydrauliksystems nach oben geöffnet werden. Durch die im Grundriss gekrümmte Form des Dachs entsteht ein Öffnungsspalt mit variabler Höhe. Die maximale Öffnungshöhe beträgt ca. 4,7 m im Bereich Achse T und nimmt dann linear bis zum Übergang Forumdach/ Gebäude B3 auf fast 0 m hin ab. Im geschlossenen Zustand besitzt das Glasdach ein Quergefälle von 2 % zur Dachentwässerung.

Die primäre Tragstruktur des Dachs befindet sich vollständig im Freien mit einem lichten Abstand von ca. 25 cm zur darunterliegenden Isolierglasebene. Die Hauptträger bilden die neun im Aufriss gevouteten und im Grundriss radial angeordneten stählernen Hohlkastenträger mit 20 cm Breite. Bei geöffnetem Dach kragen diese Träger maximal ca. 26,0 m frei aus. Sie besitzen entsprechend ihrer Beanspruchung unterschiedliche maximale Bauhöhen (140 cm bis 50 cm) und Blechdicken. Bei geschlossenem Dach sind die Vorderkanten der Träger am oberen Ende der Forumfassade vertikal aufgelagert. Ein oberhalb der Forumfassade gelegener stählerner Randträger mit Hohlkastenquerschnitt ($b/H/t = 100/300/16$) verbindet alle Hauptträger.



Drehbare Glasure der Forumfassade

Das stählerne Drehrohr des Forumdachs erlaubt zusammen mit dem Hydrauliksystem das Öffnen und Schließen des Daches. Es verbindet alle Hauptträger und verläuft parallel zur Ostfassade des Gebäudes B3. Hauptträger, Randträger und Drehrohr steifen durch ihre dreieckförmige Anordnung im Grundriss die Primärstruktur in horizontaler Richtung aus.

Ein weiteres Haupttragelement des Dachs ist das stählerne und teilweise mit Beton gefüllte Gegengewicht. Es besitzt

eine im Grundriss analoge Form zum eigentlichen Glasdach, ist 40 m lang, maximal 5 m breit und wiegt 110 t. In der Ansicht ist das Gegengewicht gevoutet. Es stabilisiert einerseits als Stahlträger wirkend die rückwärtigen Kragarme der Hauptträger und reduziert andererseits die Kräfte zum Öffnen des Dachs. Das Gegengewicht ist so ausgelegt, dass das bezogen auf die Drehachse erzeugte Drehmoment geringer ist als das Drehmoment des eigentlichen Glasdachs. Das Dach ist somit unter Eigen-

gewicht (220 t) ohne zusätzliche Krafteinwirkung immer geschlossen.

Besondere Ingenieurleistung

Eine Besonderheit des Gebäudekomplexes stellt das hydraulisch öffnenbare, ca. 60 m lange Forumdach dar – es ist die größte bewegliche Stahl-Glas-Dachkonstruktion der Welt. Eine weitere Besonderheit ist die Stahl-Glas-Konstruktion der Forumfassade, die durch radial angeordnete und vorgespannte Seile ausgesteift ist.



WEITERE EINREICHUNGEN

Swarovski-Schleier, Wattens



Einreichende Firma/Tragwerksplanung:

Werner Sobek Ingenieure, Stuttgart

Bauherr:

D. Swarovski & Co., Wattens/Österreich

Bauausführung:

Stahlbau:

Stahlbau Pichler, Bozen

Edelstahlverarbeitung:

Stefan Fittkau, Berlin

Metallringgeflecht, PROMESH GmbH, Mühlacker

Architekt:

Designstudio Regina Dahmen-Ingenhoven, Düsseldorf

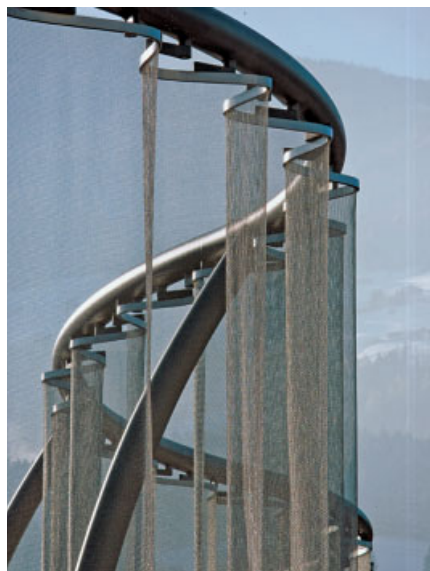
Aufgabenstellung

Vor dem Swarovski-Werk in Wattens bei Innsbruck entstand im Zuge der Umgestaltung des Vorplatzes ein 250 m langer und 10 m hoher Vorhang aus einem Edelstahl-Gewebe. Der Schleiervorhang folgt im Grundriss der Geometrie des neu gestalteten Platzes vor dem Stammsitz. Er trennt den öffentlichen Bereich vom Werk und hat gleichzeitig eine hohe repräsentative Wirkung.

Bereits zu einem frühen Zeitpunkt der Tragwerksplanung stellte die Materialauswahl eine besondere Herausforderung dar: Hohe Transparenz sollte mit der Leichtigkeit und Beweglichkeit eines Vorhangs kombiniert werden. Gleichzeitig musste das Material für einen langfristigen Einsatz im Freien geeignet sein und die Anforderungen an die Tragfähigkeit erfüllen. Seine Abmessungen machen den Vorhang zu einem komplexen Tragwerk, das hohen Belastungen durch Windangriff und Eisbehang ausgesetzt ist.

Beschreibung der Konstruktion

Die Auswahl eines geeigneten Werkstoffs gestaltete sich dementsprechend schwierig. Nach einer umfassenden



Kederprofile halten das Ringgewebe an den Kopf- und Fußpunkten

Recherche fiel die Wahl auf ein Ringgewebe aus Edelstahl, die einzelnen Ringe haben jeweils einen Durchmesser von 12 mm.

Das Gewebe stammt ursprünglich aus dem Arbeitsschutzbereich und wurde erstmals in dieser Dimension in der Architektur eingesetzt. Hierzu wur-

den umfangreiche Untersuchungen des Materialverhaltens an der Universität Stuttgart durchgeführt. Die Ausführung der tragenden Stahlstützen (konische und gebogene Stahlrohre) liegt an der Grenze des technisch Machbaren.

Bruchfestigkeit und Dehnungseigenschaften des Ringgewebes wurden anhand von Gewebeproben ermittelt. Die berechnete maximale Belastung aus Wind und Teilvereisung beträgt 11 kN/m. Ab einer Belastung von 15 kN/m wurden in den Versuchen zunehmende plastische Verformungen festgestellt. Der Bruch der ersten Ringe erfolgte erst bei ca. 30 kN/m. Auch bei geringeren Belastungsniveaus ergab sich bei der Erstbelastung ein plastischer Verformungsanteil von ca. 60 %. Ein Erschlaffen des Gewebes im eingebauten Zustand kann aber problemlos durch eine Vorreckung von ca. 8,5 kN/m verhindert werden. Damit stand dem weltweit ersten Einsatz dieses Ringgewebes in einer Tragstruktur nichts mehr im Wege.

Da die Herstellung des Ringgewebes nur in ca. 2,4 m breiten Bahnen möglich ist, werden die Einzelbahnen montiert und mit einer speziell entwickelten Schweißapparatur vor Ort mit zusätzlichen Ringen „vernäht“. Dadurch ent-

steht ein fugenloser Vorhang. Das Ringgewebe wird an Kopf- und Fußpunkten von Kederprofilen gehalten. Das Gewebe wird planmäßig nicht vorgespannt. Um zu große Bewegungen aus Horizontallasten an den Fußpunkten zu verhindern, ist das untere Kederprofil durch Zuganker mit Spannschlössern in der Betonfläche befestigt. Für die Feinjustierung und eventuell notwendige Nachstellvorgänge sind an den Edelstahlzugankern speziell entworfene Spannschlösser angeordnet, die sich mit ihrem Design in die Gesamtkonstruktion einfügen. Am Kopfpunkt wird das Kederprofil durch Ausleger an einem Tragrohr gehalten. Diese Ausleger erlauben die einfache Feineinstellung der gewünschten Raffungsamplitude. Das Tragrohr gibt in großen Schwüngen die Hauptgeometrie des Vorhangs vor. Der Vorhang selbst ist dann über die Länge in unterschiedlichem Maße gerafft. Das untere und das obere Kederprofil verlaufen dabei affin. Das obere Tragrohr wird als durchgehendes Rohrprofil R 323,9 verschiedener Wanddicken ausgebildet. Es ist auf Kragstützen gelagert. Diese bestehen am Fußpunkt je nach Belastung im Mittel aus $R 470 \times 20$ und verjüngen sich bis zum Kopfpunkt auf 290×20 Profile. Da sich der Vorhang bei horizontaler Windbelastung bewegt, sind die Stützen zusätzlich gebogen ausgeführt. Die Herstellung dieser Stahlprofile war dadurch technisch sehr anspruchsvoll.

Die Berechnung des Stahltragwerks erfolgte an einem Gesamtmodell aus



Kederprofil und Fußpunkt

Kragstützen und Tragrohr mit dem Programm RFEM von Dlubal. Die komplexe Geometrie konnte durch Übernahme der CAD-Koordinaten erstellt werden. Die Berechnung erfolgte für die Lastfälle Eigenlast, Eislast, Windlast und Temperaturlasten. Große Aufmerksamkeit wurde dem Design der notwendigen Detail- und Anschlusspunkte gewidmet.

Die Entwicklung der Kederprofile in Zusammenarbeit mit der ausführenden Firma war aufwendig. Um eine leichte Montage der vorgefertigten Profile zu ermöglichen, bestehen sie aus zwei Halbschalen. An die eine Profilhälfte wird das

Gewebe angeschlossen. Daraufhin werden die beiden Seiten bauseitig verschraubt. Die Fügung der in Segmenten gelieferten Keder in Längsrichtung erfolgt durch verschliffene Schweißnähte. Im Endzustand entsteht so ein nahtlos durchlaufendes, glattes Edelstahlprofil.

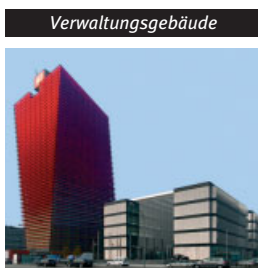
Besondere Ingenieurleistung

Der Schleivorhang ist eine bisher noch nie realisierte Konstruktion. Zur Überprüfung von Optik und Haptik wurde deshalb vor Baubeginn ein Modell erstellt. Neben der ästhetischen Begutachtung diente der aufgestellte Probeabschnitt auch der Kontrolle der Montagetechnologien sowie der Analyse der Trageigenschaften des Ringgewebes an einer größeren Fläche. Die in der statischen Berechnung vorgegebenen Reckwege konnten so verifiziert werden. Ebenso ließen sich am Mock-up die Auswirkungen verschiedener Recktechnologien auf das Erscheinungsbild des Gewebes bewerten. Die gewonnenen Erkenntnisse und Erfahrungen beim Recken wurden später bei der Montage genutzt, um ungewollte Faltenbildung zu verhindern bzw. den Faltenbildungseffekt gezielt zu nutzen.

Der Reckvorgang erfolgte letztlich mit den endgültigen Kederprofilen. Dazu wurde das Gewebe geländeparallel abgeschnitten und um den berechneten Weg gereckt. Durch nachträgliche Entspannung wurde ein nahezu spannungsfreier Ruhezustand sichergestellt.

Stahlkonstruktionen und Fassadenbau

Ausgeführte Arbeiten: Realisierung des Schleivorhang Swarovski



Stahlbau Pichler GmbH Edison Str. 15 - 39100 Bozen Tel. 0471 065000 www.stahlbaupichler.com



WEITERE EINREICHUNGEN

Spielbudenplatz Hamburg



Einreichende Firma/Tragwerksplanung:

CBP Tragwerksplanung GmbH,
München

Bauherr:

Hansestadt Hamburg, Amt für Bauordnung und Hochbau

Bauausführung:

Stahlbau:

Lühmann, Buchholz in der Nordheide

Fahrwerk:

Kaulfuss, Reinbeck

Architekt:

ARGE Spielbude Hamburg Fahrbetrieb
Lützow 7 Landschaftsarchitekten, Berlin
Spengler & Wiescholak Architekten,
Hamburg

Aufgabenstellung

1795 entstand vor den Toren der Stadt Hamburg, genauer vor dem Millerntor, ein Vergnügungsplatz, auf dem sich die Schausteller und Gaukler mit ihren hölzernen Buden niederließen. Im Jahre 1840 wurden die Spielbuden abgerissen und durch feste Bauten ersetzt – heute zu besichtigen als St. Pauli-Theater, Operettenhaus, Panoptikum usw. Teile der Fassaden des Straßenzugs stehen unter Denkmalschutz.

Der Spielbudenplatz in St. Pauli ist mit 6900 m² der zweitgrößte Platz der Stadt. Schon seit den sechziger Jahren wurde über eine Umgestaltung des zwischenzeitlich als Parkplatz genutzten Platzes diskutiert. Ein international offener Wettbewerb im Jahr 2004, an dem 300 Architekten, Künstler und Designer teilnahmen, löste den Umbau des prominenten öffentlichen Ortes aus. Eine multifunktionale Veranstaltungsfläche als Ort überregionaler Events sollte entstehen, ein zentraler Treffpunkt innerhalb des bunten Stadtteils zum neuen Markenzeichen werden. Mittels Public-Private-Partner-

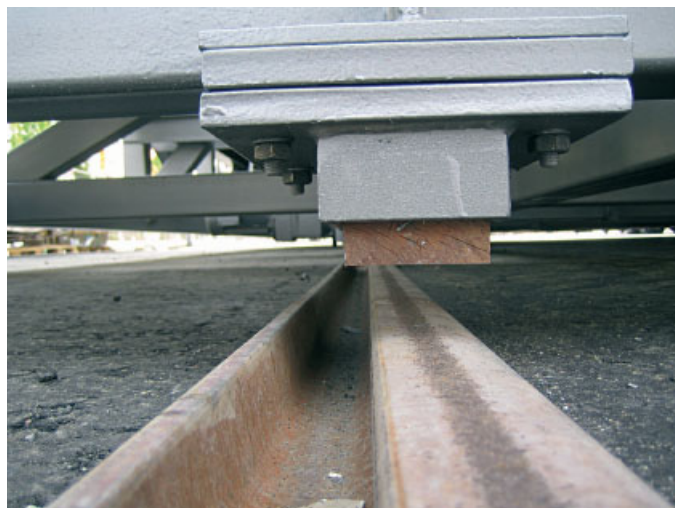
ship – einer privaten Verwaltung und Unterhaltung des Platzes – wird der öffentliche Raum für vielseitige Nutzungen aktiviert.

Beschreibung der Konstruktion

Zwei sich gegenüberliegende bewegliche Bühnen, mit jeweils einer Grund-

fläche von 16 m × 16 m sowie einer Bühnenfläche von 16 m × 12 m, beide 10 m hoch und 55 t schwer, bieten variable Nutzungsoptionen der gesamten Fläche. Die Schienen, auf denen die Bühnen fahren können, sind 210 m lang.

Das Dach besteht aus einem räumlichen, orthogonalen Trägerrost mit



210 m lange Schienen ermöglichen das Fahren der zwei Bühnen



Montage des Trägerrosts mit 12 m Auskragung

einer Auskragung von 12 m bei einer Konstruktionshöhe von 1 m. Die Aussteifung der Querträger im Dach erfolgt über biegesteife Rahmenecken. Das Dachtragwerk ist in der Rückwand eingespannt. Aufgrund der großen Auskragung ist die Rückwand stets unter Druckspannung, auch bei Windsogkräften auf die Dachebene. Auch der Rücken der Spielbude besteht aus Fachwerkträgern, sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung, da alle angreifenden Lasten aus dem Dach und aus der Rückwand in den Bühnenboden

abgeleitet werden müssen. Die begehbare Rückseite bietet Lagerungsmöglichkeiten für Requisiten. Hier befindet sich auch der Technikbereich.

Der Bühnenboden ist eine Fachwerkkonstruktion aus orthogonalen Fachwerkträgern in Längs- und Querrichtung mit einer Konstruktionshöhe von etwa 1 m. Das Tragwerk wird statisch bestimmt auf den Gleisfahrwerken aufgelagert, um eine kontrollierte Lasteinleitung zu gewährleisten. Vier Motoren bewegen die Bühnen, die auf nur vier Gleisfahrwerken aufgelagert sind, im

Schritt-Tempo. Die Lasteinleitung erfolgt hierbei über die Oberseite des Bühnenbodens. Im Ruhezustand lagern die Bühnen auf zwölf Füßen an der Unterseite des Bühnenbodens. Der Abstand der Fußpunkte der Konstruktion zur Straßenoberfläche (50 mm) ergibt sich aus der möglichen Verformung des Bühnenbodens bei voller Verkehrslast. Das vorliegende Gefälle des Platzes von 1,3 % kann in den Füßen der Bühnen über Gewindestangen in der Höhe justiert werden, so dass die Bühnenfläche immer eine Ebene bildet.

Die Gründung der Fahrschienen erfolgt auf Streifenfundamenten über die gesamte Länge des Platzes. Unterhalb des Platzes befindet sich eine Tiefgarage, die im zweiten Weltkrieg als Zivilschutzbunker genutzt und im Zuge der Baumaßnahme saniert wurde.

Besondere Ingenieurleistung

Eine reizvolle tragwerksplanerische Herausforderung war bei diesem Projekt die große Auskragung des Dachs. Besonderes Augenmerk musste auf die Anforderungen des Fahrwerks gelegt werden. Die Berechnung der Stahlkonstruktion unter unterschiedlichen Belastungen und die daraus resultierende Ausführungsplanung führten zu einem Bauwerk, das Hamburg um eine Attraktion reicher macht.

Neben den üblichen Gebäudereinigungsmaßnahmen fallen lediglich regelmäßige Schienenreinigungen der Fahrwege an, um auf längere Sicht die Benutzbarkeit der beweglichen Bühnen gewährleisten zu können.



WEITERE EINREICHUNGEN

WLE-Brücke Albersloher Weg, Münster



Einreichende Firma/Tragwerksplanung:

Dipl.-Ing. Wesselmann und Brune GmbH, Münster

Bauherr:

Stadt Münster, Tiefbauamt

Bauausführung:

Schäfer Bauten GmbH, Gelsenkirchen

Gestaltung:

Bildhauer Dirk Gottfried, Waldfeucht

Aufgabenstellung

Der Albersloher Weg bildet die direkte Zufahrt zur Innenstadt Münsters sowie südlich zu einem Gewerbegebiet und weiteren Stadtteilen. Die in diesem Bereich vorhandene Bahnstrecke Münster – Lippstadt wird von der Westfälischen Landes-Eisenbahn GmbH (WLE) betrieben. Der Albersloher Weg (L 586) war im Bereich der Kreuzung mit der WLE mit einer Fahrbahnbreite von zwei mal 3,25 m eingeengt.

Beschreibung der Konstruktion

Das neue Brückenbauwerk überführt die Gleistrasse der WLE über den Albersloher Weg. Um einerseits den Anforderungen nach Einhaltung einer ausreichenden lichten Höhe über den Albersloher Weg nachkommen zu können und andererseits die Höhe der Gleise nur in vertretbarem Rahmen zu verändern, blieb als Lösung für den Überbau nur die Ausführung als Trogquerschnitt. Das war grundsätzlich identisch mit dem alten Überbau.

Die Stützweite des Brückenbauwerks beträgt $2 \times 36,14$ m. Die lichte Breite des Überbaus beträgt zwischen den Innenkanten der Trogflansche einschließlich eines an der Südseite angeordneten Dienstweges 5,57 m.

Die neue Gleisachse der WLE musste aufgrund von Zwangspunkten unmittelbar an den Bestand angepasst werden. Die Achse liegt in einem Kreisbogen mit $R = 300,405$ m. Wegen der erforderlichen lichten Höhe liegt das Gleis im



Mittelunterstützung als Rahmen in Stahlbauweise

Bauwerksbereich etwa 0,15 m höher als im Anschlussbereich.

Der Planung wurde der Lastenzug Brückenklasse LM 71, SW/0 gemäß DIN Fachberichte 101 bis 104 mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit $V_e = 50$ km/h zugrunde gelegt. Ein Ausbau der Strecke für den Schienenpersonennahverkehr (SPNV) wurde bei der Konstruktion der Brücke im Rahmen einer Klassifizierung der Fahrzeuglasten für eine Entwurfsgeschwindigkeit von $V_e = 80$ km/h berücksichtigt.

Die Widerlager und Flügel wurden in Beton der Festigkeitsklasse C 30/37 erstellt, als Betonstahl wurde BSt 500 S verwendet. Die Widerlager bleiben ohne Verkleidung. Sie wurden in Sichtbeton mit vertikaler sägerauher Bretterschalung ausgeführt.

Auf Anregung des Gestalters wurde die Mittelunterstützung als Rahmen in Stahlbauweise ausgeführt. Zur Sicherstellung der Standsicherheit infolge von Anpralllasten wurden die Stützen als Verbundstützen mit Beton gefüllt. Durch den Farbton „feuerrot“ des Deckanstrichs wird die Bedeutung der Stütze besonders betont.

Die Konstruktionshöhe der Hauptträger beträgt 2,40 m. Bei den genannten Stützweiten ergibt sich eine Schlankheit von $36,14 / 2,40 \text{ m} = 15$. Durch Andeutung eines Bogens und vertikaler Elemente in Form aufgesetzter Blechstreifen auf der Außenseite der Hauptträger wird optisch eine größere Schlankheit erreicht. Dieses wird durch eine farbliche Betonung (weiß) der Blechstreifen gegenüber der in Blau gehaltenen Haupttragkonstruktion des Überbaus unterstützt.

Die Querrägerhöhe beträgt 800 mm. Für die Hauptträger und das Fahrbahnblech wurde Stahlgüte S 355 und für die übrigen Stahlbauteile S 235 verwendet.

Besondere Ingenieurleistung

Die Besonderheit der Ingenieurleistung bestand darin, in Zusammenarbeit mit einem Bauwerksgestalter in exponierter Lage an einer wichtigen Stadteinfahrt ein technisch und gestalterisch herausragendes Bauwerk zu schaffen. Die gleichzeitige Aufrechterhaltung des Gleisbetriebs und des Straßenverkehrs auf dem unteren Verkehrsweg war für die Ingenieure eine besondere Herausforderung.



WEITERE EINREICHUNGEN

GFK-Straßenbrücke, Friedberg/Hessen



Aufgabenstellung

Im Rahmen des Projekts „Staufreies Hessen“ war es Ziel, eine neue Bauweise für Brücken zu entwickeln, die sowohl beim Neubau als auch während der Nutzungsdauer eine geringstmögliche Verkehrsbeeinflussung bedingt und unter Betrachtung der Lebensdauerkosten wirtschaftlich ist. Durch eine hohe Korrosionsbeständigkeit sollen

zukünftige Unterhaltungsarbeiten auf ein Minimum reduziert werden. Durch eine leichte Bauart sollte die Vormontage des kompletten Überbaus in einer Montagehalle ermöglicht werden.

Beschreibung der Konstruktion

Die Brücke ist als integrales Bauwerk konstruiert und überspannt mit 27,0 m eine zweispurige Bundesstraße. Der



Über Ankerplatten sind die Geländer austauschbar an die Fahrbahnplatte angeschlossen
(Fotos: Fiberline Composites A/S, Dänemark)

Einreichende Firma

(Grundlagengutachten, Konzeption der Brücke, Gutachten Zustimmung im Einzelfall):
Knippers Helbig Beratende Ingenieure, Stuttgart

Tragwerksplanung:

König und Heunisch Planungs-gesellschaft, Frankfurt am Main

Bauherr:

Hessisches Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen, Wiesbaden
Dipl.-Ing. Eberhard Pelke, Dipl.-Ing. (FH) Dieter Berger

Bauausführung:

Fiberline Composites A/S, Middelfart (Dänemark)
GQ Quadflieg GmbH, Aachen/Würselen
BHSW Burbacher Stahl- und Waggonbau GmbH, Saarbrücken

Prüfingenieur:

Dipl.-Ing. Josef Steiner, Mannheim

Bauteilversuche und Monitoring:

Universität Stuttgart, Institut für Tragkonstruktionen und Konstruktives Entwerfen, Prof. Dr. Ing. Jan Knippers, Dipl. Ing. Markus Gabler

Überbau besteht aus zwei in der Ansicht leicht gekrümmten und gevouteten Stahlträgern mit einer Bauhöhe von 62,5 cm bis 90 cm. Auf die Stahlträger ist eine Fahrbahnplatte aus glasfaserverstärktem Kunststoff (GFK) mit einer Gesamtbreite von 5,0 m aufgeklebt. Die Fahrbahnplatte besteht aus aneinandergeklebten profilierten Einzel-Hohlprofilen und hat eine Bauhöhe von 22,5 cm. Die Profile wurden vorab im Pultrusionsverfahren, also mittels Strangziehens, kontinuierlich hergestellt und abgelängt. Auf der Fahrbahnplatte ist eine 4,5 cm dicke Schicht Polymerbeton mit reaktionsharzgebundenem Dünnbelag aufgebracht, welche auch zur Abtragung von Radlasten herangezogen wird. Die Kappen mit einer Breite von 75 cm werden durch eine zweite aufgeklebte Lage der gleichen Profile realisiert. Die Geländer sind über Ankerplattenkonstruktionen, welche stirnseitig in die Hohlkammern der Fahrbahnplatte und Kappen eingeklebt wurden, aus-



tauschbar angeschlossen. Ansonsten sind die Hohlkammern mit Stirnplatten verschlossen, um den Überbau vor Ungeziefer zu schützen.

Der Überbau wird mittels Verguss biegesteif mit den Stahlbetonwiderlagern verbunden. Lager und Fahrbahnübergänge werden so vermieden. Die Widerlagerwände sind zur Bundesstraße hin geneigt, es treten zwei Lisenen heraus, welche unter den Anschlusspunkten der Stahlträger liegen. Die Flügelwiderlager wurden so konzipiert, dass sie, abweichend von üblicher Herstellung bei integralen Bauwerken, mit voller Hinterfüllung standsicher sind.

Werkstoffauswahl

Für Fahrbahnplatte, Kappen und Schrammborde wurden pultrudierte GFK-Profile eingesetzt. Das geringe Eigengewicht des Werkstoffs ermöglicht die Konstruktion eines besonders leichten Überbaus. Außerdem war es damit möglich, die besonders exponierten Stellen des Überbaus mit einem korrosionsfesten Werkstoff zu realisieren. Für die weniger bewitterten Hauptträger wurden hingegen Stahlträger bevorzugt, da diese eine schlanke Bauhöhe und wirtschaftliche Konstruktion ermöglichten. Die Ausführung der Schubfuge mittels statischer Verklebung garantiert eine kontinuierliche, gleichmäßige Übertragung der Schubkräfte zwischen Stahlträgern und GFK-Druckgurt und erübrigt Bohrlöcher in der Fahrbahnplatte. Der gesamte Überbau wurde ohne Stahlbeton oder Asphalt realisiert, um kurze Ausführungszeiten und ein geringes Gesamtgewicht zu garantieren. Außerdem wurden allgemein wartungsanfällige Details wie Fahr-

bahnübergänge, Lager oder Entwässerung gezielt vereinfacht oder vermieden, um die Konstruktion robust zu machen. Die Widerlager konnten in üblicher Bauweise in Ort beton ausgeführt werden.

Gestaltung

Der sanft geschwungene Bogen, den der gesamte Rahmen beschreibt, vermittelt einen leichten und eleganten Eindruck. Besonderes Anliegen war es, den Werkstoff GFK und die Konstruktionsweise sichtbar zu machen, daher bleiben die Stirnseiten der GFK-Fahrbahn bzw. der Kappen offen. Die Hohlkörper sind durch entstehende Schattenfugen klar nachvollziehbar. Die glänzende, strahlend weiße Oberfläche der Fahrbahn spielt mit den Gestaltungsmöglichkeiten von GFK, und es ist gelungen, die unterschiedlichen Werkstoffe klar gegeneinander abzugrenzen.

Folge- und Unterhaltungskosten

Es wird davon ausgegangen, dass in den ersten 50 Jahren der Nutzung keine Aufwendungen für den Unterhalt der Brücke entstehen. Alle Bauteile des Überbaus, welche direkt bewittert sind oder gelöstem Tausalz ausgesetzt sein könnten, wurden aus korrosionsbeständigem GFK oder Polymerbeton realisiert. Durch die zusätzliche Beigabe UV-hemmender Füllstoffe kann die Brücke alle Umwelteinwirkungen unbeschadet überstehen. Bei anprallbedingten Beschädigungen der Kappen ist der teilweise Neueinbau der Schrammborde oder des Fahrbahnbelags jederzeit möglich. Die Stahlträger sind entweder durch Klebstoff oder Beton korrosionsgeschützt oder frei zugänglich. An der

Brücke wird ein großangelegtes Monitoringprogramm durchgeführt, dabei werden die Spannungen in den GFK-Bauteilen, den Stahlträgern und in der Klebefuge aufgezeichnet. Außerdem werden Temperaturen und die Feuchtigkeit in den Hohlkammern gemessen.

Besondere Ingenieurleistung

Die Verwirklichung einer Straßenbrücke mit wesentlichen Bauteilen aus glasfaserverstärktem Kunststoff ist ein absolutes Novum in Deutschland. Die konsequente materialgerechte Konzeption des Bauwerks und die rechnerische und versuchstechnische Dimensionierung für eine Nutzung als Straßenbrücke nach DIN FB 101 ist auch international in dieser Form bisher noch nicht umgesetzt worden. Die besondere Ingenieurleistung bestand in der Auswahl der Werkstoffe, der Konstruktion eines geeigneten Tragwerks, der experimentellen und analytischen Ermittlung der aufnehmbaren Einwirkungen für GFK und der Klebeverbindungen. Weltweit neu ist insbesondere der planmäßige Ansatz und Nachweis der GFK-Fahrbahnplatte als Druckgurt und die statische Mitwirkung der Verklebungen zwischen GFK und Stahl. Darüber hinaus wurden ebenfalls erstmalig die Auswirkungen von konzentrierten Radlasten auf die hohlzellige Fahrbahnplatte mit tragendem Fahrbahnbelag experimentell und rechnerisch untersucht und nachgewiesen. Die Realisierungen der Kappen, des Schrammbords, der Geländerbefestigung, der Bauwerksentwässerung und des Fahrbahnübergangs wurden eigens für das Bauvorhaben neu entwickelt und erstmalig umgesetzt.



WEITERE EINREICHUNGEN

Cocoon Exclusive Office Headquarter, Zürich



Einreichende Firma/Tragwerksplanung:

Gruner AG, Basel

Bauherr:

Swisslife, Zürich

Bauausführung:

Züblin-Strabag AG, Schweiz

Architekt:

Camenzind Evolution AG, Zürich

Aufgabenstellung

Die Möglichkeiten, größere Büroflächen in einem räumlichen Kontext zu vereinen, sind in der Regel begrenzt. Sie umfassen zum einen die Aneinanderreihung der Flächen zum Beispiel auf einem Geschoss in Form eines langgezogenen Riegels oder das Verteilen dieser Flächen auf mehrere Geschosse. Doch bei beiden Varianten besteht das Problem, dass Kommunikationsbarrieren entstehen.

Genau an diesem Punkt verfolgt Cocoon eine andere Konzeption. Cocoon ist eine „Raumspirale“. Die sich spiralförmig nach oben windende, abgetreppte Abfolge von Segmenten charakterisiert die räumliche Landschaft im Inneren. Cocoon liegt im äußeren Seefeld-Quartier an einem herrlichen Hang mit optimaler Besonnung und Blick auf See und Berge.

Beschreibung der Konstruktion

Um dem Anspruch an eine klare und offene räumliche Struktur gerecht zu werden, wurde das statische System parallel zum Raumkonzept entwickelt. Cocoon ist das Resultat eines Prozesses, dessen Ergebnis darin besteht, Raum und Tragwerk miteinander zu verschmelzen.

Hauptbestandteile des statischen Systems sind Stützen, Stufenbalken und Deckenplatte, welche die offene Struktur der Hauptnutzflächen bilden. Der Servicekern im rückseitigen Bereich dient als Rückgrat und aussteifendes Element der erdbebensicheren Konstruktion.

Ein weiteres, räumlich prägnantes Element ist die Erschließungsrampe, die sanft geschwungen um das Atrium emporsteigt und alle Räumlichkeiten über 5 Geschosse verbindet. Für die planerische Umsetzung wurde ein CAD-System aus dem Verkehrswegebau verwendet. Die durch den Entwurf vorgegebene Form wurde durch zusammengesetzte Kreisbögen angenähert. Pro Geschoss wurden für die verschiedenen Raumkurven zwei Achsen mit mehreren Gradienten berechnet. Mit dem speziellen Lösungsansatz des verwendeten CAD-Systems war es möglich, die besondere Brüstungsgeometrie passgenau herstellen zu können.

Die architektonisch und statisch ideale Platzierung der Stützen zu finden, war eine große Herausforderung. Durch den enormen Versatz der einzelnen Deckensegmente von über 4 m wurden die Stützen mit einer Schiefstellung von 4 bis 15 Grad ausgeführt. Die Stufenversätze der einzelnen Segmente konnten als Deckenaufleger ge-



Netzfassade aus Edelstahlraht

nutzt werden. Durch dieses Prinzip gelang es, die Konstruktionsdicken der einzelnen Bauteile auf ein Minimum zu reduzieren. Die Minderung des Eigengewichts machte es zudem möglich, die sechs bis ins Erdgeschoss durchlaufenden schrägen Stahlbetonstützen mittels komplexer Abfangkonstruktionen im Untergeschoss auf zwei Vollstahlstützen zu reduzieren und damit eine optimale Ausnutzung der dort angeordneten Parkflächen zu erzielen.

Die Dachkonstruktion mit den dreidimensional oval-verzerrten Brüstungsauflegern für das Atriumdach, welche aus Gewichtsgründen nur in Leichtbeton hergestellt werden konnten, kann nur mit Hilfe der als Ring wirken-



Die Erschließungsrampe verbindet alle Räumlichkeiten über fünf Geschosse Fotos: Nick Brändli

den Ellipsenform den Anforderungen der Gebrauchstauglichkeit gerecht werden.

Fassade

Ein Edelstahl-Drahtgeflecht mit kleiner Maschenweite umschließt das Gebäude. Im Fassadenzwischenraum wurde ein zusätzlicher Sonnenschutz realisiert.

Die äußere Netzfassade wurde mit einem Abstand von 60 cm vor der Glas-

fassade angeordnet. Zur Befestigung der Fassadennetze wurden spezifische zweiteilige Aufhängungskonsolen entwickelt. Diese sind in der Lage, die relativ großen Kräfte durch das Netz aufzunehmen und an den Baukörper, respektive an Deckenplatte und Fensterbrüstung zu übertragen.

In der statischen Berechnung mussten die Windlasten aus der Fassade in Decke und Fensterbrüstung berücksichtigt werden.

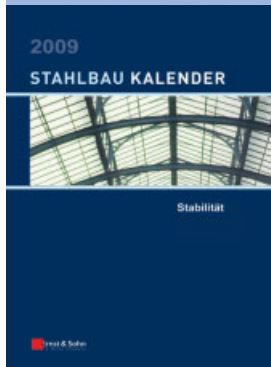
Zur Begrenzung der Verformung wurden einzelne Stahlbetondecken vorgespannt. Zusätzlich wurde eine tragende Betonbrüstung vorgesehen, die gleichzeitig die großen Verankerungskräfte der Vorspannung aufnehmen konnte.

Besondere Ingenieurleistung

Elegant dreht sich der elliptische Baukörper aus dem Park und formt eine eigenständige Gebäudeskulptur. Ein Edelstahlgewebe umschließt das Gebäude wie ein Schleier und kreiert eine zurückhaltende Eleganz und Privatheit, schafft damit eine unverwechselbare Identität. Aufgrund der in jeder Hinsicht optimierten Tragstruktur können die Flächen wunschgemäß nutzungsneutral bei gleichzeitig maximaler Flexibilität bleiben. Die Gesamtheit der Elemente Aufzug, Rampe, Segmente und Treppenhaus bildet ein klar gegliedertes, vielseitiges Erschließungssystem.

Für die Realisierung wurden die Planunterlagen wegen der besonderen Bauform und der damit verbundenen geringen Maßtoleranzen digital an den Bauunternehmer weitergegeben. Dieser konnte mit Hilfe eines digitalen Messgerätes jeden einzelnen Punkt und alle Höhenlinien direkt auf der Baustelle dreidimensional bestimmen. Damit konnte der Bauablauf optimiert werden.

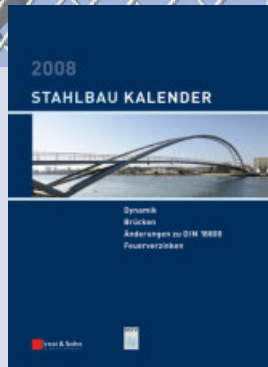
BÜCHER UND ZEITSCHRIFTEN VON ERNST & SOHN



Stahlbau-Kalender 2009 Schwerpunkt: Stabilität

2009. ca. 700 S. ca. 500 Abb. Gb.
ca. € 135,- / sFr 213,-
Fortsetzungspreis:
ca. € 115,- / sFr 182,-
ISBN: 978-3-433-02909-1

Erscheint April 2009



Stahlbau-Kalender 2008 Schwerpunkte: Dynamik, Brücken

2008. 1079 S. 761 Abb.
237 Tab. Gb.
€ 135,- / sFr 213,-
Fortsetzungspreis:
€ 115,- / sFr 182,-
ISBN: 978-3-433-01872-9

Im Stahlbau hat die Stabilitätslehre wegen der Gefährdung, die bei druckbeanspruchten schlanken Konstruktionen infolge Instabilität auftreten kann, zentrale Bedeutung. Die Berechnung für diese Beanspruchungen wird mit ihrem theoretischen Hintergrund ausführlich dargestellt. Darüber hinaus werden praktische Anwendungen, wie Silos, Dach- und Wandflächen aus Trapezprofilen, Hochregallager und Arbeitsgerüste behandelt.

Der Stahlbau-Kalender dokumentiert und kommentiert verlässlich den aktuellen Stand des Stahlbau-Regelwerkes, in dieser Ausgabe die Änderungen der Teile 1, 2 und 3 von DIN 18800, womit die „Anpassungsrichtlinie Stahlbau“ ersetzt wird.

Spezielle Probleme bei der dynamischen Berechnung von Brücken und Hochbaukonstruktionen werden ausführlich dargestellt.



Rolf Kindmann, Michael Stracke Verbindungen im Stahl- und Verbundbau

Reihe: Bauingenieur-Praxis BiP 2., aktualisierte Auflage
2009. ca. 450 Seiten, ca. 300 Abb. Br.
ca. € 55,- / sFr 88,-
ISBN: 978-3-433-02916-9

Erscheint März 2009

Für die Planungspraxis von Ingenieuren fasst das vorliegende Buch die wichtigsten Verbindungstechniken für den Stahl- und Verbundbau sowie weitere Verbindungsarten des Bauwesens zusammen. Zentrale Themen des Buches sind geschweißte und geschraubte Verbindungen. Auf die Methoden und Vorgehensweisen zur Bemessung und konstruktiven Durchbildung der Verbindungen wird ausführlich eingegangen.



Michael Seidel Tensile Surface Structures A Practical Guide to Cable and Membrane Construction Materials, Design, Assembly and Erection

2009. ca. 250 Seiten. ca. 370 Abb. in Farbe. Hardcover.
ca. € 139,- / sFr 220,-
ISBN: 978-3-433-02922-0

Erscheint März 2009

Das Buch zum Bauen mit Membranen
Kaum ein Bereich im Bauwesen erfordert eine derart enge Zusammenarbeit der an Planung, Herstellung und Ausführung Beteiligten. In diesem Werk werden erstmals die notwendigen Grundlagen über die Besonderheiten des Tragverhaltens von biegeweichen Materialien im Zusammenhang mit Tragstruktur, Geometrie, Konfektion und Montage erläutert und praxisgerecht zusammengefasst.



NEU

Steel Construction Design and Research

Publisher: Ernst & Sohn, Berlin
Editor-in-Chief:
Dr.-Ing. Karl-Eugen Kurrer
Volume 1, 2008
ISSN 1867-0520

Im September 2008 erschien zur Eurosteel in Graz die erste Ausgabe: Die neue Zeitschrift von Ernst & Sohn vereint den ganzheitlich orientierten Stahlbau, der sich im Interesse des ressourcenschonenden Bauens mit anderen Bauarten wie dem Beton-, Glas-, Seil- und Membranbau zum systemintegrierten Stahlbau verbindet.



Stahlbau

Hrsg.: Ernst & Sohn, Berlin
Redaktion: Dr.-Ing. Karl-Eugen Kurrer
77. Jahrgang 2008
ISSN 0038-9145

Die Zeitschrift für Stahl-, Verbund- und Leichtmetallkonstruktionen im gesamten Bauwesen.

Schwerpunkte: Planung und Ausführung von Bauten, Berechnungs- und Bemessungsverfahren, Verbindungstechnik, Versuchswesen sowie Forschungsvorhaben und -ergebnisse.

Alle €-Preise gelten ausschließlich für Deutschland. Irrtum und Änderungen vorbehalten.

Wilhelm Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG
Für Bestellungen und Kundenservice: Verlag Wiley-VCH, Boschstr. 12, D-69469 Weinheim
Tel. +49(0)6201 606-400, Fax: +49(0)6201 606-184, E-Mail: service@wiley-vch.de

Ernst & Sohn
A Wiley Company
www.ernst-und-sohn.de

010719016_nm

