

Ausgabe 9/10-2001

**FMS**

# Machinery and Steel

## Maschinen und Stahlbau



**Nr. 94**

# Stahlbau Rundschau



UFA-Kinocenter Dresden

ALUKÖNIGSTAHL®  
 Goldschlagstraße 87-89  
 A-1150 Wien

## INHALT

### News

- 2 „Der Baustoff Stahl für das innovative Bauwerk der Zukunft“  
 DI Ludwig Burgholzer, Präsident des Österreichischen Stahlbauverbandes  
 3 Die Gunst der Stunde: Wir nützen die europaweite Imagekampagne für den Stahl  
 DI Dr. Walter Siokola, Dr. Thomas F. Berr

### Vorträge

- 4 Geschäftsführer Dkfm. Peter Kurz tritt in den Ruhestand, Nachfolge mit Otto Leithner  
 KR Alfred Maurizio: rund 40 Jahre erfolgreich in der Stahlbranche  
 6 Rückhaltesysteme mit höherem und sehr hohem Aufhaltevermögen aus Stahl auf Brücken  
 Dipl.-Ing. Dr. Kurt Hellmich  
 8 RopeCon – Neues Langstreckenfördersystem für Schüttgut  
 Prok. Ing. Johann Wiesinger, Baumeister Ing. Johann Hirsch  
 12 Stahl-Verbundbau in der Schweiz  
 Prof. Dr. Mario Fontana  
 16 Stahltragwerke im Glasbau  
 Direktor Ing. Josef Haidl  
 20 Der Bauingenieur im Informationszeitalter – Chancen und Risiken für unseren Berufsstand  
 Prof. Dr. Reinhold Braschel, Vorsitzender des Vorstands  
 24 Die El-Ferdan-Brücke über den Suez-Kanal – Konstruktion und Montage der größten Drehbrücke der Welt  
 Dr. Ing. Michael Pfeiffer  
 28 Stahl-Verbundbau auf der A13 Brenner-Autobahn  
 Ing. Erich Raffl  
 31 Leicht und schön bauen mit Stahl  
 Prof. Dr. Jörg Schlaich und Sven Plieninger  
 33 Transparente und Adaptive Stahlstrukturen  
 Prof. Dr. Werner Sobek  
 36 Die Entwicklung des Stahlhochbaus in der Tschechischen Republik – Beispiele und Erfahrungen  
 Prof. Dr.-Ing. Jindřich Melcher  
 42 Verbund-Fahrbahndecks bei Brücken – Versuch und Rechenmodell  
 Univ.-Prof. Dr. Richard Greiner, Dr. Robert Ofner, Dr. Harald Unterweger  
 44 Architektur und Blech  
 Univ.-Prof. Architekt DI Volker Giencke  
 46 Neue Entwicklungen im Druckrohrleitungsbau  
 Dipl.-Ing. Roland Starnberger  
 50 Großbrücken in Verbundbauweise – interessante Lösungen  
 Dipl.-Ing. Dr. Josef Fink  
 56 Überdachung Queen Elisabeth II. Great Court im British Museum, London  
 Dipl.-Ing. Johann Sischka  
 63 Prof. Dr. techn. Friedrich REINITZHUBER gestorben  
 64 STAHL – Ein Werkstoff als Mythos, mehr denn je im Trend  
 66 Neubau des Amtsgebäudes der Bezirkshauptmannschaft Murau  
 Dipl.-Ing. Mag. Arnulf Ibler & Dipl.-Ing. Adolf Verderber  
 72 Neuheiten von KALTENBACH  
 74 Moderne Feinkornbaustähle für Walzträger  
 Lucien Weber, ProfilARBED Luxemburg  
 78 Stahlverbundstützen der MCE VOEST für den FLORIDO TOWER in Wien  
 Dipl.-Ing. Herbert Bauer  
 80 Historisches Museum der Stadt Wien (Glasüberdachung des Innenhofes)  
 Ing. Peter Binder  
 82 Optimale Stahlauswahl hinsichtlich einer kostengünstigen und sicheren Fertigung im Brücken- und Druckrohrleitungsbau  
 R. Rauch, R. Schimböck, G. Tischler, R. Wödlinger  
 86 VÖLKL – Ihr kompetenter Partner  
 88 Neubau Makartsteg in Salzburg  
 Hubert Brandstätter, Heinz Lang, Johann Lienbacher, Gerhard Sailer  
 92 900 m<sup>2</sup> Halle pro Tag: Briefzentrum Ost  
 Dipl.-Ing. Dr. Walter Siokola, Stahlkonstruktion Zeman & Co GmbH  
 94 Veröffentlichungen des Österreichischen Stahlbauverbandes  
 95 Mitglieder des Österreichischen Stahlbauverbandes

### Firmenbeiträge

### Informationen



## ■ „Der Baustoff Stahl für das innovative Bauwerk der Zukunft“

DI Ludwig Burgholzer, Präsident des Österreichischen Stahlbauverbandes

### Österreichischer Stahlbauverband

A-1045 Wien, Wiedner Hauptstr. 65  
 Tel.: +43(01)503 94 74-0  
 Fax: +43(01)503 94 74-227  
 E-Mail: stahlbau@fms.at  
 Homepage: www.stahlbauverband.at



Das Wort Stahl war lange Zeit sehr negativ besetzt. Man hat Rost auf der einen Seite und schwerfällige Industrie auf der anderen Seite mit dem Wort Stahl verbunden. Das hat sich geändert. Die heutige umweltfreundliche Stahlindustrie erzeugt einen noch umweltfreundlicheren hochwertigen Baustoff, der den Architekten die Möglichkeiten gibt, luftige, transparente, dem modernen Zeitempfinden entsprechende Bauwerke zu errichten. Denken wir an die anspruchsvolle Stahl-Glas-Architektur in den Metropolen der Welt oder an die gut gestalteten Stahl- bzw. Stahlverbundbrücken. Eine gute Brücke in Stahlbauweise wird ihr natürliches oder urbanes Umfeld bereichern, aber nicht erschlagen. Die Brücken sind untrennbarer Bestandteil der Baukultur. Der Baustoff Stahl erfordert zwar vom Architekten und Tragwerksplaner hohe Kenntnisse als Konstrukteur, andererseits eröffnen sich für ihn alle Möglichkeiten zur

Selbstverwirklichung. Es macht wieder Freude, mit diesem hochwertigen Werkstoff Stahl zu bauen.

Auf der anderen Seite betrachten die Investoren bei ihrer Vergabeentscheidung verstärkt statt der Errichtungskosten die Kosten auf Lebensdauer, wobei die Stahlbauweise stark punkten kann.

Diese optimistische Grundeinstellung bestätigen auch die Statistiker. Die Stahlbauweise gewinnt weiterhin an Terrain, wobei Steigerungsraten von bis zu 5% im relevanten Markt der österreichischen Stahlbauer erreicht werden.

Für die strategische Positionierung eines zukunftsorientierten Stahlbauunternehmens wird es nicht wichtig sein, alle Leistungen aus eigener Kraft zu erbringen. Auf der einen Seite gehört die Zukunft den fachlichen Spezialisten und auf der anderen Seite den Anbietern von Komplettleistungen. Die fachlichen Spezialisten haben ein „Stahlbau-Produkt“ entwickelt, das sie bei minimalem Kostengefüge dem Markt zur Verfügung stellen können. Die Generalisten arbeiten oft im Rahmen strategischer Allianzen, wobei perfektionierte Managementsysteme erforderlich sind. Die Stärke liegt im Angebot und in der Ausführung komplexer Leistungen, wobei das anspruchsvolle „Stahlbautragsystem“, womöglich kombiniert mit der „multifunktionellen Gebäudehülle“, zu den Kernfachkompetenzen gehört. Im nächsten Schritt fallen dem zukünftigen Stahlbauunternehmen Dienstleistungsfunktionen zu, die von der Projektentwicklung über die schlüsselfertige Errichtung bis hin zur Bewirtschaftung des Projektes im Rahmen des Facility Managements reichen.

Der Österreichische Stahlbauverband ist nun besser gerüstet, den Verpflichtungen gegenüber dem Stahlbau in Österreich gerecht zu werden. Wie von dieser Stelle bereits berichtet, wurde der Stahlbauverband den neuen Anforderungen angepasst und umstrukturiert. Die Ausgabenseite konnte durch die Zusammenarbeit mit dem Fachverband für Maschinen und Stahlbau bei der Bundeswirtschaftskammer „saniert“ werden. Die Stahlkonzerne Voest Alpine Stahl, Arbed und Salzgitter sind die Hauptlieferanten von Blechen und Profilen der österreichischen Stahlbauer. Zusammen mit dem Österreichischen Stahlbauverband werden diese Firmen Projekte unterstützen, die zur Förderung der Stahlbauweise in Österreich dienen sollen.

Wir danken diesen stahlerzeugenden Firmen für das zur Verfügung gestellte Budget.

Der Stahlbauverband, die Ausschüsse Technik und Marketing und die neu installierte Bauberatung im Rahmen von „Bauen mit Stahl Österreich“ freuen sich, für den Stahlbau Projekte zur Förderung der Stahlbauweise mit mittelfristig gesicherter Finanzierung angehen zu können.

## ■ Die Gunst der Stunde: Wir nützen die europaweite Imagekampagne für den Stahl



DI Dr. Walter Siokola  
Vorsitzender Technischer Ausschuss



Dr. Thomas F. Berr  
Vorsitzender Marketingausschuss

Unserem Ziel, den Verband als effizienten Dienstleister für den Stahlbau in Österreich zu positionieren, sind wir wesentliche Schritte näher gekommen. So ist seit Herbst des Vorjahres der ÖSTV mit einer eigenen Homepage präsent, über die Basisinformationen abrufbar sind. Bisher sind rund 10.000 Zugriffe monatlich zu verzeichnen. An einer Erweiterung des Informationsangebotes wird gearbeitet, wobei bei Ausgabe dieser Nummer der Stahlbau Rundschau bereits neue Dienste, wie z.B. Bemessungsprogramme für Walzprofile nach ÖNORM B 4300 (bzw. DIN 18 800) abrufbar sind.

Bei der am 22. November 2000 durchgeführten Herbstveranstaltung „... einfach Stahl! Feuer und Erdbeben“ setzten wir einen ersten Akzent, der von zahlreichen Interessenten genützt wurde. Die Fragebogenaktion unter den Teilnehmern ergab ein durchwegs positives Echo der Veranstaltung. Die Frage nach weiteren Themenschwerpunkten beantworteten die Teilnehmer mit: Brandschutz, Berechnung & Dimensionierung sowie neue Ent-

wicklungen. Wir werden diese Wünsche bei unseren folgenden Aktivitäten entsprechend berücksichtigen.

Auf Initiative des technischen Ausschusses wurde eine Publikation erarbeitet, die Planer in der Argumentation für eine wirtschaftliche Auslegung des Brandschutzes bei ein- und mehrgeschossigen Hochbauten unterstützen soll. Diese auf dem Österreichischen Stahlbautag präsentierte Arbeit, die neben praktischen Hinweisen für die Erstellung von Brandschutzkonzepten auch die wesentlichen, brandschutzrelevanten Bestimmungen der 9 Länderbauordnungen enthält, ist ebenfalls über die Internet-Plattform des ÖSTV verfügbar. Eine weitere Arbeit über die Gesamtkosten von Bauwerken unter Berücksichtigung der Erhaltungskosten über die gesamte Nutzungsdauer (Life Cycle Costs) ist in Arbeit.

In den letzten Jahren wurden europaweit zahlreiche bedeutende Bauwerke geschaffen, die in ihrer Architektur die Vorteile der Gestaltungsmöglichkeiten von Stahl und Metall nützen, ein Trend, der

durch den Einsatz von Glas, Membranen und Seilen um eine Vielzahl weiterer Gestaltungsmöglichkeiten bereichert wird. Zu diesen High Tech-Werkstoffen passt ein weiterer sehr gut: Stahl!

Die Europäischen Stahlhersteller haben eine Kampagne zur Verbesserung des Image von Stahl gestartet. Bis 2005 werden 54 Millionen Euro für PR-Maßnahmen im Fernsehen, Internet und Printmedien investiert. Damit soll das Image von Stahl entrostet werden und dem Charakter eines High Tech-Produktes Rechnung getragen werden.

Der Österreichische Stahlbauverband wird die Gunst der Stunde einer europaweiten Imagekampagne für den Stahl nützen und sein Informationsangebot verstärken. Dazu ist für die Zukunft geplant, die Zusammenarbeit mit den Stahlbauinstituten der österreichischen Universitäten, die mit dem Projekt „Bemessungsprogramme für Walzprofile“ an der Technischen Universität in Graz begonnen wurde, weiter auszubauen.

Ab sofort steht analog zu Bauen mit Stahl in Deutschland auch in Österreich ein Be-

rater für Bauherren und Planer zu Verfügung. Wir konnten mit Herrn DI Roller einen hervorragenden Mann mit großer technischer Erfahrung, besten Marktkenntnissen und internationalen Verbindungen für diese Aufgabe gewinnen. Zusätzlich konnte Herr Dipl.-Ing. Ferdinand Schmid als Experte für den ÖSTV gewonnen werden. Für alle die Herrn Dipl.-Ing. Schmid nicht von seiner aktiven Zeit als Leiter der Magistratsabteilung MA

35/B kennen, sei erklärt, dass er in seiner Funktion für alle Fragen der Bauphysik, insbesondere des Brandschutzes, und für die technische Zulassung von Bauteilen im Bereich der Stadt Wien zuständig war. Hr. Schmid war bzw. ist Mitglied in nationalen und internationalen Gremien zur Regelung von Brandschutzfragen. Wir glauben mit Herrn Dipl.-Ing. Schmid einen ausgezeichneten Fachmann gefunden zu haben, der als Berater in Zukunft si-

cherlich eine wesentliche Hilfe in den genannten Bereichen bieten kann. Es liegt nun an uns, dieses – für Mitgliedsfirmen kostenlose – Service in Zukunft erfolgreich zu nutzen.

Die Gunst der Stunde werden wir auch nützen, um den Verband auf eine breitere Basis zu stellen: Mehr Mitglieder stärken die Position unseres Verbandes auf vielen Ebenen.

Packen wir es gemeinsam an!

## ■ Geschäftsführer Dkfm. Peter Kurz tritt in den Ruhestand, Nachfolge mit Otto Leithner

Fachvereinigung des Stahlhandels

Mit Jahresende 2001 wird Dkfm. Peter Kurz, Geschäftsführer der Fachvereinigung des Stahlhandels in den Ruhestand treten. Kurz ist seit 1987 Geschäftsführer der Fachvereinigung, 1991 übernahm er mit der Österreichischen Vereinigung des Sanitär- und Heizungsgroßhandels einen weiteren Verband.

Kurz absolvierte die Hochschule für Welt-handel. Bei der Alpin Montan (später „Voest Alpine“) startete er im Jahre 1965. Zu seinen vielfältigen Tätigkeiten zählten unter anderem Finanzplanung, Berichtswesen, Konzernrevision sowie Verkauf Bergtechnik Zeltweg.

Die Nachfolge von Dkfm. Kurz wird Otto Leithner antreten, der bereits seit Jahresmitte für beide Verbände tätig ist und per 1. Oktober 2001 beide Geschäftsführungen übernehmen wird. Leithner begann seine berufliche Karriere nach Absolvierung der Handelsakademie 1974 bei der Voest Alpine Finalindustrie und war zuletzt bei Wallner & Neubert, Wien als Prokurist für Organisationsmanagement und Logistik tätig.

Leithner sieht für die Zukunft die Hauptaufgaben in der Weiterentwicklung der Verbände in Richtung Branchenplattformen mit dem Schwerpunkt Information, Kommunikation und Serviceleistungen (z. B. Weiterbildung der Mitarbeiter der Mitgliedsfirmen). Des weiteren kommt der Mitwirkung in internationalen Branchenorganisationen des Großhandels zunehmende Bedeutung zu.

Wien, im September 2001

## ■ KR Alfred Maurizio: rund 40 Jahre erfolgreich in der Stahlbranche

Fachvereinigung des Stahlhandels



Komm.-Rat Alfred Maurizio beendete per 30. 6. 2001 seine Tätigkeit als Geschäftsführer der Firma Klöckner/Stahlwaldmann, welche zu den führenden Stahlhandelsunternehmen Österreichs zählt. Damit zieht sich eine bekannte, die gesamte Branche prägende Persönlichkeit nach 40 Jahren aus dem Berufsleben zurück.

Wesentlich gelenkt hat Maurizio auch die Entwicklung des Stahlhandels im Rahmen seiner Funktion als Präsident der Fachvereinigung des Stahlhandels in den Jahren 1987–1997.

Die Fachvereinigung des Stahlhandels ist eine private Interessensvertretung, welche derzeit etwa 50 Mitgliedsfirmen umfasst. Bei rund 30 Mrd. ATS Jahresumsatz (1999) werden rund 1,6 Mio. Tonnen Walzwaren (50 % des Marktvolumens) ge-

A-1010 Wien  
Dorotheergasse 7  
Tel.: +43/(01) 512 72 74  
+43/(01) 512 55 18  
Fax: +43/(01) 512 72 74-22  
E-Mail: fv.stahl@aon.at  
Homepage: www.stahlhandel.org

liefert. 1947 als Versorgungsorganisation mit Stahlprodukten zum Wiederaufbau gegründet, wandelte sich die Fachvereinigung unter dem Vorsitz von Maurizio von einer marktordnungs- zu einer serviceorientierten Organisation, bei der vor allem auf Mitgliederinformation, Ausbildung von Mitarbeitern und Aufbau und Nutzung von internationalen Kontakten Wert gelegt wird.

Maurizio war unter anderem auch von 1989–1991 Präsident des internationalen Stahlhandelsverbandes FIANATM (nunmehr EUROMETAL, mit Sitz in Brüssel). 1990 fand unter seiner Leitung ein Kongress mit über 500 Teilnehmern in Wien statt.

Als Mitglied des Beirates für die Statistik des Außenhandels und langjähriger Vorsteher-Stellvertreter des Landesgremiums Wien für den Großhandel mit Stahl, Metallen und Sanitärartikeln konnte Maurizio seine vielschichtigen Berufserfahrungen einbringen. Weiters ist Maurizio seit dem EU-Beitritt Österreichs Mitglied der österreichischen Delegation als Vertreter des Handels bzw. der Verbraucher, die mit der EU-Generaldirektion Sitzungen über die Vorausschätzungsprogramme des europäischen Stahlmarktes abhält.



# ■ Rückhaltesysteme mit höherem und sehr hohem Aufhaltevermögen aus Stahl auf Brücken

Dipl.-Ing. Dr. Kurt Hellmich

Dipl.-Ing. Dr. Kurt Hellmich  
 Amt der Burgenländischen  
 Landesregierung  
 Hauptreferat Brückenbau  
 A-7001 Eisenstadt, Europaplatz 1  
 Tel.: +45(0)2682/600 2584  
 Fax: +45(0)2682/600 2788  
 E-Mail: kurt.hellmich@bgld.gv.at  
 Homepage: www.bgld.gv.at

## 1 Einleitung

Bei Brückenneubauten und Brückengeneralsanierungen sollen österreichische Schnellstraßen- und Autobahnbrücken mit Rückhaltesystemen mit höherem und sehr hohem Aufhaltevermögen ausgestattet werden. Gemäß ÖNORM EN 1317 sind die Rückhaltesysteme einer Abnahmeprüfung zu unterziehen. Auf dem Versuchsgelände des TÜV in München-Allach wurde eine Versuchsanlage gebaut, bei der sowohl die Abnahmeprüfungen durchgeführt, als auch die durch den Anprallvorgang auf die Brücke wirkenden Kräfte gemessen werden können. Diese Untersuchungen wurden vom Österreichischen Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie gefördert.

## 2 Versuchsanlage

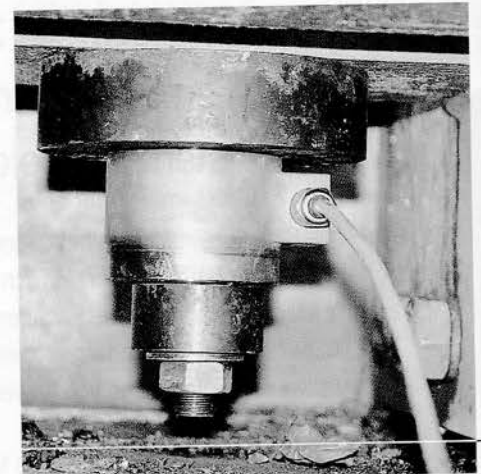
Die Versuchsanlage besteht aus einer Messgrube mit einer Länge von ca. 12 m und einer Breite von 1,90 m, die von Stahl-

betonwänden umgeben ist. An der fahr-bahnseitigen Wand sind drei Stahlbetonkragplatten über jeweils 2 Aufhängevorrichtungen aus Stahl fixiert. In jeder Aufhängevorrichtung sind drei Augenstäbe eingebaut, die mit Dehnmessstreifen ausgestattet sind, um im Augenblick des Anprallvorganges den Verlauf der Kräfte messen zu können. Brückenkappen aus Stahl sind auf den Kragplatten aufgeschraubt, um Kraftmessringe, geschützt vor Beschädigungen während des Anprallvorganges, in die Verankerungen der verschiedenen Rückhaltesysteme einbauen zu können.

Die Versuchsanlage ist in der angeführten Veröffentlichung abgebildet.

## 3 Anprallversuche

Es wurden im Rahmen dieser geförderten Untersuchungen neun Anprallversuche mit Kraftmessungen durchgeführt. Dabei wurden für drei Voest-Systeme mit den Aufhaltevermögen H1 und H2 und für das System der Firma Sistema mit dem Aufhaltevermögen H4b die Abnahmeprüfungen mit Kraftmessungen erfolgreich durchgeführt. Das Rückhaltesystem der Firma Sistema besteht aus in der Regel 6 m langen Stahlleitwandelementen mit einem aufgeständerten Stahlrohr (siehe Bild 1). Ein 6 m langes Leitwandelement ist durch vier in Abständen von 1,5 m an-



geordneten Ankern an der Brückenkonstruktion befestigt. Für die Ermittlung der Ankerzugkräfte wurden im Bereich der Versuchsbrücke an 8 Ankern (siehe Bild 2) Kraftmessringe eingebaut.

Der 58 t schwere Sattelschlepper fährt mit einer Geschwindigkeit von 65 km/h unter einem Winkel von 20° gegen die Stahlleitwand. Durch den Anprall verdreht sich die Zugmaschine in Richtung der Leitwand, bis das leitwandseitige Hinterrad der Zugmaschine gegen die Leitwand prallt (Bild 5). Beim Anprall des Hinterrades brechen die mittleren Anker des Leitwandelementes. Danach verdreht sich der Auflieger, bis die letzten drei leitwandseitigen Räder gegen die Leitwand prallen. Beim Verdrehen des Aufliegers verlieren die straßenseitigen drei Räder der letzten drei Achsen Bodenkontakt. Durch diese Verdrehvorgänge werden Reibungskräfte zwischen den Reifen und

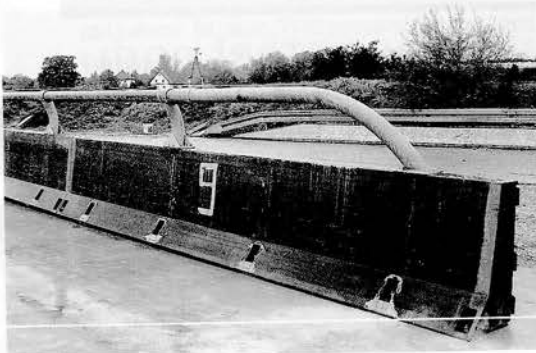


Bild 1: Rückhaltesystem vor dem Anprall

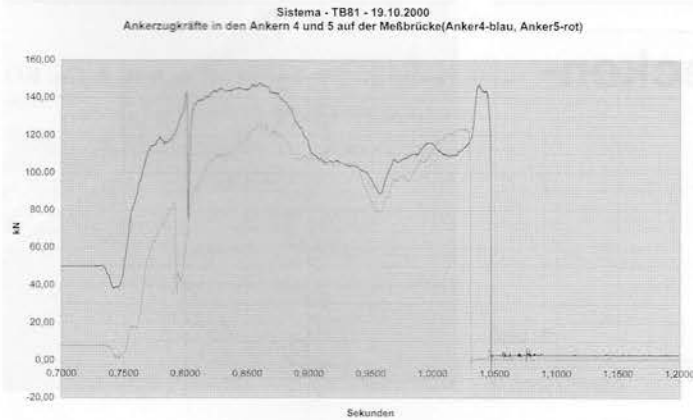


Bild 4:

Ankerzugkräfte auf der mittleren Messbrücke

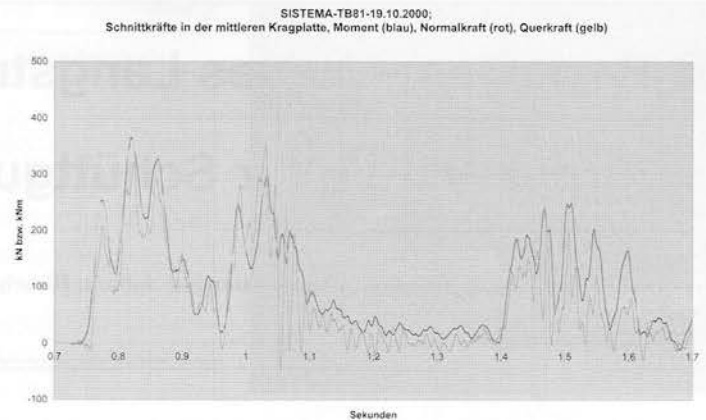


Bild 5:

Schnittkräfte der mittleren Messkonsole

der Straßen- bzw. Randleistenoberfläche quer zur Leitwand in die Brückenkonstruktion eingeleitet. Das Fahrzeug hatte während des Anprallvorganges eine Kontaktlänge mit dem Rückhaltesystem von 41 m.

Im Diagramm des Bildes 4 ist der Verlauf der Ankerzugkräfte der Anker im mittleren Teil der Messbrücke zu sehen. Beide Anker sind im Augenblick des Anpralles

Bild 2: Kraftmessring zur

Messung der Ankerkraft



der zweiten Achse des Sattelzuges (siehe Bild 5) gebrochen.

Die größte gemessene Ankerzugkraft stimmt mit der Bruchfestigkeit überein und beträgt 176 kN. Mit einem gewählten Hebelarm von ca. 44 cm, bei dem eine Verschiebung der Leitwand um einige Zentimeter vor dem Bruch bereits berücksichtigt ist, beträgt das pro Verankerung einwirkende Moment ca. 80 kNm. Dieser Wert wird als charakteristische Größe für die Bemessung der Randleistenverankerung festgelegt. Die größte horizontale Krafteinwirkung auf eine Aufhängekonstruktion beträgt 195 kN und wird als charakteristische horizontale Krafteinwirkung festgelegt.

Im Diagramm des Bildes 5 ist die Auswertung der in den sechs Augenstäben gemessenen Kräfte dargestellt. Die auf eine Kragplatte der Messbrücke wirkende horizontale Kraft ist die Summe gebildet aus den in den vier horizontalen Augenstäben wirkenden Kräfte. Die auf eine Kragplatte wirkende vertikale Kraft ist die Summe der in den zwei vertikal wirkenden Augenstäben herrschenden Kräfte. Das auf eine Kragplatte wirkende Biegemoment ist die Summe der in den jeweils zwei Aufhängungen wirkenden Biegemomente; wobei das Biegemoment einer Aufhängung das Produkt aus der Stabkraft im un-

teren Augenstab, multipliziert mit dem Abstand zwischen dem Bezugspunkt (das ist der Schnittpunkt der Achse des vertikalen Augenstabes mit der Achse des oberen horizontalen Augenstabes) und dem unteren horizontalen Augenstab ist. Als charakteristische Lasten werden etwas höhere Momentenbeanspruchungen festgelegt, da bei anderen Anfahrereignissen höhere Beanspruchungen auftreten können und der Teilsicherheitsbeiwert für außergewöhnliche Belastungen 1,0 beträgt. Als charakteristische Lasten werden eine vertikale Last von 110 kN/lfm, eine horizontale Last von 90 kN/lfm und ein Moment von 60 kNm/lfm, jeweils auf eine Länge von 4,0 m gleichmäßig verteilt, an der Randleistenvorderkante einwirkend festgelegt.

Diese Kräfte wurden aus dem Diagramm des Bildes 5 abgeleitet, wobei durch die Verschiebung des Bezugspunktes vom Schnittpunkt des oberen horizontalen Augenstabes mit dem vertikalen Augenstab in die vordere Randleistenoberkante die Größe des Momentes umzurechnen war.

Literatur

Hellmich, K.; Piringer, S.; Plomer, J.; Stangl, E.; Stella, J.: Krafteinwirkungen auf die Kappe und den Überbau einer Brückenkonstruktion infolge eines Anprallvorganges an eine Stahlleit-schiene. Stahlbau 69 (2000) 675-681.

Bild 3: Anprallphase, bei der die größte

Beanspruchung auf die Leitwand ausgeübt wird; die zweite Achse trifft die Leitwand.



## ■ Stahltragwerke im Glasbau

Direktor Ing. Josef Haidl

Direktor Ing. Josef Haidl  
Geschäftsführer  
**Metallbau Heidenbauer GesmbH.**

A-8600 Bruck a. d. Mur, Wiener Straße 46  
Tel.: +45(0)3862/53225-0  
Fax: +45(0)3862/57978  
E-Mail: office@heidenbauer.com  
Homepage: www.heidenbauer.com

### Vorwort zum Unternehmen

Die Metallbau Heidenbauer GesmbH. ist die Mutterunternehmung der Unternehmensgruppe „Bau“, welche mit vier Tochterunternehmungen geführt wird. Die Unternehmensgruppe beschäftigt gesamt ca. 280 Mitarbeiter mit Unternehmensstandorten in der Steiermark und Niederösterreich. Die Kernkompetenz liegt im Stahltragwerksbau, im Aluminiumglasbau, in der Edelstahlverarbeitung, sowie im Dach- und Fassadenbau. Das Unternehmen

ist im 100%-Besitz der Familie Heidenbauer und besteht seit ca. 55 Jahren.

Die in den letzten Jahren verfolgte Marktnischenpolitik zielt in erster Linie in Richtung architektonischen Stahl- und Fassadenbau. Im Bereich Industrie- und Hallenbau wird in erster Linie die Generalunternehmerschiene forciert.

Das Unternehmen ist qualitätsgesichert und zertifiziert nach ISO 9001 sowie nach EN 729-2 für die Schweißtechnik und wurde mehrfach national und internatio-

nal ausgezeichnet (z. B. Verleihung des „Europäischen Stahlbaupreises“ in Köln). Der vergleichsweise hohe Engineeringanteil wird von ca. 30 Ingenieuren in Zusammenarbeit mit namhaften Ingenieurkonsulenten abgewickelt.

Die in der Folge dargestellten Projekte sind im Wesentlichen spezielle Einzelbauwerke aus Gesamtaufträgen im Stahl- und Metallbau der bezeichneten Objekte. Die einzelnen Auftragsgrößen liegen im gegenständlichen Fall zwischen ATS 50 und 80 Mio. pro Auftrag.



*Bild 1: Seilhinterspannte Glasfassade, Innenansicht von unten nach oben*

*Bild 2: Regenwaldhaus – Montage Tragwerksysteme*



### 1. Seilhinterspannte Isolierglasfassade in punktgehaltenem Edelstahlsystem – LKH Graz West

#### Entwurf:

Architektengemeinschaft Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Domenig – Dipl.-Ing. Eisenköck – Dipl.-Ing. Gruber, Graz

#### Statisches Konzept:

Dipl.-Ing. Dr. Zenkner, Graz

#### Detailplanung:

Planungsbüro Metallbau Heidenbauer mit MDE, Vöcklabruck

#### Ausführungsstatik:

Dipl.-Ing. Hofer, Alkoven

#### Bauherr:

Kages – Steiermärkische Krankenanstalten GesmbH, Graz

#### Aufgabenstellung:

In den Stahlbetonkörper des Objektes, auf einer Höhe von 20,50 m und einer Breite von 12,50 m oben und 9,00 m unten, ist eine isolierte Glasfassade einzusetzen. Da größtmögliche Transparenz und keine herkömmlichen Stahltragwerke vorgesehen waren, wurde ein hinterspanntes Stahlseilsystem mit Edelstahlsicherung

gewählt. Besondere Herausforderung für die Statik und Konstruktion war die Tatsache, dass eine Bauwerksfuge von den angrenzenden Stahlbetonbaukörpern auf den Einbaubereich der Glasfassade traf. Als weitere Schwierigkeit mussten die Anordnung von Brandrauchlüftungsflügeln im oberen Bereich der Fassade und Fluchttüranordnungen im unteren Bereich der Fassade verarbeitet werden. Diese Funktionselemente verlangen naturgemäß formstabile Einbausituationen und es durften in diesen Bereichen keine großen Formänderungen und daraus folgende Verspannungen eintreten. Da die Amplitude der Lastfälle  $\pm 150$  mm beträgt, musste der untere Bereich der Seiltragkonstruktion über ansichtschmale Stahlblechrahmen für den Einbau der Türen ausgewechselt werden. Das Hauptproblem für die Seiltragkonstruktion stellte sich naturgemäß in der Tatsache der Bauwerksfuge. Gelöst wurde das Problem durch Schrauben-Tellerfedern, welche jeweils seitlich und unten die Anlenkpunkte für die Seile bildeten. Diese Tellerfedernpakete weisen Federkräfte von 50 bzw. 75 kN auf. Es wurden je Bauelement

4 Stk. Tellerfedern kombiniert. Durch diese Konstruktionsart war es möglich, die Baubewegungen der zu verbindenden Bauwerkskörper aufzunehmen und die Geometrie der Glasfassade stabil zu halten.

Als Verglasungselement wurde Wärmeschutzisolierglas aus ESG- und VSG-Gläsern Type „Litewall“ der Fa. Eckelt mit einem k-Wert von  $k = 1,60 \text{ W/m}^2 \text{ K}$  gewählt. Die Verbindungselemente zwischen den vertikalen und horizontalen Seilen sowie die Punkthalterungen für die Gläser erfolgten über Edelstahlsystemelemente.

Als Sonnenschutz für die Glasfassade wurden Aluminiumlamellenkonstruktionen eingesetzt. Durch die vor beschriebene Amplitude im Lastfall musste der Sonnenschutz über Nirosta-Fittings in gelenkiger Ausführung auf das Tragsystem aufgesetzt werden, um Zwängungen zu vermeiden. Die Größe der Glasfelder beträgt im Regelfall  $1250 \times 2300$  mm. Die Vertikalseile weisen einen Durchmesser von 20 mm im unteren Bereich und 16 mm im oberen Bereich (über den Fluchttüren) auf. Die Horizontalseile wurden mit einem Durchmesser von 30 mm ausgeführt. Zur Verwendung gelangten offene Spiralseile, galvanisch verzinkt, mit einem Gabelkopfsystem und der Materialqualität S355 J2 G5.

Die Realisierung dieser Glasfassade erfolgte im Herbst 2000.

### 2. Projekt-Regenwaldhaus – Tiergarten Schönbrunn, Wien

#### Entwurf:

Architektengemeinschaft Dipl.-Ing. Neversal, Edelbacher & Hartmann, Wien

#### Statisches Konzept:

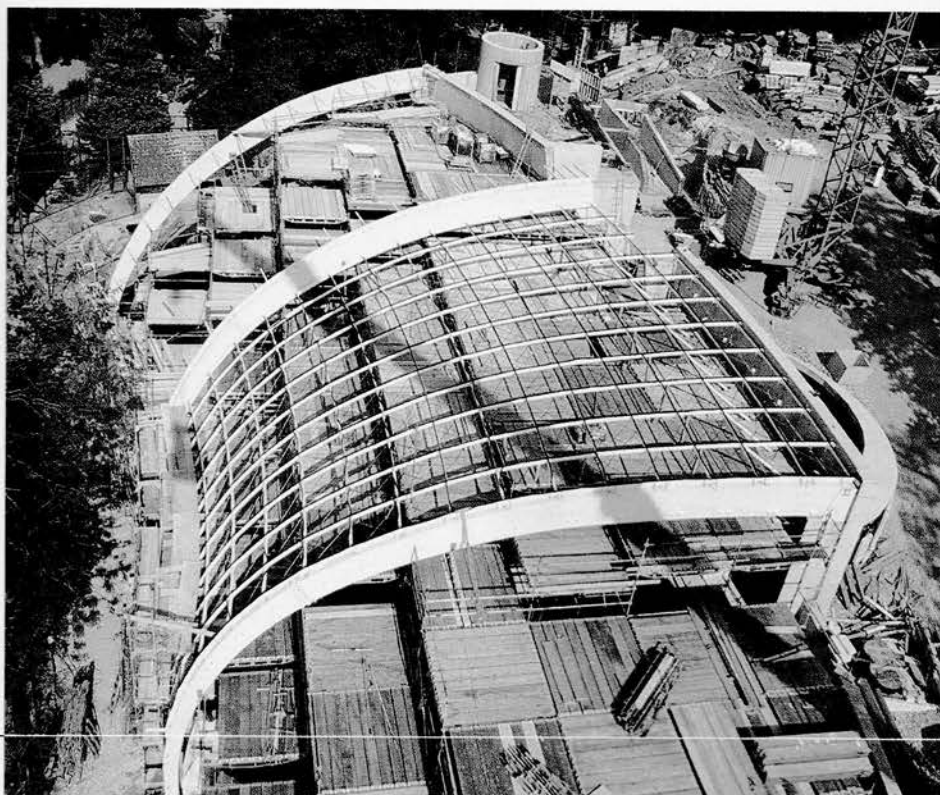
Zivilingenieurbüro Dipl.-Ing. Kollitsch & Stanek, Wien

#### Ausführung:

Ausführungsgemeinschaft Fa. Inter-technic, Wien und Metallbau Heidenbauer GesmbH., Bruck a. d. Mur  
Subunternehmung für Sekundärkonstruktion und Verglasung: Fa. HEFI, Deutschland

#### Bauherr:

Burghauptmannschaft Österreich  
Tiergarten Schönbrunn





### Aufgabenstellung:

Detailplanung, Berechnung und Ausführung der Gesamthülle des Regenwaldhauses mit den Anschlussbauten. Das entstehende Gebäude wird vom Tiergarten Schönbrunn künftig als Regenwaldhaus betrieben und weist somit hinsichtlich der Tragwerke, im Speziellen des Korrosionsschutzes, sowie der bauphysikalischen Eigenschaften wie Dampfdichtheit etc., hohe Anforderungen an den Ausführungsstandard auf. Die Gesamtlänge des Gebäudes beträgt ca. 68,0 m, die Breite ca. 21,0 m und die Höhe ca. 16,0 m. Die Gebäudehülle besteht gesamtheitlich aus Isolierglas, wobei als Hüllengeometrie von den Architekten eine Bogenform durch eine unregelmäßige Kurve vorgegeben war. Die Glashülle wird durch eine Sekundärtragkonstruktion (vorgespanntes Flächentragwerk) gelagert. Der Abtrag der Hüllenlasten erfolgt auf 4 Stück Primärtragelemente, welche die geometrische Form des Baukörpers vorgeben. Auf diese Haupttragelemente wird in der Folge näher eingegangen.

### Konstruktion und Ausführung:

Auf Grund der statischen Vorgaben wurde das Ingenieurbüro Lorenz-Consult in Graz mit der Detailplanung beauftragt. Gewählt wurden Bogenträger als Hohlkastenprofile mit einem Querschnitt von Höhe 950 mm am Hochpunkt und 300 mm am Tiefpunkt, die Breite der Profile ist mit 200 mm konstant. Als Gurte wurden Blechstärken mit 40 mm, die Stege mit einer Stärke von 20 mm, verwendet. Die Bogenträger wurden in 2-Teil-Längen gefertigt und mittels HV-Stößen verbunden. Die Hauptschwierigkeit lag in den geforderten engen Toleranzen für die exakte Aufnahme der Sekundärtragkonstruktion, wobei je Träger ca. 120 Anlenkpunkte in die unregelmäßige Parabelkurve einzumessen waren. Dies erfolgte nach dem Verschweißen der Haupttragelemente.

Beim Schweißen der versenkten Kehlnähte musste auf minimalen Schweißverzug Wert gelegt werden. Die Schweißung erfolgte mit MIG-Handschweißung nach entsprechender Schweißnahtvorbereitung im Parallel-Schweißsystem mit entspre-

chender Vor- und Nachwärmung. Durch das gewählte bzw. vorgegebene Korrosionsschutzsystem (Feuerverzinkung mit darauf folgender Beschichtung im Dualsystem) war eine verzinkungsgerechte Konstruktion Voraussetzung. Die relativ großen Querschnitte des Hohlkastensystems erforderten eine entsprechende Anzahl von Öffnungen im Querschnitt, um die Zinkmengen beim Verzinkungsvorgang ein- bzw. wieder möglichst rasch austreten zu lassen. Diese Öffnungen mussten exakt mit der Statik abgestimmt werden (Querschnittminderung). Nach dem Feuerverzinken wurden die Träger neuerlich zusammengebaut und neu vermessen bzw. die Gewinde-Sackbohrungen für das Sekundärtragssystem hergestellt.

Das Versetzen dieser Primär-Träger mit einem Stückgewicht von jeweils 14,5 Tonnen erfolgte nach dem Zusammenbau auf der Baustelle mit einem 300 to-Hydraulikkran. Es musste dabei eine Ausladung von 40 Metern überwunden werden. Die Auflagerung erfolgte gelenkig über Walzenlagerungen und entsprechende Gegenlagerungen an den Fundamenten. Die Montage erfolgte mit höchster Präzision in Richtung, Lage und Flucht auf  $\pm 1,0$  mm. Zur Lagefixierung wurden die Bogenträger mit einer Stützkonstruktion in der Lage fixiert.

Nach dem Versetzen der Primärkonstruktion wurden die Tragelemente für die vorgespannte Hülle eingesetzt. Die Polygonen-Vertikalträger weisen einen Querschnitt von 120 x 60 mm (Vollstahl) auf, die Horizontalsprossen bestehen aus Profilen FRR 100/60/10 mm, die Diagonalspannseile weisen einen Durchmesser von 16 mm auf. Als Werkstoff für die Seile wurde 1.4401 verwendet, Sekundärkonstruktion aus unlegiertem Stahl, St. 52.3, Primärkonstruktion St. 52.3, St. 57.3.

Die Abstützung der sekundären Tragelemente für die Hülle erfolgte auf ein vollflächiges Raumgerüst. Erst nach vollzogenem Vorspannen der Diagonalseile konnten die Abstützungen für das vorgespannte Tragwerk entfernt werden. Die Unverschieblichkeit der Seilkreuzungspunkte wird über zweigeteilte Scheibenkonstruktionen gewährleistet. Die Verglasung erfolgt mittels Isoliergläsern ESG/VSG mit Sonnenschutzbeschichtung. Die

Glassicherung erfolgt über Druckteller, die Horizontal- und Vertikalverfugung mittels Silikon.

### Realisierungszeitraum:

Haupttragwerk: Mai-Juni 2001

Sekundärkonstruktion: Juni-August 2001



# ■ Die El-Ferdan-Brücke über den Suez-Kanal – Konstruktion und Montage der größten Drehbrücke der Welt

Dr. Ing. Michael Pfeiffer

## 1. Allgemeines

Im Rahmen von Infrastrukturprogrammen zur Besiedelung des Sinai wurde von 1996 bis 2001 von einem Firmenkonsortium – bestehend aus den Firmen Krupp Stahlbau Hannover, Krupp Fördertechnik, Orascom und Besix unter der Federführung von Krupp Stahlbau Hannover – in Ägypten die größte Drehbrücke der Welt gebaut. Sie verbindet das vorhandene Schienen- und Straßennetz auf der Westseite des Suez-Kanals mit dem des vorderasiatischen Raumes.

Die aus zwei Überbauten bestehende Fachwerkkonstruktion wurde als Doppel-

kragarmsystem ausgebildet. Ihr Stahlgewicht beträgt bei einer Stützweite von  $2 \times 170$  m im Mittelfeld und jeweils 150 m in den beiden Endfeldern 10.500 t. Die über Land befindlichen Endfelder sind verkürzt ausgebildet, da das Gleichgewicht mit zusätzlichen Ballastgewichten an den Brückenden hergestellt wird.

Die Brückenhälften sind an den Pylonen auf Drehwerken aufgelagert und lassen sich hier elektro-mechanisch von der geschlossenen Position in die Parkposition parallel zu den Ufern des Kanals drehen. Sie geben dann den Verkehr auf einem der wichtigsten künstlichen Seewege der Welt frei.

Dr. Ing. Michael Pfeiffer  
Krupp Stahlbau Hannover GmbH

D-50179 Hannover, Hackethalstraße 4  
Tel.: 0511/6799-100  
Fax: 0511/6799-169  
E-Mail: dorothee.galda@krupphannover.de  
Homepage: www.krupphannover.de

Im geschlossenen Zustand sind die beiden mit Ausnahme der Brückenmitte identischen Überbauten an den Enden mit den Widerlagern verriegelt und hier horizontal und vertikal gehalten. Das Verriegelungssystem in Brückenmitte ist so ausgebildet, dass es sowohl horizontale als auch vertikale Momente übertragen kann, so dass unter Verkehrslasten eine knickfreie und kontinuierlich gekrümmte Biegelinie des Haupttragwerkes erzwungen wird.

## 2. Konstruktion

Das Tragwerk besteht aus zwei Fachwerkstrukturen, die an den Ufern auf

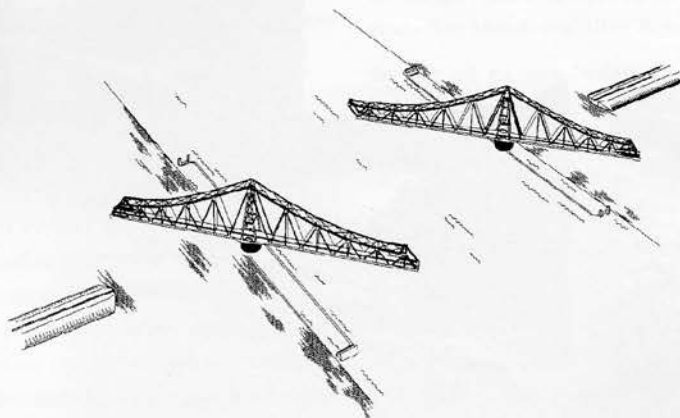


Bild 1:

Drehvorgang

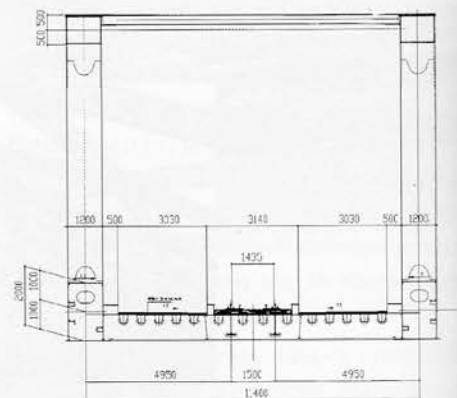


Bild 2:

Querschnitt der Fahrbahn

Drehpfeilern aufgelagert sind, mit Kragarmen von jeweils 170 und 150 m Länge. Die Systemhöhe der Fachwerke über den Drehpfeilern ist 60 m, die Systemhöhe an den Brückenenden und in Feldmitte der Hauptöffnung beträgt 15 m. Das Tragwerk ist mit Ausnahme des Drehkranzes und der Windverbände als voll geschweißte Konstruktion ausgelegt.

Die vorgegebene Gliederung des Brückendecks in zwei seitliche Straßenfahrbahnen und ein zentrales Eisenbahngleis, flankiert von vier Schrammbordbereichen, definiert die nutzbare Breite und damit den lichten Abstand der aufgehenden Fachwerkwände zu 10,20 m. Die Breite der Fachwerkwände wurde in Anbetracht der größten Höhe an den Pylonen von ca. 60 m zu 1,20 m gewählt, so dass sich eine Gesamtbreite der Brücke von 12,60 m ergibt.

Beim Schwenken der Brücke ist die Kippsicherheit des Bauwerkes ausschließlich über die Eigengewichtsauflast und den Durchmesser des Drehkranzes definiert. Aus den vorgegebenen Lasten folgt damit der erforderliche Außendurchmesser des Drehkranzes zu 17,10 m. Die Brücke musste daher im Grundriss in den Uferbereichen von 12,60 m auf 17,10 m aufgeweitet werden. Auf dieser größeren Basis müssen in den Schwenkphasen ca. 6.700 t und in den Betriebsphasen bis zu 9.100 t

Vertikallasten mit zugehörigen Einspannmomenten in die Drehpfeiler eingeleitet werden.

Hierzu wurde folgender Konstruktionsaufbau entwickelt:

In die Fachwerkkonstruktion sind an jedem Drehpfeiler vier Pylonbeine integriert, über die der größte Anteil der Auflagerlasten eingeleitet wird.

Die vier Beine eines Pylons werden jeweils über einen quadratischen Trägerrost mit den Abmessungen 15,80 x 15,80 m abgefangen. In Brückenlängsrichtung sind die Trägerrostelemente mit den Untergurten des Hauptsystems identisch. Dazu werden die Untergurte im Bereich des Pylons von 11,40 m Systemlinienabstand auf 15,58 m aufgeweitet. Zudem werden die Bauhöhen von 2,00 m auf 3,50 m vergrößert.

Die Trägerroste lagern jeweils an acht Punkten über Topflager auf einem Drehkranz mit einem Durchmesser von 17,10 m auf. In der Mitte des Drehkranzes befindet sich ein Zapfen, der über Speichen mit dem Drehkranz verbunden ist. Die gesamte Konstruktion dreht sich um diesen Zapfen, und die Horizontalkräfte werden dort in den Pfeiler eingeleitet. Die Vertikalkräfte werden über Kegelrollen unter dem Drehkranz in den Pfeiler übertragen.

### 3. Fertigung

Die Fertigung der Bauteile für die El-Ferdan-Brücke unterteilt sich in die Werkstattbearbeitung des Stahlbaus und in die des Maschinenbaus.

Von den 10.500 t geschweißter Brückenkonstruktion wurden 4.000 t im Werk der Krupp Stahlbau Hannover GmbH gefertigt. Die übrigen 6.500 t wurden als Walzmaterial nach Ägypten verschifft und dort im Werk der National Steel Fabrication weiterverarbeitet. Die Fertigung in Ägypten wurde vom Personal der Krupp Stahlbau Hannover GmbH überwacht.

Die Werkstattbearbeitung aller relevanten Maschinenbaukomponenten erfolgte in der Fertigung der Krupp Fördertechnik GmbH.

Hier wurden die Komponenten des Drehwerks komplett vormontiert, vermessen und die Kegelrollen zur Lagerlaufbahn feinjustiert. Nach erfolgter Abnahme wurden die Drehwerkskomponenten an den Schraubstößen zerlegt und in Segmenten verschifft. In analoger Form wurde mit den Antrieben und Verriegelungsmechanismen verfahren.

### 4. Montage

Die Bauteile aus deutscher Fertigung wurden bis Alexandria bzw. Port Said verschifft und von dort aus auf dem Landweg

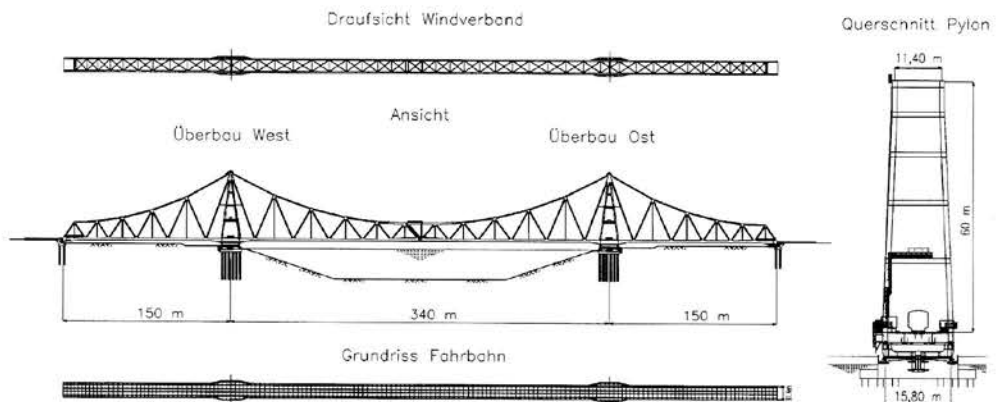


Bild 3:

Ansicht, Querschnitt im Pylonbereich



Bild 4:

Beispiele der Montagezustände

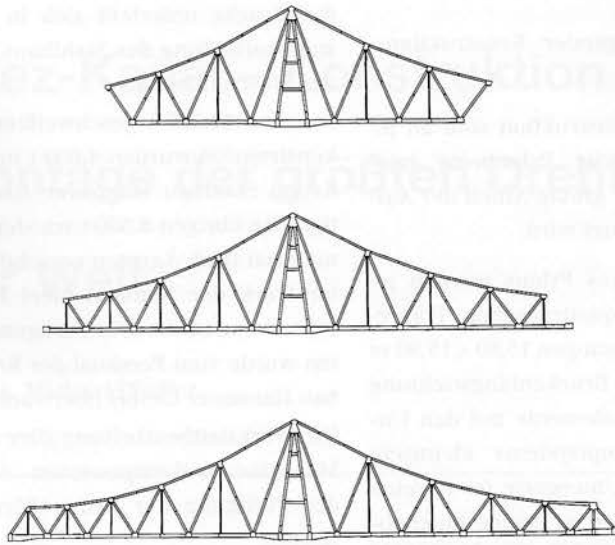


Bild 5:

Verriegelungskonstruktion in Brückenmitte

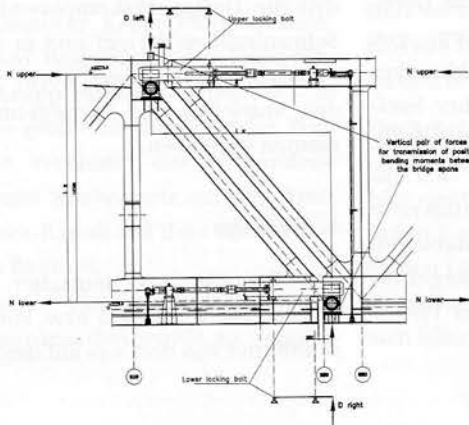


Bild 6:

Montage von Drehwerk und Trägerrost



Bild 7:

Ost- und Westüberbau nach  
Beendigung der Stahlbaumontage



bis zur Baustelle am Suez-Kanal transportiert. Die in den ca. 60 km westlich von Kairo gelegenen Werkstätten der NSF gefertigten Bauteile wurden mit Schwerlastwagen zur Baustelle gebracht.

Auf beiden Seiten des Kanals wurden vor Beginn der Montagearbeiten große Vormontageflächen eingerichtet, auf denen Seefrachtkontingente von bis zu 2.000 t Brückenkonstruktion ohne Rücksicht auf den Baufortschritt gelagert werden konnten.

Die Montage erfolgte auf beiden Seiten des Kanals am Pylon beginnend und danach im beidseitigen Freivorbau parallel zu den Kanalufeln. Hierfür standen auf der Ost- und Westseite jeweils ein 350-t-Raupenkrane sowie 80- und 120-t-Mobilkrane zur Verfügung.

Die Montage des Stahlüberbaus wurde im November 2000 beendet. Nach Vervollständigung aller Elektro- und Maschinenbaukomponenten war eine Testphase von drei Monaten vorgesehen. Sollten sich trotz permanenter Bauwerksvermessung während des ersten Drehvorganges nennenswerte Höhenunterschiede im Bereich der Mittenverriegelungen zeigen, werden die Überbauten zueinander einjustiert. Mit Hilfe von 16 unter den Pylonstielen angesetzten 700-t-Pressen können die Überbauten angehoben und die Höhenunterschiede durch Futterplatten zwischen Topflagerdeckel und Trägerrostunterflansch ausgeglichen werden.

Auf Grund des Einflusses des Justierungsvorganges auf die Höhenlagen der Endverriegelungen werden die Verriegelungskästen an den Widerlagern sowie die der Parkposition erst nach dem ggf.

erforderlichen Höhenausgleich einbetoniert.

Der Abschluss aller Arbeiten und die Übergabe des Bauwerkes an den Kunden ist für Oktober 2001 vorgesehen.

#### 5. Drehwerk

Jede der beiden Brücken wird durch einen Mittelzapfen von 1.500 mm Durchmesser und 3.270 mm Länge aus St 52-3 geführt, der mit dem Fundamentpfeiler fest verbunden ist. An diesem Zapfen sind die Rollenträger für die Laufrollen gelagert, so dass eine vollkommen zentrische Bewegung der Brücken gewährleistet ist. Die Kegelrollendrehverbindung jeder Brückenhälfte besteht aus 112 aus 55 NiCrMo V6 gefertigten konischen Laufrollen von 400 mm Nenndurchmesser, die auf zwei kegeligen Bahnen aus 34 CrNiMo 6V von 17,1 m Durchmesser laufen und im Rollenträger geführt sind. Zum Drehen der beiden Brückenausleger sind am Drehkranz zwei um 180° versetzte Antriebe angeordnet. Die Drehung erfolgt beim Öffnen im Uhrzeigersinn und beim Schließen gegen den Uhrzeigersinn.

Ein Öffnungs- bzw. Schließvorgang dauert 29 Minuten, wovon etwa die Hälfte auf den reinen Drehvorgang entfällt.

#### 6. Verriegelungen

Verriegelungen befinden sich an den Untergurten der Brückenden und in Brückenmitte. Sie werden am Beispiel der Mittenverriegelung beschrieben. Diese besteht aus zwei Obergurt- und zwei Untergurtverriegelungen. Beide Brücken

werden durch die Mittenverriegelungen so miteinander verbunden, dass ein Durchlaufträger entsteht, wobei die Verriegelung gleichzeitig die Funktion eines Dehnungsstoßes übernimmt. Die mittlere Spaltweite zwischen Western Span und Eastern Span beträgt 320 mm. Es sind theoretisch Abweichungen von -280 bis +280 mm möglich.

Die Riegel der Untergurtverriegelung sind in die Hauptträger eingebaut und haben einen rechteckigen Querschnitt von 900 x 500 mm. Die Riegel der Obergurtverriegelung befinden sich in den Obergurten. Alle Riegel aus dem Werkstoff 34 CrNiMo 6V werden in Gleitplatten aus G-CuSn 12N geführt und bewegen sich parallel zur Brückenlängsachse. Die Riegelspitze und die zugehörige Riegeltasche, die sich jeweils im gegenüberliegenden Brückenteil befindet, sind allseitig mit Abrundungen versehen, so dass Fehlfaltungen im Obergurt und im Untergurt bis zu einem Maß von ±161 mm horizontal und ±157 mm vertikal ausgeglichen werden können. Die Hauptbestandteile der Riegel tasche sind ein Führungsrahmen mit konischem Einlauf und die Stützrolle mit Durchmesser 950 mm, die in der Höhe einstellbar ist. Der Werkstoff der Stützrolle ist 42 CrMo 4V, für die Lager werden Pendelrollenlager verwendet.

Das Antriebsprinzip ist bei allen Antrieben der Spindelantrieb. Die Verriegelungen werden von Käfigläufer-Asynchronmotoren mit angebautem Getriebe angetrieben. Auf hydraulische Antriebe wurde auf ausdrücklichen Kundenwunsch bewusst verzichtet.



## ■ Stahl-Verbundbau auf der A13 Brenner-Autobahn

Ing. Erich Raffl

Raffl Anlagenbau GmbH

A-6150 Steinach am Brenner, Wolf Nr. 4

Tel.: +43(0)5279/600

Fax: +43(0)5279/600-50

E-Mail: anlagenbau@raffl.at

Homepage: www.raffl.at

### Einleitung

Auf der A13 Brenner-Autobahn befinden sich eine große Anzahl von Brückentragwerken, die in den Jahren 1959 bis 1971 errichtet wurden. Von insgesamt 64 Tragwerken wurden damals 7 Brückentragwerke in Verbundbauweise ausgeführt; darunter die bekannten Talübergänge Gschnitztalbrücke und Mietznerbrücke.

Durch die topologische Lage der Brennerautobahn und den hohen und laufend steigenden Lkw-Anteil im Transitverkehr von und nach Italien sind eine Reihe von Brückenbauten in einem Zustand, der eine Generalsanierung erforderlich gemacht hat.

Bei den regelmäßigen Brückeninspektionen auf den nun zwischen 30 und 40 Jahren alten Tragwerken wurden teilweise gravierende Mängel festgestellt. Ursache war hauptsächlich die intensive Salzstreuung im Winterbetrieb bei den Betonbrücken und der extreme Schwerverkehr mit laufend steigender Lkw-Anzahl und immer größeren Einzelgewichten. Bei einer Anzahl von Brücken wurde ein derart schlechter Erhaltungszustand festgestellt, dass sich als wirtschaftlichste Lösung eine vollständige bzw. teilweise Erneuerung der Tragwerke herausstellte. Besonders betroffen waren eine Reihe von Hangbrücken, den so genannten „Pilzbrücken“, über die in der Folge genauer berichtet wird.

Sanierungen wurden auch bei einer Reihe von Verbundbrücken durchgeführt. Das sind im Wesentlichen Erneuerungen des Tragwerkes bei der Sachsenbrücke, der Brennerseebrücke und der Vennbach-

brücke. Umbauten auf der Hangbrücke B14 und Sanierungen der Querverbände auf der Gschnitztalbrücke infolge von Brüchen wegen Materialermüdung und Überlastungen aus Schwerverkehr.

### Bisher durchgeführte Sanierungsmaßnahmen im Bereich der Pilzbrücken

Im Verlauf der Brenner-Autobahn A15 von Innsbruck bis zum Brenner standen ursprünglich 10 Pilzbrücken mit einer Gesamtfläche von 56.000 m<sup>2</sup> in Verwendung. Die ausgeführten Bauwerke unterscheiden sich hinsichtlich des Querschnittes in der Art, dass die so genannten „Vollpilze“ beide Richtungsfahrbahnen tragen, während die „Halbpilze“ lediglich die RFB Innsbruck tragen.

Grundgedanke der Tragwerkserneuerung war die Ausführung von durchlaufenden Brückentragwerken und damit die Vermeidung der schadensanfälligen Gelenkfugen zwischen den Einzelpilzen. Dazu wurde das statische System grundlegend geändert. Als Tragwerk wurde eine durchlaufende Verbundkonstruktion, bestehend aus Vollwandhauptträgern und Querverbänden, die sich über neu zu erstellenden Querhäuptern am bestehenden Pfeiler abstützt, gewählt. Dieses Konzept erlaubt es, das Tragwerk entsprechend einer neuen Brücke zu lagern.

Ausschlaggebend für die Ausführung als Verbundtragwerk waren die äußeren Zwangsbedingungen im Bauablauf, die eine Herstellung der Tragwerke in den Wintermonaten erfordert. Dieser Bauablauf war beim Verbundtragwerk sowohl

bei der Montage des Stahltragwerkes, als auch beim Betonieren der Fahrbahnplatten kein großes Problem, da insbesondere die Betonierfelder mit einer Länge von 15 m bis 18 m von begrenzter Größe waren und damit im Winterbau vollständig eingehaust und beheizt werden konnten. Ein weiterer Vorteil ergab sich im wesentlich geringeren Eigengewicht der Tragwerke. So kam es bei den bereits vorher erwähnten schwierigen Gründungsverhältnissen auch bei verbreitertem Tragwerk zu keinen Problemen in den Fundierungen der Pfeiler.

Die gewählte Konstruktion und die Anzahl der Hauptträger ergab sich aus den verkehrsbedingten Randbedingungen. Bei mindestens zwei Fahrspuren während der Bausaison und vier Fahrspuren in den Sommermonaten bei den Brücken Matreiwald ergab sich ein 6-stegiger Plattenbalkenquerschnitt. Auf der Paschbergbrücke und den derzeit in Bau befindlichen Objekten im Bereich Ausfahrt Nößlach muss der 4-spurige Verkehr über die gesamte Bauzeit ermöglicht werden. Dies führte zu einem Querschnitt mit gesamt 8 Stahllängsträgern.

### Bauablauf bei den Vollpilzbrücken:

1. Bauphase:  
Erstellen der Querhäupter und Sanierung der Pfeiler
2. Bauphase:  
Erstellen der Außenzonen des Vollpilzes und Neubau der Außentragwerke als zweistegiger Plattenbalken, Verkehr am Restbestand in Tragwerksmitte 4-spurig („Restpilz“)

**3. Bauphase:**

Ergänzen der Außentragwerke um einen zusätzlichen Träger, Verkehr am neuen Außentragwerk und am Restbestand in Tragwerksmitte („Restpilz“) 4-spurig

**4. Bauphase:**

Abtrag der Innenzone des Vollpilzes und Neubau des Innentragwerkes als zweistegiger Plattenbalken mit Verkehr auf den Außentragwerken

Außen- und Innentragwerke werden im letzten Bauabschnitt durch Querverbände im Stahltragwerk und Vergussstreifen in der Verbundplatte verbunden.

**Bauablauf bei Halbpilzbrücken:**

Der Neubau der Halbbrücken war gegenüber dem Bauablauf bei den Vollbrücken relativ einfach, da der Abbruch der Fahrbahnplatte und der Neubau des Tragwerkes ohne Verkehrsbeeinflussung erfolgen konnten. Die Länge der Brücke und das relativ geringe Montagegewicht der einzelnen Stahlträgerschüsse erlaubten die Montage der Stahlträger jeweils von einem Widerlager aus.

**Konstruktion der Verbundtragwerke:**

Bei den Halbbrücken wurde ein dreistegiger Plattenbalken in Verbundkonstruktion mit einer Konstruktionshöhe von gesamt ca. 1,20 m ausgeführt. Die Vollbrücke ist im Endsystem ein sechs- bzw. achtstegiger Plattenbalken mit Querverbänden ca. alle 6,00 m und einer Konstruktionshöhe von ca. 1,80 m. Als Material wurden Stahlgüten ST510C für die Hauptträger und ST360C für die Querträger und Querverbände verwendet. Die Fahrbahnplatten wurden in der Betongüte B400 und einer minimalen Plattendicke von  $d = 22$  cm mit Vouten im Hauptträgerbereich von 32 cm projektiert und ausgeführt.

**Abtragsmethode:**

Die vorhandenen Brückendecks wurden bei den ersten Tragwerken durch Zerschneiden mittels diamantenbesetzter, elektronisch gesteuerter Großtrennscheiben und teilweise selbst konstruierter Seilsägen abgetragen. Bei den weiteren Tragwerken kamen durchwegs Seilsägen

in Anwendung. Der Abtrag von außen nach innen wurde in einem exakt ausgearbeiteten Abtragsplan vorgegeben. Die Blockgewichte lagen zwischen 60 kN und 180 kN.

**Neubau der Vollpilzbrücken**

Wie bereits vorher erwähnt, gliederte sich der Bauablauf der Vollbrücken in die Bauphasen wie folgt.

**1. Herstellung der Querhäupter**

Diese Spannbetonbauteile waren technisch von großer Schwierigkeit. Insbesondere musste das kraftschlüssige Anbetonieren und Anspannen der Querhäupter an dem verbliebenen Stiel des Pilzes gelöst werden.

**2. Neubau der Außen- und Innentragwerke**

Entsprechend dem vorher beschriebenen Bauablauf erfolgten der Abbruch und die Herstellung symmetrisch zur Brückenachse. Die einzelnen Hauptträgerschüsse von ca. 15 m Länge und die zugehörigen Querverbände wurden außerhalb des eigentlichen Brückenbereiches zu Montageeinheiten, bestehend aus zwei Hauptträgern mit Verbänden von jeweils 30 m Länge, zusammengebaut. Verbände und Hauptträgerstege wurden GV-verschraubt, die Gurte der Hauptträger verschweißt. Die Lager wurden bereits in dieser Bauphase an den Untergurten der Hauptträger montiert. Jeweils zwei dieser 30 m langen, rd. 4 m breiten und ca. 23 t schweren Tragwerkelemente wurden

mit den zwei Portalkränen symmetrisch zur Brückenachse angehoben, in Längsrichtung bis zur Einbaustelle verfahren und in die richtige Position abgesenkt.

Das Betonieren der Fahrbahnplatte erfolgt in ca. 15 m langen Betonierabschnitten, wobei zur Abminderung der Zugspannungen in der Betonplatte jeweils auf Lücke betoniert wird. Die Schalwagen bewegen sich auf Schienen, die über Betonklötze montiert sind. Zwei Schalwagen sind für die symmetrische Plattenherstellung notwendig, wobei durch die Einhausung und Beheizung des Schalwagens auch im Winter ein kontinuierlicher Arbeitsablauf möglich ist. So wurden die einzelnen Betonierfelder in einem Arbeitstakt von ca. 5 Tagen hergestellt.

Bei der Ergänzung der Außentragwerke auf den 3-stegigen Querschnitt wurde ein spezieller Bauablauf notwendig, da sich der neu ergänzte Stahlträger unter Betonierlasten zwängungsfrei durchbiegen muss. Die Querverbände werden dazu erst unmittelbar nach dem Betonieren der Fahrbahnplatte ergänzt und die Verbindungen vorgespannt.

Das fertige Außentragwerk und der Rohbau des Mitteltragwerkes müssen in der letzten Bauphase zum Gesamttragwerk zusammengeschlossen werden. Dies erfolgt durch Einbau der restlichen Bauteile der Querverbände und durch Betonieren der beidseitigen Vergussstreifen von je 1 m Breite. Dieser Arbeitsvorgang findet zur Vermeidung größerer Schwingungen im Tragwerk an den Wochenenden, an denen es keinen Schwerverkehr gibt, statt.

**Sanierte Pilzbrücken:**

REICHENBICHLBRÜCKE	L = 451 m	To = 800	(Baujahr 1992–1995)
KLEINE LARCHWIESENBRÜCKE	L = 69 m	To = 145	(Baujahr 1992–1995)
GROSSE LARCHWIESENBRÜCKE	L = 736 m	To = 1555	(Baujahr 1995–1997)
WEBERBRÜCKE	L = 353 m	To = 350	(Baujahr 1995–1997)
ECKERBRÜCKE	L = 128 m	To = 120	(Baujahr 1995–1997)
PASCHERBERGBRÜCKE	L = 679 m	To = 1820	(Baujahr 1997–2000)
ZAGLBRÜCKE (in Bau)	L = 236 m	To = 675	(Baujahr 2001–2003)
3. NÖSSLACHBRÜCKE (in Bau)	L = 128 m	To = 375	(Baujahr 2001–2003)

Gesamtlänge aller bisher sanierten Pilzbrücken 2.780 m.

**Sanierungsmaßnahmen an weiteren bestehenden Verbundtragwerken:**

SAXENBRÜCKE	L = 110 m	To = 138	(Baujahr 1997)
-------------	-----------	----------	----------------





### Brennersee- und Vennbachbrücke

Bei diesen Tragwerken wurde in den Jahren 1998 bis 1999 das Verbundtragwerk erneuert. Gegenüber der Sanierung und Verstärkung der Stahlträger war ein kompletter Ersatz des Tragwerkes kostengünstiger.

### Gschnitztalbrücke

Die Gschnitztalbrücke wurde Mitte der 80er Jahre auf einen Querschnitt mit jeweils 5 Fahrstreifen je Richtungsfahrbahn verbreitert. Die bestehende Stahlkonstruktion wurde dabei, abgesehen von kleineren Verstärkungsmaßnahmen, unverändert beibehalten. Infolge des laufend steigenden Schwerverkehrs kam es in den Querverbänden zu Brüchen. Die aus Sicht der Materialermüdung ungünstigen Hohl-diagonalen mit eingeschlitzten Knotenblechen werden derzeit durch neue Diagonalstreben ersetzt.

### Schlussbemerkungen


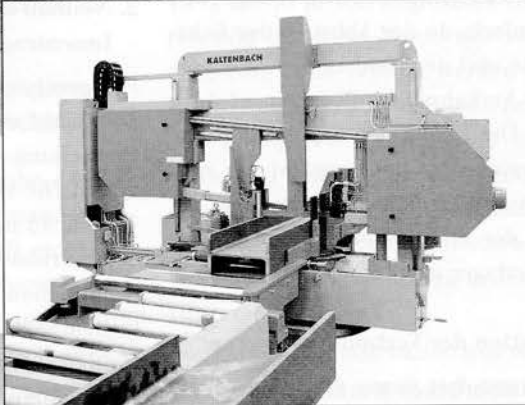
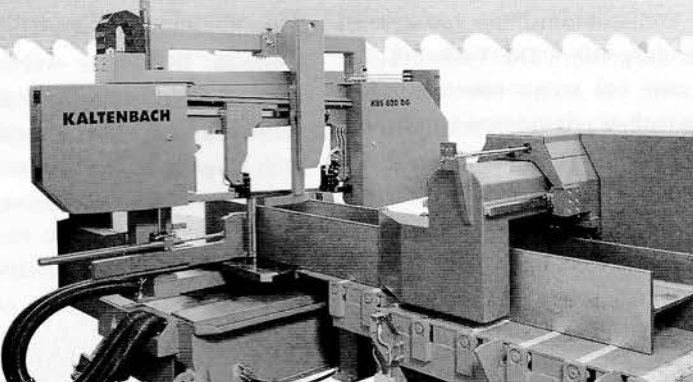
Auf der Brennerautobahn hat sich der Verbundbau weitgehend durchgesetzt. Wie auch der allgemeine Trend bei der Sanierung von Tragwerken zeigt, ist der Verbundbrückenbau speziell bei der Sanierung von Brückentragwerken unter schwierigen Randbedingungen, wie der Unterbausituation und der Verkehrsführung, äußerst konkurrenzfähig.


### Literatur:

- [1] Unterholzner P., Obholzer A.: „Erneuerung von Brückentragwerken unter Verkehr auf der Brenner – Autobahn A15“, Stahlbau 65 (1996), Heft 7, S. 255–259
- [2] Wicke M., Kirsch P.: „Abtrag und Tragwerkserneuerung bei Pilzbrücken der Brenner – Autobahn unter Verkehr. Bauingenieur 71 (1996), Heft 4, S. 145–153
- [3] Obholzer A., Brandstätter H.: „Sanierung Reichenbichlbrücke und kleine Larchwiesenbrücke – Lösung mit Stahlverbundvariante“ Stahlbau Rundschau Nr. 85 (1994)
- [4] Unterholzner P., Kirsch P., Obholzer A., Brunnsteiner W., Geisler P.: „Rehabilitation of a Highway Bridge in Service, Austria“ Structural Engineering Internationale, Volume 7, Number 2

## EIN GUTER SCHNITT FÜR DEN STAHLHANDEL...

**...bei jedem  
Sägeverfahren**



### KALTENBACH

Kaltenbach Ges.m.b.H.  
Kremstalstraße 1 · A-4053 Haid/Ansfelden  
Telefon 072 29/8 19 32 · Telefax 072 29/8 19 34  
www.kaltenbach.co.at · E-Mail: kaltenbach@netway.at

## ■ Leicht und schön bauen mit Stahl

Prof. Dr. Jörg Schlaich und Sven Plieninger

Schlaich, Bergermann u. Partner GbR

D-70178 Stuttgart, Hohenzollernstraße 1

Tel.: +49 711/648 71-34

Fax: +49 648 71-66

E-Mail: j.schlaich@sbp.de

Homepage: www.sbp.de

Was als Ziel für uns Bauingenieure mit dem Begriff „leicht bauen“ zu definieren ist, ist diesen Gedanken zum Leichtbau zu entnehmen.

### „Leichtbau“

Jede intelligent und verantwortungsbewusst entworfene Baukonstruktion will so „leicht wie möglich“ sein. Ihre Aufgabe ist es „Nutzlasten“ zu tragen. Die Eigenlasten der Konstruktion selbst sind ein unvermeidliches Übel. Eine Konstruktion kann als um so „leichter“ bezeichnet werden, je kleiner das Verhältnis ihres Eigengewichts zu der von ihr getragenen Nutzlast ist.

Wir **erkennen** anschaulich, dass eine aus Seilen geknotete Hängebrücke offenbar leichter ist als eine aus Stäben verschweißte Fachwerkbrücke und diese als eine aus Beton gegossene Balkenbrücke, **fragen** dann aber auch sofort, warum dann nicht ausschließlich Hängebrücken gebaut werden, sondern nur relativ wenige und diese nur für große Spannweiten, um so intuitiv zu **verstehen**, dass die Forderung nach Leichtigkeit offenbar nicht das einzige Kriterium beim Entwurf von Baukonstruktionen sein kann.

In der Tat, die leichte Konstruktion haben zwei Erbfeinde: die „natürlichen Lasten“ und die heutigen hohen Lohnkosten. Die Leichtbauten neigen zu großen schädlichen Verformungen unter Schnee und Temperaturwechseln, sie sind empfindlich gegen winderregte Schwingungen, die sie zerreißen können (das Tacoma-Trauma der Bauingenieure), tun sich aber mit Erdbeben buchstäblich leicht. Während man diesen natürlichen

Angriffen mit geistreicher Formgebung und geschickter Verspannung durchaus begegnen kann, hat man gegen die heutigen hohen Lohnkosten und unseren sorglosen Umgang mit den natürlichen Ressourcen, die das Klotzen fördern und das Filigrane behindern, in einer materialistischen Gesellschaft kaum eine Chance.

Deshalb wollen wir zunächst fragen, **ob** Leichtbau heute noch einen Wert an sich hat und es sich lohnt, Anstrengungen zu unternehmen, ihn zu fördern und zu entwickeln. Die schlechten Erfahrungen mit einem Zweig des Leichtbaus, den Betonschalen, die fast ganz verschwunden sind, könnten einen ja abschrecken, Anstrengungen zu unternehmen, den Leichtbau zu fördern und zu entwickeln.

Die Antwort lautet trotzdem eindeutig **ja!** Nie war Leichtbau zeitgemäßer und notwendiger als heute, und zwar **aus ökologischer, soziologischer und kultureller Sicht!**

### Ökologisch gesehen:

Leichtbau ist materialsparend, weil er versucht die Werkstofffestigkeiten optimal auszunutzen und so keine Ressourcen vergeudet. Leichtbau ist in der Regel demontierbar und seine Bauteile sind wiederverwendbar (recyclebar). Leichtbau bremst die Entropie und erfüllt mehr als andere Bauweisen die Anforderungen an eine zukunftsfähige oder nachhaltige (sustainable) Entwicklung.

### Soziologisch gesehen:

Leichtbau schafft Arbeitsplätze, weil feingliedrige Konstruktionen sorgfältig durchgebildete, arbeitsintensive Details erfordern, mit einem hohen Planungs- und vor

allem Fertigungsaufwand. Die mentale Anstrengung tritt an die Stelle der physischen, Zeit und Handwerk verdrängen die Strangpresse wieder – Freude am Konstruieren statt Klotzen! So lange in unserem heutigen Wirtschaftssystem Arbeitszeit noch gleichgesetzt wird mit Kosten, wir für die Rohstoffe nur ihren Förderaufwand bezahlen und insgesamt die „externen Kosten“ noch nicht einrechnen, sind Leichtbauten teurer als funktionell gleichwertige plumpe Bauten. Diese Mehrkosten sind aber nichts als Arbeit, Qualität hat ihren Preis, aber auch ihren Lohn. In Zeiten der Arbeitslosigkeit und des schwindenden handwerklichen Könnens erwächst so den Bauherren eine hohe sozialpolitische Verantwortung. Sie machen es sich zu leicht und denken zu eng, wenn sie sich bei der Vergabe an den Billigstbieter auf ihren Zwang zur Sparsamkeit berufen.

Wegen seiner prinzipiell höheren Kosten kann der Leichtbau in den Ruch des Elitären geraten. In der Tat scheint es, als könnten sich ihn nur Banken und Versicherungen, gelegentlich noch Museen, leisten, nicht aber der Wohnungsbau und der alltägliche Industriebau. Und die Ingenieure und Architekten genießen den Abglanz des Elitären, der im krassen Gegensatz steht zum Geist der Pioniere des Leichtbaus: Buckminster Fuller, Konrad Wachsmann, Wladimir Schuchow, Max Mengerhausen, Otto Frei. Sie treiben den konstruktiven Exhibitionismus immer weiter und merken nicht, dass drum herum 98% des Gebauten viel eher ihrer Zuwendung bedürfte und deshalb ihr Tun zutiefst asoziale Züge hat – der Verfasser weiß, wovon er redet und klagt sich auch



selbst an. Gefragt ist ein vernünftiger, bescheidener, effizienter, aber eben auch bezahlbarer Leichtbau.

**Kulturell gesehen:**

Leichtbau, verantwortungsbewusst und diszipliniert betrieben, kann einen wesentlichen Beitrag zur gestalterischen Bereicherung der Architektur leisten. Leicht, filigran und weich weckt angenehmere Empfindungen als schwer, plump und hart. Typischer Leichtbau macht den Kraftfluss ablesbar, der aufgeklärte Mensch will verstehen, was er sieht. So kann der Leichtbau über seine rationale Ästhetik Sympathien für die Technik, das

Bauen und die Ingenieure einwerben. Er kann den Ingenieurbau herausführen aus seiner heute weit verbreiteten Monotonie und Phantasielosigkeit und ihn wieder zu einem integralen Teil der Baukultur machen.

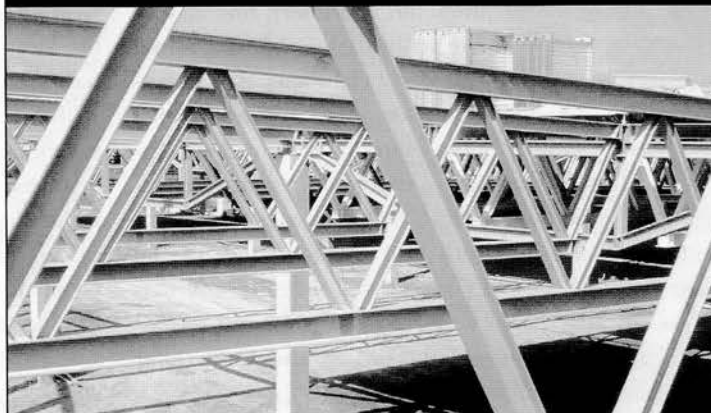
**Wie geht das nun, Leichtbau?**

Soweit also zum objektiv Definierbaren. Das weitere Adjektiv „schön“ im Vortragstitel ist aus Sicht der Vortragenden das gebaute Ergebnis dieser Gedanken zum Leichtbau.

Anhand von Beispielen aus der Büropraxis Schlaich-Plieninger soll die Umsetzung dessen veranschaulicht werden.

Die Beurteilung ob nun „Leicht“ mit „Schön“ einhergeht – wird gerne auch dem Zuhörer überlassen.

**Stahlkonstruktionen • Bogensysteme • Hallenbau**



**Stahlbau und Hallenbau** konventionell oder mit Wellstegträgern

**Wellstegträger** (Stahlträger mit gewelltem Steg für hohe Tragkraft bei geringem Konstruktionsgewicht)

**Bogensysteme** (kreisbogenförmig gekrümmte Trapezblechprofile in ein- oder zweischaliger Ausführung für Dach und Wand mit Spannweiten bis über 20 Meter)

**Metallfassaden** aus Stahl und Aluminium (Trapezprofile, Kassettenprofile, Paneele und Kanteinziehbögen)

**Zeman & Co GmbH**  
 Schönbrunner Straße 213-215, 1120 Wien  
 Tel.: 01 / 814 14 - 0, Fax: 01 / 812 27 13  
 E-Mail: info@zeco.at  
[www.zeman-stahl.com](http://www.zeman-stahl.com)



**Projektentwicklung • Planung • Konstruktion •  
 Lieferung • Montage**



## ■ Die Entwicklung des Stahlhochbaus in der Tschechischen Republik – Beispiele und Erfahrungen

Prof. Dr.-Ing. Jindřich Melcher, Dr. Sc.

Die Applikationsentwicklung der Stahlbaukonstruktionen im Hochbau im Laufe der letzten Jahrzehnte in der Tschechoslowakei (und nachfolgend auch in der Tschechischen Republik) kann durch die fortschreitende Volumenabnahme der Industriebauten im Rahmen der gesamten Produktion der Stahlbaukonstruktionen und durch das Wachstum des Anteils der Stahlbaugebäude für gesellschaftliche, kulturelle und Sportveranstaltungen, für Dienstleistungen, das Geschäft und auch für die Verwaltungs- und Administrationstätigkeit charakterisiert werden.

In dieser kurz gefassten Abhandlung stellen wir uns auf die Grundinformation

zum allgemeinen Entwicklungstrend der Stahlbaukonstruktionen ein, und zwar auf Grund des Teilbeitrages der wissenschaftlichen Mitarbeiter des Instituts für Metall- und Holzbaukonstruktionen der Technischen Universität in Brno. Die angeführte Arbeitsstelle orientiert sich u.a. traditionell auf die Problematik der Entwürfe von Objekten unter Verwendung der räumlichen Stabtragsysteme ungleichartiger Strukturanordnung, in der Regel unter Verwendung der Stahlrohre. Weiter wird nur der Komplex typischer Realisationen auf diesem Gebiet erwähnt, der eben von dieser südmährischen Arbeitsstelle entworfen wurde.

Prof. Dr.-Ing. Jindřich Melcher, Dr. Sc.  
Technische Universität Brno

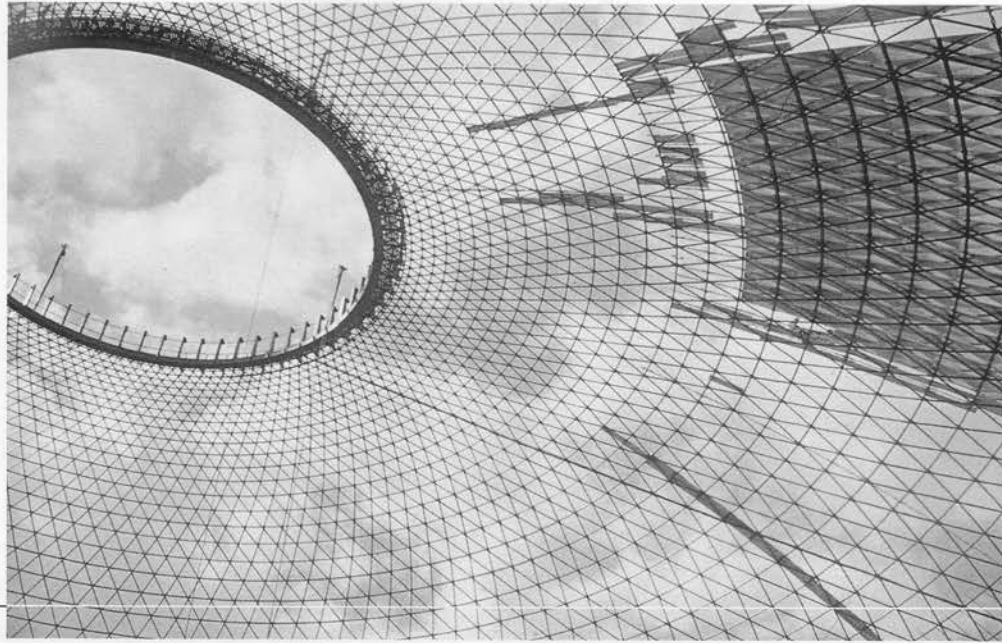
Veverístraße Nr. 95  
CZ-662 37 Brno, Tschechische Republik  
Tel./Fax: +420 5 4924 5212  
E-Mail: melcher.j@fce.vutbr.cz

### Traditionen und Auswege – Systeme der Überdachung von großen Spannweiten

Die Tschechische Schule für die räumlichen Stahlstabkonstruktionen, insbesondere mit dem Schwerpunkt der Überdachung von großen Spannweiten, wurde von Professor Lederer gegründet (1906–1990), dem Entwurfsverfasser der Rotationsgitterschale mit 93,5 m Durchmesser, die den Pavillon Z im Brünner Messegelände überdacht. Die Wölbung der Gitterschale im Bereich der Spannweite beträgt 19,755 m. Die Konstruktion wurde im Jahre 1958 zusammengebaut. Die durchgehenden Stahlrohre, in jedem Berüh-



Bild 1: Pavillon Z im Areal des  
Messegeländes in Brno



*Bild 2: Die Sicht aus der Montage des Dachmantels des Pavillons Z*

rungsknoten mittels der Schnalle verbunden, sind in den Dimensionen von  $\varnothing 102/6$  mm bis  $\varnothing 60/4$  mm. Der Rohrquerschnitt des Fußringes ist  $\varnothing 330/17$  mm. Der Stahlverbrauch bezogen auf die Grundrisseinheit der Überdachung beträgt  $32 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-2}$ .

Im Jahre 1962 wurde zum ersten Mal in der Tschechoslowakei das räumliche stählerne Gitterstabsystem der Überdachung entworfen und realisiert, bezeichnet als Fachwerkplattengebilde, und zwar für das Objekt des Winterstadions in Brno. Die Grundrissdimensionen des Plat-

tengebildes sind  $72,0 \times 88,0$  m. Die Spannweite des Plattengebildes zwischen den Stützen beträgt 56,0 m quer zum Objekt und 88 m in der Längsrichtung, bei einer theoretischen Höhe der Konstruktion von 3,5 m. Das quadratische Netz der Ober- und Unterbandstäbe hat eine Seitenlänge von 4,0 m. Die Stäbe des Fachwerkplattengebildes sind aus Rohren der Dimensionen  $\varnothing 159/10$  mm bis  $\varnothing 76/3$  mm entworfen, die in den Berührungsknoten an die hohlen Knotenkugeln mit den Dimensionen  $\varnothing 240/6$  mm und  $\varnothing 290/9$  mm angeschlossen sind. Alle Anschlüsse der

Stäbe sind geschweißt. Der Stahlverbrauch der Konstruktion der Überdachung beträgt etwa  $30 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-2}$ .

In den folgenden zwei Jahrzehnten wurden nach dem Entwurf von Prof. Lederer und seinen Mitarbeitern mehr als zwanzig Objekte unter Verwendung der Fachwerkplatten- und Rostkonstruktionen realisiert, die in dieser Zeit zu dem charakteristischen Tragsystem der Überdachung von großen Spannweiten geworden sind – siehe [1]. Auf diese Art wurde z. B. im Jahre 1967 das größte Fachwerkplattengebilde in der Tschechoslowakei rea-

*Bild 3:*

*Das Winterstadion in Brno*





Bild 4: Detail des fest gelagerten

Knotenpunktes der Konstruktion des  
Brünner Winterstadions

lisiert, und zwar für die Überdachung  
des Winterstadions in der Stadt Olo-  
mouc in den Grundrissdimensionen von  
68,0 m x 100,0 m mit einer theoretischen  
Höhe des Fachwerkplattengebildes von  
4,0 m. Der Stahlverbrauch beträgt in die-  
sem Fall 45,0 kg.m<sup>-2</sup>.

**Die räumlichen Gitterstabsysteme der  
tragenden Konstruktionen der Gebäude**

In einigen Fällen wurde unter Verwen-  
dung des räumlichen Stahlstabsystems

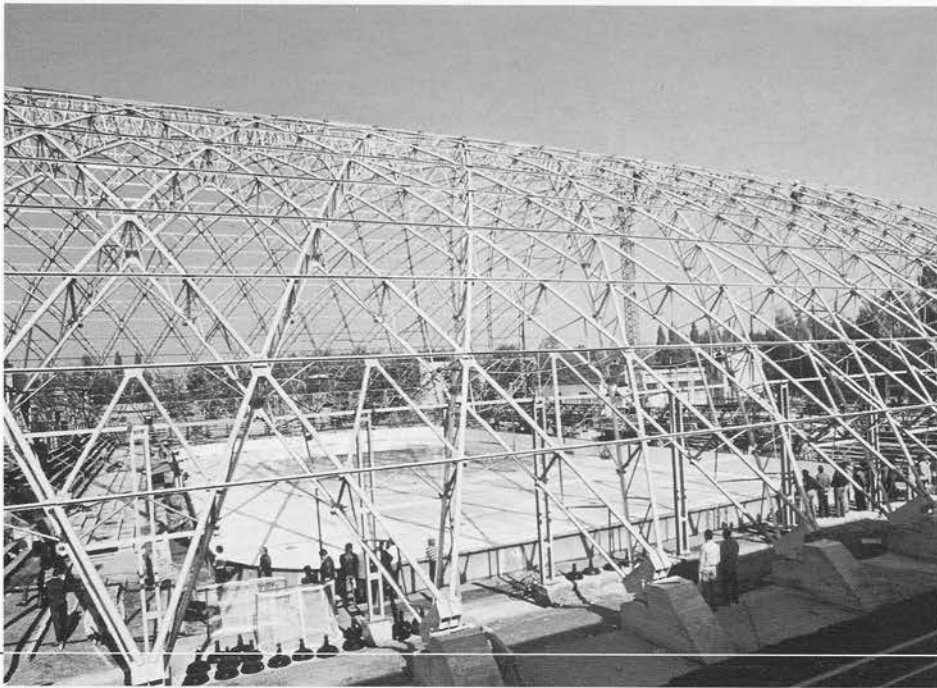
nicht nur die Stahlkonstruktion einer  
Überdachung, sondern auch das  
Tragsystem eines Objekts im Ganzen  
entworfen.

Zu einem typischen Beispiel dieser Lö-  
sung sind drei im Jahre 1970 realisierte  
Objekte für das Filmfestival in der Stadt  
Karlovy Vary geworden: der Große Oval-  
der Kleine Oval- und der Kreissaal. Der  
Große Ovalsaal ist mit einer Dreirich-  
tungsrostkonstruktion des Daches ausge-  
bildet; dieses ist an das Umfangfachwerk  
des Gebäudes verlegt und von unten mit

einer rechteckigen Gitterrostabdeckung  
geschlossen. Das räumliche Tragsystem  
des Ovalobjekts in der Länge von 40,62 m  
und Breite von 34,29 m weist dabei eine  
konsolartige Ausladung der Grundriss-  
länge von 23,76 m mit einer Veranke-  
rungslänge von 16,86 m auf. Die größte  
theoretische Höhe der Konstruktion des  
räumlichen Gebäudes beträgt 16,65 m.  
Auch zwei weitere konsolartig ausladende  
Objekte am mehrstöckigen Objekt des  
Hotels haben ein solches ähnliches Kon-  
struktionssystem.



Bild 5: Montage des Festivalobjekts  
in Karlovy Vary



Ein anderes Beispiel der Lösung des Tragsystems eines Objekts unter Verwendung der räumlichen Stahlstabkonstruktion ist die Überdachung der Sporthalle in der Stadt Prostějov. Das Konstruktionssystem wird durch ein Fachwerklamellengewölbe mit einer Spannweite von 80,0 m und einer Wölbung von 20,0 m bei einer theoretischen Höhe der Fachwerklamellen von 1,20 m gebildet. Die Länge des Gebäudes ist 72,0 m. Das Objekt wurde im Jahre 1976 realisiert.

#### Die gleichzeitige Entwicklung von räumlichen Stahlstabkonstruktionen

In der Epoche des letzten Jahrzehntes wurde von uns mit weiteren zwei ausgeführten Projekten die vorhergehende Tradition der Entwürfe von räumlichen Stahlstabkonstruktionen weiterentwickelt – siehe z. B. [2], [3].

Von 1992 bis 1993 wurde ein Komplex von Objekten mit Stahltragkonstruktion im mehrzweckigen Areal des BOBY CEN-

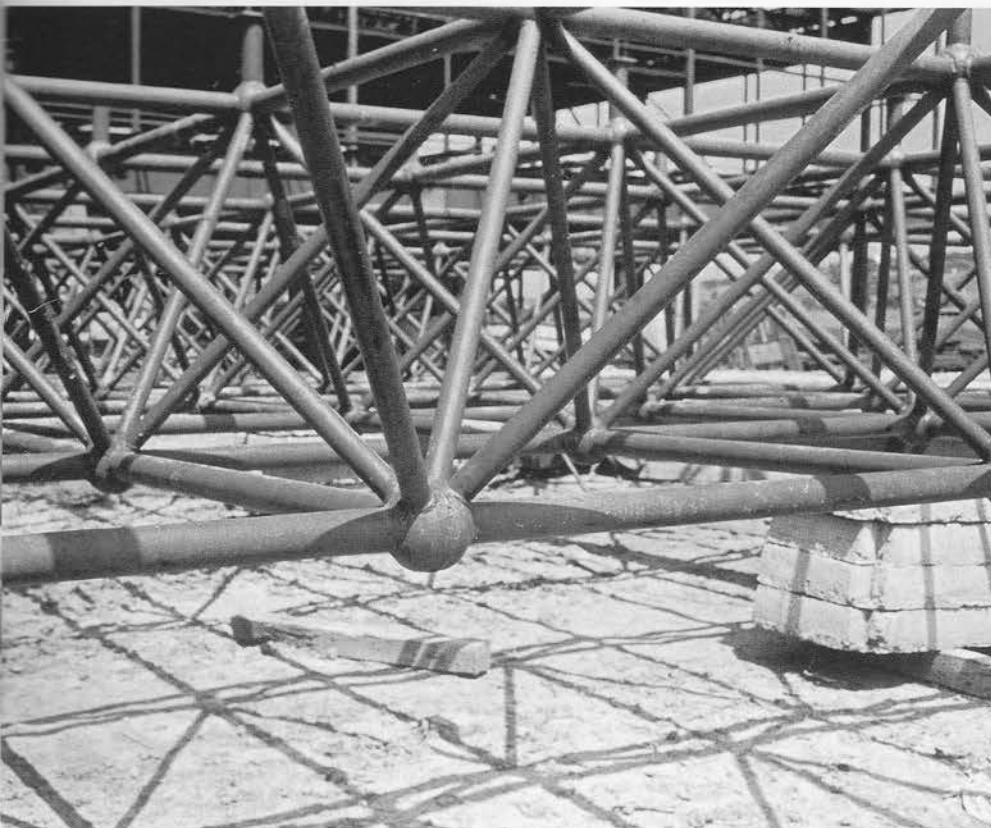
TRUM in Brno zusammengestellt. Der Gebäudekomplex ist für kulturelle, gesellschaftliche und sportliche Aktivitäten bestimmt. Die Überdachung der mehrzweckigen Haupthalle dieses Areals wurde unter Verwendung einer stählernen Fachwerkplattenkonstruktion in der Dimension von 30,0 m × 47,0 m realisiert, jedoch mit reduzierter Anordnung des Stabsystems. Das Quadratnetz der Stabketten des unteren Bandes erreicht die doppelte Länge des Quadratnetzes der Stabketten des oberen Bandes der Plattenstruktur. Die entworfene Lösung ist vom Standpunkt des Arbeitsaufwandes und Materialverbrauches im Vergleich mit der klassischen Anordnung der Fachwerkplattensysteme günstiger. Auf diese Art kann die Zahl der Diagonalen einer räumlichen Konstruktion markant reduziert werden, und zwar unter Einhaltung der Ausgangsspannweite des Dachmantels, der mit dem Ausmaß eines Netzauges von der Stabkette des oberen Bandes der Fachwerkplatte definiert ist. Die theoretische Höhe der Konstruktion beträgt 2,80 m. Die Stäbe des Fachwerksystems sind aus Rohren der Dimension von  $\varnothing 85/6$  mm bis  $\varnothing 152/10$  mm entworfen und in den Knotenpunkten an hohle Knotenkugeln der einheitlichen Dimension  $\varnothing 500/10$  mm angeschlossen. Das Gesamtgewicht einer Überdachungskonstruktion einschließlich des Laternenlichtschachts beträgt fast 100 t. Im angeführten Areal wurde weiter eine Überdachungskonstruktion der Halle für roller skating entworfen, und zwar in der Form des in der Zentralebene dem Gebäude der Mehrzweckhalle angegliederten Kegelstützens. Die Tragkonstruktion der Halle für roller skating ist aus einem System von radial gereihten Ebenfachwerkbindern gebildet, zwischen die die Fachwerkpfetten eingelegt sind. Die Grunddimension des Objekts ist durch den Fußkreisradius eines Kegelstützens charakterisiert, dessen Größe 25 m beträgt.

Ein Beispiel der Applikation der räumlichen Stahlstabstruktur für das Tragsystem eines ganzen Gebäudes ist das im Jahre 1998 in Betrieb gesetzte Objekt des Verwaltungs- und Leitungszentrums der Südmährischen Gas-AG in Brno geworden. Die Dominante dieses Zentrums ist das



Bild 7: Das Areal des BOBY

CENTRUM in Brno



*Bild 8: Detail der Plattenstruktur der Überdachung der Mehrzweckhalle im Areal des BOBY CENTRUM*



*Bild 9: Das Verwaltungs- und*

*Leitungszentrum der Südmährischen Gas-AG in Brno*

zylinderförmige Administrationsgebäude, dessen Tragstruktur aus einem der Bauwerkshülle vorgesetzten stählernen Gitterstabsystem besteht. Das Gebäude besitzt ein offenes Erdgeschoß mit einem Vorraum sowie sieben für Büroräume nutzbare Geschossflächen. Die vertikale Haupttragkonstruktion der einzelnen Geschosse wird durch schiefwinkelige Stabwerke gebildet, die vor der Außenhaut des Gebäudes angeordnet sind. Die Diagonalstäbe des Gittersystems bestehen aus Rohren von  $\varnothing 290/6$  mm bis  $\varnothing 290/10$  mm bei einer theoretischen Höhe des Geschosses von 3.300 mm. Diese Stäbe haben aufgeschweißte Endfußpunkte kreuzförmigen Querschnitts mit einer Stirnplatte für den Schraubenanschluss zum Knoten. Herzstück des kreisförmigen Deckensystems ist der quadratische Stahltragrahmen, der die Kräfte über vier Hauptknoten an die Konsolen des äußeren Gitterstabsystems abgibt. Der Hohlkastenquerschnitt der Hauptträger des quadratischen Rahmens ist 500 mm hoch. Die Gesamthöhe des Gebäudes beträgt 28,45 m. Der Kreisgrundriss des Gebäudes hat einen Durchmesser in der Achse der äußeren Gitterkonstruktion von 16,088 m. Das Gebäude hat keine inneren Stützen und der ganze Grundriss des Geschosses ist vom Standpunkt der Dispositionslösung des Interieurs frei ausnützbar.

#### Schlussfolgerungen

Die Stahlstabkonstruktionen der Überdachung und auch ganzer Tragsysteme der Gebäude ermöglichen eine effektive Sicherstellung des Zwecks, der Zuverlässigkeit und auch der technologischen Konstruktionslösung bei ausdrücklicher Variabilität der Anordnung eines Bauobjekts, ausgehend von Anforderungen an seine architektonische Anordnung und zugleich an seine äußere Gestaltung. Die gezeigten Beispiele der Realisierung illustrieren die Vielfältigkeit, Vorteile und auch die Zweckmäßigkeit der Nutzung von Stahlkonstruktionen des angeführten Typs bei den Objekten des Stahlhochbaus.

#### Danksagung

Dieser Beitrag wurde durch das Projekt MSM 261100007 unterstützt.





# ■ Verbund-Fahrbahndecks bei Brücken – Versuch und Rechenmodell

Univ.-Prof. Dr. Richard Greiner, Dr. Robert Ofner, Dr. Harald Unterweger

Technische Universität Graz  
Erzherzog-Johann-Universität

A-8010 Graz, Lessingstr. 25  
Tel.: ++43-316/873-6200  
Fax: ++43-316/873-6707  
Sekretariat: DW 6201  
E-Mail: nachname@steel.tu-graz.ac.at  
Homepage: www.shf.TUGraz.at

## 1. Einleitung

Die Problemstellung der Arbeit entstand aus der Instandsetzung einer orthotropen Brückenfahrbahn, die – aus den Anfängen dieser Bauweise stammend – mit einer unbewehrten Betonfahrbahn auf einer Asphaltzwischenenschicht ausgeführt worden war [1] und sich in dieser Form als nicht beständig gezeigt hatte. Es bot sich die Möglichkeit den Fahrbahnaufbau umzukehren und die Betonplatte direkt mit dem Stahldeck zu verbinden, wodurch eine Verbundwirkung erzielt wird (Bild 1). Ähnliche Lösungsvorschläge wurden auch international für die Verstärkungen

orthotroper Brückendecks gemacht, die sich für die heutige Verkehrsnutzung als zu wenig tragfähig erwiesen hatten [2] und durch eine lastverteilende Betonplatte verstärkt werden sollen. Diese Gedanken lassen sich weiterführen zu Lösungen, bei denen auch unverteifte Stahldecks (z. B. bestehende Fahrbahnen mit Tonnenblechen) mit Betonplatten in Verbundwirkung gesetzt werden, um erhöhte Tragfähigkeiten zu erreichen.

Die hier vorgestellten Untersuchungen haben den Zweck, die gemeinsame Tragwirkung von orthotropen Stahldecks mit verdübelten Betonplatten zu untersuchen und dadurch für die praktische Auslegung

tragfähige Grundlagen zu erhalten. Dazu wurden die Untersuchungen sowohl versuchstechnisch als auch numerisch durchgeführt, um aus dem mittels Vergleich verifizierten Rechenmodell auf die gegebene Tragstruktur schließen zu können. Analoge Untersuchungen wurden auch für unverteifte Stahldecks durchgeführt, jedoch sind diese nicht Gegenstand dieses Beitrags.

## 2. Versuchstechnische Untersuchungen

Es wurde ein Versuchsmodell verwendet, welches geometrisch und konstruktiv eng an die Verhältnisse des zu untersuchen-

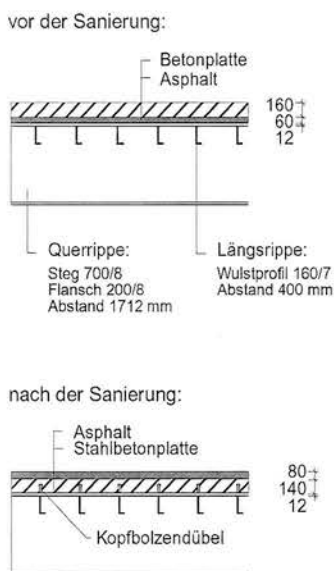


Bild 1: Fahrbahnplatte vor und nach der Sanierung

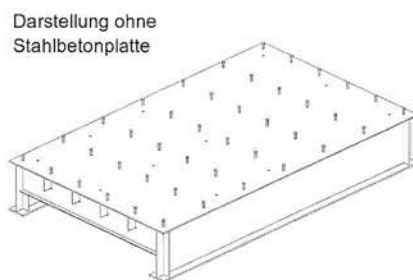
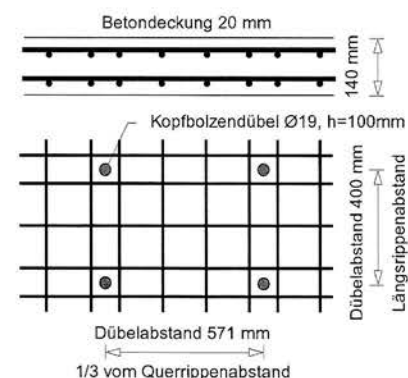


Bild 2: Versuchsmodell – Stahldeck- und Betonplatte



Lastmodell 2: 1 Radlast 200 kN  
Auflagefläche 400 / 400 mm

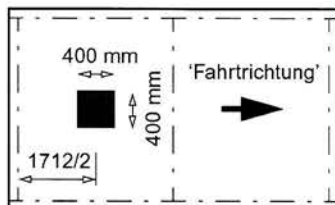


Bild 3:

Lastmodell 2 im Versuch

den Brückendecks angepasst ist. Auf Grund des Wunsches, die Einzelemente – Betonplatte, Verdübelung, verripptes Blech – in 1:1-Form abzubilden, musste das Versuchsmodell aus labortechnischen Gründen auf einen Ausschnitt aus dem Gesamtdeck beschränkt werden. Dazu wurden Randlagerungen festgelegt, welche durch ihre Nachgiebigkeit das statische Gesamtverhalten des Brückendecks möglichst gut simulieren sollten. Es entstand daraus das in Bild 2 dargestellte Modell eines verrippten Stahldecks 3600 × 2200 mm, das mit einer 14 cm dicken Betonplatte – bewehrt mit Bewehrungslagen: oben  $\varnothing 10$ , unten  $\varnothing 12$  – mittels Kopfbolzendübeln in einem an die Verrippung angepassten Raster verbunden wurde.

Die Belastungen des Versuchsmodells wurden von dem Verkehrsmodell des EUROCODE 1 abgeleitet, bei dem zwei Radlasten von je 200 kN im Abstand von 2 m ein Lastmodell bilden (Lastmodell 2, Achslast 400 kN). Auf das Versuchsmodell entfällt dadurch als maßgebende Laststellung eine Radlast entsprechend dem Lastbild in Bild 3. Bei der Versuchsdurchführung wurden vertikale Verformungen, horizontale Differenzverschiebungen zwischen Stahldeck und Betonplatte sowie Dehnungen an Längs- und Querrippen gemessen.

Im Anschluss an diese „statische“ Belastung wurden auch dynamische Versuche in Form zyklischer Belastungen durchgeführt. Lastschwankungen von  $\Delta P = 140$  kN im Bereich von 60 bis 200 kN wurden mit

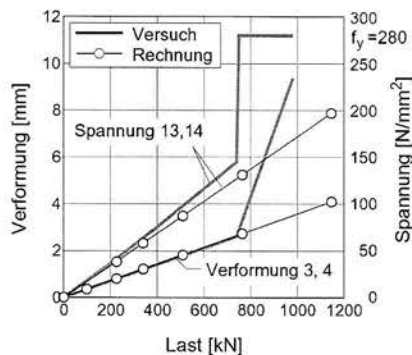
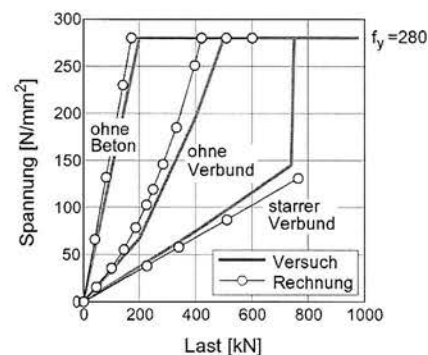


Bild 4:

Vergleich der Ergebnisse aus Versuch und Rechnung



der Lastspielzahl von  $3 \cdot 10^6$  Zyklen aufgebracht und stufenweise durch Messungen begleitet.

### 3. Numerische Untersuchungen

Das mechanische Modell für die numerischen Untersuchungen bestand aus Schalenelementen und Stäben. Zur Berechnung wurde das Programm ABAQUS verwendet. Das Stahldeck wurde ideal elastisch-plastisch beschrieben und die Stahlbetonplatte durch ein im Programm für Beton vorgesehenes Materialmodell, in welchem die Bewehrungslagen durch verschmierte Schichten in entsprechender Lage berücksichtigt werden.

Das Rechenmodell umfasste durch Nutzung der Symmetrieebene in Längsrichtung eine Hälfte des Versuchsmodells und stützte sich auf die in Bild 3 dargestellte Laststellung, wobei die Lasteinleitung von einer steifen Lastplatte über Kontaktelemente auf die Betonplatte erfolgte. Eine bedeutende, jedoch schwierig einzuschätzende Rechenannahme stellte die Verbundwirkung zwischen Stahldeck und Betonplatte dar. Es wurden dabei die zwei Grenzfälle starren Verbundes und ohne Verbund untersucht.

### 4. Ergebnis der Untersuchungen

Ein Vergleich von ausgewählten Mess- und Rechenwerten für Verformungen und Spannungen ist in Bild 4 links gegeben. Die Punkte beziehen sich auf die Längsrippen unter der Lastauflagerfläche.

Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse aus Rechnung und Versuch bis zum etwa 3,5-fachen der Normenlast. Erst auf der Laststufe von 740 kN trat eine abrupte Änderung des Tragverhaltens ein, die im Wesentlichen auf eine Lösung des Haftverbundes zwischen Stahlblech und Betonplatte zurückgeführt wurde, welche sich in horizontalen Differenzverschiebungen an den Rändern des Versuchsmodells äußerte – eine Wirkung, die real bei einer größeren Ausdehnung der Tragstruktur sicherlich stark behindert würde.

Analoge Vergleiche wurden für Modelle ohne Verbund bzw. gänzlich ohne Betonplatte gemacht und in einem Gesamtbild dargestellt (Bild 4 rechts). Daraus geht die äußerst gute lastverteilende Wirkung der Verbundlösung hervor – wozu noch angemerkt sei, dass diese auch ein sehr robustes Verhalten unter den dynamischen Lastwechseln gezeigt hat.

### Literatur:

- [1] Greiner, Ofner, Kernbichler, Unterweger: Bridge Rehabilitation with a Specific Composite Deck Construction, IABSE Symposium Rio de Janeiro, 1999
- [2] Battista, Pfeil: Enhancing the Fatigue Life of Rio-Niteroi Bridge's Orthotropic Steel Deck, IABSE Symposium Rio de Janeiro, 1999



# ■ Überdachung Queen Elizabeth II. Great Court im British Museum, London

Dipl.-Ing. Johann Sischka

Waagner-Biro  
stahl-glas-technik

1221 Wien  
Stadlauer Straße 54  
Tel. +43 1 288 44-569  
Fax. +43 1 288 44-7846  
E-Mail: sgt@wbag.co.at  
Homepage: www.sgt.waagner-biro.at

## Einleitung

Das British Museum wurde im achtzehnten Jahrhundert erbaut und ist das bedeutendste Museum Londons. Der Gebäudekomplex umschließt den Great Court, einen mehr als 4.500 m<sup>2</sup> großen rechteckigen Platz, in dessen Zentrum sich der Reading Room befindet. Nach dem Auszug der British Library wurde das gesamte Museum von Lord Norman Foster umgebaut. Das zentrale Element dieses Projek-

tes ist die Nutzung des Great Court als öffentlichen Platz und seine Überdachung mit einer filigranen Stahl-Glaskonstruktion. Dieser Raum bildet nun den tatsächlichen Mittelpunkt des Museums, von dem aus die einzelnen Schauräume erschlossen werden und beherbergt selbst Geschäfte und ein Restaurant (Abb. 1).

Die Umbauarbeiten begannen im März 1998 mit dem Abbruch sämtlicher Gebäude im Bereich des Great Court.

Die Montage der außergewöhnlichen Dachkonstruktion begann im Juli 1999 und wurde im April 2000 mit dem „De-Propping“ (Entfernen der Hilfskonstruktion) abgeschlossen. Die feierliche Eröffnung des Museums – welches übrigens während der gesamten Umbauarbeiten für die Besucher geöffnet blieb – fand am 6. Dezember 2000 im Beisein von Queen Elizabeth II. statt.

## Geometrie

Das Dach bedeckt den gesamten Great Court mit einer Länge von 95 m und einer Breite von 74 m und wird zwischen den umliegenden Gebäudekanten und dem zentralen Reading Room aufgespannt. Die Gesamtstruktur bildet ein Netz aus Dreieckselementen, die eine Schale bilden. Da der Reading Room nicht exakt im Zentrum des Great Courts steht, sondern leicht nach Norden versetzt ist, ergibt sich nur eine Symmetrieachse und deshalb sind alle Knoten und Stäbe verschieden ausgebildet. Die endgültige Geometrie des Dachnetzes und die konstruktive Gestaltung wurden von Büro Happold in einem Formfindungs-Prozess entwickelt. Ein wichtiger Punkt in der Ermittlung der Netzgeometrie war die maximal produzierbare Größe der Glasscheiben mit den geforderten Glaseigenschaften. Das Netz besteht aus 4878 verschiedenen Stäben, 1566 verschiedenen Knoten und insgesamt 3512 verschiedenen Glasscheiben (Abb. 2).

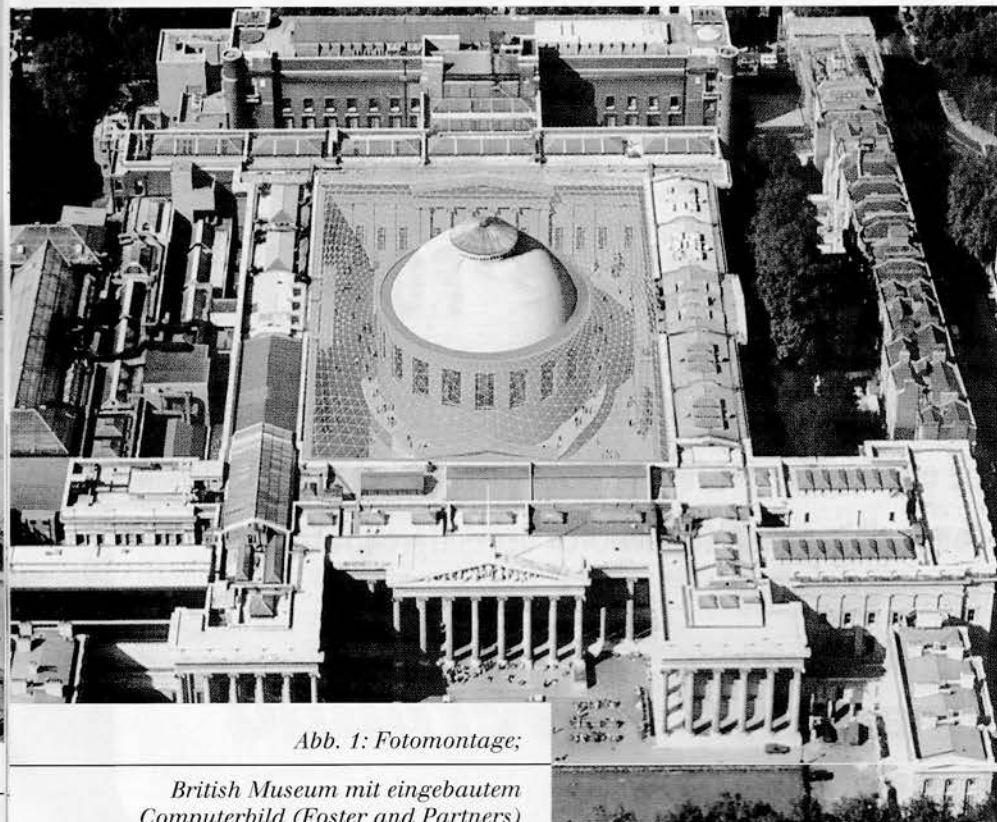


Abb. 1: Fotomontage;

British Museum mit eingebautem  
Computerbild (Foster and Partners)

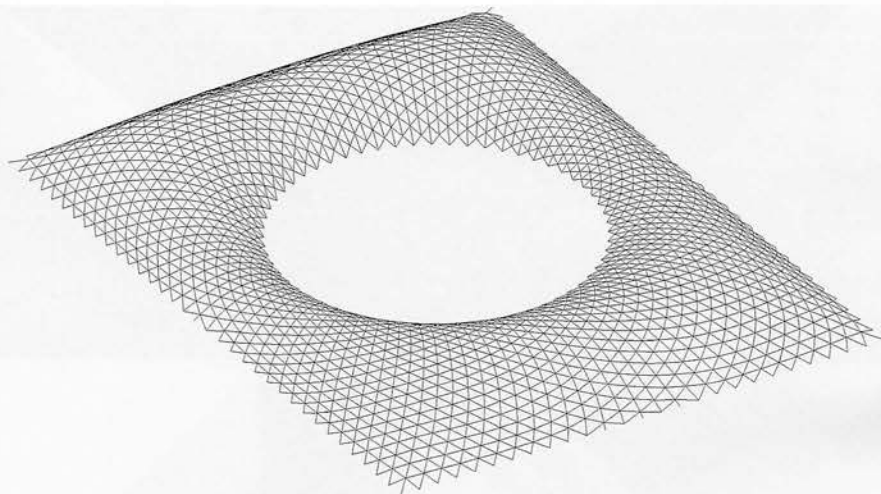


Abb. 2: Computermodell der

Dachstruktur, Systemachsen, 3-dimensional, 1998

Die Spannweite im Norden beträgt 28,8 m, der Stich 5,7 m; die Spannweite im Osten und Westen 14,4 m, der Stich 5,0 m und die Spannweite im Süden 23,8 m, der Stich 6,6 m.

#### Konstruktionsprinzip

Das Dach ist entlang des Reading Room und auf den umliegenden Museumsgebäuden gelagert.

Da der Reading Room auf Grund seiner filigranen Konstruktion – dieser besteht aus einem Stahlskelett mit einer Papiermachee-Verkleidung – keine zusätzlichen Lasten aufnehmen konnte, wurden 20 Verbundstützen gleichmäßig verteilt auf neuen Fundamenten angeordnet. Auf diesen liegt ein kreisförmiger Ringbalken, an dem die Stäbe des Dachnetzes anschließen. Knapp unterhalb ist ein Stahlbetonring angeordnet, welcher eine wesentliche horizontale Aussteifungsfunktion übernimmt.

Entlang der äußeren Begrenzung des Perimeter ist ebenfalls ein umlaufender Horizontalträger angeordnet, an welchem die Dachstäbe angeschlossen sind. Da die bestehenden Gebäude keinen zusätzlichen Horizontalschub aufnehmen konnten, ist der Randträger horizontal verschieblich auf diesen aufgelagert. Er ist ebenfalls ca. 1,5–2 m aufgeständert. Damit ergibt sich ein vertikaler Fassadenbereich, welcher teilweise verglast ist, aber auch für die Be- und Entlüftung verwendet wird. Die einzige horizontale Abstützung befindet sich in Längsrichtung zum

Perimeter und besteht aus Kreuzverbänden zwischen den Vertikalstützen hinter den vier Porticos.

Da auf die Bestandsgebäude keine Horizontallasten übertragen werden durften, konnte auch die bei einer Schale dieser Art vorhandene Bogenwirkung nicht aktiviert werden, im Tragwerk treten daher über das übliche Maß hinaus Biegemomente und zusätzliche Normalkräfte auf. Wegen des oben beschriebenen komplexen Tragverhaltens des Dachtragwerkes musste die gesamte Konstruktion auf Hilfsunterstellungen so lange gelagert werden, bis sie komplett fertig gestellt war und konnte dann erst freigesetzt werden.

#### Entwurf und statische Berechnung

Der Tragwerksentwurf wurde vom Büro Happold unter Berücksichtigung der besonderen Lagerungsbedingungen mit Hilfe eines Formfindungsprozesses erarbeitet. Dabei wurden ursprünglich zwei Alternativen, die Ausführung von Vollprofilen und die Ausführung von Hohlprofilen untersucht. Die Vollprofilvariante ermöglichte zwar etwas geringere Querschnitte, war jedoch insgesamt auf Grund des doppelten Eigengewichtes hinsichtlich der Stabilität der Schale kritisch. Deshalb wurde letztlich die Hohlprofilvariante gewählt. Sämtliche Profile haben eine Breite von 80 mm, die Höhe variiert von 80 mm – 200 mm. Jeweils in einem Knoten laufen Profile mit gleicher Höhe an. Damit war es notwendig, ca. ein Drittel aller Stäbe zu routen. Zusätzlich wurden innerhalb der Konstruk-

tion die Gurt- und Stegdicken variiert, so dass für die Hohlprofile geschweißte Kastenprofile eingesetzt wurden.

Alle Berechnungen wurden anhand von Theorie zweiter Ordnung durchgeführt. Dabei wurden zusätzlich Imperfektionen bis zu 140 mm entsprechend der ersten Knickeigenform berücksichtigt. Eigengewicht, Schnee- und Windlasten wurden in der jeweils ungünstigsten Lastfallkombination berechnet.

Die erste Eigenfrequenz des Tragwerks liegt bei ungefähr 1 Hz, der Knickfaktor bei ungefähr 4,0 für Lasten mit Lastbeiwert. Dieser erste Knickeigenwert wurde über eine Berechnung nach dritter Ordnung – große Verformungen – kontrolliert. Auf Grund dieser Berechnungen und der Tatsache, dass alle Knoten und Stäbe voll verschweißt sind, konnte das Durchschlagen ausgeschlossen werden.

Die wesentlichen Berechnungen wurden von Büro Happold erstellt und von Waagner Biro gemeinsam mit dem Ingenieurbüro Zenkner & Handel überprüft. Zusätzlich war es notwendig, die Verformungen zufolge Eigengewicht Stahl und Glas exakt zu berechnen, um das Tragwerk in der Bauphase entsprechend zu überhöhen.

#### Der Knoten

Die größte konstruktive Herausforderung war die Entwicklung eines Knotens, der eine Verbindung zwischen allen Stäben ermöglicht und Kräfte sowie Biegemomente aufnehmen kann. Dabei waren die verschiedenen Winkel zwischen den

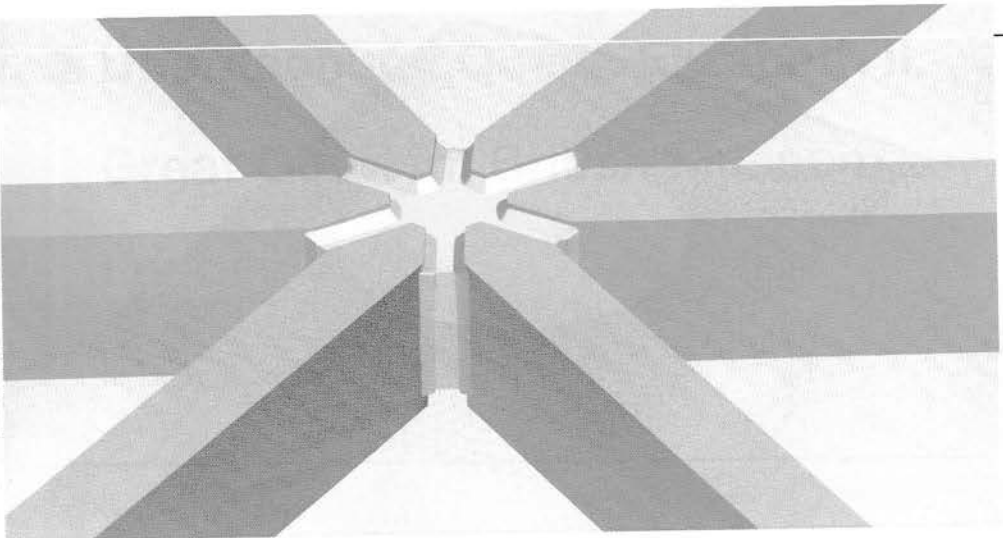


Abb. 3: Computerbild eines gleichmäßigen Knoten mit Schweißnähten, 1999

Stäben (Minimum 26 Grad – Maximum 110 Grad) und die Verdrehung der Stäbe zueinander zu beachten.

Die ersten Vorschläge basierten auf runden oder prismatischen Knoten mit dreieckigen Rahmen für jede Glasscheibe. Diese Lösung wurde vor allem aus ökonomischen Gründen ausgeschieden. Nach der Entwicklung weiterer Optionen durch Waagner Biro wurde letztlich eine Lösung mit einem Vollstahlstern und daran anschließenden entsprechend zugeschnittenen Stäben gewählt. Der Stern besteht aus 5 oder 6 Armen und ist gegenüber den Stäben etwas zurückgesetzt, sodass eine Schweißverbindung möglich ist. Da das Glas direkt auf den Stäben aufliegt, darf er die Staboberfläche an keiner Stelle überragen (Abb. 3 u. 4).

#### Detailplanung

Parallel zur Entwicklung des Knotendetails wurden Verfahren zur Automatisierung der Fertigung, des Vorzusammenbaus und der Montage gesucht. Auf Grund der großen Anzahl verschiedener Stäbe, Knoten und Glasscheiben konnten Standardmethoden beim Bau dieses außergewöhnlichen Tragwerkes nicht wirtschaftlich eingesetzt werden. Es war daher entscheidend, die einzelnen Arbeitsabläufe zu einem größtmöglichen Grad zu automatisieren. Ausgehend von der so genannten Nullgeometrie (Überhöhung der zu erwartenden Durchbiegung aus Eigengewicht) wurden Computerprogramme entwickelt, welche die jeweilige Stabgeometrie und Knotenform automatisch erstellten und die Daten soweit aufbereite-

ten, dass sie direkt an die jeweilige Maschine in der Werkstätte geschickt werden konnten.

Analog zur Entwicklung der Konstruktion mussten auch die erforderlichen Schweißnahttypen für jeden Stab einzeln ermittelt werden. Dies geschah ebenfalls in automatisierter Form unter Zugrundelegung der Ergebnisse der Tragwerksberechnung.

#### Fertigung der Knoten und Stäbe

Die automatisch ermittelten Knotengeometrien wurden sortiert nach Blechdicken und unter Berücksichtigung der Produktionsreihenfolge ebenfalls automatisch auf die Blechtafeln aufgeteilt und autogen gebrannt. Es wurden bei jedem Knoten der Mittelpunkt und die Knoten-

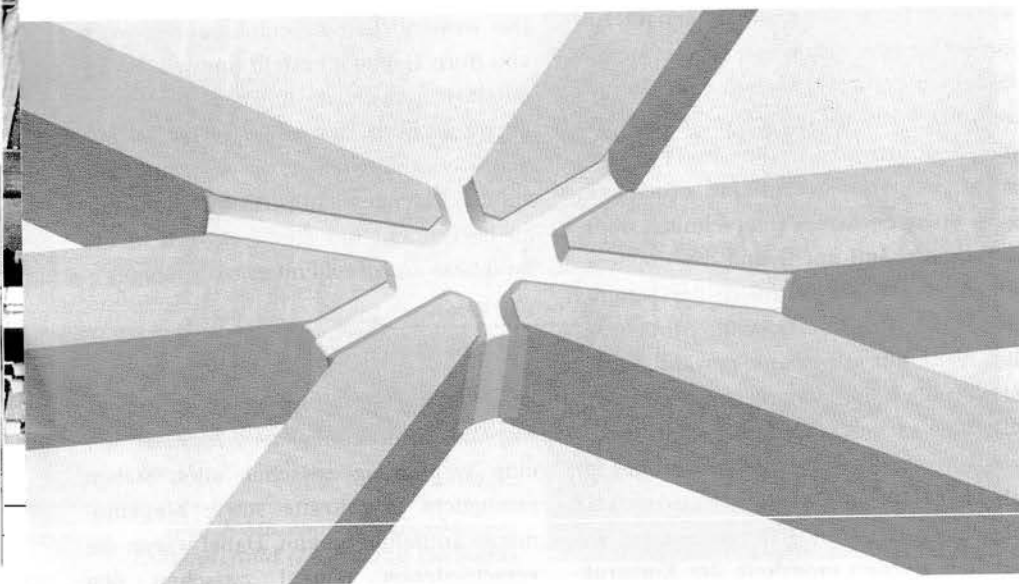
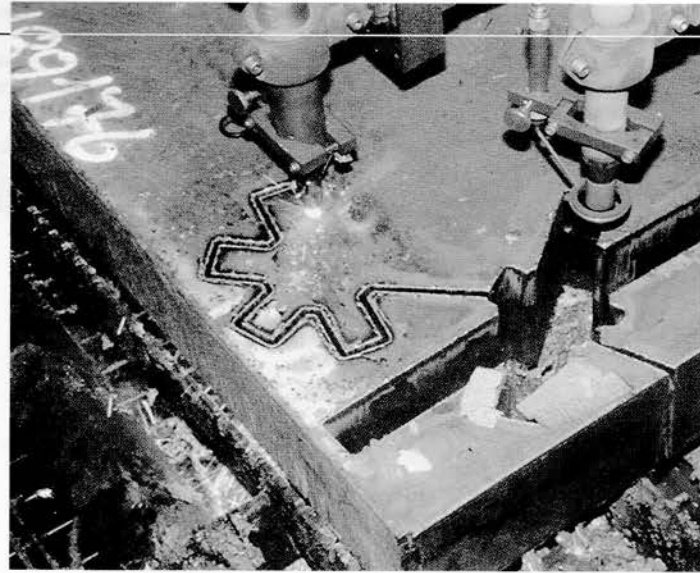


Abb. 4: Computerbild eines unregelmäßigen Knoten mit dem kleinsten Winkel von 26.66° zw. den Armen, 1999

Abb. 5: Ausschneiden der Knoten aus einem 180 mm Stahlblech mit Autogenbrennschneider, 1999



nummer an einem vordefinierten Ort markiert. Dies ermöglichte die spätere Orientierung des Knotens (Abb. 5).

Die Fertigung der Stäbe war wesentlich komplizierter als die der Knoten, da sämtliche Enden mit räumlichen Schnitten jeweils verschiedener Geometrien zu bearbeiten waren. Zuerst wurden die Stabquerschnitte in Überlänge aus den eigens gewalzten Gurten und Stegen zusammengeheftet. Die Längsnähte wurden dann automatisch mit Doppelkopf mittels UP-Verfahren hergestellt und jeweils die Stabnummern und die Stabmitte markiert.

Der Hauptarbeitsgang war die Endbearbeitung der Stäbe mit einem adaptierten Schweißroboter. Der Stab wurde auf einem adaptierten Drehtisch montiert und das vor dem Roboter liegende Ende abgebrannt. Die nötigen Daten wurden im Planungsbüro automatisch generiert und direkt an die Maschine geschickt. Im zweiten Schritt wird der Stab um 180 Grad gedreht und das zweite Ende bearbeitet. Diese einzigartige Methode wurde in einer langen Entwicklungsphase speziell für dieses Projekt entwickelt. Auf Grund der verschiedenen Gurt- und Stegdicken war es notwendig, die Maschine entsprechend einzustellen, um die gewünschten Toleranzen zu erreichen.

**Logistik**

Die Fertigung der Elemente und Knoten war auf die Montager Reihenfolge abge-

stimmt. Es wurden 8 Zonen definiert und die gesamte Produktion, Vorfertigung und Montage in dieser vorgegebenen Reihenfolge durchgeführt. In analoger Weise wurde auch die Glaslieferung organisiert (Abb. 6)

**Vorfertigung**

Auf Grund des beengten Platzangebotes an der Baustelle sowie des vorgegebenen knappen Terminplanes war es notwendig, den größtmöglichen Vorfertigungsgrad zu erreichen. Unter Berücksichtigung der

maximalen Transportgrößen an die Baustelle wurden einzelne Leitern definiert, die unter Werkstattbedingungen zusammengebaut und geschweißt wurden. Insgesamt 152 Leitern wurden vorgefertigt und mit über 50 Lkw Lieferungen zur Baustelle transportiert. Dabei wurden ungefähr 3.000 von 4.878 Stäben und sämtliche Knoten in Leitern eingebaut. Die restlichen Stäbe wurden lose an die Baustelle geliefert.

Ausgangspunkt des Vorzusammenbaus waren Dreiecks-Elemente, welche zuerst vorgefertigt und im nächsten Arbeits-

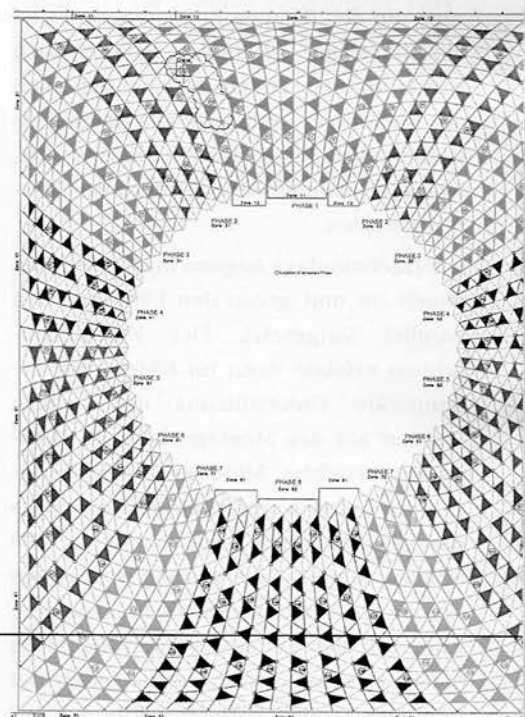


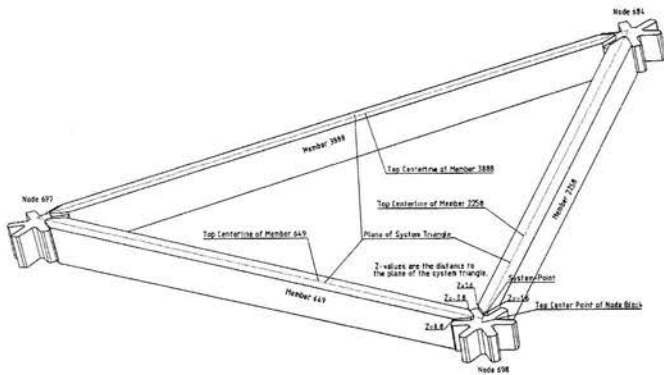
Abb. 6: Plan der Dachstruktur:

Vorgefertigte Dreiecke (schraffiert) und Leitern (starke Linien) mit Montagephasen (Farben), 1999



Abb. 7: Kleinstes räumliches

Element der Dachstruktur:  
Dreieck vor Leiternzusammenbau, 1999



schritt zu Leitern zusammengebaut wurden. Die Leitern wurden einer genauen Maßkontrolle unterzogen. Dies war besonders wichtig, da gleichzeitig die Produktion der Glasscheiben auf Grund der theoretischen Maße stattgefunden hat (Abb. 7 u. 8).

**Stahlmontage**

Da das gesamte Dach im Bauzustand auf Hilfsstützen gelagert werden musste, wurde vorerst eine 20 m hohe Montageplattform errichtet, welche den Great Court ca. auf Höhe der angrenzenden Gebäude umschloss. Vorerst wurden Stützen rund um den Reading Room montiert und der Ringträger aufgesetzt. Parallel dazu wurde in den ersten Abschnitten auch der Randträger entlang des Perimeter installiert. Da dieser auf Gleitlagern sitzt, wurde er ebenfalls über Hilfskonstruktionen gehalten.

Die Dachmontage begann im Norden und wurde im und gegen den Uhrzeigersinn parallel fortgesetzt. Der Zusammenschluss erfolgte dann im Süden. Für die temporäre Unterstüztung der Leitern wurden auf der Montageplattform Hilfsstützen errichtet. Mindestens 4 Hilfsstützen pro Leiter waren erforderlich, sodass das gesamte Dach letztlich auf ca. 600 Stützen ruhte. Diese wurden von einem Vermesser exakt eingemessen. Nach dem Einheben der Leitern wurden die losen Stäbe zwischen den Leitern eingefügt und verschweißt. Danach wurde der An-

strich komplettiert und mit den Vorbereitungen für die Verglasung begonnen. Die Verglasung folgte der gleichen Reihenfolge wie die Stahlbaumontage, jeweils im entsprechenden Abstand. Die einzelnen Glasscheiben wurden bereits in der Werkstätte aufgebracht an die Baustelle geliefert und mittels Turmdrehkran bzw. Hilfskränen eingehoben.

Nach dem Fertigstellen der Stahlmontage und Überprüfung sämtlicher Verbindungen wurde das Tragwerk abgesenkt. Wegen der Sensibilität des Tragverhaltens wurde der Absenkvorgang genauestens berechnet. Er erfolgte in insgesamt 4 Schritten in jeweils 12 Teilzonen. In jedem der Schritte wurde ein Viertel der gesamten zu erwartenden Verformung abgesenkt. Während des Absenkvorganges wurden genaue Messungen vorgenommen, diese zeigten eine außerordentlich gute Übereinstimmung mit der Berechnung.

**Verglasung der Dachkonstruktion**

Die Dachverglasung umfasst eine Fläche von ca. 6.000 m<sup>2</sup> und besteht aus 3.512 dreieckigen Glasscheiben verschiedener Geometrie, welche direkt auf der Stahltragkonstruktion aufsitzen. Um im Great Court über das ganze Jahr hindurch ein angenehmes Raumklima zu gewährleisten, wurden Isolierglasscheiben verwendet. Diese bestehen aus außenseitig 12 mm ESG, einem Hohlraum von 16 mm

und innenseitig 12 mm VSG aus 2 x 6 mm Float. Die Außenscheiben sind grün getönt und mit einem Siebdruck, Bedruckungsgrad 57 %, versehen. Die Innenscheibe ist an der Hohlraumseite low-E beschichtet. Dieser Aufbau ergibt folgenden Funktionsdaten:

Lichtdurchlässigkeit	29%
Außenreflektion	25%
Gesamtenergiedurchfluss	25%
Schattenkoeffizient / G-Wert	0,26 W/m <sup>2</sup> K
k-Wert	1,9 W/m <sup>2</sup> K

Ein wesentliches Entwurfskriterium für die Glasbefestigung war die Herstellung einer glatten Oberfläche ohne Vorsprünge für die Glasfixierung. Dies wurde durch die Stufung des Glases erreicht, sodaß die für das Abheben bei Windsog erforderliche Klemmung im Abstand von ca. 500 mm auf die innere Glasscheibe wirkt und damit innerhalb des Scheibenaufbaus untergebracht werden konnte. Damit ist die äußere Glasscheibe lediglich durch den Silikonrandverbund gegen Abheben gesichert.

Die Glasscheiben sind auf einem Silikonprofil aufgesetzt, welches direkt auf den Stahlträgern auflagert. Die umlaufenden Silikondichtungen wurden bereits in der Werkstätte aufgebracht. Nach der Montage der Glasscheiben und dem Einsetzen der Niederhalteprofile wurde die zentrale Fuge an der Baustelle versiegelt. Die Ausführung einer normalerweise üblichen zweiten Entwässerungsebene konnte bei der komplexen Geometrie nicht realisiert werden (Abb. 9, 10 u. 11).

Abb. 8: Aus einzelnen Dreiecken  
zusammengesetzte Leiter, 1999



# ■ Moderne Feinkornbaustähle für Walzträger

Lucien Weber, ProfilARBED Luxemburg

TradeARBED Austria GmbH

A-4400 Steyr, Neuschönauer Hauptstr. 52

Tel.: +43(0)7252/46151-0

Fax: +43(0)7252/48579

E-Mail: ta-austria@tradeared.com

## Einleitung

Weltweit hat sich der Stahlträgermarkt in den letzten Jahren zu Produkten mit immer größeren Wandstärken und höheren Festigkeiten entwickelt. Anwender in Bereichen der Hochtechnologie wie der Hochhausbau und Offshore verlangen zusätzlich hohe Zähigkeiten und verbesserte Verarbeitungseigenschaften der Baustähle.

Klassische Feinkornbaustähle, normalgeglüht bzw. normalisiert, nach EN10113-2 mit Mindeststreckgrenzen bis 460 MPa, erhalten ihre Festigkeitssteigerung vor allem durch Hinzulegieren von Feinkornbildnern.

Demgegenüber erlaubt heutzutage die industrielle Anwendung des QST-Prozesses (QST = Quenching and Self-Tempering = Abschrecken und Selbstanlassen) die Her-

stellung von schweißgeeigneten schweren Walzträgern mit Mindeststreckgrenzen bis 500 MPa. Bei diesem Verfahren werden die Eigenschaften des Stahls hinsichtlich der Festigkeiten in erster Linie durch gezielte Wärmeführung und Endumformung in einem bestimmten Temperaturbereich erreicht. Im Vergleich zu den klassischen Feinkornbaustählen ist das Kohlenstoffäquivalent der QST-Güten deutlich niedriger, wodurch eine wesentlich vereinfachte schweißtechnische Verarbeitung gewährleistet ist. QST-Stähle erfüllen die Forderungen der Architekten, Ingenieure und Anarbeiter nach Wirtschaftlichkeit der Bauten sowie nach größeren Spannweiten und höheren Tragfähigkeiten der Walzträger, verbunden mit ausgezeichneter Schweißeignung und großer Zähigkeit des Stahls. Die entsprechenden Güten sind unter dem Marken-

namen HISTAR (High-Strength-ARBED) bekannt. Sie entsprechen in allen Punkten den Forderungen der Baustahlnormen EN10025 und EN10113-5 in Europa sowie der ASTM A913 in den USA. Ausführliche Forschungsprogramme haben zudem bestätigt, dass sich die QST-Stähle durch bessere Eigenschaften auszeichnen als in den Normen gefordert. Sie führen dadurch zu erhöhten Bauteilsicherheiten der Konstruktionen.

## Beschreibung des QST-Verfahrens

Im QST-Verfahren wird die Temperaturführung mittels Wasser geregelt. Nach dem letzten Walzstich wird das Trägerprofil auf der ganzen Oberfläche abgeschreckt, wobei genügend Restwärme im Kern des Profils erhalten bleibt, um das Selbstanlassen zu bewirken. Bild 1 zeigt

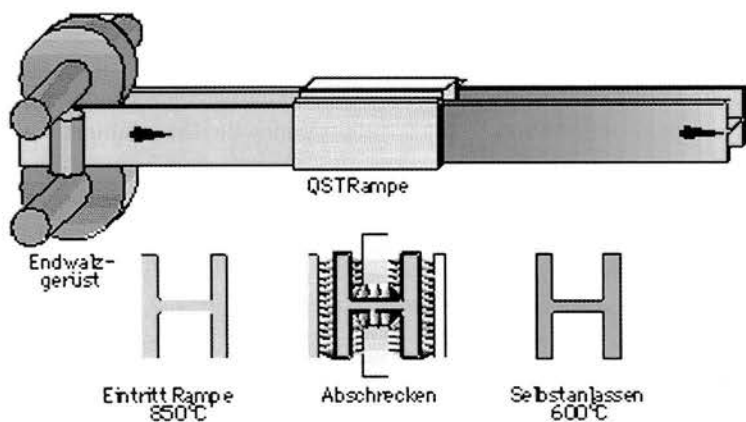


Bild 1: Prinzip des QST-Verfahrens (Quenching and Self-Tempering)

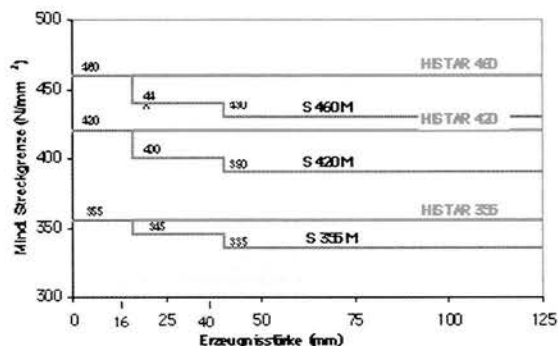


Bild 2: Streckgrenzenvergleich zwischen HISTAR- und Baustahlgütern nach EN 10113-3:1993



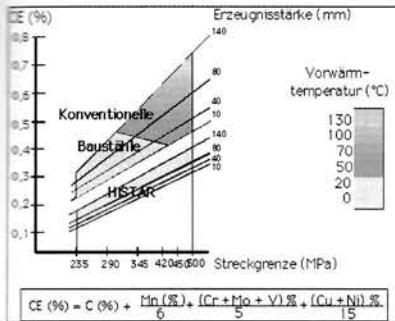


Bild 3: Schweißbarkeit von HSTAR- und konventionellen Baustahlgütern.

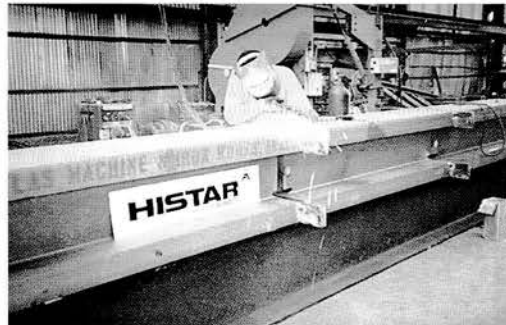


Bild 4: Stumpfstoss eines Profils HD 400 x 1086 kg/m in HISTAR 460 ohne Vorwärmen

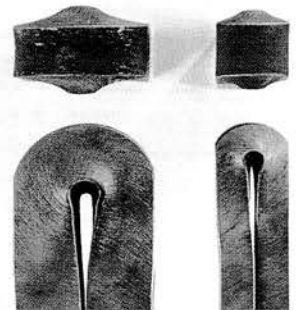


Bild 5: 180° Biegeversuch von HISTAR 460 – Proben

das Prinzip des QST-Verfahrens. Beim Eintritt in die QST-Rampe beträgt die Trägertemperatur ~850 °C. Nach dem Abschrecken liegt die Anlasstemperatur bei ~600 °C. Der industrielle QST-Prozess ist rechnergesteuert, wodurch eine stets gleich bleibende Qualität der Produkte gewährleistet ist.

**Eigenschaften der QST-Stähle**

Das QST-Verfahren verbessert die Streckgrenze und die Zähigkeit des Stahls erheblich. Die Schweißbarkeit und die Duktilität werden ihrerseits günstig durch das niedrige Kohlenstoffäquivalent der QST-Güten beeinflusst.

**Mechanische Eigenschaften**

Die nach dem QST-Verfahren hergestellten HISTAR-Güten weisen eine einheitliche minimale Streckgrenze über den gesamten Erzeugnisdickenbereich auf. Bild 2 zeigt den Vergleich der Streckgrenzen von HISTAR-Güten und klassischen Feinkornbaustählen (EN10115-3:1995). Die mechanischen Haupteigenschaften der

vergleichbaren QST-Stähle sind in der untenstehenden Tabelle ersichtlich.

**Schweißbarkeit**

Bild 3 zeigt den Zusammenhang der chemischen Zusammensetzung, der Streckgrenze und der Erzeugnisdicke für klassische und QST – behandelte Baustähle. In Europa liegt das Kohlenstoffäquivalent der HISTAR-Güten im Allgemeinen unter 0,40%. Im Bereich der üblichen Streckenenergien von 10-60 kJ/cm beim Schweißen und unter Voraussetzung der Verwendung von Elektroden mit niedrigem Wasserstoffgehalt ist ein Vorwärmen der Träger in HISTAR-Güten bei Raumtemperatur nicht erforderlich.

In den USA sind die im QST-Verfahren hergestellten Stahlgüten in der Norm ASTM A913 zusammengefasst und werden in der Schweißnorm ANSI/AWS D1.1:2000 als „schweißbar ohne Vorwärmen“ geführt. Voraussetzung hierfür ist die Verwendung von Elektroden mit einem Wasserstoffgehalt <8 ml/100g.

Bild 4 zeigt das Stumpfschweißen des Profils HD 400 x 1086 kg/m in HISTAR 460

durch das AWI (American Welding Institute). Dank der guten Schweißbarkeit des QST-Stahls konnten die benötigten 140 Lagen ohne Vorwärmen aufgebracht werden, wodurch insgesamt 4 Arbeitsstunden eingespart wurden.

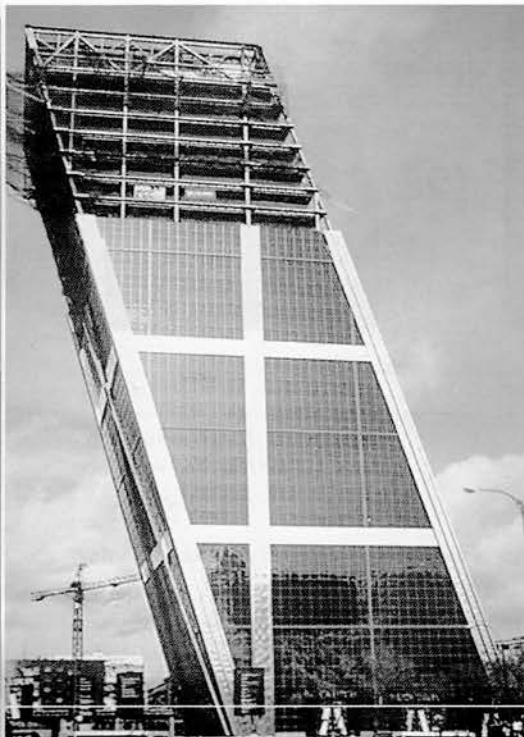
**Zähigkeit**

Klassische hochfeste Feinkornbaustähle erleiden in der Wärmeeinflusszone Einbussen insbesondere hinsichtlich der Zähigkeitseigenschaften. Demgegenüber ergeben sich bei QST-Stählen nach dem Schweißen bei üblichen Streckenenergien keine ungünstigen Härtebeeinflussungen.

In Europa werden die HISTAR-Güten üblicherweise mit Kerbschlagwerten von 47 J bei 0 °C geliefert. Strengere Anforderungen können auch erfüllt werden, z.B. schwere Stützenprofile HD 400 x 1086 kg/m in S460 mit Kerbschlagwerten von 27 J bei -50 °C! Vorteilhafte Anwendungsgebiete dieser Güten sind hochbelastete Strukturen in Erdbebengebieten und im Offshorebereich.

Aufgrund der Erfahrungen nach dem Northridge – Erdbeben (Kalifornien) werden zurzeit in den USA erhöhte Anforderungen an den Stahl bei seismischen Belastungen gestellt. Aus diesem Grunde wird jetzt bevorzugt QST-Stahl nach der ASTM A913 (Gr 65=HISTAR 460) eingesetzt. Allein diese Güte erlaubt die wirkungsvolle Ausführung des wirtschaftlichen Konzepts „starke Stütze – schwacher Träger“ für Tragwerke in Erdbebengebieten.

Güte	Mind. Streckgrenze R <sub>eH</sub>	Mind. Zugfestigkeit R <sub>m</sub>	Mind. Dehnung
	MPa	MPa	%
HISTAR 355	355	450	22
HISTAR 420	420	500	19
HISTAR 460	460	530	17



*Bild 6: Verwendung von HISTAR Güten im Hochhausbau (Madrid)*

### Duktilität

Bild 5 zeigt HISTAR 460-Proben nach dem Biegeversuch. Selbst bei einem Biegewinkel von 180° entstehen keine Risse, womit die hohe Duktilität der QST-Stähle unter Beweis gestellt ist. Ähnliche Biegeversuche an mit verschiedenen Streckenergien und ohne Vorwärmen geschweißten QST-Proben bestätigen das vorteilhafte Verhalten der Schweißverbindungen und des Grundmaterials.

### Wirtschaftlichkeit

Erhebliche Einsparungen können durch den Einsatz von Walzträgern in hochfesten QST-Gütern als Stützen, Biegeträger oder Zugglieder in Tragwerken erzielt werden. Folgende Punkte werden günstig beeinflusst:

- Gewicht des Tragwerks,
- Materialkosten,
- Fertigungskosten,
- Transport- und Montagekosten.

Größenordnungsmäßig ergibt sich durch die Verwendung der Güte HISTAR 460 mit einem Preisaufschlag von 5–10% gegenüber einem S355 und bei voller Ausnutzung des Festigkeitsvorteils von ~25% allein auf der Materialseite eine Einsparung von 15–20%. Eine noch höhere Wirt-



*Bild 7: Verwendung von HISTAR Güten in Fachwerken (Bank One Ball-Phoenix)*

schaftlichkeit wird beim Ersetzen eines S235 durch HISTAR 460 erzielt. Durch die dann zur Anwendung kommenden leichteren Walzträger fallen zusätzliche Einsparungen bei der Anarbeitung, beim Transport und der Montage an.

#### Wirtschaftliche Anwendungsgebiete

Der Einsatz von Walzprofilen in hochfesten Feinkornbaustählen im Hochhausbau ist weit verbreitet (Bild 6). Sie sind immer dann wirtschaftlich, wenn Verformungs- oder Vibrationskriterien für die Bemessung der Tragstruktur keine Rolle spielen. Bei Stützen in Hochhäusern z.B. sind dann Gewichtseinsparungen bis 45% im Vergleich zu Trägern in der Güte S235 möglich.

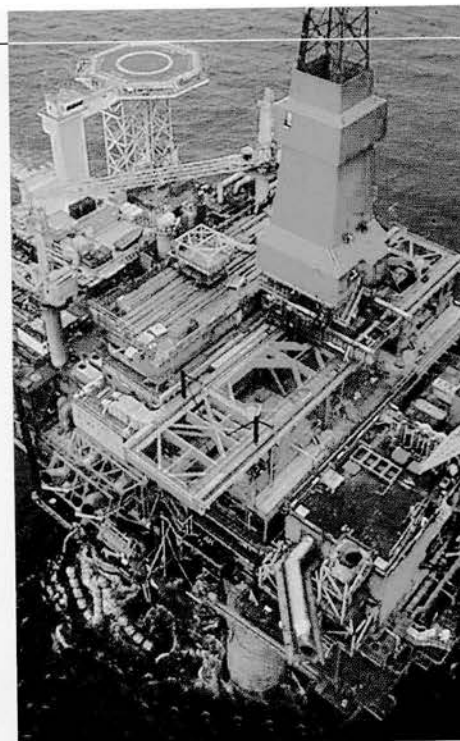
Die Ausführung von Fachwerken mit Trägern in der Güte HISTAR 460 ermöglicht heutzutage Spannweiten von 200 m und mehr (Bild 7), wobei anstelle der Verwendung der üblichen Baustahlgüten S355 oder S235 in der Regel substantielle Reduzierungen des Gewichts und demzufolge der Kosten der Tragstruktur erzielt werden. Die Größen dieser Einsparungen sind naturgemäß abhängig von der Spannweite und dem Eigengewicht des Fachwerks, sie betragen aber im allgemeinen über 15%. Eine Vergleichsberechnung am Beispiel der Fachwerkstruktur des Boeing Hangars in Seattle mit einer Spannweite von 198 m ergab unter Verwendung der QST-Güte A913 Gr65 (entspricht S460) anstelle von S355 eine Gewichtseinsparung von ~35%.

Die Schweißarbeiten erfolgten kostengünstig und zeitsparend ohne Vorwärmen der Träger unter Verwendung von Elektroden mit niedrigem Wasserstoffgehalt.

Dank ihrer guten Zähigkeits- und Festigkeitseigenschaften eignen sich die QST-Güten besonders in Erdbebengebieten. So sind sie die einzigen hochfesten Stähle mit einer Streckgrenze > 355 MPa, die an Amerikas Westküste beim Konzept „starke Stütze – schwacher Träger“ zur Anwendung kommen. Hierbei wird sichergestellt, dass sich nicht die für die Stabilität der Struktur wichtigen Stützen sondern die Träger im Erdbebenfall plastisch verformen.

Bild 8: Verwendung von HISTAR Gütern

im Offshore-Bereich



Auch im Offshorebereich finden Träger in QST-Güten vorteilhaft Anwendung (Bild 8). Hier werden wegen der kritischen Anwendung zusätzliche Anforderungen an das Material gestellt, insbesondere hinsichtlich der Festigkeits- und Kerbschlag-eigenschaften in Querrichtung.

Generell werden hochfeste QST-Feinkornbaustähle immer dann vorteilhaft eingesetzt, wenn das Vorwärmen von klassischen Güten erforderlich ist. Selbst bei gleichen Festigkeiten erlaubt die Verwendung von QST-Güten eine erhebliche Zeiteinsparung bei der Anarbeitung.

#### Zusammenfassung

QST-behandelte hochfeste Feinkornbaustähle gehören heute zum Stand der Technik. Sie weisen eine Kombination von Eigenschaften auf, die in klassischen Baustahlgüten unvereinbar sind:

- Streckgrenzen von 460 MPa für schwere Walzträger mit Flanschstärken bis 125 mm,

- Hohe Kerbschlagfestigkeiten und Duktilität,
- Ausgezeichnete Schweißbarkeit dank eines niedrigen Kohlenstoffäquivalents.

Hochbelastete Stützen, Träger und Fachwerke mit großen Spannweiten sowie Strukturen im Offshorebereich sind typische Anwendungsgebiete für die hochfesten QST-Güten. Spezifische Sicherheitskonzepte bei Anwendungen in Erdbebengebieten, wie das Prinzip „starke Stütze – schwacher Träger“, kommen erst durch den Einsatz der hochfesten QST behandelten Feinkornbaustähle voll zur Geltung.



## ■ Stahlverbundstützen der MCE VOEST für den FLORIDO TOWER in Wien

Dipl.-Ing. Herbert Bauer

MCE VOEST GmbH & Co  
Stahlhochbau  
Dipl.-Ing. Herbert BAUER

A-4031 Linz, Postfach 36  
Tel.: ++43/70/6987-75454  
Fax: ++43/70/6980-9455  
E-Mail: Herbert.Bauer@mcevoest.com  
Homepage: www.mcevoest.com



Bild 1:

Luftbild

Beim Florido Tower konnte die MCE VOEST, wie zuvor beim Millennium Tower und Ares Tower, die Vorzüge ihrer Verbundtechnologie wiederum erfolgreich unter Beweis stellen.

Der Einsatz von pyrotechnisch gesetzten, hochfesten Nägeln und Bolzen als Verbindungsmittel ermöglichte die Optimierung von Fertigung und Montage der Verbundstützen.

### 1. Einleitung

Im 21. Wiener Gemeindebezirk errichtet die PORR-Tochter „UBM“ auf dem Grundstück Floridsdorfer Hauptstraße 1 ein modernes Bürozentrum (Bild 1), bestehend aus einer 5-geschossigen Tiefgarage, dem 33-geschossigen Florido Tower und angrenzenden vier- und fünfgeschossigen Flachbauten. Der ellipsenförmige Grundriss des Florido Tower bietet eine Gesamtnutzfläche von 36.000 m<sup>2</sup>. Der Baubeginn erfolgte im November 1999, als Termin für die Gesamtfertigstellung ist der September 2001 vorgesehen.

Die beim Millennium Tower [1], [2] und beim Ares Tower [3] eingesetzte Verbundbautechnologie führte MCE VOEST zum Auftrag für die Planung, Lieferung und Montage der Stahlverbundstützen für den Florido Tower (Bild 2).

### 2. Verbundstützen

#### 2.1. Ausschreibungsentwurf

Die Ausschreibung sah für die 20 im ellipsenförmigen Grundriss angeordneten Verbundstützen Rundstahlkerne mit Durchmesser von  $d = 90$  mm bis  $d = 250$  mm vor.



Bild 2:

Florido Tower

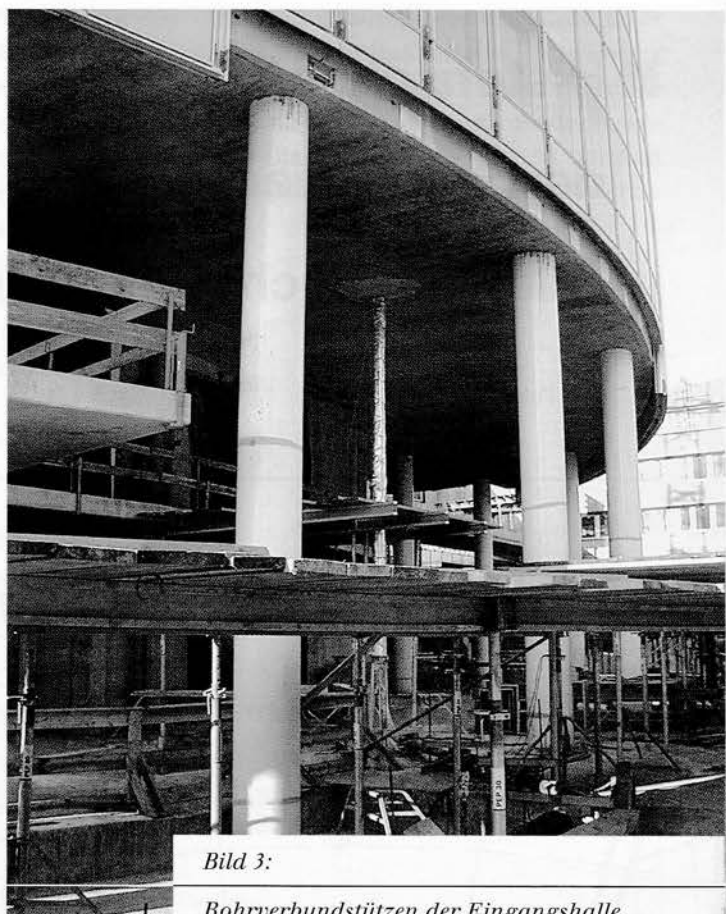


Bild 3:

Rohrverbundstützen der Eingangshalle

## 2.2. Variantenentwurf

Bei der ausgeführten Variante der MCE VOEST sind die Regelgeschößstützen als einbetonierte Walzprofile, die Stützen der Eingangshalle im Erdgeschoß als Rohrverbundstützen mit einem Walzprofil als Kern ausgebildet.

### 2.2.1 Rohrverbundstützen der Eingangshalle

Für diese Stützen mit charakteristischen Lasten von 14.000 kN und Knicklängen von 7,80 m wurde ein außenliegendes Stahlrohr  $d = 610$  mm mit einem Walzprofil als Kern gewählt (Bild 5).

Die Krafteinleitung in die Stahlrohre wird mit hochfesten Nägeln vom Typ XDSH52-P10 der Fa. Hilti sichergestellt.

Das Setzen der Nägel erfolgte pyrotechnisch auf der Baustelle. Die Krafteinleitung in die Walzprofilkerne wird durch Kopfbolzendübel bewältigt.

### 2.2.2 Einbetonierte Walzprofile

In den Regelgeschossen vom 2. OG bis 19. OG sind die Verbundstützen als einbetonierte Walzprofile ausgeführt. Bei Knicklängen von 3,35 m und charakteristischen Lasten von bis zu 12.800 kN konnten dabei die Stützenquerschnitte mit  $d = 55$  cm und  $d = 60$  cm realisiert werden.

Die Einstufung der Verbundstützen in die geforderte Feuerwiderstandsklasse R90 erfolgt für die einbetonierten Walzprofile gemäß ENV-1994-1-2.

Am Bau Beteiligte:

Bauherr: PORR-Tochter UBM gemeinsam mit der Bayernfonds

Entwurf: Architekturbüro Müller Hartburg, ZT GmbH

Projektleitung: Projektierungsbüro für Industrie-, Hoch- und Tiefbauten GmbH & Co Nfg. KG

Tragwerksplanung: Projektierungsbüro für Industrie-, Hoch- und Tiefbauten GmbH & Co Nfg. KG  
MCE VOEST für die Stahlverbundstützen  
PORR Projekt und Hochbau AG

Literatur:

- [1] Stahlbau 68 (1999) H. 8, S. 601-651
- [2] Stahlbau Rundschau Nr. 92, Ausgabe 8a-1999
- [3] Stahlbau Rundschau Nr. 93, Ausgabe 9/10-2000



## ■ Historisches Museum der Stadt Wien (Glasüberdachung des Innenhofes)

Ing. Peter Binder

MCE VOEST GmbH & Co  
Stahlhochbau  
Ing. Peter BINDER

A-4051 Linz, Postfach 56  
Tel.: ++43/70/6987-75995  
Fax: ++43/70/6980-9455  
E-Mail: Peter.Binder@mcevoest.com  
Homepage: www.mcevoest.com



Dies ist Österreichs erste Glaseindeckung, die auf einer Seiltragkonstruktion ruht.

Das architektonische Gesamtkonzept stammt von Prof. Manikas, die Idee zu dieser Art von Tragkonstruktion steuerte Prof. Ziesel bei.

Die Konstruktion zum Leben erweckt, d. h. ein funktionstüchtiges Montagekonzept erstellt und die Montagevorgänge persönlich überwacht, hat Prof. Ramberger von der TU Wien. Die Prüfstatik wurde von DI Ferro / ZT in Wien erstellt.

### Konstruktionsbeschreibung:

Das Dach über dem Innenhof des Historischen Museums der Stadt Wien überdeckt eine Fläche von etwa  $15 \times 27$  m und ist auf vier Stützen gelagert. Im Sinne einer größtmöglichen Transparenz und Minimierung der Tragwerke wurde eine vorwiegend zugbeanspruchte Konstruktion gewählt.

Zur Stabilisierung wurden zwei gegenseitig gekrümmte Zugelemente angeordnet, die durch dazwischenliegende Druckstäbe gegeneinander verspreizt sind. Der untere Bogen übernimmt die lotrechten Lasten (Eigengewicht, Nutzlasten, etc.), während der obere – wo sich auch die Glasebene befindet – die Windsogkräfte aufnimmt und unregelmäßige Belastungen gleichmäßig verteilt. Dieses System ist somit auch für wechselnde Lastangriffe ausgelegt und konnte darüber hinaus äußerst zart und durchsichtig dimensioniert werden.

Die auftretenden Zugreaktionen am Auflager werden durch je zwei in der Zug-

ebene liegende Fachwerkstrukturen aufgenommen, zu den beiden Endscheiben geführt und durch einen dort angeordneten Blechträger gegeneinander abgestützt. Damit erhalten die vier Stützen nur lotrechte Lasten.

Die Stabilität aller Druckstäbe wird durch eine zusätzliche Längsverspannung bzw. die eigentliche Dachebene gewährleistet. Für die Montage dieser hochsensiblen Konstruktion wurde von Prof. Ramberger / TU Wien eine bestechende Lösung entwickelt, welche es ermöglichte, die von Prof. Ziesel theoretisch berechnete Konstruktion auch praktikabel auszuführen. Zur Montage der gesamten Konstruktion waren ein Gerüst bzw. Unterstellungen

notwendig. Die Fachwerkträger wurden in der Werkstatt vollständig vorgefertigt – dort erfolgte auch die Abnahme – und danach auf der Baustelle vor Ort auf die vorbereiteten Auflager versetzt und mit den Endquerträgern verschweißt.

Die eigentliche Zugkonstruktion wurde durch Spannen der Seile vorgespannt. Als Material für die gesamte Tragkonstruktion wurde Edelstahl verwendet, die Oberflächen sind geschliffen und gebürstet.

Ein Brandschutznachweis für die gesamte Stahlbaukonstruktion für die geforderten 30 Minuten Branddauer wurde laut EUROCODE 4 – ÖNORM ENV 1994-1-2 erbracht. Ferner wurden von MCE VOEST

ein Aufzugsturm, bestehend aus einer Stahl-Tragkonstruktion mit Umwehrgang aus VSG 20 mm, sowie 2 Ausstiegspodeste im 1.+2. Obergeschoß und die dazugehörige Glasbrüstung aus VSG 20 mm mit Niro-Handläufen geliefert und montiert.

### MB integra Datenservice Ges.mbH – der österreichische Vertreter der Firma SCIA

SCIA (SCientific Application Group) ist ein internationaler Softwarehersteller mit Sitz in Belgien, Deutschland, den Niederlanden, Frankreich und der Tschechien. Weiterhin ist SCIA in Ungarn, Spanien, China, Thailand, . . . vertreten. Seit 1974 ist SCIA mit der Realisierung von CAD-CAM-CIM Lösungen für den Stahlbau und dem Massivbau beschäftigt: die Integration zwischen Entwurf, Statik, Konstruktion und Arbeitsvorbereitung steht an erster Stelle.

SCIA – Statiksoftwarebereich: ● ESA-Prima Win, Strukturanalyse inklusive FEM-Methoden

SCIA – Stahlbaulösungen: ● HyperSteel: CAD Lösung für den Stahlbau  
● Smart-CIM: automatisiertes Produktions- und Logistikmanagement für den Stahlbau

SCIA – Betonlösungen: ● SCIA-Allplot: Produktivität neu definiert – Das Beton CAD-System für Tragwerksplanung und Konstruktion  
● Floor: CAD/CAM Anwendung für Fertigteile Betonplatten  
● Lane & loadplanner: Logistik für den Fertigteile Betonbau

SCIA – ICT Lösungen: ● Smart\_Projekt: Projektmanagement via Internet

Service beginnt bereits vor dem ersten Kontakt!

MB integra Datenservice Ges.mbH.

Tel.: +43 1 743 32 32 - 11

Fax: +43 1 743 32 32 - 20

mailto: gernot.meixner@mbintegra.at



**Dipl.-Ing. Mag. Arnulf Ibler & Dipl.-Ing. Adolf Verderber**  
Staatlich befugte und beidete Zivilingenieure für Bauwesen

**Statisch-konstruktive Bearbeitungen - Ausschreibung und Bauaufsicht**  
**Beratung und Begutachtung - Schalltechnische Planungen**  
**Bauakustische Messungen**

**SIE KENNEN DAS ZIEL – WIR KENNEN DEN WEG**

A-9800 Spittal/Drau, Billrothstraße 8  
Telefon: 04762 / 2189  
Web: www.ibler-verderber.com

A-8042 Graz, St.-Peter-Hauptstraße 29c/1  
Tel.: 0316 / 462101, Fax: 0316 / 462101-16  
E-mail: ibler.verderber@aon.at



# Optimale Stahlauswahl hinsichtlich einer kostengünstigen und sicheren Fertigung im Brücken- und Druckrohrleitungsbau

R. Rauch, R. Schimböck, G. Tischler, R. Wödlinger

VOEST-ALPINE GROBBLECH GmbH

A-4020 Linz, Voest-Alpine Straße 3  
 Tel.: +43(0)732/6585-0  
 Fax: +43(0)732/6980-8852 bzw. 4358

## 1. Allgemeines

Die Verwendung von höherfesten Stählen zur Gewichtsreduktion von Konstruktionen und zur Schonung von Ressourcen gewinnt zunehmend an Bedeutung. Design, sowie sichere und kostengünstigste Fertigung sind für optimale Lösungen mitentscheidend. Durch den Einsatz von thermomechanisch gewalzten (TM) Stählen können beträchtliche Einsparungen erzielt werden. Ein Beispiel liefert das imposante Brückenbauprojekt über den Öresund zwischen Kopenhagen und Malmö, für das die Stahlsorte S 460M (TM-gewalzt) eingesetzt wurde. Eine Kostenreduktion von ca. 25 Mio. USD wurde dadurch erzielt. Auf Grund des relativ geringen Be-

kanntheitsgrades der TM-Stähle wird dieses Einsparungspotenzial jedoch noch immer zu wenig genutzt. Im Folgenden sollen daher anhand ausgewählter Beispiele aus den Bereichen Brücken- und Druckrohrleitungsbau die Vorteile dieser Werkstoffgeneration dargelegt werden.

## 2. Grundlagen

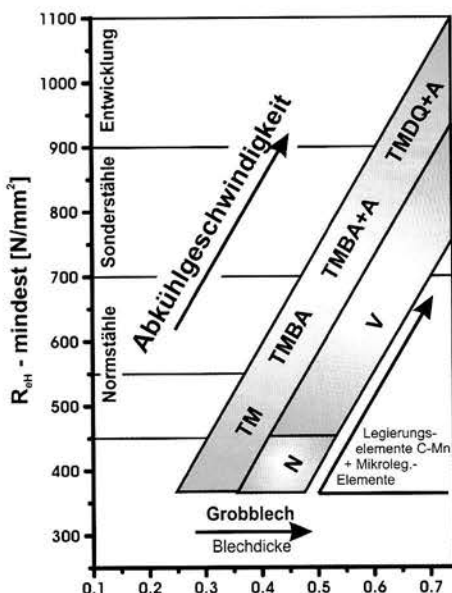
Die Wahl der chemischen Zusammensetzung unter Verwendung von Mikrolegierungselementen (vor allem Niob), die Reinheit der Stähle und der Einsatz einer gezielten Prozess- und Qualitätssteuerung (Walzwerk und Stahlwerk) sind Voraussetzungen, um die Eigenschaftsanforderungen für die thermomechanisch gewalzten Stähle zu erfüllen.

Verschiedene Mechanismen zur Festigkeitssteigerung können genutzt werden. Durch den TM-Prozess wird vor allem eine deutliche Kornfeinung erzielt, die zu einer beachtlichen Streckgrenzensteigerung führt. Dies bedeutet, dass bei gleich bleibender Streckgrenze niedrigere Legierungsgehalte (geringer C-Gehalt, ein abgesenktes Kohlenstoffäquivalent\*) CEV nach IIW oder CET nach SEW 088 eingestellt werden, was zu einer Verbesserung der Schweißbeignung führt (Abbildung 1).

Das Mikrogefüge der TM-Stähle zeichnet sich durch einen reduzierten Perlitanteil aus, wobei zunehmende Feinkörnigkeit die Kerbschlag-Übergangstemperatur deutlich absenkt, weshalb ein zähes Verhalten selbst bei tiefen Temperaturen gegeben ist [1].

Das Spannungs-Dehnungsverhalten der TM-Stähle im Zugversuch entspricht jenem normalisierter (N) bzw. vergüteter (Q) C-Mn-Stähle. Bis zu einer Streckgrenzenlage von ~500N/mm<sup>2</sup> ist die Streckgrenze ausgeprägt. E-Modul, Bruchdehnung und Arbeitsvermögen sind mit Stählen konventioneller Erzeugung (N, Q) vergleichbar. Wärmebehandlungen (Spannungsarmglühen oder Halbwarmumformen) bis zu etwa 580 °C bewirken selbst bei längerer Wärmeeinwirkung keine Einbuße an Zugfestigkeit und Streckgrenze. Eine Warmumformung bei höheren Temperaturen oder ein Normalglühen führt zu einer Verringerung dieser Werte [1-3].

\*) Das Kohlenstoffäquivalent ist ein Maß für die Schweißbarkeit von Stahl.



$$CEV = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr+Mo+V}{5} + \frac{Cu+Ni}{15}$$

- N normalgeglüht
- V wasservergütet
- TM thermomechanisch gewalzt
- BA beschleunigt abgekühlt
- DQ direkt abgeschreckt
- A angelassen

Abbildung 1:

Streckgrenze / Kohlenstoffäquivalent für verschiedene Herstellverfahren und Stahlsorten (schematisch)



Stahlsorte	Dicke [mm]	Kohlenstoffäquivalente			
		Produktion			Norm
		CETmittel	CEVmittel	CEVmax	CEVmax
S355N, NL	20	0,32	0,41	0,43	0,43
	60	0,32	0,41	0,43	0,43
	100	0,33	0,43	0,45	0,45
S355M, ML	25	0,23	0,33	0,35	0,39
	50	0,25	0,35	0,37	0,40
S460N	30	0,34	0,48	0,50	-
	100	0,37	0,54	0,56	-
S460NL	100	0,33	0,47	0,50	-
S460M	35	0,23	0,34	0,36	0,45
	50	0,26	0,41	0,44	0,46

$$CET = C + \frac{Mn + Mo}{10} + \frac{Cr + Cu}{20} + \frac{Ni}{40}$$

$$CEV = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15}$$

Tabelle 1:

Typische Werte für die Kohlenstoffäquivalente in Abhängigkeit von der Blechdicke

### 3. Anwendungen

#### 3.1 Brückenbau

Die Ausführung von Konstruktionen im Stahlbau allgemein und damit auch im Stahlbrückenbau unterliegt gesetzlichen Vorschriften, in denen die zu verwendenden Werkstoffe definiert sind, wobei national gesehen gewisse Unterschiede in den Anforderungen bestehen (z.B. ÖNORM B 4300 Teil 1 und DIN 18800). Die künftig in Europa dominierende Stahlbau-Norm wird der Eurocode 3 (unter Berücksichtigung des Annex D) sein. Dieser sieht Stahlsorten gemäß den Gütenormen EN 10113, EN 10025 und EN 10137 im Streckgrenzenbereich von 235 bis 460 N/mm<sup>2</sup> in verschiedenen Lieferzuständen (normalisierend gewalzt, normalgeglüht, thermomechanisch gewalzt oder vergütet) vor [4].

Typische Kohlenstoffäquivalente (Mittel- und Maximal-Werte) in Abhängigkeit der Dicke für hochfeste normalisierte (N)

und thermomechanisch (TM) gewalzte Stähle aus dem Lieferprogramm der VOEST-ALPINE GROBBLECH GmbH sind in Tabelle 1 enthalten. Für TM-Stähle sind die Kohlenstoffäquivalente nach IIW (CEV) und SEW 088 (CET) im Vergleich zu den konventionellen N-Stählen gleicher Streckgrenze deutlich (bis zu 0,1 Prozentpunkte) reduziert. Dies wird, wie bereits erwähnt, durch die Festigkeitserhöhung über Feinkornbildung beim Walzen erreicht, welche eine Verminderung des Kohlenstoffgehaltes und eine geringere Zugabe anderer mischkristallhärtender Elemente (z.B. Cr, Ni, Mo) ermöglicht.

#### Aufhärtung und Vorwärmung

Grund für die hervorragende Schweißleistung der TM-Stähle ist die verringerte Aufhärtungsneigung beim Schweißen in der Wärmeeinflusszone (WEZ) infolge des reduzierten Kohlenstoffäquivalentes (insbesondere des C-Gehaltes), welche

eine höhere Sicherheit gegen das Auftreten von Kaltrissen bedeutet. Die Aufhärtung in der WEZ von Einlagenauftragschweißungen liegt bei TM-Stählen (S355M u. S460M) für Schweißbedingungen bei E-Hand- und UP-Schweißung (charakterisiert durch die Abkühlzeit t<sub>8/5</sub> von 5–35 Sekunden) entsprechend Abbildung 2 unter 300 HV10, wogegen vergleichbare N-Stähle gleicher Streckgrenze vor allem bei kurzer Abkühlzeit (≤10 Sekunden) über 400 HV10 aufhärten. Dies wirkt sich vor allem auf die für Kaltrissfreiheit notwendige Vorwärmtemperatur zum Schweißen aus.

Da erfahrungsgemäß ab Härtewerten von 350 HV10 wasserstoffinduzierte Kaltrisse auftreten können, begrenzt die Norm für Schweißverfahrensprüfungen (EN 288-3) die zulässige maximale Härte für Schweißgut und WEZ mit 380 HV10 bei Einzelraupen (Stumpf- und Kehlnähten) bzw. 350 HV10 für mehrlagige Nähte ohne Wärmebehandlung. Dieses Kriterium ist bei den im Brückenbau zum überwiegenden Teil angewendeten Kehlnahtschweißungen im Bereich von Kreuzstoß-, Schottblech- und Hutsteifenverbindungen sowie Kopfbolzenschweißverbindungen mit Hubzündung bei dickeren normalgeglühten Blechen mit C-Äquivalenten über 0,46 selbst bei einer für Kaltrissfreiheit ausreichenden Vorwärmung auf 180 °C eine fast unerfüllbare Forderung (Abbildung 3 unten). Es sind daher bei der Bestellung Begrenzungen des C-Äquivalentes zu vereinbaren oder TM-Stähle zu verwenden, denen die Erfüllung

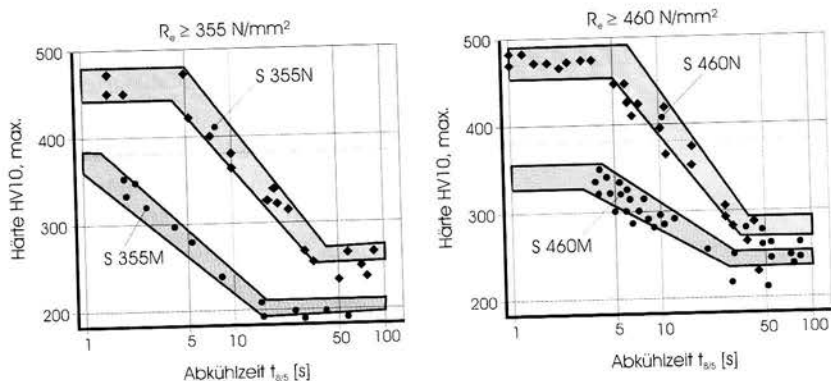


Abbildung 2: Maximale Aufhärtung in der WEZ von Einlagenauftragschweißungen

#### Kehlnähte:

MAG-Schweißung: EMK6/Corgon 18

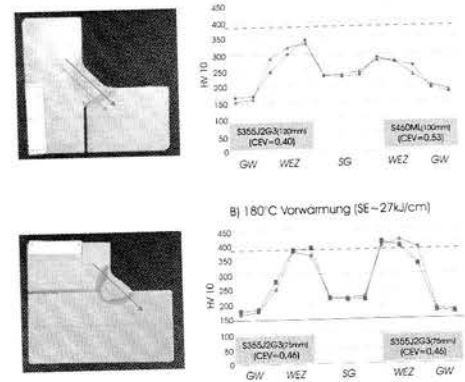


Abbildung 3: Einfluss des Kohlenstoffäquivalentes auf die Aufhärtung bei Kehlnähten

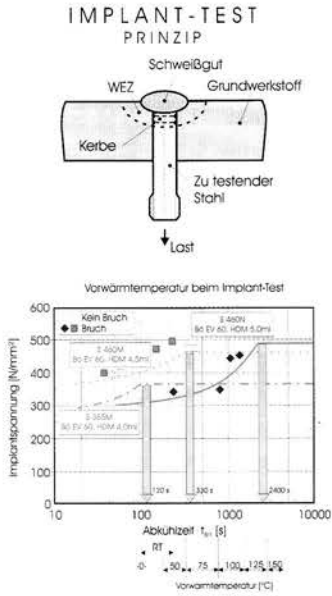


Abbildung 4:

Vorwärmtemperaturen für Kaltrissfreiheit im Implanttest

des Härtekriteriums bei abgesenkter Vorwärmung (Abbildung 3 oben) und auch ohne Vorwärmung keine Probleme bereitet (Abbildung 2).

Nach Ergebnissen von vergleichenden Implantversuchen an TM-Stählen und normalgeglühten Stählen sind für TM-Stähle die Vorwärmtemperaturen für Kaltrissfreiheit um etwa 80 °C niedriger anzusetzen (Abbildung 4). Daraus kann insbesondere bei dickeren Blechen ein beträchtliches Einsparungspotential abgeleitet werden (Energiekosten, Zeitersparnis) [3, 5, 6].

### Kerbschlagzähigkeit in der WEZ

Die Zähigkeit der WEZ hängt von der Art und der Korngröße des Mikrogefüges in der überhitzten Zone ab. Auf Grund des

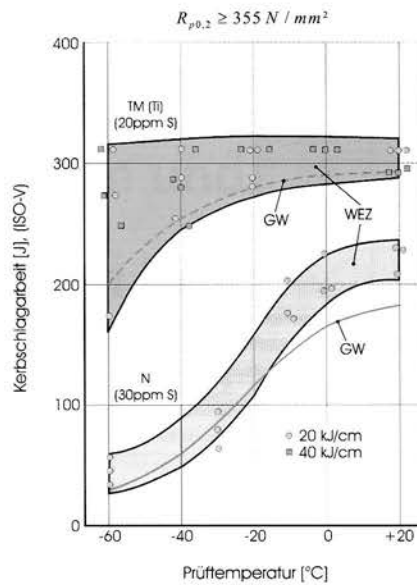


Abbildung 5:

Vergleich der Kerbschlagarbeit in der WEZ (TM- u. N-Stahl mit 355 N/mm² Streckgrenze)

geringeren Perlitanteiles im Mikrogefüge infolge des abgesenkten C-Gehaltes ist bei TM-Stählen die Menge an Martensitinseln im WEZ-Gefüge geringer als bei konventionellen Stählen. Deshalb können bei Schweißnähten ohne Vergütungslagentechnik (z.B. UP-Nähten mit hoher Wärmeeinbringung oder Lage/Gegenlagenähten) Zähigkeitswerte erreicht werden, die jenen des Grundwerkstoffes gleichkommen oder diese sogar übertreffen. Wie Abbildung 5 anhand eines Vergleiches von UP-Mehrlagenschweißungen an Stählen mit 355 N/mm² Mindeststreckgrenze zeigt, ist dies bei TM-Stählen nicht nur bei geringem Wärmeeinbringen (20 kJ/cm), sondern auch bei höherem (z.B. 40 kJ/cm) möglich. Bei normalgeglühtem, nicht mikrolegiertem Stahl

kann ein ähnliches Ergebnis nur durch Viellagenschweißung in Vergütungslagentechnik mit geringem Wärmeeinbringen erreicht werden.

### Flammrichten

Beim Flammrichten ist auf Grund der in Abbildung 6 dargestellten Unterschiede im Richttemperaturzyklus und nach der Definition im SEW 088 ein Richten mit Flammstrichen und Wärmekeilen zu unterscheiden.

Während bei Flammstrichen nur oberflächlich bis zu einer Tiefe von etwa 1/3 der Blechdicke zur Einebnung von Beulen oder zum Ausgleich von Winkelverzügen erwärmt wird, erfolgt die Erwärmung beim Richten mit Wärmekeilen (z.B. zur Beseitigung von Krümmungen in Trägern) durchgehend und führt wegen der deutlich langsameren Abkühlzeit  $t_{8/5}$  (~4-mal solange als bei Flammstrichen mit nachfolgender Luftabkühlung) zu einer stärkeren Werkstoffbeeinflussung in der WEZ, die sich in einem Festigkeitsabfall bei zu hohen Richttemperaturen äußert. Dieser entsteht durch einen Abbau der Versetzungsdichte bzw. durch die Verminderung der Aushärtungseffekte (Koagulation der Ausscheidungen). Umfangreiche Flammrichtversuche an TM-Stählen bei VOEST-ALPINE STAHL LINZ GmbH zeigten, dass keine unzulässigen Festigkeitseinbußen auftreten, wenn die in Abhängigkeit von Flammrichtvorgang (Wärmestrich/Wärmekeil), Streckgrenze des Werkstoffes und der Blechdicke festgelegten maximalen Richttemperaturen entsprechend Abbildung 7 eingehalten werden [7].

### 5.2 Rohrleitungsbau

Im Druckrohrleitungsbau kommen neben den bereits erwähnten Stahlsorten S355 und S460 auch höherfeste Stahlbleche zum Einsatz. Speziell im Hochdruckbereich geht der Trend zu vergüteten Stahlsorten mit 700 N/mm² Mindeststreckgrenze. Die Schweißbeignung dieser Stähle wird wiederum durch die Kaltrissanfälligkeit (Aushärtung und Vorwärmung) und die Eigenschaften der Schweißverbindung (Festigkeits- und Zähigkeitswerte) bestimmt. Die Werkstoffauswahl ist dabei für eine sichere und kostengünstige Ferti-

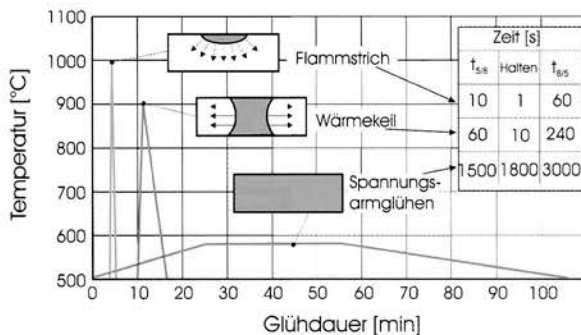


Abbildung 6: Temperaturzyklen verschiedener Richtvorgänge

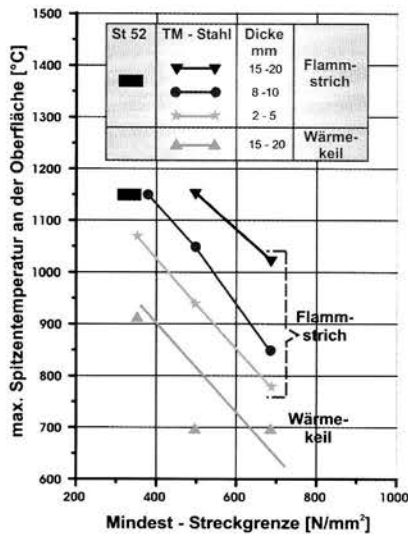


Abbildung 7: Obergrenzen für die Spitztemperatur beim Flammrichten

gung von entscheidender Bedeutung, da die normativen Festlegungen für hochfeste Stähle (z.B. EN 10137-2) bezüglich chemischer Zusammensetzung die Toleranzbereiche nicht ausreichend eingrenzen. Die möglichen Auswirkungen werden am Beispiel eines Schweißvergleiches zweier Vergütungsstähle, der im Zusammenhang mit dem Projekt DRL-Goldisthal durchgeführt wurde, erläutert.

Aus Tabelle 2 ist erkennbar, dass Werkstoff B eine konservative Legierungskonzeption auf C-Mn-Basis aufweist, die sich in einem höheren C-Äquivalent niederschlägt. Werkstoff A dagegen ist auf verbesserte Schweißbarkeit konzipiert und liegt im C-Äquivalent 0,1% tiefer (bedingt

durch reduzierten C- und erhöhten Ni-Gehalt). Seine Herstellung ist jedoch teuer. Zur Sicherstellung kaltrissfreier Schweißverbindungen allerdings reicht bei Werkstoff A, laut Berechnungen und Implantat-testergebnissen, eine Vorwärmung auf 120 °C ab etwa 20 mm Blechdicke aus, für Werkstoff B dagegen sind 180 °C gefordert. Das Härtekriterium von max. 420 HV10 lt. EN 288-3 ist im Falle des Werkstoff B bei 180 °C Vorwärmung nur unter Anwendung der Vergütungslagentechnik erfüllbar (Abbildung 8). Die Kosten für das Vorwärmen betragen ca. 20% der Kosten für die Schweißerstunden. Die verringerte Vorwärmtemperatur bei Werkstoff A bedeutet eine Reduktion der Vorwärmkosten um mehr als 50% [5, 5, 6]. Ein zusätzliches Problem ergibt sich daraus, dass artgleiche Schweißgüter für MAG- und UP- Schweißungen bei Vorwärm-/Zwischenlagentemperaturen von 180–200 °C die Festigkeitswerte des Grundwerkstoffes nicht mehr sicher erreichen.

4. Zusammenfassung

Die in den letzten Jahren anhand einiger Großprojekte (Rheinbrücke Ilverich, Eisenbahnumfahrung Melk, DRL Gerlos, etc.) gesammelten Erfahrungen zeigen, dass durch den Einsatz von mikrolegierten TM-Stählen die Gesamtkosten trotz aufwändigerer Prozessführung beim Walzen auf Grund der günstigeren Verarbeitungseigenschaften deutlich gesenkt werden können. In Hinblick auf den zuneh-

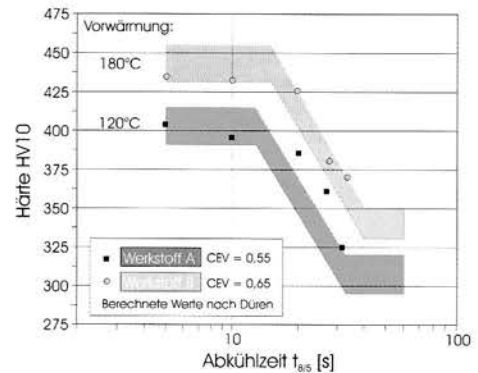


Abbildung 8: Maximale Aufhärtung in der WEZ von S 690Q in Abhängigkeit vom Kohlenstoffäquivalent

menden Konkurrenzdruck durch ausländische Mitbewerber empfiehlt es sich, die Vorteile der TM-Stähle zu nutzen.

Literatur:

- 1 G. Aigmüller, F. Wallner: TM-Behandlung mikrolegierter Baustähle, BHM 133. Jg. (1988), Heft 1, S 42–50
- 2 F. Wallner, R. Schimböck, R. Rauch: Verbesserte und neue TM-Stähle für geschweißte Konstruktionen, Vortrag, Int. technology conference, Bratislava 1997
- 3 R. Hubo, F. Hanus: Thermomechanisch gewalzte Grobbleche für den Stahlbau, Schweiß- u. Prüftechnik 7/96, S 112–116.
- 4 R. Schimböck, R. Rauch, D. Geyer, R. Wödlinger: Moderne Feinkornbaustähle für Stahlkonstruktionen, Vortrag, Steel Structures and Bridges 97, 18. Czech-Slovak Intern. Conference, Brno 97
- 5 G. Auberger, P. Klug, R. Rauch: Erfahrungen mit dem WIG-Heißdrahtverfahren zur Baustellenschweißung einer Druckrohrleitung aus hochfestem Feinkornbaustahl, Sonder tagungsband DVS 211, 02/2001, München S. 33–39.
- 6 G. Auberger, H. Friedl, P. Klug, R. Rauch, E. Zimmerl: Einführung leistungsfähiger Schweißtechnologien bei der Montage von Druckrohrleitungen aus hochfesten Feinkornbaustählen, Schweiß- und Prüftechnik 05/2001, S. 38–41.
- 7 H. Ornig, R. Rauch, A. Holzinger: Flammrichten von TM-Stählen mit Streckgrenzen von 355 bis 690 N/mm<sup>2</sup>, Schweißtechnik 9.93, S. 135–139, 10.93 S. 150–156, 11.93 S. 174–175.

Chemische Zusammensetzung:

	Massenanteile in %										
	C	Si	Mn	P	S	Al	Mo	Ni	Cr	CEV	CET
EN 10137-2 max.	0,20	0,80	1,70	0,025	0,015	-	0,70	2,00	1,50		
WERKSTOFF A*)	0,13	0,34	0,83	0,010	0,002	0,055	0,42	1,08	0,38	0,550	0,330
WERKSTOFF B*)	0,16	0,28	1,44	0,009	0,001	0,078	0,36	0,28	0,78	0,654	0,388

\*)...+Vanadium, Bor

Mechanische Eigenschaften:

	R <sub>0,2t</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	R <sub>m</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	A <sub>5</sub> [%]	A <sub>v</sub> [J]
EN 10137-2	690	770 - 940	14,0	27
WERKSTOFF A	790	841	15,1	226 (-20°C)
WERKSTOFF B	791	861	19,2	144 (-20°C)

Tabelle 2: Vergleich von Vergütungsstählen mit 690 N/mm<sup>2</sup> Streckgrenze

unterschiedlicher chemischer Zusammensetzung



## ■ 900 m<sup>2</sup> Halle pro Tag: Briefzentrum Ost

Dipl.-Ing. Dr. Walter Siokola (Zeman & Co GmbH)

**Bauherr:**  
Post & Co Vermietungs OEG

**Planung & Projektmanagement:**  
Post Immobilien

**Statik:**  
DI Tatzber

**Generalunternehmer:**  
ARGE Schubrig-Steiner

**Ausführung Stahlbau:**  
Zeman & Co GmbH, Wien

**Holz-Elementdach:**  
Glöckel GmbH

### Allgemeines:

Die Post errichtet in Wien Inzersdorf ein neues Briefsortier- und Verteilzentrum. Auf einer Hallenfläche von ca. 50.000 m<sup>2</sup> sollen nach Fertigstellung 1,5 Mrd. Stück Briefe, Postkarten und Info-Mails pro Jahr für den Großraum Wien sortiert werden. Das Gesamt-Investitionsvolumen beträgt 1,4 Mrd. ATS.

Das neue Briefzentrum besteht aus der eigentlichen Sortierhalle mit einer Hallenfläche von ca. 50.000 m<sup>2</sup>, einem viergeschossigen Bürotrakt und einer Bahnverladerampe mit ca. 3.500 m<sup>2</sup> gedeckter Fläche.

### Zeman & Co GmbH

A-1120 Wien,  
Schönbrunner Straße 213–215  
Tel.: +43(0)1/814 14-0  
Fax: +43(0)1/812 27 15  
E-Mail: info@zeco.at  
Homepage: www.zeman-stahl.com

Der Stützenraster der Halle wurde im Hinblick auf die maschinellen Anlagen mit 15 × 30 m relativ groß festgelegt. Die lichte Höhe der Halle war mit 6,2 m vorgegeben.

### Konstruktives Konzept:

Die Stützen wurden in Beton-Fertigteilbauweise gewählt, da die – gegenüber Stahlstützen – größeren Abmessungen und die damit verbundene größere horizontale Steifigkeit eine Konzeption ohne die Nutzung behindernde Wandverbände erlauben. Außerdem konnte damit ohne Schwierigkeiten den Brandschutzvorschriften Genüge getan werden.

Für das Dachtragwerk wurde eine Stahl-Fachwerklösung, bestehend aus Unterzügen mit einer Spannweite von 15 m und quer dazu angeordneten Fachwerkträgern mit einer Spannweite von 30 m im Abstand von 5 m gewählt. Mit den im Abstand von 5 m angeordneten Druckprofilen zur Stabilisierung der Fachwerkobergurte wird gleichzeitig ein Raster von 5 × 5 m für das Anbringen diverser Installationen an der Dachunterseite erzeugt. Neben der Haustechnik, einschließlich Sprinkleranlage, waren im Konstruktionsentwurf Anhängelasten von 1,0 bis 3,0 kN/m<sup>2</sup> für die „Posttechnik“ zu berücksichtigen. Im Hinblick auf die große Spannweite und die Erfordernisse der nachträg-



Abb. 1:

Innenansicht

Abb. 2:

Gesamtansicht



lichen Installationen (mit möglichen späteren Änderungen) erwies sich die Stahl-lösung von großem Vorteil. Wegen der vorhandenen Sprinkleranlage, die für den Schutz der maschinellen Anlagen und des Sortiergutes ohnehin sinnvoll und notwendig ist, konnte bei der Stahltragkonstruktion mit einem Brandschutz durch einen F30-Anstrich das Auslangen gefunden werden. Unter Berücksichtigung, dass der Brandschutzanstrich auch für den Korrosionsschutz angerechnet werden kann, ergab sich nur ein relativ geringer Mehraufwand für den Brandschutz der Stahltragkonstruktion.

Da ursprünglich von einer Errichtung der Halle in den Wintermonaten ausgegangen wurde, entschied sich der Planer für einen Dachaufbau aus vorgefertigten Dachelementen. Diese Holz-Dachelemente werden komplett mit endbeschichteter Untersichtverschalung, Wärmedämmung, Dampfsperre und Dachabdichtung im Werk in Elementgrößen von  $5 \times 15$  bzw.  $15 \text{ m}$  (halbe Spannweite abzüglich Breite des Firstlichtbandes) hergestellt. Auf der Baustelle müssen nur noch die Dachabdichtungsfolien im Elementstoß verschweißt werden. Dieser Dachaufbau ist zwar gegenüber einem herkömmlichen Warmdachaufbau auf Trapezblechen etwas teurer, erwies sich aber (auch wenn die tatsächliche Ausführung letztlich in den Sommer fiel) im Hinblick auf den damit erzielbaren Baufortschritt als durchaus sinnvoll.

#### Baublauf:

Die Besonderheit dieses Bauvorhabens war die Errichtungsgeschwindigkeit von ca.  $900 \text{ m}^2$  überdachter Hallenfläche pro Arbeitstag. Dies wurde nur durch das optimale und vorbildliche Zusammenwirken der verschiedenen Gewerke – Beton-Fertigteilstützen, Stahldachtragwerk und Holz-Element-Fertigdach – sowie einer entsprechend abgestimmten Logistik möglich. Vorab wurden die Köcherfunda-

mente und die Beton-Fertigteilstützen versetzt. Danach erfolgte die Montage der Stahl-Dachkonstruktion und das Versetzen der Dachelemente in einem Arbeitstakt von 2 Rasterfeldern ( $2 \times 15 \times 50 \text{ m}$ ) pro Arbeitstag.

Begonnen wurde die Stahlmontage von der Mitte der Halle aus mit zunächst 2 Rasterfeldern. Die Unterzüge wurden in  $15 \text{ m}$  Länge in einem Stück angeliefert. Die  $50 \text{ m}$ -Binder wurden in jeweils zwei Teilen angeliefert und nach dem Zusammenschrauben am Boden in einem Stück versetzt. Die gesamte Konzeption des Dachtragwerks war auf den Montagetak abgestimmt und so ausgelegt, dass jedes  $15 \times 50 \text{ m}$ -Feld für sich allein in allen Bauphasen ohne Hilfsmaßnahmen stabil und standfest war.

Am nächsten Tag wurden die Dachelemente auf diese fertig montierten Felder von Süden her eingehoben. Gleichzeitig konnte die Stahlkonstruktion der nordseitig angrenzenden 2 Rasterfelder ohne Beeinträchtigung durch das Versetzen der Dachelemente montiert werden. Am darauf folgenden Tag wechselte die Stahlmontage auf die Südseite und das Versetzen der Dachelemente auf die Nordseite. Nachfolgend erfolgte das Aufbringen des Brandschutzanstriches in den bereits fertig überdachten Hallenfeldern, wobei auch dabei ein Arbeitstakt von etwa zwei

Hallenfeldern pro Arbeitstag eingehalten werden musste.

Nach diesem Konzept konnte die gesamte Dachkonstruktion von ca.  $50.000 \text{ m}^2$  in einer Bauzeit von ca. 8 Wochen komplett, einschließlich dichter Dachhaut, hergestellt werden.

Es versteht sich von selbst, dass bei einem derart optimierten und komprimierten Bauablauf der Transportlogistik größte Bedeutung zukam. Von Seiten des Stahlbaus wurden täglich im Durchschnitt ca. 55 Tonnen Konstruktion verbaut. Die Anlieferung erfolgte teils mit der Bahn, teils mit dem Lkw. Eine nahezu komplette Anlieferung mit der Bahn, wie ursprünglich geplant, wurde letztlich wegen des Terminrisikos bei der Anlieferung, das die Bahn nicht übernehmen konnte, verworfen. Die Anlieferung der  $5 \times 15$  bzw.  $15 \text{ m}$  großen Dachelemente erfolgte, jeweils 5 Stück übereinander gestapelt, mit Sondertransporten per Lkw.

Abschließend möchten wir uns bei allen am Planungs- und Projektablauf Beteiligten bedanken, denn ohne das gute und aufeinander abgestimmte Zusammenwirken von Planung, Statik, Baumanagement, Generalunternehmer, Beton-Fertigteilmfirma, Stahlbau-, Holzbau- und nicht zuletzt die Transportunternehmen wäre ein derartig optimierter Bauablauf nicht möglich gewesen.