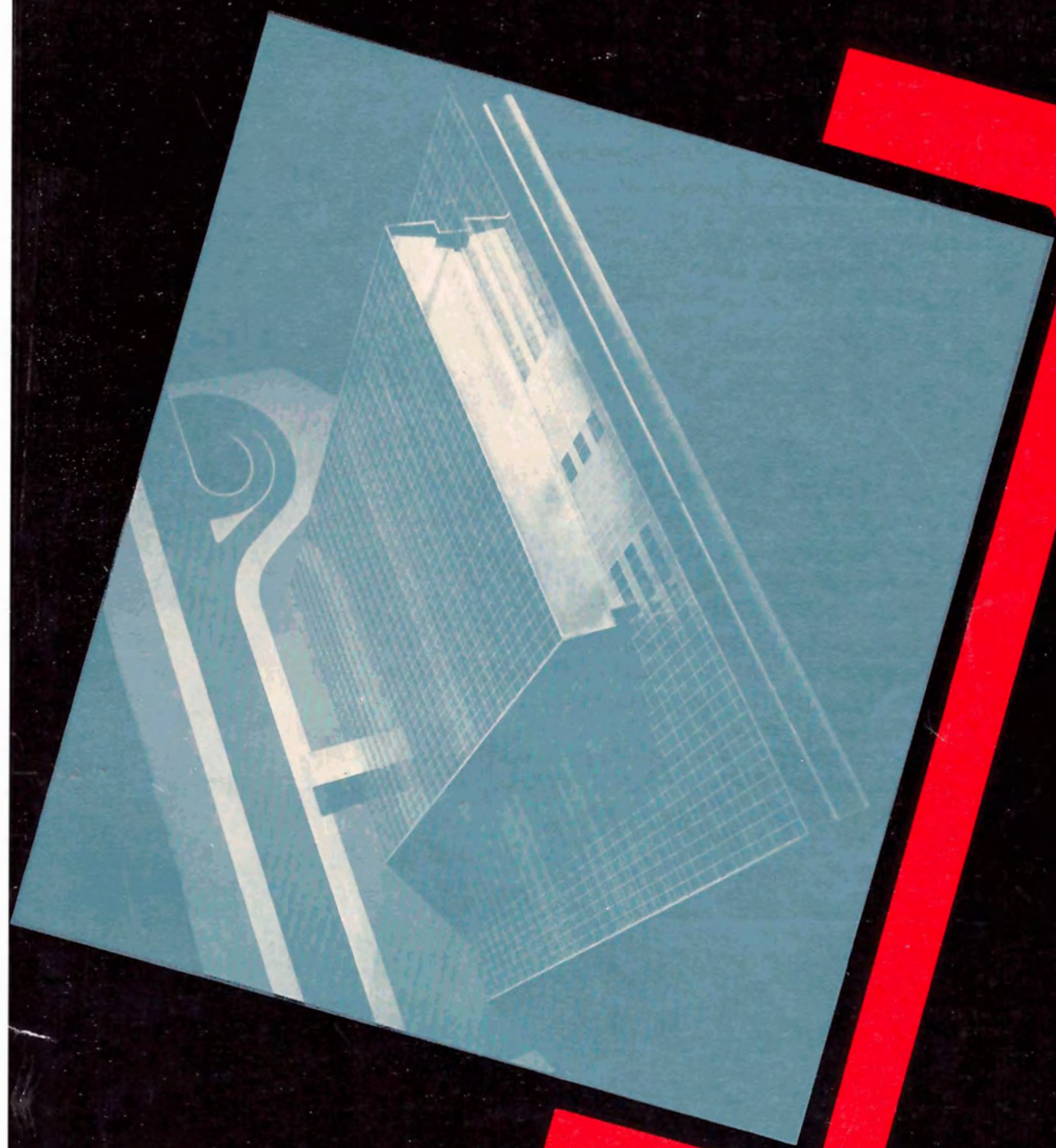


ZEITSCHRIFT DES ÖSTERREICHISCHEN STAHLBAUVEREINES



Stahlbau
Rundschau

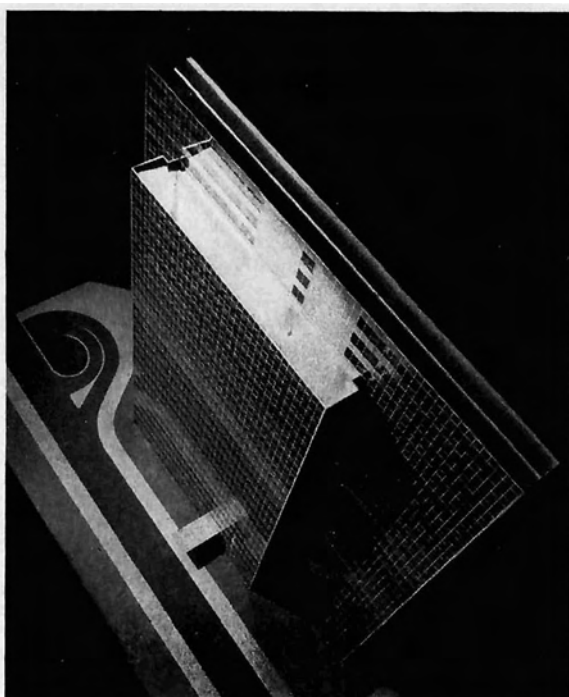
SONDERHEFT
ÖSTERREICHISCHE
STAHLBAUTAGUNG 195
VELDEN

Inhalt

Das Stahlskelett im heutigen amerikanischen und deutschen Hochhausbau (Dipl.-Ing. Petschnigg) . . .	Seite 3
Neuere statische und konstruktive Gesichtspunkte im Stahlhochbau (Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Beer) . . .	Seite 11
Architektur in Stahl — 1958 (Dipl.-Ing. Dr. techn. Schwanzer)	Seite 33
Über den Stahlhochbau in der Hüttenindustrie (Dipl.-Ing. Dr. techn. Schön)	Seite 38
Zweckmäßige Bauarten bei Errichtung von Industrieanlagen — Erläutert an Hand von 50 Lichtbildern — (Dipl.-Ing. Grohs)	Seite 47
Stahlbauprobleme in modernen kalorischen Kraftwerken (Dipl.-Ing. Heitzer)	Seite 51
Der Beitrag der Stahlbauindustrie zur friedlichen Verwertung der Atomenergie. (T. C. Waters, M. I. Struct. E., Chief Struct. Engineer)	Seite 58
Die Stahlkonstruktionen der Wiener Stadthalle und die Bedeutung des Stahlbaues für die moderne Architektur (Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Rainer)	Seite 75
Wärmeschutz im Stahlhochbau (Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Bruckmayer)	Seite 79
Diskussion	Seite 97
Kurzauszüge (englisch)	Seite 99

Contents

The Steel Skeleton in the modern American and German multi-storey buildings (Dipl.-Ing. Petschnigg) . . .	Page 3
New statical and constructive developments in steel superstructures (Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Beer) . . .	Page 11
Architecture in Steel — 1958 (Dipl.-Ing. Dr. techn. Schwanzer)	Page 33
Steel superstructures in the Steel and Iron Industry (Dipl.-Ing. Dr. techn. Schön)	Page 38
Practical Steel Structures for Industrial Plants (Dipl.-Ing. Grohs)	Page 47
Problems of structural engineering in constructing modern calorific power stations (Dipl.-Ing. Heitzer) . . .	Page 51
Contribution by the Steel Fabricating Industry for pieceful exploitation of atomic power (T. C. Waters, M. I. Struct. E., Chief Struct. Engineer)	Page 58
Steel constructions of the Stadthalle, Vienna, and the importance of structural steel engineering for the modern architecture (Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Rainer)	Page 75
Thermic insulation for steel superstructures (Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Bruckmayer)	Page 79
Extracts (English)	Page 99



Phoenix-Rheinrohr-Hochhaus, Modellaufnahme

Stahlbau

Kundschaun

Zeitschrift des Österreichischen Stahlbauvereines

SONDERHEFT: ÖSTERREICHISCHE STAHLBAUTAGUNG 1957

Zur Eröffnung der Österreichischen Stahlbautagung 1957 in Velden

Dipl.-Ing. Paul Götz, Präsident des Österreichischen Stahlbauvereines

Meine Damen und Herren!

Der Österreichische Stahlbauverein hat Sie zu seiner Stahlbautagung 1957 eingeladen und ich habe die Ehre, diese Tagung nunmehr zu eröffnen.

Ich begrüße Sie alle, die Sie unserer Einladung gefolgt sind, auf das herzlichste und möchte darauf verzichten, einzelne Namen besonders hervorzuheben. Wir freuen uns, daß auch diesmal wieder so viele Gäste aus dem Ausland an der Veranstaltung teilnehmen und hoffen, daß Sie sich alle in unserer Mitte recht wohl fühlen mögen.

Ich darf die Vertreter folgender Länder hier begrüßen, und zwar aus

Belgien, Dänemark, Deutschland, England, Frankreich, Holland, Italien, Jugoslawien, Luxemburg, Schweden und der Schweiz.

Eine größere Anzahl ausländischer Organisationen ist durch Sie vertreten, wie

die Britische Botschaft in Wien,
The British Constructional Steelwork Association, London,
Le Centre Belgo Luxembourgeois d'information de l'acier, Brüssel,
La Chambre syndicale des entrepreneurs de constructions métalliques de France, Paris,
der Deutsche Stahlbauverband, Köln,
der Schweizer Stahlbauverband, Zürich,
die Beratungsstelle für Stahlverwendung in Düsseldorf,
das Ufficio Italiano sviluppo applicazioni acciaio, Milano.

Außerdem können wir die Vertreter verschiedener österreichischer Verbände hier begrüßen, und zwar des Österreichischen Ingenieur- und Architektenvereines,
Österreichischen Betonvereines,
Ingenieurvereines der Hütte Linz der VOEST, der Österreichischen Studiengesellschaft für Atomenergie,
des technisch-wissenschaftlichen Vereines „Eisenhütte Österreich“.

Unsere Veranstaltung gewinnt auch noch dadurch an Bedeutung, daß die Vertreter einer größeren Anzahl Technischer Hochschulen hier anwesend sind, und zwar der Technischen Hochschulen:

Braunschweig, Darmstadt, Dresden, Graz, Hannover, Karlsruhe, Laibach, Leoben, Magdeburg, Milano, Wien.

Außerdem sind zahlreiche Vertreter der Bundesgewerbeschulen hier anwesend.

Hiedurch erscheint ein hervorragender Zweck solcher Tagungen erfüllt, nämlich der, über Landesgrenzen hinweg auch auf technischem Gebiet den so notwendigen engen Kontakt zu pflegen.

Eine besondere Ehre ist es für uns, auch zahlreiche Behördenvertreter unter uns zu wissen, wie

des Bundesministeriums für Handel und Wiederaufbau,
des Bundesministeriums für Unterricht,
des Bundesministeriums für Verkehr und Elektrizitätswirtschaft,

der Generaldirektion der Österreichischen Bundesbahnen,
der Bundesbahndirektionen,
der Industrie- und Bergbauverwaltungsgesellschaft,
der Landesregierungen,
verschiedener Landes- und Stadtbauämter und
des Magistrates der Stadt Wien.

Und schließlich möchte ich ganz besonders die Herren Vortragenden begrüßen, denn auf ihren Schultern liegt die ganze Last dieser Tagung.

Das Tagungsprogramm wurde Ihnen mit den Einladungen zugesandt und ist daher im großen und ganzen bekannt. Es gliedert sich, soweit auf den ersten Blick zu entnehmen ist, im wesentlichen in zwei Teile, nämlich in einen, ich möchte sagen „klassischen“ Teil, der den Stahlhochbau behandelt und in einen zweiten Teil, der uns auf ein gänzlich neues Gebiet führt, und zwar auf den Anteil des Stahlbaues bei der friedlichen Nutzung der Atomenergie, über den ein Gast aus England, Mr. T. C. Waters, sprechen wird. Doch gibt es noch einen

dritten Teil im Tagungsprogramm: einen Programmpunkt, der nicht gesondert angekündigt wurde, obwohl ich ihm eine sehr große Bedeutung beimessen möchte. Es ist dies unsere herrliche Natur. Wir haben bewußt auch diesmal wieder den Tagungsort an ein Zentrum unserer heimatlichen Naturschönheiten verlegt, um uns daran zu erinnern, daß all unser technisches Streben stets von dem Gedanken be-seelt sein sollte, diese uns geschenkten Werte zu erhalten und uns ihrer würdig zu erweisen.

Bei dieser Tagung kommen drei Architekten zu Worte. Persönlichkeiten also, die es sich zur Aufgabe gestellt haben, unseren Bauwerken Form und Antlitz zu verleihen und sie so zu gestalten, daß sie sich harmonisch in unsere Landschaft und unser Stadtbild fügen. Vor allem soll dabei bewiesen werden, wie besonders gut sich hierzu der Werkstoff „Stahl“ eignet und welche vielfältigen Möglichkeiten er zur Formgebung bietet.

So bin ich mit meiner Einleitung am Schluß angelangt und möchte Herrn Architekt P e t s c h n i g bitten, das Wort zu ergreifen.

Redaktionelle Hinweise:

Bei der Österreichischen Stahlbautagung 1957 in Velden wurde von den Vortragenden im Rahmen ihrer Referate eine große Zahl von Lichtbildern gezeigt. Aus technischen Gründen ist es leider nicht möglich, alle diese Bilder zu veröffentlichen, weshalb eine entsprechende Auswahl getroffen werden mußte.

Alle im Text in eckigen Klammern stehenden Ziffern [1] beziehen sich auf die am Ende des Referates angeführten Schrifttumsangaben.

Das Stahlskelett im heutigen amerikanischen und deutschen Hochhausbau

Von Architekt B. D. A. Dipl.-Ing. Hubert Petschnigg, Düsseldorf

Warum kam es zum Bau von Hochhäusern?

Die Halbinsellage New Yorks und die dadurch begrenzte Ausdehnungsmöglichkeit der Stadt waren der beste Nährboden für das ständige Emporwachsen von Hochhäusern. In Zusammenhang damit standen die zusehends steigenden Grundstückspreise. Es war unmöglich, große, zusammenhängende Grundstücke zu erwerben. So fanden die bedeutenden Gesellschaften die beste Möglichkeit zur konzentrierten Unterbringung ihres ganzen Verwaltungsapparates im „Wolkenkratzer“.

Die Voraussetzung zur Schaffung von Hochhäusern war das Vorhandensein einer fortschrittlichen Bauindustrie. Diese führte zur Standardisierung von Bauelementen unter Bewältigung der technischen Ausrüstung, wie

der Aufzüge, Klimaanlage, der Stark- und Schwachstrominstallation.

Die Grundlage für diese Bestrebungen bildete die Skelettbauweise. Auf meiner Studienreise im vergangenen Jahr nach USA, dem klassischen Land der Hochhäuser, konnte ich die Feststellung machen, daß die besichtigten Hochhäuser durchwegs in Stahlskelett errichtet waren. Dagegen dominiert in Mittel- und Südamerika und auch in Europa der Stahlbetonbau. Dies ist auf die billigeren Arbeitskräfte und auf die höheren Stahlpreise zurückzuführen. Damit ist bereits zum Ausdruck gebracht, daß Material- und Lohnanteil ausschlaggebende Faktoren für die Wahl der Bauweise sind.

Das Stahlskelett ist das Ergebnis einer rationellen Auswertung neuzeitlicher Bau-

Bild 1: Blick auf die Wolkenkratzer von New York

Fig. 1: View towards the sky scrapers of New York





Bild 2: Beispiel für das stufenweise Rückspringen der Geschosse in einer Straße von New York

Fig. 2: Example of the gradual set-back of stories in a street of New York

methoden, deren Wirtschaftlichkeit vor allem in der großen Beschleunigung einer einheitlichen Bauabwicklung liegt. Die rasche Montierbarkeit des Stahlskeletts gewährleistet den gleichzeitigen Beginn des Ausbaues in verschiedenen Geschossen unter Verwendung vorgefertigter Bauteile. Die Tatsache, daß trotz höherer Baukosten noch ständig Hochhäuser auf der ganzen Erde gebaut werden, beweist, daß sie sich neben der Repräsentation bewähren und wirtschaftlich tragbar sind.

Das Hochhaus bietet gegenüber dem Flachbau Vorteile, die sich aus der inneren Organisation ergeben. Die Büros in den übereinander liegenden Stockwerken werden durch Aufzüge viel rascher und bequemer miteinander verbunden als bisher bei den zeitraubenden Flurwanderungen der Flachbauten. Die beängstigenden Flurlabyrinth vieler Amtsgebäude sind ja heute noch bedrückende Wirklichkeit.

Durch die Möglichkeit der restlosen Bebauung entstanden bis zum ersten Weltkrieg die berühmten Straßenschluchten, die vom Lärm und schlechten Geruch der steigenden

Motorisierung erfüllt waren. Es bestand keinerlei Rücksichtnahme und Bindung zum Nachbarn.

Nach Erlass einer Bauordnung in den Zwanzigerjahren mußte dann die Vorderfront zwecks Aufhellung der tiefen und dunklen Straßenschluchten von einer gewissen Höhe ab treppenförmig zurückspringen. Noch an ganz neuen, im Bau befindlichen Hochhäusern sieht man diese Entwicklung.

Zu Beginn der Dreißigerjahre war die Erbauung des Rockefeller-Centers eine große Pioniertat. Es wurde nur ein Teil der Grundstücksfläche in Anspruch genommen. Durch die Gruppierung verschieden hoher Baukörper entstand eine wirkliche architektonische Einheit mit dazwischenliegenden Grünanlagen und Terrassen.

Neuerdings zeigt sich die Tendenz, statt halber Lösungen, wie sie die stufenweise Zurücknahme der Vorderfront darstellten, echte baukünstlerische Lösungen zu finden. Als Beispiel möchte ich das Lever-House anführen. Der Hochhauskörper steht mit seiner Schmalseite senkrecht zur Straßenflucht, wodurch eine Auflockerung in der Verbauung erreicht wird.

Die meisten Hochhäuser werden nur zum Teil für eigene Zwecke der Bauherren verwendet. Durchwegs werden mehrere Geschosse vermietet und müssen daher einen günstigen Zuschnitt haben.

Bild 3: Blick auf das Lever-House

Fig. 3: View of the Lever-House



NORMALGESCHOSS

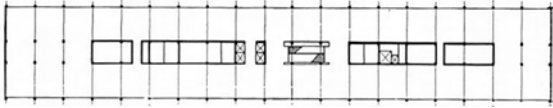


Bild 4: Grundriß vom Ford-Verwaltungsgebäude in Detroit

Fig. 4: Ground plan of the Ford-Administration Building in Detroit

In Amerika legt man auf direkte Beleuchtung und Belüftung der Arbeitsräume von außen nicht den geringsten Wert. Die deutsche Vorschrift, die besagt, daß jeder Raum zum dauernden Aufenthalt von Menschen Außenfenster haben muß, ist unbekannt. Man kann daher tiefe Grundrisse verwenden und die ohnehin notwendigen Versorgungseinrichtungen (Aufzüge, Treppen usw.) sehr viel wirtschaftlicher ausnützen als in Deutschland. Voraussetzung für eine solche Grundrißgestaltung ist die Verwendung von Großbüros, die nur je nach Bedarf durch halbhohe oder raumhohe Zwischenwände gegliedert werden. Diese Anordnung

Bild 5: Blick auf das Ford-Office Building

Fig. 5: View of the Ford-Office Building

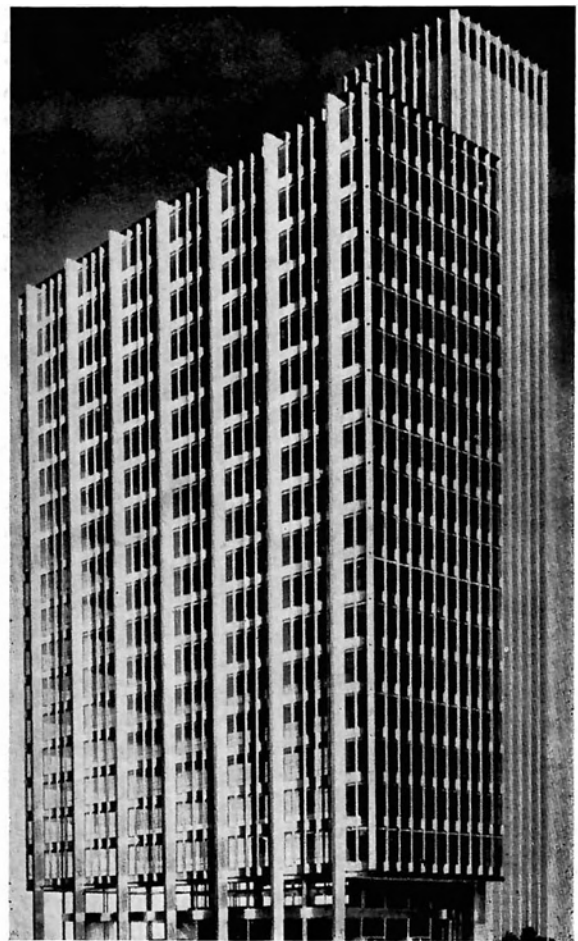


Bild 6: Ansicht vom Inland-Steel-Building (Modell)

Fig. 6: Model of the Inland-Steel Building

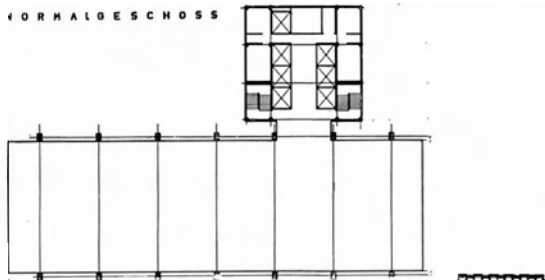
von Großbüros ergibt nicht nur eine übersichtliche Büroform, sondern auch eine sehr geringe Quadratmeterzahl pro Arbeitsplatz. Flure fallen vielfach fort, Warteräume sind keine vorhanden.

Diese Anordnung findet sich in der Nationalbank in Dallas nicht nur in den normalen

Bild 7: Grundriß vom Inland-Steel-Building in Chicago

Fig. 7: Ground plan of the Inland-Steel Building in Chicago

VORHALDEGESCHOSS



Bürogeschossen, sondern auch in den Vorstandsgeschossen, wo fast regelmäßig die Arbeitsräume der Vorstandsmitglieder an den Außenwänden liegen, der ganze Innenraum aber meist den Sekretariaten dient, die dann durch keine Zwischenwände voneinander getrennt sind. So entsteht allein durch diese räumliche Anordnung eine stark aufeinander bezogene Arbeitsgemeinschaft, wie sie eigentlich in jeder großen Verwaltung vorherrschen sollte.

Das gleiche war in Houston in der großen Bank of the Southwest zu sehen, wo nicht nur die Prokuristen und Direktoren an einzelnen Schreibtischen offen in der großen Kassenhalle arbeiteten, sondern auch die gesamten Vorstandsräume vom Publikum eingesehen werden konnten. Die Tendenz, die Büroräume nicht gegenseitig abzuschließen ist offenkundig und wird auch bei allen neuen Projekten weiterverfolgt. Die Vorteile liegen offensichtlich

- a) in der besseren Überwachung der Büroarbeit,
- b) in der größeren Gemeinsamkeit der Arbeit,
- c) in der Möglichkeit, ohne Rücksicht auf Einzelräume, die Fensterachsen so schmal zu wählen, wie es aus konstruktiven und architektonischen Gründen nötig ist,
- d) in der Erreichung einer geringsten Arbeitsfläche pro Angestellten, ohne daß ein Gefühl der Beengung oder Bedrängung aufkommt,
- e) in der durch all diese Maßnahmen erzielbaren Wirtschaftlichkeit und Senkung der Baukosten zu Gunsten einer hochwertigen technischen Ausrüstung.

Das Stahlskelett hat sehr zur Entwicklung des Großraumes beigetragen. Die Möglichkeit, große Spannweiten zu überbrücken, ohne störende Stützen und Unterzüge, war nur dem Stahlbau gegeben. Als besondere Beispiele sind hier die Bauten der Architekten Skidmore, Owings & Merrill anzuführen, wie das Lever-House in New York, das Ford-Verwaltungsgebäude in Detroit und das Inland-Steel-Building in Chicago.

Der eigentliche Hochhauskörper des Lever-Houses steht auf 22 Stützen. Der exzentrisch angeordnete Fixpunkt mit Aufzugsgruppen, Treppen und Nebenräumen ermöglicht die Schaffung von Großräumen. Eine vorgehängte Haut schützt die tragende Konstruktion vor Klimaeinflüssen und Temperaturschwankungen.

Beim Ford-Verwaltungsgebäude in Detroit umschließt der Großraum den Verkehrskern mit den Mittelstützen. Die bisher als störend empfundenen Außenstützen sind vor die Fassade gesetzt. Sie werden durch besondere Isolierungsmaßnahmen vor Witterungseinflüssen

geschützt. Bei einem noch im Bau befindlichen Projekt, dem Inland-Steel-Building in Chicago, das in diesem Jahr fertiggestellt wird, haben die Architekten Skidmore, Owings & Merrill das Verkehrszentrum mit Nebenräumen neben den eigentlichen Baukörper gestellt und durch Glasübergang verbunden. Dadurch entstand in jedem der 17 Normalgeschosse ein Raum von 900 m² Größe, der durch das Fehlen der Innenstützen außerordentlich übersichtlich ist. Das ist allerdings ein Sonderfall, denn Spannweiten von 17 m von Außenstütze zu Außenstütze sind nicht gerade wirtschaftlich. Durch das Fehlen der Innenstützen treten Spannungen zwischen außen- und innenliegenden Konstruktionsteilen überhaupt nicht auf. Der Ausdehnungsfaktor von Sonnen- und Schattenseite spielt bei einer Spannweite von 17 m keine Rolle mehr. Die im Inland-Steel-Building gezeigte Lösung ist von letzter Konsequenz.

Die vorbildliche Klimatisierung und die akustischen Bedingungen begünstigen eine lichte Raumhöhe von nur 2,35 m bis 2,45 m. Über der abgehängten Akustikdecke befindet sich ein Hohlraum von etwa 60 cm Höhe, der Leitungen jeglicher Art und Luftkanäle aufnimmt. Die Deckenkonstruktion, abgesehen von den Unterzügen, beträgt einschließlich der Fußbodenausbildung im Durchschnitt 20 cm.

Bei der Stahlbauweise hat sich eine Deckenkonstruktion seit Jahren bewährt, die auch in Deutschland von der MAN auf den Markt gebracht worden ist. Es handelt sich um Stahlfaltbleche, die bei ihrer Zusammensetzung Hohlräume bilden. In diese Hohlräume werden in einem bestimmten Raster, der etwa 9 Quadratfuß beträgt, alle Arten von Stark- und Schwachstromleitungen verlegt, so daß sie bei einer freien Aufstellung von Trennwänden, Schreibtischen oder Büromaschinen an jeder Stelle des Raumes angezapft werden können. Dadurch entsteht eine unabhängige und zweckmäßige Anordnung der Arbeitsplätze, die man auch bei Änderung der Möblierung stets an andere Leitungen anschließen kann.

Die Stahlblechdecken haben auch den großen Vorteil, daß sie als horizontale Windscheiben das im Bau befindliche Stahlskelett aussteifen und dadurch sowohl Arbeitsbühnen und Schutzdecken für die nachfolgenden Arbeiten schaffen. Außerdem werden demontable Trennwände, Türzargen sowie Treppen ebenfalls aus Stahlblech hergestellt.

Der Stahlbau dominiert in den Städten Nordamerikas nicht nur bei Hochhäusern, sondern auch bei den übrigen Gebäuden. Ein nicht zu übersehender Vorteil ist der geringe Aufwand einer Baustelleneinrichtung, für die in den Städten meist kein Platz vorhanden ist. Hier kann die Anfuhr der Fertigteile in der Nacht

und die Montage derselben am Tage erfolgen. Geringere Lasten, geringere Dimensionen, höhere Beanspruchung, größere Spannweiten und größere Genauigkeit sind die Vorteile des Stahlskelettes gegenüber dem Stahlbetonskelett. Die Genauigkeit in den Maßen ist für die vorgefertigten Montageteile Voraussetzung, denn Handarbeit im Bau ist durch die hohen Arbeitslöhne unwirtschaftlich.

Das „Maß am Bau“ nehmen, wie hier in Europa üblich, ist dort undenkbar. Der Fluß der Arbeiten würde aufgehalten und der Terminplan umgeworfen. Es kann nur nach Zeichnungen gearbeitet werden. Dauerhafteste Materialien bedingen hier weniger Unterhalt nach Beendigung des Baues und sind dadurch letzten Endes billiger.

Die Vorteile des Stahlskelettes hat man im Industriebau schon lange erkannt. Einzellasten können durch einfache Verstärkung von Stützen- und Deckenträgern aufgenommen werden. Selbst beim Abbruch ergibt sich eine große Wirtschaftlichkeit durch leichtere Demontage und Weiterverwendung des Stahlskeletts.

Während man in Amerika das Stahlskelett aus einfachen Industrieprofilen zusammensetzt, ohne Rücksicht auf das Stahlgewicht, um den Lohnanteil so niedrig wie möglich zu halten, ist man in Europa bestrebt, durch lohnintensive Leichtbauweise Stahlgewicht zu sparen. Die stetig steigenden Arbeitslöhne werden wahrscheinlich in Deutschland eines Tages die amerikanischen Verhältnisse erreichen. Bei dieser Gelegenheit ist es vielleicht interessant, darauf hinzuweisen, daß der Stahlverbrauch im Jahre 1955 pro Kopf der Bevölkerung in den USA bei 620 kg lag, während er in Westdeutschland 438 kg betrug.

Das Hochhaus der BASF in Ludwigshafen, das derzeit höchste Hochhaus in Deutschland

ist ein Stahlbetonskelettbau. Hier wurde einem Verkehrs- und Installationskern beidseitig eine Flucht von Büroeinheiten zugeordnet. Diese Idee mußte konsequent die innere und die äußere Gestaltung des Hochhauses bestimmen. Die beiden großen Büroscheiben wurden deutlich abgesetzt, während der innere Kern rückgratartig auch im Erdgeschoß und im Dachgeschoß sichtbar wird.

Die der dreizonigen Anlage gemäßen zwei Korridore erhalten, verschiedentlich quer verbunden, an den Stirnseiten volles Tageslicht. Eine großräumige Cafeteria über den Normalgeschossen bildet den architektonischen Abschluß mit seitlich weit ausragendem Dach. Der Turmaufbau enthält die notwendigen technischen Geschosse.

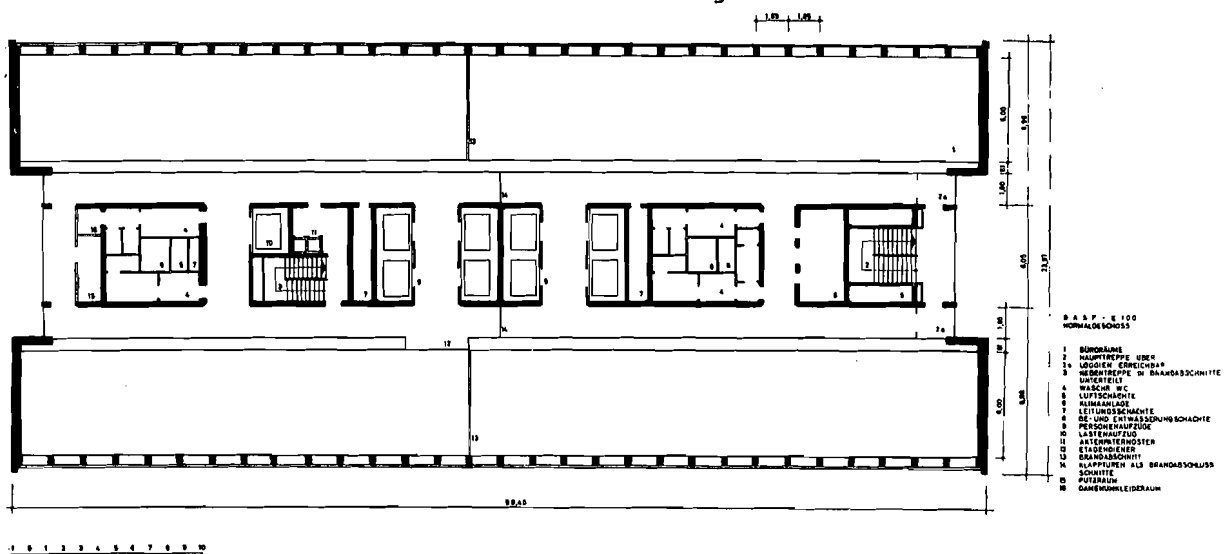
Das Haus hat eine Länge von 56 m, eine Breite von 25 m, eine Höhe von 101 m.

In seiner Konstruktion ist der tragende Kern ähnlich einem Halm in Stahlbeton ausgebildet, an dem die Bürofluchten wie Ähren angehängt sind. Entsprechend diesem konstruktiven Gefüge sind die Geschosdecken 9,5 m frei gespannt und die Außenstützen nur als Pendelstützen eingesetzt. Im Zusammenhang damit möchte ich noch erwähnen, daß die hoch beanspruchten Bauteile in vorgespannter Stahlbetonbauweise ausgeführt wurden. Das Gesamtgewicht des Hochhauses beträgt 53.000 t, wobei der Stahlanteil 2.700 t ausmacht.

Das neue Verwaltungsgebäude der Mannesmann A. G. in Düsseldorf wird ein Hochhaus von 88,32 m Höhe, 15,20 m Breite und 36,80 m Länge. Um einen Kern im Inneren des Gebäudes gruppieren sich im Grundriß jedes Normalgeschosses auf drei Seiten die Büroräume. An der vierten Seite des Kerns sind in einem schmalen Streifen nach Norden hin die WC-Anlagen mit Vor- und Waschräumen untergebracht.

Bild 8: Grundriß vom Hochhaus der BASF in Ludwigshafen

Fig. 8: Ground plan of the BASF-multi storey Building in Ludwigshafen



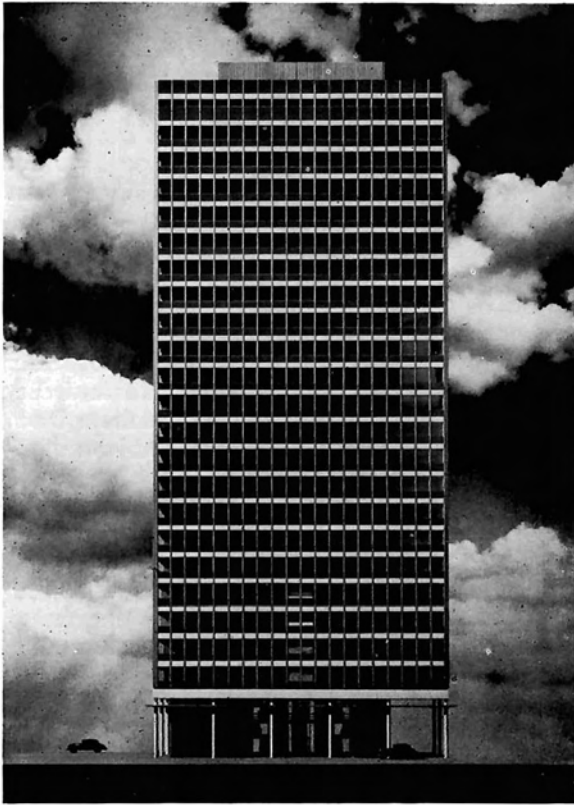
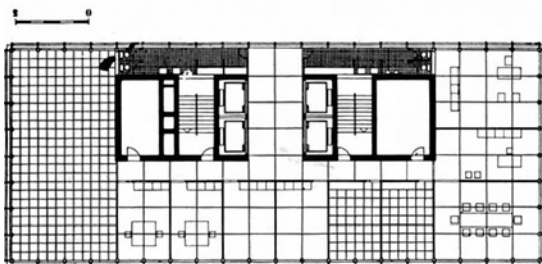


Bild 9: Modellaufnahme vom Mannesmann-Hochhaus
 Fig. 9: Model of the Mannesmann-multi storey Building

Der Bau wird als Skelettkonstruktion mit Mannesmann-Stahlrohren errichtet, die sich an den innenliegenden Kern aus Stahlbeton gelenkig anlehnen. Es handelt sich hier also um eine Mischbauweise, bei der die statischen Windscheiben im innenliegenden Stahlbetonkern liegen, wogegen die Decken- und Stützenkonstruktion als Stahlskelett ausgebildet ist. Diese Mischbauweise ist ein Sonderfall. Die Stahlrohre bilden zusammen mit einem Kastenbalken über dem Erdgeschoß eine Bockkonstruktion, die in der Lage ist, die großen Vertikallasten des Gebäudes in den Gründungskörper zu leiten. Zur Aussteifung der Bockkonstruktion in horizontaler Richtung ist

Bild 10: Grundriß vom Mannesmann-Hochhaus in Düsseldorf

Fig. 10: Ground plan of the Mannesmann-multi storey Building in Düsseldorf



in Höhe des Kastenträger-Obergurtes eine 18 cm starke Stahlbetonplatte angeordnet. Zur Aufnahme der Windschubkräfte werden die in der ganzen Höhe des Gebäudes durchgehenden Umfassungswände des Stahlbetonkerns herangezogen. In diesem Kern binden als Deckenträger über 7,20 m Spannweite Stahlprofile I 30 ein, deren äußere Auflager Stützen aus Stahlrohren von 171 mm ϕ bilden. Die hohe Steifigkeit des Kerns gestattet eine außerordentlich schlanke Ausbildung der Stahlrohrstützen, die frei von Momenten aus Windschubkräften sind. Die Stahlrohrstützen sind mit Gipschalen feuerbeständig ummantelt. Der Achsabstand der Stützen beträgt 1,80 m.

Auf den Deckenträgern wird eine 7 cm starke Stahlbetonplatte aufbetoniert. Die Deckenkonstruktion ist im übrigen aus schall- und installationstechnischen Gründen mehrschalig.

Die Bockkonstruktion, bestehend aus den 14 Stahlrohrstützen und dem Kastenträger, wiegt 95,0 t. Die Stahlrohrkonstruktion der 22 Büroggeschosse hat ein Gewicht von 150,0 t. Das Gewicht der Deckenträger beträgt 387,0 t.

Das Hochhaus der Phoenix-Rheinrohr A. G. in Düsseldorf wird eine Höhe von 89,65 m, eine Breite von 22,94 m und eine Länge von 84,40 m haben. Der Baukörper besteht aus drei Scheiben, wobei die mittlere die beiden äußeren gegeneinander versetzten Scheiben überragt. — Daher die Bezeichnung 3-Scheibenhaus.

Das Bürogeschöf gliedert sich in 4 Bürofluchten, die an 2 Fluren liegen. Das Achsmaß beträgt nach amerikanischem Vorbild 1,40 m. Das Hochhaus ist ein reiner Stahlskelettbau, der auf einem unter Flur liegenden Gründungskörper aus Stahlbeton steht. Die Quersteifigkeit des Gebäudes wird durch versetzte rund 15 m breite Windgurtverbände erzielt. Diese Windscheiben fügen sich in den Grundriß so ein, daß sie in der Büroorganisation nicht störend wirken. Die auf die Außenwände entfallenden Windkräfte werden über die Decken als horizontale Scheiben auf die lotrechten Windscheiben übertragen. Die Außenstützen liegengeschützt hinter der vorgehängten Glashaut und sind jeweils in der Mitte der Büroachsen angeordnet, so daß bei der Unterteilung der Büroflächen unliebsame Anschlußpunkte von Querwänden an Außenstützen vermieden werden. Der Grundriß des Phoenix-Rheinrohrhochhauses ist aber auch so durchgebildet, daß er ohne aufgestellte Bürotrennwände als Bürogroßraum Verwendung finden kann. Die Rundstützen werden von Stahlrohren gebildet, die mit einer Vermiculite-Schicht von 3 cm umgeben werden und darüber einen Metallmantel aus Sicromalblech erhalten.

Bei der konstruktiven Durchbildung dieses Hochhauses sind eine Reihe interessanter Probleme aufgetreten und davon möchte ich die

Ausbildung der Stützenfüße unter den schweren Windverbandgurten hier zur Diskussion stellen. Vorerst sollen die statisch wirksamen Lasten und Kräfte eine Vorstellung geben, welche Beanspruchung an Stahlstütze und Fuß gestellt ist. Die ständige Last und Nutzlast und Windkräfte verursachen ca. 3000 t Druck bzw. 1500 t Zug (ohne Nutzlast). Die Windlast allein macht ± 2000 t aus. Infolge des Windeinspannmomentes M_w von $\pm 28\,000$ tm ergibt sich eine Windquerkraft Q von ± 600 t pro Windverband.

Für die Zugverankerung ist eine Stahlquerschnittsfläche von insgesamt 800 qcm notwendig. Diese wird von 112 Stück nach Schablone fest einbetonierten Torstählen von $\phi 30$ mit einem σ zul. von 2000 kg/cm² gebildet. Die Ankerenden sind mit einem aufgerollten Gewinde versehen und ragen ca. 300 mm aus dem Beton hervor. Diese Gewinde bilden das Anschlußstück zu den durch den Stützenfuß fortlaufenden Ankern, die mittels Muffen zum Stoß verbunden werden. Zur gleichmäßigen Anspannung und Ausschaltung der Dehnung im Bereich des ca. 2,00 m hohen Stützenfußes werden die Anker aus hochfestem Stahl gefertigt, da ja auch durch das Vorspannen der Stahl im Bereich des Fußschildes sehr hoch beansprucht wird. (Das ist zwischen der 130 mm starken Fußplatte und den oberliegenden Traversen.)

Zur Druckübertragung ist eine Fußplatte mit einer Fläche von 20 000 cm² vorgesehen, was einer Plattengröße von 2,00 m \times 1,00 m entspricht. Der Beton allein ist mit $\frac{3\,000\,000}{20\,000}$ das sind 150 kg/cm² beansprucht.

Diese Belastung des Betons überschreitet σ zul. um 50 kg pro cm². Daher erfolgt die Druckaufnahme gleichzeitig über die vorher genannten Anker in Verbund mit Beton unter Berücksichtigung der verschiedenen Elastizitätsmasse „E“. Die Druckauflagerung des Fußes unter der dicken Fußplatte geschieht durch die vorher beschriebenen Muffen. Diese Stützenfußausbildung brachte für uns Architekten große Schwierigkeiten, da wir sie architektonisch nicht vertreten konnten. Einerseits war beabsichtigt, die aufgehende Konstruktion des Hochhauses in reinrassiger Stahlskelettbauweise zu erstellen und auf den dreigeschossigen Stahlbetonkasten des Kellers zu setzen. Andererseits führte die konstruktive Durchbildung dieser Idee zu jenen unförmigen Stützenfüßen, die sich in die architektonische Gestaltung einfach nicht einfügen ließen. Es ist nun dazu gekommen, daß wir die Stützenfüße im obersten Kellergeschoß unterbringen, was die Verbreiterung der Kellermauern und die schwierige Verteilung der punktförmigen Lasten auf den Gründungskörper zur Folge hat.

Dieser Lösung steht ein anderer, sehr interessanter Vorschlag gegenüber, der einen Weg



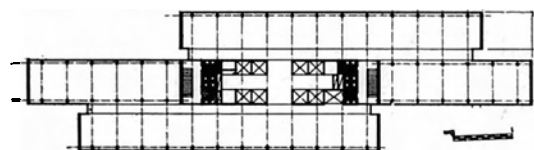
Bild 11: Modellansicht vom Phoenix-Rheinrohr-Hochhaus in Düsseldorf

Fig. 11: Model of the Phoenix-Rheinrohr- multi storey Building in Düsseldorf

suchte, die statisch wirksamen Kräfte in sparsamst dimensioniertem Querschnitt bereits ab Erdgeschoß zur Verteilung zu bringen. Dabei soll sich die Stütze ohne Fußausbildung verästeln und zwar ähnlich den Wurzeln eines Baumstammes im Erdreich. In das stählerne Kastenprofil der Stütze sollen im unteren Bereich der großen Gurtkräfte hochfeste, quergewinkelte Bewehrungsstäbe von 30 mm ϕ in nach unten zunehmender Zahl eingebaut werden. Zur Sicherung des Verbundes sollen die nur 10 — 12 mm dicken Bleche gegen den Beton angepreßt werden. Bei dieser Bauart können die einbetonierten Stäbe unmittelbar im Fundament weitergeführt werden. Sie werden dort kräftig auseinandergespreizt und verteilen so die hohen Zug- und Drucklasten

Bild 12: Grundriß vom Hochhaus der Phoenix-Rheinrohr

Fig. 12: Ground plan of the multi storey building of Phoenix-Rheinrohr



gut im Gründungskörper. Bei Verwendung quer gerippter Bewehrungsstäbe ist ein unmittelbares Einbetonieren möglich, ohne daß bei auftretenden Zugbeanspruchungen eine Lösung des Verbundes zu befürchten wäre. Schließlich sind zur zusätzlichen Verankerung außen am Kastenblech noch derartige Bewehrungsstäbe angeschweißt, die unten einbetoniert werden. Die große, dicke, stählerne Fußplatte entfällt ganz. Für die gleichen Kräfte wird bei dieser Bauart eine Fußfläche des Windverbandgurtes von nur 60×110 cm gebraucht. Das ist nur 33% der bei der vorher gezeigten Lösung nötigen Fläche. Die Abmessungen der Windscheibe sind also auch im Verankerungsbereich schlank und stören das Gefüge der Fassade nicht, so daß diese Konstruktion im Erdgeschoß bleiben könnte.

Leider kommt diese, für uns Architekten sehr günstige Lösung, nicht zur Ausführung. Die Ablehnung erfolgte einerseits aus montage-technischen Gründen, weil für derartige Konstruktionen bislang keine Erfahrungen vorliegen, und andererseits wurde diese Lösung als nicht reinrassige Stahlkonstruktion bezeichnet. Ich sehe in der Verbundkonstruktion zwischen Stahl und Beton einen Weg, Vereinfachungen zu schaffen und weiß, daß in Österreich die Vorteile solcher Verbundkonstruktionen erkannt und geschätzt werden. Vielleicht kann hier eine derartige Lösung einmal zu einem weiteren Fortschritt für die Verankerung großer negativer Stützenkräfte benutzt werden.

Als weitere Detailfrage möchte ich die Konstruktion der Geschoßdecken erläutern.

Diese sind in allen Geschossen als Verbunddecken vorgesehen, die die ständige Last und Nutzlast aufnehmen. Die Verbundkonstruktion besteht aus Stahlträgern für Stützweiten bis maximal 7,80 m und einem Trägerabstand von 1,40 m, worauf eine Stahlbetonplatte von 8 cm Stärke gelegt wird. Die Verbindung zwischen dem Beton und den Stahlträgern geschieht durch Verbundanker. Es sind zirka 140 000 Stück von ϕ 8 bis maximal ϕ 14 mm hierfür notwendig. Das Aufbringen der Verbundanker geschieht durch Kern-Schweißung mittels „Cyc-Arc“ oder durch Aufschießen im „Philips-Verfahren“. Die Schweißleistung für

ein Gerät einschließlich aller Nebenzeiten beträgt 30 Anker pro Stunde. Das Aufschießen der Verbundanker erfolgt nach Montage der nackten Deckenträger und Anbringen der Blechschalung für die Ortbetonplatte mit 10 — 12 cm Vouten. Das Betonieren der Decken geschieht fortlaufend mit dem Montagefortschritt der Stahlkonstruktion. Als Deckenträger sind I 16 bis I 18 vorgesehen. Das Gewicht der Stahlträgerdecke einschließlich der Verbundanker beträgt ca. 19,5 kg pro m^2 Deckenfläche.

Diese Art der Deckenkonstruktion ist außerordentlich wirtschaftlich, was man daraus ersieht, daß bei gleichen Verhältnissen der Stahlverbrauch für eine normale Stahlträgerdecke bei 32 kg pro m^2 liegt. Das Gewicht der gesamten Stahlkonstruktion des Hauses wird 2 350 t betragen. Der umbaute Raum des Stahlskelettbauteiles ist 125 000 m^3 groß. Daraus ergibt sich ein Stahlverbrauch von rund 19 kg pro m^3 .

Diese Beispiele zeigen, daß neue Konstruktionsmethoden auf die Entwicklung des Hochhausbaues maßgebenden Einfluß haben. Dazu möchte ich bemerken, daß die Stahlskelettbauweise gegenwärtig noch mit feuerpolizeilichen Vorschriften — ich denke hier an die feuerbeständige Ummantelung — belastet ist, wodurch sich die Baukosten erhöhen. Diesen Nachteilen im Stahlskelettbau versucht man nun neuerdings z. B. durch das Spritzverfahren mit Vermiculite entgegenzuwirken. Es müssen jedoch für diese Belange noch weitere Anstrengungen gemacht werden, um das Stahlskelett den Vorschriften entsprechend wirtschaftlich ausbilden zu können und somit der Stahlskelettbauweise auch bei uns günstige Voraussetzungen zu schaffen.

Die Stahlskelettbauweise hat im Hochhausbau eine neue Ära eingeleitet. Sie hat nicht nur den Mauermassenbau abgelöst, da sie die immer größer werdenden Bauhöhen gestattet, sondern sie hat auch die Möglichkeit gegeben, durch ihre feingliedrige Eleganz, zarte Konstruktionselemente im Skelettbau zu schaffen. Diese Tatsache bildet einen wesentlichen Faktor in der Hauptbestrebung der heutigen Architektur, unsere Bauten leicht zu gestalten und den Außenraum mit dem Innenraum zu verbinden.

Neuere statische und konstruktive Gesichtspunkte im Stahlhochbau

Von o. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Hermann Beer, Graz

Im Rahmen der Vortragsreihe, welche auf dieser Tagung dem Stahlhochbau gewidmet ist, wurde mir Gelegenheit gegeben, Ihnen einige Gesichtspunkte darzulegen, die der Stahlbauer zu diesem Thema beizutragen hat. Ich entledge mich dieser Aufgabe nach den Ausführungen unseres in Deutschland zu hohem Ansehen gelangten Architekten Petschnigg umso lieber, da ich stets für eine intensive Zusammenarbeit zwischen Architekten und Stahlbauer eingetreten bin, aber auch deshalb, weil ich auf Grund früherer Aussprachen und Ihres heutigen Vortrages die Überzeugung gewinnen konnte, daß Sie, verehrter Herr Architekt, ebenfalls diese Zusammenarbeit suchen — und mit feinsinnigem Verständnis der statischen und konstruktiven Belange des Stahlbaues — fördern und befruchten.

Wir Stahlbauer tragen in uns die Gewißheit, daß der Stahl als Baustoff in der Hand des Architekten diesem vielseitige und interessante Möglichkeiten eröffnet, Möglichkeiten, die sich nicht darauf beschränken, dem von ihm entworfenen Bauwerk das tragende Gerippe zu verleihen, sondern die zu völlig neuartigen Lösungen für das Bauwerk selbst führen können.

Um nicht zu weitschweifig und damit oberflächlich zu werden, muß ich das Ziel meines Vortrages freilich relativ eng stecken und ich beginne sogleich mit einem besonderen Zweig des Stahlhochbaues, nämlich dem Skelettbau (Bild 1), wie er für vielstöckige Bürogebäude, neuartige Forschungslaboratorien, Lehrgebäude und Warenhäuser zur Anwendung kommt. Das Beispiel eines neunstöckigen Gebäudes mit einer Grundrißausdehnung von 18×78 m, also einer Gesamtnutzfläche von etwa $25\,000$ m² soll Ihnen die verschiedenen Möglichkeiten der generellen Anordnung des Skelettsystems vor Augen führen und die Folgerungen aufzeigen, die sich daraus für die Planung des Architekten ergeben. Hierbei soll aber auch eine grundsätzliche Stellungnahme zur Frage des Rahmenskelettes und des Skelettes mit Fachwerkscheiben zur Ableitung der Windkräfte bezogen werden.

Dazu waren sehr eingehende statische Untersuchungen erforderlich, die ich an meiner Lehrkanzel durchführen ließ, und wobei sich meine Assistenten Frau Dipl.-Ing. Stoiser und Herr Ing. Hotter besondere Verdienste erworben haben.

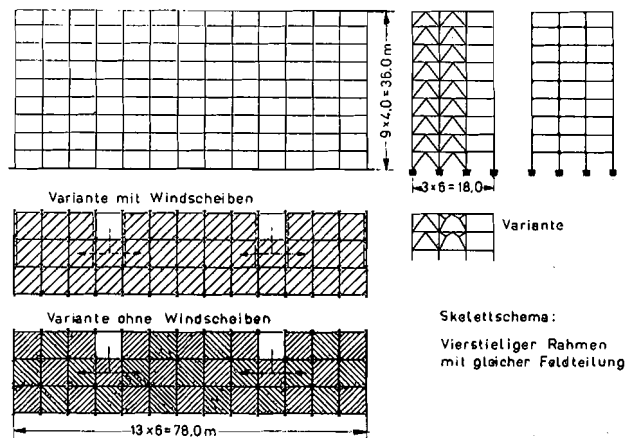
Die schematische Darstellung des Skelettes auf diesem Bild zeigt die Normallösung mit gleicher Stützenteilung auch in Querrichtung

des Gebäudes. Für alle Lösungstypen wurde ein Raster von 1,5 m der Planung zugrunde gelegt. Zur Ableitung der Windkräfte gibt es zwei Möglichkeiten, nämlich die Anordnung von lotrechten Fachwerkverbänden oder die Aufnahme der anteiligen Windkräfte durch die einzelnen Rahmen. Die Abstände der lotrechten Fachwerkverbände wird man so wählen, daß die horizontalen Deckenscheiben in der Lage sind, den auf die Längsfront des Gebäudes wirkenden Wind auf diese Verbände ohne Überbeanspruchung zu übertragen. Besonders bevorzugte Punkte sind die Giebelwände und die Wandungen der Treppen- und Aufzugschächte. Zur Aufnahme des Winddruckes auf die Giebelwände selbst sind in Gebäudelängsrichtung so viele Rahmenknoten vorhanden, daß sich besondere Windscheiben erübrigen.

Eine massive Decke wird in der Regel ohne besondere Verstärkung die Aufgabe der Lastübertragung in horizontaler Richtung erfüllen, während bei Decken aus Fertigteilen eine vier bis fünf Zentimeter starke, durchgehend aufgebrachte Betonschicht mit einer Armierung aus Baustahlgitter hierzu ausreicht. Bei besonderen Deckenformen wird jedoch ein entsprechender rechnerischer und eventuell experimenteller Nachweis zu führen sein. Es sei hier nur auf die interessanten Versuche von Jüngling über die Übertragung von horizontalen Lasten durch die Stahlblechträgerdecke der MAN hingewiesen (Stahlbau 1957, H. 2). Jüngling kommt zu dem Schluß, daß man den Beton allein für die zusätzliche Aufgabe der Windscheibenwirkung mit einer zulässigen Schubspannung von 3 kg/cm² in Rechnung stellen kann.

Bild 1: Variante 1, vierstieliger Rahmen mit je 6 m Raumtiefe

Fig. 1: Skeleton-scheme of a three-bay, multi storey building



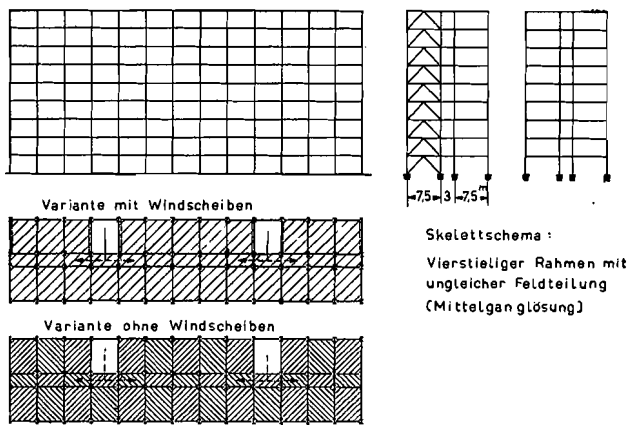


Bild 2: Variante 2, vierstieliger Rahmen mit je 7,5 m Raumtiefe

Fig. 2: Skeleton-scheme according to fig. 1 with small middle bay

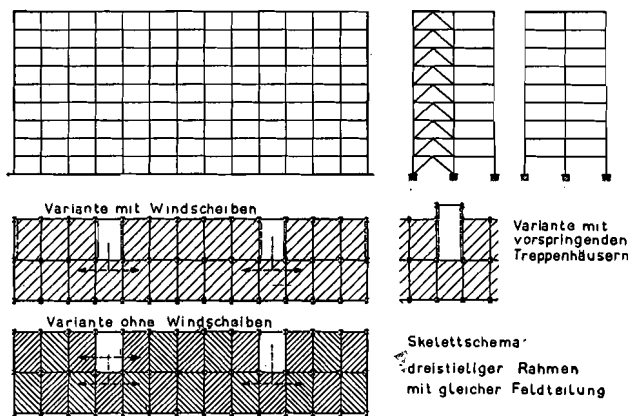
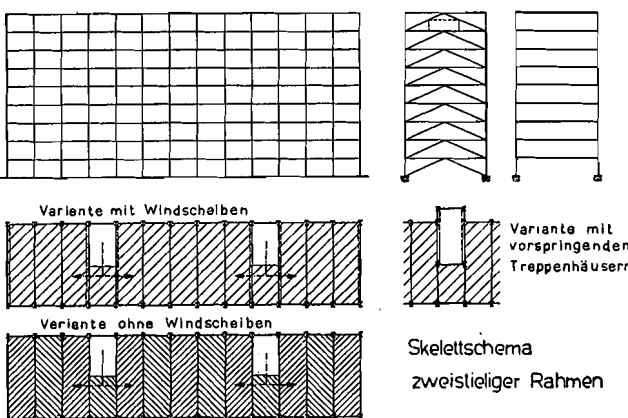


Bild 3: Variante 3, dreistieliger Rahmen mit je 9 m Raumtiefe

Fig. 3: Skeleton-scheme of a two-bay, multi storey building

Bild 4: Variante 4, zweistieliger Rahmen mit 18 m Raumtiefe

Fig. 4: Skeleton-scheme of a single-bay, multi storey building



Um die Wirkung der lotrechten Fachwerkscheiben zu sichern, müssen diese möglichst starr sein. Genauere Untersuchungen, über die ich später berichten werde, haben ergeben, daß trotz Anordnung der lotrechten Windscheiben noch ein erheblicher Anteil an Windkräften zur Aufnahme durch die Rahmen verbleibt.

Da an der Hauptlängsfront dem Architekten mögliche Freizügigkeit in der Raumgestaltung gegeben werden muß, wird die dahinterliegende Raumflucht völlig frei von Verbänden sein. In der Mittelreihe müssen wir die Ausfuchtung so wählen, daß der von den Treppen und Aufzügen ins Stockwerk gelangende Verkehrsstrom ungehindert fließen kann. Hierzu ist die K-Ausfuchtung oder noch besser die Ausfuchtung der Variante des Bildes geeignet.

Bei der Aufnahme der Windkräfte durch die Skelettrahmen fallen diese Forderungen an die Decken als horizontale Windscheiben fort und ihre Aufgabe in dieser Hinsicht beschränkt sich auf die örtliche Verteilung der Horizontalkräfte.

Das nächste Bild 2 zeigt die zweite Möglichkeit der Skelettanordnung, die sogenannte Mittelganglösung. Dem Architekten sind hier große Raumtiefen an den beiden Längsfronten zur Verfügung gestellt, während der Verkehrsstrom von den Treppen und Aufzugschächten ausgehend über den Mittelgang in die einzelnen Räume fließt. Die lotrechten Fachwerkwind-scheiben liegen wiederum in den Giebel- sowie Treppenhauswänden und ihre Breite umfaßt die Tiefe der rückwärtigen Raumflucht, so daß für den Architekten nur wenig Beschränkung in der Zusammenfassung mehrerer Räume zu großen Sälen oder in einer beliebigen Veränderung der Trennwände innerhalb einer Raumflucht besteht.

Die Skeletteinteilung dieses Bildes 3 mit nur einer Mittelstielreihe ist besonders dann zweckmäßig, wenn — wie das bei Warenhäusern der Fall ist — die ganze Geschosstiefe aufgeschlossen und als Verkehrs- und Verkaufsfläche benützt werden soll. Man kann die Steifigkeit der lotrechten Windscheiben und den für Treppen und Aufzüge zur Verfügung stehenden Raum vergrößern, wenn man die Treppenhäuser über die rückwärtige Gebäudelinie vorspringen läßt. Auch hier sind die beiden bereits charakterisierten Möglichkeiten mit und ohne Windscheiben einander gegenübergestellt, wobei letztere noch mehr Freizügigkeit in der Verkehrslösung erlaubt.

Eine sehr großzügige Lösung zeigt die Skeletteilung des nächsten Bildes 4. Hier ist die ganze Geschosstiefe von 18 m völlig stützenfrei gehalten, so daß dem Architekten in der Raumgliederung keinerlei Beschränkung auferlegt ist. Die Übersichtlichkeit eines großen Warenhauses, eines Forschungsbetriebes oder einer Fertigungsstätte erreicht hier ein Optimum. Auch ist eine beliebige Veränderung

der Raumeinteilung durch Verstellung der Zwischenwände später möglich, ein Vorteil, der meines Wissens zuerst in Südamerika bewußt ausgenützt wurde.

Die Übertragung der Horizontalkräfte erfolgt auch hier entweder durch Windscheiben oder durch Rahmenwirkung, wobei die Windscheiben über die ganze Breite des Gebäudes durchgehen oder mit den Treppenhäusern aus dem Grundriß herauspringen. Ich komme besonders für dieses System auf das statische Verhalten und auf den Vergleich der Rahmen mit der Windscheibenwirkung noch zurück.

Dem Bestreben nach Auflockerung der Längsfronten und der Schaffung großer stützenloser Räume kommt die nächste Lösung entgegen (Bild 5), bei der die Stützen nach innen gestellt sind, so daß 3 m lange Kragarme entstehen. Hierdurch wird eine sehr ökonomische Lastabtragung erreicht und die Rahmenmomente weitgehend abgemindert. Die Stützen können entweder aus Breitflanschträgern oder aus Rohrprofilen ausgebildet sein. Letztere Anordnung empfiehlt sich besonders dann, wenn sehr große Säle geschaffen werden sollen, bei denen die Stützen frei in den Raum gestellt sind, was zu einer besonders reizvollen Raumgestaltung Anlaß geben kann.

Die Treppen und Aufzugschächte sind hier reichlich dimensioniert und reichen für starken Publikums- und Lastenverkehr aus. Für die Aufnahme der Windkräfte sind wiederum die beiden Lösungen mit Windscheiben und durch Rahmenwirkung gegenübergestellt.

Als letzte Variante unseres Stahlskelettbau (Bild 6) zeige ich Ihnen die Lösung mit auskragenden Obergeschossen. Hier wird durch das auf beiden Seiten um 6 m rückspringende Erdgeschosß reichlich Platz für das Parken von Kraftwagen geschaffen. Auch ist die Anordnung von Fußgängerbanketten möglich und schließlich können Schaufensterpodeste dem Passanten ein ruhiges Betrachten der ausgestellten Waren ermöglichen.

Die große Kraglänge kann, wie eingehende Untersuchungen gezeigt haben, ökonomisch mit einer Seilabspannung (aus verschlossenen Stahlseilen) in jedem zweiten Geschosß bewältigt werden. Auf ihre statische Wirkungsweise und den konstruktiven Anschluß an den Rahmen werde ich noch zurückkommen. Die schmale Aufstandsweite des Rahmens von nur 6 m bedingt die Anordnung von lotrechten Fachwerkschleiben, welche über die doppelte Raumtiefe und in die Giebel- sowie Treppenhäuser gelegt sind.

Die folgenden Bilder sollen Ihnen das statische Verhalten einzelner gezeigter Skelettsysteme vor Augen führen. Die hierfür erforderlichen, sehr umfangreichen Berechnungen hat meine Assistentin Frau Stoiser unter Mithilfe von Herrn Hotter ausgeführt.

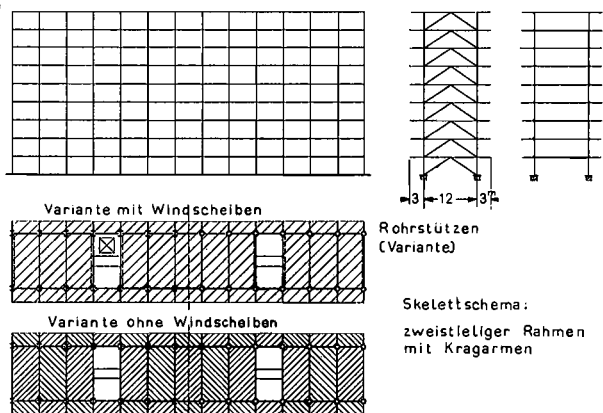


Bild 5: Variante 5, zweistöckiger Rahmen mit Kragarmen
Fig. 5: Skeleton-scheme of a single-bay building with cantilevered girders

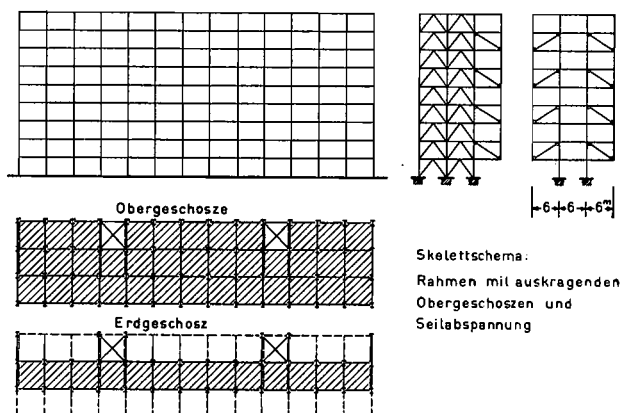


Bild 6: Variante 6, zweistöckiger Rahmen mit auskragenden Obergeschossen
Fig. 6: Skeleton-scheme of a three-bay building with cantilevered bays guyed by steel ropes

Das erste Bild 7 stellt die Maximalmomente für den gezeigten dreistöckigen Rahmen infolge Eigengewicht und Nutzlast dar, wobei letztere nur in den jeweils ungünstig wirkenden Feldern angenommen wurde. Man erkennt daraus, daß nicht nur die Durchlaufwirkung, sondern auch die Endeinspannung der Riegel das Feldmoment sehr stark entlasten und so eine recht ausgeglichene Momentenverteilung entsteht. Die Stützen erhalten allerdings erhebliche Eckmomente, die jedoch, da erstere meist über drei Geschosse ungestoßen hindurchgehen, keinen besonderen zusätzlichen Aufwand für die Ausbildung der Rahmenecke benötigen. Die Anbringung von örtlichen Verstärkungen zur Aufnahme der Spitzenmomente bringt eine gewisse Materialersparnis, die jedoch mindestens teilweise durch die erhöhten Kosten der Werkstattarbeit aufgewogen wird. Auch für die Riegelprofile gelten ähnliche Überlegungen. Wir haben die Materialersparnis bei Abstufung der Gurtplatten entsprechend dem Momentenverlauf ausgerechnet und ich werde noch später darauf zurückkommen.

Das nächste Bild 8 zeigt die Zustandslinie der Biegemomente infolge Winddruck, wenn

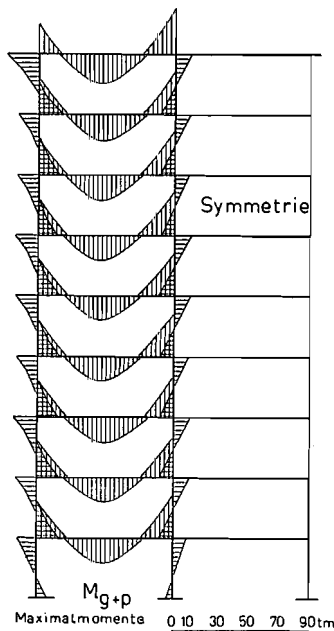


Bild 7: Dreistieliger Rahmen mit gleicher Feldteilung; Maximalmomente infolge ständiger Last und Nutzlast
 Fig. 7: Symmetrical two-bay frame; max. bending moments due to dead load and live load

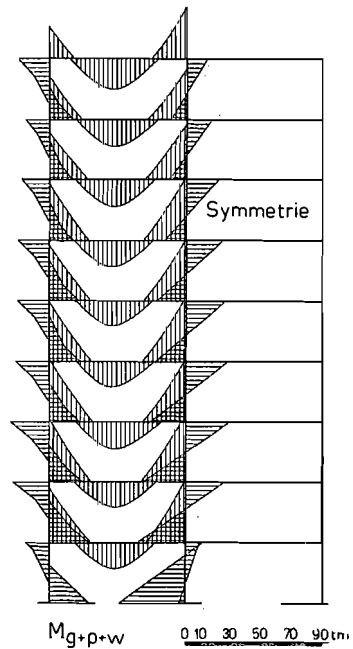


Bild 9: Dreistieliger Rahmen; Maximalmomente für die Dimensionierung
 Fig. 9: Symmetrical two-bay frame; max. moments for dimensioning

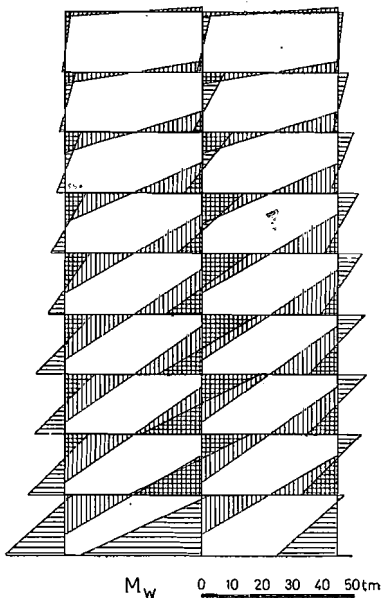


Bild 8: Dreistieliger Rahmen; Maximalmomente infolge Winddruck
 Fig. 8: Symmetrical two-bay frame; max. moments due to wind pressure

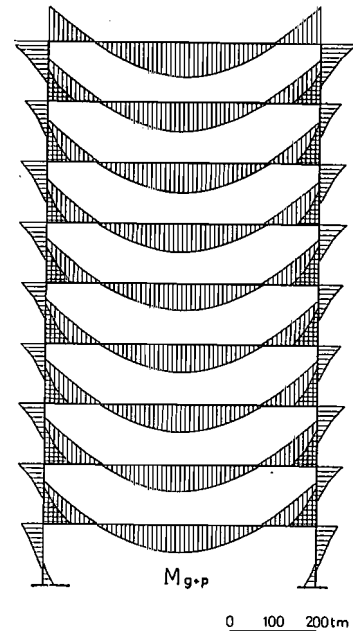


Bild 10: Zweistieliger Rahmen nach Bild 4; Maximalmomente infolge ständiger Last und Nutzlast
 Fig. 10: Single-bay frame as per Fig. 4, max. bending moment due to dead load and live load

dieser allein durch die Rahmenwirkung aufgenommen wird. Obwohl die Windkräfte sich in jedem Stockwerk auf drei Rahmenknoten verteilen, sind die Eckmomente erheblich und belasten den Aufwand für die Anschlußkonstruktion von Stütze und Riegel. Auffallend ist auch, daß die Annahme von Gelenken (Momentennullpunkten) in den Stielmitten nur für den mittleren Bereich gültig ist und bei im

Verhältnis zu den Riegeln steifen Stielen zu einer Unterschätzung der Eckmomente im oberen und unteren Viertel der Bauwerkshöhe führt.

Da hier die Anordnung von lotrechten Windscheiben zweckmäßig schien, haben wir das ganze räumliche System der Rahmen in Zusammenwirkung mit den Windscheiben statisch untersucht. Die umfangreichen Berech-

nungen führten zu dem Ergebnis, daß die auf einer Hälfte der Geschosftiefe angeordneten Windscheiben (vgl. Bild 3) die Rahmen nur um 47% von den Windkräften entlasten können, so daß trotz der vorhandenen sechs Windscheiben noch 53% der Horizontalkräfte in den Rahmen verbleiben. Bei Anordnung von Verbänden, welche sich über die ganze Gebäudetiefe erstrecken, werden die Verhältnisse natürlich wesentlich günstiger. Trotzdem muß ein nicht unbeachtlicher Anteil der Horizontalkräfte (nach unserer Schätzung etwa 20%) von den Rahmen aufgenommen werden.

Das Bild 9 zeigt die Maximalmomentenlinien aus ständiger Last, Nutzlast und Windlast, wobei sehr deutlich die großen Eckmomente in Erscheinung treten. Ich möchte Sie bitten, sich dieses Bild besonders gut einzuprägen, weil wir noch einmal darauf zurückkommen werden. Wir werden dann hören, daß diese hohen Spitzenwerte auf die Trag-sicherheit keinen Einfluß haben, wenn der Anschluß in der Lage ist, das Plastizitätsmoment aufzunehmen. Diese neue Berechnung nach der Plastostatik wird gerade hier zu einer wirtschaftlicheren Bemessung führen.

Der zweite Rahmentyp, der sehr eingehend untersucht wurde, ist der Ihnen bereits gezeigte zweistielige Rahmen (Bild 10). Die große Spannweite von 18 m ließ die Befürchtung aufkommen, daß die Rahmenriegel mit einem erheblichen Aufwand an Material und einer großen Bauhöhe bemessen werden müssen und daher nicht nur die Wirtschaftlichkeit leidet, sondern auch die Gebäudehöhe vergrößert wird. Es hat sich auch hier gezeigt, daß die relativ steifen und kurzen Stiele eine erhebliche Einspannwirkung und damit Entlastung des Feldmomentes zu Folge haben, so daß dieses auf mehr als die Hälfte abgemindert wird. Sie sehen dies deutlich an der auf diesem Bild dargestellten Maximalmomentenlinie für Eigengewicht und Nutzlast.

Eine Bemessung der Riegel als Fachwerkbinder erscheint hier zweckmäßig, da damit auch Gelegenheit gegeben ist, die Installationsleitungen in den Bereich der Konstruktion zu verlegen.

Die Frage der Aufnahme der Windkräfte wurde auch hier eingehend untersucht. Bei ihrer Aufnahme durch Rahmenwirkung allein ergibt sich das dargestellte Momentenbild 11. Hier spielen demnach die Momente aus Windkräften im Verhältnis zu jenen aus ständiger Last und Nutzlast keine sehr große Rolle mehr. Trotzdem wurde die Frage der statischen Wirkung von lotrechten Windscheiben studiert. Hierbei wurde angenommen, daß sich die Fachwerkscheibe (vgl. Bild 4) auf die ganze Geschosftiefe erstreckt, also immerhin die beachtliche Breite von 18 m hat. Die Berechnung ergab, daß auch hier noch 37% der im vorigen Bild gezeigten Momente im

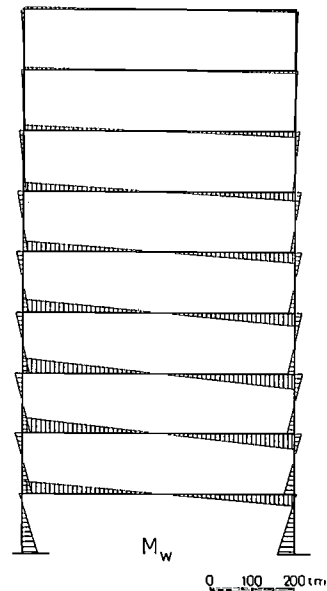


Bild 11: Zweistieliger Rahmen; Maximalmomente infolge Winddruck

Fig. 11: Single-bay frame, max. moments due to wind pressure

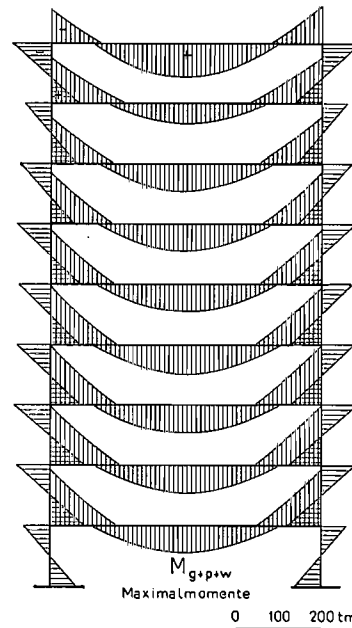


Bild 12: Zweistieliger Rahmen; Maximalmomente für die Dimensionierung

Fig. 12: Single-bay frame, max. moments for dimensioning

Rahmen verbleiben, während der übrige Anteil von den Windscheiben aufgenommen wird.

Die umhüllende Maximalmomentenkurve für Eigengewicht, Nutzlast und Windlast (Bild 12) zeigt zwar einen Anstieg der Eckmomente infolge Windlast, jedoch ist dieser nicht so erheblich wie im vorher gebrachten Rahmensystem. Immerhin muß auch hier der Eckanschluß für ein relativ großes Moment bemessen werden.

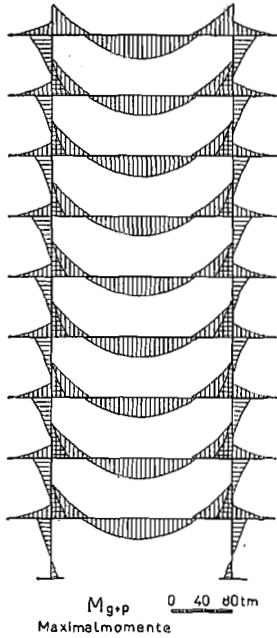


Bild 13: Zweistieliger Rahmen mit Kragarmen; Maximalmomente infolge Eigengewicht und Nutzlast

Fig. 13: Single-bay frame with cantilevered beams, max. moments due to dead load and live load

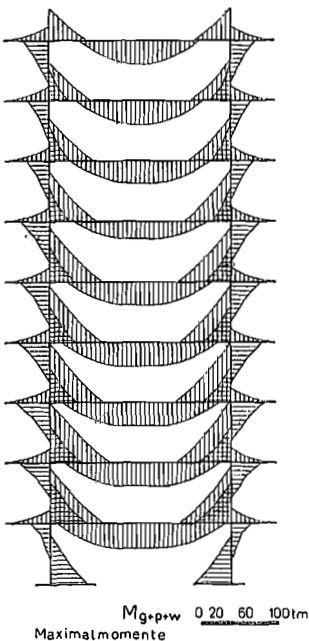


Bild 14: Zweistieliger Rahmen mit Kragarmen; Maximalmomente für die Dimensionierung

Fig. 14: Single-bay frame with cantilevered beams, max. moments for dimensioning

Der Vorschlag geht hier dahin, für die Riegel einen Rohrfachwerkbinder an Stelle des schweren Blechträgers anzuordnen und den Anschluß an die Stiele mit hochfesten vorgespannten Schrauben zu bewirken. Ich werde darauf noch zurückkommen.

Auch bei diesem System werde ich zeigen, daß die Spitzenmomente in den Ecken auf die

Tragsicherheit keinen Einfluß haben und der Entwurf nach der Plastizitätstheorie besondere Eckverstärkungen entbehrlich macht.

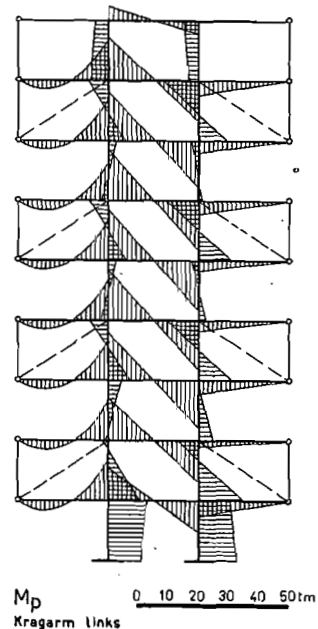
Das Rahmensystem mit auskragenden Riegeln (Bild 13) bringt die erwartete Verminderung der maximalen Feldmomente durch die Eigengewichtsentlastung der Kragarme und eine sehr günstige Momentenverteilung für Eigengewicht und Nutzlast in jeweils ungünstigster Stellung. Die Absolutwerte der Feldmomente betragen nur etwa die Hälfte jener des vorher gezeigten Systems mit aufliegenden Stielen, trotzdem immerhin noch eine Raumtiefe von 12 m völlig stützenfrei ist. Die Stiele erhalten nur geringe Biegemomente und das Stahlgewicht — auf das wir später noch zurückkommen werden — ist hier von allen betrachteten Systemen am kleinsten.

Auch die umhüllende Maximalmomentenkurve (Bild 14) für Eigengewicht, Nutzlast und Winddruck zeigt eine weitgehend gleichmäßige Beanspruchung der Riegel im positiven Momentenbereich, so daß hier zweckmäßig mit einem durchgehenden Profil ohne Verstärkung gearbeitet werden kann. Wiederum ist jedoch ein starker Anstieg der Eckmomente infolge des Hinzukommens der Windbelastung zu verzeichnen, der nur durch sehr steife lotrechte Windscheiben wesentlich herabgesetzt werden kann. Auch hier gilt die bei den anderen Systemen gemachte Bemerkung über die Tragsicherheit.

Besonders interessant ist das statische Verhalten des letzten Systems in der Reihe unserer Vorschläge (Bild 15). Da zu befürchten war, daß die einseitige Belastung durch Nutz-

Bild 15: Rahmensystem mit auskragenden Geschossen; Maximalmomente infolge Nutzlast im linken Geschosstrakt

Fig. 15: Frame system with cantilevered stories, max. moments due to live load on left side bay



last der auskragenden und seilabgespannten Geschosse große Biegemomente im Rahmen hervorrufen würden, haben wir zuerst diesen Zustand untersucht. Es ergab sich jedoch, daß diese Biegemomente in durchaus vernünftigen Grenzen bleiben und keinen wesentlichen Mehraufwand an Material für die Dimensionierung benötigen. Durch die elastische Dehnung der Rückhalteseile wird das negative Stützmoment gegenüber dem Durchlaufträger vergrößert und das positive Feldmoment im auskragenden Geschos entsprechend reduziert.

Die umhüllende Linie der Maximalmomente aus Eigengewicht und Nutzlast zeigt Ihnen das nächste Bild 16. Man erkennt hier den starken Anstieg des Stützmomentes, der jedoch durch eine Vorspannung der Seile gesteuert werden kann, so daß eine ausgeglichene Momentenverteilung erzielbar ist. Wir werden auf die konstruktiven Einzelheiten noch zurückkommen.

Die im nächsten Bild aufgetragenen maximalen Normalkräfte (Bild 17) zeigen gegenüber dem Rahmen mit außenliegenden Stielen die erwartete Zunahme in den bis zum Fundament durchgehenden mittleren Stützen, so daß hier auch ein größerer Aufwand an Gründungen erforderlich ist. Die Spannungen in den Seilen halten sich jedoch durchaus in mäßigen Grenzen ($N_{max} = 32 t$) so daß verschlossene Seile von 36 mm Durchmesser auch dann genügen, wenn eine Vorspannung zur Verminderung der Stützmente beabsichtigt ist.

Um einen Überblick über die Wirtschaftlichkeit der einzelnen Skelettsysteme bezüglich

Bild 16: Rahmensystem mit auskragenden Geschossen; Maximalmomente infolge ständiger Last und Nutzlast

Fig. 16: Frame system with cantilevered stories, max. moments due to dead load and live load

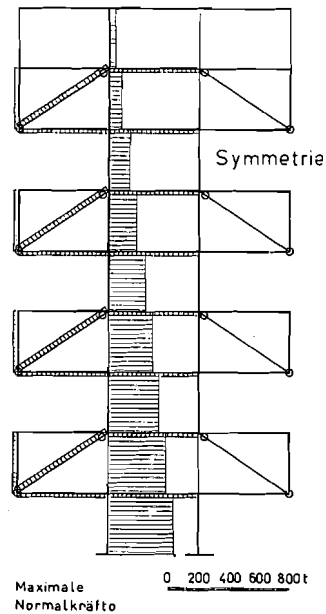
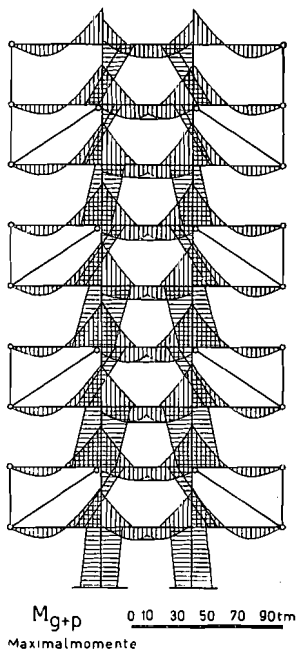


Bild 17: Rahmensystem mit auskragenden Geschossen; Maximale Normalkräfte

Fig. 17: Frame system with cantilevered stories, max. axial stresses

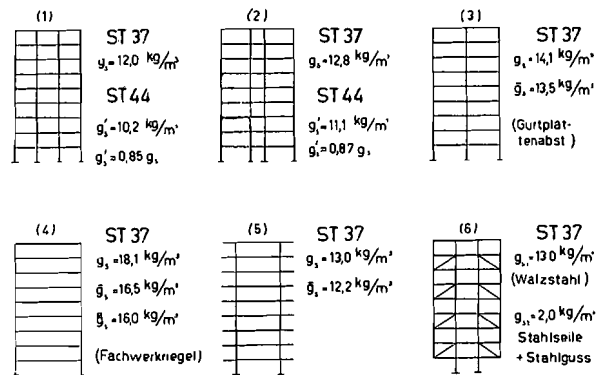


Bild 18: Gewichtsvergleich in kg/m^3 umbauten Raumes für die einzelnen Rahmensysteme

Fig. 18: Weight comparison in kg/m^3 of covered space for the individual frame systems

der Stahlkonstruktion allein zu erhalten, haben wir die Stahlgewichte der einzelnen Typen inklusive den längslaufenden Unterzügen, jedoch ohne Zwischendecken, berechnet und im Bild 18 zusammengestellt. Sie sehen daraus, daß sich zwar die wirtschaftlichste Lösung beim vierstieligen Rahmen (1) mit einem Stahlgewicht von 12 kg/m^3 umbauten Raum ergibt, daß jedoch hier für den Architekten auch die ungünstigste Möglichkeit für die Grundriformgestaltung vorhanden ist.

Eine sehr günstige Lösung zeigt der Rahmen mit auskragenden Riegeln (5) mit nur zwei Stützenreihen und 12 m völlig freier Raumtiefe. Auch das System mit auskragenden Seitengeschossen (6) ist wirtschaftlich, wobei eine Verteuerung nur durch die Verwendung von Stahlseilen und Stahlguss ent-

steht. Dem steht jedoch der große Vorteil der Schaffung von Gehflächen und Parkplätzen gegenüber. Der Rahmen mit 18 m stützenfreier Geschoßtiefe (4) hat natürlich ein erhebliches Mehrgewicht an Stahlkonstruktion gegenüber der leichtesten Lösung, seine Vorteile wurden aber bereits eingehend geschildert. Neben dem Gewicht bei gleichbleibendem Querschnitt ist auch an zweiter Stelle das Gewicht bei Anpassung der Querschnitte an den Momentenverlauf angeführt und schließlich an dritter Stelle das Gewicht angegeben, falls als Riegel Fachwerkrohrbinder verwendet werden.

Möge Ihnen diese Zusammenstellung zeigen, daß sich auch große stützenfreie Innenräume und auskragende Geschosse ohne entscheidende Mehrkosten erzielen lassen, zumal man bedenken muß, daß die Kosten der tragenden Stahlkonstruktion im Vergleich zu jenen des Gesamtbauwerkes gering sind.

Die folgenden Bilder zeigen schematische Konstruktionsvorschläge, insbesondere für die Rahmenknoten der gebrachten generellen Entwürfe. Ich bin mir dessen bewußt, daß sie namentlich bei den praktisch tätigen Stahlbauern unter Ihnen Kritik hervorrufen werden. Diese Tatsache liegt ja schon im verschiedenen System, mit dem die einzelnen Werkstätten arbeiten und kalkulieren, begründet. Betrachten Sie daher diese Vorschläge nur als Anregung und versuchen Sie daraus, die für Ihren Betrieb zweckmäßigste Lösung zu entwickeln.

Die konstruktive Entwicklung im Skelettbau und insbesondere die rahmenartige Verbindung von Riegeln und Stielen wird in Zukunft durch die Anwendung einer neuen Verbindungsart, nämlich der Reibungsverb-

Bild 19: Anschluß des Unterzuges an die Stütze mit hochfesten vorgespannten Schrauben

Fig. 19: Connection of the beam to the stanchion by high tensile prestressed bolts

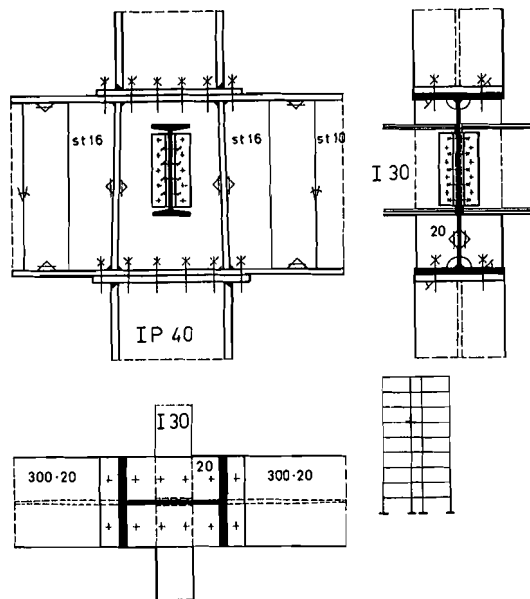
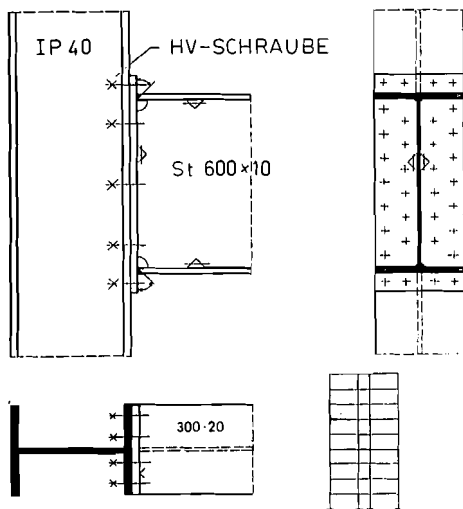


Bild 20: Rahmenknoten mit durchgehendem Unterzug
Fig. 20: Frame joints with continuous beam

undung befruchtet werden. Die Reibung, welcher die Übertragung der Scherkräfte obliegt, wird durch ein Anspannen von hochfesten Schrauben mit Hilfe eines Drehmomentschlüssels erzeugt. Da die Schrauben auch Zugkräfte bis zur Höhe ihrer Vorspannkraft übertragen können, ist mit einer solchen Verbindung auch die Aufnahme eines Einspannmomentes möglich (Bild 19). Es ergibt sich so ein einfacher Baustellenanschluß, der in der Lage ist, Querkräfte und Eckmomente zu übertragen.

Die Notwendigkeit bei weitgespannten Unterzügen große Stützmomente aufzunehmen, führt zweckmäßig zur Durchführung des gesamten Unterzuges (Bild 20) und zum beiderseitigen Anschluß der Stützen durch HV-Verschraubung. Auch hier wird der Anschluß durch je eine stirnseitig verschweißte Platte vermittelt, so daß ein Minimum an Anschlußmaterial benötigt wird.

Führt man die Stütze jedoch über mehrere Geschosse durch (Bild 21), so kann man einen geschraubten Baustellenstoß auch mit Hilfe auskragender Anschlußbleche und beiderseitiger HV-Verschraubung des Unterzuges herstellen.

Eine einfache Art der vollkontinuierlichen Durchführung des Riegels durch zweiteilige Stützen zeigt dieses Bild 22. Es handelt sich um einen vollständig geschweißten Anschluß, bei dem jedoch an der Baustelle nur horizontale Nähte von oben geschweißt werden müssen. Auch hier wird nur wenig Anschlußmaterial verwendet, so daß die Konstruktionszuschläge trotz voller Rahmenwirkung sehr niedrig sind. Die zweiteiligen Stützen sind insbesondere bei großer Geschoßhöhe

von Vorteil, können jedoch wesentliche Biegemomente nur um die Stoffachse aufnehmen.

Wir haben bereits bei der Behandlung der generellen Entwürfe die Rohrstütze im Skelettbau insbesondere dann als geeignet befunden, wenn sie frei durch den Raum geht und die Biegemomente gegenüber den Normalkräften zurücktreten. Die Lösung eines rein geschweißten, sehr einfachen Rahmenknotens, der in der Lage ist, die volle Kontinuität der Riegel zu gewährleisten, zeigt Ihnen dieses Bild 23. Der im Trägerunterflansch angeschweißte kleine Flachstahl dient lediglich als Auflager bei der Montage. Überkopfnähte sind hier vollständig vermieden.

Dieser Anschluß mit hochfesten vorgespannten Schrauben (Bild 24) sieht eine Unterbrechung der Stütze und die Durchführung des Unterzuges vor, an dem wegen der ringförmigen Anordnung der Schrauben Segmentstücke angeschweißt sind, welche sich mit den Stirnblechen der Stütze decken. Die Aussteifung des Steges und die Übertragung der Normalkräfte der Stütze erfolgt durch zwei Halbrohre von den gleichen Abmessungen wie

Bild 22: Rahmenknoten mit durchgehendem Unterzug und zweiteiliger Stütze

Fig. 22: Frame joints with continuous beam and compound stanchion

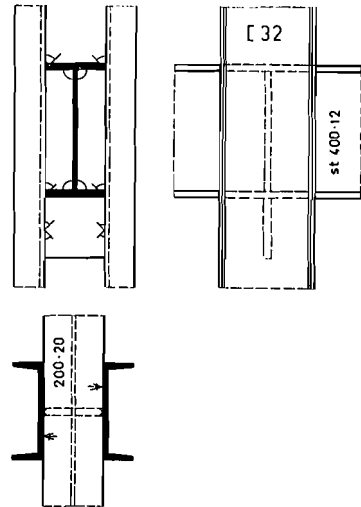


Bild 23: Rahmenknoten mit Rohrstütze, geschweißt

Fig. 23: Frame joints with tube-stanchions, welded

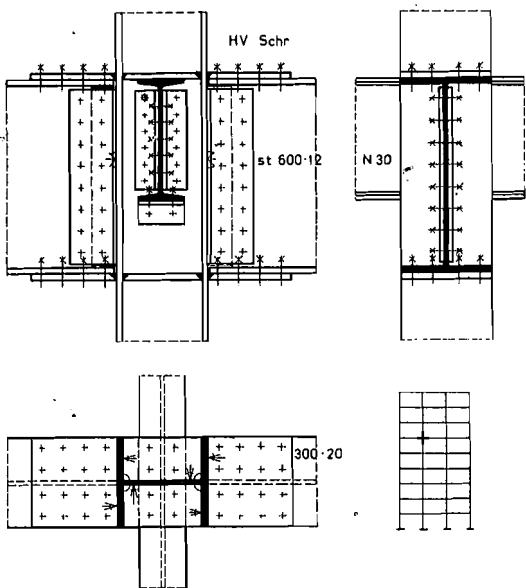
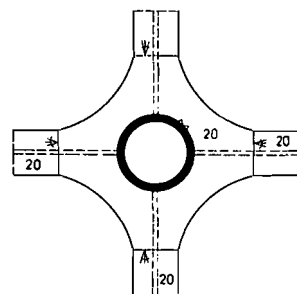
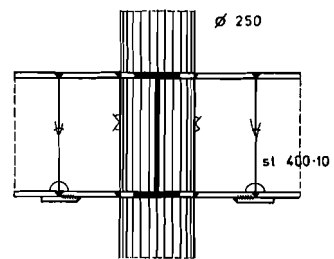


Bild 21: Rahmenknoten mit durchgehender Stütze

Fig. 21: Frame joints with continuous stanchion

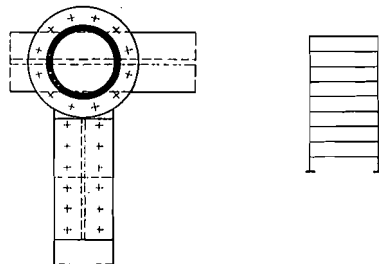
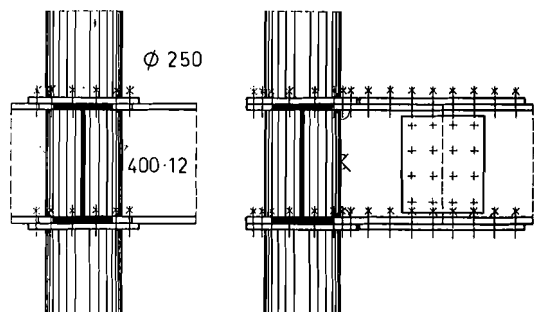


Bild 24: Rahmenknoten mit Rohrstütze und geschraubtem Baustellenanschluß

Fig. 24: Frame joints with tube-stanchions, bolted on site

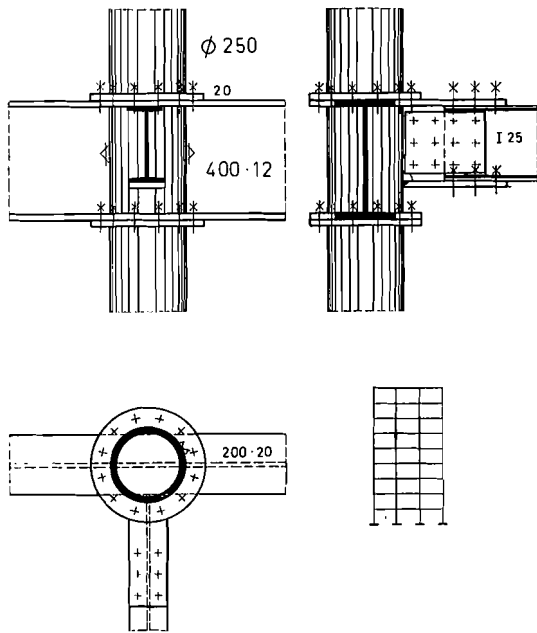


Bild 25: Rahmenknoten mit unterbrochener Stütze und durchgehendem Unterzug, Baustellenanschlüsse geschraubt

Fig. 25: Frame joints with discontinued stanchion and continuous beam, bolted on site

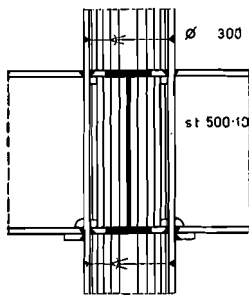


Bild 26: Geschweißter Rahmenknoten mit durchgehender Stütze

Fig. 26: Welded frame joint with continuous stanchion

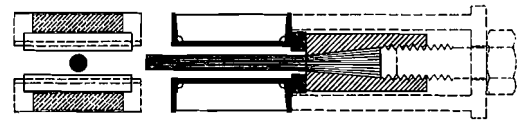
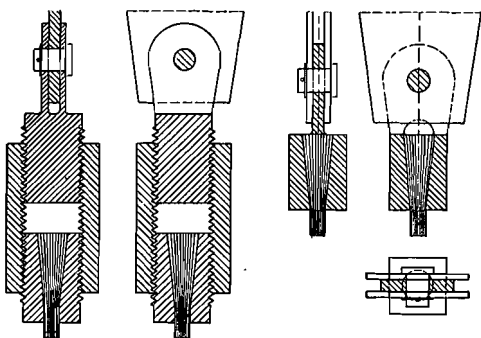
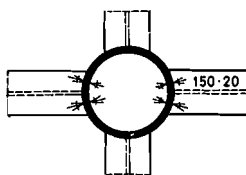


Bild 28: Seilkopfverankerung mit Nachstellvorrichtung

Fig. 28: Rope head anchorage with adjusting device

die Stütze, so daß die direkte Kraftübertragung auf diese Weise gesichert ist. Die Schrauben dienen daher nur zur Übertragung der Biegemomente. Der rechtwinklig dazu stehende Unterzug gleicher Höhe ist — um die Varianten um eine zu bereichern — mit an den Ring in der Werkstatt angeschweißten Kraglaschen in der üblichen Art angeschlossen, so daß an der Baustelle nicht geschweißt zu werden braucht.

Eine Lösung mit Unterbrechung der Rohrstütze und mit niedrigerem Nebenunterzug zeigt Ihnen Bild 25. Die verhältnismäßig kleinen Biegemomente des I 25 können von sehr steifen Halbrohrprofilen ohne weiteres übertragen werden. Gegebenenfalls kann aber auch eine Verbreiterung der Lasche an der Verbindungsstelle mit dem Halbrohr vorgenommen werden.

Einen rein geschweißten Anschluß mit Rohrstütze und kontinuierlichem Unterzug sehen Sie auf Bild 26. Hier sind zur vollkontinuierlichen Durchführung des Unterzuges in Höhe der Gurtplatten Kreisscheiben eingeschweißt und das Profil sodann in der Werkstatt oben und unten durch Schweißung gestoßen. Der kleine Flachstahl unten dient lediglich als Auflage bei der Montage.

Zur Aufnahme großer Zugkräfte werden neuerdings im Hochbau verschlossene hochwertige Stahlseile aus Rund-, Keil- und Z-Drähten verwendet. Sie sehen auf Bild 27 den Anschluß des Seiles, das in einem Seilkopf vergossen wird, an die Konstruktion. Während in der oberen Bildhälfte ein an den Seilkopf angegossener oder angeschweißter Augenstab durch einen Bolzen zweiseitig an das Doppelblech der Stahlkonstruktion angeschlossen wird, ist in der unteren Bildhälfte der Doppelaugenstab gleichfalls zweiseitig mit dem einteiligen Blech der Konstruktion verbunden. Eine Muffe mit Gegengewinde dient zum Nachstellen des Seiles.

Bild 27: Verankerung des Seilkopfes in der Konstruktion

Fig. 27: Anchorage of the rope head in the construction.

Die direkte Auflagerung des Seilkopfes auf die zweiteilige Stahlkonstruktion zeigt das Bild 28. Auch hier ist eine Vorrichtung zum Nachstellen (strichliert) entwickelt, wobei die Längendifferenz durch Unterlagsplatten ausgeglichen wird.

Einen Rahmenknoten mit Seilanschluß zeigt Ihnen Bild 29, wobei der Steg an der Anschlußstelle noch besonders verstärkt ist. An der Baustelle wird hier nur geschraubt.

Den Gegenanschluß an der Außenseite des Skelettbaues sehen Sie im Bild 30, wobei das Blech entweder durch die Gurtplatte gesteckt wird oder — falls die Lamelle garantiert frei von Dopplungen ist — auch auf die Gurtplatte mit einer K-Naht angeschweißt werden kann. Die leichten Außenstützen mit ihrem geschraubten Anschluß dienen nur der örtlichen Kraftübertragung.

Für den Entwurf des zweistieligen Rahmensystems mit einer Riegelspannweite von 18 m ist die Ausbildung dieses Riegels als geschweißter Rohrbinder wirtschaftlich. Das Bild 31 zeigt die heute allgemein übliche Ausbildung eines solchen Rohrbinders ohne Knotenbleche und seinen Anschluß an die Stütze.

Für den Anschluß des Windverbandes in geschraubter bzw. geschweißter Konstruktion sehen Sie hier je einen Vorschlag (Bild 32). Beim Schweißanschluß, der bei den Montageleuten nicht sehr beliebt ist, empfiehlt sich die Verschweißung möglichst großer Einheiten auf der Baustelle und das nachträgliche Hochziehen.

Im Stahlleichtbau besteht eine Entwicklungsrichtung darin, aus Bandstahl kaltgewalzte Profile zu verwenden. Ich zeige Ihnen im folgenden (Bild 33) solche Profilverschläge. Die Profile sind aus Bandstählen von 200 bis 400 mm Breite kaltgewalzt und aus ihnen entstehen durch Punktschweißung oder Stumpfschweißung zusammengesetzte Hohlprofile.

Bild 29: Rahmenknoten mit Zugseilverankerung und HV-Verschraubung

Fig. 29: Frame joints with rope-anchorage and high tensile bolting

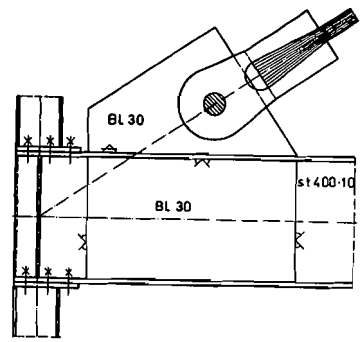
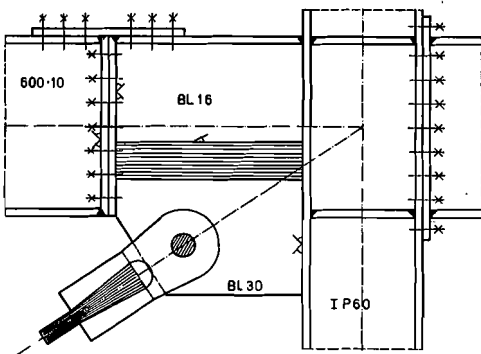


Bild 30: Knoten der unteren Seilverankerung

Fig. 30: Joint of the lower rope anchorage

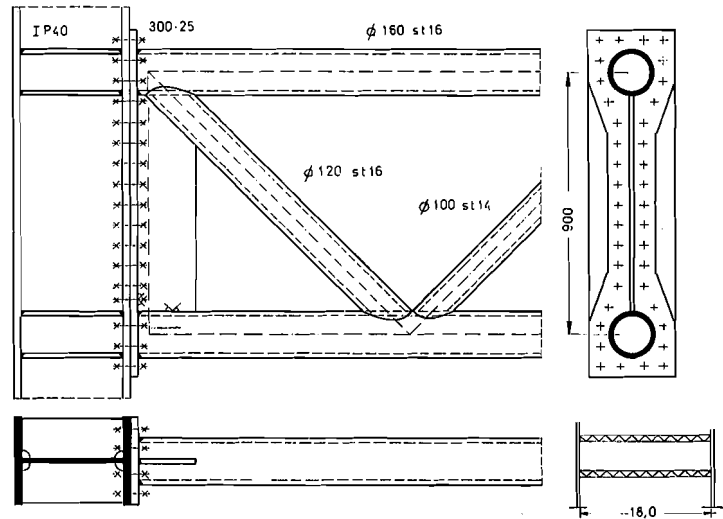


Bild 31: Anschluß eines Fachwerkrohrbinders an die Stütze

Fig. 31: Connection of a latticed tube-girder to the stanchion

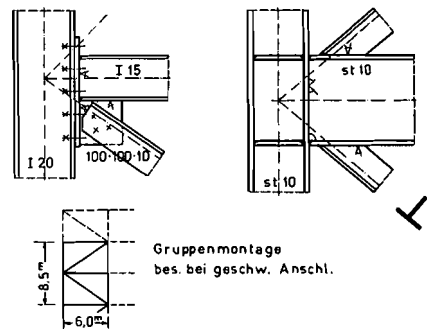


Bild 32: Anschlüsse der lotrechten Windverbände

Fig. 32: Connections of the vertical wind bracings

Die Wandstärke muß so bemessen sein, daß die Blechwandungen nicht vorzeitig ausbeulen, da Querschnitte auch in dichten Abständen die Beulung aus Längsspannungen nicht

wirksam verhindern können. Man kann mit diesen Profilen sowohl Fachwerkbinder (Bild 34) als auch Biegeträger formen und auch recht zweckmäßige Querschnitte für Stützen zusammensetzen. Hier sehen Sie Vorschläge für einige Fachwerkknoten, wobei auch die Punktschweißung zur Anwendung kommt.

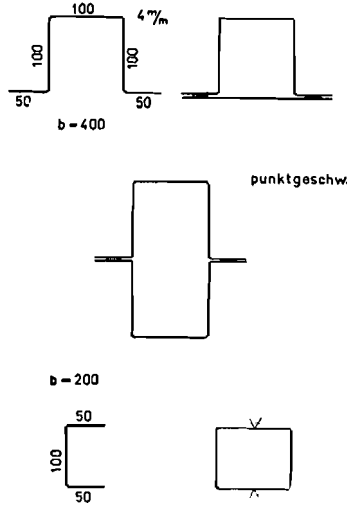


Bild 33: Kaltgewalzte Profile für den Leichtbau

Fig. 33: Cold rolled sections for lightweight construction

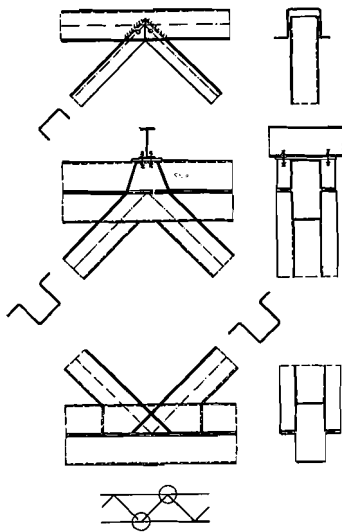


Bild 34: Fachwerkknotenpunkte im Leichtbau

Fig. 34: Lattice-girder joints in lightweight construction

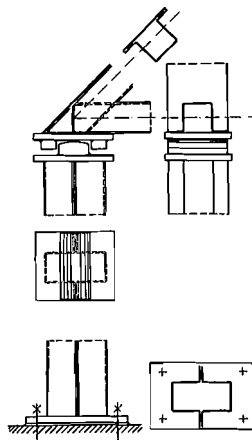


Bild 35: Auflagerpunkt und Stützenfuß im Leichtbau

Fig. 35: Bearing point and column base in lightweight construction

Das nächste Bild 35 zeigt Ihnen einen Auflagerknoten eines Fachwerkbinders mit einer zweiteiligen Stütze aus den kaltgewalzten Hut-Profilen.

Hier eine andere Form (Bild 36) desselben Anschlusses mit einer Stütze, welche aus zwei Hut-Profilen und zwei U-Profilen mit zwischengeschweißtem Blech besteht. Auch hier erfolgt die Verbindung durch Punktschweißungen.

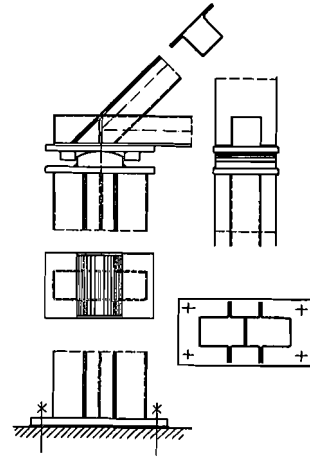


Bild 36: Auflagerpunkt und mehrteilige Stütze aus Leichtbauprofilen

Fig. 36: Bearing point and compound column of lightweight sections

Bei den Flugzeughallen muß die Vorderfront stützenfrei bleiben, wobei Öffnungen bis zu 110 m gefordert werden. Sie sehen hier eine aus Anlaß einer Ausschreibung für die Flugbasis der Deutschen Lufthansa in Hamburg entwickelte Konstruktion, die ein Raumtragwerk (torsionssteife Fachwerksröhre) vorsieht und den störenden hohen Unterzug an der Längsfront vermeidet. Der Entwurf fand damals große Beachtung.

Auch die Anordnung von Kragbindern (Bild 37), die, um die Biegemomente in mäßigen Grenzen zu halten, durch ein Seilhängesystem unterstützt sind, spart den hohen Längsunterzug und es entsteht so ein wirtschaftliches Tragsystem. Sie sehen auf diesem Bild auch einige Detailvorschläge.

Dem Bestreben des Architekten, die Tragkonstruktion außerhalb der Halle anzuordnen, kommt dieser Vorschlag (Bild 38) entgegen. Um die Abdichtung möglichst einfach zu halten, durchbrechen die Dachhaut nur in den Untergurtnotenpunkten kleine Rohrstützen, an die die rostartige Tragkonstruktion für die Decke angehängt ist. Die Fachwerkbinder sind aus Rohrprofilen in einfachster Form zusammengesetzt, wobei an der Rahmenecke an Stelle des Knotenbleches eine Stahlkugel zur Aufnahme der Rohrstäbe gesetzt ist. Zur seitlichen Knickhaltung des Binderobergurtes ist mindestens ein Längsverband in Höhe Dachfirst erforderlich.

Ich möchte Ihnen nun noch etwas Grundsätzliches zur Theorie der Stockwerksrahmen sagen:

Die Berechnung von Rahmentragwerken nach der Elastizitätstheorie kann wohl Aufschluß über den Spannungs- und Formänderungszustand bei Gebrauchslast geben, erlaubt aber keine Aussage über das tatsächliche Tragverhalten bis zum Bruch des Bauwerkes. Die Dimensionierung erfolgt auf der Basis der zulässigen Spannungen, deren Einhaltung eine gewisse Sicherheit gegen Erreichen der Fließgrenze gewährleistet. Wenn auch die Elastostatik der Rahmentragwerke bis zu weitgehender Vollkommenheit anwendungsfähig entwickelt wurde, so bleibt doch für den entwerfenden Ingenieur das unbefriedigende Gefühl bestehen, nur eine unvollständige Arbeit geleistet zu haben. Die Elastostatik nimmt ja vor allem auf die ganz verschiedene Tragsicherheit keine Rücksicht, die sich aus dem verschiedenen statischen Aufbau der Systeme ergibt.

Die Entwicklung der Plastostatik in ihrer Anwendung auf die Rahmentragwerke hat ihren Ausgangspunkt in einer nur wenig beachteten Arbeit von Kazinczy, die in einer ungarischen Zeitschrift veröffentlicht wurde und worin der Autor auf das plastische Verhalten und die dadurch erhöhte Tragsicherheit des Durchlaufträgers gegenüber dem freiaufliegenden Balken eingeht. Die Arbeit geriet in Vergessenheit und es war vor allem Meier-Leibnitz, der zwanzig Jahre später einschlägige Versuche in Stuttgart ausführte und die Tatsache der Bildung von Fließgelenken und des dadurch bewirkten Momentenausgleiches beim Durchlaufträger nachwies. Darüber hat Meier-Leibnitz am Internationalen Kongreß für Brückenbau und Hochbau im Jahre 1936 berichtet. Ferner hat dieser Forscher auch erkannt, daß Eigenspannungen und insbesondere Stützensenkungen im Durchlaufträger auf die Tragsicherheit keinen Einfluß haben.

Baker hat nun die Anregung von Meier-Leibnitz aufgegriffen und 1936—1939 an der Universität von Bristol Versuche mit Portalrahmen aus I-Profilen ausgeführt. Die Übereinstimmung dieser Versuchsergebnisse mit der Theorie des plastischen Verhaltens von Rahmenkonstruktionen war sehr gut.

Da bei der plastischen Berechnung nur der Endzustand betrachtet wird, bei dem das System sich in einen Mechanismus verwandelt, braucht im allgemeinen keine statisch unbestimmte Rechnung durchgeführt werden. Das hat ursprünglich zu der Annahme verleitet, daß die Berechnung solcher hochgradig statisch unbestimmter Rahmensysteme nach der Plastizitätstheorie eine einfache Sache sei. Leider hat sich diese Tatsache nicht bewahrheitet. Die Möglichkeit des Ausbildens mehrerer ver-

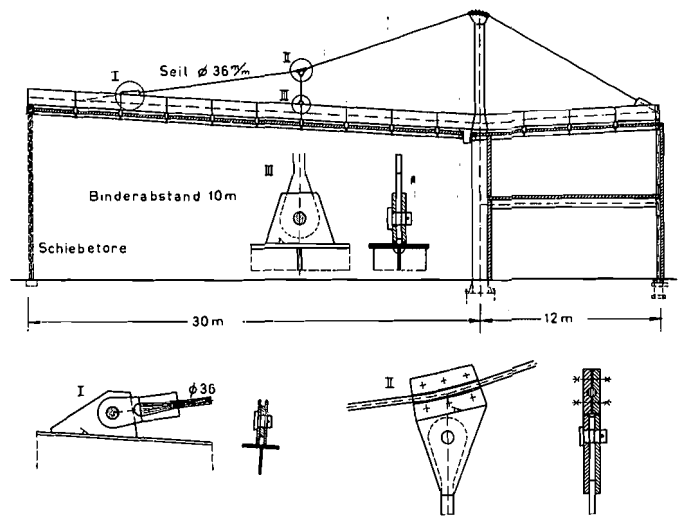


Bild 37: Kragbinder mit Seilabspannung für Flugzeughalle

Fig. 37: Cantilever girder geyed by ropes for an air plane hangar

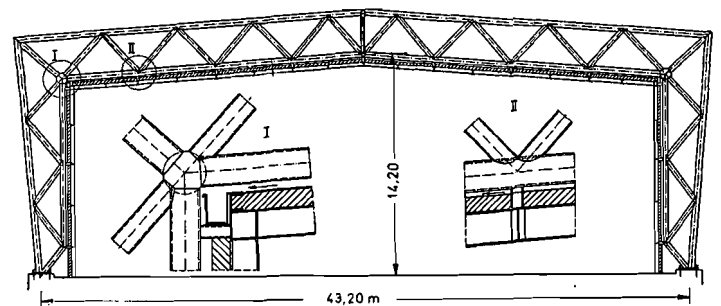


Bild 38: Außenliegender Rohrfachwerkbinder für Halle

Fig. 38: Outside latticed tube-girder for an exhibition hall

schiedener Gelenkmechanismen, die Ungültigkeit des linearen Superpositionsgesetzes, die Berücksichtigung des Normalkrafteinflusses und der Scherkräfte auf die Bildung plastischer Gelenke, sowie ferner die Berücksichtigung von Stabilitätsfragen, die wiederholte Be- und Entlastung und die damit zusammenhängende Verfestigung haben auch hier die Entwicklung einer eigenen Theorie der plastischen Berechnung von Rahmentragwerken gebracht und es ist das Verdienst Baker's und seines Mitarbeiterstabes durch die Herausgabe des im Universitätsverlag von Cambridge erschienenen Werkes "The steel skeleton" dem Ingenieur der Praxis die notwendigen Hilfsmittel hierfür in die Hand gegeben zu haben. Ich werde noch mehrfach darauf zurückkommen.

Es kann nicht die Aufgabe dieses Vortrages sein, Ihnen nähere Details über den plastischen Entwurf von Stahlskelettrahmen zu bringen, zu dessen auch nur einigermaßen vollständiger Darstellung ein dreistündiges Semesterkolleg erforderlich wäre. Da jedoch dieses neue Entwurfsverfahren fallweise von wirtschaftlicher Bedeutung sein kann, erscheint es zweckmäßig, einen zusammenfassenden Überblick über seine Grundsätze und Auswirkungen zu geben. Die Wirtschaftlichkeit des Entwurfes nach der Plastizitätstheorie erstreckt sich nicht nur auf die Ersparnisse an Material, sondern auch auf die Ersparnisse an Werkstattarbeit. Gerade hier sind nicht nur die Knotenverbindungen, sondern auch die ohne örtliche Verstärkung durchgehenden Profile ein wesentlicher Einflußfaktor.

Nach den ÖNORMEN B 4300/2 kann der Biegemomentenausgleich nach dem Traglastverfahren unter der Einschränkung berücksichtigt werden, daß die Randspannung bei Verzicht auf den Momentenausgleich die Fließgrenze nicht überschreitet. Durch diese Einschränkung fällt zunächst der Vorteil der vereinfachten Berechnung weg, denn der Rahmen muß ja nun außer nach der Plastizitätstheorie auch nach der Elastizitätstheorie berechnet werden. Außerdem ist in dieser Vorschrift durch die Beibehaltung des Spannungsnachweises das Wesen der Sicherheit gegen die Ausbildung eines Gelenkmechanismus nicht erfaßt. Die Praxis hat nun auch gezeigt, daß diese Vorschrift — von wenigen Ausnahmen abgesehen — ausschließlich für den Momentenausgleich am Durchlaufträger angewendet wird, und dies mit Recht, denn die Berechnung eines Bauwerkes nach der Plastizitätstheorie ist mit der Durchführung eines Momentenausgleiches keineswegs erschöpft.

Vergegenwärtigen wir uns den Unterschied von plastischer und elastischer Berechnungsmethode an einem einfachen Beispiel (Bild 39) und setzen wir idealplastische Verhältnisse voraus. Die Berechtigung dieser Annahme hat Baker durch ausgedehnte Versuche nachgewiesen. Wir führen neben dem elastischen Querschnittsmodul W_E (Widerstandsmoment) auch den plastischen Querschnittsmodul W_P unter Zugrundelegung einer idealplastischen Spannungsverteilung ein und erhalten für das Rechteck $W_P = \frac{b \cdot h^2}{4}$ und für den I-Querschnitt $W_P = \frac{1}{4} (bh^2 - b_1 h_1^2)$. Wir bezeichnen

$\rho = W_P / W_E$ als den Querschnittsfaktor. Er beträgt sonach für den Rechteckquerschnitt $\rho = 1,5$ und ist für unsere I-Normalprofile im Mittel etwa $\rho = 1,15$. Wir haben in der 7%igen Erhöhung des Widerstandsmomentes für Biegeträger in der ÖNORM den Querschnittsfaktor etwa zur Hälfte berücksichtigt.

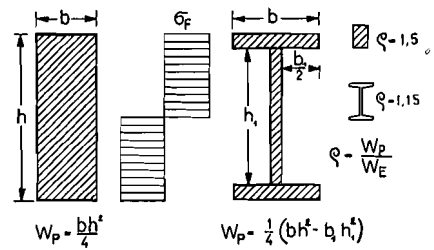


Bild 39: Elastisches und plastisches Widerstandsmoment
Fig 39: Elastic and plastic section-modulus

Betrachten wir nun den beiderseits eingespannten Balken von 10 m Stützweite mit einer Einzellast (Bild 40). Wir beginnen mit der elastischen Berechnung und nützen das Profil I 60 mit $\sigma_{zul} = 1700 \text{ kg/cm}^2$ aus, wenn wir eine Einzellast von $53,5^t$ angreifen lassen. An der Randfaser des Trägers bei B wird die Fließspannung bei einer Steigerung der Last auf $75,5^t$ erreicht und wir erhalten bei dieser Belastung die Momentenkurve (a).

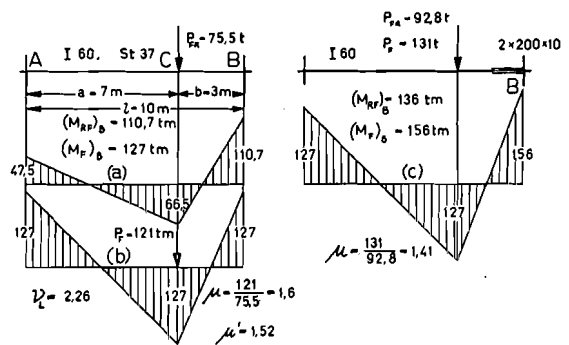


Bild 40: Plastischer Momentenausgleich am beiderseitig eingespannten Balken unter Einzellast

Fig. 40: Plastic compensation of bending moments on an encastré beam under concentrated load

Bei plastischer Berechnung muß sich vor der Mechanismusbildung die Momentenkurve (b) einstellen. Bei Annahme eines Querschnittsfaktors $\rho = 1,15$ beträgt das Moment bei Vollplastizierung $M_F = 127,0 \text{ mt}$. Diesem Moment entspricht eine Belastung von $P_F = 121 \text{ t}$. Es ist daher möglich, bei der plastischen Berechnung die $\mu = 1,6$ fache Last aufzubringen, ehe sich der Fließmechanismus mit drei Gelenken ausbildet und damit große Formänderungen auftreten. Rechnet man noch mit einem um 7% erhöhten Widerstandsmoment bei der elastischen Berechnung, so ergibt sich noch immer ein $\mu' = 1,52$.

Man kann dieses Verhältnis im Sinne der elastischen Berechnungsweise verbessern, wenn man den Querschnitt an der Einspannstelle B

örtlich verstärkt. Bei Wahl einer Gurtplatte $2 \times 200 \times 10$ wird $M_{RF} = 136 \text{ mt}$. Für Vollplastizierung an der verstärkten Einspannstelle B ist nun $M_F = 156 \text{ mt}$ und es entsteht die in (c) dargestellte Momentenlinie. Man erhält noch immer ein Lastverhältnis von $\mu = 1,41$.

Definieren wir als Sicherheitsgrad γ_L das Verhältnis der Last bei drei Fließgelenken und der höchst zulässigen Gebrauchslast, so wird im Falle des unverstärkten Trägers $\gamma_L = 121/53,5 = 2,26$. Wir wollen diesen Wert in Anlehnung an die englische Ausdrucksweise kurz als Lastfaktor bezeichnen.

Wir erkennen daraus, daß diesem statisch unbestimmten System eine hohe Reserve an Tragkraft innewohnt, die nach der elastischen Berechnung unausgenutzt bleibt. Das Beispiel zeigt aber auch, daß eine örtliche Verstärkung des Trägers bei B — die sich auch auf die Einspannung selbst beziehen muß — unter Zuhilfenahme des plastischen Entwurfes entfallen kann, da der Ausgleich vor der Ausbildung des Mechanismus vollzogen ist. Bei Anwendung des elastischen Entwurfverfahrens allein ist diese Verstärkung jedoch aus wirtschaftlichen Gründen notwendig.

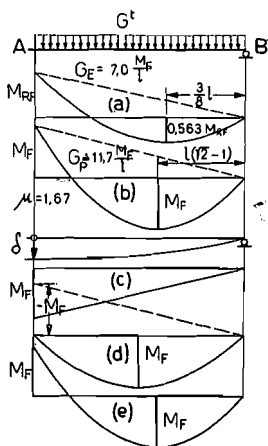


Bild 41: Plastischer Ausgleich und Stützensenkungen am einseitig eingespannten Balken

Fig. 41: Plastic compensation and settlement of supports (the left end encastré)

Die plastische Betrachtungsweise führt uns aber auch zur klaren Erkenntnis, daß Stützensenkungen oder Verdrehungen der Auflager (Bild 41) ohne Einfluß auf den Lastfaktor sind, wenn die Spannungen aus diesen Setzungen bzw. Verdrehungen allein die Fließgrenze nicht überschreiten. So entspricht z. B. dem einseitig eingespannten Träger unter Gleichlast die in (a) dargestellte Momentenlinie. Dem Erreichen der Fließgrenze in der Randzone des Trägers an der Einspannstelle A entspricht eine Last $G_E = 7,4 \cdot M_F/l$, während bei Ausbildung von zwei Fließgelenken (Vollplastizierung), die

in (b) dargestellte Momentenlinie entsteht, welche einer Belastung von $G_P = 11,67 \cdot M_F/l$ entspricht.

Trifft eine Setzung in A von solcher Größe ein, daß dort ein Fließgelenk zur Ausbildung kommt, so entsteht die in (c) dargestellte Momentenlinie. Wird der Träger in diesem Zustand belastet, so wird das Einspannmoment infolge Stützensenkungen bei entsprechender Laststeigerung auf Null abgebaut (d). Die Tragfähigkeit ist jedoch dann noch keineswegs erschöpft, sondern es kann sich noch bei weiterer Laststeigerung der Zustand (e) ausbilden, wobei die Aufstellung der Gleichgewichtsbedingungen ergibt, daß er mit dem Zustand (b) identisch ist und derselben Last entspricht.

Auch für eine Setzung des Lagers B bis zum Erreichen der Fließgrenze lassen sich ähnliche Betrachtungen anstellen. Beim plastischen Entwurf können somit selbst Setzungen, welche zur Plastizierung des Trägers führen, außer Betracht bleiben. Ähnliche Betrachtungen lassen sich auch für die Verdrehung der Einspannstellen anstellen.

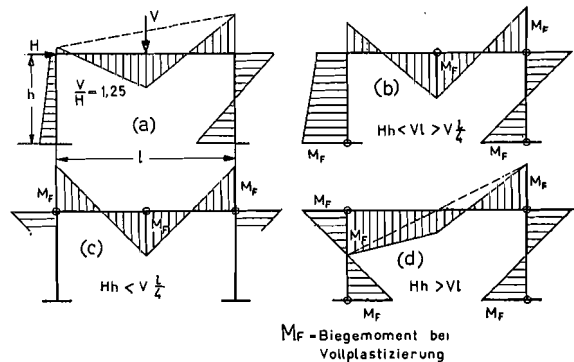


Bild 42: Verschiedene Möglichkeiten der Ausbildung von Fließgelenken im beidseitig eingespannten Rahmen
Fig. 42: Particular possibilities of forming plastic hinges in single story-bay frames encastré

Vom Träger zum Rahmen übergehend (Bild 42) stellen wir zunächst fest, daß verschiedene Mechanismen, nach der Ausbildung einer entsprechenden Zahl von Fließgelenken entstehen können. Die Ausbildung eines bestimmten solchen Mechanismus hängt von den Steifigkeitsverhältnissen und von der Art der Belastung ab. Wir können uns diese Tatsache sofort am Beispiel eines beidseitig eingespannten Rahmens klar machen. Während (a) die Momentenverteilung nach dem elastischen Entwurf mit relativ stark verschiedenen Momentenwerten auf der linken und rechten Rahmenhälfte zeigt, wird sich bei Erfüllung der angegebenen Ungleichung der in (b) dargestellte Mechanismus einstellen. Bei wachsendem V gegenüber H wird sich ein Gelenkmechanismus nach (c) (eingespannter Balken)

ausbilden, während schließlich bei relativ großem H die Fließgelenke nach (d) entstehen. Liegen die Fließgelenke und damit die Momente an dieser Stelle fest, so läßt sich die Momentenverteilung durch Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen berechnen.

Treten im Rahmen große Normalkräfte auf, so muß ihr Einfluß auf die Bildung der Fließgelenke berücksichtigt werden. Unter der Annahme idealplastischer Verhältnisse erhält man für den I-Querschnitt bei Annahme der Nulllinie im Steg das im Bild 43 eingeschriebene Fließmoment, welches dem Einfluß der Normalkräfte auf den Fließvorgang Rechnung trägt.

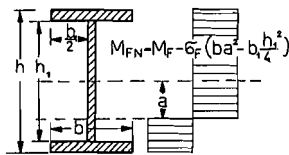


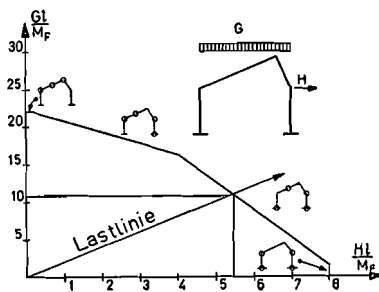
Bild 43: Plastizitätsmoment bei Biegung und Normalkraft

Fig. 43: Plastic moment on bending and axial stresses

Dieses einfache Beispiel des beiderseits eingespannten Rechteckrahmens dürfte Ihnen gezeigt haben, daß eine erhebliche Schwierigkeit des plastischen Entwurfes in der Festlegung des Mechanismus für den Zusammenbruch liegt, da je nach den Lastverhältnissen und Rahmenabmessungen mehrere solcher Mechanismen möglich sind. Für die verschiedenen häufig vorkommenden Rahmentypen sind von Baker sogenannte „Kollaps-Diagramme“ (Bild 44) entwickelt worden, von denen ich Ihnen ein solches für den dargestellten Shed-Rahmen zeige. Auf der Abszisse ist das Verhältnis von Horizontallast zu Fließmoment aufgetragen, während die Ordinate das Verhältnis von vertikaler Last zu Fließmoment mißt. Aus dem geknickten Linienzug kann man nun den Bereich der einzelnen Mechanismen für den Zusammenbruch erkennen und außerdem für ein bestimmtes Verhältnis G/H (Steigung der Lastlinie) die „Kollaps-Last“ ablesen.

Bild 44: Kollapsdiagramm nach J. F. Baker

Fig. 44: Collaps-diagram according to J. F. Baker



Die unter Führung von Baker stehende Forschungsgemeinschaft und eine Reihe außerhalb stehender Forscher haben Berechnungsmethoden für den plastischen Entwurf entwickelt, deren Kenntnis zur ökonomischen und zeitsparenden Lösung einer gegebenen Aufgabe unerlässlich ist. Es hat sich nämlich herausgestellt, daß es eine universelle Methode, die praktisch in allen Fällen zum Ziele führt, nicht gibt, sondern, daß für die gegebene Aufgabe immer auch erst die praktische Methode zu suchen ist.

Neben den Methoden, die mit der Aufstellung der Gleichgewichtsbedingungen arbeiten, führt sehr oft die Anwendung des Prinzips der virtuellen Arbeit in seiner ersten Fassung (aktive Kraft, virtuelle Verschiebung) rasch zum Ziel. Daneben wurden auch bekannte Elementarmechanismen von einfach gebauten Rahmen zur Behandlung von komplizierteren Systemen, welche aus diesem Teilsystem zusammengesetzt werden, verwendet. Auch ein plastisches Momentenausgleichsverfahren wurde erarbeitet, das auf der schrittweisen Herstellung des Gleichgewichts im Mechanismus beruht. Für die näherungsweise Lösung ist es vielfach möglich, durch Anwendung des Minimal- und Maximalprinzips eine obere und eine untere Schranke zu ermitteln.

Durch die Auswirkungen der Normal- und Querkkräfte auf die Bildung der Fließgelenke werden die Verfahren komplizierter, da kein statisch linearer Zusammenhang zwischen den drei Schnittkräften besteht (Mechanismusänderung). Man wird sich jedoch dem richtigen Resultat in der Regel iterativ nähern können, da der Biegemomenteneinfluß auf die Fließgelenke meist dominiert.

In den ÖNORMEN B 4300/2 ist der Momentenausgleich nach dem Traglastverfahren nur für vorwiegend ruhende Belastung gestattet. Die Erkenntnisse der englischen Forschergruppen, die sich auf zahlreiche Großversuche stützen, haben jedoch gezeigt, daß diese starke Einschränkung nicht notwendig ist. Vor allem seien hierzu die grundlegenden Versuche von Sheffield erwähnt, die er 1953 mit Rechteckstäben aus Mild Steel ausführte. Sheffield belastete diese Stäbe wechselnd positiv und negativ auf Biegung bis jeweils Vollplastizierung erzielt wurde. Es traten demnach wechselnd positive und negative Fließmomente im selben Querschnitt auf. Leider wurden diese Versuche nach 15maligem Lastwechsel abgebrochen, da sich keinerlei Anzeichen eines Bruches geltend machten.

Des weiteren wurden Breitflanschträger fünfundzwanzigmal wechselnd im selben Querschnitt positiven und negativen Fließmomenten ausgesetzt, ohne daß sich irgendein Merkmal beginnender Zerstörung einstellte.

Die Versuche wurden in Cambridge mit Quadrat-Stahl von 1½ Zoll fortgesetzt und eine Million Lastwechsel bei Vollplastizierung mit jeweils entgegengesetztem Vorzeichen erzielt, ohne daß ein Bruch eintrat. Die günstigen Ergebnisse dieser Versuche, die fortgesetzt werden, übertrafen alle Erwartungen. Allerdings wäre es verfehlt, hieraus den Schluß zu ziehen, daß der beliebige Wechsel von verschiedenen Lastsystemen auf die Trag-sicherheit der Konstruktion keinen Einfluß habe.

Grundsätzlich sind bei Systemen, in denen Lastwechsel auftreten, bei Ausbildung von Fließgelenken zwei Fälle möglich:

1. Das System schüttelt infolge Verfestigung das plastische Gelenk ab;
2. Es bildet sich eine wachsende Neigung für den Zusammenbruch aus, ohne daß sich ein Mechanismus einstellt.

Zu 1): Die Erscheinung des Abschüttelns wurde bereits von Hans Bleich für ein einfach statisch unbestimmtes System erkannt und von Ernst Melan für den allgemeinen Fall der statisch unbestimmten Systeme entwickelt. Hierüber wurde auf dem Kongreß der IVBH in Berlin berichtet.

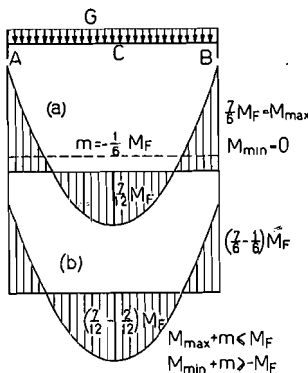


Bild 45: Abschüttelvorgang am beidseitig eingespannten Balken unter Gleichlast

Fig. 45: Shakedown theorem on the beam encastré

Ein einfaches Beispiel möge zeigen, worum es hier geht. Der eingespannte Balken (Bild 45) sei mit einer Gleichlast belastet, die von Null auf ihren maximalen Wert anwächst. Das Verhältnis von Stützmoment zu Feldmoment wird beim Durchlaufen des elastischen Bereiches stets zwei sein. Ein Anwachsen des Momentes über M_F hinaus, ist jedoch nirgends möglich und es muß daher, wenn an den Einspannstellen M_F überschritten wird, zu einer Hebung der Schlußlinie (strichliert) kommen, so daß die in (b) eingetragene Momentenlinie entsteht. Bei Entlastung verbleibt das Restmoment $\frac{1}{8} M_F$ als negativer Wert im Träger und die nochmalige Belastung ergibt rein elastisch die Momentenlinie (a) mit der ursprünglichen Achse als Schlußlinie.

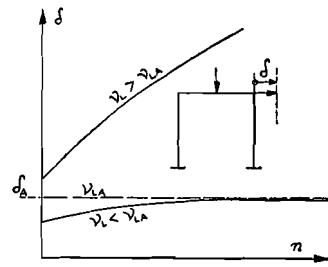


Bild 46: Graphische Darstellung des Abschüttelvorganges am beidseitig eingespannten Rahmen nach J. F. Baker

Fig. 46: Diagram of shakedown process on the beam encastré according to J. F. Baker

Der Abschüttelvorgang hängt außer vom System und dem Fließmoment daher auch vom Verhältnis $\min M$ zu $\max M$ ab und liegt nur bei Erfüllung des im Bild angeschriebenen Abschüttelkriteriums vor.

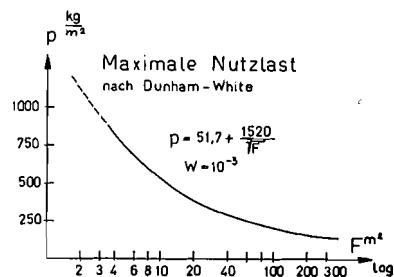
Aus dem Abschüttelvorgang geht aber auch hervor, daß die ursprünglich im System vorhandenen Eigenspannungen (z. B. Schweißspannungen) keinen Einfluß auf die Tatsache des Abschüttelns selbst haben.

Zu 2): Die wachsende Neigung für den Zusammenbruch bei wiederholter Be- und Entlastung ist durch eine Abminderung des Lastfaktors γ_L gekennzeichnet (Bild 46). Ist γ_L der Lastfaktor und γ_{LA} jener Grenzwert, bei dem noch ein Abschütteln der plastischen Gelenke eintritt, so wird bei $\gamma_L < \gamma_{LA}$ die seitliche Ausbiegung des Rahmens zunächst noch etwas anwachsen, dann aber nach wenigen Lastzyklen nahezu zur Ruhe kommen, um schließlich den Grenzwert δ_A zu erreichen. Ist jedoch $\gamma_L > \gamma_{LA}$ so wird die Durchbiegung mit der Lastspielzahl immer stärker zunehmen, bis der Zusammenbruch ohne Ausbildung des Mechanismus erfolgt.

In Cambridge ausgeführte Versuche haben eine qualitative und quantitative Bestätigung dieses Phänomens gebracht.

Bild 47: Darstellung der Veränderlichkeit der Nutzlast mit der Größe der belasteten Fläche

Fig. 47: Diagram of the variation of live load as a function of magnitude of loaded area

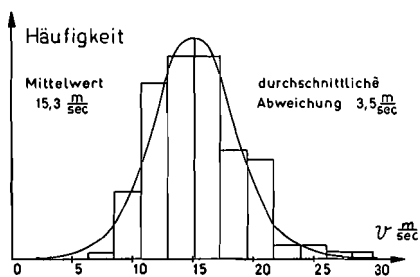


In dem bereits genannten Werk von Baker sind auch eingehende Untersuchungen dem plastischen Verhalten der auf Druck und Biegung beanspruchten Stützen gewidmet, sowie auch der seitlichen Instabilität von I-Trägern Rechnung getragen. Für die Biegung um zwei Achsen sind Kurventafeln ausgearbeitet worden, welche die Bestimmung des zugehörigen Plastizitätsmomentes erlauben.

Für die Wirtschaftlichkeit der Stahlkonstruktion ist der zu wählende Sicherheitsgrad neben anderen Faktoren von größter Bedeutung. Da wir als Sicherheitskoeffizienten oder Lastfaktor γ_L das Verhältnis von jener Last, bei der sich ein Mechanismus bildet, zur Gebrauchslast bezeichnet haben, ist es mit den angedeuteten Berechnungsmethoden möglich, bei gegebenem System und bekannter Gebrauchslast γ_L zu berechnen und dem vorgeschriebenen Mindestwert gegenüberzustellen. Diese Nachprüfung bei gegebenen Abmessungen, also bei einer bereits entworfenen Konstruktion, wird stets durchzuführen sein.

Die Festlegung des zulässigen γ_L führt auf das Gebiet der Wahrscheinlichkeitstheorie und der Statistik. Hierüber wurden in England Untersuchungen durchgeführt, die auch zahlreiches Material über die Belastungsintensität von Stockwerksbauten lieferten. Demnach sind die Nutzlasten von Bürogebäuden sehr abhängig von der Größe der belasteten Fläche F und können nach Beobachtungen von Dunham-White (Bild 47) nach Umrechnung des englischen Maßsystems durch die eingetragene Formel ausgedrückt werden. Die Wahrscheinlichkeit, daß diese Lasten überschritten werden, beträgt 10^{-3} . Die Formel zeigt gute Übereinstimmung mit Beobachtungen von White.

Auch die ungünstigste Stellung der Nutzlast bei Stockwerksbauten wäre nach den Gesetzen der Wahrscheinlichkeit zu betrachten.



Bld 48: Gauß'sche Glockenkurve für die Windgeschwindigkeiten nach Beobachtungen in Cardington

Fig. 48: Probability curve of Gauß of wind-velocity according to records of Cardington

Die Größe der Windlast (Bild 48), die von der Formziffer, der Windrichtung und den meteorologischen Bedingungen des Landes abhängt, muß ebenfalls nach der Wahrscheinlichkeitstheorie betrachtet und festgelegt werden. Das Bild zeigt Ihnen die Gauß'sche Glockenkurve, für die in Cardington von 1932

bis 1944 beobachteten Windlasten. Demnach liegt die häufigste Windlast bei 15,3 m/sec mit einer mittleren Abweichung von 3,5 m/sec.

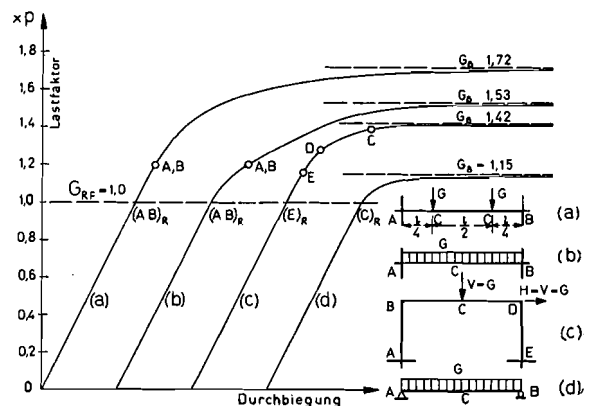
Da die Windbelastung das Vorzeichen wechseln kann, ist der Abschüttelvorgang bzw. die Möglichkeit der Ausbildung wachsender Zusammenbruchsneigung besonders zu beachten. Auch hierüber sind Studien angestellt worden mit dem Ergebnis, daß ein Bauwerk, welches nach der Plastizitätstheorie für statische Belastung entworfen wurde auch gegen wechselnde Windlast ausreichende Sicherheit besitzt. Die größte Abminderung des statischen Lastfaktors bei wechselnder Belastung wurde von Baker mit $0,84 \cdot \gamma_L$ gefunden. Die Wahrscheinlichkeit seines Auftretens ist aber sehr gering.

Ein Einwand, welcher gegen die Plastizitätstheorie gemacht wird, ist der, daß vor Ausbildung eines Mechanismus große Formänderungen entstehen, welche die Gebrauchsfähigkeit des Bauwerkes herabsetzen. Dieser Einwand ist jedoch leicht zu widerlegen, da ja durch Ausbildung eines Fließgelenkes nur eine Unbekannte des Systems abgebaut wird und vor der Ausbildung des letzten Fließgelenkes noch immer ein statisch bestimmtes volltragfähiges System die Formänderungen bestimmt.

Das dem Buch von Baker entnommene Bild 49 zeigt recht anschaulich die Formänderungen bei Ausbildung der Fließgelenke und die sehr verschiedene Tragfähigkeit der einzelnen Systeme, wenn ihr tatsächliches Verhalten bis zur Ausbildung des Mechanismus betrachtet wird. Sie erkennen daraus, daß selbst nach Ausbildung dieses Mechanismus bei allerdings stark wachsenden Formänderungen noch erhebliche Lasten aufgenommen werden können, bis der Zusammenbruch erfolgt. Gegen die tatsächliche örtliche Plastizierung auch unter Gebrauchslast, bestehen daher grundsätzlich keine Bedenken. Wir haben solche Plastizierungsvorgänge im übrigen in jedem Nietanschuß.

Bild 49: Durchbiegungen als Funktion des Lastfaktors für verschiedene Tragsysteme nach J. F. Baker

Fig. 49: Deflections as function of load factor for various structures according to J. F. Baker



In England hat man bisher sehr vorsichtig mit einem Lastfaktor von $\gamma_L = 2,0$ gerechnet. Die neuen Vorschläge für den plastischen Entwurf sehen $\gamma_L = 1,75$ für Lastfall H und $\gamma_L = 1,4$ für Lastfall H + Z vor. Diese Vorschläge sind durch Versuche in großem Stil wohl unterbaut und werden die Wirtschaftlichkeit der Skelettbauten beim plastischen Entwurf noch weiter steigern.

Es hat sich überdies gezeigt, daß sich aus dieser neuen Berechnungsmethode keine besonders starren Knotenverbindungen ergeben, denn es genügt, wenn der Anschluß überhaupt in der Lage ist, das Moment bei Vollplastizierung des angeschlossenen Stabes zu übertragen. Sogar einfache Winkelanschlüsse am Ober- und Unterflansch (die sogenannten „Baker-Winkel“) haben ein einwandfreies plastisches Verhalten des Rahmens gezeigt.

Fassen wir als Ergebnis unserer Betrachtungen zusammen:

1. Der plastische Entwurf von Rahmenskeletten erfordert ein gründliches Studium der einschlägigen Bemessungsverfahren, wobei auch die wiederholte Belastung und Ausweicherscheinungen zu beachten sind.

2. Der Kurzhinweis auf den plastischen Momentenausgleich in unserer Norm ist für eine Einführung des Verfahrens unzureichend und muß grundlegend neu gefaßt werden. Die weitgehende Durchdringung des Problems in England und die Tatsache, daß dort über 200 Skelettbauten nach dem plastischen Verfahren entworfen wurden, lassen die Anwendung dieser Entwurfsmethode auch bei uns geboten erscheinen.

3. Bei vernünftiger Festsetzung des Sicherheitsgrades wird die Anwendung des plastischen Entwurfes auch bei uns Ersparnisse an Material und Werkstattarbeit bringen. Diese Ersparnisse gegenüber der bisherigen Berechnungsweise sind je nach dem betrachteten System sehr verschieden. Sie bewegen sich etwa zwischen 8 und 35%. Außerdem wird eine günstigere Materialverteilung erzielt.

4. Die Formänderungen, welche beim plastischen Entwurf unter Gebrauchslast entstehen, bewegen sich im allgemeinen in dem Bauwerk zumutbaren Grenzen. Dies setzt allerdings voraus, daß die Plastizierung sich nur auf einen kurzen Bereich erstreckt. Bei den Einspannmomenten an den Rahmenknoten wird dies stets der Fall sein, jedoch ist bei den Feldmomenten in den Rahmenriegeln hier Vorsicht geboten, da größere Bereiche nahezu gleichzeitig plastiziert werden können. Eine gewisse Unsicherheit in der rechnerischen Erfassung der Formänderungen bleibt jedoch in allen Fällen bestehen.

5. Eigenspannungen haben auf die Ausbildung des endgültigen Mechanismus im allgemeinen keinen Einfluß. Dies gilt insbesondere

auch für Stützensenkungen und Verdrehungen der Einspannstellen.

Nun möchte ich Ihnen noch einige Bilder eines neuen Trägerverbundsystems zeigen, bei dem durch eine besondere Vorbelastung eine Vermehrung der Tragfähigkeit und eine besonders hohe Steifigkeit der Konstruktion erzielt wird. Es ist dies der sogenannte Preflex-Träger, der sich bereits in Belgien und Frankreich einen weiten Anwendungsbereich erobert hat und der die Überbrückung großer Spannweiten mit hochwertigem Baustahl bei niedrigster Bauhöhe erlaubt. Ich werde darüber im österreichischen Fachschrifttum noch berichten und kann mich daher hier auf Grundsätzliches beschränken.

Die Herstellung eines Preflex-Verbundträgers soll nachstehend schematisch erläutert werden:

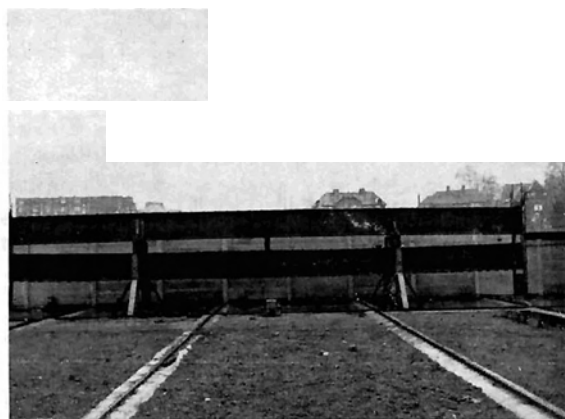


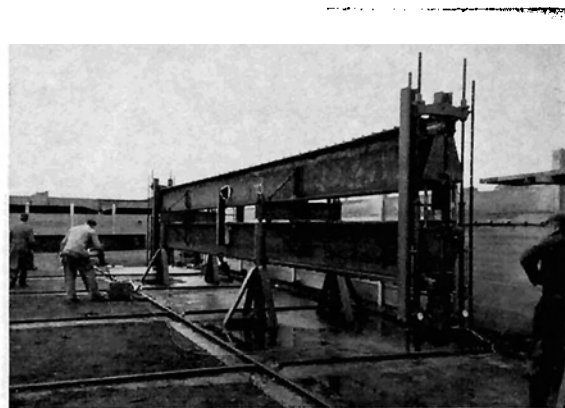
Bild 50: Preflexträger in der Spannvorrichtung montiert

Fig. 50: Preflex girder mounted in tension device

Der Träger aus St 52 ist — mit einer planmäßigen Vorkrümmung versehen — im spannungslosen Zustand dargestellt. Das Bild 50 zeigt zwei solche Träger, die in einer besonderen Spannvorrichtung, auf die wir gleich zu sprechen kommen werden, montiert sind.

Bild 51: Vorbiegen des Preflexträgers

Fig. 51: Prebending of the preflex girder



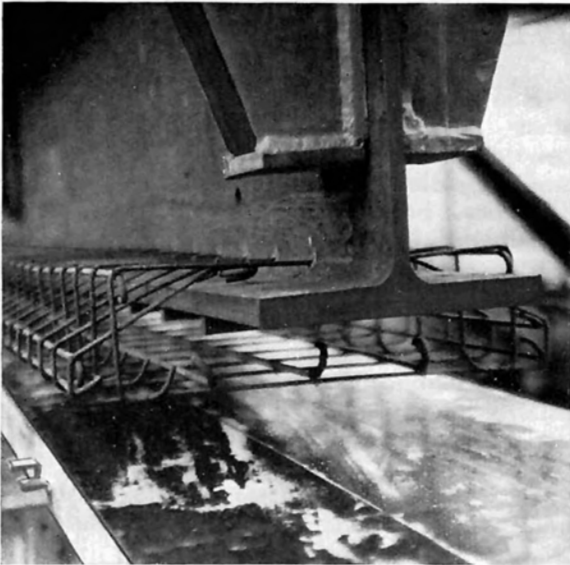
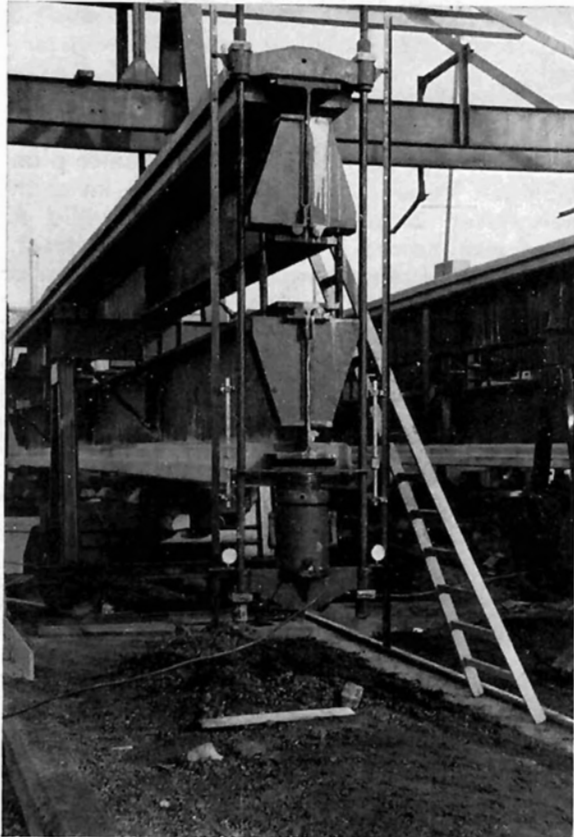


Bild 52: Armierung des Trägeruntergurtes
Fig. 52: Reinforcing of the bottom cord of the girder

Die Träger werden nun durch zwei Einzel-lasten in den Viertelpunkten der Stützweite so belastet, daß die entstehende Spannung von $28,8 \text{ kg/mm}^2$ noch eine, wenn auch kleine, Sicherheit gegen Erreichen der Fließgrenze besitzt.

Bild 53: Entlastungsvorgang am fertigen Preflexträger
Fig. 53: Discharging the finished preflex girder



Das Bild 51 zeigt die Vorbiegung des Trägers mit diesen Einzellasten im Sinne der späteren Belastung, wobei der Preflexdruck hier an den Enden ausgeübt wird.

Im nächsten Schritt wird der Untergurt in etwa doppelter Flanschbreite mit Beton ummantelt, wobei für eine entsprechende schub-feste Verbindung (Bild 52) mit dem Stahl-flansch gesorgt ist.

Hat der Beton abgebunden, so werden die Anlagen entlastet, so daß die Einzellasten nunmehr in Fortfall kommen. Es verbleibt eine Spannung von $17,4 \text{ kg/mm}^2$ im Stahlgurt des Verbundträgers, bestehend aus Stahlblech plus Betonumhüllung. Der Beton erhält damit wegen der Notwendigkeit der Erfüllung der Gleichgewichts- und Formänderungsbedingun-gen eine Druckspannung und es entsteht so nach Fortfall der äußeren Belastung ein Eigen-spannungszustand im Verbundsystem.

Das Bild 53 zeigt die praktische Durchfüh-rung des beschriebenen Vorganges in der Fabrik.

Nach erfolgter Montage der Preflex-Träger wird die obere Platte betoniert und der Verbund mit dem Trägerobergurt hergestellt. Nach Belastung durch das Eigengewicht der Decken- oder Fahrbahnkonstruktion und durch die Nutzlast wird der Beton zwar von seiner Druckspannung entlastet, so daß für die Last-aufnahme im wesentlichen der Träger mit oberer Platte zur Wirkung kommt, während jedoch für die Steifigkeit der Beton am Unter-flansch voll mitwirkt, so daß diese wesentlich erhöht wird. Berechnungen und Versuche ha-ben ergeben, daß bei den üblichen Abmessun-gen die Steifigkeit gegenüber dem Stahlträger etwa auf das Zweieinhalbfache ansteigt, wäh- rend die effektive Tragfähigkeit um etwa 20% zunimmt, von denen jedoch bisher nur 10% praktisch nutzbar gemacht wurden. Mindestens ebenso wesentlich ist jedoch die praktisch er-zielte Rissefreiheit des Betons.

Diese Tatsache versetzt den Ingenieur in die Lage, den Baustahl St 52 für Träger großer Spannweite vorteilhaft anzuwenden und daher mit geringstmöglicher Bauhöhe auszukommen, ohne daß die zulässige Durchbiegung über-schritten wird.

In den folgenden Bildern kann ich Ihnen noch einige bemerkenswerte Ausführungen von Bauwerken zeigen:

Im Bild 54 sehen Sie einen Preflex-Träger von 18,9 m Stützweite für eine Garage in Antwerpen, der eine Fassade von vier Stockwer-ken aufnimmt.

Bei einer Garage von vier Stockwerken zu je 4300 m^2 Parkfläche sind die Träger 19,2 m weit gespannt und wirken außerordent-lich schlank, so daß die Bauhöhe auf ein Min-destmaß reduziert ist.

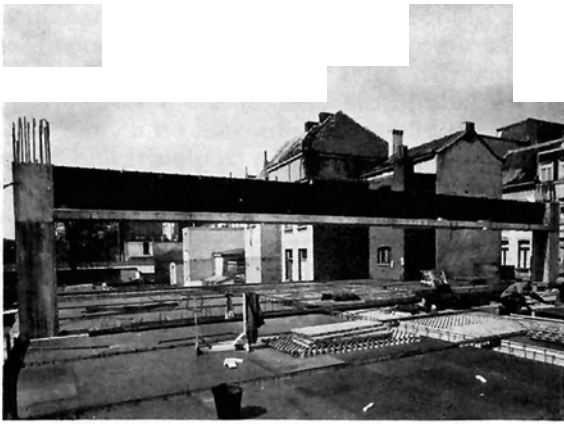


Bild 54: Montage eines Preflexträgers für eine Großgarage

Fig. 54: Assembling of a preflex girder for a large size garage

Eine Textilfabrik besitzt Rahmenriegel aus Preflex-Trägern von 30 m Spannweite und 14,1 m weit gestützte Unterzüge. Auch hier springt die Schlankheit der Träger ins Auge.

Auf der Weltausstellung in Brüssel wird ein Pavillon für Städtebau mit 30 m weit gespannten Preflex-Trägern aus DIE 60, welche die Riegel von Rahmen bilden, erbaut.

Diese Bauweise hat auch im Brückenbau Eingang gefunden; 25 m weit gespannte Träger werden mit Schwimmkränen eingesetzt. Die gesamte Bauhöhe beträgt hier nur 86 cm.

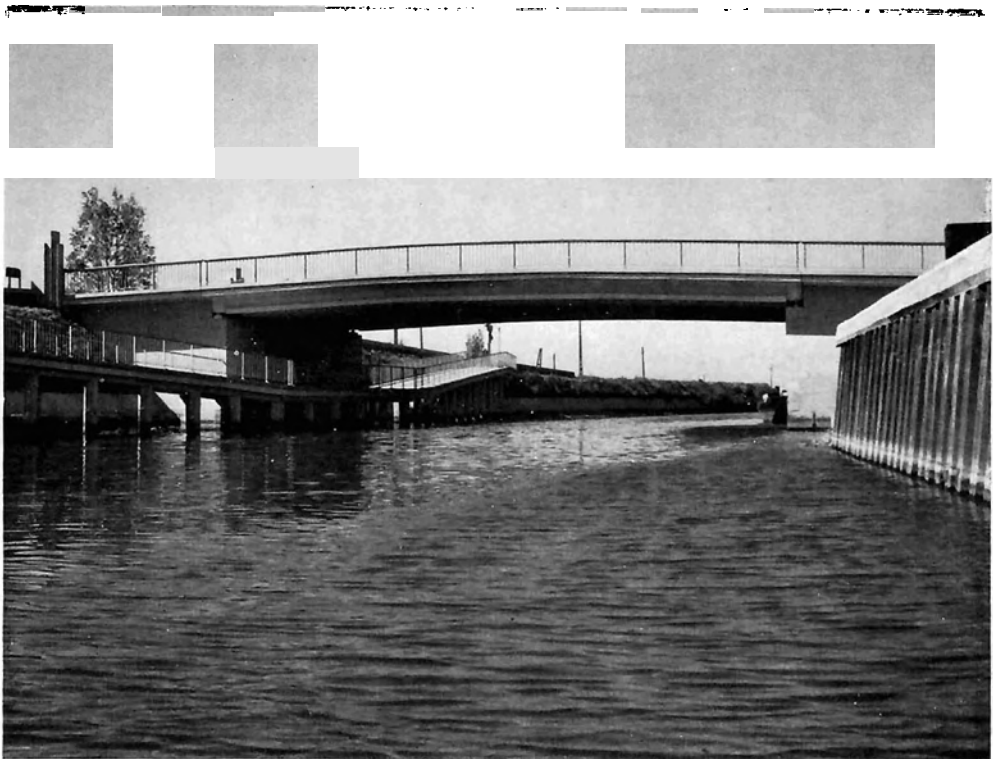
Die fertige Brücke (Bild 55) ist ein elegantes Bauwerk.

Eine durchlaufende Brücke, die in Belgisch-Kongo errichtet wurde, besitzt 12,2 + 15,6 + 12,2 m Spannweite. Bei einem Straßenbahntunnel in Brüssel, bei dem 248 Preflex-Träger von 13 bis 20 m Spannweite verwendet wurden, wirkt sich die geringe Bauhöhe besonders günstig aus.

Als Deckenträger auch für weiter gespannte Decken hat sich in Österreich der Kaiserträger (Bild 56) durchgesetzt, der aus einem auf der Breitbandstraße gewalzten Stahlblech in zwei Teilen herausgestanzt ist und durch den Stanzprozeß verfestigt wird, so daß die 0,2 Grenze etwa bei 4 000 kg/cm² liegt. Die beiden Teilstücke werden sodann in der Mitte verschweißt. Man kann hierfür auch die seitlichen Streifen der Bandstähle verwenden und mit Rücksicht auf die österreichischen Besonderheiten der Blecherzeugung hat diese Art der Verwertung von Bandstahl eine gewisse wirtschaftliche Bedeutung erlangt. Die einschlägigen Berechnungen nach Maßgabe der zulässigen Biege- und Scherspannung, sowie der Durchbiegung wurden von Zivilingenieur Schummer, Graz, durchgeführt.

Bild 55: Straßenbrücke aus Preflexträgern

Fig. 55: Highway-bridge of preflex girders



Über Stahlbauarchitektur wurde und wird noch von viel berufener Seite hier gesprochen. Gestatten Sie mir aber doch als Stahlbauer einen kleinen Blick in dieses Gebiet. Dieses von Architekt Drbal entworfene Bürohaus (Bild 57) der Firma Waldmann und Eruder am Südtirolerplatz in Wien ist so recht ein Beispiel für die gestalterischen Möglichkeiten unseres Baustoffes Stahl. Der Architekt hat es hier in ausgezeichneter Weise verstanden, das tragende Skelett in seiner Schlankheit und in seiner Profilierung in Erscheinung treten zu lassen und die Abstimmung dieses Skelettes mit den Glasflächen und den Brüstungen aus Welleternit kann als wohl gelungen bezeichnet werden.

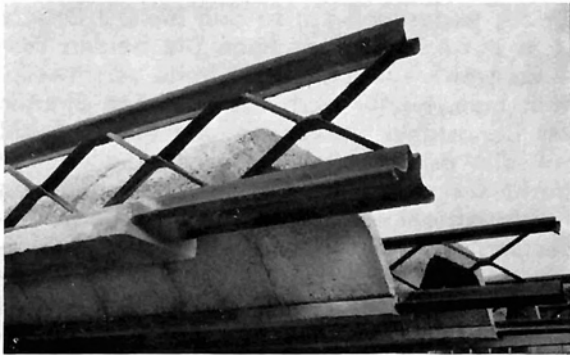


Bild 56: Katzenberger-Kaiser Decke

Fig. 56: Lightweight floor construction (system Katzenberger-Kaiser)

Ich glaube, daß damit der beste Ausklang meines Vortrages gefunden ist. Die enge Zusammenarbeit des Architekten mit dem Ingenieur, die ja die unerläßliche Voraussetzung für die Schaffung von Bauwerken ist, die konstruktiv richtig und schön zugleich sind, liegt uns Stahlbauern in gleicher Weise am Herzen wie Ihnen, meine Herren Architekten. Diese Zusammenarbeit anzuregen und zu fördern, ist im wesentlichen das Ziel dieser Tagung. Sie in Zukunft zu pflegen und immer mehr zu vertiefen muß unser aller Bestreben werden.

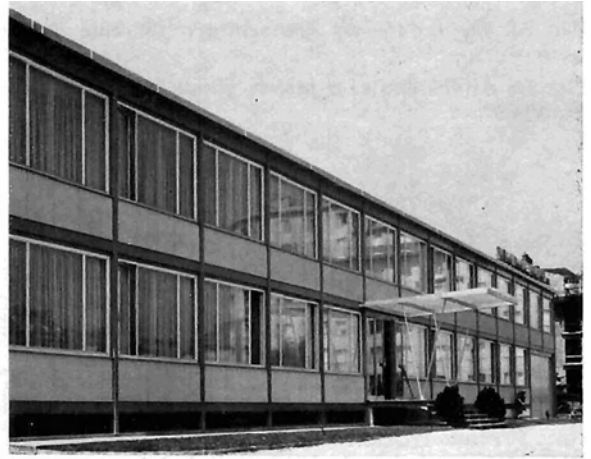


Bild 57: Skelettbau in Wien (Entwurf Architekt Drbal)

Fig. 57: Steel skeleton in Vienna (designed by Architect Drbal)

Architektur in Stahl – 1958

Von Architekt Dipl.-Ing. Dr. techn. Karl Schwanzler, Wien

Das Jahr 1958 wird unter dem Eindruck eines Ereignisses stehen, das auch für den Stahlbau wieder ein Meilenstein auf dem Weg seiner Entwicklung sein wird: Die Weltausstellung in Brüssel 1958.

Es ist mehr als hundert Jahre her, daß man mit dem Kristallpalast der Internationalen Ausstellung in London im Jahre 1851 die erste gigantische Lösung für eine Stahlhalle fand, die zur weiteren Entwicklung der Stahlkonstruktion wesentlich beigetragen hat. In der Folge haben immer wieder große Ausstellungsbauten den Architekten Anlaß gegeben, ihre Gestaltungskraft an Stahlkonstruktionen zu erweisen. Ein signifikantes Beispiel dafür ist der zum Wahrzeichen einer Weltstadt gewordene Turm, den Eiffel im Jahre 1889 in Paris erbaute.

Und wieder ist eine große internationale Ausstellung in Vorbereitung. Es ist besonders interessant festzustellen, daß in Brüssel Stahl als Material dominiert. Auf dieser Baustelle ungeheuren Ausmaßes, die sich der Fertigstellung zuneigt, werden neben wenigen Betonbauten und Holzbauten nur Stahlkonstruktionen ausgeführt. Dieser Baustoff ist durch seine Eigenart für den Ausstellungsbau besonders prädestiniert, da er leicht zu montieren und ebenso leicht wieder abzutragen ist.

Die Architekten von heute begnügen sich nun nicht mit der Ausführung einer Halle herkömmlicher Bauweise in Bogenform oder nach dem Prinzip von zwei Stützen mit Querbalken. Die Idee, die besonderen Eigenschaften des Stahls — vor allem seine hohe Zugfestigkeit — weitestgehend auszunützen, gab die Anregung für neue Lösungen. So entstanden die den Hängebrücken nachgebildeten Dachkonstruktionen im Hallenbau.

Als kühnstes Bauwerk kann wohl die Halle der Franzosen bezeichnet werden, die dem großen Vorbild Eiffels kaum nachsteht und von der Nachfolgefirma Eiffel in Paris gebaut wird. Der Pavillon wurde von Architekt G. Gillet entworfen und ist eine Hallenkonstruktion mit einer Spannweite von 70 m. Der Architekt versuchte in seinen Plänen, die Last konsequent auf einen einzigen Punkt zu vereinigen und dort die Fundamente entsprechend stark auszuführen. Mit dieser Planung war auch den Ingenieuren R. Sarger und J. Prouvé, die die statischen Berechnungen durchführten, eine große Aufgabe gestellt.

Die Grundfläche von 12 000 m² ist in zwei Rhomboide geteilt, deren Diagonalen ungefähr 90 und 100 m lang sind. Die Eindeckung dieser Fläche sollte ein Minimum von tragenden Punkten und höchstmögliche Leichtigkeit gestatten. Die endgültige Lösung besteht aus einem doppelten hyperbelförmigen Paraboloid mit geraden Erzeugenden. Zwischen Metallseilen ist eine Metall- und Kunststoffhaut gespannt. Die Deckenlast wird auf drei Hauptpunkte übertragen. Es sind das — in 15 m Höhe — die Enden der Diagonalen der Rhomboide. Der an den beiden Diagonalen gemeinsame Ausgangspunkt ist das allgemeine Stabilitätszentrum des Gebäudes; es ist zu einem Hohlraum, der das Auditorium fassen soll, ausgebaut. Von diesem Punkt aus streben, wie schon erwähnt, in der Achse der beiderseitigen Diagonalen zwei fachwerkartige Dreigurtträger als Spannriegel für die Paraboloiden und Gleichgewichtshebel für das schräge Symbol des Pavillons auf. Letzteres dient zur Ausbalancierung von mehr als der Hälfte des Eigenwichtes des Gebäudes. Die Vorstudien, besonders die zur Konstruktion der Dachform, mußten ohne jedes Vorbild ganz selbständig

Bild 1: Der französische Pavillon auf der Weltausstellung Brüssel 1958 hat nur eine einzige Auflagerung (vorne im Bild). Der gerade Pfeil dient als Gegengewicht

Fig. 1: The French Pavilion for the World Exhibition in Brussel 1958 has one bearing point only (in front of the picture). The straight arrow serves as counterweight





Bild 2: Der Pavillon der USA auf der Weltausstellung Brüssel 1958 wird das größte kreisförmige Gebäude der Welt sein. Wände, Zwischenwände und Dach bestehen aus Plastikmaterial, als Decke ist ein Metallnetz aufgehängt

Fig. 2: The Pavilion of the United States for the World Exhibition in Brussel 1958 will be the largest circular building of the world. Walls, intermediate walls and roof consist of plastic-material, as ceiling a metal net is suspended

entwickelt werden, die entsprechenden Koeffizienten wurden durch Windkanalversuche empirisch ermittelt.

Auch die Vereinigten Staaten von Amerika haben nach Entwürfen von Architekt Stone eine großartige Stahlkonstruktion mit einer Spannweite von 100 m entwickelt. Hier wird das Dach durch einen rundumaufliegenden Druckreifen mit einer innen frei hängenden Nabe, ähnlich einem Fahrradreifen, gehalten. Bei diesem Pavillon ist es ebenfalls gelungen, die Halle im Innern stützenfrei zu bauen und trotzdem keine schweren Konstruktionen herkömmlicher Art zu benutzen.

Bild 3: EUROPA-Pavillon auf der Brüsseler Weltausstellung während der Montage

Fig. 3: Europe-Pavilion for the World Exhibition in Brussel, under erection



Überhaupt ist das Motto: „Weniger Eigenlast pro m² überdeckter Fläche“ zum Leitgedanken für die Architekten der Zukunft geworden, und im ewigen Kampf gegen das Totgewicht im Bauen wurde hier bereits ein entscheidender Sieg errungen.

Auch der russische Pavillon ist eine Hängekonstruktion, die vielleicht als Typ des Überganges von überdachter Halle herkömmlicher Art zu überspannter Halle neuerer Konstruktion besonders hervorzuheben ist, da hier das Hängedach vielleicht für den Beschauer noch nicht konsequent in Erscheinung tritt.

Eine weitere interessante Lösung zeigt der spanische Pavillon. Es handelt sich hier um eine Aneinanderreihung von vorgefertigten schirmähnlichen Elementen in Stahlkonstruktion, die leicht demontierbar und an einem anderen Ort wieder aufzustellen sind. Der Lichteinfall wird durch die verschieden hohe Stellung der Schirme geregelt.

Der englische Pavillon ist eine Stahlkonstruktion aus jeweils vier Bogenbindern, die sich in nach unten verjüngenden Säulen vereinigen, welche ca. 75 m voneinander entfernt sind.

Der deutsche Pavillon war, und das muß betont werden, als einer der ersten am Ausstellungsgelände fertig. Er besteht aus einzelnen Baukörpern, die den Vorteil der absoluten Gleichartigkeit haben. Diese Baukörper werden aus Breitflanschprofilen zusammengeschraubt und sind leicht demontierbar. Interessant sind die Knotendetails mit der Durchdringung der Stiele durch kreuzende Trägergurte.

Der tschechische Pavillon ist eine traditionelle Stahlkonstruktion mit aufgegliederten Fachwerksystemen, für die 1200 t Stahl verarbeitet wurden.

In der belgischen Sektion ist die „Halle der Luffahrt“ besonders bemerkenswert. Sie hat eine Spannweite von 70 m und besteht aus Fischbauchträgern in Aluminiumkonstruktion auf Stahlstützen. Die Endknoten bei den Stielen sind aus Stahl, alles übrige ist in Aluminium ausgeführt. So wirkt das Dach mit seinen vielen Verbänden in der Beleuchtung unerhört grazil und luftig.

Österreich war sich in diesem Wettstreit der Nationen seiner Verpflichtung als eines der alterfahrenen Länder des Stahlbaues bewußt. Es wird in Brüssel mit zwei Konstruktionen vertreten sein.

Eine davon, der Europapavillon, der im Auftrag der O. E. C. E., der Wirtschaftsorganisation Europas, und des Europarates gebaut wird, ist ein typischer Vertreter einer hängenden Konstruktion, die in ihrer äußeren Form fast einer „Hängematte“ gleicht.

Der Verfasser ging bei der Planung dieses Gebäudes von dem Grundgedanken aus, eine **große, ausgespannte Dachfläche zu bilden**, die möglichst frei von schweren Ständerkonstruktionen ist, um den in der Halle befindlichen Ausstellungsgegenständen größtmögliches Eigenleben zu gestatten. Diesem Gedanken kam die Forderung nach Konzentrierung der Auflagerdrücke auf wenige Punkte entgegen, die durch den schlechten Baugrund bedingt war. Es wurden daher zwei Punkte als Auflager bestimmt und Pylonen genannt. Dazwischen ist das Dach als ein Hängegurt, der aus zwei Scharen von je 17 Rundeisenträgern (in der Ober- und Untergurtebene der Dachbinder) besteht, die an den Pylonenspitzen zusammenlaufen und die Dachbinder über ihre ganze Länge elastisch unterstützen, eingehängt. Diese Binder sind außerdem nahe ihren Enden auf schräggestellten Wandstielen unnachgiebig, aber gelenkig gelagert. Die Stabilisierung des Systems gegen Seitenkräfte erfolgt durch zwei bogenförmige Dachverbände, die sich längs der Dachtraufen von Pylonenspitze zu Pylonenspitze spannen und die Windkräfte auf die Pylonen übertragen. Durch ihre Lage unmittelbar über den Wandstielen werden sie von der Elastizität des Hängegurtes nicht wesentlich beeinflusst.

Das wegen des Hängegurtes und der weitgespannten Verbände elastische Bauwerk erhält keine steife, sondern eine elastische Dachhaut. Über die Zugstangen in der Obergurtebene der Binder sind Querseile von Traufe bis Traufe gezogen, über die ein Drahtgitter gespannt wird. Auf dieses wird an Ort und Stelle Cocoon Coating Solution aufgespritzt. Der Zugstangendurchmesser beträgt in der Obergurtebene 24 mm und in der Untergurtebene 20 mm.

Die Systemlänge der Halle in Flurhöhe beträgt 75,0 m, ihre Breite in Hallenmitte 44,0 m. Die Fußpunkte der Seitenstützen liegen auf 2 Kreisbögen, so daß die nutzbare Innenfläche rund 2300 m² beträgt. Der mittlere Durchhang des Hängegurtes ist 6,5 m. Die geringste lichte Höhe der Halle beträgt 10,0 m und befindet sich im Hallenmittelpunkt.

Die beiden größten Binder in Hallenmitte sind zwischen den Seitenstützen 46,0 m weit gespannt und bilden noch einen Vordachsaum von mehr als 1,50 m. Ihre Obergurte steigen in Form eines einer Parabel eingeschriebenen Polygons bis zum Firstpunkt an; die Untergurte liegen symmetrisch dazu. Die Systemhöhe dieser Binder unter der Firstlinie beträgt 3 m. Die anderen Binder sind der schmaler werdenden Halle entsprechend kürzer, aber in ihrem System den Mittelbindern ähnlich. Der Binderabstand ist veränderlich, und zwar so, daß die Seitenwandfelder zwischen den Binderstützen gleich breit werden. Der Abstand der Binder untereinander beträgt 7,00 m.

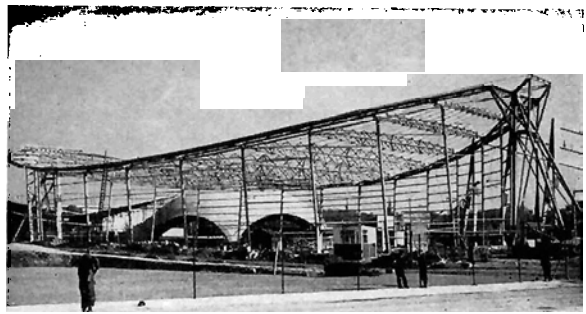


Bild 4: Fertigmontage des EUROPA-Pavillons im Oktober 1957

Fig. 4: Completion of the Europe-Pavilion, in October 1957

Das Gesamtgewicht bei 30 000 m³ Bauvolumen beträgt 171 t. Der spezifische Stahlverbrauch beträgt somit 5,7 kg/m³ umbauter Raum.

Die Montage wurde bei den beiden Pylonenpunkten, welche jeder auf 14 Druck- und 24 Zugpfählen mit ca. 15 — 17 m Einzellängen gegründet ist, begonnen; dann setzte sie sich von beiden Seiten gegen die Mitte fort, bis sich schließlich die Zugstangen in der Symmetrieebene schlossen. Die Pfähle sind Ortbetonpfähle nach System Franki. Interessant ist vielleicht hierzu, daß die rechnerische Zugkraft an der Pylonenspitze 56 t unter ständiger Last und 180 t unter ständiger Last und Schnee beträgt. Die rhombenförmigen Binder, die sich während der Montage selbst tragen, wurden am Boden zusammengesetzt und mit Autokranen hochgezogen. Die Aufstellung der Konstruktion erfolgte innerhalb von vier Wochen. Anschließend wurden die Fenstersprossen, welche aus einem 5 mm starken Blech gekantet sind und vertikale Zugstangen in den Drittelpunkten haben, in die 7,0 m entfernt stehenden Wandstiele eingesetzt und die Querseile mit dem Drahtgeflecht für die Dachhaut montiert. Die Ausführung war der

Bild 5: Modellaufnahme des Österreich-Pavillons auf der Weltausstellung Brüssel 1958

Fig. 5: Model of the Austria-Pavilion for the World Exhibition in Brussel 1958

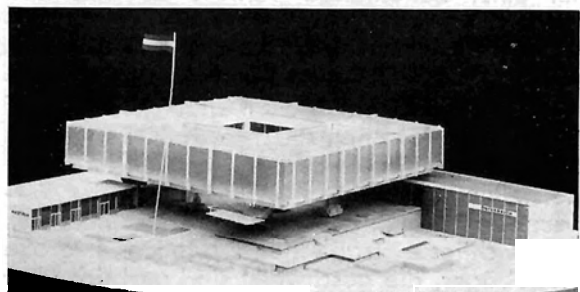




Bild 6: Fertigmontage der Stahlkonstruktion am Österreich-Pavillon im Oktober 1957. Südansicht

Fig. 6: Final erection of the steel structure for the Austria-Pavillon, in October 1957. South side

Firma Waagner-Biró — unter Mitwirkung der Alpine-Montan, Werk Zellweg — übertragen. Die statischen Berechnungen führte Dr. R. Krapfenbauer aus, an der Konzipierung war Dr. Schön maßgeblich beteiligt.

Von besonderer Bedeutung für die statische Berechnung war auch das Ergebnis der Windkanalversuche, welche in der Prüfanstalt in Rhodes/St. Genese durchgeführt wurden. Es zeigte sich, daß die in der statischen Berechnung angenommenen Formbeiwerte für den Aufwind reduziert werden können, da der vergleichende Aufwind nur 45 kg/m^2 betrug, während der Berechnung ein Aufwind von 60 kg/m^2 zugrunde lag. Dieser Unterschied resultiert hauptsächlich aus der Form des Gebäudes, von dem die Wandflächen nach außen und die Dachflächen nach innen gekrümmt sind. Hiefür waren keine annähernden Versuchs- und Formbeiwerte in der Fachliteratur zu finden. Die Erfahrungen mit diesen Versuchen zeigen, daß es zweifellos rentabel ist, bei schwierigen Hallenkonstruktionen Windkanalversuche einzuschalten, da durch das Erfassen des experimentellen Kräftespieles wesentliche Einsparungen ermöglicht werden.

Der Österreichische Pavillon, der im Auftrag der Österreichischen Bundesregierung errichtet wird, zielt in seiner Wirkung darauf ab, die Vorteile des Stahls als Baustoff für große Kragträgerkonstruktionen zu zeigen. Das Bauwerk mit einer Seitenlänge von 40 m wird von 4 Stützen getragen, die in 16 m Abstand stehen. Von diesen Stützen krägt das Gebäude 12 m rundum aus. Dadurch entsteht eine Doppelhalle mit einem offenen Untergeschoß und einem geschlossenen Obergeschoß. Es werden hauptsächlich Stahlbleche verwendet, für deren Herstellung die Firma VOEST durch ihr Fertigungsprogramm besonders prädestiniert ist. Die wichtigste Tragleistung erfüllen 4 große Biegeträger, die geschweißt sind und sich über

den Stützen kreuzen, so daß der gesamte Hallenboden schwebt. Die strenge vertikale Gliederung war vom architektonischen Standpunkt aus erwünscht.

Je Stütze werden 268 t in den Boden übertragen, über jeweils 12 Stück 15 m lange Pfähle. Diese Rammpfähle wurden an der Baustelle vorgefertigt und in üblicher Weise geschlagen.

Die Fußbodenkonstruktion und die Wände sind auf die in den Dachebenen gelegenen 1,80 m hohen Träger aufgehängt und zwar derart, daß jeweils an den Enden der zwei schweren und zwei leichten Hauptträger Unterzüge für die Einbindung der Fußbodenträger zugschlüssig hängen.

Der hölzerne Fußboden wird durch Freibalkenträger von 12,0 m Stützweite getragen. Die Fußbodenkonstruktion wird durch einen Verband gegen Verschiebungen gesichert, in der Dachebene ist ebenfalls ein Windverband angeordnet.

Die Außenwand besteht aus je einem Kopf- und einem Fußriegel, zwischen dem Kunststoffelemente, die aus einer Außen- und Innenhaut bestehen, eingefügt sind.

Die 4 Stützen werden in den Fundamenten eingespannt. Sie unterstützen die schweren Hauptträger in 14,7 m Abstand. Die leichten Hauptträger kreuzen die schweren etwa 0,65 m von der Stützachse entfernt.

Die Montageverbindungen werden, soweit im fertigen Gebäude unsichtbar, geschraubt, soweit sichtbar mit Senkschrauben ausgeführt.

Die Dachhaut besteht aus Papplage auf Holzschalung und hölzernen Sparren und ist auf Gitterpfetten gelagert. Zum Pavillon führen zwei stählerne Aufgangsstiegen mit Fertigteilstufen.

Das Stahlgewicht der gesamten Konstruktion beträgt 290 t. Besondere Schwierigkeiten verursachten hier die Vorschriften der Durchbiegung für die mehr als 16,0 m auskragenden und sich kreuzenden Hauptträger, welche aus geschweißten Vollwandträgern mit veränderlicher Steghöhe ausgebildet wurden.

Die Ausführung lag in den Händen der VOEST, die Montage besorgte die belgische Firma Deguitte. Als Architekt fungierte ebenfalls der Verfasser, die Ingenieurberatung lag in den Händen von Dr. R. K r a p f e n b a u e r.

Es ist vielleicht auch interessant, einige Angaben über die rechnerischen Grundlagen zu zitieren, wobei besonders die belgischen Vorschriften beachtet werden mußten.

Belastungen:

Schneelast	35 kg/m^2
Nutzlast	400 kg/m^2
Stiegenaufgänge	500 kg/m^2

Für die Berechnung der 4 Stützen und der Fundamente braucht jedoch nur eine Nutzlast von $p = 300 \text{ kg/m}^2$ in Rechnung gestellt werden.

Windlast (insgesamt) 50 kg/m^2

Als zulässige Spannung wird gemäß ONORM zugelassen:

St 37 S—T $1,61 \text{ t/cm}^2$

Die zulässige Durchbiegung wurde vereinbart:

Zulässige Durchbiegung aus Eigengewicht und ständiger Last $f = 1/400$
Ständige- und Nutzlast $f = 1/300$
für Kragkonstruktionen $f = 1/250$

Alle diese Konstruktionen zeigen, wie sehr sich der Architekt wieder mit dem Gestalten von Stahlbauten beschäftigt. Als grundsätzlich wurde die Notwendigkeit erkannt, die besonderen Eigenschaften des Stahls den konstruktiven Gesichtspunkten anzupassen, so daß sich die Idee mit den funktionellen Faktoren Material und Konstruktion identifiziert. Die Bauten in Brüssel demonstrieren die Möglichkeiten, die der Stahlbau durch die Überbrückung großer Spannweiten bietet. Die Untersuchungen im Windkanal gewinnen für neuartige Konstruktionen immer mehr an Bedeutung, wobei es sich erwies (wie beispielsweise bei der Halle der O. E. C. E.), daß viele, auf der herkömmlichen Erfahrung beruhende Koeffizienten zu hoch gegriffen sind, was für die Reduzierung der Baukosten von wesentlicher Bedeutung ist.

Im Zusammenhang der Arbeiten mit diesen neuen Konstruktionsmethoden bleiben noch manche Wünsche des Architekten offen. Zunächst eine Bitte an den Konstrukteur: Man suche neue Möglichkeiten einer weiteren Ausnutzung des Materials unter Zugrundelegung neuer Rechnungsarten und Koeffizienten, die dem tatsächlichen Kräfteverhältnis näher kommen als die bisherigen Methoden.

Ich habe aus meiner eigenen Erfahrung Beispiele, die zeigen, daß, so wie der Architekt durch den Ingenieur oft von zu kühnen Gedankenflügen auf den Boden der Wirklichkeit zurückgeholt wird, auch umgekehrt der Architekt den Ingenieur sehr oft zu neuen Ideen anregen und aus einer festgefahrenen Methode herausholen kann. Eine solche fruchtbare Zusammenarbeit wird die Planung von Gebäuden in Zukunft wesentlich erleichtern und jeder Architekt wird mit großer Begeisterung Stahl als Baustoff verwenden, wenn er der Mithilfe auch der Produktion sicher ist. Das Teamwork von Gestaltern, Konstrukteuren und Produktion muß enger zusammenarbeiten als bisher.

Hier sei ein Wunsch auch an die Industrie gerichtet: Der Wunsch nach Umgestaltung verschiedener Profile, die dem neuen Form-

empfinden angepaßt werden sollen. In diesem Zusammenhang möchte ich auf die „Empfehlungen“ hinweisen, die vom VDI (Verein Deutscher Ingenieure) auf einer Konferenz über „Gestaltungsfragen zur schönen technischen Form“ im Frühjahr 1957 ausgearbeitet wurden. Weiters möchte ich den Wunsch der Architekten Österreichs nach dem Breitflanschprofil erwähnen. Das Bestreben der Architekten, die sich mit Stahlbautragen beschäftigen, geht dahin, von der Industrie jene Profile geliefert zu bekommen, die ihnen dann tatsächlich für ihre gestalterischen Zwecke dienlich sind. Um in Zukunft eine den Raumproportionen bis ins letzte angepaßte formale und technische Ausnutzung des Materials zu ermöglichen, wird es nötig sein, daß der Architekt schon frühzeitig bei der Entwicklung der Produktion Einfluß erhält und beratend der Industrie zur Seite steht.

Ein weiterer Wunsch betrifft die Entwicklung der baupolizeilichen Vorschriften. Hinsichtlich der Ummantelung von Stahlkonstruktionen müßten neue Gesichtspunkte beachtet werden. Durch die neuen Methoden der Brandbekämpfung und die Sicherheitsmaßnahmen zur Brandverhütung ist es nicht mehr nötig, den Überlegungen der Brandsicherheit eine so große Bedeutung beizumessen wie bisher. Ich bin der Ansicht, daß es richtig und zweckmäßig ist, wenn man heute in Stahl baut, dieses Material möglichst unverkleidet anzuwenden. Das interessante Schattenbild gut gestalteter Profile verleiht den Stahlkonstruktionen eine eigenständig ästhetische Wirkung, wie wir Menschen des 20. Jahrhunderts sie lieben. Außerdem besteht die Möglichkeit, durch entsprechende Farbgebung am unverkleideten Stahl sehr schöne Wirkungen zu erzielen. Jede Verkleidung ist, dem Wortsinn entsprechend, schon eine Fälschung und wirkt in den meisten Fällen plump und unorganisch.

Ebenso müssen auch die Vorschriften über zulässige Spannungen und Belastungsannahmen neuerlich überprüft und dem Stand der Technik von heute angeglichen werden. Der Fortschritt darf nicht nur auf Entwurf, neues Material etc. beschränkt bleiben, er muß sich auch auf die Entwicklung der Bauvorschriften erstrecken.

Alle konstruktiven Erfahrungen einer so großen internationalen Veranstaltung wie die der Weltausstellung werden sicherlich wieder Erkenntnisse bringen, die ihren Niederschlag in der Weiterentwicklung der Stahlhochbauten finden werden. Dem Thema dieser Ausstellung entsprechend arbeiten gegenwärtig mehr als tausend Ingenieure und Architekten aus allen Ländern der Welt, um den Besuchern von Brüssel 1958 die fruchtbringenden Leistungen der Technik von heute und morgen für die Menschheit zu zeigen.

Über den Stahlhochbau in der Hüttenindustrie

Von Dipl.-Ing. Dr. techn. Hugo Schön, Linz a. d. Donau

1. Bedeutung und Zweckmäßigkeit des Stahlhochbaues in Hüttenwerksanlagen

Der Stahlhochbau findet beim Bau von Hüttenwerksanlagen ein besonders großes Aufgabengebiet vor. So sind z. B. im Hüttenwerk der Vereinigten Österreichischen Eisen- und Stahlwerke (VOEST) in Linz in den letzten acht Jahren, also seit 1949, allein auf dem Sektor des Stahl- und Walzwerkes über 30 000 t Stahlkonstruktionen im Hochbau montiert worden. In dieser Zahl ist das zweite LD-Stahlwerk, das vor seiner Errichtung steht, noch nicht enthalten — ebenso wie alle Stahlkonstruktionen, die in den übrigen Abteilungen des Werkes, in der Kokerei, im Hochofenwerk, in der Gießerei usw. errichtet wurden. Als Vergleichsmaßstab sei das Gesamtgewicht der Stahltragwerke aller österreichischen Eisenbahnbrücken erwähnt: Es beträgt 140 000 t.

Die VOEST wird hier nur deswegen als Beispiel herangezogen, weil ihr Zahlenmaterial dem Verfasser leicht zugänglich war. Bei anderen Hüttenwerken wird es aber wohl nicht anders sein.

Der vorliegende Bericht soll nun an Hand von Ausführungsbeispielen die überragende Zweckmäßigkeit des Stahlbaues beim Hüttenwerksbau zeigen.

Es ist klar, daß bei den verhältnismäßig großen Spannweiten und schweren Kran- und

Nutzlasten der Hüttenwerke die Stahlbauweise besonders vorteilhaft ist. Das ist aber nicht so entscheidend wie die Wandelbarkeit der Stahlkonstruktionen, die wie keine andere Bauweise der immer wiederkehrenden Notwendigkeit der Hüttenwerke gerecht wird, die Hallen umzubauen, die Tragfähigkeit der Kranbahnen zu vergrößern, die Stützweiten zu ändern usw.

In keiner anderen Bauweise ist es z. B. möglich, die Kranlasten zu verdoppeln, ohne die Kranbahn erneuern zu müssen, wie es in der Tiefofenhalle der Oesterreichischen Alpine Montangesellschaft in Donawitz geschehen ist. Die notwendige Verstärkung wurde dort in wirtschaftlichster Weise durch Hinzufügung eines dritten Gurtes erreicht.

Über ein anderes eindrucksvolles Beispiel, nämlich die Schaffung einer freien Öffnung von 31 m lichter Weite unter einer 20,0 m weitgespannten schweren Kranbahn durch Einbau eines großen Portalrahmens, wurde schon früher in dieser Zeitschrift ausführlich berichtet.¹⁾

Beide genannten Arbeiten wurden während des Fortganges der Produktion in den betroffenen Hallen durchgeführt und die Reihe dieser Beispiele ließe sich noch lange fortsetzen.

¹⁾ „Vorzüge des Stahles beim Hallenbau — Vergrößerung der Kranbahnstützweite einer Walzwerkshalle während des Betriebes“, Stahlbau-Rundschau, 3. Jahrgang, 1957, Heft 1, Seite 14 bis 19

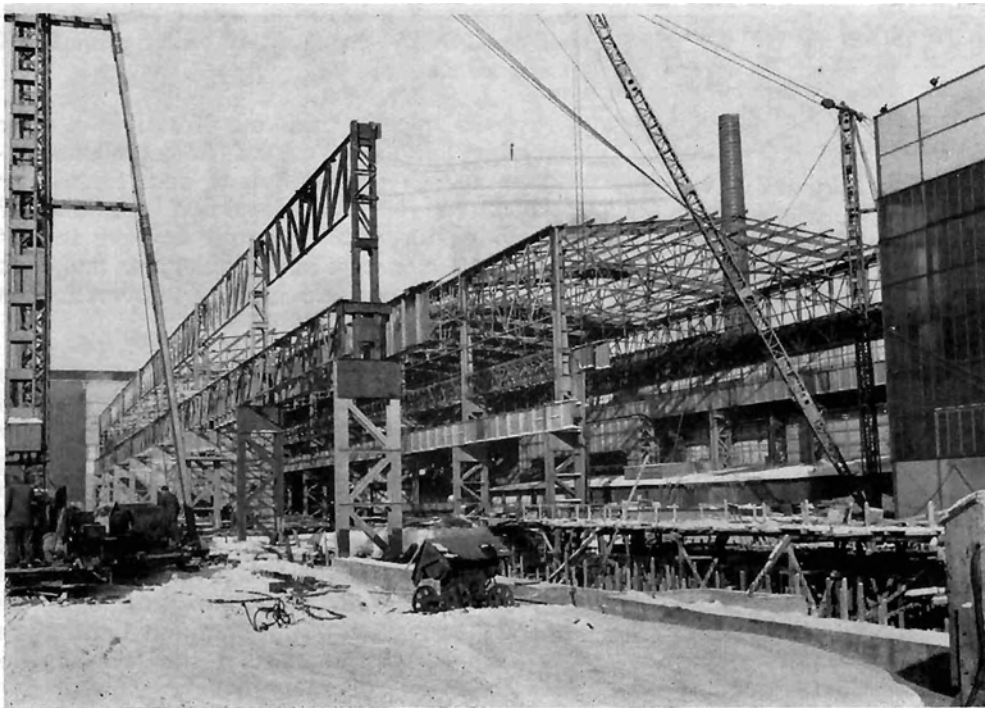


Bild 1: Anbau einer schweren Walzwerkshalle an ein bestehendes Blechwalzwerk in Linz

Fig. 1: Heavy Mill building being annexed to an existing plate rolling mill at Linz

Sechs Jahre nach der Errichtung des oben erwähnten Portalrahmens mußte eine weitere große Halle in diesem Bereich an die bestehende Halle angebaut werden (siehe Bild 1). Ihre Konstruktion bot eine Reihe interessanter Probleme, weil die neue Halle nämlich nicht nur an die vorhandenen Konstruktionen anzuschließen war, sondern mit ihrer Kranbahn quer durch eine bestehende Halle geführt werden mußte. Diese Durchdringung stieß zu allem Überfluß noch auf eine Hauptdehnfuge der alten Halle, die nicht geschlossen werden durfte. Da aber beide Hallen in Stahl konstruiert waren, war es nicht schwer, die störenden Teile der alten Halle zu demontieren, andere Bauteile umzubauen und die Anschlüsse an die neue Halle herzustellen. Das Dach der neuen Halle mußte mit Rücksicht auf den neuen Kran gegenüber dem alten Dach gehoben werden und die Weiterführung der Dehnfuge wurde durch verschiedene konstruktive Kunstgriffe wie Einschaltung von Pendelwänden etc. erreicht. Es fehlt hier der Platz, um die Einzelheiten dieser Ausführung im Bild zu zeigen.

Die Kranbahn der neuen Halle, die für einen 200 t-Kran bemessen ist, war ebenfalls über die oben erwähnte große Öffnung zu führen. Dies geschah mit Hilfe eines zweiten großen Portalrahmens, der unmittelbar neben den ersten, schon bestehenden gestellt wurde. Die Montage dieses zweiten Portales mußte aber erfolgen, während unter ihm frisch gewalzte Bleche über ein Querkühlbett zur Zurrückerei durchgeführt wurden. Diesen Transport zu unterbrechen war ausgeschlossen, da dies die Lahmlegung der Grobblecherzeugung des Werkes bedeutet hätte.

Daher konnte für die Montage des 33,45 m weit gespannten, schweren, doppelwandigen Portalrahmens kein Gerüst aufgestellt werden. Es ergab sich aber eine sehr einfache, gerade für den Stahlbau typische Montagemöglichkeit:

An das alte Portal wurden Zwillingsträger aus U-Profilen gehängt, die seitlich auskragten. Auf ihnen konnten nun eine Arbeitsbühne und Zulagen errichtet werden, auf denen zunächst die erste Tragwand des neuen Portales zusammengebaut, abgenietet und gegen das alte Portal abgesteift wurde. Dann konnten die Zwillingsträger auf die neue Tragwand umgehängt werden, um bei dem nun folgenden Zusammenbau der zweiten Tragwand des neuen Portales den Hebelarm der Belastung an den Kragträgern in mäßigen Grenzen zu halten. Der Zusammenbau beider Tragwände erfolgte mit Hilfe eines außerhalb der Halle stehenden Derricks, während gleichzeitig unterhalb die frisch gewalzten Grobbleche ungestört durchlaufen konnten.

Nur ganz am Rande soll aber auch noch auf eine andere Eigenschaft aller Stahlkonstruktionen hingewiesen werden, nämlich auf ihr Verhalten im Falle einer Zerstörung oder

schweren Beschädigung des Bauwerkes, wie wir es vor zwölf und mehr Jahren leider so oft erleben mußten. Während dann bei einem Stahlbetonbau lang andauernde, hoffnungslose Aufräumungsarbeiten die Regel waren, konnte die Produktion unter Stahlkonstruktionen meist schon binnen kurzem, nach behelfsmäßigen Instandsetzungsarbeiten wieder aufgenommen werden. Dabei war im allgemeinen festzustellen, daß in einem solchen Fall statisch unbestimmte Konstruktionen den statisch bestimmten gegenüber im Vorteil sind.

2. Auswechslung des Schachtmantels eines freitragenden Hochofens

Eine andere überaus interessante Aufgabe für den Stahlbau ergab sich bei der Hochofenanlage der VOEST in Linz. Es handelt sich hierbei um Ofen mit freitragendem Schachtmantel nach dem System Brassert.

Die ursprünglich 1940 eingebauten, senkrechten Kühlkasten haben sich nicht sehr gut bewährt, wohl auch wegen des schlammhaltigen Donauwassers, das zur Kühlung verwendet werden muß. Mit der Zeit fiel daher die Ausmauerung aus und trotz intensivster Außenberieselung konnten unzulässige Erwärmungen des tragenden Schachtmantels bis zur dunklen Rotglut nicht verhindert werden. Der alte genietete Mantel zeigte daher sehr beachtliche örtliche Beulen (Bild 2) sowie Risse und Sprünge, durch die das Gichtgas austrat und die immer wieder verschweißt werden mußten. Gleichzeitig verformte er sich in seiner Gesamtheit, so daß sich die ganze Gicht verschob und etwas setzte. Der Schrägaufzug hob sich von seinen Lagern ab (Bild 3) und suchte sich selbst eine andere, ganz ungeeignete Lagerung.

Es lag auf der Hand, daß sowohl der Herd als auch der Schachtmantel vollständig ausgewechselt werden mußten, während dagegen der gesamte Ofenkopf — also die ganze Gicht, die Schrägbrücke, die Steigrohre und das Schrägrohr — nur in die richtige Lage zurückzubringen, aber sonst in Ordnung war. Dieser Ofenkopf belastet jedoch den tragenden Schachtmantel auch nach dem Ausbau der Gichtglocke und anderer leicht zu entfernender Teile mit 500 t Auflast und dem gewaltigen Winddruck.

Die Auswechslung des Herdmantels, der unter dem Tragring steht und daher mit der Standsicherheit des Ofens nichts zu tun hat, ist kein Problem, wohl aber die des freitragenden Schachtmantels.

Viele Lösungen wurden studiert — aber zunächst entsprach keine davon:

Der sukzessive Ersatz der einzelnen Ofenschüsse durch neue, wie es bei Reparaturen kleineren Umfangs an anderen Ofen schon

ausgeführt worden war, erschien hier aus folgenden Gründen unmöglich:

Der neue Mantel sollte eine vom alten etwas abweichende Form erhalten, so daß die einzelnen neuen Schüsse gar keinen Anschluß an die alten gefunden hätten. Auch wäre dies schon wegen der starken örtlichen Verformungen nicht möglich gewesen. Ferner hätte man auf diese Weise die Gicht nicht mehr in ihre richtige Lage zurückbringen können und schließlich war der alte Mantel bereits in einem solchen Zustand, daß eine derartige Operation überhaupt schon zu riskant erschien.

Es war daher notwendig, zuerst den alten Mantel vollständig abzutragen und erst anschließend mit dem Aufbau des neuen geschweißten Mantels zu beginnen.

Die Demontage und der spätere Wiederaufbau des Ofenkopfes kamen aber gar nicht in Frage, da dieser Vorgang einen ungeheuren Aufwand an Geld und Zeit erfordert hätte.

Es wurde daher zunächst die Möglichkeit genau geprüft, den freitragenden Ofen in einen Gerüstofen umzubauen, um nach der Absetzung der Gicht auf das Gerüst den von seinen Auflasten befreiten Schachtmantel auswechseln zu können. Dieses ausführlich behandelte Projekt wurde aber wieder verworfen, da es enorme Adaptierungs- und Verstärkungsarbeiten an den Bindern der Abstichhalle, auf die das Gerüst zu stellen gewesen wäre, erfordert hätte. Das Konstruktionsgewicht dieses Gerüsts wurde mit 180 t ermittelt.

Man hätte das Gerüst auch als reines Montagegerüst ausführen und dann wieder abtragen können. Der Aufwand war aber nicht viel kleiner als bei einem definitiven Gerüst und erschien deshalb sinnlos.

Der letzte Ausweg schien daher die Aufstellung eines Montagegerüsts innerhalb des Ofens zu sein. Es war aber aussichtslos, das Gerüst auf der kleinen, zur Verfügung stehenden Basisfläche standsicher aufzustellen. Eine Verankerung im bestehenden Ofenfundament war natürlich ausgeschlossen.

Es sollte daher eine Pendelsäule im Ofenschacht aufgestellt werden, deren Stabilisierung nach der einen Richtung durch Schrägbrücke und Schrägrohr und nach der anderen Richtung durch eine geeignete Verbindung zu den Winderhitzern erreicht werden sollte. Aber auch daraus wurde nichts, und zwar aus Termingründen, weil die Winderhitzer zum kritischen Zeitpunkt nicht ausgemauert sein konnten und daher auch über keine überschüssige Stabilität verfügten.

Die Lösung wurde schließlich in einem Gerüst innerhalb des Ofens gefunden, das in geeigneter Weise mit den Hochofenstützen in Verbindung gebracht wurde. (Bild 4). Der Vorgang war hiebei folgender:

Nach der Demontage des Herdmantels standen die sechs Ofenstützen frei und konnten



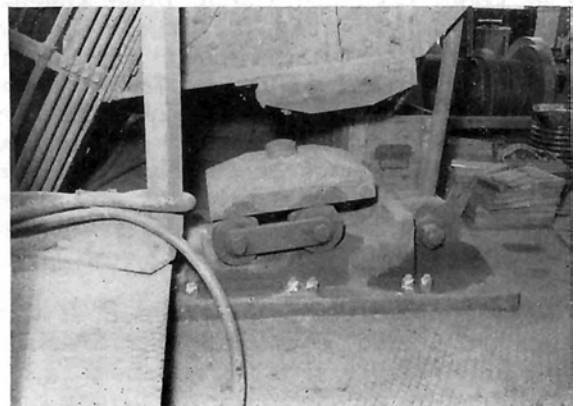
Bild 2: Verformungen im alten, genieteten Schachtmantel eines freitragenden, gerüstlosen Hochofens

Fig. 2: Deformations on an old riveted stack mantle of a freely standing, frameless blast furnace

durch Unterzüge miteinander verbunden werden, die einen Trägerrost knapp unterhalb des Tragrings trugen. Unterzüge und Trägerrost waren dabei mit möglichst wenig Seitensteifigkeit konstruiert, da in der Ebene des Tragrings keine wesentlichen Horizontalkräfte übertragen werden sollten, denen die Ofenstützen im Bauzustand nicht gewachsen gewesen wären.

Bild 3: Lagerbewegung eines Hochofenschrägaufzuges infolge Verformung des freitragenden Schachtmantels

Fig. 3: Movements of bearings of a blast furnace inclined lift due to deformations of the frameless stack mantle



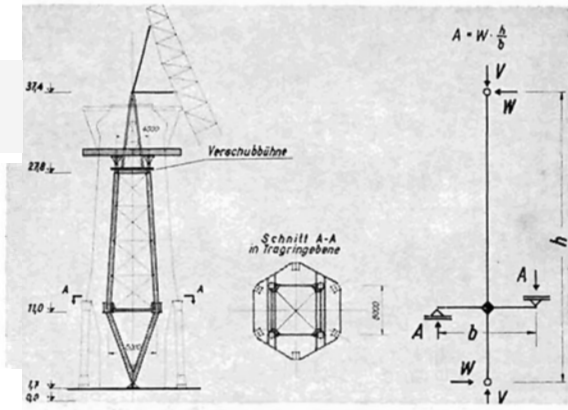


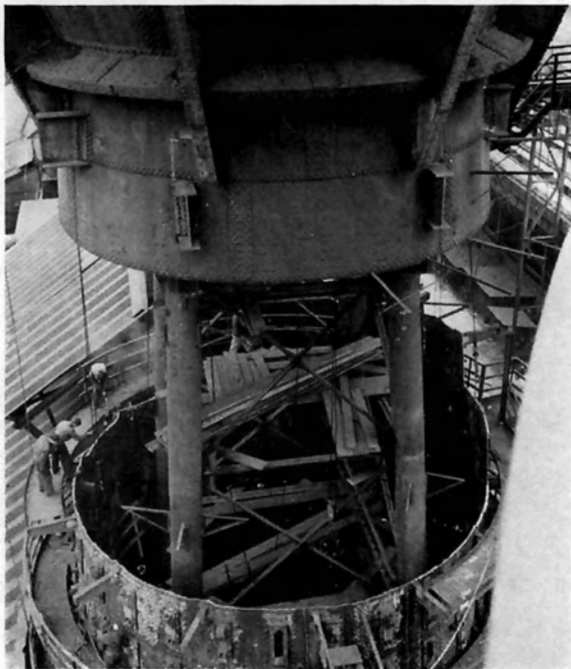
Bild 4: Montagegerüst zur Auswechslung eines Hochofenschachtmantels

Fig. 4: Erection scaffold for the replacement of a blast furnace stack mantle



Bild 5: Tiefblick auf den Fußpunkt des Gerüsts

Fig. 5: View from above on to the foot of the scaffold



Mit diesem Trägerrost stand ein vierstieliges Innengerüst in Verbindung, das nach unten zu einem einzigen Lager zusammengezogen wurde. Die Draufsicht auf dieses Lager, das in Schweifkonstruktion ausgeführt wurde, zeigt Bild 5. Die Eckstiele des Gerüsts bestanden aus Rohren, die zur Aufnahme von Knotenblechen geschlitzt waren. Die Knotenbleche waren mit den Rohren verschweißt und die Diagonalanschlüsse an die Knotenbleche geschraubt.

Das Gerüst trug oben eine Verschubbühne, von der aus die Gicht wieder in ihre richtige Lage zurückverschoben werden konnte, und zwar unabhängig von der Schrägbrücke, die während der Dauer der Arbeiten auf einer Fortsetzung des Gerüsts ohne Verbindung mit der Gichtbühne aufgelagert wurde. Das Gewicht des ganzen Gerüsts einschließlich des Trägerrosts, der Verschubbühne und des Auflagerbockes für die Schrägbrücke beträgt 100 t. Es hat seine Wiederverwendbarkeit bereits bei einem zweiten Ofen bewiesen, der mit seiner Hilfe in ähnlicher Weise, wie hier beschrieben, instandgesetzt wurde.

Bevor der Anschluß des Gerüsts an den Trägerrost vernietet wurde, wurden hydraulische Pressen zwischen dem Gerüst und dem Ofenkopf angebracht, die das Gerüst unter Druck setzten, bis der Schachtmantel fast Zug erhielt.

Aus diesem Vorgang folgt das Wesentliche der statischen Wirkungsweise des Gerüsts, die in Bild 4 rechts schematisch dargestellt ist:

1. Die senkrechte Auflast von Ofenkopf und Schrägbrücke und die gesamte Windlast gehen durch das Gerüst unmittelbar in das zentrale Fußlager. Senkrechte Auflasten beanspruchen den Trägerrost überhaupt nicht.

2. Der Trägerrost überträgt nur die lotrechten Kräfte aus dem Versetzungsmoment der Windkräfte und anderer Horizontalkräfte in die Hochofenstützen.

Damit wurde eine wirtschaftliche Bemessung des Trägerrosts erreicht und außerdem vermieden, daß das Gerüst wie ein Kragarm eingespannt wird; dies hätte nämlich Horizontalkräfte in der Ebene des Tragringes zur Folge gehabt, die größer als die am Ofenkopf angreifenden Kräfte sind und die die Hochofenstützen nicht aufnehmen hätten können.

Da nach der Vernietung der Trägerrostanschlüsse in der Ebene des Tragringes das Gerüst standsicher war und bereits die Auflasten aus dem Ofenkopf, der Schrägbrücke und dem Schrägröhr trug, konnte anschließend der Schachtmantel unter der Gicht durchgeschnitten werden. Hierbei wurde das letzte Stück zur Vermeidung schlagartiger Beanspruchungen

Bild 6: Demontage des alten Schachtmantels

Fig. 6: Dismounting of the old stack mantle

durch langsames Erwärmen bis zur Rotglut getrennt.

Infolge der Verformungen des alten Mantels hatte sich die Gichtbühne gesenkt, geneigt und verschoben. Das Senkungsmaß betrug 120 bis 170 mm, die waagrechte Verschiebung, die in der Hauptsache quer zur Schrägbrücke vor sich gegangen war, ca. 200 mm. Ein Teil dieser Horizontalverschiebung ging infolge der elastischen Verformung des Schrägrohres schon bei der Durchtrennung des Schachtmantels von selbst zurück. Anschließend wurde der Ofenkopf von der Verschubbühne aus mit hydraulischen Pressen neu ausgerichtet, worauf er mit dem Gerüst fest verbunden werden konnte.

Die bis ins kleinste vorbereitete Organisation mit mehreren Beobachtungsposten, die telephonisch laufend ihre Meldungen und Messergebnisse einem zentralen Befehlsstand, der sich auf der Verschubbühne unter dem Ofenkopf befand, durchgaben, bewährte sich vorzüglich und die heikle Arbeit konnte vollkommen planmäßig durchgeführt werden. Eine besondere Verbindung war zum Flugwetterdienst eingerichtet worden, um Sturmwarnungen zeitgerecht erhalten und den Verschiebungsvorgang im Notfall rechtzeitig unterbrechen zu können.

Bild 7: Montagegerüst zur Abfangung der Hochofengicht nach Demontage des alten Schachtmantels

Fig. 7: Erection scaffold for supporting the blast furnace top after dismantling the old stack mantle

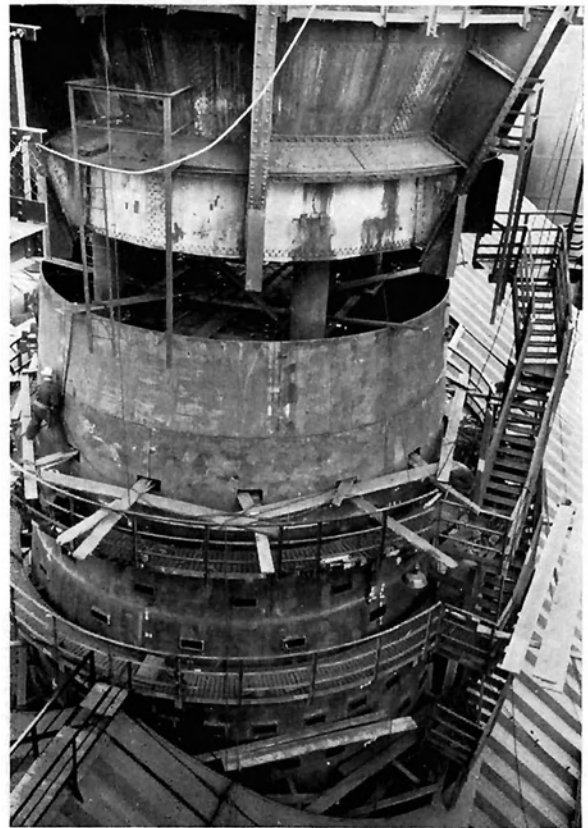


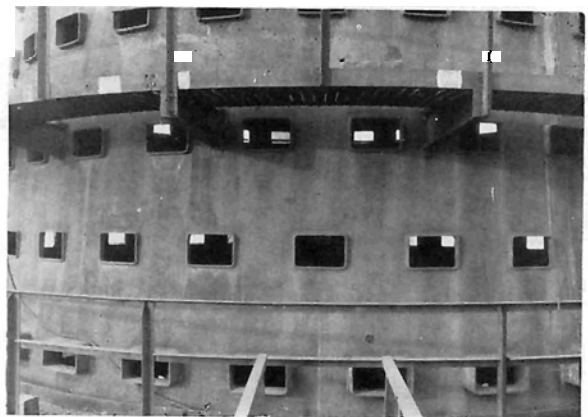
Bild 8: Anschluß des neuen, geschweißten Schachtmantels an den bestehenden, genieteten Ofenkopf

Fig. 8: Joining of the new welded stack mantle to the existing riveted furnace end

Die Arbeiten — nämlich das Unterdrücken des Gerüsts, sein Anschluß an den Trägerrost, das Durchschneiden des Ofenmantels und das Ausrichten der Gicht — nahmen drei Tage in Anspruch.

Bild 9: Teilansicht des neuen, geschweißten Schachtmantels mit den Ausschnitten für die waagrechten Kühlkasten

Fig. 9: Partial view of the new welded stack mantle with the openings for the horizontal cooling plates



Nun konnte die Demontage des alten Schachtmantels beginnen. Bild 6 zeigt den Bauzustand bald nach dem Beginn der Demontage, während auf Bild 7 der durch das Gerüst abgestützte Ofenkopf nach der Demontage des alten Schachtmantels zu sehen ist. Auf Bild 8 ist der neue geschweißte Schachtmantel schon fast wieder bis zur endgültigen Höhe hochgeführt. Der Anschluß an den Ofenkopf wurde genietet, um an dem alten Blech mit seinen Nietverbindungen nicht schweißen zu müssen. Bild 9 zeigt einen Teil des neuen Schachtmantels mit den Ausschnitten für die neuen waagrechten Kühlkasten, die von geschweißten Kühlkastenrahmen eingesäumt werden.

3. Die Halle des LD-Stahlwerkes Rourkela in Indien

In Rourkela — 460 km westlich von Kalkutta — wird derzeit ein großes Hüttenwerk errichtet, mit dessen Entwurf, Lieferung und Montage deutsche und österreichische Firmen beauftragt sind.

Das Stahlwerk dieser Hütte wird von den Firmen Krupp und VOEST in Gemeinschaftsarbeit geplant, geliefert und montiert. Es wird teils als SM- und teils als LD-Werk errichtet. Es liegt nahe, daß der LD-Teil in Anbetracht des Geburtslandes des LD-Verfahrens zum österreichischen Lieferanteil gehört (Bild 10).

Im ersten Ausbau sind 3 LD-Tiegel, 2 Mischer und 4 SM-Öfen vorgesehen, mit denen eine Jahresleistung von 1 000 000 t Rohstahl erzielt werden wird. Davon entfallen 25% auf SM-Stahl und 75% auf LD-Stahl. Die Halle ist annähernd 360 m lang, ihre Grundfläche 24 800 m² groß; hierin ist aber noch der Platz für einen 4. und 5. Tiegel und einen 3. Mischer sowie nach einer kleineren baulichen Erweiterung auch für einen 5. SM-Ofen enthalten. Nach Inbetriebnahme des 4. und 5. Tiegels und einer Verlängerung der Gießhalle um 45 m wird die Kapazität des LD-Teiles von 750 000 auf 1 200 000 jato steigen.

Zur richtigen Beurteilung des Platzbedarfes sei noch erwähnt, daß das Strippen der Blöcke und die Vorbereitung der Kokillen in eigenen Nebenhallen erfolgen wird.

Es ist nun interessant, den Investitionsaufwand zu vergleichen, den die Jahrestonne SM- bzw. LD-Stahl an Stahlkonstruktion für die Stahlwerkshalle erfordert:

Für 250 000 jato SM-Stahl sind 13 200 m² = 53% der Hallenfläche erforderlich, auf denen 4 SM-Öfen und 1 Mischer stehen. Die darüber befindliche Stahlkonstruktion für Gebäude, Bühnen und Bunker wiegt 6 800 t = 51% des Gesamtgewichtes.

Für 750 000 jato LD-Stahl oder 75% der ganzen Produktion sind 11 600 m² = 47% der Hallenfläche erforderlich, auf denen aber noch

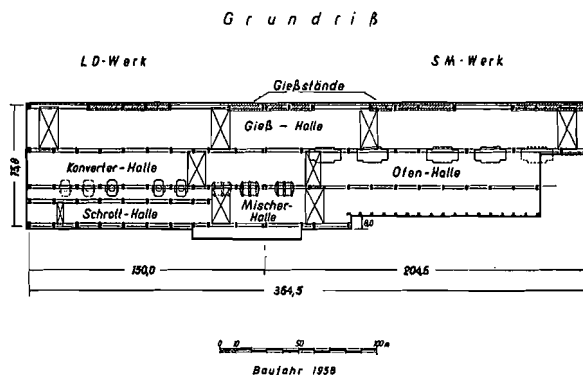


Bild 10: Grundriß der Stahlwerkshalle Rourkela

Fig. 10: Ground plan of the steelworks shop at Rourkela

Platz für die zwei weiteren Tiegel und den dritten Mischer ist. Die darüber befindliche Stahlkonstruktion für Gebäude, Bühnen und Bunker wiegt 6 600 t = 49% des Gesamtgewichtes.

Daraus ergibt sich die interessante Gegenüberstellung, daß jede erzeugte Jahrestonne SM-Stahl 5,3 dm² Hallenfläche und 27,2 kg Stahlkonstruktion erfordert, während die entsprechenden Werte für den LD-Stahl 1,5 dm² und 8,8 kg sind.

Zieht man den zweiten Ausbau in Betracht, dann werden die Zahlen für den LD-Stahl noch kleiner, d. h. günstiger, nämlich 1,2 dm² und 6,6 kg je Jahrestonne, also weniger als ein Viertel der Zahlen für den SM-Stahl. Das kommt davon, weil ja beim ersten Ausbau schon viel für den zweiten Ausbau mitgebaut wird. Beim LD-Stahl kommt allerdings auch noch die Sauerstoffanlage dazu, deren baulicher Aufwand aber so gering ist, daß er das Ergebnis nicht mehr wesentlich ändern kann.

Die Flächengewichte sind im SM-Werk 515 kg/m² und im LD-Teil um 11% mehr, nämlich 570 kg/m² — dies trotz der kleineren Kranbahnstützweiten des LD-Teiles, die nur 15 m und über den Mischern 17,5 m betragen gegenüber 30,0 m und mehr im SM-Teil. Aber im LD-Teil schlägt das Rauchschild mit seiner Höhe, seinen vielen, schweren Bühnen, der engen Stützenstellung, den hochgelegenen Bunkerbatterien und den großen Nutzlasten durch. Abhitzekegel und Entstaubungsanlage allein wiegen schon je Tiegel 550 t, die noch dazu in großer Höhe angreifen.

Da in Rourkela mit St 37 gebaut wird und auch die übrigen Entwurfsgrundlagen mitteleuropäischen Verhältnissen ähneln, ist der Vergleich mit den hiesigen LD-Werken interessant: Sowohl das Stahlwerk in Linz wie auch das in Donawitz wiegen ca. 640 kg/m². Das höhere Gewicht ist nur zum Teil durch die höhere Schneelast und in Linz durch die massive Dachhaut begründet. Aber in Linz sind die Kran-

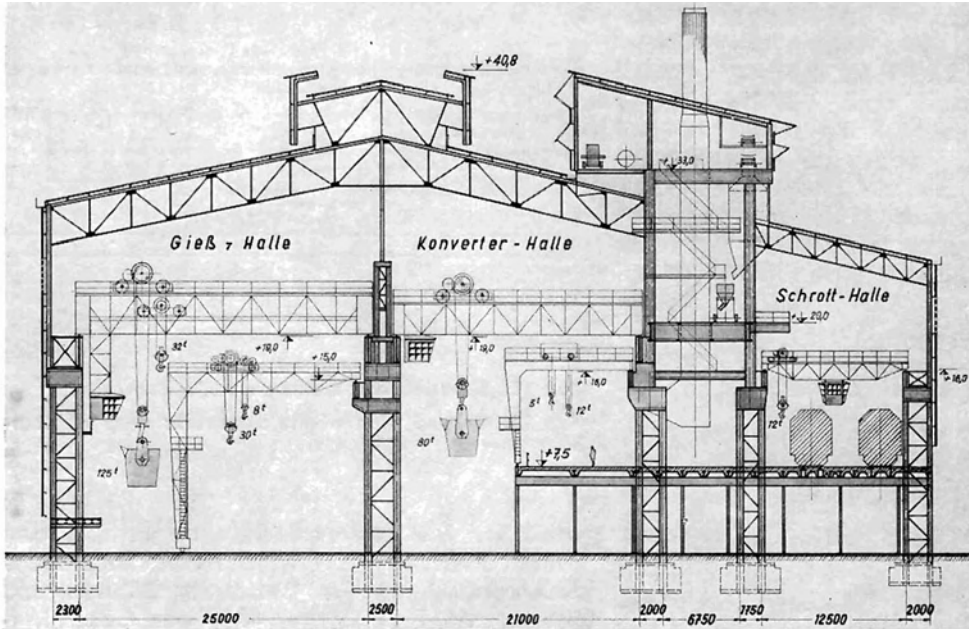


Bild 11: Querschnitt durch das LD-Stahlwerk Rourkela

Fig. 11: Cross section through the LD-steelworks shop at Rourkela

bahnen zum Teil zweigeschossig und in 23 m Höhe verkehren noch 100 t-Krane, während in Donawitz die Kranbahnen 37,5 m weit gespannt sind und auch die Wände des hohen Gebäudes Einfluß auf das Flächengewicht haben, da seine Grundfläche nur wenig mehr als ein Viertel des Linzer LD-Werkes beträgt.

Der Querschnitt des LD-Teiles des Stahlwerkes (Bild 11) zeigt die übliche Anordnung: Schrotthalle — Tiegelhalle — Gießhalle. Zwischen den beiden Erstgenannten ist das Rauchschiß eingeschoben. Es enthält alle für den Betrieb der Tiegel notwendigen Einrichtungen und ist deswegen entsprechend vielgestaltig.

Die Planung des Rauchschißes stellt daher

auch den Angelpunkt bei der Projektierung jedes LD-Werkes dar. Wegen seiner umfangreichen Betriebseinrichtungen soll es immer als erstes montiert werden, während dagegen seine allgemeine Planung und deshalb auch die Aufstellung der Konstruktionszeichnungen für die Stahlbauwerkstätte die meiste Zeit in Anspruch nehmen. Die stets so wichtige Terminfrage hängt hier von den Möglichkeiten des Technischen Büros der Stahlbauanstalt ab, einen Weg durch diese Schwierigkeiten zu finden und möglichst frühzeitig — also noch vor dem Abschluß der Arbeiten am Detailentwurf — das für das Rauchschiß erforderliche Walzmaterial zu bestellen.

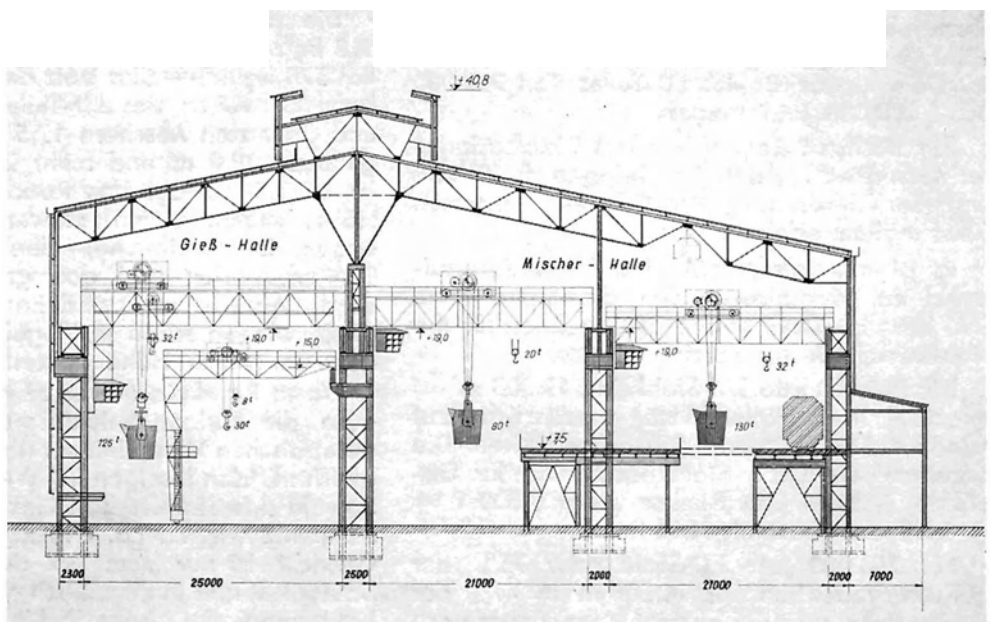


Bild 12: Querschnitt durch die Mischerhalle des Stahlwerkes Rourkela

Fig. 12: Cross section through the mixer shop of the steelworks at Rourkela

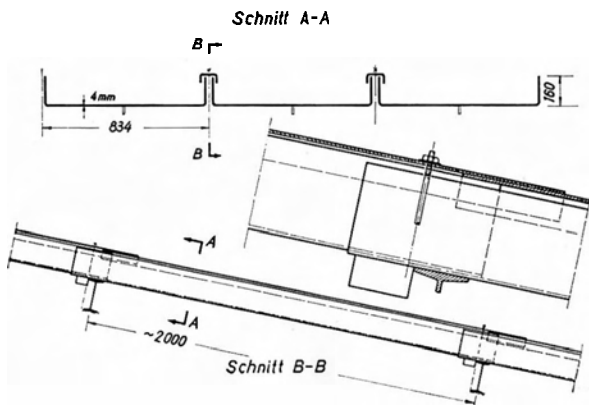


Bild 13: Dachpfannen des LD-Stahlwerkes Rourkela aus abgekantetem 4-mm-Blech

Fig. 13: Roofing tiles of bent 4-mm plates for the LD-steelworks at Rourkela

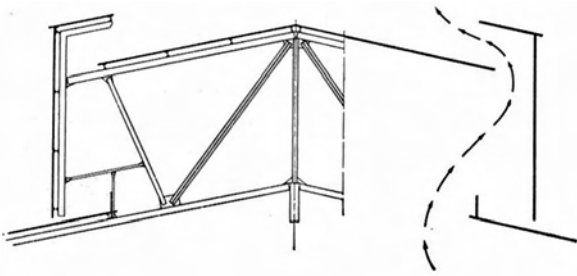


Bild 14: Firstenlüftung des Stahlwerkes Rourkela

Fig. 14: Deaeration of the ridge, steelworks Rourkela

Im Bereich des Rauchschiefes wird der Seitenwind auf das Gebäude von den Rauchschieffstützen aufgenommen, die durch die Hauptquerträger der verschiedenen Bühnen miteinander rahmenartig verbunden sind. In der anschließenden Mischerhalle, deren Querschnitt auf Bild 12 zu sehen ist, überträgt die Stützenreihe unter der Firstlinie die Windkräfte in die Fundamente. Deswegen ist hier der Dachbinder zur Stütze heruntergezogen, um die Horizontalkräfte nicht allzu hoch angreifen lassen zu müssen.

Wie aus dem Grundriß zu erkennen ist, hört die zweite Stützenreihe des Rauchschiefes an der Mischerhalle auf, die die volle Breite von Rauchschieff und Schrotthalle einnimmt.

Da die Temperaturschwankungen in Indien etwas geringer als in Mitteleuropa sind, genügt die Anordnung einer einzigen Dehnfuge im 360 m langen Gebäude.

Die Kranlasten sind von der bei großen Stahlwerken üblichen Größenordnung von 80 bis 120 t. Die schweren Kräne sind alle in Gruppe IV eingestuft.

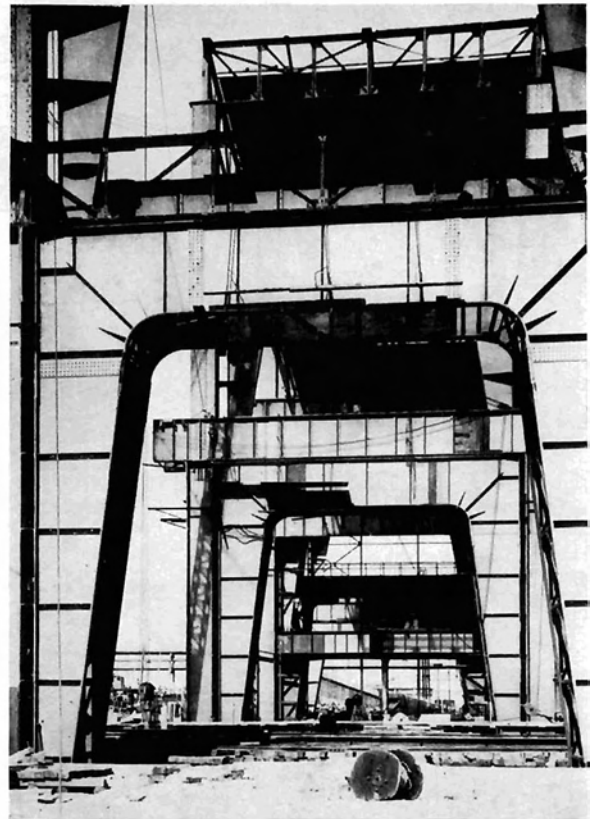
Die Dachdeckung erfolgt ebenso wie die Wandverkleidung grundsätzlich mit Wellblech.

Für das Dach des LD-Teiles war aber in der Ausschreibung eine tragende Glatblecheindeckung gefordert. Eine tatsächlich glatte Blechfläche, die ja auch dicht sein muß, bietet jedoch konstruktive Schwierigkeiten, da die Dehnungsmöglichkeit unter Sonnenbestrahlung beachtet werden muß. Die Eindeckung wurde daher mit einzelnen Pfannen aus abgekantetem Blech von 4 mm Stärke vorgenommen (Bild 13). Der Blechzuschnitt ist rechteckig, die Abkantung aber etwas schräg, damit die Pfannen beim Übergriff ineinander passen. — Ähnlich einem gewöhnlichen Dachziegel besitzt jede Pfanne am oberen Ende angeschweißte Anschläge, damit sie nicht abrutschen kann. Mit Deckleisten werden die Pfannen gegen die Pfetten niedergeschraubt und damit gegen Abheben gesichert.

Der Dachaufbau (Bild 14) soll eine wirksame Entlüftung gewährleisten und den Schlagregen des Monsuns, der eine Jalousie durchdringen würde, abhalten. Daher sind die Seitenwände der Laterne vollkommen geschlossen und lassen nur über dem Hauptdach einen Spalt für den Wasserablauf frei. Sie hängen an Kragkonstruktionen, so daß das Hauptdach ohne jede Durchdringung unter ihnen bis in die

Bild 15: Kranbahnbremsportale einer in Bau befindlichen Stahlwerkshalle

Fig. 15: Craneway braking portals of a steel making shop, under erection



Laterne hineingeführt werden kann. Oben greift wieder ein kleines Kragdach der Seitenwand über das Dach der Laterne, dessen Wasser innerhalb der Laterne auf das Hauptdach fällt. Die breiten Zwischenräume zwischen den einzelnen Dachteilen ermöglichen einen kräftigen, natürlichen Luftzug.

4. Architektonische Gestaltung der Stahlhochbauten in der Hüttenindustrie

Bei einer verständnisvollen Zusammenarbeit zwischen Architekt und Stahlbauingenieur, wie sie in unseren Stahlbauanstalten sehr gepflegt wird, können auch bei den reinen Zweckbauten

der Hüttenindustrie — bei denen das Wirtschaftlichkeitsprinzip an erster Stelle zu stehen hat — durchaus Ergebnisse im Stahlbau erzielt werden, die auch ästhetisch befriedigen. Dies gilt nicht nur für die fertigen Bauwerke, sondern oft auch schon für Bauzustände. So ist z. B. auf Bild 15 ein Durchblick durch die Kranbahnbremsportale einer mehrschiffigen Stahlwerkshalle zu sehen, der eines gewissen Reizes nicht entbehrt. Auch die in Bild 16 dargestellte Außenansicht einer Walzwerkshalle zeigt wohl- abgewogene Proportionen.

Aus Platzmangel ist es hier leider nicht möglich, mehr Beispiele aus der langen Reihe guter Ausführungen zu zeigen.

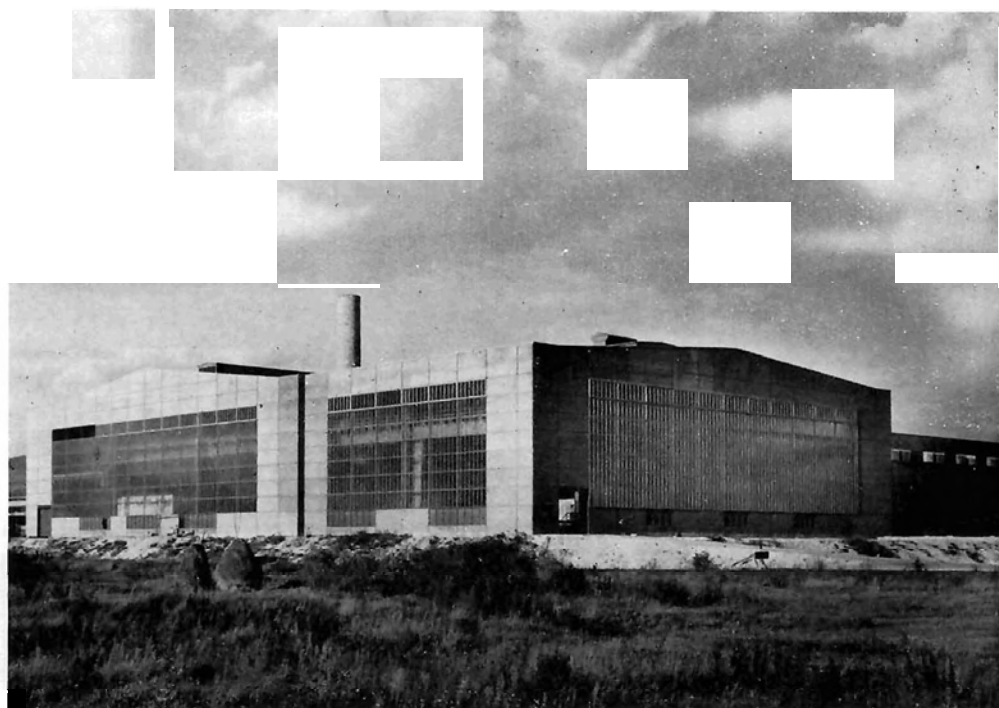


Bild 16:
Walzwerkshalle
in Linz

Fig. 16:
Mill building at
Linz

Zweckmäßige Bauarten bei Errichtung von Industrieanlagen

Erläutert an Hand von 50 Lichtbildern

Von Dipl.-Ing. Felix Grohs, Wien

So wie bei jeder Anschaffung wird auch bei industriellen Bauvorhaben der Bauherr aus den vorliegenden Anboten zuerst das geldlich günstigste herausgreifen und sich dieses nun näher besehen. Dabei wird die Preislage des hauptsächlich in Frage kommenden Baustoffes sowie die absolute und relative Höhe des dafür maßgebenden Fertigungslohnes ausschlaggebend sein.

Dementsprechend wird je nach Höhe des regional verschiedenen Baustahlpreises bzw. Montagelohnes ein Hochhaus erst von einer bestimmten Stockwerkszahl an rentabel als Stahlskelettbau errichtet werden können; Brücken — bei großer Spannweite wohl noch auf lange Sicht eine Domäne des Stahlbaues — werden bei geringerer Spannweite mit dem Stahlbeton- bzw. Stahlverbundbau in Konkurrenz treten müssen.

Weit vorausschauende technische Erwägungen machen es empfehlenswert, bei Errichtung von Industrieanlagen von dieser Form der Anbotauslese abzugehen und nach großzügigen Richtlinien zu arbeiten. Dabei ist es nicht notwendig, den Wahlspruch der Stoffhändler heranzuziehen: „Wer teuer kauft, kauft gut und letzten Endes billig“, denn die Hersteller von Stahlbauten können sehr wohl im Konkurrenzkampf bestehen.

An Hand der baulichen Entwicklung eines bedeutenden Werkes der Schwerindustrie — des Hüttenwerkes Donawitz — soll nun dargelegt werden, wie bei der Wahl der jeweiligen Bauweise zweckmäßigerweise auf künftige, im Augenblick der Bauausführung nicht überblickbare Entwicklungen Bedacht genommen wurde. Die Außerachtlassung dieses Ge-

sichtpunktes hätte später nur schwer mit beträchtlichem Kostenaufwand korrigiert werden können.

Das Hüttenwerk Donawitz ist durch die Vereinigung dreier Eisenerzeugungssstätten, der Franzens-, Caroli- und Theodorahütte, deren Energiequelle der Vordernbergerbach war, entstanden. Zwei Lichtbilder zeigen diese drei kleinen Betriebe, aufgenommen 1873.

Weitere Bilder zeigen das Werk 1942 und heute.

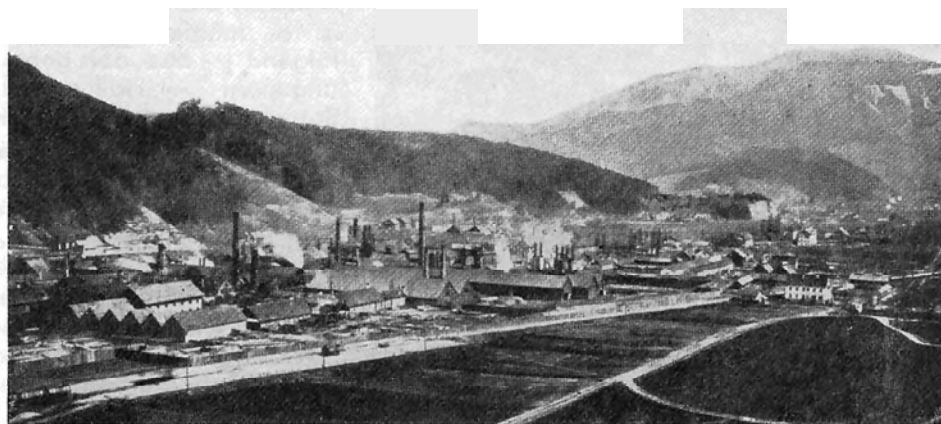
Von den hüttenmännischen Einrichtungen, die 1873 auf der Fläche des heutigen Hüttenwerkes Donawitz standen, ist nichts und von den Gebäuden fast nichts mehr vorhanden. Großanlagen, in weiträumigen Hallen untergebracht, haben sie ersetzt.

Der technische Fortschritt verlangt daher, bei Errichtung industrieller Anlagen auf eine voraussichtlich rapide Entwicklung Bedacht zu nehmen. Umfangreiche Beton- und Stahlbetonbauten erschweren später Änderungen, da die notwendig werdenden Abbrucharbeiten oft außerordentlich weitreichend sind. Dazu kommt, daß die Rückgewinnung von Material völlig unbedeutend ist, dagegen der Abtransport und das Verstärken des Abbruches sich meist sehr schwierig und kostspielig gestaltet.

Im ersten Weltkrieg wurde — wegen des herrschenden Eisenmangels — im Mürztal eine Halle für ein kleineres Martinstahlwerk mit einer Grundfläche von 50×53 m bei 26 m Gesamthöhe in schwerster Befonausführung errichtet. (Das Bauwerk wurde in 7 Lichtbildern gezeigt.) Zweimal bereits wurde diese Halle durch kostspielige Einbauten für eine neue

Bild 1:
Hütte Donawitz
im Jahre 1876

Fig. 1:
Steel mill
Donawitz in the
year 1876



Verwendung adaptiert. Die massive Bauweise macht eine Demolierung praktisch unmöglich. Daher mußte man auf die Errichtung einer neuen, zweckentsprechenderen Halle verzichten und sich eben mit dem Umbau behelfen.

Viel günstiger ist jedoch die Situation, wenn in Stahlbauweise errichtete Bauwerke abgerissen werden müssen, wie etwa das ehemalige Hochofenwerk in Münichtal bei Eisenerz.

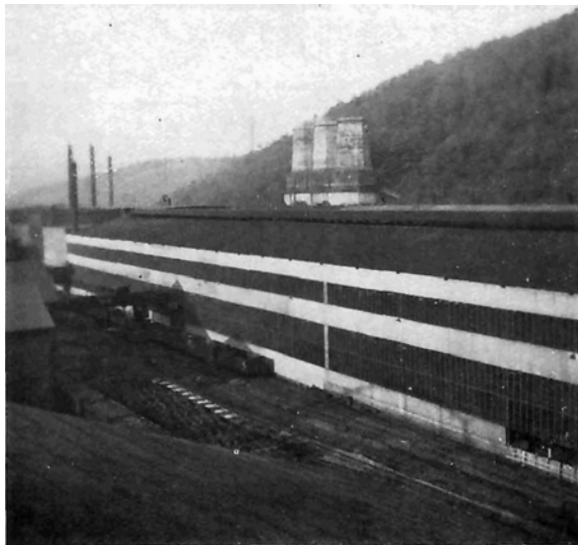
Dieses bestand aus zwei Kokshochöfen mit Nebenanlagen, so einer Kokshalle von 178×30 m Grundfläche und einem Fassungsvermögen für 10 000 t Koks.

Es wurde vor zwölf Jahren stillgelegt. Durch die Demontage wurden große Bauflächen gewonnen, wobei der Großteil der abgetragenen Stahlkonstruktionen am Steirischen Erzberg beim Bau des Leitenschachtes sowie auf unseren Hüttenwerken, und zwar bei der Vergrößerung der Feinwalzwerkshalle in Donawitz und der neuen Walzwerkshalle in Judenburg, wieder verwendet werden konnte. Die demontierten Cowper dienen am Steirischen Erzberg als Wasserbehälter und Feinerzbunker und in Donawitz als Ölbehälter. Der verbleibende geringe Rest war wertvoller Ia-Eisenschrott.

An Plätzen, die aber für ein ganz bestimmtes Bauwerk gewidmet werden können, und die vorzugsweise an der Peripherie des Werksterritoriums liegen, wurden im Hüttenwerk Donawitz — das Werk liegt in einem von

Bild 2: Kühltürme — ihre Lage an der Peripherie des Werksterritoriums ermöglichte die Errichtung in Stahlbeton

Fig. 2: Cooling towers — their location on the periphery of the works territory enabled their construction in reinforced concrete



Bergen flankierten Tal — ansehnliche Bauwerke aus Stahlbeton errichtet.

Bei zwei Kühltürmen der Rückkühlanlage des SM-Stahlwerkes mit einer Kühlleistung von $1350 \text{ m}^3/\text{h}$, die — wie die Lichtbilder zeigen — am Berghang errichtet wurden, konnte die Bauart beliebig gewählt werden.

Dasselbe gilt für fünf Kühltürme der Rückkühlanlage des Kraftwerkes von zusammen 80×16 m Bodenfläche, die eine Kühlleistung von 4800 m^3 Wasser pro Stunde besitzen und die — wie die Lichtbilder zeigen — am südlichen, das Werk begrenzenden Berghang errichtet wurden.

Während des zweiten Weltkrieges wurde ein Koksmagazin von 180×18 m Grundfläche gebaut. Ursprünglich war die Ausführung in Eisenbeton bei einem Fassungsvermögen von 10 000 t Koks vorgesehen. Des damals bestehenden Eisenmangels wegen mußte der Bau in Stampfbeton ausgeführt werden, wobei nun auf gleicher Grundfläche die wesentlich geringere Menge von 7 000 t Koks gelagert werden kann.

An Hand von Lichtbildern wurde nun die mächtige Konstruktion dieses Bauwerkes erläutert.

Da nach seiner Lage der Platz ausschließlich diesem Deponierungszweck gewidmet ist, konnte man sich mit der Ausführung in Stampfbeton abfinden.

Im Zuge der Rationalisierung der Wasserwirtschaft des Werkes wurde u. a. für die Kühlwasserversorgung der Hochöfen ein Kreislaufsystem mit einem Kühlturm von $12 000 \text{ m}^3/\text{h}$ Kühlleistung geschaffen, wobei das durch die Gaswäsche verunreinigte Wasser in einem Dorr-Eindicker gereinigt wird. Dieser Kühlturm, auf einem sehr geeigneten Platz am Flußufer errichtet, wurde in Stahl- bzw. Spannbeton ausgeführt. Dorr-Eindicker und Kühlturm — in Lichtbildern gezeigt — sind baulich zu einer Einheit zusammengefaßt. Der Kühlturm ist 44 m hoch, die Schüssel hat einen Durchmesser von 32 m.

Im Kern des Hüttengeländes aber wurden seit Jahrzehnten alle Hallen zweckmäßigerweise in Stahlkonstruktion errichtet. Bei ihnen ist es möglich, der technischen Entwicklung folgend — also den geänderten Einrichtungen angepaßt — Hallen und Kranbahnen ohne Betriebsunterbrechung zu ändern.

So wurde, seit November 1948, das Grobwalzwerk des Hüttenwerkes völlig erneuert.

Drei über 50 Jahre alte Grobwalzwerkstrecken, untergebracht in schmalen, teilweise in Holzkonstruktion ausgeführten Hallen geringer Bauhöhe, wurden abgetragen und in einem großräumigen Hallenkomplex von $49 244 \text{ m}^2$ eine neue Blockstrecke, eine kontinuierliche Halbzeugstrecke und eine schwere Profilstrecke montiert.

An drei 101,7 m lange Querhallen, von denen die Blockwalzwerkshalle 18 m, die Tiefenhalle 33 m Kranspannweite besitzen und die dazwischen liegende Eisenhalle 11 m Breite aufweist, schließen sich drei Längshallen von zweimal 31,2 und 24 m Kranspannweite. Die ganze Hallengruppe ist 522 m lang.

Unbeeinflusst von der Errichtung dieser bedeutenden Stahlkonstruktionen konnte der Betrieb pausenlos weitergeführt und die Produktion während der Bauzeit sogar noch erhöht werden.

In den folgenden sechs Lichtbildern wurden die neu errichteten Grobwalzwerksstrecken, und zwar die Blockstrecke, die kontinuierliche Knüppelstrecke und die schwere Profilstraße gezeigt, denen zu Vergleichszwecken die aus dem vorigen Jahrhundert stammende alte Blockstrecke gegenübergestellt wurde.

An Hand von elf Lichtbildern wurde nun der Bau der Grobwalzwerkshallen geschildert.

Eine dreischiffige Halle wurde mit Hilfe dreier Montagenadeln bzw. Derricks errichtet, während die alten Grobstrecken arbeiten. Zwischen den Baustellen transportierten die Rollgänge über 1000 t Halbzeug täglich, das zum Teil auf dem augenblicklich für Bauzwecke nicht benötigten Gelände zwischen den Baustellen zwischengelagert werden mußte.

Die neuen Hallen schieben sich über die alten, die zügig abgebrochen bzw. demontiert werden. Bemerkenswert ist das Einziehen zweier Brückenträger von 40 und 65 m Stützweite und 6 m Höhe, die — 14 Kranfelder überspannend — zwei Kranbahnen und die Dachkonstruktionen zu tragen haben. Sie sehen also, daß der Werkskern des Hüttenwerkes Donawitz in der Länge von etwa 1½ km und einer Breite von einem halben Kilometer Hallen und Kranbahnen ausschließlich in Stahlkonstruktion besitzt.

In industriellen Anlagen, insbesondere von Hüttenwerken mit zahlreichen Warmbetrieben, sind Hallen und Kranbahnen aus Stahlkonstruktion deshalb anderen Bauarten vorzuziehen, da sie gegen strahlende Wärme viel weniger empfindlich sind als z. B. die Betonbauweise.

In Hüttenwerken werden große Mengen an flüssigem Roheisen und Rohstahl, heiße Blöcke und ebensolches Halbzeug in gedeckten Hallen transportiert, gelagert und manipuliert. Die Beeinflussung der Güteeigenschaften des Baumaterials durch die großen ausgestrahlten Wärmemengen ist ganz bedeutend.

Bei unzweckmäßig gewählten Bauarten können schwere Schädigungen der Bauwerke auftreten. Als Bodenbelag, besonders in Hüttenwerken, empfiehlt es sich, Stahl-Grauguß- oder Blechplatten zu verwenden oder den Boden zu stampfen. Ein Betonboden wäre hier nicht am Platze.

Der Belüftung der Hallen ist, da sie die Arbeitsbedingungen in ihnen wesentlich be-

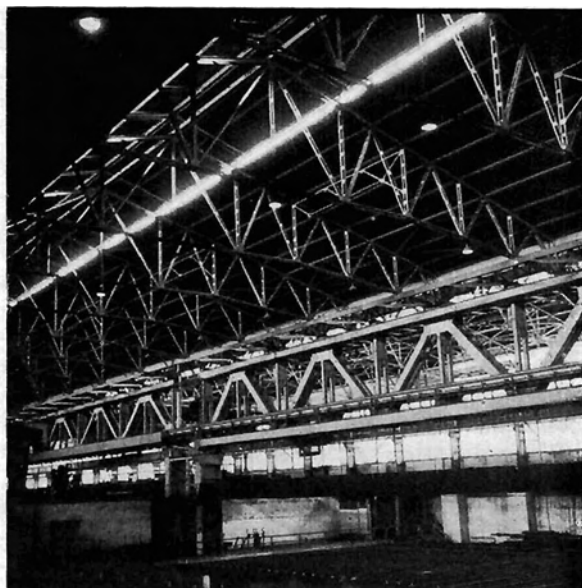


Bild 3: Grobwalzwerkshalle Donawitz. Im Vordergrund zwei 40 und 65 m lange Brückenträger

Fig. 3: Plate mill workshop Donawitz. In front 2 bridge girders of 40 m and 65 m length.

einflußt, besonderes Augenmerk zu schenken. Hier ist der Dachneigungswinkel so zu wählen, daß die Belüftung durch natürlichen Zug erfolgt. Eine zweckmäßig ausgeführte, dieser Forderung entsprechende Laternenkonstruktion, — die im Lichtbild gezeigt wurde — wird in nächster Zeit am Dach des Elektrostahlwerkes montiert.

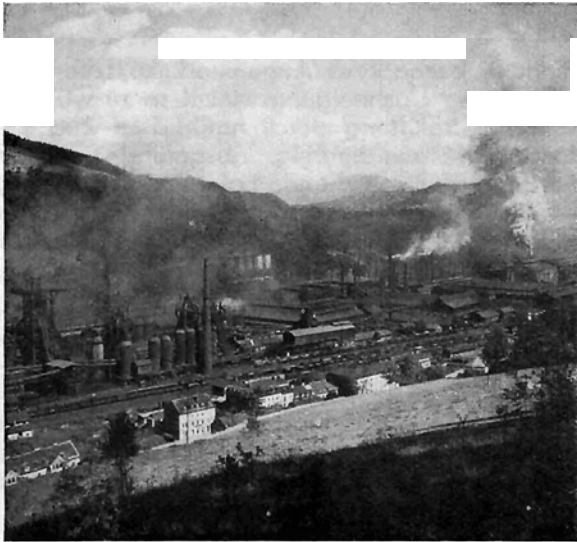
Der Stahlbauer ist heute in der Lage, Stahlkonstruktionen gegen den Angriff der Atmosphärien ausreichend zu schützen. Dies ermöglichen nicht nur ausgezeichnet durchgearbeitete Oberflächenschutzverfahren, sondern auch zahlreiche hochentwickelte Schutzstoffe, die in vorzüglicher Beschaffenheit preisgünstig zur Verfügung stehen.

Nun übersieht man vielfach, daß auch andere, für widerstandsfähiger gehaltene Baustoffe ihre schwache Seite haben. Als Beispiel sei das Glas herausgegriffen.

Die bei großen Industrieanlagen oft unvermeidliche Staub- und Rauchentwicklung erschwert die der guten Innenbeleuchtung wegen notwendige Reinhaltung großer verglasteter Flächen. Häufiges Putzen, vor allem bei Zuhilfenahme von Chemikalien, greift das Glas an. Die nun rauher werdende Glasoberfläche aber begünstigt das Haften des Schmutzes. Das nun in immer kürzeren Intervallen notwendige Putzen verschlechtert jedoch die Glasoberfläche immer mehr. Dieser Erscheinung Rechnung tragend, geht man z. B. in den USA immer mehr zu glaslosen Hallen mit künstlicher Beleuchtung über. Da auch die Arbeitsgenauigkeit bei dieser gleichmäßigen Licht-

quelle eine bessere ist, findet diese Bauweise immer mehr Anklang. Den Kosten für Beleuchtung stehen als positive Gegenpost die Einsparung von Putz- und Reparaturkosten der Glasflächen gegenüber.

Kürzlich wurde, auf einem Stahlfundament montiert, in Donawitz ein Hochofenwindgebläse in Betrieb genommen, das durch einen 14 000 kW-Motor angetrieben wird, der später auch in Schaltung mit einer Gasturbine als Generator laufen kann. An Hand von vier Lichtbildern wurde dieses geschweißte Stahlfundament von $26,5 \times 4,9$ m Grundfläche und 6 m Höhe gezeigt, das zwischen seinen Ständern die Aufstellung der zahlreichen notwendigen Hilfsaggregate gestattet. Da an beliebigen Stellen Konsolen angebracht werden können, ist das Verlegen der vielen Rohrleitungen sehr erleichtert. Die dynamischen und statischen Vorteile der Stahlfundamente sind bekannt. Das Gebläse läuft klaglos, die Vibrationen des Fundaments sind kaum merkbar. Im Kraftwerk Voitsberg der Draukraftwerke



A. G. können Sie ebensolche Stahlfundamente, die Dampfturbinen tragen, sehen.

Bei Betonfundamenten aber, die infolge ungünstiger Bedingungen nicht mit entsprechender Sorgfalt ausgeführt sind, können sich, wie die Lichtbilder zeigen, hervorgerufen z. B. durch Schwingungen, Schäden ergeben, die später Ausgaben für starke Stahlbandagierungen verlangen.

Beim Bau von Industrieanlagen, z. B. von Hüttenwerken, wird, wie die Lichtbilder zeigen, die hochfeste Schraube als neu entwickeltes Verbindungselement ein großes Verwendungsgebiet finden. Da durch eine hohe Vorspannung die hochfesten Schrauben nicht auf Abscherung, sondern auf Zug beansprucht werden, wird diese Verbindung im Hinblick auf das Zusammenpressen der Anschlußbleche auch „gleitfeste Schraubenverbindung“ genannt. Bei der üblichen Verwendung von Momentenschlüsseln kann das Anziehungsmoment, und dadurch auch die Schraubenvorspannung, unter Kontrolle gehalten werden.

Der vorliegende, kurzgefaßte Einblick in die Baugeschichte eines Hüttenwerkes zeigt, wie sich die Grenzen zwischen Beton-, Stahlbeton- und Stahlbau für die verschiedenen Verwendungszwecke abzeichnen.

Hallen und Kranbahnen des Werkskernes, in Stahlbau ausgeführt, können, der technischen Entwicklung folgend, den jeweiligen Einrichtungen angepaßt werden. Ohne Betriebsunterbrechungen können kleine Hallen überbaut und diese erforderlichenfalls bei Rückgewinn von Konstruktionselementen, Nutzeisen und Schrott demontiert werden.

Das sind die Gründe, aus denen die Stahlbaukonstruktion das Bild großer Industrieanlagen beherrscht.

Bild 4: Hütte Donawitz (heute)

Fig. 4: Steel Mill Donawitz (today)

Stahlbauprobleme in modernen kalorischen Kraftwerken

Von Dipl.-Ing. Heinrich Heitzer, Wien

Durch den ständig steigenden Bedarf an elektrischer Energie wurde die Forderung nach einem raschen Ausbau auch der kalorischen Kraftwerke gestellt.

Der forcierte Ausbau von Kraftwerken wurde im zweiten Weltkrieg begonnen; da aber während des Krieges besondere Maßnahmen für die Einsparung von Stahl bestanden, mußten komplette Kraftwerksbauten in erster Linie in Stahlbetonkonstruktion erstellt werden. Damit war den Erbauern von Kraftwerken die Möglichkeit genommen, Kraftwerke oder wesentliche Teile davon in Stahlkonstruktion zu errichten.

Heute besteht aber wieder die Möglichkeit, Konstruktionsteile von Kraftwerken fast ausschließlich — sofern die technischen Voraussetzungen gegeben sind — aus Stahl zu bauen. Auf die damit verbundenen Vorteile wird im weiteren Verlauf des Vortrages im einzelnen noch hingewiesen.

Es ist bekannt, daß in manchen Ländern und auch in Österreich Stahlkonstruktionen im Kraftwerksbau oft noch abgelehnt werden und zwar deshalb, weil dort der Stahlbeton zunächst günstigere Gestehungskosten aufweist.

Stahlbauprobleme im Kraftwerksbau entstehen schon bei der Planung bzw. bei der

Gestaltung des kompletten Kraftwerkes. Die einzelnen Elemente wie Kesselhaus, Maschinenhaus und Schaltwarte müssen so angeordnet werden, daß günstigste Leistungen in technischer und kaufmännischer Hinsicht sichergestellt sind. Es müssen daher alle beteiligten Techniker, also Stahlbauer, Kessel-, Turbinen- und Rohrleitungsbauer, sowie Elektroingenieure unter einer gemeinsamen Führung zusammenarbeiten, daß eine wirtschaftlich optimal arbeitende Kraftanlage entsteht.

Da erfahrungsgemäß der Hauptanteil bei der Projektierung des Kraftwerkes dem Maschinenbau zufällt (der elektrische Teil kann mit ca. 15 bis 20% des gesamten Umfanges angenommen werden) zeichnet der Stahlbau- bzw. Maschinenbautechniker in erster Linie für die Ausführung des Kraftwerkes verantwortlich.

Aus Gründen, die als bekannt vorausgesetzt werden können, zeigen die Leistungen der Turbinen und somit auch der Kessel der einzelnen Einheiten eine steigende Tendenz. Daraus entwickelte sich gerade in den letzten beiden Jahrzehnten eine eigene „Architektur des Krafthauses“.

Das moderne, heutige Kraftwerk setzt sich aus vier Hauptgruppen zusammen:

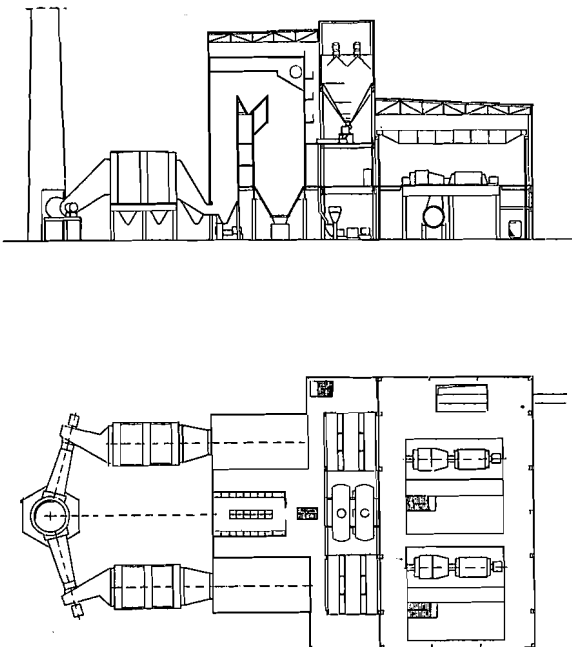
1. Kesselaggregat mit Zubehör wie z. B. Kohlenbunker, Rauchgasfilteranlagen und Gebläse.
2. Turbo-Aggregat samt Zubehör.
3. Speisewasseraufbereitungsanlagen, Hochdruck- und Niederdruckvorwärmer, Kessel-speisepumpen, Rohrleitungen und Bekohlungsanlagen.
4. Schaltanlagen (elektrische Warte und Wärmewarte). (Bild 1).

Diese Gruppen zweckmäßig unterzubringen ist die Aufgabe der Planungsingenieure. Allgemeine Richtlinien wie z. B. erforderliche Aufteilung der Säulen, der Dachbinder, sowie die Verbindung von Kesselhaus mit Maschinenhaus, kann nur der Kraftwerksingenieur geben. Dabei hat sich herausgestellt, daß die sogenannte leichte Bauweise, das ist die Stahlbauweise, bei den Technikern den Vorzug findet und zwar hauptsächlich deshalb, weil dadurch im Krafthaus sehr viel Raum gegenüber der Bauweise in Stahlbetonkonstruktion gewonnen wird.

Zu den einzelnen, vorangeführten Punkten wäre im besonderen folgendes hervorzuheben:

Für die Ausführung der gesamten Krafthauskonstruktion ist es in erster Linie wichtig, fest-

Bild 1: Schema eines modernen Dampfkraftwerkes
Fig. 1: Diagram of a modern steam power station



zulegen, wieviele Züge der Kessel haben soll. Damit ist nämlich auch die Lage des Rauchgasaustrittes — oben oder unten — gegeben. Eine weitere Überlegung erfordert die Anordnung der Filteranlagen, da damit zwangsläufig die Disponierung der Saugzuganlage und damit auch des Schornsteines gegeben ist. Stellt sich nun heraus, daß Saugzug und Filteranlage an der Kesseldecke angeordnet werden, handelt es sich um eine sogenannte hohe Krafthausbauweise [1]; müssen Saugzuganlage und Filter unten, also auf Aschenkeller- oder Heizerstands-niveau, angeordnet werden, spricht man von einer flachen Krafthausbauweise.

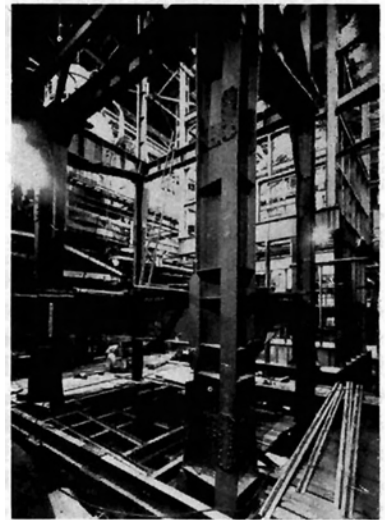
Das Turbo-Aggregat kann in Längs- oder Querrichtung angeordnet werden. Eine generelle Vorschrift oder grundsätzliche Richtlinien sind hierbei nicht gegeben. Es handelt sich hier nur um die Platzfrage, also um die architektonische Ausführung des Krafthauses.

Erfahrungsgemäß werden die Apparate für die Speisewasseraufbereitung und die Pumpen am zweckmäßigsten im sogenannten Schwerbau untergebracht, d. h. daß diese Anlagenteile in dem Teil des Krafthauses angeordnet sind, der zwischen Kessel- und Maschinenhaus liegt. Im modernen Kraftwerksbau wurde auch eine Ausführung entwickelt, bei der der Schwerbau nicht, wie oben erwähnt, in der Mitte des Krafthauses liegt, sondern an einer der Außenseiten, also anschließend an das Maschinen- oder Kesselhaus gebaut wird. Dies hängt im wesentlichen auch mit der Bunkeranordnung zusammen. Die Schaltanlage wird zweckmäßig jeweils im Bereich des Maschinenhauses errichtet. Ob das an einer Längs- oder an einer Querseite geschieht, ist im wesentlichen auch nur eine architektonische bzw. betriebsbedingte Frage.

Die Anwendung der Stahlkonstruktion im Kraftwerks- bzw. Kesselbau hat, wie bereits

Bild 3:
Montage-Trag-
gerüst für
Strahlungskessel
135 t/h

Fig. 3:
Erection of the
supporting struc-
ture for radiation
boiler (135 t/h
capacity)



erwähnt, viele Vorteile. Zum Großteil werden die Kessel auf einer schweren Fundamentplatte aufgestellt, d. h. das Kesseltraggerüst ist vom Gebäude getrennt angeordnet. (Bild 2 und 3). Bei dieser Konstruktion hat das Kesselgerüst nur senkrechte Lasten auf das Fundament abzuleiten. Bei Kesseln mit großer Dampfleistung, deren Gewicht 1 000 — 2 500 t beträgt, würde es unwirtschaftlich sein, diese in der bisher üblichen Art in ein Kesselhaus einzubauen. Infolge dieser Erkenntnisse sind zuerst die Techniker der Vereinigten Staaten zu dem Entschluß gekommen, große Kesselanlagen komplett als Freiluftanlagen zu bauen. Unterstützt werden diese Ansichten durch die relativ günstigen, klimatischen Bedingungen dieses Landes. Die Techniker Europas entschlossen sich nach reiflicher Überlegung auch, je nach den Gegebenheiten des Klimas unseres Kontinents, die Kessel mit großen Leistungen, blechverschalt, als Halbfreiluft- oder Freiluftanlagen aufzustellen. (Bild 4). Man kann z. B. die Seitenwand und die Rückwand des Kessels selbst als Außenwand des Kesselhauses verwenden. Es greifen dann allerdings zwei verschiedene Bauelemente ineinander, weil das Gebäude und das eigentliche Kesselgerüst zu einer Einheit werden. In diesem Fall wirken die Windkräfte auf das Kesselgerüst und rufen Horizontalkräfte hervor. Diese sind rechnerisch sehr schwierig zu ermitteln. Es ergibt sich nun der Fall, daß nicht nur die gewohnten, senkrechten Lasten auf das Kesselgerüst wirken, sondern es treten auch vom Gerüst aufzunehmende Biegemomente auf, die durch die Winddrücke hervorgerufen werden. Dadurch muß das Gewicht des Gerüstes eines Halbfreiluft- bzw. Freiluftkessels gegenüber einem im Gebäude aufgestellten Kessel wesentlich größer werden. Die Windverbände tragen in diesem Fall auch Stiegen und Podeste. Zum Schutz des Bedienungspersonals werden die Stiegen und Podeste, sowie ein Teil des Heizerstandes

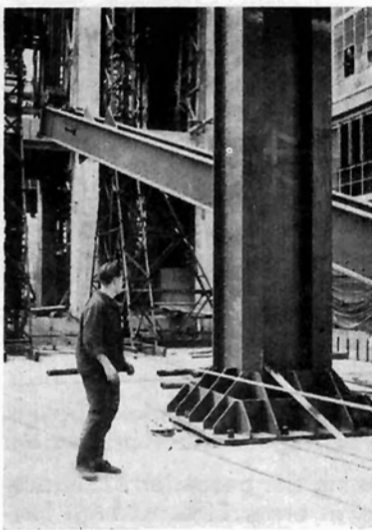


Bild 2:
Aufstellen der
Säulen für
Bensonkessel
330 t/h

Fig. 2:
Erection of the
columns for
Benson-boiler
[330 t/h capa-
city)

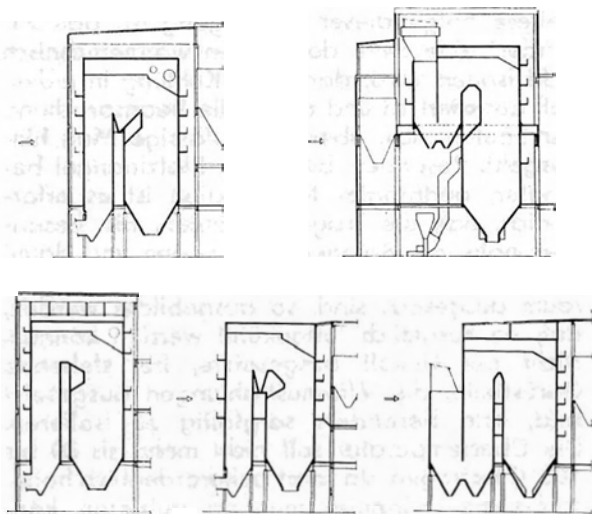


Bild 4: Schematische Darstellung von Normalausführung, Halbfreiluft- und Freiluftausführung von Kesselanlagen

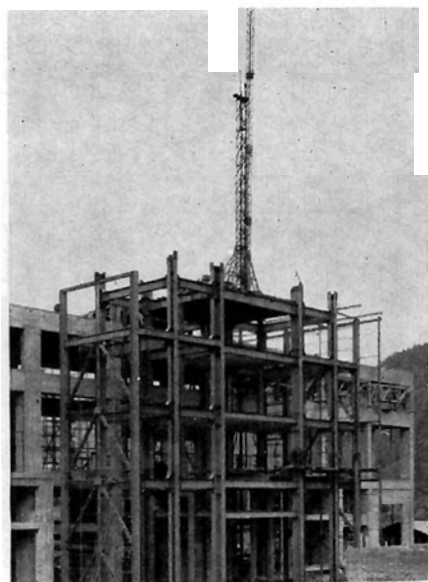
Fig. 4: Diagram of boiler erection in the usual manner, in semi-openair and completely openair manner

abgedeckt, wobei diese Schutzverkleidung in den Dachbindern eingehängt wird. Bei der Freiluftausführung wird der Kessel selbst durch eine leichte Dachkonstruktion gegen Witterungseinflüsse geschützt. (Bild 5).

Für die Kombination Kesselhaus-Kesselgerüst müssen die Schutzwände in gelenkiger

Bild 5: Montage-Traggerüst für Strahlungskessel, 170 t/h

Fig. 5: Erection scaffold for the radiation boiler of 170 t/h capacity



Konstruktion ausgeführt werden. Zu beachten ist dabei noch, daß das Kesselgerüst durch die Wärmeleitung aus dem Feuerraum an die Oberfläche bzw. an die Tragkonstruktion anderen Belastungen unterworfen ist, als der eigentliche Gebäudeteil, bei dem für die Berechnung bekannte Größen vorauszusetzen wären.

Aus wirtschaftlichen und betrieblichen Gründen wurden nun Überlegungen angestellt, um einen Ausweg, vor allem bei großen Einheiten, zu finden. In der Folge wurde eine Konstruktion entwickelt, bei der der Kessel in der Dachkonstruktion des Gebäudes aufgehängt wird, wobei sich der Kessel im Betrieb nach unten frei dehnen kann. Die Gebäudesäulen übernehmen in diesem Fall das gesamte Gewicht des Kessels, also einschließlich Ausmauerung, Stiegen, Podesten und Blechverschalung. Ein Nachteil dieser Bedingung ist darin zu sehen, daß sich für die Tragsäulen des Gebäudes große Knicklängen und damit zwangsläufig große Querschnitte dieser Säulen ergeben.

Durch genaue Berechnung in preislicher Hinsicht hat sich herausgestellt, daß die Kosten bei vorbeschriebener Ausführung gleich oder wenig größer sind als bei Aufstellung des Kessels auf einem eigenen, vom Gebäude getrennten Fundament. Die Mehrkosten werden allerdings dadurch wieder wettgemacht, daß bei Aufhängung des Kessels in der Dachkonstruktion unter dem Kessel Platz für die Aufstellung der Kohlenmühlen, Unterwindgebläse und Entschungsanlagen gewonnen wird. Dies ist umso beachtenswerter, als ja gerade bei Kesseln mit großen Leistungen die erforderlichen Mühlen und Gebläse groß dimensioniert werden müssen. Für die Auswechslung dieser großen Aggregate ist außerdem noch zusätzlich viel Raum im Aschenkeller erforderlich.

Um eventuell die Baukosten für das Gebäude möglichst niedrig zu halten, wurde eine andere Lösung gefunden, die darin besteht, daß man den Kessel ungefähr in der Mitte seiner Bauhöhe mittels Tragrosten auf die Gebäudesäulen abstützt. Dadurch ergeben sich gegenüber der vorerwähnten Ausführung der Kesselaufhängung geringere Knicklängen der Säulen, wobei trotzdem sichergestellt ist, daß der Kessel im Betrieb hinsichtlich Wärmedehnung entsprechend frei arbeiten kann. Die Ausdehnung ist in diesem Fall zu gleichen Teilen nach oben und unten möglich. Der Vorteil, daß unterhalb des Kesselblockes genügend Platz für die Aufstellung der Mühlen und Gebläse ist, ist auch hier gegeben.

Ein weiteres Problem bei großen Kesseln mit Naturumlauf ergab sich bei der Überlegung, die Trommel zweckmäßigerweise statt im Traggerüst im Gebäude zu lagern. Diese Ausführung ist in den Vereinigten Staaten sehr

gebräuchlich. Untersuchungen ergaben aber nun, daß diese Trommelanordnung unzweckmäßig ist, da durch die vom Kesselsystem getrennte Lagerung der Trommel Spannungen im Kesselrohrsystem auftreten. Es ist daher unbedingt notwendig, die Trommel im Kesselgerüst zu lagern, damit in jedem Fall die Möglichkeit der im Betrieb auftretenden Dehnungen des Kessels nach unten und nach den Seiten gegeben ist und jede Spannung durch Ausdehnung der Trommel in deren Achsen vermieden wird. Um nicht erfahrbare, zusätzliche Dehnungen des Rohrsystems infolge von Wärmespannungen zu beherrschen, ist es auch zweckmäßig, die Sammler im unteren Ende des Kesselgerüsts federnd aufzuhängen. Unbedingt zu beachten ist weiters, daß sich auch die Brennkammer unter dem Einfluß der Wärme frei ausdehnen kann.

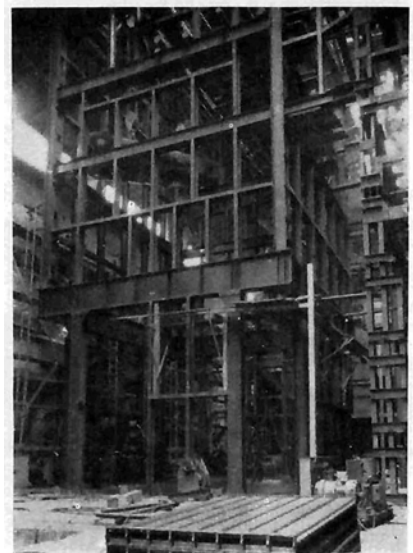
Kessel großer Leistung bedingen große Abmessungen und damit auch die Verwendung von Feuerraumrohren mit großen Längen. Es ist äußerst wichtig, zu verhindern, daß Brennkammerrohre sich zum Feuerraum hin ausbiegen. Dafür ist eine Voraussetzung sowohl die richtige Wahl des Fixpunktes als auch die Anordnung entsprechender Rohrhalterungen für die einzelnen Brennkammerrohre. Die Rohrhalterungen müssen nämlich das Rohr in seiner senkrechten Lage fixieren, andererseits aber auch die erforderlichen Längsdehnungen des Rohres ermöglichen. Nachdem die einzelnen Rohrhalterungen in der Gerüstkonstruktion verankert sind, müssen diese bei Auslegung des Gerüsts berücksichtigt werden. Dabei ist noch zu erwähnen, daß bei großen Kesseleinheiten nur die sogenannte selbsttragende Einmauerung in Betracht kommt. Diese Einmauerung ist ebenfalls auf dem Traggerüst abgestützt und muß so ausgebildet sein, daß auch damit die Dehnungsmöglichkeit der Rohre nicht verhindert wird.

Um die Abstrahlung vom Feuerraum auf die Tragkonstruktion möglichst herabzusetzen, ist man dazu übergegangen, die Rohrteilungen immer kleiner zu machen, wodurch es möglich wurde, die Schamotteauskleidung des Feuerraumes dünner herzustellen. Theoretisch ist es dem Statiker ohneweiters möglich, die Konstruktion des Traggerüsts zu berechnen und so zu erstellen, daß Kessel im Betrieb keinerlei unvorhergesehenen, wärmemäßigen Überbeanspruchungen ausgesetzt sind. Nachdem jedoch die Abstrahlung der Brennkammer bzw. die Wärmeleitung empirisch nicht genau erfahrbare sind, und es auch vorkommen kann, daß, hervorgerufen durch Risse im Schamottemauerwerk, das Kesselgerüst Wärmeeinbrüchen ausgesetzt wird, sind die Tragsäulen (Ecksäulen) mit einem Sicherheitszuschlag zu berechnen. Damit finden derartige, unvorhergesehene Temperatureinflüsse Berücksichtigung. Eine

weitere Folge dieser Überlegung ist, daß zumindest eine Seite der Säulen wärmetechnisch nicht isoliert wird, damit die Kühlung in jedem Fall gesichert ist und damit die Beanspruchung der Säulen nicht über das zulässige Maß hinausgeht. Besonders bei durch Platzmangel bedingter, gedrängter Konstruktion ist es erforderlich, daß die Traggerüstsäulen, die besonders nahe der Brennkammer liegen und damit einer größeren Einstrahlung aus dem Feuerraum ausgesetzt sind, so ausgebildet werden, daß sie zusätzlich luftgekühlt werden können. Nicht der Umluft ausgesetzte, frei stehende Gerüstteile, die Wärmestrahlungen ausgesetzt sind, sind besonders sorgfältig zu isolieren. Die Übertemperatur soll nicht mehr als 80 bis 100°C betragen, da sonst außerordentlich hohe, schädliche Wärmespannungen auftreten können. Nachdem, wie bekannt, die Zugfestigkeit des Materials mit zunehmender Temperatur abnimmt und z. B. bei einer Temperatur von 350°C nur mehr 85% des ursprünglichen Wertes beträgt, kann daraus ersehen werden, welche störende Einflüsse Übertemperaturen haben. Auch der E-Modul wird mit zunehmender Temperatur immer kleiner und fällt z. B. bei 600 °C bereits auf den halben Wert ab. Damit ist aber besonders für biegebeanspruchte Träger keine Tragfähigkeit mehr gegeben. Oft müssen Träger zum Abstützen von Heizflächen durch den Rauchgasstrom gelegt werden. In diesem Fall verwendet man zweckmäßig zwei zu einem sogenannten Kastenträger zusammengeschweißte Profile und setzt außen am Kessel flache, ca. 2 m hohe, vertikale Blechstützen an diese Unterstützungsträger an, um eine optimale Wirkung des na-

Bild 6: Montage-Traggerüst für Dampfkessel, 150 t/h

Fig. 6: Erection of the supporting scaffold for steam boiler of 150 t/h capacity



türlichen Kaminzuges für die durchstreichende Kühlluft zu erreichen.

Die Forderung nach immer leichterem Ausfühung der Traggerüstkonstruktion und die Erfahrungen der modernen Schweißtechnik ermöglichen es, die bisher genieteten, schweren Gerüste durch leichtere Schweißkonstruktion zu ersetzen [2]. Es werden dabei über die gesamte Bauhöhe in gleichen, horizontalen Ebenen steife Viereckrahmen angeordnet, so daß die gesamten Stützknicklängen entsprechend unterteilt werden. Kastenquerschnitte sind schweißtechnisch sehr günstig auszubilden und auch wirtschaftlicher als normale Profilkonstruktionen. Diese werden auch in letzter Zeit schon bei Stahlturbinenfundamenten ausgeführt. Man erreicht damit, daß die statischen Werte einer in dieser Form geschweißten Konstruktion wesentlich günstiger als bei genieteter Konstruktion sind. Durch die Möglichkeit, entsprechende Blechstärken zweckmäßig zu wählen, gelingt es, die äußeren Querschnittabmessungen gleich zu halten, also genau so wie bei Ausführung mit Profilen. Aus Blech gebildete Kastenträger gestatten auch sonstige Anwendungsmöglichkeiten in der Wahl der statischen Werte, was bei Profilkonstruktionen aus konstruktiven Gründen nicht gegeben ist.

Große Kesseleinheiten sind, wie bekannt, meistens mit Kohlenstaubeckenbrennern ausgerüstet. Dadurch wird aber oft bei der für die günstige Feuerungsführung notwendigen Anordnung der Brenner an den Kesselecken eine einwandfreie Ableitung der senkrechten Lasten auf das Fundament schwer lösbar. Das Gerüst müßte im Mittelteil achteckig ausgebildet werden, während der Querrahmen nach der Aschenkellersohle nur vier Stützen aufweist. (Bild 6). Es ergibt sich daher die Forderung, diesen Querträger auskragend auszubilden. Nachdem aber, wie bereits erwähnt, auf Aschenkellerniveau möglichst viel freier Platz benötigt wird, ist es unmöglich, die unten befindlichen Stützen mit Diagonalstreben auszustatten. Damit ergeben sich aber zusätzliche Beanspruchungen im Querträger, welche durch entsprechende Ausbildung und Gestaltung der Form dieses Querträgers berücksichtigt werden, um eine einwandfreie Ableitung dieser Beanspruchung an die Säulen zu gewährleisten.

Besondere Probleme entstehen z. B. auch bei einem im Gebäude aufgehängten Kesselgerät an der Verbindungsstelle Kohlenstaubleitung — Kessel und bei mit Braunkohlenfeuerung ausgerüstetem Kessel an den Verbindungsstellen Heißgasrücksaugeschacht — Kessel. Es wurden technische Lösungen gefunden, die die Bewegung des Kesselblockes gegenüber diesen Leitungen ohne Schwierig-

keiten gestatten, wobei die Verbindungsstellen absolut dicht bleiben. Die blechverschaltete Ausführung, insbesondere bei großen Kessel-einheiten, Halbfreiluft- und Freiluftanlagen, gibt Gewähr für die Verhinderung von Falschlufteintritt in den Feuerraum. Die für den besten Wirkungsgrad eines Kessels errechnete Verbrennungsluftmenge kann dann genau in den Heißluftleitungen den Gas-, Öl- oder Kohlenstaubbrennern zugeführt werden.

Gerade in Erdbebengebieten hat sich gezeigt, daß besonders der Stahlskelettbau zweckmäßig angewendet wird. Den Statikern ist bekannt, daß bei Berechnung von Bauwerken — in diesem Zusammenhang auch von Traggerüsten — besonders auf die horizontalen Erdbebenkräfte Rücksicht genommen werden muß. Diese horizontalen Erdbebenkräfte sind im Schwerpunkt der Kesselkonstruktion anzunehmen und sind in den einzelnen Ländern den entsprechenden Vorschriften für Erdbebengebiete unterworfen. Diese Länder haben eine generelle Einteilung ihrer Landgebiete in Erdbebengrade getroffen.

Zur Sicherung der Stabilität der Kesseltraggerüste wird noch zusätzlich eine horizontale Kraft angenommen, die sich in Größen zwischen 20 000 bis 40 000 kg bewegt und von der Kesselgröße abhängig ist. Eventuelle Gasexplosionen innerhalb des Feuerraumes werden durch eine weitere Horizontalkraft berücksichtigt. In diesem Fall ist es aber zulässig, daß die auftretenden Spannungen die Proportionalitätsgrenze überschreiten dürfen; sie müssen aber auf jeden Fall unter der Streckgrenze des Materials liegen.

Bei Kesselausführungen mit z. B. drei Zügen ergibt sich die Notwendigkeit, das Saugzuggebläse in Höhe der Kesseldecke aufzustellen. Der Statiker wird damit vor ein wichtiges Problem gestellt, da es für die Berechnung schwierig ist, auf einem Gerüst aufgestellte, rotierende Anlageteile zu berücksichtigen. Durch diese rotierenden Teile können nämlich Schwingungen hervorgerufen werden, für die bei der Berechnung ein Sicherheitszuschlag eingesetzt werden muß. Ich erwähne in diesem Zusammenhang besonders das Saugzuggebläse, weil dort relativ leicht Unwuchten durch Verschleiß der Laufschaufeln bzw. Aschenablagerungen auf den Laufschaufeln vorkommen, was bei hochgestellten Unterwindgebläsen nicht so leicht der Fall sein kann. Bei dieser Anordnung von Saugzuggebläsen teilen sich die Schwingungen auch dem Kesselblock mit und können dadurch Risse in der Einmauerung hervorrufen, was wieder zur Folge hat, daß Ableitungen von Wärme aus dem Feuerraum an das Traggerüst eintreten.

Es soll nun im allgemeinen angestrebt werden, daß die Betriebsresonanz des Traggerüstes für den Saugzug ungefähr kleiner als $\frac{1}{\sqrt{2}}$ -fach bzw. nicht größer als $\sqrt{2}$ -fach ist, damit bei eventuellen Unwuchten des Saugzuggebläses die Betriebsresonanz des Gerüstes nicht mit der kritischen Drehzahl des Saugzugläufers zusammenfällt. Insbesondere darf der $\sqrt{2}$ -fache Wert nicht überschritten werden, damit nicht die Betriebsresonanz des Gerüstes mit der nächsthöheren, harmonischen Schwingung des Saugzugläufers zusammenfällt.

Turbinenfundamente:

Grundsätzlich unterscheidet man sogenannte hoch abgestimmte Fundamente, d. h. Eigenfrequenz des Fundamentes über der Betriebsdrehzahl des Maschinenaggregates, und tief abgestimmte Fundamente, d. h. Eigenfrequenz des Fundamentes unter der Betriebsdrehzahl des Maschinenaggregates. (Bild 7). Ausschlaggebend für den Einsatz eines tief abgestimmten Stahlfundamentes ist ausschließlich die Platzfrage im Kondensatorkeller [3]. Bei großen Blockeinheiten müssen im Kondensatorkeller viele Rohrleitungen mit großem Platzbedarf untergebracht werden, weil für die Speisewasseraufwärmung mehrere Anzapfungen eingesetzt werden müssen und außerdem große Einheiten fast nur mehr mit Zwischenüberhitzung arbeiten. Turbinen großer Leistungen selbst müssen außerdem zwangsläufig mit zweiflutigen Abdampfstutzen ausgerüstet sein. Durch diese Forderungen und Gegebenheiten wurde dem Stahlfundament für Dampf-Turbinen der Vorzug gegeben. Bisher war es durchwegs üblich, die Turbinenfundamente als Betonfundamente auszuführen, weil die auftretenden Schwingungen leichter berücksichtigt werden konnten. Mit Vergrößerung der Maschinenleistungen und der damit verbundenen, bewegten Massen wurden allerdings die Fundamenthöhen zwangsläufig auch größer, wobei sich Schwingungen schon sehr unangenehm bemerkbar machten. Allerdings handelt es sich hier fast immer um Fundamente mit hoher Abstimmung.

Die Eigenfrequenz tief abgestimmter Stahlfundamente wird allerdings sowohl bei Inbetriebnahme als auch bei Außerbetriebnahme des Aggregates durchlaufen, wobei die Zeit im kritischen Bereich beim Hochfahren der Turbine wesentlich kürzer als beim Abfahren ist. Die Eigenfrequenz dieser Fundamente liegt zwischen 900 und 1000 UpM. Beim Anfahren müssen waagrecht ab etwa 100 UpM und senkrecht ab etwa $\frac{1}{3}$ der Umdrehungen mehrere Resonanzgipfel durchlaufen werden, die

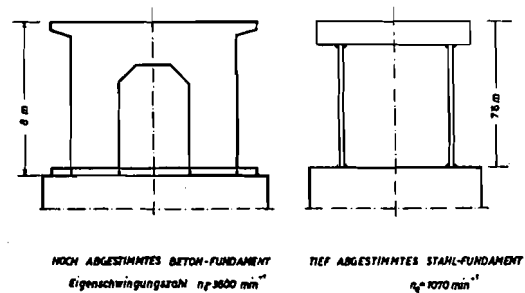


Bild 7: Hoch abgestimmtes Betonfundament und tief abgestimmtes Stahlfundament

Fig. 7: Concrete foundation designed for high frequencies, and steel foundation designed for low frequencies

bei einer dämpfungsarmen Elastizität und der geringen Masse der Stahlkonstruktion sehr vielgestaltig in Erscheinung treten können. Praktisch interessieren jedoch nur die Resonanzmöglichkeiten, die bei den Betriebsdrehzahlen durch die gegebenen Lagerungen anrechenbar sind. Die wesentlichsten Eigenschwingungen wie z. B. die waagrechten und senkrechten, sowie etwaige, durch wechselnde Antriebsmomente anregbare Torsionseigenschwingungen lassen sich erfahrungsgemäß so genau vorausberechnen, daß die Betriebsdrehzahl in ein Resonanztal fällt. Die Praxis hat gezeigt, daß man für die Stahlfundamente am günstigsten geschweißte Kastenprofile verwendet. Die Homogenität eines derartigen, im wesentlichen geschweißten Stahlstückes gestattet eine sichere Vorausberechnung [4] (Bild 8).

Tatsache ist, daß ein unverstrebtes Rahmenwerk aus allseitig versteiften Kastenprofilen den Vorzug gegenüber offenen, normalen Profilen bzw. Diagonalversteifungen hat. Die beiden zuletzt genannten Ausführungen sind nämlich sehr schwingungsempfindlich. Auch bei einem Turbinenfundament in Stahlausführung muß selbstverständlich bei der Berechnung die Wärmestrahlung berücksichtigt werden. Stahlkonstruktionen reagieren bekanntlich bei plötzlich auftretender Wärme durch Ausdehnung. Dabei verteilt sich die eingestrahelte Wärme nach allen Richtungen, wobei aber die Stahlkonstruktion elastisch genug ist, um derartige Wärmespannungen ohne Schaden aufnehmen zu können, was bei Betonfundamenten nicht möglich ist, weil die Wärmeleitfähigkeit wesentlich kleiner als bei Stahl ist. Falls es erforderlich ist, muß künstliche Kühlung für das Fundament vorgesehen werden. Bei tief abgestimmten Turbinenfundamenten muß allerdings das Turbinenaggregat besser ausgewuchtet werden, als es bei hoch abgestimmten Fundamenten notwendig ist. In diesem Zusammenhang wäre auch zu erwähnen, daß die Zu-



Bild 8: Tief abgestimmtes Stahlfundament aus geschweißten Kastenprofilen für Dampfturbinen

Fig. 8: Steel foundation of welded box sections for steam turbines, designed for low frequencies

sammendrückung durch die Maschinenlast bei hoch abgestimmten Fundamenten ca. zeh- bis zwölfmal kleiner als bei tief abgestimmten ist. Im gleichen Verhältnis wirken sich auch die Unwuchten aus. Zu beachten ist ferner, daß die

kritische Durchfederung unter der Eigenlast vermieden werden muß.

Auf jeden Fall hat das Turbinenstahlfundament immer mehr Eingang bei den Kraftwerken gefunden, weil es auch leichter ist, durch Anschweißen von Blechen, die Eigenfrequenz des Fundamentes nachträglich zu beeinflussen.

Abschließend hoffe ich, mit diesem Vortrag besonders auf die Detailgebiete hingewiesen zu haben, die heute bei der Verwendung von Stahlkonstruktionen für moderne, kalorische Kraftwerke in der Planung und im Bau besonders zu berücksichtigen sind. Ich habe dabei absichtlich davon Abstand genommen, auf rein theoretische Fragen einzugehen, da dies über den Rahmen dieses Vortrages zu weit hinausgegangen wäre.

Schrifttum:

- [1.] Helmut Goerke — „Dampfkraftwerke, Entwurf und Gestaltung“, Seite 60, Hansa-Verlag.
- [2.] Ing. Rudolf Pich, VDI Köln, — Ing. H. G. Diederichs, Köln, — „Neue Wege im Kesselgerüstbau“, RWK — Band 7, 1955, Seite Nr. 212 bis 215.
- [3.] Dr. Ing. K. Schäff, VDI Essen, — „Entwicklung und Erfahrungen beim Bau von Dampfkraftwerken“. Teil II, VDI-Z. Band 98 (1956), Nr. 2, Seite 47 bis 55.
- [4.] Dr. Ing. Sauer, Kromberg i. T. — „Turbosätze auf Stahlkonstruktionen“. „Elektrizitätswirtschaft“, Band 52 (1953), Heft 20, Seite 598 bis 602.

Der Beitrag der Stahlbauindustrie zur friedlichen Verwertung der Atomenergie¹⁾

Von T. C. Waters, Warrington

Einleitung

Die Eröffnung eines neuen Gebietes der technischen Wissenschaften gibt der Tätigkeit des Stahlbauers und der Stahlindustrie neuen Inhalt und wirft neue Probleme für sie auf. Die großartigen Entdeckungen der Atomwissenschaftler, die zu Hoffnungen auf einen neuen Lebensstil eines großen Teiles der Menschheit berechtigen, bedeuten für den Stahlbauer eine Aufforderung, sein Wissen und seine Fähigkeiten einzusetzen. Er findet sich wieder einmal als ein wichtiges Glied einer Gruppe, die eine wesentliche Rolle in der Auswertung einer Energiequelle spielt, von der die vorige Generation noch nicht einmal träumen konnte.

Großbritannien hat nun begonnen, sein Atomenergieprogramm zu verwirklichen. Soweit dem Autor bekannt ist, soll dieser Teil der Tagung der Rolle, welche die Stahlbauindustrie in diesem Zusammenhang bisher gespielt hat, gewidmet sein, sowie der Betrachtung ihres weiteren Beitrages in der Fortentwicklung der Atomkraftnutzung. Bei einem Versuch, ein so großes Gebiet in der zur Verfügung stehenden kurzen Zeit zu behandeln, muß der Autor notwendigerweise außerordentliche Vereinfachungen vornehmen, wofür er um Nachsicht bittet.

Bisher und auch in Hinkunft gelten die meisten Bemühungen des Stahlbauers und der Stahlindustrie der Bereitstellung der zahlreichen und verschiedenartigsten Stahlkonstruktionen für Bauten bereits bekannter Art, wie sie für Atomkraftanlagen und in gewissem Umfang auch für viele andere Projekte nötig sind, wie z. B. Verwaltungsgebäude, Unfalls- und Feuerwehrestationen, Werkstätten, Unterwerke, Kesselhäuser, Pumpenhäuser, Kabelbrücken, Rohr- und Bedienungsbrücken, Gebläsehäuser, Turbinenhäuser, Gebäude für Wärmeaustauscher und chemische Prozesse, Laboratorien, strahlungsgeschützte Gebäude, Entgiftungsanlagen und Verbrennungsgebäude, Lagerhäuser, Gebäude für die Erzeugung von Brennstoffelementen und ähnliche Baulichkeiten.

Diese Gebäude sollen in dieser Arbeit nicht übersehen werden, da einige von ihnen viele interessante und wirklich schwierige Probleme mit sich brachten.

¹⁾ Der Vortrag wurde von T. C. Waters, M. I. Struct. E., Chefingenieur bei der britischen Atomenergiebehörde (Industrie-Abteilung) Warrington, in englischer Sprache gehalten. Wir bringen hier eine deutsche Übersetzung des ganzen Referates und auf Seite 101 einen englischen Kurzauszug.

Einige Einzelheiten über das Gebäude für das Diffusionsverfahren in Capenhurst werden dabei als Beispiel dafür erwähnt, welche Möglichkeiten und welchen Spielraum der Stahlbauer schon bei Gebäuden herkömmlicher Art sowohl bei der Konstruktion als auch bei der Auswahl des Baustahles hat. Es wird hier jedoch auf jene Konstruktionen besonders eingegangen werden, die Fragen ungewöhnlicher Art aufwerfen und bei denen vielleicht auch in Zukunft die größten Probleme liegen.

Großbritanniens Atomenergieprogramm

Die Arbeiten an diesem Programm begannen 1946 im Atomforschungsinstitut in Harwell. Unmittelbar darauf wurde ein stillgelegtes chemisches Werk in Springfield für die Uran-Brennstoffherzeugung in Betrieb genommen. 1947 nahm der luftgekühlte, graphitmoderierte Meiler in Windscale zusammen mit der chemischen Abscheideanlage zur Erzeugung von radioaktivem Material den Betrieb auf. Mitte 1950 wurde bereits mit dem Bau einer Diffusionsanlage in Capenhurst zur Herstellung von angereichertem Uran, Mitte 1953 mit dem Bau des ersten der beiden Atomreaktoren in Calder Hall und 1954 mit der Verwirklichung des ersten Schnellreaktor-Projektes in Dounreay begonnen. Man hofft, daß hier bei der Energieerzeugung mehr spaltbares Material gewonnen als verbraucht werden wird. 1956 folgte der Baubeginn einer neuen Fabrik in Springfield, um der gesteigerten Nachfrage an Uranbrennstoff im Atomenergieprogramm Großbritanniens gerecht zu werden.

Der Bau der ersten beiden Atomkraftwerke für die britische Elektrizitätsbehörde wurde im Jänner 1957 unter Zugrundelegung des Entwurfes von Calder Hall in Angriff genommen. Der Baubeginn einer dritten Anlage ist sechs Monate später vorgesehen.

Am 17. Oktober 1956 wurde durch Ihre Majestät die Königin von England Strom aus Calder Hall erstmals für den zivilen Verbrauch in das staatliche Verbundnetz eingeschaltet. Somit war der Traum der Wissenschaftler von 1946 innerhalb eines Jahrzehntes zur technischen Wirklichkeit geworden. Im Verlauf dieser zehn eindrucksvollen Jahre zielbewußten Forschens, Entwerfens, Entwickelns und Bauens hatte die Stahlbauindustrie ihren Beitrag zu den Erfolgen geleistet, die den Weg zur Verwirklichung des Atomenergieprogramms geebnet haben.

Betrachtungen über die Entwurfsarbeiten an den Stahlkonstruktionen

Das Bauprogramm, das die Kette der Entwicklungen von 1946 bis 1956 zum Inhalt hat, setzte sich bewußt Termine zum Ziel, die schwer einzuhalten waren, da die nationale Volkswirtschaft rasche und positive Ergebnisse verlangte.

Alle diese Jahre hindurch haben der Wissenschaftler und der Ingenieur Seite an Seite eng zusammengearbeitet und Pionierarbeit geleistet, die jedoch häufig, noch vor ihrer Vollendung, schon wieder überholt war. Als unvermeidliche Folge davon war der Stahlbauer gezwungen, seine allgemeinen und Detailentwürfe wieder abzuändern, um den weiteren Entwicklungen und Änderungen beim Entwurf der Anlage und ihrer Einrichtung Rechnung zu tragen. Dadurch durfte aber das Gesamtprogramm in keiner Weise beeinträchtigt werden. Der Stahlbauer wußte nie, was der Wissenschaftler oder sein Ingenieurkollege als nächstes wieder ersinnen würde. Diese Umstände waren notwendigerweise nicht nur auf die Auswahl der Materialien, die solche Abänderungen zuließen, sondern auch sehr häufig auf die Wesensart des Entwurfes der einzelnen Konstruktionen von Einfluß. Es war daher für den Stahlbauingenieur notwendig, äußerst beweglich zu sein und seine Konstruktionen im Hinblick auf eventuelle spätere Abänderungen oder Zubauten einfach zu halten. Es war wichtiger, anpassungsfähige Konstruktionen zu entwerfen, die im Endzustand ihren Zweck erfüllen, als Bauten zu errichten, die ursprünglich großartig und modern konstruiert waren, aber keine Abänderungen zugelassen hätten.

Wahl des Baustoffes

Von Anfang an war es daher klar, daß, abgesehen vom Bau des Strahlungsschutzes, wofür Beton der gegebene Baustoff ist, Flußstahl das einzige Material ist, das den Anforderungen entsprechen würde, die an den Ingenieur hinsichtlich Schnelligkeit und Anpassungsfähigkeit gestellt wurden. Dieser Baustoff war in größeren Mengen verfügbar und konnte dank seiner Eigenschaften den verschiedenen und manchmal sehr hohen Ansprüchen der Wissenschaftler gerecht werden. Freilich waren, um den Stahl in der entsprechenden Menge und zum entsprechenden Zeitpunkt verfügbar zu haben, eine weitgehende und umfangreiche Vorplanung, ja fast eine gewisse Hellseherei und systematische Schätzung erforderlich, verbunden mit der Entschlossenheit, das Programm trotz aller Schwierigkeiten einzuhalten.

Baustahl für Gebäudekonstruktionen

Der Stahl, der normalerweise dem Stahlbauer zur Verfügung steht, ist in den Britischen Normen BS 15/1948¹⁾ festgelegt; diese sehen vor, daß gewöhnlicher Flußstahl für allgemeine Bauzwecke entweder nach dem Siemens-Martin-Verfahren (sauer oder basisch) oder nach dem Bessemer-Verfahren hergestellt wird; das letztere ist aber in England selten. Der Stahl darf bei der Analyse höchstens 0,06% Schwefel oder Phosphor enthalten und muß eine Zugfestigkeit von 28 bis 33 tons je Quadratzoll (44 bis 52 kg/mm²) aufweisen. Niete und Schrauben werden im allgemeinen aus einem Stahl nach BS 15 hergestellt, der eine Zugfestigkeit von 25 bis 30 tons je Quadratzoll (39 bis 47 kg/mm²) besitzt. Jeder Stahl wird Zug- und Biegeproben unterworfen und muß vor Verlassen der Walzwerke ein Attest nach den Abnahmebedingungen von Lloyd erhalten.

Wo die Umstände günstig waren, wurden kaltgewalzte Stahlprofile, aus warmgewalzten Stahlbändern hergestellt, verwendet. Außerdem wurden gewisse Fachwerksbauten als Rohrkonstruktionen errichtet.

Sonderstähle

Sonderstähle fanden für die Druckbehälter und die Wärmeaustauscher in Calder Hall Verwendung, sowie für die Schutzbehälter des Schnellreaktors und des Schwerwasserreaktors in Harwell und in Dounreay. Die Auswahl dieser Stahlsorten wurde auf Grund der verschiedenen Anforderungen an die Warmfestigkeit, Kerbzähigkeit, Schweißbarkeit usw. getroffen. Später soll noch näher darauf eingegangen werden.

Atomforschungsinstitut Harwell

Der erste von Großbritannien's großen Versuchsreaktoren (BEPO) wurde in einem Flugzeughangar gebaut. Um die Meilerkonstruktion unterzubringen, wurde ein Teil des Daches um ca. 30 Fuß (9,14 m) gehoben. Zu diesem Zweck wurden zwei der 150 Fuß (45,7 m) weit gespannten Dachunterzüge, die Binder der „scissor“-Type trugen, auseinandergeschnitten und ihre Mittelteile ausgebaut. Neue Unterzüge aus Stahl, die von den benachbarten bestehenden Bindern getragen werden, wurden quer zu diesen angeordnet, um den verbleibenden Teil der Dachunterzüge abzustützen.

¹⁾ Der „BS 15“ ist ein Baustahl, der in zwei Qualitäten geliefert wird, für die der P- und S-Gehalt je max. 0,06% betragen darf. Für die Qualität 2 wird ein Cu-Gehalt von 20 bis 35⁰/₁₀₀ oder 35 bis 50⁰/₁₀₀ vorgeschrieben. Die mechanischen Eigenschaften für Bleche, Profile und Stabstahl sind gekennzeichnet durch eine Festigkeit von 44 bis 52 kg/mm² und eine Streckgrenze von mindestens 24 kg/mm².

Auch wurde eine hochliegende Stahlkonstruktion und ein elektrisch betriebener 5 t-Laufkran vorgesehen. Diese Bauweise gestattete die Ausführung der Fundamentarbeiten und der Stahlbetonkonstruktion des Strahlungsschutzes für den Atommeiler ohne Aufenthalt unter Dach, wodurch mindestens 6 Monate beim Bau des Reaktors gewonnen werden konnten. Zeit war der entscheidende Faktor, denn der Wettlauf um die Atomenergie hatte begonnen.

Windscale

Die interessantesten und wichtigsten Konstruktionen unter den vielen verschiedenen Gebäuden, die im Werk Windscale errichtet wurden, waren jene, in denen die luftgekühlten, graphitmoderierten Produktionsmeiler untergebracht waren, die eine Weiterentwicklung des BEPO (British Experimental Pile) darstellten. Diese beiden Gebäude waren 140 Fuß hoch, 80 Fuß breit und 200 Fuß lang ($42,6 \times 24,4 \times 61$ m); ihre Hauptrahmen standen in Abständen von 22 Fuß (6,7 m). Ein elektrisch betriebener 25 t-Laufkran wurde in ca. 130 Fuß (39,6 m) Höhe vorgesehen, der in der Lage ist, Lasten auf dem Meiler mit größter Genauigkeit abzusetzen. Um die seitlichen Deformationen in Kranbahnhöhe möglichst zu verringern, wurden die Rahmen in ihren Fundamenten eingespannt und in Dachhöhe durch einen Horizontalträger gehalten, der sich zwischen die Vertikalverbände der Giebelwände spannte. Um die Bewegungen im Bereich der Meilerkonstruktion selbst noch weiter zu reduzieren, wurden die 4 Mittelrahmen schließlich in den Beton um den Reaktor bis zu einer Höhe von ca. 80 Fuß (24,4 m) über Flur eingebaut. Die Hauptrahmen waren in Abständen von 30 Fuß (9,14 m) durch geschweißte Fachwerkträger verbunden, die Zwischenpfosten trugen. Der Montagevorgang wurde durch die gleichzeitigen Bauarbeiten im Zusammenhang mit der Reaktorschutzmauer bestimmt. Die Montage wurde in der Mitte des Gebäudes begonnen und nach beiden Richtungen hin gleichzeitig vorangetrieben, wobei zwei 10 t-Derricks mit Auslegern von 120 Fuß (36,6 m) Länge auf 40 Fuß (12,2 m) hohen Böcken verwendet wurden, die auf Schienen verfahrbar waren (Bild 1).

Die Diffusionsanlage in Capenhurst

Es ist wahrscheinlich bekannt, daß das Diffusionsprinzip auf der fortschreitenden Anreicherung mit leichten Molekülen beruht, die eintritt, wenn eine gasförmige Verbindung durch poröse Membranen diffundiert. Die in Capenhurst verwendete gasförmige Verbindung ist Uran-Hexafluorid, das Uran 235 und 238 im Verhältnis von ungefähr 1 : 140 enthält, und bei Temperaturen um 140° Fahren-

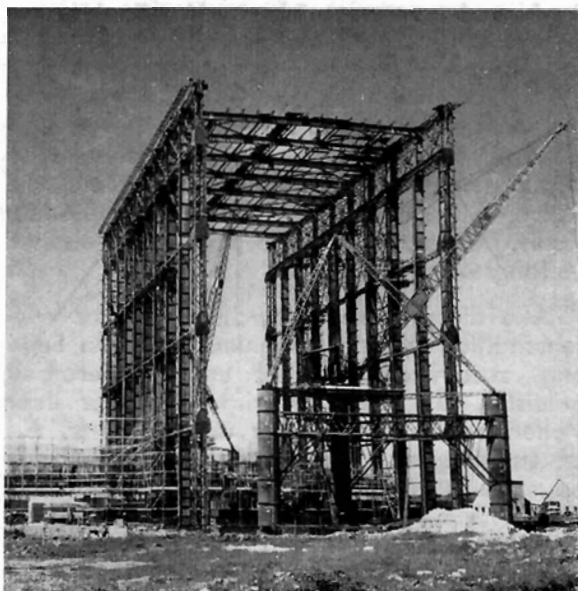


Bild 1: Reaktorgebäude in Windscale in Montage
Fig. 1: Erection of the reactor building at Windscale

heit (38° C) in den festen Aggregatzustand übergeht. Es ist sehr aggressiv und bildet sehr leicht mit zahlreichen Stoffen einschließlich Wasser feste Verbindungen.

Die gesamte Anlage muß daher vollkommen rein und frei von Leckstellen sein, durch die Wasserdampf oder irgendwelche andere Verunreiniger eindringen könnten. Um geeignete Betriebsbedingungen zu schaffen, ist die Anlage luftdicht gebaut; außerdem muß sie unter tropischen Temperaturen gehalten werden, damit die Kondensation der Verbindung verhindert wird.

Die Diffusionsanlage beruht demgemäß auf einem einfachen physikalischen Prinzip. Der gesamte Prozeß findet in einem einzigen kontinuierlichen Arbeitsvorgang statt, bei dem eine sehr große Anzahl von Einheiten oder „Stufen“ dieselbe Funktion hat. Die Tatsache, daß das Gas von Stufe zu Stufe durch die ganze Anlage hindurch geht, erfordert die Unterbringung der Anlage unter einem einzigen Dach und auch in einem Geschloß, um Betrieb und Instandhaltung zu erleichtern.

Das Diffusionsgebäude

Bei diesem Gebäude, in dem die Diffusionsanlage untergebracht ist, handelt es sich um eine große, eingeschossige Stahlrahmenkonstruktion, die mit elektrischen Laufkränen und Fahrbahnen zur Beförderung der elektrischen und mechanischen Ausrüstung ausgestattet ist. Im Inneren des Gebäudes ist die Anlage, die über 80% der Bodenfläche beansprucht, in isolierten Gehäusen oder Zellen untergebracht, die mit Stahlrahmen konstruiert und in Reihen aufgestellt sind. Im Inneren der Zellen sind die

Stufen in Gruppen angeordnet, die je nach ihrer Aufgabe im Diffusionsprozeß verschieden groß sind. Die Anlage mit den dazugehörigen Werkstätten und Nebengebäuden wurde in vier fast gleich großen Bauabschnitten errichtet. Die einzelnen Bauabschnitte wurden nacheinander in Betrieb genommen, so daß Abschnitt I bereits in Betrieb stand, als Abschnitt II noch in Bau war.

Die Entwurfsbedingungen für das Gebäude forderten u. a.:

1. Die Ableitungen des Regenwassers sind vom Zellenbereich fernzuhalten.
2. Möglichst viel freier Raum ist in der Dachfläche für die Entlüftung vorzusehen.
3. Die seitlichen und lotrechten Verformungen der Dachkonstruktion sind mit $1\frac{1}{2}$ Zoll (38 mm) zu begrenzen, und zwar wegen der Betriebsrohrleitungen, die am Dachbinder aufgehängt sind und die Ausrüstungen auf den Zellen miteinander verbinden.

Aus der letzten Forderung ergab sich folgende Aufgabe:

- a) Das Dach zu entwerfen und dann die lotrechten und seitlichen Verformungen unter der Belastung zu berechnen,
- b) die Korridorportale zu entwerfen und dann die horizontale Verschiebung unter den ungünstigsten Kombinationen aus lotrechten und seitlichen Belastungen und Temperatur zu ermitteln.

Die allgemeine Anordnung

Wegen der zukünftigen, noch nicht feststehenden Größe des Gebäudes im endgültigen Ausbau und des Ausgleiches der Temperatur- und Windeinflüsse wurden Dehnungsfugen quer und längs durch das Gebäude angeordnet. Es zerfiel dadurch in Einheiten von ungefähr $410 \text{ Fuß} \times 180 \text{ Fuß}$ ($125,0 \times 54,8 \text{ m}$), die je 3 Felder von 117 Fuß ($35,66 \text{ m}$) und 3 Korridore von $19\frac{1}{2} \text{ Fuß}$ ($5,94 \text{ m}$) in der

Breitenrichtung und 8 Felder von $22\frac{1}{2} \text{ Fuß}$ ($6,86 \text{ m}$) in der Längsrichtung umfassen (Bild 2).

Das System der Verbände und die allgemeine Stabilität

Die Stahlkonstruktion der Korridore war in Querrichtung als zweigeschossiger Stockwerksrahmen ausgebildet. Je drei dieser Rahmen nahmen zusammen die Kräfte aus Temperaturänderungen, Wind usw. auf. Die elastische Verformung der Dachbinder unter vertikalen Lasten, Wind und Temperaturschwankungen beeinflusste die Verformung dieser Rahmen und war daher eine wichtige Grundlage für ihre Bemessung. In der Längsrichtung wurden Vertikalverbände in der Mitte jeder Einheit in den Achsen der Korridorportale vorgesehen, um die Windlasten in die Fundamente zu bringen.

Der Entwurf der Binder

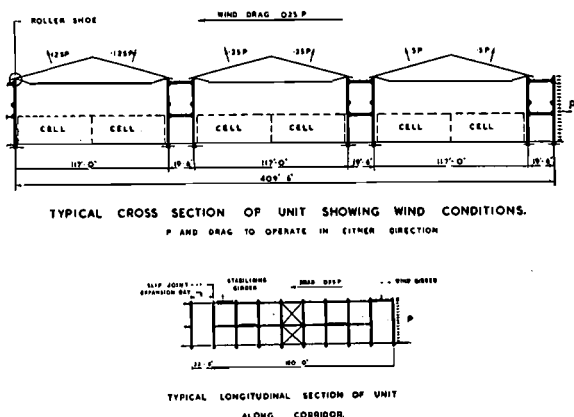
Angesichts der Tatsache, daß die Binder auf elastischen Stützen gelagert werden sollten, die ihrerseits wieder von den elastischen Verformungen der Binder beeinflusst wurden, war es wichtig, nicht nur die Beanspruchungen in den verschiedenen Fachwerksstäben für den Entwurf zu bestimmen, sondern auch nach ihrer Bemessung die größten vertikalen und horizontalen Verformungen des Binders unter den verschiedensten Belastungszuständen aus Eigengewicht, Schnee, Betriebslasten, Windkräften sowie Temperaturänderungen zu bestimmen.

Der Binder ist als Dreigelenkbogen mit Zugband ausgeführt, um der an zweiter Stelle genannten Forderung zu entsprechen. Er ist daher statisch bestimmt und in der üblichen Weise konstruiert. Kraftpläne wurden für ständige Last, für Sog und für einen Einheitsschub gezeichnet. Die Bemessung der Fachwerksstäbe erfolgte Hand in Hand mit der Berechnung ihrer Längenänderungen. Die größte Verformung wurde mit $1,35 \text{ Zoll}$ (34 mm) errechnet. Es ist klar, daß ein Dreigelenk-Fachwerksbogen mit Zugband eine unwirtschaftliche Form für eine Dachkonstruktion darstellt, da das unter Druck stehende Fachwerk seitliche Abstreibungen sowohl für den Ober- als auch für den Untergurt benötigt, die als Fachwerksträger mit einer Stützweite von $22\frac{1}{2} \text{ Fuß}$ ($6,86 \text{ m}$) angeordnet wurden. Beim Entwurf des zweiten Bauabschnittes erschien eine Entlüftung nicht notwendig, so daß ein abgeänderter „Fink“-Träger verwendet werden konnte, wodurch ein Fünftel des Gewichtes der Dachkonstruktion eingespart und die Montage beschleunigt wurde (Bild 3).

Rollenaufleger

Um die Reibung herabzusetzen und die in den Bindern hervorgerufenen Druckkräfte möglichst klein zu halten, wurde den Quer-

Bild 2: System des Diffusionsgebäudes in Capenhurst
Fig. 2: System of the diffusion building at Capenhurst



bewegungen aus Temperaturschwankungen und Wind dadurch Rechnung getragen, daß ein gefettetes Rollenaufleger nach jedem dritten Binder in Querrichtung vorgesehen wurde. Seiner Berechnung lag eine zulässige Beanspruchung von $0,5d$ tons pro laufenden Zoll Rollenlänge zu Grunde, wobei d der Durchmesser der Flußstahlrolle in Zoll ist ($0,078$ t/cm, wenn d in cm gemessen wird). Der Reibungskoeffizient wurde mit 5% angenommen, was sich, wie spätere Versuche ergaben, als hoch erwies.

Der Entwurf der Korridorportale

Wie schon erwähnt, beruht die Stabilität des Gebäudes gegen Horizontalkräfte auf dem Zusammenwirken dreier Portale in Querrichtung des Gebäudes sowie auf der Eignung des Dachbinders, diese Kräfte auf die Portale zu übertragen. Diese eingeleiteten Horizontalkräfte in Verbindung mit der ungünstigsten Kombination aus vertikalen Lasten erforderten eine sorgfältige Berechnung. Es war anzunehmen, daß die Kräfte aus Wind in Querrichtung und Wärmedehnung die ungünstigste Wirkung in den Innenportalen haben, in denen sich die daraus entstehenden Biegespannungen addieren können. Es ist jedoch klar, daß für die Berücksichtigung der verschiedenen zusätzlichen Lastfälle, hervorgerufen durch die Dachentwässerung, den Kran, die Transformatoren-Bühne etc., eine Hüllkurve für die Momenten-



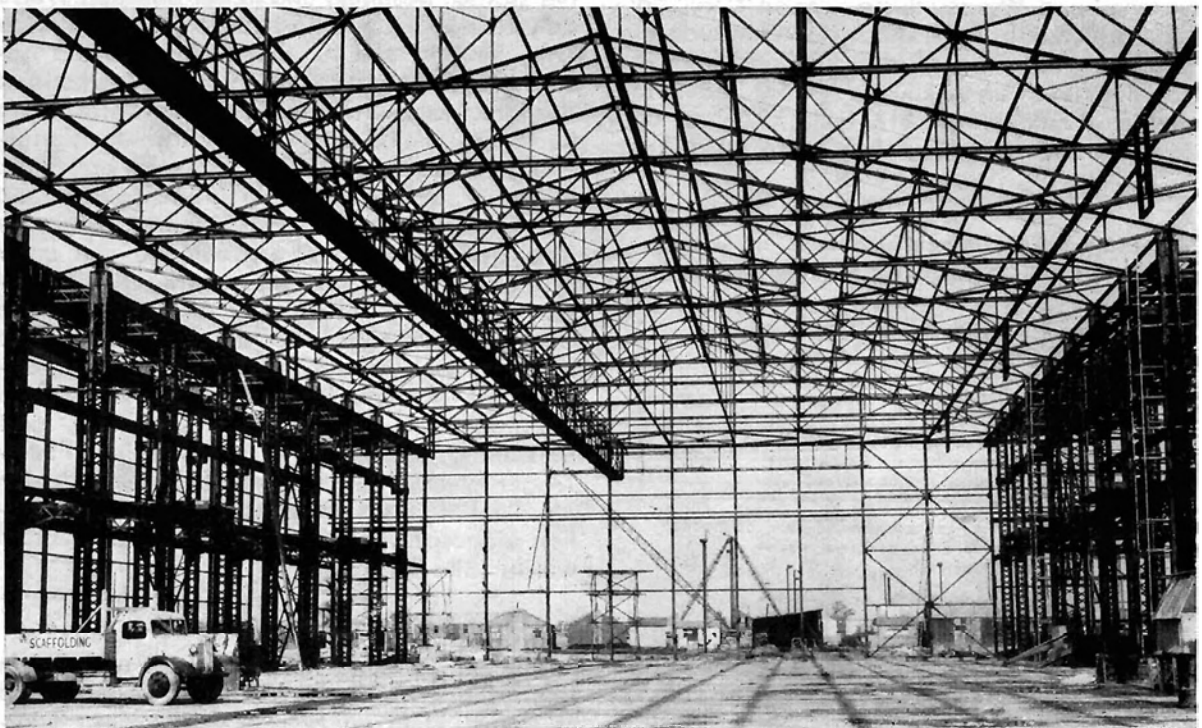
Bild 4: Diffusionsgebäude in Capenhurst — Durchblick durch die Portalrahmen der Korridore zwischen den Zellen

Fig. 4: Diffusion building at Capenhurst, view through the portal frames of the corridors between the cells

linien ermittelt werden mußte, um den ungünstigsten Bedingungen, die in einem der Portalglieder auftreten könnten, Rechnung zu tragen. Obwohl nicht jedes Portal unbedingt gleich ungünstig beansprucht wird, wurden sie alle gleich ausgeführt, nicht nur um den ursprünglichen Entwurfsannahmen zu genügen, sondern auch um die Werkstattarbeit zu erleichtern (Bild 4).

Bild 3: Stahlkonstruktion des Diffusionsgebäudes in Capenhurst — „Fink“-Träger des zweiten Bauabschnittes

Fig. 3: Steel structure of the diffusion building at Capenhurst, "Fink"-girder of the second building stage



Abgesehen von den vertikalen Belastungen durch die Dachbinder, die keine Biegung in den Portalen erzeugen, wurden folgende Lastzustände bei der Berechnung berücksichtigt:

Vertikale Kräfte

- A. Kehldachrinnen bei Gewitterregen.
- B. Krane unter verschiedenen Betriebsverhältnissen.

Horizontalkräfte in Querrichtung des Gebäudes (in der Portalebene)

- C. Temperaturschwankungen, quergerichtete Windkräfte und Verformung des Binders unter den Windkräften.

Horizontalkräfte in Längsrichtung des Gebäudes (normal zur Portalebene)

- D. Temperaturschwankungen entlang des Korridors.

Die maximalen Querbewegungen entstehen durch:

1. Formänderung des Binders unter Eigengewicht und voller Betriebslast,
2. Wärmedehnung durch einen Temperaturanstieg von 60° Fahrenheit (33°C),
3. seitliche Verschiebung unter Windkräften,
4. Stauchung des Binders durch Sog und Winddruck,
5. Dehnung des Binders durch den Einfluß einer Windkraftkomponente in der Dachebene.

Die algebraische Summe dieser Einflüsse ergab eine seitliche Bewegung von 1,39 Zoll (35 mm) im Portal.

Rohrkonstruktionen

Als das Gebäude Gestalt anzunehmen begann und die ersten Erfahrungen über die Erfordernisse des Werkes und seiner Anlagen gewonnen waren, wurden wegen der Notwendigkeit, mit Stahl möglichst zu sparen, in

einigen Feldern Rohrkonstruktionen für die Dachbinder vorgesehen. Der Entwurf entsprach den Vorschriften des Anhanges Nr. 1 der BS 449, der die Verwendung von Stahlrohren bei Gebäuden behandelt. Es wurden warmgewalzte Rohre mit einer garantierten Streckgrenze von 15 tons je Quadrat Zoll (23,6 kg/mm²) verwendet. Im Vergleich mit Fachwerkträgern aus warm gewalzten Profilen ergaben sich tatsächlich Einsparungen bis zu 33% des Stahlgewichtes (Bild 5).

Die Konstruktion der Zellen und die Verwendung von kalt gewalzten Profilen

Die Anlage ist in Zellen aus Stahlkonstruktion untergebracht, die entsprechend ihrer Aufgabe im Rektifikationsprozeß von verschiedener Größe sind, und zwar von 108 × 43 × 20 Fuß (32,9 × 13,12 × 6,10 m) an bis zu 8½ × 7½ × 17 Fuß (2,59 × 2,29 × 5,18 m) herunter. Die Luft in den Zellen ist getrocknet und die Betriebstemperatur wird auf ungefähr 140° Fahrenheit (60°C) gehalten.

Alle elektrischen Steuergeräte, Transformatoren, Schaltanlagen, Instrumententafeln, Gasventile etc. werden von einer Bedienungs-bühne aus betätigt, die mit Riffelblech abgedeckt ist und oberhalb der Zellen liegt.

Im allgemeinen besteht die Haupttrahnenkonstruktion für die Zellen aus gewalzten Stahlträgern, die Zwischenträger für die Verkleidung wurden aber aus kalt gewalzten Profilen mit 4 mm Wandstärke hergestellt. Die Verwendung dieses dünnwandigen Materials brachte eine beträchtliche Gewichtersparnis im Stahl, aber sie erforderte nicht nur besondere Überlegungen beim Entwurf, sondern auch eine Anzahl neuer Methoden in den Werkstätten und an der Baustelle, wie z. B.:

- a) Vermeidung rauher Behandlung beim Transport,
- b) verschiedene Vorkehrungen, um die Profile während des Transportes und bei der Lagerung weitestgehend ineinander schlichten zu können,
- c) systematische Entfettung der Profile unmittelbar vor dem Anstrich.

Um den vorgeschriebenen luftdichten Abschluß zu erreichen, mußten die Stoßflächen der Riegel zu den entsprechenden Flächen der Stützen bzw. Träger parallel sein. Mit Rücksicht auf die Abdichtung mußte die Breite der Fugen zwischen den Kanten der Stahlkonstruktion an den Anschlußstellen zwischen 1/16 Zoll als Mindest- und 3/16 Zoll als Höchstmaß (1,6 und 4,8 mm) liegen. Um diesen Genauigkeitsgrad zu erreichen, wurden die Toleranzen bei der Fertigung und bei der Montage sorgfältig festgesetzt. Das folgende Beispiel bezieht sich auf die Festlegungen für die größten Zellen:

Bild 5: Diffusionsgebäude in Capenhurst — Dachbinder in Rohrkonstruktion

Fig. 5: Diffusion building at Capenhurst — principal trusses of tubular construction



1. Die Toleranz der Achsabstände von benachbarten Stützen und Dachträgern gegenüber dem theoretischen Maß beträgt nach der Montage — 0 Zoll und $+ \frac{1}{8}$ Zoll (3,2 mm); jedoch darf die Gesamtlänge der Konstruktion auf jeder Seite das Sollmaß von Gebäudemitte nur um $\frac{3}{8}$ Zoll (9,5 mm) überschreiten.
2. Die tatsächliche Länge der kaltgewalzten Profile darf von der theoretischen Länge nur um $+ 0$ Zoll und $- \frac{1}{16}$ Zoll (1,6 mm) abweichen.
3. Der theoretische Spalt bei den Stoßflächen von Bauteilen wurde mit $\frac{1}{16}$ Zoll (1,6 mm) festgelegt. Dies wurde daher die kleinste theoretisch mögliche Spaltbreite, während die größte dann $\frac{1}{16} + \frac{1}{2} \cdot (\frac{1}{8} + \frac{1}{16}) = \frac{5}{32}$ Zoll (4 mm) wurde.

Die Montage des Diffusionsgebäudes und der Zellen

Die Montage des Diffusionsgebäudes begann Mitte Oktober 1950. Die Stiele der Korridorportale wurden von einem 8 t-Autokran mit 60 Fuß (18,3 m) langem Ausleger aufgestellt; dann folgten die Quer- und Längsriegel. Die Binder waren in 4 Schüssen hergestellt und geliefert worden. Sie wurden auf der Baustelle am Boden vernietet und mit Hilfe eines 5 t-Derricks, der auf Schienen verfahrbar war und einen Ausleger von 100 Fuß (30,5 m) Länge besaß, — unterstützt vom 8 t-Autokran — montiert. Ihnen folgten feldweise die Dachlängsträger, Zwischenbinder, Pfetten, Verbände, Längsverbindungen, Kabelkonsolen, Bedienungspodeste und Laufstege.

Zwei Monate, nachdem das erste Korridorportal errichtet worden war, begann die Montage der Stahlkonstruktion für die Zellen, an die sich deren Riffelblech-Abdeckung anschloß. Die Montage wurde in dieser Reihenfolge fortgesetzt und die Leistung innerhalb von drei Monaten auf 750 t Stahlkonstruktion je Monat gesteigert. Man setzte die Montage in diesem Tempo bis zum Herbst 1951 fort. Der erste Bauabschnitt ging zu dieser Zeit bereits seiner Vollendung entgegen. Die Bauabschnitte 2, 3 und 4 folgten im gleichen Tempo, abgesehen von einer kurzen Pause zwischen den einzelnen Abschnitten.

Das Stahlskelett des Diffusionsgebäudes hat nun 24 Felder und umfaßt zusammen mit seinen eigenen Werkstätten und Betriebsgebäuden ein Areal von über 300 acres (12,15 ha).

Calder Hall

Die Stahlkonstruktionen wurden, genau genommen, um jedes Reaktorgehäuse und Gebläsehaus herum gebaut und an einigen Stellen gegen den massiven Beton abgestützt, der den Reaktor umgibt. Ihre Montage wurde auf das Bauprogramm des Reaktors abge-

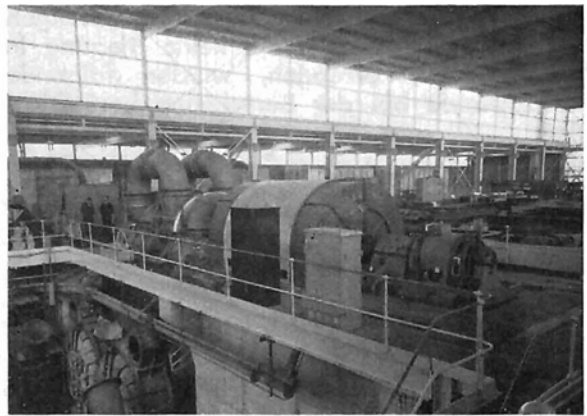


Bild 6: Turbinenhalle in Calder Hall

Fig. 6: Turbine house in Calder Hall

stimmt und war daher bis zu einem gewissen Grad Unterbrechungen unterworfen.

Das Turbinenhaus, der Druckbehälter des Reaktors und die Wärmeaustauscher sind von besonderem Interesse und ihre Beschreibung im Rahmen dieser Veröffentlichung ist daher sicher berechtigt.

Das Turbinenhaus von Calder Hall

Obwohl es sich hier um keine kleine Konstruktion handelt, ist das Turbinenhaus nicht so sehr wegen seiner Größe als vielmehr wegen seines Entwurfes interessant, der sich durch Leichtigkeit und Schlankheit auszeichnet. Seine Seitenwände sind mit Patentverglasung und Asbestplatten verkleidet und das Dach ist mit Blech gedeckt. Es unterscheidet sich vorteilhaft von den Turbinenhäusern der üblichen englischen Dampfkraftwerke und könnte unter Umständen für das Atomzeitalter richtunggebend sein.

Das Gebäude besteht aus einer Haupthalle von ungefähr 60 Fuß Höhe, 80 Fuß Spannweite und 240 Fuß Länge ($18,3 \times 24,4 \times 73,2$ m) mit einem 60 t-Laufkran. Der Anbau auf der Kesselseite war ebenso wie der auf der Seite der Schaltwarte ungefähr 40 Fuß (12,2 m) hoch. Die Hauptstützen der Turbinenhalle, die in Abständen von 22 Fuß (6,7 m) angeordnet sind, bestehen bis zur Kranbahnhöhe aus einem gewalzten Doppel-T-Träger $24 \times 7\frac{1}{2}$ Zoll (610×190 mm) mit einem U-Profil 15×4 Zoll (381×102 mm). Der Dachstiel ist ein Doppel-T-Träger 9×7 Zoll (229×178 mm). Die Hauptstützen wurden in den Fundamenten eingespannt. Die Stützenköpfe werden in Dachebene durch Horizontalverbände gehalten, welche die seitlichen Horizontalkräfte in die lotrechten Verbände der Giebelwände übertragen.

Die Stützen werden auch in Kranbahnhöhe durch Horizontalverbände, die in den Dächern

der Seitenschiffe liegen, abgefangen, die die seitlichen Horizontalkräfte in die vertikalen Zwischen- und Giebelverbände einleiten. Mehrere Vertikalverbände nehmen die längsgerichteten Wind- und Krankräfte auf. Die vollwandigen Hauptdachbinder mit einer Höhe von 18 Zoll (457 mm) an der Traufe und 40 Zoll (1016 mm) in der Mitte haben die Obergurte in der Dachneigung. Sie wurden in zwei Hälften angeliefert, um dann auf der Baustelle auf dem Boden zusammengeschweißt und in einem Stück montiert zu werden. Die Montage der Stahlkonstruktion erfolgte mit einem 15 t-Derrick, der einen Ausleger von 120 Fuß (36,6 m) Länge hatte und auf Schienen entlang der Kesselhausseite lief. Ein Autokran montierte die Stahlkonstruktion der Schaltwarte.

Der Druckbehälter des Reaktors in Calder Hall

Allgemeines

Der Atomreaktor von Calder Hall hat ein ziemlich geringes Gefahrenmoment, was unter anderem auf die Betriebssicherheit des Druckbehälters zurückzuführen ist. Die Vorschriften für den Entwurf, die Herstellung, die Abnahme und Erprobung dieses ersten Behälters hatten die größtmögliche Sicherheit zum Ziel, da ja während seiner Lebensdauer praktisch keine Überprüfung, Instandhaltung oder Reparatur möglich ist. Lloyds Register of Shipping fungierten als Abnahmeorgane für den Bauherrn, um die Einhaltung der Vorschriften zu überwachen.

Der Druckbehälter ist von zylindrischer Form mit einem Durchmesser von 37 Fuß und eine Höhe von 70 Fuß (11,28 m bzw. 21,32 m). Er besteht aus einem oberen und einem unteren

Bild 7: Druckbehälter für den Reaktor in Calder Hall — Einbau des Trägerrostes zur Aufnahme von 1000 Tonnen Graphit

Fig. 7: Pressure vessel for the reactor at Calder Hall — installation of the girder grillage for taking up a load of 1000 tons graphite

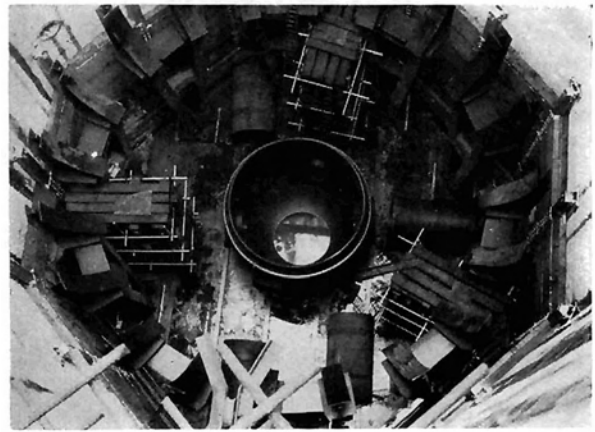
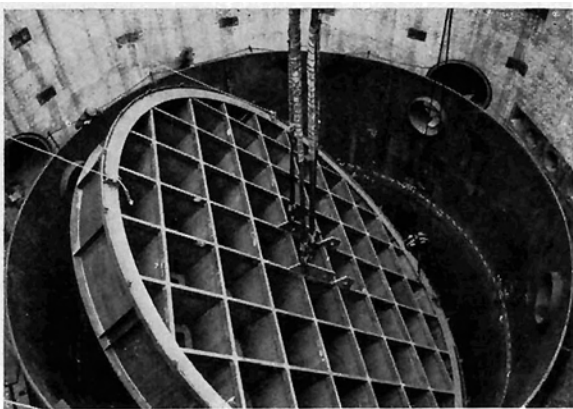


Bild 8: Tiefblick auf die Auflagerkonstruktion des Druckbehälters für den Reaktor in Calder Hall

Fig. 8: View from above on to the bearing construction of the pressure vessel for the reactor at Calder Hall

Kesselboden und 5 zylindrischen Schüssen, die auf der Baustelle zusammengeschweißt wurden und aus Blechen von 2 Zoll (51 mm) Stärke hergestellt waren. Vier Einlauf- und Auslaufstützen für das CO₂-Kühlgas sind in den Behälter eingebaut, der an diesen Stellen entsprechend verstärkt ist.

1 000 t Graphit liegen auf einem runden Stahlträgerrost auf (Bild 7). Diese Last zusammen mit dem Gewicht des Behälters — fast 450 t — wird von 20 Konsolen auf 10 Rahmen in Form eines umgekehrten „A“ übertragen (Bild 8). Eine bewegliche Lagerung ermöglicht Temperaturbewegungen im Druckbehälter, ohne daß dadurch hohe Spannungen im Behältermantel entstehen. Der Behälter erfüllt die Anforderungen der B. S. 1 500 für nicht befeuerte, geschweißte Druckbehälter der Klasse I für höchste Leistungen. Die zulässige Spannung des Stahles für den Behälter wurde beim Entwurf mit 12 000 Pfund/Quadratzoll (844 kg/cm²) begrenzt. Er ist für eine maximale Betriebstemperatur von 750° Fahrenheit (400°C) und einen inneren Betriebsdruck von 100 Pfund/Quadratzoll (7,03 kg/cm²) bemessen. Druckminderungsventile sind in der Auslaufleitung vorgesehen, um übermäßige Druckanstiege zu vermeiden.

Der Baustoff des Druckbehälters

Die Durchführung der Baustellenschweißung bestimmte weitestgehend die Wahl der Stahlqualität. Bis zu einem gewissen Grad wurde auf hohe Festigkeit zu Gunsten des Gewinnes an Kerbzähigkeit und guter Schweißbarkeit verzichtet. Die 2 Zoll (51 mm) starken Bleche wurden aus Brammen warm gewalzt, die aus einem Stahl der Marke „Lowtem“ hergestellt waren. Dieser Feinkornstahl hat eine Zugfestigkeit von 26 bis 30 tons je Quadratzoll (41

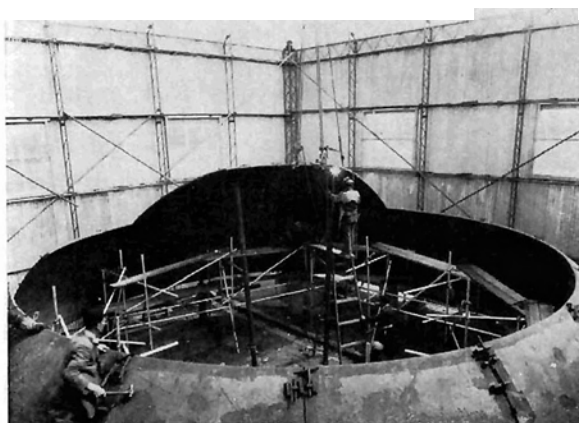


Bild 9: Druckbehälter für den Reaktor in Calder Hall — Zusammenbau des oberen Behälterbodens in einem Schutzbau auf der Baustelle

Fig. 9: Pressure vessel for the reactor at Calder Hall — Assembly on site of the vessel top section with a protective enclosure

bis 47 kg/mm^2) und enthält ungefähr $0,14\%$ C und $1,0\%$ Mn. Er wird normalisiert geliefert. Der Stahl wies bei der Prüfung 23% Bruchdehnung im 8 Zoll-Probestab (203 mm) und eine Charpy V Kerbschlagzähigkeit von 35 Fußpfund bei -10° C auf (ungefähr 7 mkg/cm^2 entsprechend).

Verstärkungsbleche, die verhältnismäßig niederen Betriebsspannungen unterworfen sind, wurden aus siliziumberuhigtem, saurem Siemens-Martin-Stahl gewalzt und in normalem Zustand geliefert.

In den Walzwerken wurden Ultraschall-Prüfungen vorgenommen und von allen Blechen Proben für mechanische Prüfungen entnommen. Alle Oberflächen und Schnittkanten wurden sorgfältig durchgesehen. Es wurden kalkbasierte Elektroden verwendet, die eine Schweißraupe mit einem Gehalt von ungefähr $0,06\%$ C und $0,35\%$ Mn ergaben. Im allgemeinen überschritt die Zugfestigkeit des Schweißgutes der wichtigsten, stumpfgeschweißten Stöße jene des Grundwerkstoffes um ungefähr $8000 \text{ Pfund/Quadratzoll}$ (560 kg/cm^2).

Die Herstellung an der Baustelle

Jeder Schweißer mußte sich in der Werkstätte und auf der Baustelle Prüfungen unterziehen, die alle für die Schweißarbeit wichtigsten Nahtlagen umfaßte. Die geschweißten Probebleche, von denen zuerst Röntgenaufnahmen gemacht worden waren, wurden darauf mechanischen Prüfungen und Makrountersuchungen unterworfen. Dieser Vorgang wiederholte sich in regelmäßigen Abständen für jeden Schweißer an der Baustelle. Ferner wurden Probebleche gleichzeitig mit den Hauptnähten des Behälters geschweißt und nach Fertigstellung der Röntgenaufnahmen

quer zur Schweißnaht durchschnitten. Die eine Hälfte wurde im Ofen spannungsfrei geglüht und dann umfassenden mechanischen und metallurgischen Prüfungen unterzogen, die andere Hälfte wurde in den Druckbehälter gelegt und gleichzeitig mit dem Behälter spannungsfrei geglüht.

Der obere und untere Kesselboden, von denen jeder aus 16 Kugelblechen, 16 Krempeblechen und einem Scheitelblech für den oberen Kesselboden besteht, wurde warm gepreßt und in besonderen Schablonen nochmals normalisiert, um dabei die Verformung gering zu halten. Die Mantelschüsse und Böden wurden getrennt hergestellt, so daß die vertikalen Nähte vor den Rundnähten zu schweißen waren. Die Schweißkanten waren wie für eine normale X-Naht vorbereitet. Die Schweißfolge wurde so gewählt, daß örtliche Verformungen auf ein Minimum herabgesetzt wurden.

Die Schweißung wurde, wo dies möglich war, unter Dach, also vor Wind und Wetter geschützt, durchgeführt und eine Vorwärmung auf über $210^\circ \text{ Fahrenheit}$ (rund 100° C) vorgenommen. Die Hauptschweißnähte wurden 100% ig geröntgt, wobei Feinkornfilme und Verstärkerfolien Verwendung fanden.

Die Kehlnähte aller Anschlüsse wurden mehrlagig geschweißt und nach Fertigstellung mit magnetischer Durchflutung auf ihre Rißfreiheit geprüft (Bilder 9, 10 und 11).

Die Wärmebehandlung zum Spannungsfreiglühen

Nach der Fertigstellung und Überprüfung der gesamten Schweißarbeiten wurde der Behälter spannungsfrei geglüht. Dies geschah mit Wechselstromheizkörpern, die im Inneren

Bild 10: Schweißung des Druckbehälters für den Reaktor in Calder Hall — im Hintergrund Schutzbau mit abgehobenem Dach

Fig. 10: Welding of the pressure vessel for the reactor at Calder Hall — in the background protective construction with its roof removed





Bild 11: Druckbehälter des Reaktors in Calder Hall — Oberer Behälterboden fertig zum Einbau

Fig. 11: Pressure vessel of the reactor at Calder Hall — vessel top section ready for installation

des Behälters in Form eines Vogelkäfigs montiert waren, während die Außenflächen des Behälters vollkommen ummantelt waren. Thermoelemente wurden bei jeder Rundnaht, oben und in der Mitte, und in angemessenen Abständen um den Behälter herum angebracht. Die höchsten Temperaturen betragen 1110° Fahrenheit am oberen Ende und 1020° am unteren (600° bzw. 550° C). Die Einwirkungszeit ergab sich aus der niederen Temperatur und schwankte durchschnittlich zwischen 7 und 8 Stunden.

· Eine gründliche Durchsicht zur Feststellung von eventuellen Maßabweichungen oder Materialschäden wurde anschließend vorgenommen, wobei man den Kehlnähten der Anschlüsse besondere Aufmerksamkeit widmete. Verdächtige Stellen wurden mittels magnetischer Durchflutung auf ihre Freiheit von Rissen untersucht. Jene Stellen, die kleine Risse aufwiesen, wurden nach dem Abmeißeln und Abschleifen nochmals geschweißt.

Die Abnahmeprüfungen

Es wurde entschieden, die Druckproben mit Luft durchzuführen. Daher waren Maßnahmen zu treffen, um die Belegschaft der Baustelle während der Druckproben in Sicherheit zu bringen.

Folgende Prüfungen wurden durchgeführt:

1. Die anfängliche „Kalt“-Luftprobe mit stufenweisem Druckanstieg bis zu einem größten Druck von 135 Pfund/Quadratzoll ($9,5 \text{ kg/cm}^2$).

2. Ein Unterdruckversuch, bei dem der Innendruck auf den absoluten Wert von 1,5 Pfund pro Quadratzoll ($0,106 \text{ kg/cm}^2$) reduziert wurde.

3. Nachdem die Druckbehälter mit Graphit beladen worden waren, wurde Prüfung 1)

wiederholt, und zwar bis zu 115 Pfund/Quadratzoll ($8,1 \text{ kg/cm}^2$).

4. Ferner wurde eine Heißluft-Probe bis zu 115 Pfund/Quadratzoll ($8,1 \text{ kg/cm}^2$) vorgenommen, während der ganze Primärkreislauf in Betrieb war, wobei die Temperatur aber auf die vorgesehene Reaktor-Einlaufftemperatur beschränkt wurde.

Spannungsmessungen

Die Messung der Spannungen ging nach dem üblichen Verfahren vor sich. 120 Ohm-Dehnmeßstreifen wurden in den Bereichen, in denen die Hauptspannungsrichtungen gut geschätzt werden konnten, in T-Form angeordnet. In anderen Bereichen wurden Meßstreifen in Roseetten von 120° Grad oder in anderen Formen angebracht. Zur Korrektur der Temperatureinflüsse wurde Gruppen- oder Einzelkompensation angewendet. Spannungsmesser mit direkter Anzeige kamen zum Einsatz und bevor die Spannungsablesungen in einer Gruppe vorgenommen wurden, ließ man genügend Zeit verstreichen, damit sich die Temperatur- und Druckverhältnisse stabilisieren konnten.

Die Wärmetauscher in Calder Hall

Die vier Wärmetauscherkolonnen oder -kessel, die in jeder Ecke des Reaktorgebäudes stehen, sind stählerne Druckbehälter, die einen Durchmesser von 18 Fuß ($5,48 \text{ m}$), eine Höhe von ungefähr 70 Fuß ($21,3 \text{ m}$) und ein Stückgewicht von annähernd 200 t besitzen. Das heiße Gas wird vom Reaktorbehälter durch wärme- und strahlungsisolierte Flußstahlrohre von 54 Zoll Durchmesser (1372 mm) in die Mitte des oberen Behälterbodens der Austauscher geführt. Es tritt wieder durch den unteren Kesselboden aus und gelangt über die Gasgebläse zum Einlaufverteiler im Boden des Reaktorbehälters zurück.

Der Entwurf

Der Durchmesser des Behältermantels richtete sich nach den Transportmöglichkeiten, da der Behälter in Teilen in der Werkstätte hergestellt und mit Straßenfahrzeugen zur Baustelle gebracht wurde. Der Mantel hat eine Stärke von $1\frac{5}{16}$ Zoll (33 mm) und ist aus dem Stahl „Coltuff 28“ hergestellt. Er besteht aus 6 geschweißten Zylinderschüssen, 2 halbelliptischen Böden und einem zweiteiligen Unterstützungssockel.

Es gibt keine an der Baustelle geschweißten Rohrverbindungen im Inneren des Druckbehälters. Alle Schweißnähte in seinem Inneren wurden in der Werkstätte ausgeführt und besonders genau bei starkem Vakuum in einer Wasserstoffatmosphäre untersucht, um die Dichtheit zu prüfen.

Wo Rohre durch den Mantel zu führen sind, geschieht dies durch schon vorher geschweißte Muffen. Die Schweißverbindungen mit den Sammlern und anderen Rohrleitungen befinden sich außerhalb des Behälters, um sicherzustellen, daß ein Dampfaustritt nur ins Freie erfolgen kann.

Fertigung und Prüfung

Alle Butzen und Stutzen sind werkstattgeschweißt und spannungsfrei gegläht. An der Baustelle wurden die Mantelteile in einer Halle, die eigens für diesen Zweck errichtet worden war, in besonderen Drehvorrichtungen horizontal zusammengebaut, so daß die Nähte in Wannenlage geschweißt werden konnten. Sie wurden 100%ig geröntgt. Das Spannungsfrei-glühen erfolgte mittels Induktionsheizung. Nach Fertigstellung wurde an den noch horizontal angeordneten Behältermänteln eine Wasserdruckprobe vorgenommen. Sie wurden dann getrocknet, sehr gründlich gereinigt und abgedichtet. Etwa noch vorhandene Feuchtigkeitsreste wurden durch Silika Gel absorbiert.

Die Montage

Nach der Erprobung mußten die Behälter in die vertikale Lage gebracht und auf 16 Fuß (4,88 m) hohe Betonsockel aufgesetzt werden. Der Transport der Behälter über eine Entfernung von einer Viertelmeile (400 m) war bis ins kleinste Detail geplant und jedes Stück der Förder- und Hubeinrichtungen vor Durchführung des Transportes erprobt worden. Man benötigte ungefähr 5 Stunden, um den ersten Behälter an Ort und Stelle zu bringen, der dritte wurde jedoch schon in 80 Minuten aufgesetzt (Bild 12).

Schutzgehäuse aus Stahl

Allgemeines

Bei einigen der Reaktoren — ob sie nun der Forschung oder der Stromerzeugung dienen — besteht naturgemäß eine gewisse Strahlungsgefahr. Um dem Risiko des Austrittes schädlicher Spaltungsprodukte zu begegnen, wurden diese Reaktoren in gasdichte Stahlbehälter eingebaut. Im folgenden werden nun Behälter behandelt, die bereits für diesen Zweck entworfen und gebaut wurden.

Die Behälter für DIDO, PLUTO und D. M. T. R. - Reaktoren

Die Schutzbehälter, die die mit schwerem Wasser gekühlten und moderierten Reaktoren Dido und Pluto in Harwell und D. M. T. R. in Dounreay umschließen, können gemeinsam besprochen werden, da die Entwurfsgrundsätze der beiden letzten Behälter weitgehend auf den Überlegungen beruhen, die an Hand des vorangegangenen Behälters angestellt worden waren.

1.) Der Dido-Behälter

Dieser Behälter besteht aus einem runden Stahlmantel mit 70 Fuß Durchmesser und 67 Fuß Höhe ($21,35 \times 20,45$ m) und besitzt drei Luftschleusen. 10 ausgesteifte Rippen sind gleichmäßig rund um den Mantel verteilt, um in ungefähr 50 Fuß Höhe (15,25 m) eine kreisförmige Kranbahn für einen elektrischen Drehkran von 20 t Tragfähigkeit aufzunehmen. Der Kran hat einen Königszapfen; eine Rollenführung ist in der Mitte des Behälterdaches an der Unterseite des Konus angeschraubt. Ein Fachwerksrahmen, der auf der Kranbrücke aufgebaut ist, trägt 4 Rollen aus gehärtetem Stahl, die innerhalb der Führung laufen. Eine Feineinstellung gewährleistet die absolut konzentrische Lage. Zusätzlich trägt der Behälter einen durchgehenden Kranlaufsteg, sowie eine abnehmbare Bühne aus Stahlkonstruktion für schwere Nutzlasten. Die Verstärkungsrippen sind mit Ankerschrauben in den Betonfundamenten verankert, um Auftriebskräfte, die durch den Innendruck entstehen, aufnehmen zu können.

Die Entwurfsgrundlagen

Dem Entwurf des Behältermantels, der Luftschleusen und der Zugangstüren lagen zu Grunde:

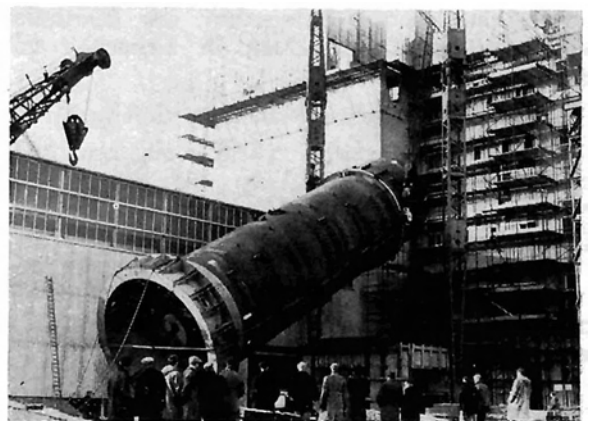
- a) Die britische Norm BS 1500 für schmelzgeschweißte Druckbehälter,
- b) Windgeschwindigkeiten bis zu 70 Meilen/Stunde (113 km/h),
- c) ein Innendruck von 1,5 Pfund/Quadratzoll und ein Außendruck von 1 Pfund/Quadratzoll (0,105 bzw. 0,0703 kg/cm²).

Die gewählte Stahlqualität

Unter gewissen Temperaturverhältnissen, Eigen- und Betriebsspannungen und anderen Umständen neigen manche Baustähle zur Riß-

Bild 12: Montage eines 200 t schweren Wärmeaustauschers in Calder Hall

Fig. 12: Erection of a heat exchanger of 200 t weight at Calder Hall



bildung. Diese Gefahr mußte vermieden werden; daher wurde der Stahl für diesen auf der Baustelle zu schweißenden Behälter mit besonderer Sorgfalt ausgewählt. Für den Behältermantel, einschließlich der Versteifungen und aller übrigen Teile, die dem Druck ausgesetzt sind, wurde Kesselblech vorgeschrieben, das grundsätzlich dem BS 13³⁾ entsprach, aber eine verbesserte Kerbschlagzähigkeit nach Absatz P. 403 der Vorschriften von Lloyds besaß. Die chemischen und physikalischen Eigenschaften des Stahles mußten vor seiner Übernahme von Lloyds genehmigt werden. Der Stahl für die übrige Gebäudekonstruktion, die nicht unmittelbar mit dem Druckbehälter in Verbindung steht, mußte dem BS 15 von 1948 genügen. Fast 600 t Stahl wurden für diesen Behälter verbraucht.

Luftschleusen

Vorgesehen sind drei Luftschleusen: eine für Fahrzeuge, eine für die Belegschaft in Flurhöhe und eine für die Belegschaft als Notausgang im ersten Obergeschoß. Die Luftschleusen für die Belegschaft sind mit zwei Drucktüren, die von Hand aus zu betätigen sind, versehen. Die Luftschleuse für die Fahrzeuge, die 15 Fuß hoch, 14 Fuß breit und ungefähr 30 Fuß lang ($4,57 \times 4,26 \times 9,14$ m) ist, hat zwei vertikal bewegte Schiebetore, die hydraulisch betätigt werden und ungefähr 12 Fuß (3,65 m) im Quadrat messen. Ein Verriegelungsmechanismus sorgt dafür, daß mindestens eines der beiden Tore immer geschlossen und gesperrt ist.

Die Schweißung

Es wurde größtes Gewicht darauf gelegt, geeignete Schweiß- und Überprüfungsverfahren festzulegen, damit bei den Schweißnähten des Behälters nicht schon von Haus aus Mängel auftreten. Nur Schweißer der Klasse 1 wurden zugelassen, die vorher die Prüfungen in der Werkstätte und an der Baustelle bestanden haben mußten. Alle Schweißnähte im Behältermantel und in den Luftschleusen wurden 100%ig einer Durchstrahlung mit 2%iger Empfindlichkeit unterzogen. Mehr als 2 Meilen (3,2 km) dieser Schweißnähte wurden an Ort und Stelle mit kalkbasischen Elektroden ausgeführt.

Herstellung

Die Mantelbleche wurden in den Werkstätten bis zu einer Größe von ungefähr 22×8 Fuß ($6,70 \times 2,43$ m) kalt eingerollt. Die Krepfenbleche zwischen Wand und Dach wurden kalt gepreßt und in den Werkstätten

vormontiert. Mit Rücksicht auf die Kreisform des Behälters und die Genauigkeit der Blechstöße wurden die Umfangstoleranzen mit 2 Zoll (51 mm) begrenzt. Lloyds Register of Shipping führte die Abnahme für den Bauherrn durch.

Montage

Die Mantelbleche wurden schufweise bis zum Beginn der Krepfenbleche montiert und mit besonderen Keilen in der richtigen Lage gehalten. Der Schweißung der lotrechten Nähte folgte schrittweise die der Horizontalnähte der Blechschüsse. Hierauf wurden die Rippen montiert und an die Mantelbleche angeschweißt und dann der Kranbahnträger in seine Lage innerhalb des Behälters gehoben. Die Rippen wurden anschließend fertiggestellt und die Krepfenbleche an diese angeschlossen, verkeilt und verschweißt.

Prüfungen

Die Stahlmembran in der Bodenplatte aus Beton wurde mit dem Behältermantel dicht verschweißt und vor Fertigstellung der restlichen Konstruktion mit Vakuum auf Dichtheit geprüft. Dasselbe geschah mit den Anschlüssen des Behältermantels an jede Luftschleuse und ihre Türen, sowie mit denen der Rohre, Durchführungen, Kabel usw. Die gesamte Konstruktion wurde dann einer Druckprobe von 2 Pfund/Quadratzoll ($0,14 \text{ kg/cm}^2$) unterzogen, auf die eine Dauerprüfung folgte, die den Durchlässigkeitsgrad feststellen sollte.

2.) Die Schutzbehälter für Pluto in Harwell und D.M.T.R. in Dounreay

Diese Behälter hatten eine ähnliche Funktion wie der Dido-Behälter, doch wurde die Tragfähigkeit der Krane auf 25 t erhöht. Außerdem müssen sie im Notfall einen Innendruck von 6,5 Pfund/Quadratzoll ($0,46 \text{ kg/cm}^2$)

Bild 13: Schutzbehälter in Dounreay

Fig. 13: Protective container at Dounreay



³⁾ Der „BS 13“ ist ein Schiffbaustahl, für den ein P- und S-Gehalt von je max. 0,06% vorgeschrieben wird. Die Festigkeitsvorschrift für Bleche, Stabstahl und Profile lautet 44 bis 52 kg/mm².

aufnehmen können. Um diesem Druck Rechnung zu tragen, wurden die Versteifungsrippen bis in die Betonfundamente verlängert. Der Dounreay-Behälter wurde wegen seiner ausgesetzten Lage für Wind bis zu 100 Meilen pro Stunde (161 km/h) berechnet (Bild 13).

Die erhöhte Beanspruchung dieser Behälter machte es notwendig, stärkere Bleche zu verwenden. Alle unter Druck stehenden Bleche über ein Zoll Stärke wurden in N. D. I. Kesselqualität geliefert, einem kerbzähen Stahl mit 28 bis 33 tons/Quadratzoll (44 bis 52 kg/mm²) Festigkeit, einer kleinsten Fließgrenze von 15,25 tons/Quadratzoll (24 kg/mm²), 20% Bruchdehnung im 8 Zoll (203 mm) langen Probestab und einer Charpy V Kerbschlagzähigkeit von wenigstens 15 Fußpfund (ungefähr 3 mkg/cm² entsprechend) bei 0° C. Fast 600 t Stahl wurden beim Bau jedes dieser Behälter verwendet.

Die Anarbeitung und Montage dieser beiden Behälter wurde zur gleichen Zeit ausgeführt, wobei sich die Termine ihres allgemeinen Baufortschrittes kaum jemals um einen ganzen Monat unterschieden. Die Arbeit an beiden Baustellen begann im Frühjahr 1956 und wurde in ungefähr 12 Monaten beendet. Beide Behälter werden einem Probedruck von 7³/₄ Pfund/Quadratzoll (0,55 kg/cm²) unterworfen und auf ihre Undurchlässigkeit geprüft werden.

Die Kugel von Dounreay

Allgemeines

Der Schnellreaktor in Dounreay wird mit flüssigem Natrium gekühlt, das bekanntlich unter gewissen Bedingungen leicht entzündbar ist. Es könnten Umstände eintreten, unter denen ein Brand des Kühlmittels entstehen kann, begleitet von einem Zerfall der Spalt-elemente und einem Strahlungsaustritt in die den Reaktor umgebende Atmosphäre. Um in einem solchen Fall die Spaltungsprodukte aufzuhalten, wurde der Reaktor in ein besonderes luftdichtes Gehäuse eingebaut, das die Form eines Kugelbehälters aus Stahl von 135 Fuß (41,2 m) Durchmesser hat. Bei normalem Betrieb wird das Gebäude die Temperatur seiner Umgebung annehmen und den gewöhnlichen barometrischen Änderungen unterworfen sein. Durch einen oben geschilderten Betriebszwischenfall kann es jedoch einer Temperaturerhöhung und einem Anstieg des Innendruckes und anschließend einem teilweisen Vakuum und damit verbundenen Abfall der Temperatur der Atmosphäre ausgesetzt sein.

Der Entwurf

Die verfügbare Literatur über die Beulfestigkeit von großen Kugeln ist sehr spärlich. Der Statiker steht dem Problem gegenüber,

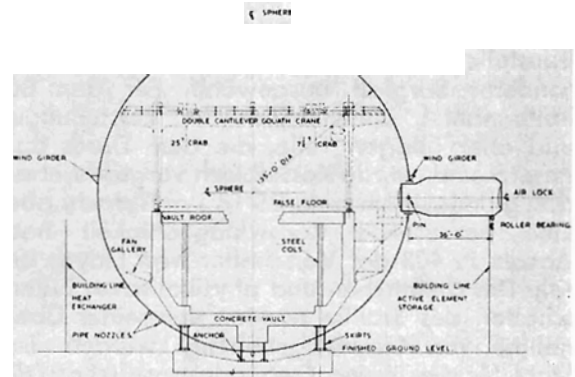


Bild 14: Querschnitt der Dounreay-Kugel

Fig. 14: Cross section of the Dounreay sphere

die Auswirkung von Abweichungen gegenüber der genauen planmäßigen Form abschätzen zu müssen. Die Beziehungen zwischen Druck und Blechstärke, die aus verschiedenen Theorien und Versuchen gewonnen wurden, begründeten den Entschluß, den ASME Code 1952 dem Entwurf dieser besonderen Kugel zu Grunde zu legen.

Es war bis jetzt üblich, die Stützen von Kugelbehältern so anzuordnen, daß sie die Last am Äquator der Kugel selbst oder in seiner Nähe abnehmen. In diesem Falle wurde aber ermittelt, daß sich die Höhenlage des Äquators bei normalen Temperaturschwankungen um $\pm \frac{5}{16}$ Zoll (8 mm) ändern würde, wodurch bei den Stützenanschlüssen besonders hohe örtliche Beanspruchungen in den Sockeln der Kugel bzw. den Stützen selbst erzeugt werden würden, wenn letztere sich nicht frei mit der Kugel bewegen können. Die Stützen wären daher nur für die Montage brauchbar gewesen und man hat sie deshalb durch doppelte ringförmige Unterstütsungssockel ersetzt. Die Belastung dieser Sockel durch den Reaktor, den Strahlungsschutz und die Kugel selbst liegt in der Größenordnung von 10 000 t, worin das Eigengewicht der Kugel von fast 1 500 t mitenthalten ist.

Die Stahlqualität

Für alle durch den Innendruck beanspruchten Bleche der Kugel wurde ein schweißbarer, kerbzäher Stahl vorgeschrieben, dessen Kohlenstoffgehalt nicht größer als 0,20% sein durfte und der normalisiert zu liefern war. Bleche bis zu 1¹/₈ Zoll (28,5 mm) Stärke wurden in Flußstahl nach Lloyds Bedingungen P. 403 mit einer Bruchfestigkeit von 26 bis 30 tons/Quadratzoll (41 bis 47 kg/mm²) und bei größeren Stärken in „Coltuff 28“ mit einer Bruchfestigkeit von 28 bis 32 tons/Quadratzoll (44 bis 51 kg/mm²) geliefert. Letzterer hat eine gewährleistete Streckgrenze von 17 tons/Qua-

dratzoll (27 kg/mm^2). Wegen der sehr hohen Biegebeanspruchung in den Sockeln wurde jedoch für diese „Coltuff 32“ mit einer Bruchfestigkeit von 32 bis 38 tons/Quadratzoll (50 bis 60 kg/mm^2) verwendet, der eine gewährleistete Streckgrenze von 20 tons/Quadratzoll ($31,5 \text{ kg/mm}^2$) besitzt. Der tatsächliche Kohlenstoffgehalt des gelieferten Stahles schwankte zwischen 0,14 und 0,16%.

Die Beanspruchungen

a) Normale Betriebsverhältnisse

Die Beanspruchungen unter normalen Betriebsbedingungen wie z. B. aus Eigengewicht, Schneelast von 10 Pfund/Quadratfuß (rund 50 kg/m^2), Winddruck bei Sturm bis zu 100 Meilen/Stunde (161 km/h) und aus den Auswirkungen des ständigen Betriebes, den klimatischen Temperaturschwankungen und barometrischen Veränderungen — die mit rund 2 Pfund/Quadratzoll ($0,14 \text{ kg/cm}^2$) Innen- und Außendruck anzusetzen waren — wurden mit 50% der kritischen Beulspannung zugelassen. Wo aber Membranspannungen zusammen mit Biegespannungen auftreten, wurde der zulässige Wert der zusammengesetzten Spannung auf die halbe Streckgrenze erhöht.

b) Katastrophenfälle

1.) 18 Pfund/Quadratzoll Innendruck

Bei hohen Temperaturen und einem Innendruck von 18 Pfund/Quadratzoll ($1,26 \text{ kg/cm}^2$), der als Folge eines Brandes auftritt, wurde die Streckgrenze als zulässige Spannung für die Summe der Membran- und Biegespannungen unter der Voraussetzung festgelegt, daß die Membranspannung allein ein Viertel der kleinsten Zugfestigkeit nicht überschreitet. Die Unterstütsungssockel wurden daher als Ringe ausgebildet, die sich entsprechend diesen Bedingungen verformen.

2.) 4 Pfund/Quadratzoll Außendruck

Im Anschluß an den vorgenannten Belastungsfall könnte ein Außendruck von 4 Pfund/Quadratzoll ($0,28 \text{ kg/cm}^2$) zusammen mit einem eventuellen Temperaturabfall um 35° Fahrenheit (18° C) gegenüber der mittleren Temperatur der Atmosphäre eintreten. Da ein solcher Ausnahmefall schon als sehr unwahrscheinlich angenommen werden konnte, wurde der Sicherheitsgrad für diesen Zustand auf 1,1 verringert.

Die Berechnung dieser verschiedenen Belastungsfälle ergab für die Kugelschale oberhalb des Äquators eine Stärke von 1 Zoll (25 mm). Vom Äquator an steigt die Blechstärke bis zu den Unterstütsungssockeln hinunter nach und nach auf $1\frac{3}{4}$ Zoll (rund 45 mm)

an. Zwischen diesen und dem Anker wurde die Kugelschale aus 1 Zoll starken Blechen ausgeführt. Für Korrosion wurden keine Zuschläge vorgesehen.

Die Bleche mit den Durchführungen für Kabel und Rohre wurden entsprechend verstärkt und in den Werkstätten spannungsfrei gegläht.

Die Luftschleuse

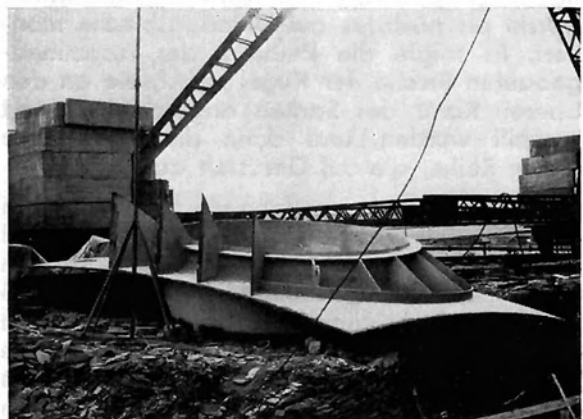
Wenn eine Kugel mit einer größeren zum Schnitt gebracht wird, ist die Schnittlinie ein Kreis. Diese Tatsache ergab die Grundlage für die Ausbildung der Luftschleusenöffnung knapp unterhalb des Äquators. Ein geschmiedeter Ring mit einem Durchmesser von $12\frac{1}{2}$ Fuß ($3,80 \text{ m}$) aus Stahl nach BS 1501 —157 Grade „C“, 1950, der mit der Kugel verschweißt wurde (Bild 15), faßte den Ausschnitt ein. Die Luftschleuse ist 44 Fuß ($13,4 \text{ m}$) lang und für eine Nutzlast von 30 t bemessen. Das eine Ende wird von zwei großen Bolzen getragen, die an den geschmiedeten Ring angeschweißt sind, und das andere Ende liegt mit Rollenlagern auf einem Nachbargebäude auf. Ausdehnungsstücke an dem einen Ende gestatten Dreh- und Horizontalbewegungen. Die Tore werden maschinell betätigt und besitzen einen Verriegelungsmechanismus, der gewährleistet, daß immer mindestens ein Tor geschlossen ist.

Die Anarbeitung

Die Größe der Bleche war je nach deren Dicke abgestuft, und zwar von 23×11 Fuß ($7,00 \times 3,35 \text{ m}$) bis hinunter zu $15 \times 12\frac{1}{2}$ Fuß ($4,57 \times 3,81 \text{ m}$). Das schwerste Blech wog ungefähr 5 Tonnen. Alle Bleche wurden kalt gepreßt. Besondere Werkstücke wie der Luftschleusenanschluß, Bleche mit Rohrmuffen, die Sockel und der Anker wurden in den Werk-

Bild 15: Anschlußstück für die Luftschleuse der Doun-reay-Kugel

Fig. 15: Connecting piece for the air lock of the Doun-reay sphere



stätten nach ihrer Fertigung im Ofen spannungsfrei gegläht. Vor dem Versand zur Baustelle wurden sie sandgestrahlt und spritzverzinkt. Auch die Schweißnähte wurden nach der Röntgenuntersuchung auf der Baustelle spritzverzinkt.

Die Abnahme

Lloyds Register of Shipping waren vom Bauherrn mit der Abnahme beauftragt. Alle Bleche wurden einer Oberflächenprüfung unterzogen. Ihre Dicke war vor oder während der Anarbeitung überprüft worden. Bei allen Bohrungen wurde das Material auf Risse untersucht, um Dopplungen festzustellen.

Die am höchsten beanspruchten Schweißnähte in der Kugel sind die Rundnähte zwischen den Sockeln und den $1\frac{3}{4}$ Zoll (44,5 mm) starken Kugelblechen. Der Schweißvorgang wurde daher an einem kleinen Modell in der Werkstätte überprüft, um die Qualität der Schweißnaht sowie die Möglichkeit festzustellen, den von der Kugeloberfläche und den Sockelblechen eingeschlossenen Winkel einzuhalten: denn die Sockel, die die Lasten des Strahlungsschutzes in die Fundamente übertragen, müssen unbedingt genau vertikal und in der Flucht ausgerichtet stehen.

Die Montage

Für die Schweißarbeiten an der Kugel kamen Schweißer der Klasse I zum Einsatz, die zuerst alle in der Werkstätte und dann nochmals auf der Baustelle in Downreay geprüft wurden.

An der Baustelle war eine vollständige Werkstätte mit einem Laufkran eingerichtet, in der die Bleche auf Automaten paarweise zusammenschweißt wurden. Drehvorrichtungen wendeten die Bleche um 180 Grad.

Die Ankerkonstruktion wurde von der Werkstätte mit Lastwagen auf die Baustelle transportiert, abgeladen und unmittelbar auf die vorbereiteten Fundamente in ihre endgültige Lage geschoben. Der Unterteil des Sockels wurde als nächstes auf Unterlagsbleche montiert. Es folgte die Reihe 2 der zusammengebauten Bleche der Kugel selbst, die an den oberen Rand des Sockels angeschlossen und verkeilt wurden, und dann die Bleche der ersten Reihe, die auf Gerüsten auflagen.

In der Mitte wurde dann ein stählerner Turm auf dem Anker errichtet, während der 3. und 4. Ring der Kugelbleche mit einem Autokran und einem Derrick montiert wurden (Bild 16 und 17). Nachstellbare Ausleger gingen von diesem Turm radial aus, um die Kugelbleche beim Verkeilen, Ausrichten und Schweißen in der richtigen Lage zu halten. Zuerst wurden

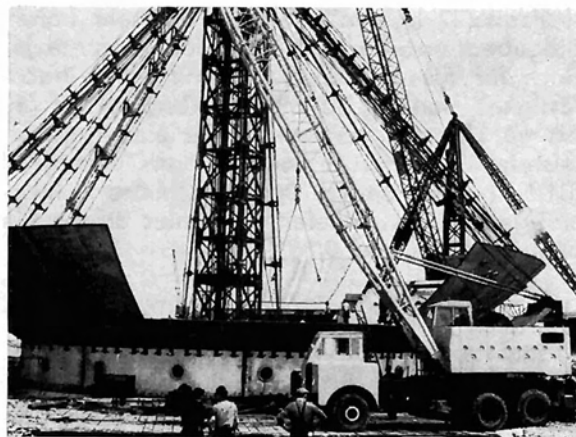


Bild 16: Montagebeginn der Downreay-Kugel

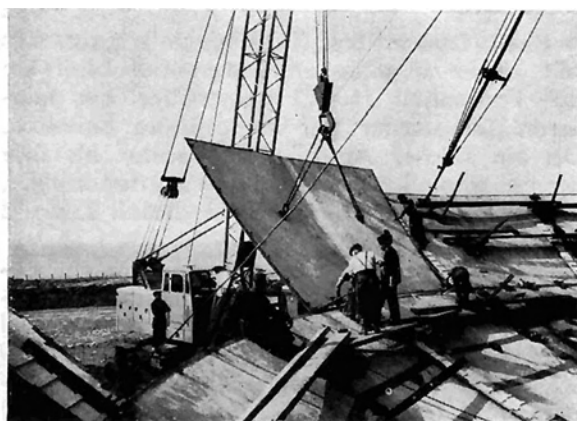
Fig. 16: First stage of erection of the Downreay sphere

alle Vertikalnähte einer Reihe geschweißt, bevor die der nächsten Reihe in Angriff genommen wurden. Die darunter liegenden Rundnähte folgten in entsprechendem Abstand. Inzwischen wurde der innerhalb der Kugel gelegene obere Teil des Sockels montiert. Wenn das Wetter die Arbeit an den freiliegenden Teilen der Kugel verhinderte, setzte man die Schweißarbeit an den verhältnismäßig geschützten Unterstützungssockeln fort.

Alle Schweißnähte wurden systematisch geröntgt. Fehlerhafte Schweißnähte wurden herausgeschnitten, ausgebessert und nochmals geröntgt. In jenen Ecken, die für die Röntgenapparatur nicht zugänglich waren, kamen Gammastrahlen zur Anwendung und die Rundschweißnähte, die die Sockel mit der zweiten Reihe der Kugelbleche verbinden, wurden vor der Übernahme auf ihre Rißfreiheit geprüft. Die Gesamtlänge der geschweißten Nähte betrug fast $2\frac{1}{2}$ Meilen (4 km).

Bild 17: Einbau eines Kugelbleches in Downreay

Fig. 17: Installation of a plate of the Downreay sphere



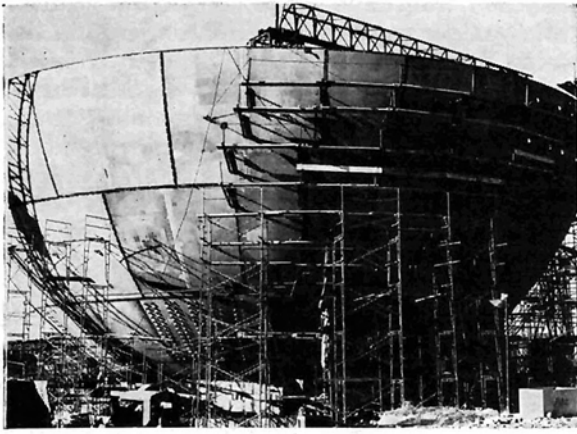


Bild 18: Die Dounreay-Kugel in Montage

Fig. 18: The Dounreay sphere under erection

Die Arbeit begann in der Werkstätte der Baustelle im Mai 1955 mit der maschinellen Schweißung der Doppelbleche. Im Juli wurde die Ankerkonstruktion montiert und bis Ende November 1955 war die untere Hälfte der Kugel zusammengebaut und geschweißt. Die Montage der oberen Hälfte begann im Juli 1956; diese Hälfte war bis Ende 1956 fertig geschweißt, mit Ausnahme der Scheitelkalotte, die erst eingesetzt wurde, nachdem verschiedene schwere und große Lasten durch die obere Öffnung der Kugel in das darunter befindliche Gewölbe abgesenkt worden waren.

Die Erprobung

Folgende Druckproben wurden ausgeführt:

1. Ein Druckanstieg innen von 5 Pfund/Quadratzoll ($0,35 \text{ kg/cm}^2$)
2. Ein Druckabfall innen von 4 Pfund/Quadratzoll ($0,28 \text{ kg/cm}^2$).
3. Ein Druckanstieg innen von 20 Pfund/Quadratzoll ($1,41 \text{ kg/cm}^2$).

In jedem Fall wurden die Druckänderungen in kleinen Stufen durchgeführt. Mit Rücksicht auf die Energieaufspeicherung innerhalb der Kugel bei den Versuchen 1 und 3 wurde während der Versuche ein vorgeschriebener Bereich um die Kugel herum von der Belegschaft geräumt.

Ungefähr 250 Meßstreifen wurden an kritischen Stellen der Kugelschale sowie an besonderen Stellen rings um die Sockel und die Luftschleusenöffnung angebracht, um die Spannungen bei den Druckversuchen zu messen.

Versuche mit Meßstreifen werden auch an einem maßstäblichen Modell von der mit dem Bau der Kugel beauftragten Firma ausgeführt werden. Man erhofft sich, daß der Vergleich der Ergebnisse dieser beiden Versuchsreihen eine wertvolle Ergänzung der verfügbaren Entwurfsgrundlagen liefern wird.

Der bisherige Stahlaufwand in Zahlen

In den ersten zehn Jahren der Entwicklung der Kernenergie hat die Stahlbauindustrie folgende beträchtliche Mengen an Stahlkonstruktionen geliefert:

Ungefähr 65 000 t mittlere und leichte Stahlkonstruktionen aus Walzprofilen und Blech, ungefähr 10 000 t Belagbleche, ungefähr 16 000 t Blechkonstruktionen aus kerbzähem, gut schweißbarem Stahl, ungefähr 25 000 t Flußstahl für kalt verarbeitete Bewehrungsstäbe und Bewehrungsmatten, ungefähr 1 000 t Kantprofile aus dem Präzisionskaltwalzwerk, ungefähr 500 t Rohrkonstruktionen.

Zusätzlich wurden riesige Mengen Rohrgerüste, Stahlschalungen, Kranstrukturen usw. bei den Bauarbeiten verwendet.

Gedanken zur Schutzbehälterbauweise

Naturgemäß bergen Atomreaktoren ein gewisses Gefahrenmoment in sich, dem man schon beim Entwurf durch Überwachung und letzten Endes durch die Schutzbehälterbauweise begegnen muß. Bei den Entwurfsarbeiten wurde bereits sehr viel Mühe aufgewendet, um die Reaktoren mit allen nur möglichen Sicherheitsvorkehrungen gegen die Strahlungsgefahr zu versehen, der die Belegschaft und die Allgemeinheit ausgesetzt sein könnten. In gewissen Fällen schien es ratsam, sich gegen die entfernte Möglichkeit eines Unglücks, so unwahrscheinlich es auch sein möge, dadurch zu sichern, daß man Stahlbehälter zum Schutz gegen einen schädlichen Austritt von Spaltprodukten in die Atmosphäre und daher auch in bewohnte Gebiete vorsah. Die Verantwortung für den Entwurf solcher Behälter und für deren bauliche Eignung ruht auf den Schultern des Stahlbauingenieurs, der nicht nur zu seinem Entwurf und dem ihm zur Verfügung stehenden Baustoff Vertrauen haben muß, sondern der auch an Hand von Versuchen einwandfrei zu beweisen hat, daß diese Bauten tatsächlich in der Lage sind, ihre Aufgaben vollkommen zu erfüllen.

Schlufwort

Kernreaktoren, die mehr und mehr ihre Leistung, aber möglicherweise auch ihr Gefahrenmoment steigern, werden in vielen Gebieten der Erde errichtet werden. Wo die Allgemeinheit in weitgehendem Maße das Vertrauen des Bauingenieurs in seine Entwürfe und das der Stahlbauindustrie in ihre Baustoffe teilt, so wird sie auch — als eine Seite des sich verändernden Lebensstils, in dem das Atom für das Wohlergehen der Menschheit nutzbar ge-

macht wird — die Notwendigkeit einsehen, Seite an Seite mit der Quelle ihres Wohlstandes zu leben.

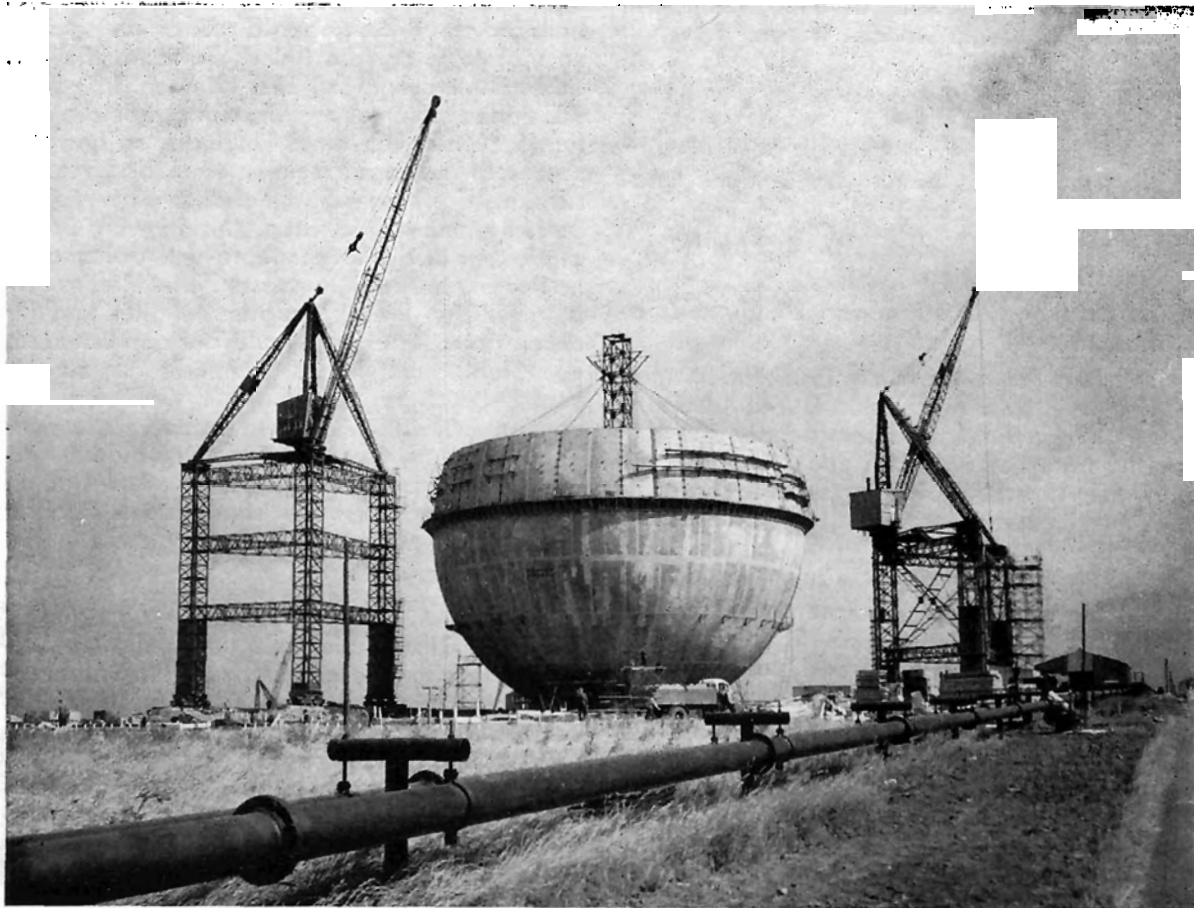
Die Atomenergie hat Großbritannien rechtzeitig eine Vermehrung seiner industriellen Hilfsquellen gegeben und somit auch seinen materiellen Wohlstand gehoben. Dies ist ebenso auch für andere Völker möglich und künftige Generationen werden die heutige darnach beurteilen, in welcher Weise die gegenwärtigen Möglichkeiten für das Wohlergehen der Allgemeinheit genützt wurden.

Der Beitrag, den der Stahlbau zur friedlichen Ausnutzung der Atomenergie bisher geleistet hat, ist, wie die harten Tatsachen beweisen, von überragender Bedeutung. Es muß jedoch daran erinnert werden, daß die Leistung der Reaktoren in Calder Hall, die insbesondere von den Betriebstemperaturen und -drücken abhängt, durch die Möglichkeiten der Baustellenschweißung und die Eigenschaften der er-

hältlichen Baustähle begrenzt wurde. Nichtsdestoweniger werden die Erfahrungen, die bei diesen Reaktoren gesammelt werden konnten, zusammen mit den Fortschritten, die inzwischen beim Entwurf und bei der Ausführung sowie auf dem Gebiet der Metallurgie gemacht wurden, uns in Stand setzen, bei künftigen gasgekühlten Kernreaktoren mit höheren Temperaturen und Drücken zu arbeiten und damit größere Leistungen zu erzielen. Es ist daher wesentlich, daß die Forschung und Entwicklung weiterhin mit größter Dringlichkeit vorangetrieben werden, damit nicht Lücken in unserem Wissen auf diesen besonders wichtigen Gebieten ein Hemmschuh für den unbedingt erforderlichen Fortschritt beim Entwurf und Bau von Atomreaktoren werden und damit auch der Stahl in richtiger Qualität, genügender Menge und zum richtigen Zeitpunkt zur Verfügung steht. Darin liegt der größte Beitrag des Stahlbaues zur friedlichen Verwertung der Atomenergie.

Bild 19: Die Dounreay-Kugel — Montage der oberen Kugelhälfte

Fig. 19: The Dounreay sphere, erection of the upper half of the sphere



Wärmeschutz im Stahlhochbau

Von Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Friedrich Bruckmayer, Wien

1. Einleitung

Das Heft 3 „Feuersicherheit der Stahlkonstruktionen“ des Schweizer Stahlbauverbandes beginnt:

„Dem Siegeszug des Stahlhochbaues stellen sich in den Zeiten der Jahrhundertwende sehr bald zwei äußerst gefährliche Gegner gegenüber, deren Macht in den materialtechnischen Eigenschaften des Stahles begründet ist: der Rost und das Feuer. Die beiden Naturelemente zwingen den Stahlbauer nicht nur in seiner Eigenschaft als Fabrikant und Unternehmer, sondern ebenso sehr als verantwortlicher Ingenieur zu eingehenden wissenschaftlichen und technischen Untersuchungen und konstruktiven Abwehrmaßnahmen.“

Wenn man die erwähnten materialtechnischen Eigenschaften durch die Hinweise auf die hohe Wärmeleitfähigkeit des Stahls und auf seine Wärmeausdehnung ergänzt und in die Untersuchungen und konstruktiven Abwehrmaßnahmen einbezieht, so sind alle Punkte erwähnt, die besondere Aufmerksamkeit im Fachgebiet „Wärmeschutz im Stahlhochbau“ verdienen.

Ist den Schwächen des Stahles: Rost, Feuer, Wärmeleitung und Wärmeausdehnung durch konstruktive Maßnahmen begegnet, kommen seine Vorteile zur Auswirkung, zu denen insbesondere die Vorfertigung und das im Vergleich zur Tragfähigkeit geringe Bauwerksgewicht zählen. Es gehört zu den zu lösenden Aufgaben der Wärmeschutztechnik im Stahlhochbau, diese Vorteile zu unterstützen. Konstruktiv einfache Lösungen sind notwendig als eine wichtige Voraussetzung für die Wirtschaftlichkeit des Stahlhochbaues im Wettbewerb mit anderen Bauverfahren.

Die Ausführungen des Vortrages sollen grundlegende Elemente des Wärmeschutzes im Stahlhochbau behandeln, um dem Konstrukteur die Auswahl zweckmäßiger, das heißt vor allem wirtschaftlicher wärmeschutztechnischer Lösungen zu erleichtern.

In diesem Zusammenhang ist der Vorteil ersichtlich, der durch eine wärmeschutztechnische Ausbildung der Ingenieure gegeben ist, wie sie an der Fakultät für Bauwesen der Technischen Hochschule in Graz durch die Vorlesungen aus Wärmetechnik I (Grundlagen) und Wärmetechnik II (Konstruktives) seit langem geübt wird.

2. Vermeidung von Kältebrücken

a) Stützen

Stahl hat mit einer Wärmeleitfähigkeit von rund 40 kcal/mh⁰C etwa die 60-fache Wärmeleitfähigkeit von Ziegelmauerwerk (0,65 kcal/mh⁰C) und etwa die 30-fache Wärmeleitfähigkeit von Kiesbeton (1,30 kcal/mh⁰C). Ein in einer Außenwand stehendes Stahlprofil bewirkt daher an dieser Stelle erhöhten Wärmeverlust und niedrigere Temperatur der inneren Wandoberfläche, letzteres bemerkenswert wegen Tauwassergefahr. Die Auswirkung ist umso größer, je geringer die Überdeckung des Profiles ist.

Durch die vom Verfasser angegebenen elektrischen Folienmodelle kann man den Schutz durch verschiedene Überdeckung des Profiles und auch andere einschlägige wärmetechnische Aufgaben ohne besonderen Aufwand an Versuchseinrichtungen behandeln. Bei diesen Modellen wird beispielsweise in einem waagrechten Schnitt durch die Wand das Außenmauerwerk durch dünne Zinnfolie abgebildet, deren elektrischer Widerstand gemessen wird. Das gut wärmeleitende Stahlprofil wird nun in Eisenblech geschnitten, aufgeschraubt und der verringerte elektrische Widerstand gibt die vermehrten Wärmeverluste (Formfaktor).

Das Bild 1a zeigt (oben) einen waagrechten Schnitt durch eine Außenwand von 30 cm Dicke (z. B. 25 cm dickes Vollziegelmauerwerk, mit je 2½ cm Innen- und Außenputz oder 30 cm dickes Mauerwerk aus Ziegeln alten Formates). Unter Berücksichtigung der inneren und äußeren Wärmeübergangswiderstände von 1/7 bzw. 1/20 m²h⁰C/kcal erhält man für 1 m Mauerlänge (z. B. Pfeilerbreite) und 20°C Innenlufttemperatur sowie -10°C Außenlufttemperatur den Wärmeverlust (für 1 m Höhe) von 46 kcal/m²h. Die Temperaturverteilung im stützenlosen Mauerwerksquerschnitt ist — wenn kein Wärmeaustritt an den Leibungsflächen erfolgen kann — durch Linien gleicher Temperatur parallel zu den Oberflächen gegeben. (Siehe Bild 1a). Die Temperatur der inneren Wandoberfläche ist 13,2°C. Diese Temperatur ist der Taupunkt von Luft mit 20°C und 65% relativer Luftfeuchte, das heißt im Innenraum z. B. einer Werkstätte mit dieser Raumluftfeuchte bildet sich kein Tauwasser auf der Innenoberfläche der Außenwand.

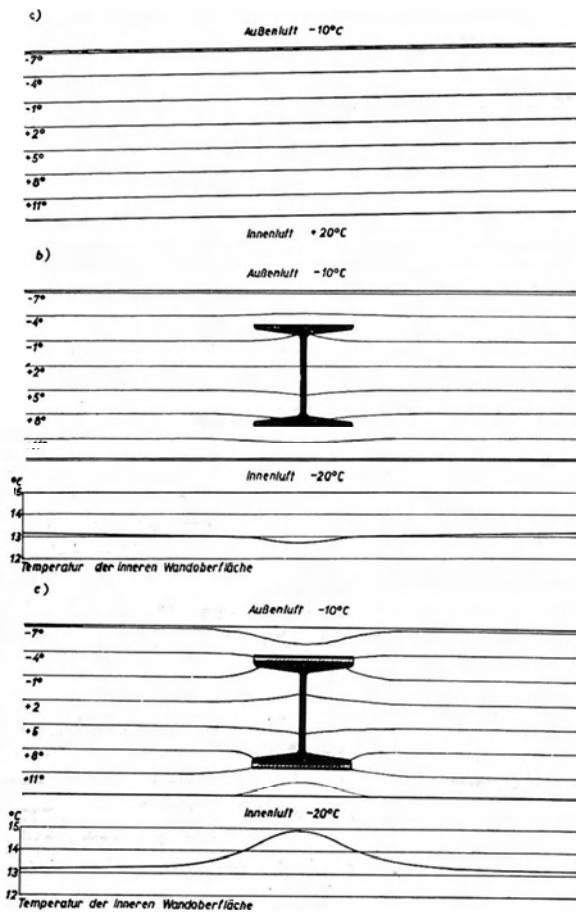


Bild 1: Linien gleicher Temperatur im Mauerwerksquerschnitt

- Stützenloses Mauerwerk
- Mauerwerk mit eingestelltem IP-18-Träger
- Mauerwerk mit eingestelltem IP-18-Träger, dessen Flanschen mit 1 cm Dämmschicht isoliert sind.

Fig. 1: Curves of equal temperature in the masonry cross section

- Masonry without supports
- Masonry with girder IP 18 placed in position
- Masonry with girder IP 18 placed in position; the flanges of same with an insulation of 1 cm thickness

In Bild 1b (Mitte) ist in den gleichen Mauerwerksabschnitt eine Stütze aus IP 18 eingestellt. Beiderseits ist der Flansch somit durch 6 cm Mauerwerk und Putz überdeckt, entsprechend DIN 4102, welche innere und äußere Verkleidung auch wärmeschutztechnisch wichtig ist. Die Modellmessung ergibt (rechnerisch wäre das nicht erfassbar) unter den gleichen Bedingungen wie vor einen Wärmeverlust (für 1 m Höhe) von 47 kcal/m²h, das ist um nur 2% höher als ohne Stütze. Wegen Gleichheit der Potentialfelder bei der elektrischen und bei der wärmetechnischen Aufgabe erhält man durch Abtasten der Linien gleicher Spannung

auf der Folie die Linien gleicher Temperatur wie in Bild 1b eingezeichnet. Die Temperatur der inneren Wandoberfläche ist beim Stützenprofil etwas gesunken und beträgt an der ungünstigsten Stelle 12,8°C. Diese Temperatur ist der Taupunkt von Luft mit 20°C und 63% relativer Feuchte, das heißt diese Raumluftfeuchte würde nicht zur Tauwasserausscheidung in Nähe der Stütze führen.

Bild 1c (unten) zeigt den Erfolg einer beidseitig der Flansche angeordneten 1 cm dicken Dämmplatte. Ihre Wärmeleitfähigkeit sei 0,04 kcal/mh°C, also etwa Kork oder Holzfaserdämmplatten. Die Modellmessung ergibt den Wärmeverlust von 44 kcal/m²h, etwas geringer als bei 1a und 1b. Auch die Temperatur der inneren Wandoberfläche ist an der Stelle des Profils höher als die bei der laufenden Wand (Anstieg bis zu 14,9°C), das heißt es besteht keine Tauwassergefahr bei normalen obigen Raumluftverhältnissen.

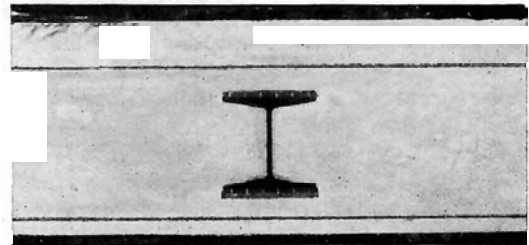


Bild 2: Elektrisches Modell zur Messung der Temperaturverteilung in Abb. 1c

Fig. 2: Model of an electric measuring device for measuring the distribution of temperature shown in Fig. 1c)

Bild 2 zeigt das elektrische Modell für die letzte Messung. Man sieht die Metallfolie, welche die Widerstände des Mauerwerkes und des Wärmeüberganges (durch zusätzliche Folienstreifen) darstellt. Die stromzuführenden Kupferschienen stellen also die Potentiale der Innen- und Außenlufttemperatur dar.

Die höhere Wärmeleitung im Breitflanschträger ist durch das aufgeschraubte Profil aus Eisenblech berücksichtigt, die niedrigere Wärmeleitung in den Dämmplatten durch Ausschneiden der Metallfolie (die wenigen Stege zur Leitung im Bereich des Dämmstoffes sind zu sehen).

Die Folienmodelle haben für die Lösung wärmeschutztechnischer Aufgaben verschiedenster Formen weite Anwendung auch im Ausland gefunden. Sie geben den Formfaktor auf

Grund der Analogie zwischen den Lösungen der Differentialgleichungen von elektrischer Leitung und von Wärmeleitung in einem Leiter. Zur Auswertung ist die Kenntnis der Wärmeleitzahlen der beteiligten Stoffe erforderlich, welche Werte fast immer bekannt sind bzw. leicht gemessen werden können.

Die Ergebnisse der Modellmessungen bleiben gleich bei ähnlicher Vergrößerung oder Verkleinerung. So kann die Messung nach Bild 1b als gültig angesehen werden, wenn statt 30 cm Mauerdicke, $1,5 \times 30 = 45$ cm Dicke und statt Profil IP 18 ein solches IP 27 vorhanden ist. Die Betondeckung der Flansche ist dann statt 6 nunmehr 9 cm. Allerdings müssen auch die Wärmeübergangswiderstände als um 50% erhöht betrachtet werden.

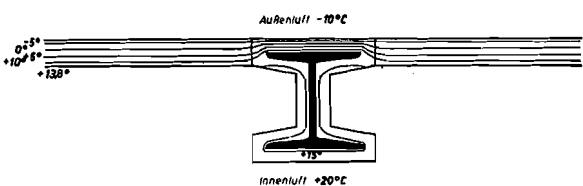
Es wurden weitere Modellversuche für den Baufall, daß die Stütze nicht voll ausgemauert ist, durchgeführt. Die wärmeschutztechnischen Ergebnisse sind dieselben wie in Bild 1b, da der Wärmeschutz der Luft bei so großer Schichtdicke gering ist. Da kein wärmeschutztechnischer Vorteil beim nicht voll ausgemauerten Profil vorhanden ist, kann diese Ausführung als unzweckmäßig bezeichnet werden, da sie in bezug auf Rost und Feuer eher ungünstig einzustufen ist.

Die bisherigen Beispiele von Stahlstützen im Mauerwerk und in Pfeilern mit und ohne Kernfüllung stellen die üblichen Ausführungen dar. Es tritt hier die Frage auf, ob die Tatsache, daß sorgfältig errichtetes Mauerwerk aus hochwertigen Ziegeln die Ausführung von Hochhäusern mit 13 Geschossen (Basel) auch ohne Stahlstützen ermöglicht, folgern läßt, daß solche Stahlbauten in scharfer Konkurrenz zu Feuer sind. Dies gilt auch für die Stahlstütze in Betonummantelung, da die Stahlbetonsäule aus hochwertigem Beton meist billiger und bei ähnlicher Abmessung ausreichend tragfähig sein wird.

Möglicherweise verlangen die schon erwähnten Vorteile des Stahlbaues, das sind die Vorfertigung und das geringe Gewicht, gleichlaufende, also leichtere Formen des Wärme- und Feuerschutzes z. B. in Form einer Umhüllung der Profile mit dem bekannten Asbestspritzputz um das an andere Bauarten verlorene Gebiet wenigstens teilweise wiederzugewinnen zu können.

Bild 3: Temperaturverteilung in einer Leichtwand mit isoliertem IP-18-Träger

Fig. 3: Distribution of temperature in a light wall with insulated girder IP 18



In Bild 3 ist als kennzeichnendes Beispiel der gleiche IP 18 mit allseits 2,5 cm Asbestspritzputz auf Wärmeschutz geprüft. Nach in der Schweiz (EMPA) durchgeführten Versuchen reicht diese Umhüllung für den notwendigen Feuerschutz aus. Es ist angenommen, daß die Stütze raumseitig steht und die dünne Außenwand (aus Fertigelementen) außen bündig sitzt.

Der Wärmeverlust ist $46 \text{ kcal/m}^2\text{h}$, die niedrigste Temperatur der Innenoberfläche ist $13,8^\circ\text{C}$. Letzterer Wert zeigt, daß der Wärmeschutz des mit Asbestputz umhüllten Profils ausreicht, um Tauwasserbildung zu vermeiden.

Wärmeschutztechnisch lassen sich sonach Bauarten entwickeln, bei denen die Stützen mit leichter Wärme- und Feuerschutzumhüllung versehen sind und allenfalls schon mit dieser montiert werden. Sinngemäß müßte die Wandausbildung, sei es für Wohngebäude oder für Hallen, aus leichten, großformatigen Montageelementen erfolgen, die trocken zwischen die Stützen geschraubt werden. Dem allgemein üblichen Massivbau ähnliche Bauwerke aus Stahl herzustellen, indem man das durch eine Stahlbaufirma montierte Stahlskelett anschließend durch eine Baufirma einmauert oder einbetoniert, dürfte preislich in verschiedenen Fällen zu ungünstig liegen.

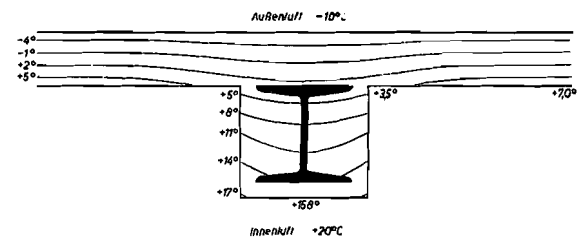
b) Deckenträger und Unterzüge

Wärmeschutztechnisch zu behandeln sind die Kältebrücken durch Stahlträger in den Dachdecken. Meist liegt auf den Deckenträgern eine Stahlbetondachplatte auf. Als Grundelement wurde der in Bild 4 dargestellte Fall des einbetonierten Deckenträgers behandelt. Die bei beheizten Räumen selbstverständlich erforderliche Isolierung der Dachplatte z. B. durch Betonieren derselben auf Holzwolleplatten als verlorene Schalung ist vorerst weggelassen (die Modelle dienten auch den später beschriebenen Diffusionsversuchen).

Bei dieser Bauart ist der Wärmeverlust $90 \text{ kcal/m}^2\text{h}$, die niedrigste Temperatur an der Betonoberfläche ist $3,5^\circ\text{C}$, sie liegt an der Dachfläche; der Wärmeschutz beim Profil ist höher. Das gleiche Ergebnis erhält man, wenn

Bild 4: Temperaturverteilung in einer Stahlbetondachplatte mit einbetoniertem Deckenträger

Fig. 4: Distribution of temperature in a reinforced concrete roofing slab with ceiling beam concreted-in



der Deckenträger nicht einbetoniert ist, sondern eine im Querschnitt rechteckige Einhüllung aus Putz auf Rabitznetz vorliegt.

Beide Bauarten könnten in beheizten Räumen nicht ohne zusätzliche Wärmedämmung verwendet werden, da der Taupunkt unterschritten ist.

Die vom Traditionellen abweichende Bauart mit einer leichten Umhüllung des Profils aus Asbestspritzputz ist wärmeschutztechnisch bereits durch das Ergebnis von Bild 3 bekannt.

Eine sehr leichte Dachbauart ist die in Bild 5 im Schnitt dargestellte der Waagner-Biró A. G. aus abgekantetem Aluminiumblech mit Glaswollefüllung zwischen Aluminium-Dachhaut und Aluminium-Untersicht. Die elektrische Modelluntersuchung konnte feststellen, wie dick eine Wärmedämmung zwischen Profil und Dachhaut sein muß, damit an der Unterfläche des Daches der Taupunkt bei verschiedener Raumluftfeuchte nicht unterschritten wird. Die Ergebnisse waren folgende:

Dicke der Glaswolle über Pfette (mm)	20	14	8
Wärmedurchlässigkeit (kcal/m ² h°C)	0,73	0,84	1,01
Wärmedurchlaufwiderstand (m ² h°C/kcal)	1,40	1,19	0,99
Wärmedurchgangszahl (kcal/m ² h°C)	0,63	0,72	0,84
Tiefste Temperatur an der Dachunterfläche (°C)	12	11	10

c) Mauerträger

Kältebrücken sind ferner die das Geschossmauerwerk tragenden, in Gebäudelängsrichtung verlaufenden Mauerträger, deren abstehende Flanschen nahe der Außenfläche liegen und gegebenenfalls durch vorgesezte Korkplatten gedämmt werden müssen. Das gleiche gilt für die Köpfe der Querriegel der Skelettrahmen, die z. B. durch Doppelprofile der Stützen durchgesteckt sind und sehr nahe der Außenfläche enden.

Ist eine außenseitige Dämmung dieser Bauelemente nicht möglich, dann ziehen sie Kälte ein und es müssen die mit ihnen in Verbindung stehenden, in das Gebäudeinnere führenden Träger und Unterzüge auf eine zu berechnende Länge wärmegeklämt werden, damit sich an ihnen kein Tauwasser abscheidet. Dieser Fall ist später noch näher behandelt.

3. Schutz vor Temperaturschwankungen

a) Baumäßige Temperaturen

Die Temperaturunterschiede zwischen Sommer und Winter können an den Außenflächen von (leichten) Dächern etwa 120°C erreichen, wenn eine Schwarzdeckung vorliegt. Bei Massivdächern wird man etwa 90°C, bei Massivwänden etwa 70°C als größte Änderung an der Außenfläche einschätzen können. Mit

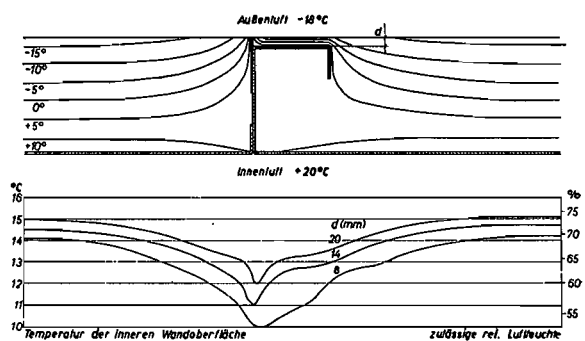


Bild 5: Temperaturverteilung in einer sehr leichten Deckenbauart der Waagner-Biró A. G. aus abgekantetem Aluminiumblech mit Glaswollefüllung zwischen Aluminium-Dachhaut und Aluminium-Untersicht. Darunter der Temperaturverlauf an der Untersicht bei verschiedenen Isolierdicken über der Pfette

Fig. 5: Distribution of temperature in a very light ceiling construction designed by Waagner-Biró AG., of bent aluminium sheet with glass wool filling between aluminium roofing and aluminium intermediate ceiling. Below, temperature curves on the intermediate ceiling at different thickness of insulation above the purlin

zunehmendem Abstand von der Oberfläche werden die Schwankungen kleiner und betragen bei beheizten Gebäuden an der Innenseite der Außenbauteile kaum mehr als 10 bis 15°C.

Je nach der Lage eines Stahlskelettes im Mauerwerk bzw. in der Decke eines Massivbauwerkes ist daher seine Temperaturschwankung verschieden; ein nahe der Außenfläche stehendes Skelett erfährt starke, ein innen stehendes geringe Temperaturänderungen. Dies zu verfolgen ist wichtig, da die Längenänderungen durch Temperaturunterschiede die mögliche Entfernung der Dehnfugen bestimmen, die durch ihre Stützen- und Riegelverdopplungen verteuern.

Das Stahlskelett als ganzes betrachtet ist es sicher am günstigsten, wenn die Wärmedämmung, sei es das Mauerwerk oder eine besondere Wärmedämmschicht, außenseitig des Skelettes liegt. Bei einer Montagetemperatur von 15°C würde sich diese im fertigen beheizten Bauwerk im Winter und auch im Sommer nur wenig ändern und es könnten, wenn genaue Rechnungen über die Temperaturverhältnisse durchgeführt werden, Dehnfugen in der Stahlkonstruktion zur Verbilligung auch bei Gebäuden großer Abmessungen gänzlich entfallen.

Befindet sich die wärmedämmende Schicht innen, wie es bei Verwendung von Holzwolle-

platten oder Kork oder dgl. die Regel ist, so folgt das außenstehende Skelett den äußeren Temperaturänderungen stark und es treten entsprechende Längenänderungen auf, die zur Anordnung verteuender Dehnfugen zwingen.

Als Beispiel wird der im nächsten Punkt erwähnte Stahlskelettbau der Tabakfabrik Linz herangezogen. Das Gebäude ist 227 m lang und durch drei Dehnfugen in vier je rund 57 m lange Baukörper unterteilt. Schätzt man die Temperaturänderung zwischen Winter und Sommer bei einem außenstehenden Skelett ohne äußere Dämmvorkehrungen auf 40°C , so bedeutet dies eine Längenänderung jedes der vier Gebäudeabschnitte um 27 mm, welchen Spielraum die Dehnfuge (natürlich von der Montagetemperatur nach unten und oben zu teilen) freigeben muß. Aber auch bei gedämmtem Skelett sind die Längenänderungen noch beträchtlich. Bei angenommener gleichmäßiger Gebäudetemperatur von $+20^{\circ}\text{C}$ im Sommer (schwerer Massivbau) und angenommener Abkühlung der außerhalb der Korkisolierung stehenden Stützen auf -15°C im Winter ergibt sich zwischen den im beheizten Raum stehenden Innenstützen und den Außenstützen eine Verkürzung der äußeren Reihe gegenüber der innenstehenden je Bauteil um 24 mm.

Die 7-geschossigen vierfeldrigen Rahmen des Fabrikgebäudes haben eine Höhe der Stiele von 24 m. Während die Innenstiele praktisch keine Temperatur- und damit Längenänderung erfahren, wäre bei den Außenstielen eine solche von 10 mm anzunehmen. Der Riegel des obersten Geschosses würde damit z. B. je um diese 10 mm gebogen werden, woraus ganz erhebliche Zusatzspannungen im Vierfeldbalken entstehen, die auf die bekannte Weise des Einflusses von Stützensenkungen berechnet werden können.

Man hat aus Gründen der Tauwasservermeidung bei dem klimatisierten Fabrikgebäude, besonders nahe der Außenfläche liegende Teile des Stahlskelettes geschützt, wie z. B. die äußeren Flansche der Mauerträger, die Korkkappen (siehe später) übergeschoben erhalten.

Betrachtet man die Einzelteile des Skeletts selbst, so erfahren diese durch das Temperaturgefälle in den Außenbauteilen Temperaturunterschiede und dann Temperaturspannungen im Querschnitt. Die elektrische Modellmessung gibt hierfür Unterlagen. Der in Wandmitte stehende, beidseitig durch 6 cm Mauerwerk gedeckte Breitflanschträger IP 18 nach Bild 1b hat (bei 20°C Innenluft- und -10°C Außenlufttemperatur) eine mittlere Temperatur des Innenflansches von $8,2^{\circ}\text{C}$, des Außenflansches von $1,9^{\circ}\text{C}$. Dieser Temperaturunterschied von $10,1^{\circ}\text{C}$ ergäbe bei 24 m Stützenhöhe einen Längenunterschied zwischen Innen- und Außenflansch von 2,9 mm bzw. eine dementspre-

chende Krümmung der Stütze. Durch die Steifknoten in den Stockwerken wird diese Verformung unterdrückt, allerdings wieder unter Auslösung von Zusatzspannungen, die berechnet werden sollten, wobei die gegenläufige Verformung bei stärkerer Erwärmung des Außenflansches im Sommer ebenfalls zu beachten ist.

Die Gegenmaßnahme zeigt das Ergebnis der hierfür durchgeführten Modellmessung nach Bild 1c. Durch die Beilage von 1 cm Dämmplatten beidseitig der Flansche ist der Temperaturunterschied zwischen diesen nur mehr $7,5^{\circ}\text{C}$, gegenüber dem Fall 1b um 25% verringert.

Da die großen Temperaturschwankungen außen stattfinden, folgert die Zweckmäßigkeit, das Skelett innenseitig zu stellen. Ebenso ist, nach dem vorher Gesagten, ein Schutz durch Dämmplatten vorzusehen. Aus Gründen des Körperschallschutzes — das Fachgebiet der Schallschutztechnik im Stahlhochbau ist für eine später folgende Behandlung vorgesehen — wird die allseitige Umhüllung der körperschalleitenden Stahl- oder Stahlbetonstütze empfohlen. Hiedurch werden die Temperaturänderungen und damit die Temperaturspannungen weiter herabgesetzt, insbesondere wenn nichtstationäre Erwärmungen und Abkühlungen betrachtet werden (die bedeutungsvollste nicht stationäre Erwärmung ist der Brandfall, über welchen noch gesprochen wird).

Nach diesen Gesichtspunkten ist bei dem vom Verfasser entwickelten Leichtskelettbau (mittragendes Mauerwerk) die Stütze innenseitig im 25 cm dicken Außenmauerwerk angeordnet wie Bild 6 vom Bau des Hochhauses an der Universitätsbrücke in Innsbruck zeigt. Die Stütze ist weiters allseitig durch 1 cm Holzfaserdämmplatten umhüllt, die den Wärme- und Schallschutz gewährleisten und auch die statische Aufgabe einer Trennung von Skelett (hier aus Stahlbeton) und Mauerwerk haben. Bild 7 zeigt den mit Holzfaserdämmplatten ausgekleideten Stützenschlitz mit eingestellter Stützenbewehrung. Das Füllen des Stützenbetons erfordert lediglich ein Brett als Schalung gemäß Bild 8, das mit Dywidag-Patentklammern an Drähten durch die Stütze gehalten ist. Im Bild 9 ist das Hochhaus gezeigt, bei dem durch Heranziehen des Mauerwerkes zum Mittragen nach dem Leichtskelett-Patent rund ein Drittel an Stahlbewehrung gegenüber einer Ausführung in traditionellem Skelettbau mit Füllmauerwerk erspart werden konnte.

Im Augenblick ist von Interesse, daß die innenseitig gestellten und durch Dämmplatten umhüllten Stützen nur sehr geringe Temperaturschwankungen erfahren. Demzufolge wurden die bei traditioneller Ausführung vorgesehenen Dehnfugen weggelassen und der 46 m lange, zwei abgewinkelte Endtrakte besitzende Bau erfolgreich ohne Dehnfuge er-

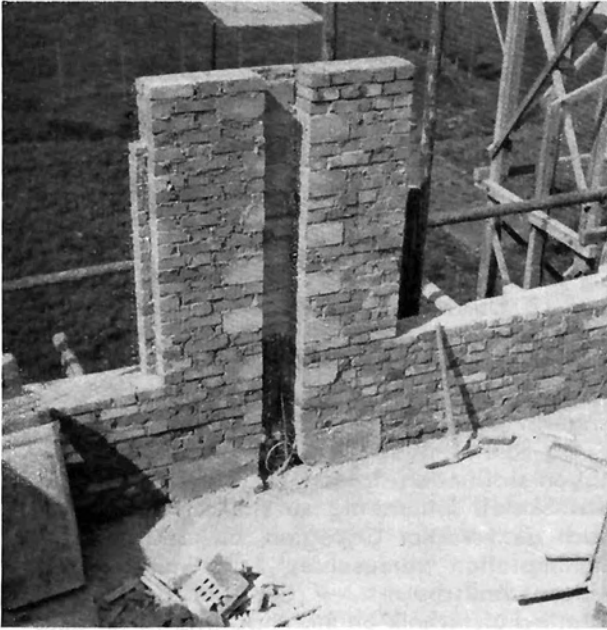


Bild 6: Leichtskelett-Außenwand aus 25 cm Vollziegel-mauerwerk mit innenseitigem Stützenschlitz

Fig. 6: Light skeleton outer wall of 25 cm thick solid brick work with recesses on the inside for supports

bauf. Da das Gebäude ein heftiges Erdbeben der Stärke VI $\frac{1}{2}$ (Mercalli-Sieberg-Skala) erfuhr, ohne daß Rißbildungen auftraten, waren keine Wärmespannungen auszulösen.

Bild 7: Stützenschlitz mit 1 cm Dämmplatten ausgekleidet und eingestellter Stützensbewehrung

Fig. 7: Recesses for supports lined with 1 cm thick insulation slabs and support armoring placed in position



Bild 8: Schalung der Leichtskelettstütze. Dywidag-Klemmen an Drähten durch Stütze

Fig. 8: Boarding of the light skeleton support. Dywidag clamps on wires through the support

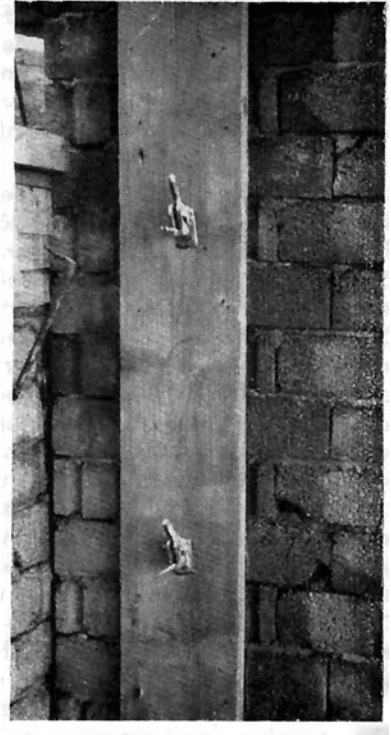


Bild 9: Hochhaus Universitätsbrücke Innsbruck in Leichtskelettbau. Stahlersparnis rund ein Drittel

Fig. 9: Multi storey building, University Bridge, Innsbruck, in light skeleton construction. For this design only 2/3 of the normal steel quantity were required



Das Leichtskelettverfahren wurde auch in Zusammenarbeit mit der Waagner-Biró A. G. Wien für die Ausführung in Stahlskelett bearbeitet, doch ist eine Ausführung in Stahl trotz wesentlich geringeren Stahlverbrauches (Leichtskelett rund 6 kg Stahl je m³ umbauten Raum gegenüber rund 18 kg Stahl je m³ umbauten Raum bei traditionellem Skelettbau) bisher nicht erfolgt. Bild 10 zeigt die Stützen in Außen- und Mittelmauern mit Einzelheiten und den allseitigen Umhüllungen.

b) Temperaturen im Brandfall

Die Wärmeausdehnung durch Brandtemperaturen ist wohl eines der schwierigsten Hemmnisse einer Verbreitung des Stahles im Hochbau, übertroffen nur noch von der Eigenschaft des Festigkeitsverlustes des Stahles bei solchen Temperaturen. Diesen Fragen muß also die größtmögliche Aufmerksamkeit geschenkt werden. Während die Feuersicherheit im letzten Abschnitt besprochen wird, ist über die rechnermäßig anzunehmenden Temperaturen für Aufnahme der Wärmeausdehnung bei Brand jetzt einiges auszuführen. Es kann vorweggenommen werden, daß die zur Verfügung stehenden Unterlagen angesichts der Bedeutung der Frage überraschend gering sind.

Es ist selbstverständlich, daß die Forderung z. B. nach DIN 4102, daß beim Brandversuch nach 1½ Stunden („feuerbeständig“) bzw. nach 3 Stunden („hochfeuerbeständig“) die Temperatur der Stahlbauteile nicht mehr als 250°C, die der Stahlstützen nicht mehr als 350°C betragen darf, von der Sicherheit der Tragfähigkeit der Stahlbauteile bestimmt ist und nicht als Berechnungsgrundlage für die Wärmeausdehnung bei Brand gelten kann. In der Schweiz ist die Grenztemperatur durch einen Sicherheitsfaktor von 1,5 bei $350/1,5 = 250^\circ\text{C}$. Bei Temperaturerhöhung von 20°C auf 250°C

würde beispielsweise der 57 m lange Abschnitt zwischen den Dehnfugen des schon erwähnten Industriebaues der Tabakfabrik Linz eine Verlängerung von 160 mm erfahren bzw. die Höhe um 66 mm wachsen. Bei Temperaturerhöhung von 20 auf 350°C wären es sogar 226 mm bzw. 95 mm. Da selbstverständlich nicht eine gleichmäßige Erwärmung des ganzen Gebäudes eintreten wird, sondern nur z. B. einige Stockwerke vom Brand erfaßt werden können, während in anderen die Normaltemperatur herrscht, ist ersichtlich, daß die gegenseitige Längenänderung der Stützenreihen von 160 mm oder die Höhenänderung von 66 mm zu Zerstörungen des Zusammenhaltes im Bauwerk führen müßte, zumindest zu Verformungen, welche seine weitere Verwendbarkeit ohne kostspielige Wiederherstellung ausschließen.

Tatsächlich sind die im Skelett im Durchschnitt erreichten Temperaturen wegen des Wärmeschutzes und der Wärmespeicherung der Bauteile und der ungleichmäßigen Brandtemperaturen wesentlich niedriger. Die theoretische Erfassung der in einem ummantelten Profil bei Brand auftretenden Steigerung der Temperatur ist sehr schwierig, da sich die Wärmeleitfähigkeit der Umhüllung und ihre spezifische Wärme mit der Temperatur erhöht. Noch unberechenbarer ist der sehr wesentliche Einfluß, nämlich die günstig wirkende Verdampfungswärme des in den Baustoffen enthaltenen Wassers.

In den Bildern 11 und 12 sind die bei Brandversuchen aufgetretenen Temperaturen ersichtlich.

Für Vergleiche sind in Tafel 1 die Temperaturen an der Rückseite verschiedener Platten aus Brandversuchen der EMPA (veröffentlicht in Heft 15 des Schweizer Stahlbauverbandes) angegeben:

Tafel 1
Ergebnisse von EMPA-Brandversuchen (Auszug)

Probe	Rückseite während des Brandes		Eignung nach EMPA
	Zeit (min)	Temp. ° (C)	
60 mm stehende, gelochte Normalziegel, 20-mm-Verputz .	90	98	feuerbeständig
50-mm-Betonplatte, drahtnetzarmiert	95	259	feuerhemmend
80-mm-Betonplatte, drahtnetzarmiert	95	106	feuerbeständig
30-mm-Asbestspritzputz, 620 kg/m ³ , Haftungshilfe durch Bandstahl	90	101	feuerbeständig

Die Bemühungen müssen meines Erachtens darauf gerichtet sein, durch zweckmäßige wärmeschutztechnische Ausbildung der Stahlbauten, das heißt der Ummantelungen, Anordnung der Profile in den Mauern bzw. Decken und

dgl. zu sichern, daß die Stahltragteile bei Brand nicht mehr als 100°C warm werden. Die Wärmeausdehnung ist dann mit $100 - 20 = 80^\circ\text{C}$ Temperaturänderung zu berücksichtigen und rund doppelt so groß als sie durch die

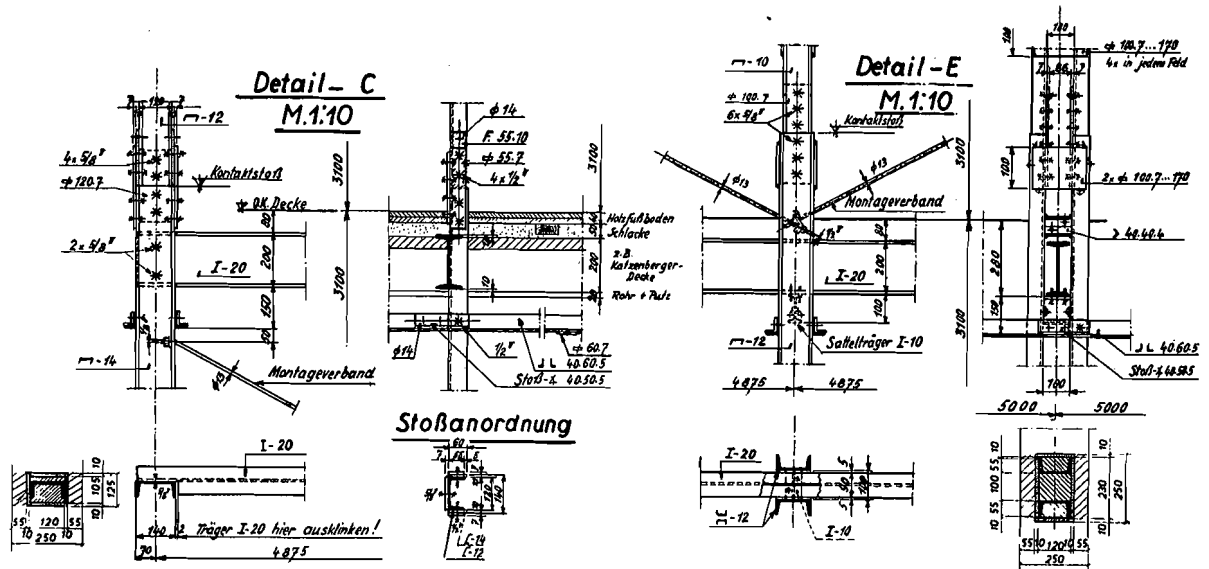


Bild 10: Details des Leichtskelettverfahrens in der Ausführung für Stahlskelettbau

Fig. 10: Details of the light skeleton design for steel frame constructions

klimatischen Bedingungen bei gutem Wärmeschutz gegeben ist (etwa 40°C Temperaturänderung). Die daraus entstehenden Verformungen können in wirtschaftlicher Weise aufgenommen werden.

Um Mißverständnissen vorzubeugen, sei festgehalten, daß durch diesen Vorschlag nicht etwa die bestehenden Normen und Vorschriften hinsichtlich der Begriffe feuerbeständig usw. einer Kritik unterzogen werden sollten. Diese, für die Tragfähigkeit der einzelnen Stahlbauteile erforderlichen Bestimmungen bleiben unberührt.

Abschließend wird noch bemerkt, daß die Wärmedehnzahl des Stahles für die inter-

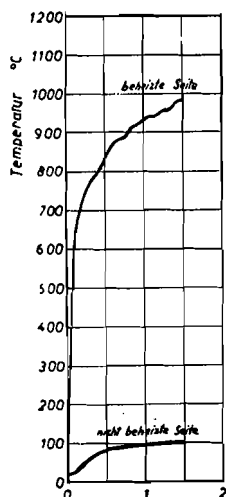
essierenden Temperaturen mit der üblichen Zahl von 0,000012 je 1°C Temperaturänderung eingesetzt werden kann. Hiezu ist in Bild 13 eine kürzliche Messung der Physikalisch-technischen Versuchsanstalt für Wärme- und Schalltechnik in Wien an Torstahlstäben (Torstahl 40) gezeigt.

Prof. Dr. M. Roš, Zürich, hat für hohe Temperaturen eine Zunahme der Wärmeausdehnung festgestellt, gemäß Tafel 2, die gegebenenfalls zu berücksichtigen ist.

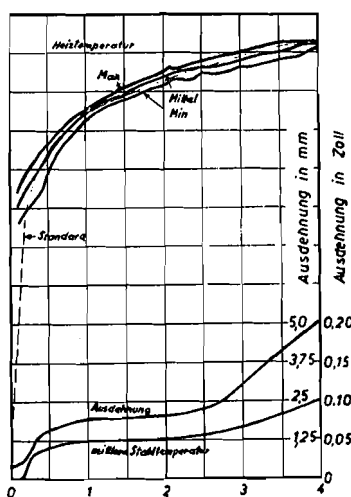
Für die praktische Durchführbarkeit einer Begrenzung der Temperaturerhöhung des Stahles auch im Brandfall auf 100°C geben die Brandversuche Auskunft, die z. B. im schon

Brandversuche

a: 3 cm Asbestspritzputz auf 12 cm Stahlplatte



b: 2 Zoll Limpet-Asbestputz auf Stahlsäule



c: 1 Zoll Limpet-Asbestputz auf Stahlbetondecke

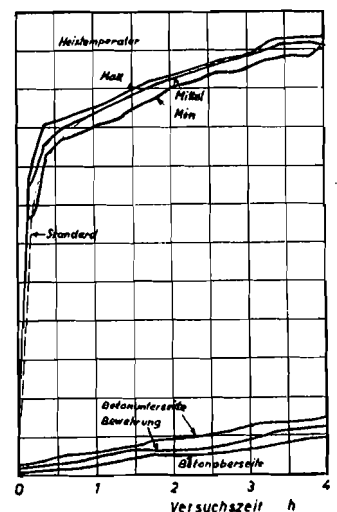


Bild 11: Brandversuche mit Asbestspritzputz an Stahlplatte, Stahlsäule und Stahlbetondecke

Fig. 11: Fire tests with rough cast asbestos spray on steel plate, steel column and reinforced concrete steel ceiling

erwähnten Heft 15 beschrieben sind. Die laut Tafel 1 dazu erforderliche dickere Betonumhüllung von gegen 80 mm Dicke erscheint bei Stützen ausführbar, bei Deckenträgern wäre sie unwirtschaftlich, da gewichtsmäßig stärker belastend.

Tafel 2
Wärmeausdehnung von Stahl (nach M. Roß)

Temperaturbereich (°C)	Mittlere Wärmedehnzahl
0—100	0,000120
100—200	128
200—300	136
300—400	144
400—500	152
500—600	160
600—700	155
700—800	150

In diesem Zusammenhang sei auf die neuen „Preflex“-Träger als Deckenträger hingewiesen, bei denen die Betonumhüllung des Trägerunterflansches statische Wirkung hat und damit eine brandtechnisch wertvolle Bondstärke vorteilhafterweise und wirtschaftlich entsteht. Der Verfasser konnte die Herstellung und Verwendung der Preflex-Träger in Brüssel studieren. Der Träger, vornehmlich Breitflansch, wird vom Stahlwerk mit einer berechneten Krümmung nach oben angeliefert. Durch das

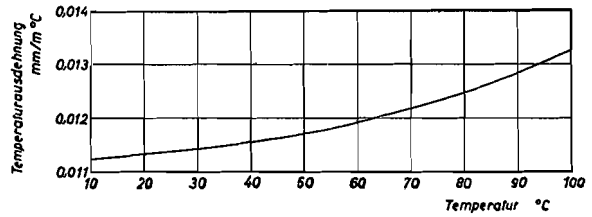


Bild 13: Temperatureausdehnung von Torstahl 40 in Abhängigkeit von der Temperatur

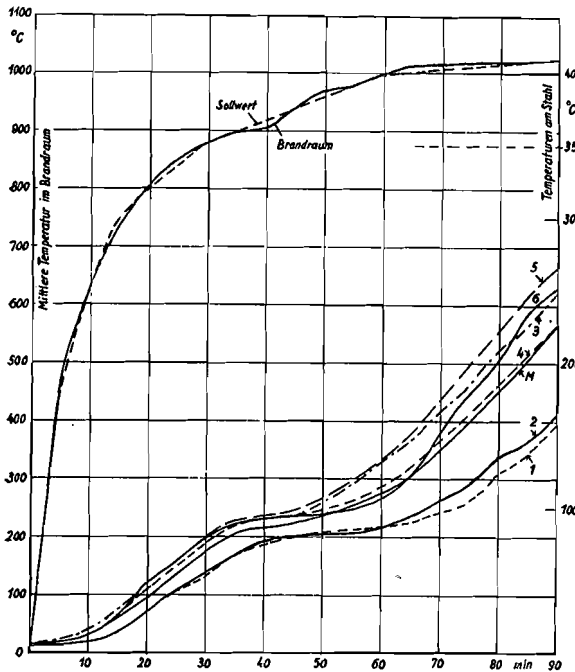
Fig. 13: Heat expansion of Tor-steel 40 depending on the temperature

Werk wird er sodann einer Vordurchbiegung — etwa mit einer Belastung entsprechend der im Bauwerk später entstehenden — unterworfen. Der so gerade gestreckte Träger hat im Unterflansch vollen Zug, im Oberflansch vollen Druck (das heißt es ergibt sich eine Prüfung auf Fehlerfreiheit im Material). Der gezogene Unterflansch wird nun einbetoniert gemäß Bild 14, wobei durch an den Träger geschweißte Bügel und Haken ein fester Verbund von Stahl und Beton (der auch eine Längsbewehrung erhält) herbeigeführt wird. Wenn der Beton erhärtet ist, wird die Vordurchbiegung aufgehoben, der Träger biegt sich um etwa den halben früheren Pfeil nach oben und die Einbetonierung des Unterflansches bekommt starken Druck. Wird nun der an die Baustelle

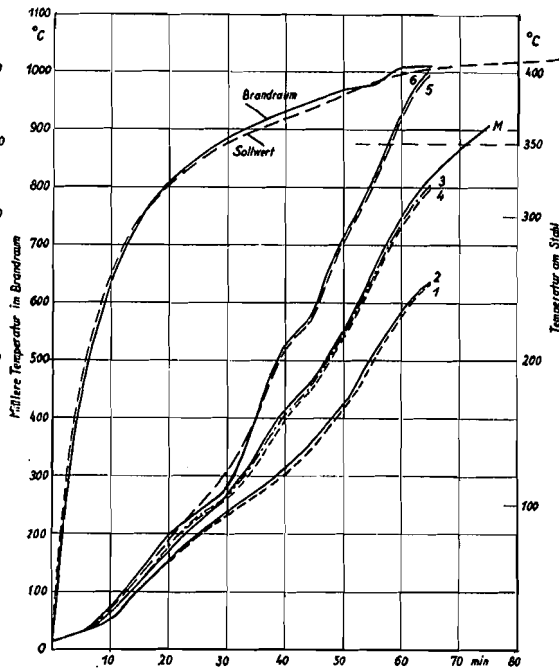
Bild 12: Brandversuche mit Asbestspritzputz an Stahlträger

Fig. 12: Fire tests with rough cast asbestos spray on steel girders

Nordosbest Stütze Nr. 1
35 mm Limpetspritzasbest auf Träger IP 20
Temperaturverlauf während des Brandversuches
Belastung 65 t
1...6 Meßstellen M=Mittelwert



Nordosbest Stütze Nr. 4
20 mm Limpetspritzasbest auf Träger I P 20
Temperaturverlauf während des Brandversuches
Belastung 65 t
1...6 Meßstellen M=Mittelwert



gelieferte und dort eingebaute Träger durch die Nutzlast belastet, so biegt er sich um den erwähnten halben Pfeil zu einer geraden Form durch, wobei zweierlei Wesentliches des Preflex-Verfahrens ersichtlich wird. Erstens ist die Spannungsänderung unter Schwankung der Nutzlast nur ein Bruchteil, z. B. die Hälfte der sonst beim nackten Träger eintretenden, woraus eine kleinere Ermüdungsbeanspruchung und damit eine höhere zulässige Stahlbeanspruchung im Preflex-Träger folgert. Zweitens, und das ist hier das bedeutende, steht der Beton um den Unterflansch bei praktischer Nutzlast unter Druck, woraus eine feuerschutztechnisch wichtige Rissfreiheit folgt.

Es ist bekannt, daß die Wärmedehnzahl von Stahl 0,000012 ähnlich der des Betons ist (meist wird 0,000010 verwendet), wodurch der Verbund von Stahl und Beton beschränkten Temperaturänderungen gewachsen ist. Bei Brand würde durch die höhere Dehnzahl des Stahles bei höheren Temperaturen nach Roß (Tafel 2) der Unterschied in den Dehnzahlen zwischen Stahl und Beton noch etwas zunehmen.

Wesentlich bedeutungsvoller kann jedoch eine Erscheinung sein, welche durch Messungen der Versuchsanstalt für Wärme- und Schalltechnik an Betonprismen ($8 \times 9 \times 50$ cm) erhalten wurden, deren Ergebnisse in Bild 15 dargestellt sind.

Man sieht, daß bei den Erwärmungen im niedrigeren Temperaturbereich die (scheinbare) Wärmedehnzahl nur 0,000008 bis 0,000009 ist, offensichtlich bedingt durch überlagertes Schwinden des (durchaus abgeundenen, also alten) Betons beim „Austrocknen“ durch die Erwärmung.

Der Unterschied in der Wärmedehnzahl zwischen Stahl und der scheinbaren von Beton ist daher in diesem Bereich bereits 50% und dies erklärt meines Erachtens das häufige Auftreten von zerstörenden Rissen bei Bränden und Brandversuchen (vgl. auch die schon erwähnten Mitteilungen, Heft 15) in Betonumhüllungen.

So wird z. B. Rabitznetz wegen seiner Nachgiebigkeit zum Schutz von Beton- und Zementputz gegen Abspringen bei Brand für besser erachtet als Streckmetall, da letzteres sprengend wirkt.

Der Preflex-Träger mit dem unter praktischer Nutzlast unter Druck stehenden Beton des Untergurtes verhält sich dieser Beanspruchung gegenüber naturgemäß unempfindlich. Einer durch die verschiedene Wärmedehnung von Stahl und Beton gegebenen Tendenz zur Bildung von Rissen im Beton wirkt der Druck in ihm entgegen, so daß der Beton rissfrei bleiben wird und so den vollen Feuerschutz (und Rostschutz gegenüber Löschwasser) gibt.

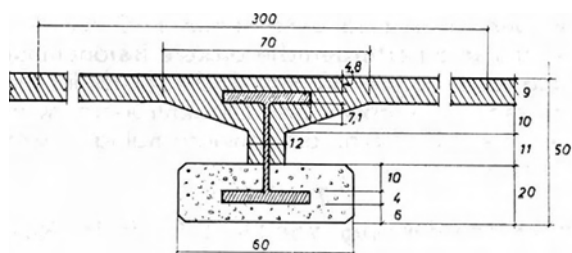


Bild 14: Preflex-Träger als Deckenträger

Fig. 14: Preflex-girder as ceiling beam

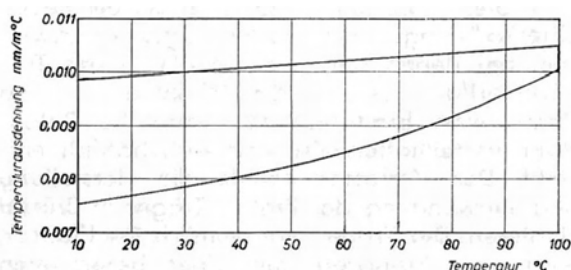
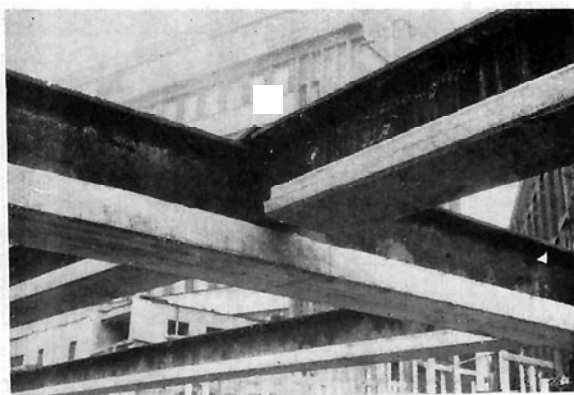


Bild 15: Temperaturausdehnung gemessen an Betonprismen. Die untere Kurve gilt nur für die erste Aufheizung. Für alle folgenden Temperaturschwankungen gilt die obere Kurve

Fig. 15: Heat expansion measured on concrete prisms. The lower curve applies to the first heating only. To all following temperature fluctuations the upper curve is applicable

Bild 16: Vorgespannte „Preflex“-Unterzüge und -Deckenträger vor Einbringen des Baustellenbetons der Decke

Fig. 16: Pre-stressed Preflex lower chords and -ceiling beams before concreting the ceiling



Der vorgespannte Stahlbetonträger ist im Hinblick auf Rissfreiheit des Betons bei Brand ähnlich zu werten. Der neue Preflex-Träger ist aber durch die ungleich größere Dicke des Betons um den Zuggurt feuersicherer. Während z. B. in einem praktischen Fall das Trägerprofil D. I. R. 36 (Grey) unterhalb des Zugflansches 6 cm, oberhalb desselben 10 cm und seitlich 13,5 cm dicke Deckung durch bewehrten und verbügelten Beton besitzt, ist die Betondeckung über den Vorspanndrähten meist nur ein Bruchteil davon, z. B. 1,5 bis 2 cm. Welcher Unterschied dadurch gegenüber dem Erhitzen des Stahles zwischen Preflex-Träger und Spannbeton besteht, ist nach dem im vorangegangenen Punkt Gesagten offenkundig. Es kommt noch dazu, daß durch die um das 30-fache größere Wärmeleitung im Stahlträger gegenüber dem Betonträger eine starke Wärmeabfuhr in den Oberflansch und den Druckbeton stattfindet, welche den Zuggurt kühlt, während beim Betonträger die Wärmeabfuhr geringer ist.

Bei Besichtigungen von Baustellen in Brüssel wurde die Verwendung von Preflex-Trägern in Fabrikhallen, Garagen u. dgl. gezeigt, die überraschende Stützenfreiheit aufweisen. Bild 16 vermittelt einen Eindruck und zugleich den Unterschied der Feuersicherheit durch die 6 bis 10 cm dicke Deckung mit unter Druckspannung stehendem verbügeltem Beton gegenüber einer Deckung durch lediglich 3 cm Putz gemäß DIN 4102 als die bisher übliche Ausführung. Da die wuchtige Form des statisch genutzten Betons des Zuggurtes die Temperaturerhöhung des Stahlprofils bei Brand begrenzt, ist der statische Entwurf zur Aufnahme der Wärmeausdehnung bei Brandbeanspruchung gegenüber dem bisherigen Normalfall des schwach geschützten Trägers wesentlich günstiger. Das Preflex-Verfahren gibt sonach wärmetechnisch vorteilhafte neue Eigenschaften für den Stahlhochbau, weshalb es hier zu behandeln war.

4. Rostgefahr durch Tauwasser

Schon im Abschnitt „Vermeidung von Kältebrücken“ war auf die Notwendigkeit aufmerksam gemacht worden, durch genügende Wärmedämmung auch an den Stellen der Stahlprofile die Bildung von Tauwasser an den Innenflächen der Außenbauteile zu vermeiden. Das anderenfalls auftretende Tauwasser kann eine erhebliche Durchnässung des Bauteiles hervorrufen und damit Anlaß zu Rosten des Stahles sein.

Die Folienmodelle geben, wie schon erwähnt, die Möglichkeit, den Temperaturverlauf im Inneren einer Wand und an ihrer Oberfläche auch an den Stellen mit eingesetzten Profilen genau zu ermitteln (während rechnerische Lösungsversuche nicht zum Ziel führen).

Das in Bild 1a im Schnitt gezeigte Außenmauerwerk von 30 cm Dicke (Wärmeleitzahl

0,65 kcal/mh°C) gibt bei -10°C Außenlufttemperatur und $+20^{\circ}\text{C}$ Innenlufttemperatur Tauwasserfreiheit bis zu einer relativen Luftfeuchte im Inneren von 65%. Bei eingestelltem Stahlprofil IP 18 gemäß Bild 1b ist die Temperatur an der inneren Oberfläche nicht mehr gleichmäßig $13,2^{\circ}\text{C}$, sondern sinkt in Nähe des Profils bis auf $12,8^{\circ}\text{C}$ ab. Dort ist die Tauwasserfreiheit bei einer Luftfeuchte bis 63% gegeben. Ist die relative Luftfeuchte höher als diese Werte, so schlägt sich Tauwasser nieder und wird vom Putz bzw. vom Mauerwerk aufgesogen.

Es können so erhebliche Wassermengen in die Gegend des Stahlprofils gelangen und dessen Rosten an ungeschützten Stellen bewirken. Nimmt man beispielsweise an, daß im Inneren des Gebäudes (klimatisierter Fabriksraum) eine erhöhte Luftfeuchte von 85% bei 20°C herrscht, dann ergibt eine genauere wärmeschutz- und dampftechnische Berechnung, daß sich je m^2 Oberfläche in der Gegend der Stütze stündlich 60 g Wasser niederschlagen. Bei durchaus vorkommenden Kälteperioden von 1 Monat mit -10°C Außenlufttemperatur sind dies 43 kg Wasser je m^2 Wandfläche.

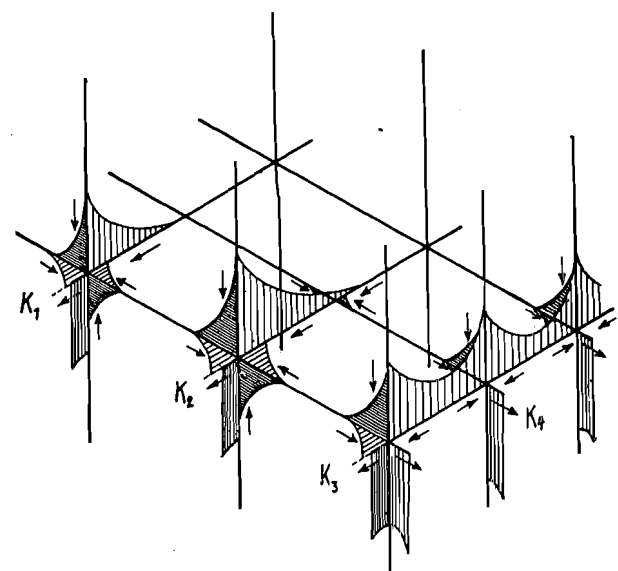
Nach Messungen der Versuchsanstalt für Wärme- und Schalltechnik kann die maximale Wasseraufnahmefähigkeit der Baustoffe bei Wasserlagerung etwa durch folgende Gleichung 1 ausgedrückt werden:

$$G = \frac{77}{R} - 29 \text{ (Gew.-%)} \quad \dots \dots (1)$$

R = Raumgewicht des Materials in t/m^3

Bild 17: Temperaturverteilung und Wärmebewegung im Stahlskelett

Fig. 17: Distribution of temperature and thermal circulation in steel frame structures



Für Ziegelmauerwerk $R = 1700 \text{ kg/m}^3$ eingesetzt ergibt sich die maximale Wasseraufnahmefähigkeit von 16 Gew. %. Das 30 cm dicke Mauerwerk kann demnach je m^2 maximal 82 kg Wasser aufnehmen. Die vorhin errechnete Tauwassermenge von 43 kg je m^2 und Monat würde sonach eine relative Sättigung von 52% darstellen. In der Praxis wird wegen der Wasserabgabe des Mauerwerkes nach außen dieser hohe Sättigungsgrad nicht auftreten, insbesondere weil dem porigen Ziegel die günstige Eigenschaft kapillarer Leitung innewohnt. Wenn aber diese Feuchtigkeitsabfuhr durch äußere Sperren wie Klinkerverkleidung, dichten Zementputz, Eisbildung unterbunden ist, muß mit Bau- und Rostschäden gerechnet werden. Diese Gefahr ist bei Betonummantelungen in vergrößertem Maß gegeben. Die höhere Wärmeleitzahl des Betons (rund doppelt so groß als von Ziegelmauerwerk) bedingt niedrigere Innenoberflächentemperatur und damit gesteigerte Tauwasserausscheidung. Andererseits ist die maximale Wasseraufnahmefähigkeit des dichten Kiesbetons nach Gl. 1 geringer (bei $2,4 \text{ t/m}^3$ 3 Gew. %). Und schließlich verhindert die geringe Kapillarität des Kiesbetons den Wassertransport nach außen. Es ist somit zu folgern, daß gerade bei Betonummantelungen von Stahlskeletten durch genügende Wärmedämmung jeder Tauwasserniederschlag mit Sicherheit verhindert werden muß.

Großen Aufwand an wärmeschutztechnischer Rechenarbeit erfordert die Lösung der Aufgabe, die erforderliche Wärmedämmung eines Stahlskelett-Hochbaues zu bemessen (besonders wenn es sich um einen Bau mit erhöhter Raumluftfeuchte handelt). Das außenstehende Stahlskelett leitet Kälte in die nach innen führenden Riegel und Deckenträger und diese müssen gegen Tauwasserbildung wärmedämmt sein.

In Bild 17 ist die grundsätzliche Temperaturverteilung am Stabwerk eines Skelettbaues gezeigt. Die Pfeile deuten an, wie die vom Trägernetz entsprechend der Temperaturverteilung aufgenommenen Wärmemengen zu den Knoten K_1, \dots, K_4 in den Außenwänden zuströmen und dort durch die nach außen

Bild 19: Stahlskelett der Tabakfabrik Linz — I Hauptgesims und Dach. II Außenmauer und Gewölbedecke. III Fenstersturz und Sohlbank

a) Stütze, b) Unterzug, c) Winkeleisenstück, d) äußerer Mauerträger, e) Korkkappe, f) Deckenträger

Fig. 19: Steel skeleton of the tobacco factory at Linz — I. main entablature and roof, II. outer wall and arch ceiling, III. window arch and window sill

a) support, b) lower chord, c) angle iron piece, d) outer wall girder, e) cork cap, f) ceiling beam

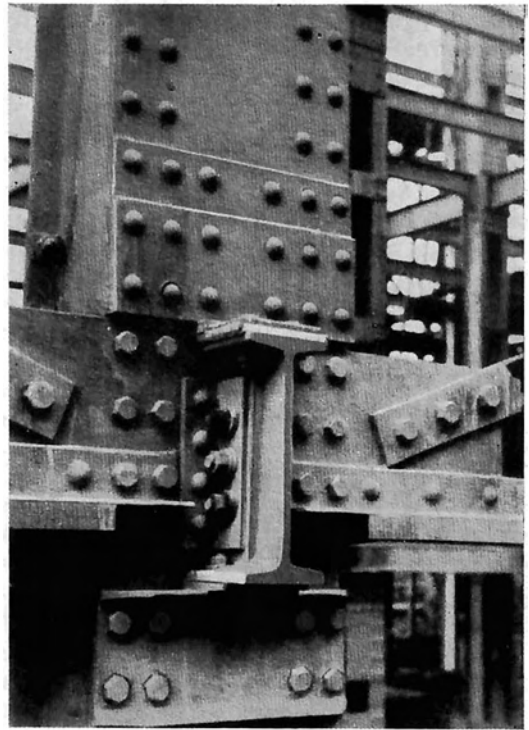
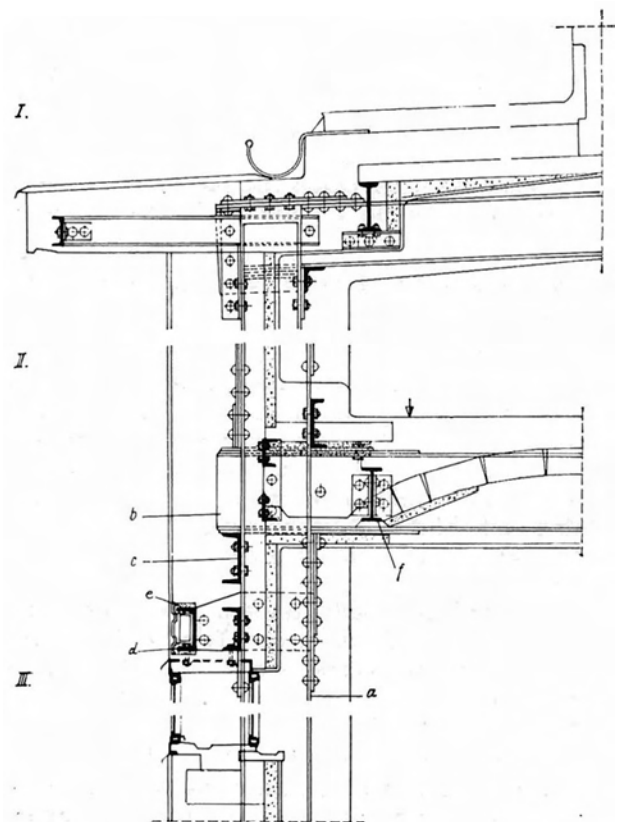


Bild 18: Ausbildung eines äußeren Knotenpunktes im Stahlskelett der Tabakfabrik, Linz in Ansicht von außen.

Fig. 18: Design of an outer connection joint in the steel skeleton of tobacco factory at Linz, view from outside



reichenden Riegelköpfe, Mauerträger, Einspannwinkel abgegeben werden. Bild 18 zeigt einen derartigen Knotenpunkt und zwar vom Stahlskelett der schon erwähnten Tabakfabrik in Linz in Ansicht von außen.

Es wäre ungünstig, die Aufgabe unter Vereinfachung der Rechnung dadurch lösen zu wollen, daß die ins Gebäudeinnere verlaufenden Träger, aber auch die Dach- und Deckenkonstruktionen dick gedämmt werden. Gerade dadurch würde man die Fortleitung der kalten Temperatur weit ins Gebäudeinnere bewirken und die Korkdämmung würde unnötig umfangreich und teuer werden, ganz abgesehen davon, daß die Temperaturverteilung zu vermehrten Wärmespannungen im Skelett führen würde.

Die Dämmdicke der Träger, der Dachplatte, der Deckengewölbe muß also nach innen abnehmend ausgeführt werden, wie Bild 19 vom Stahlskelett mit seiner Dämmung vom Tabakfabriksbau zeigt.

Die Ableitungen nehmen rasch an Schwierigkeit zu, wie in Bild 20 an zwei Fällen gezeigt ist.

Der erste Fall ist der ungedämmte oder der gleichmäßig gedämmte Träger unendlicher Länge (Bild 20 links).

Der Wärmestrom (kcal/h°C) am Trägeranfang ist

$$Q_0 = 1^0 \cdot \lambda \cdot F \cdot m$$

Die Temperaturverteilung ist

$$T_x = T_0 \cdot e^{-m \cdot x}$$

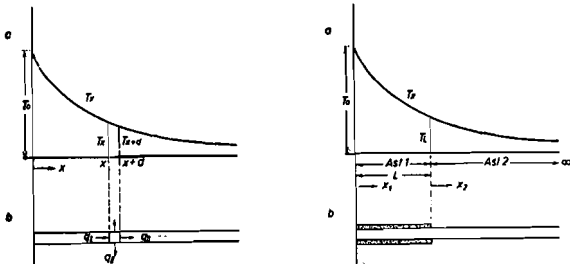
worin

$$m = \sqrt{\frac{\alpha U}{\lambda F}} \text{ (ungedämmter Träger) bzw. } m = \sqrt{\frac{k U}{\lambda F}} \text{ (gleichmäßig gedämmter Träger)}$$

(Wegen der übrigen Bezeichnungen, soweit sie nicht als üblich verständlich erscheinen, siehe die Arbeit Wärmebewegung im Stahlskelettbau¹⁾).

Bild 20: Ungedämmter oder gleichmäßig gedämmter Träger unendlicher Länge (links) und auf die Länge L gleichmäßig gedämmter Träger unendlicher Länge (rechts)

Fig. 20: Non-insulated or evenly insulated girder of infinite length (left), and for length "L" evenly insulated girder of infinite length (right)



¹⁾ F. Bruckmayer: „Wärmebewegung im Stahlskelettbau.“ Veröffentlichungen aus dem Technologischen Gewerbemuseum in Wien, Bd. 3 (1949), S. 18—28.

Beim auf die Länge L gleichmäßig gedämmten Träger unendlicher Länge (Bild 20 rechts) lauten die Gleichungen wie folgt:

$$Q_0 = \frac{1^0 \lambda \cdot F \cdot m_2}{\cosh(m_1 L) + \sqrt{\frac{\alpha}{\lambda}} \cdot \sinh(m_1 L)}$$

$$\text{Ast 1: } T_{x_1} = C_1 e^{m_1 x_1} + C_2 e^{-m_1 x_1}$$

$$\text{Ast 2: } T_{x_2} = T_L e^{-m_2 x_2}$$

worin

$$m_1 = \sqrt{\frac{k U}{\lambda F}}, m_2 = \sqrt{\frac{\alpha U}{\lambda F}} \text{ und}$$

$$C_1 = \frac{T_0}{2} \frac{(1 - \sqrt{\frac{\alpha}{k}}) e^{m_1 L}}{\cosh(m_1 L) + \sqrt{\frac{\alpha}{k}} \cdot \sinh(m_1 L)}$$

$$C_2 = \frac{T_0}{2} \frac{(1 + \sqrt{\frac{\alpha}{k}}) e^{m_1 L}}{\cosh(m_1 L) + \sqrt{\frac{\alpha}{k}} \cdot \sinh(m_1 L)}$$

$$T_L = \frac{T_0}{\cosh(m_1 L) + \sqrt{\frac{\alpha}{k}} \cdot \sinh(m_1 L)}$$

Die Rechenarbeit wird weiter verwickelter, wenn die Temperaturkurve in den Bereich von Querträgern reicht, da diese dann ebenfalls Wärme einziehen und allenfalls gedämmt werden müssen. Für diese Fälle und für die Heranziehung der Methode der elektrischen Bilder aus der Potentialtheorie zur Ermittlung des Wärmeverlustes aus den Riegelköpfen usw. wird auf die Originalarbeit verwiesen. Es soll nur noch erwähnt werden, daß man nach Entwicklung des Verfassers zur Rechenvereinfachung teilweise die Trägerformeln für die Berechnung von Querkraft und Biegemoment heranziehen kann, um die im Querschnitt strömende Wärmemenge und die Temperaturverteilung über die Trägerlänge zu erhalten. Es ergeben sich die folgenden Regeln:

Zur Bestimmung der Veränderung (gegenüber Randwert am Trägeranfang q_0) des Wärmeflusses q_x im Träger ermittelt man eine gleiche Kurve wie die Querkraftverteilung, wobei als Belastung die abgegebene (eingezogene) Wärme q_1, Q_n zu setzen ist:

$$q_x = q_0 - \int_0^x q_1 \cdot dx - \sum_0^n Q_n$$

Zur Bestimmung der Veränderung (gegenüber Randwert am Trägeranfang T_0) der Temperaturverteilung T_x über die Trägerlänge x ermittelt man eine gleiche Kurve wie die Momentenverteilung, wobei als Belastung die abgegebene (eingezogene) Wärme q_1

Q_n , geteilt durch die Leitfähigkeit — λF des Trägerquerschnittes zu setzen ist:

$$T_x = T_0 - \frac{1}{\lambda F} \left[\int_{\xi=0}^{\xi=x} q_1 \cdot d\xi (x-\xi) + \sum_0^x Q_n (x-p_n) \right]$$

Ferner ist

$$\frac{d^2 T_x}{dx^2} = - \frac{1}{\lambda F} \frac{dq_x}{dx} = - \frac{1}{\lambda F} q_1$$

Bild 21 zeigt die Dämmung der Querriegel, der äußersten Längsträger des Ziegelgewölbes und des Außenmauerwerkes mit Kork, die der Stützen mit Zellenbeton 350 kg/m³ vom Bau der Tabakfabrik Linz²⁾.

Abschließend sei zu diesem Punkt festgehalten, daß der aus dem Gesichtspunkt des Feuerschutzes allenfalls mögliche Verzicht auf Ummantelung der Stützen an der Außenseite eines Gebäudes wärmeschutztechnisch nachteilig wäre.

5. Rostgefahr durch Dampfdiffusion

Die Anwendung der Dampfdiffusionstechnik als eines jungen Zweiges der Wärmeschutztechnik auf die Probleme der Rostsicherheit der Stahlbauten erscheint erfolgversprechend. Es dürfte dadurch manche unerwartete Rosterscheinung geklärt werden, die trotz voller Ummantelung und dichten Abschlusses des Stahlprofils auftrat.

Auch hier leistet das elektrische Folienmodell fallweise unersetzliche Dienste. W. F. Cammerer hat gezeigt³⁾, daß es auch zur Lösung dampfdiffusionstechnischer Aufgaben geeignet ist (es ist überhaupt allgemein für alle Aufgaben verwendbar, bei denen in einer Ebene Stoffbewegung unter einem dem Abstand proportionalen Spannungsgefälle verfolgt werden soll.⁴⁾)

Als Anwendungsbeispiel sei wieder das in 30 cm Mauerwerk stehende IP 18 herangezogen (Bild 1b). Ähnlich wie unter dem Temperaturgefälle von +20°C auf -10°C ein Wärmedurchgang durch die Außenwand auftritt, besteht auch ein Durchgang von Wasserdampf unter dem Dampfdruckgefälle zwischen innen und außen. Der Wasserdampftransport wird umso größer je wärmer und feuchter die Innenraumluft ist.

²⁾ Der Verfasser führte gemeinsam mit Herrn Prof. Dr. Ing. Erich Honigmann die einschlägigen Begutachtungen für den Neubau der Tabakfabrik in Linz aus.

³⁾ W. F. Cammerer: „Die Untersuchung von Diffusionsvorgängen in Kühlraumwandungen mit Hilfe elektrischer Modellversuche.“ Kältetechnik, Bd. 3 (1951), H. 8, S. 197—200.

⁴⁾ Z. B. Grundwasserströmung unter Druckgefälle. Vergleiche dazu F. Bruckmayer: „Über elektrische Modellversuche.“ Allgemeine Wärmetechnik, Jahrgang 4 (1953), H. 4, S. 79—85.



Bild 21: Dämmung der Unterzüge, des äußersten Längsträgers, des Ziegelgewölbes und des Außenmauerwerkes mit Kork, der Stützen mit Zellenbeton, vom Bau der Tabakfabrik Linz

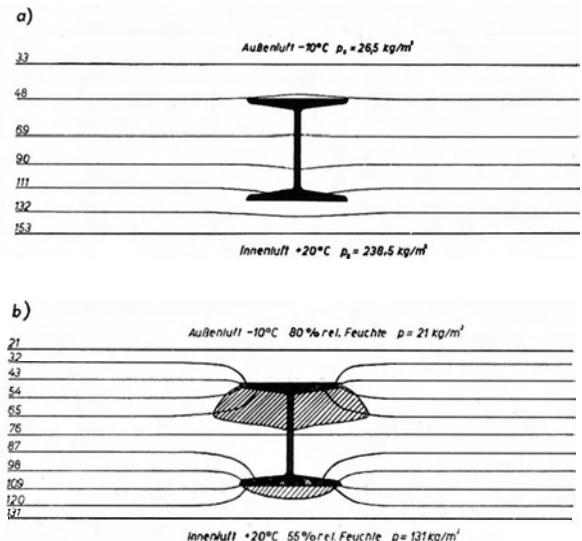
Fig. 21: Insulation with cork of the lower chords, the outermost longitudinal girders, the brick arch and of the outer brick work; insulation of the supports with cellular concrete. These details are taken from the tobacco factory at Linz

Bild 22:

- a) Verteilung des Sättigungsdruckes des Wasserdampfes im Mauerwerk mit eingestelltem IP-18-Träger
- b) Verteilung des Dampfdruckes und Gebiete der Kondensation (schraffiert) im obgenannten Mauerwerk

Fig. 22:

- a) Distribution of the saturation pressure of steam in the masonry with girder IP 18 placed in position
- b) Distribution of steam pressure and areas of condensation (shaded) in a. m. masonry



Es besteht nun für jede Stelle in der Wand zu der dort herrschenden Temperatur ein höchstmöglicher Wasserdampfdruck p_s , der sogenannte Sättigungsdruck. In Bild 22a ist die Verteilung des Sättigungsdruckes dargestellt, gezeichnet aus der im Folienmodell nach Bild 1b gemessenen Temperaturverteilung.

Das Dampfdruckgefälle zwischen innen und außen ist für innen 20°C und 55% relative Feuchte und außen -10°C und 80% relative Feuchte gleich $131 - 21 = 110\text{kg/m}^2$. Entsprechend den Dampfdrüchlässigkeitswiderständen der Baustoffe in der Außenwand teilt sich das Dampfdruckgefälle auf. Bei wandparallelen Baustoffschichten ist das Dampfdruckgefälle p rechnerisch für jede Stelle anzugeben. Im gegenständlichen Fall des Stahlprofils im Mauerwerk nur durch eine elektrische Folienmodellmessung. Das Stahlprofil ist dabei eine Schicht vollkommener Dampfdrüchlässigkeit, das heißt eine sogenannte Dampfsperre. Im elektrischen Modell drückt sich das aus durch Ausschneiden des Profilquerschnittes aus der Folie (Leitfähigkeit Null). Es ergibt sich durch die Modellmessung die Verteilung des tatsächlichen Dampfdruckes p wie sie in Bild 22b gezeigt ist.

Soweit nun der tatsächlich herrschende Dampfdruck p an jeder Stelle kleiner ist, als der Sättigungsdruck p_s , ist gesichert, daß der Wasserdampf in Dampfform und unschädlich den Bauteil durchsetzt. Wenn aber p größer als p_s erscheint, so ist dies unmöglich und es tritt Kondensation von Wasser an diesen Stellen auf, so daß p sich auf p_s verringert. Die betreffenden Stellen sind in Bild 22b durch Schraffur hervorgehoben. Man sieht, daß sie innenseitig vom Innenflansch und seitlich von Steg und Außenflansch liegen und je nach der Menge des ausgeschiedenen Wassers (die ebenfalls berechnet werden kann) eine Rostgefahr für ein nicht genügend rostgeschütztes Profil bedeuten.

Die Gegenmaßnahme besteht in einem dampfdiffusionstechnisch richtigen Aufbau der Wand. Bei Rostgefahr muß man eine innenseitige Dampfsperre z. B. einen Bitumen- oder sonstigen dampfdichten Anstrich an der Stelle des eingestellten Profiles vorsehen.

Besonders gefährdet sind Stahlträger in einer Dachdecke, die eine Schwarzdeckung oder eine Blechabdeckung besitzt. Diese Formen der Dachhaut bilden Dampfsperren und verursachen Rostgefahr für die Stahlträger, da unter den Dampfsperren eine starke Wasseranreicherung auftritt (diese ist außerdem eine Gefahr für die Dachdecke durch Blasenbildung in der Dachhaut im Sommer und durch Auffrieren im Winter). Wenn man nicht vorzieht ein sogenanntes „kaltes Dach“ auszuführen, z. B. eine Fural-Deckung mit darunter befindlichem entlüftetem Hohlraum, so muß man durch eine innere Dampfsperre die in das

Dach eintretende Wasserdampfmenge möglichst klein halten.

Es sei bemerkt, daß dichte Zementputze oder Betonschichten erhebliche Dampfdrüchlässigkeitswiderstände haben und bei außenseitiger Anordnung (ohne gleichzeitige Vorkehrung einer innenseitigen Dampfsperre) ungünstig wirken können.

Schon verhältnismäßig gering erscheinende Feuchtigkeitsanreicherungen an den Stahlprofilen können durch Auslösung elektrolytischer Wirkung starkes Rosten des Stahles verursachen, sofern dessen Schutz nicht sorgfältig genug erfolgte. Eine Dampfdrüchleistungsuntersuchung ist in „bedenklichen“ Fällen daher stets zu empfehlen.

Hohlräume in Trägerummantelungen oder Luftschichten in Außenwand- und Dachbauarten überhaupt sind diffusionstechnisch nicht günstig, da sie oft Dampfdrüchleistungsanreicherung an der kalten Seite der Hohlräume bewirken.

5. Feuersicherheit

Es kann selbstverständlich in diesem Rahmen nicht eine Darstellung des umfangreichen Fachgebietes der Feuersicherheit der Stahlkonstruktionen versucht werden. Es sollen vielmehr durch einige Angaben über die Ergebnisse von Brandversuchen aus dem 1956 herausgegebenen Heft 15 des Schweizer Stahlbauverbandes „Feuersicherheit der Stahlkonstruktionen, II. Teil“ Ergänzungen zu den vorher gebrachten Punkten in baustofftechnischer Hinsicht erfolgen.

Die Erörterungen in den vorhergegangenen Abschnitten stützen sich auf die physikalischen Stoffeigenschaften der Wärmeleitung, der Wärmeausdehnung, des Dampfdrüchleistungsstandes usw. ohne im allgemeinen die Baustoffe selbst zu nennen oder festzulegen. Hierzu bedarf es nämlich der Reihung der Stoffe nach ihrem Feuerwiderstand, welchem die vorherrschende Bedeutung in der Materialauswahl zukommt. Erst wenn die Feuersicherheit der Bauart gewährleistet ist, kann und muß geprüft werden, ob die Vermeidung der Kältebrücken, der Wärmedehnung, die Rostfreiheit durch Tauwassermeidung oder durch Dampfdrüchleistungsstand gleichzeitig gesichert ist. Andererseits ist die Feuersicherheit allein nach dem bisher Ausgeführten naturgemäß kein ausreichendes Kennzeichen eines richtig entworfenen Stahlhochbaues.

Die Versuche wurden vom Eidgenössischen Materialprüfungsamt in einem ölgefeuerten Ofen und mit 1 m^2 Prüflächengröße durchgeführt. Die Standard-EMPA-Temperaturzeitkurve für die Temperatur im Brandraum ist anderen verwendeten Kurven ähnlich und gibt folgende Temperaturen:

Branddauer (h)	Temperatur ($^\circ\text{C}$)
0,5 (für „feuerhemmend“)	843
1,5 (für „feuerbeständig“)	985

Tafel 3
Feuersicherheit nach EMPA-Versuchen (Auszug)

Material	Ganze Schicht- dicke (mm)	Versuchsdauer (min.)	Temperatur Rückseite (°C)	Abspritz- restdicke (mm)	EMPA- Eignung (Feuer-)
1. Massive Bauelemente					
60 mm stehende, gelochte Normalziegel, 20 mm Putz . . .	80	90	98	70	beständig
50-mm-Betonplatte, mit Drahtnetz, armiert	50	95	259	40	hemmend
Wie vor	80	95	106	40	beständig
2. Massive allseitige Ummantelung von Stahlprofilen					
Träger, ausgemauert, mit Zementmörtel (Rabitznetz) verputzt	35	15	127	—	nicht hemmend
Wie vor, mit Zement-Steinwolle-mörtel verputzt	35	90	122	30	beständig
Einbetonierter Träger, allseits ummantelt	50	101	383	30	hemmend*) beständig**)
3. Direkter Oberflächenschutz					
Träger, mit Zementmörtel ummantelt	30	40	460	0	nicht hemmend
Wie vor, mit Zement-Steinwolle-mischung	35	90	233	30	hemmend*) beständig**)
Spritzasbest (auf Stahlplatte)	20	90	171	8	hemmend*) beständig**)
Wie vor	25	90	179	10	hemmend*) beständig**)
Wie vor	30	90	101	13	beständig
45-mm-Zonolite-Verkleidung, mit Gipsglattstrich	52	90	95	28	beständig
45-mm-Zonolite, mit Gips gemischt und Gipsglattstrich . .	50	90	91	43	beständig
4. Plattenverkleidungen					
Gipsbretter, mit Schilfrohreinslage	30	90	181	0	nicht hemmend
Wie vor	50	90	98	15	beständig
50-mm-Durisol, unverputzt	50	90	231	0	hemmend
Wie vor, beiseitig 10-mm-Zementputz	70	90	85	0	knapp beständig
55-mm-Durisol, 23-mm-Zementverputz	78	90	87	25	beständig
45-mm-Ziegelplatten (Zellton), unverputzt	45	90	302	45	hemmend
Wie vor, mit 12-mm-Zementputz	57	90	186	45	hemmend
55-mm-Ziegelplatten (Zellton), mit 23-mm-Zementputz . .	78	90	89	55	beständig
60-mm-Ziegelplatten (Zellton), unverputzt	60	90	121	40	beständig
Wie vor, mit 15-mm-Zementputz	75	90	91	65	beständig
50-mm-Porenbeton, 860 kg/m ³ , unverputzt	50	90	96	43	beständig
5. Verputze					
25-mm-Zementputz	25	18	170/220	—	nicht hemmend
25-mm-Zonoliteputz	25	35	150/170	—	hemmend

*) bei einseitiger Verkleidung

***) bei allseitiger Ummantelung

Nach dem Versuch wird der Prüfkörper durch einen Wasserstrahl abgeschreckt, der verbleibende Materialrest muß wenigstens feuerhemmende Eignung haben.

Nach Klassifikation der EMPA ist der Feuerwiderstand durch die Dauer der Befuerung gegeben, die notwendig ist, um die Temperatur auf der Berührungsfläche zwischen Verkleidung und Stahl auf die kritische Grenztemperatur zu erhöhen. Als kritische Grenztemperatur werden folgende Werte festgelegt:

a) Befindet sich die Stahlkonstruktion in Berührung mit organischen Materialien, wie z. B. Holz, Isolationsstoffen und dgl., so wird das Stahlprofil in der Regel nur einseitig geschützt. In diesem Falle ist die kritische Grenztemperatur durch die Entflammungstemperatur dieser organischen Stoffe gegeben. In Anlehnung an ausländische Vorschriften und die Wegleitung für Feuerpolizeivorschriften 1953 wird diese Grenztemperatur bei 130°C angenommen.

b) Besteht zwischen der Stahlkonstruktion und organischen Stoffen kein direkter Kontakt, das heißt ist erstere vollständig von nicht brennbaren Materialien umgeben, so ist die kritische Temperatur von 350°C maßgebend, bei deren Überschreitung die Festigkeitswerte des Stahles stark zu sinken beginnen.

Die genannte Temperatur von 350°C wird mit dem Sicherheitsfaktor 1,5 reduziert; so ergibt sich die kritische zulässige Grenztemperatur von 250°C.

In Heft 15 sind von den 93 Versuchen nur jene 51 Resultate dargestellt, welche die Eignung feuerhemmend oder feuerbeständig verdienen. Eine kleine Auswahl gibt Tafel 3, wobei Rücksicht auf den Beleg der von der EMPA gezogenen Schlußfolgerungen genommen ist.

Es wurden folgende Schlußfolgerungen mitgeteilt (Auszug):

1. Einfluß der Porosität und des Feuchtigkeitsgehaltes

a) Aufgespritzte Verkleidungsmaterialien

- 30 mm Zementmörtel nach 18 Min. 130°C (nicht hemmend)
nach 40 Min. 460°C
- 30 mm Asbestspritzputz 620 kg/m³ . . . nach 90 Min. 101°C (beständig)

b) Plattenverkleidungen

- 50 mm Betonplatte 2560 kg/m³ . . . nach 48 Min. 130°C (hemmend)
nach 95 Min. 259°C
- 50 mm Porenbetonplatte 860 kg/m³ . . nach 90 Min. 96°C (beständig)
(feucht durch nebeliges Wetter)
- wie vor, jedoch gut luftgetrocknet . . nach 90 Min. 159°C (knapp beständig)

Der feuchtere Porenbeton verhält sich ungleich besser als der trockenere (Temperatur der Rückseite nur 96 gegenüber 159°C), bedingt durch die für das Verdampfen des Wassers benötigte Wärme (rund 600 kcal für 1 l Wasser). Dadurch Temperatur der Rückseite zuerst bis 60 min. Branddauer langsam bis 100°C ansteigend, dann aber gleichbleibend bis 90 min. Branddauer.

Noch besser verhielten sich 80 mm Ziegelplatten (Zellton) mit 25 mm Verputz aus Zonolite und Gips (gesamte Dicke 105 mm, Raumgewicht 1160 kg/m³). Die Temperatur der Rückseite stieg langsam an und erreichte erst nach 120 min. 100°C, von dann ab gleichbleibend bis 240 Minuten (Versuchsende), gibt Eignung hochfeuerbeständig. Ursache ist die Wasseraufnahme aus der Flamme und Dampfdiffusion des Wassers durch porigen Putz und porige Ziegelplatte.

2. Bedeutung der Schichtdicke

a) Minimale Schichtdicke

Die Tafel 4 gibt jene Schichtdicke aus den Versuchen an, die zur Erzielung der Eignung „feuerhemmend“ von Verkleidungen mindestens erforderlich ist.

Tafel 4

Mindestschichtdicke für feuerhemmende Verkleidung

Verkleidungsmaterial	Minimale Schichtdicke (mm)	Raumgewicht (kg/m ³)
Beton	50	2560
Gunisol	35	2500
Zonolite	28	1000
Asbest	15—20	900
Gipsbretter, diverse Ausführungen	30	1000
Zelltonplatte	45	1260
Bimsbeton, unverputzt	40	1190
Porenbeton	35	900
Durisol, unverputzt	50	640
Perfectaplatte	50	440
Eternit	20	1650

b) Erhöhung des Feuerwiderstandes mit zunehmender Schichtdicke. Tafel 3 zeigte bereits die Änderung der Eignung mit zunehmender Schichtdicke, welche Eigenschaft zu einem großen Teil durch den in der dickeren Schicht erhöhten Wassergehalt bedingt ist, der zu verdampfen ist und dadurch die Temperatur niedrig hält.

3. Einfluß von Verputzen

- a) Feuerwiderstand von Verputzen (vgl. Tafel 3).

Direkt aufgebrachte Verputze sind nicht feuerhemmend. Ausnahme nur 25 — 28 mm Zonoliteputz (Spritzasbest ist unter „direkter Oberflächenschutz“ in Tafel 3 ersichtlich und zählt nicht zu Verputz)

- b) Erhöhung des Feuerwiderstandes von Verkleidungsmaterialien durch Verputze (vgl. Tafel 3)

20 — 25 mm dicke Zementverputze erhöhen in verschiedenen Fällen den Feuerwiderstand von der Klassifikation feuerhemmend auf feuerbeständig. Bei geringeren Putzdicken wird Zonolitputz empfohlen, der Wasserdampfdiffusion ermöglicht.

4. Einfluß der Fugen

Offene Fugen vermindern den Feuerwiderstand um 20 — 40%. Die Fugenwirkung kann auf folgende drei Arten vermieden werden:

Ausstreichen der Fugen mit Gips (nicht mit Zement)

Verlegung des Verkleidungsmaterials zweischichtig mit versetzten Fugen

Abdeckung des Verkleidungsmaterials durch einen Verputz.

6. Schlußbemerkungen

In der vorliegenden Arbeit sind jene Elemente der ingenieurmäßigen Wärmeschutztechnik behandelt, die im Stahlhochbau von konstruktiver Bedeutung sind: Kältebrücken, Temperaturschwankungen, Rost durch Tauwasser und Dampfdiffusion, Feuersicherheit.

Der mathematische Aufwand zur Lösung der Aufgaben und der Aufwand für die notwendige Ergänzung der Rechnung durch elektrische Modellmessungen ist so zeitraubend, daß eine Anwendung auf bestimmte Baufälle wegen der kurzen für die Ausarbeitung eines Angebotes zur Verfügung stehenden Zeit oft nicht möglich sein wird. Als Folge ergibt sich ein Beharren in traditionellen Formen des Kälte-, Rost- und Feuerschutzes, die aber durch ihren Stoff- und Arbeitsaufwand die Konkurrenzfähigkeit des Stahles im Hochbau stark einschränken.

Ein Übergang zu neuen konstruktiven Formen des (umfassend gemeinten) Wärmeschutzes im Stahlhochbau erfordert nach Ansicht des Verfassers die Ausarbeitung von Bau-

vorlagen, welche den Stahlbauunternehmen und Bauingenieuren, Architekten und Bauingenieuren, Baubehörden usw. baureife und wirtschaftliche Lösungen fertig in die Hand geben, ohne daß der erwähnte hohe Rechen- und Meßaufwand jedesmal geleistet werden müßte. Die Kosten einer solchen Forschungsarbeit müssen die für die erforderlichen Versuche an den entwickelten Bauarten einschließen.

Es ist aber auch notwendig, daß an ausgeführten Stahlhochbauten mehr als bisher Temperatur-, Wärmedurchgangs-, Wärmeausdehnungsmessungen in Verbindung mit Spannungsmessungen (durch Dehnungsmessstreifen) vorgenommen werden. Rechnung und Versuch werden dann jene Sicherheit der Materialbeanspruchung im Bauwerk folgern, die eine erhöhte zulässige Beanspruchung und damit eine erhöhte Wirtschaftlichkeit des Stahles im Hochbau ermöglicht. Am Beispiel der belgischen „Preflex-Träger“ wurde dies beleuchtet.

Die Anforderungen an einen Stahlhochbau sind bei Wohngebäuden, Bürohäusern, Hotels usw. noch durch Verlangen nach einwandfreier Schalldämmung und bei Industriebauten nach ausreichendem Erschütterungsschutz zu ergänzen. Die Beachtung des Wärme- und Schallschutzes muß daher bei neuen Entwürfen Hand in Hand gehen und zumindest die Erfüllung der ÖNORMEN B 8110 und B 8115 gewährleisten (lt. Erlaß des Bundesministeriums für Handel und Wiederaufbau bei Bauten aus dem Wohnhauswiederaufbaufonds bereits zu beachten).

Die internationale Zusammenarbeit der Stahlbauverbände durch Zusammenkünfte der Fachleute mit direktem Erfahrungsaustausch könnte die erhebliche Zeit, die zur Erarbeitung baureifer Unterlagen notwendig ist, abkürzen.

Nur mit neuen Gedanken wird der Stahlhochbau in Österreich aus seiner jetzigen Stellung eine erfolgreiche Offensive zur Gewinnung ihm entsprechender Bedeutung durchführen können. Als einen geeigneten Schritt sieht der Verfasser die vermehrte Lieferung von Stahlbau-Montageteilen an die Bauunternehmen an, die dann selbst den Einbau mit eigenem Personal und zu der ihnen geeigneten Zeit vornehmen. Der auf der Studienreise in Belgien beobachtete Betonknoten zur Verbindung von Preflex-Trägern mit Stahl- und Stahlbetonstützen ist eine solche von den dortigen Bauunternehmen gerne gesehene Lösung. Die vermehrte Stahlverwendung bringt nachfolgend von selbst den Stahlbauunternehmen vermehrte Aufträge auch mit Montage des Stahlskelettes.

Diskussion

Die jeweils nach Ablauf eines Vortrages stattgefundene Diskussion brachte wertvolle Ergänzungen und Anregungen zu den verschiedenen auf der Stahlbautagung 1957 gehaltenen Referaten, die hier kurz zusammengefaßt und nur auf das wesentlichste beschränkt wiedergegeben werden.

Aus den Fragen und Antworten zum Vortrag des Architekten Dipl.-Ing. Petschnigg ergab sich u. a., daß bei der Ausführung von Hochhäusern die Entscheidung, ob Stahl- oder Betonbau, vor allem wirtschaftlicher Natur ist. Man muß aber auch alle spezifischen Vorteile des Stahlbaues richtig in die Kalkulation einbeziehen, die in der reinen Bausumme noch nicht zur Geltung kommen, wie vor allem die Tatsache, daß spätere Veränderungen fast nur beim Stahlbau möglich sind, ferner die kürzeren Bauzeiten und die von den Architekten sehr geschätzte Feingliedrigkeit der Bauwerke, die auch eine bessere Ausnutzung des umbauten Raumes ermöglicht. Die durch den Stahlbau geschaffene leichtere Möglichkeit, das Gebäude zu verändern oder umzubauen, erhöht insbesondere dessen Handelswert, da es auch anderen Zwecken als dem ursprünglich gedachten Verwendungszweck angepaßt werden kann. Eine große Rolle spielt das Verhältnis der Lohnkosten zu den Materialkosten, das wegen der Lohnintensität einer Stahlbetonbaustelle in Ländern hohen Lebensstandards stets zugunsten des Stahlbaues entscheidet. Daher sind beispielsweise in den USA auch niedrige Bauwerke aus Stahl rentabel. Das Streben nach Großflächenbüros kommt ebenfalls dem Stahlbau zugute, weil die bei einer solchen Ausführung notwendigen großen Spannweiten vom Stahlbau leichter bewältigt werden als vom Betonbau. Die Idee der Großflächenräume verdient noch mehr Verbreitung unter den Bauherren. Den schallschluckenden Wänden muß besondere Aufmerksamkeit gewidmet werden.

Die Erfahrungen bei der Mischbauweise sind negativ, da die Genauigkeit des Betons (Differenzen von mehreren Zentimetern sind möglich) für die Montage der Stahlbauteile unzureichend und außerdem die doppelte Baustellenrüstung unwirtschaftlich ist.

Zur Frage des Luftschutzes, der heute verlangt, daß jedes Hochhaus einen strahlensicheren Kern aufweise, um das sichere Verlassen des Gebäudes zu garantieren, wurde gesagt, daß der Schutz eines 45 cm starken Mauerwerkes auch bei der Stahlkonstruktion durch die Decken und Wände gegeben sei, wie das neue Phönix-Hochhaus in Westdeutschland beweise. Gegen klimatische Verhältnisse braucht sowohl der Stahlbau als auch der Betonbau entsprechende Schutzmaßnahmen.

Zur Feuerschutzfrage bei Stahlbauten wurde betont, daß entsprechende Versuche, auch über Rostschutz, dringend nötig sind. Es wurde angeregt, solche Versuche in Zusammenarbeit des Österreichischen Stahlbauvereines mit dem Deutschen Stahlbauverband vorzunehmen. Die Brandgefahr ist heute durch die Fortschritte in der Brandbekämpfung außerordentlich vermindert worden.

Zum Vortrag von Prof. Dr.-Ing. Beer ergab die Diskussion, daß z. B. in England die Bemessung nach dem plastischen Berechnungsverfahren erlaubt ist und besonders für eingeschossige Hallen mit Sheddächern Anwendung findet, doch ist der Nachweis erforderlich,

daß die zulässige Durchbiegung nicht überschritten wird.

Es wurde die Wichtigkeit von Verformungsnachweisen (eventuell experimentell) betont, da besonders im Falle des Fließens größerer zusammenhängender Bereiche unerlaubt große Formänderungen zu erwarten sind. Die Materialersparnisse beim plastischen Berechnungsverfahren können zwischen 8 bis 35% betragen. Stähle mit besonders hoch liegenden Streckgrenzen wurden abgelehnt, weil die letzte Reserve der Konstruktion, die immer der Bereich zwischen Streckgrenze und Bruchspannung darstellt, erhalten bleiben soll.

Zu den „Prelex-Trägern“ wurde bemerkt, daß bei der Vorbiegung mit der Spannung in der Randfaser ohne weiteres bis zu $0,9 \sigma$ gegangen werden kann, zumal sogar eine Überschreitung der Fließgrenze in dieser Phase keinen Einfluß auf die Sicherheit haben würde. Auch das Kriechen des Betons hat auf die Tragsicherheit keinen Einfluß und seine Auswirkung auf die Rissesicherheit des Untergurtbetons ist im allgemeinen nur gering.

Zur Anwendung von Trägern in Rohrkonstruktion ergab sich, daß Mannesmann und Phönix zwar erklärt haben, dieselben seien bei Stützweiten unter 15 m nicht wirtschaftlich, doch rühren die höheren Kosten meist daher, daß die Firmen auf die normalen Konstruktionen besser eingearbeitet sind. Es besteht aber bei entsprechender Einrichtung eine gute Verbindungsmöglichkeit der Rohre durch Schweißen (ohne Knoten und Stöße), die Verschmutzung ist geringer und die Rohre eignen sich gut als Knickstäbe. Die geringe Breite der Rohre bietet guten Lichteinfall und hinter durchgehenden Glaswänden einen ästhetisch befriedigenden Anblick. Als Nachteil ist vielleicht das Fehlen waagrechter Flächen für den Deckenanschluß zu werten.

Über die Innenkorrosion bei Rohren wurde angeführt, daß bei vollkommen luftdichtem Abschluß durch sorgfältige Schweißung (durch Druckversuche leicht überprüfbar) höchstens geringes Rosten durch vorhandene Innenfeuchtigkeit auftreten kann, die zu tolerieren ist, da diese Korrosion sehr bald durch den Sauerstoffmangel im Rohr zum Stillstand kommt.

Zum Vortrag von Architekten Dr.-Ing. Schwanez ergab sich der Wunsch der stahlerzeugenden Industrie nach konkreten Angaben über Art und Menge der benötigten Breittflanschprofile. Die Oesterreichisch-Alpine Montangesellschaft hat bereits ein Profil zur Verfügung.

Für alle Stahlbauten auf der Brüsseler Weltausstellung wurden Windkanalversuche vorgeschrieben und den empirisch ermittelten Daten mehr Vertrauen geschenkt als den theoretischen. Daher kam es, daß die belgische Baupolizei sich mit nur 45 kg/m^2 Windbelastung begnügte statt der in den Vorschriften enthaltenen 60 kg/m^2 . Das ist umso bemerkenswerter, als die belgische Baupolizei im Gegensatz zur österreichischen im allgemeinen viel strengere Bedingungen stellt. Die belgische Baupolizei ist eine Art Versicherungsgesellschaft. Versagt die Tragfähigkeit eines Bauwerkes, so ist die Baubehörde dafür im vollen Umfange haftbar.

Gegen die Vorschrift des Verkleidens der Stahlkonstruktionen zum Feuerschutz hat man sich in Brüssel

geschlossen erfolgreich zur Wehr gesetzt, um die architektonische Wirkung des Stahls zu wahren, und weil die Verkleidung angesichts der kurzen Ausstellungs-dauer von sechs Monaten zu teuer ist.

Zwecks Propagierung des Stahlbaues wurde vorgeschlagen, schon auf den Hochschulen durch geeignete Maßnahmen den Studierenden der Fakultäten für Architektur die heute vielfach noch vorhandene Scheu vor dem Stahlbau zu nehmen.

Zu den Vorträgen Dr.-Ing. Schön und Dipl.-Ing. Grohs wurde u. a. berichtet, daß die Maschinenfundamente im Dampfkraftwerk Voitsberg tiefabgestimmte Stahlfundamente sind, welcher Konstruktion wahrscheinlich die Zukunft gehört. Als Nachteile wurden die langen Lieferzeiten für Bleche und die höheren Kosten erwähnt, welche Nachteile jedoch durch die Vorteile des damit gewonnenen großen verfügbaren Raumes zwischen den Stützen unter der Maschine und der Nichtübertragung von Schwingungen übertroffen werden.

Zum Vortrag Dipl.-Ing. Heitzer wurde festgestellt, daß für Kesselhausbauten — schon eventueller späterer Veränderungen wegen — Stahlkonstruktionen vorteilhafter sind als Betonbauten und außerdem auch beim Export die Möglichkeit besteht, vorfabrizierte Teile zu liefern, die die Montage vereinfachen. Es wurde noch bemerkt, daß bei tiefabgestimmten Stahlfundamenten auch keine Unterfrequenz des Maschinensatzes mit der Fundamentfrequenz zusammenfallen darf.

Zum Vortrag von Prof. Dr.-Ing. Rainer wurden in der Diskussion einige technische Details zur Ausführung der Wiener Stadthalle bekanntgegeben. Die Überdachung des 10.000 m² messenden Grundrisses erfolgt mit einem Tragwerk, welches aus zwei in 30 m Abstand angeordneten Haupttrahmen besteht, auf denen in zirka 9 m Abstand die Fachwerk-gelenkpfetten mit den in 2,50 m Abstand liegenden, gekanteten Blechsparren ruhen. Der ursprüngliche Entwurf sah vier Haupttrahmen vor, zwischen denen die Fachwerkpfetten gespannt waren, auf denen Walzträger-sparren ruhten. Die Anordnung von zwei Haupttrahmen erwies sich für die klare Gestaltung und zweckmäßige

Montage von großem Vorteil. Die Dachsparren und die Fachwerk-gelenkpfetten, deren Länge zirka 110 m beträgt, wurden in der üblichen Konstruktionsweise in genietet oder geschraubter Ausführung ausgebildet; dazu sei bemerkt, daß am Ort der beiden Gelenkreihen die notwendige Dilatation in der Dachhaut (Fural) vorgesehen wurde.

Die Haupttrahmen haben eine Stützweite von 93 m bei einer Gesamtlänge von zirka 100 m. Die Höhe der Haupttrahmen beträgt zirka 26,5 m in der Firstlinie. Sie sind als Zweigelenkbogen ausgebildet. Die maximale Auflagerkraft je Rahmenfuß beträgt zirka 1150 t lotrecht und zirka 400 t waagrecht. Die Bauhöhe der Haupttrahmen ist äußerst gedrückt, im besonderen bei den beiden Rahmenecken. Durch die Anwendung neuer Konstruktionsweisen für die Knotengestaltung unter Heranziehung von Schweißung und Kontaktwirkung konnte die ursprünglich vorgesehene Fachwerkbauweise beibehalten werden. Es sei erwähnt, daß z. B. beim Rahmeneck-Innenknoten bei den dort zusammenlaufenden fünf Kraftstäben das Gleichgewicht von Kräften von insgesamt 5000 t herzustellen war.

Um die Auflager der Zweigelenktrahmen praktisch starr zu erhalten, wurden die Betonblöcke der Rahmenfundamente mit einem vorgespannten Zugband verbunden. Das Zugband eines Rahmens besteht aus 64 Rundstählen ϕ 12 mm Torstahl 80. Dieses Zugband ist in einem Betonkanal verlegt, der geeignet ist, den von der Vorspannung des Zugbandes kommenden Druck zwischen den Rahmenfundamenten aufzunehmen. Die Vorspannung wurde mit etwas über 400 t mittels hydraulischer Pressen eingebracht. Durch die Festhaltung der Haupttrahmenauflagerpunkte wurde der wesentliche Vorteil erreicht, Bewegungen nicht nur bei den Haupttrahmen, sondern auch bei allen anschließenden Konstruktionen möglichst klein zu halten.

Die Stahlkonstruktion ist im fertigen Zustand der Halle nicht sichtbar. Es war daher selbstverständlich, daß ihre Gestaltung einzig und allein nach wirtschaftlichen Erwägungen erfolgte.

Weitere Einzelheiten können in der Zeitschrift ACIER STAHL STEEL, Heft 6/1957, nachgelesen werden.

Schlußwort

Dipl.-Ing. Paul Götz, Präsident des Österreichischen Stahlbauvereines

Meine Damen und Herren!

Ich danke Ihnen bestens, daß Sie auf unserer heurigen Stahlbautagung wieder so zahlreich erschienen sind. Insbesondere gilt mein Dank den Herren Vortragenden, die uns durch ihre interessanten und aufschlußreichen Ausführungen eine Fülle neuer Anregungen und Erkenntnisse mit nach Hause gegeben haben, und allen jenen Herren, die sich an der Diskussion beteiligten und dadurch mitgeholfen

haben, den Ablauf der Tagung noch interessanter zu gestalten. Nicht zuletzt sage ich aber auch meinen herzlichsten Dank Herrn Prof. Dr. Reinitzhuber aus Rheinhausen, meinem Vorgänger als Präsident des Österreichischen Stahlbauvereines, unter dessen Leitung noch mit den Vorarbeiten für diese Tagung begonnen wurde. Für irgendwelche organisatorischen Mängel will aber ich die volle Verantwortung übernehmen.

Extracts

The Steel Skeleton in the modern American and German multi-storey buildings

by Dipl.-Ing. Arch. H. P e t s c h n i g g , Düsseldorf Page 3

Why have multi-storey buildings been erected? Necessity, conditions, skeleton constructions and economy of the steel skeleton constructions.

The advantages of the multi-storey building compared with the single storey building.

Some details of the history of development of multi-storey buildings.

Arrangement of the horizontal plan, equipment, office organisation, large room.

Examples in the USA:

- a) Lever-House
- b) Ford-Office-Building
- c) Inland-Steel-Building

Steel plate floors in America.

Advantages of the skeleton constructions made of steel. Comparison of the steel skeleton construction in USA and Germany.

Examples in Germany:

- a) Multi-storey building of the BASF (reinforced concrete skeleton),
- b) Multi-storey building of Mannesmann (mixed construction),
- c) Multi-storey building of Phoenix-Rheinrohr (steel skeleton).

Detail description of the construction of the supporting legs and of the storey-floor construction; steel consumption.

Prospects.

New statical and constructive developments in steel superstructures

by Prof. Dr.-Ing. H. B e e r , Graz Page 11

The structural engineer has the possibility to adapt his constructions extensively to the requirements of the architect due to the excellent properties of his materials and the use of new connecting and structural elements. The lecturer points out to the cooperation between architect and structural engineer and chooses as example a nine-storey skeleton construction as used for office buildings. He discusses the manifold possibilities which at the same effective area and the same number of storeys are to be found in the general design and what the most economical solution has to be like. In this connection the demands of all large cities for more parking place are being considered. Based upon completely calculated examples the statical characteristics and the most economical solution of the different proposals are compared with each other and the different approaches discussed with a view to the work in the workshop and to saving material. A number of new proposals on constructive details but particularly on frame joints will be commented on and shall complete the investigation of the general design. According to comprehensive statical examinations the influence of the windbracing on the relief of the frames from bending due to the wind forces will be explained.

The carrying capacity of the constructions before breaking down will be subject to thorough contemplations; it will be shown that statically undetermined systems have still considerable safety reserves which are not used. In this connection a number of methods for dimensioning the steel skeleton frames will be mentioned which according to the theory of plasticity have been developed within the last years, advanced through important contributions of British scientists. Special emphasize is given to the tests of Prof. Baker and his staff in Cambridge. A thorough study of this development and the laying down of a new conception of safety is absolutely necessary to dimension the steel skeletons economically.

Some innovations (such as frame girder made of tube work, rope anchored cantilever beams, three dimensional torsion-proof lattice works etc.) will be shown from other constructions as f. i. exhibition sheds, aircraft sheds a. s. o. Finally a new system of prestressed composite beams (Preflex method) will be discussed.

A general consideration of the safety of constructions based upon reflexions on the theory of probability leads to the right assessment of the characteristics of the construction during its lifetime.

Architecture in Steel — 1958

by Dr.-Ing. Arch. K. S c h w a n z e r , Wien Page 33

Steel dominates as structural element the vast site of the territory marked off for the World Exhibition of 1958. These days, however, steel is very rarely used in the conventional systems (arched constructions or supports with girders). The intention to utilize fully the capacity of the tensile strength led to the development of the suspended structures.

The bad condition of the ground of the exhibition territory requires to avoid as far as possible large foundations and to concentrate the bearing loads on a few points only what f. i. is realized in the very bold

construction of the French Pavillion where the loads are supported on one single point only from which the supporting structure extends like an umbrella.

The structures of the Americans as well as the Russian Pavillon are suspended structures.

The Austrian steel engineering is represented by two buildings. The „Maison Europe“ for OECE and CE is a typical suspended structure with the concentration of load on two bearing points, where between of them, the roof extends like a hammock. The Austrian Pavillon is a double hall which by its conception ap-

pears to be like a homogeneous building. Four projecting plate girders are forming the supporting system. The suspended structure of the first pavillon tries to reduce the dead weight as far as possible while the webbed cantilever structure of the latter helped to realize a special architectonic idea.

The development on the test field of 1958 in Brussels shows on 75% of all hall constructions that the architects are engaged again in the steel construction and which problems ensue and how to solve them. The architect tries to adapt his structures to the properties of the steel and expects from the engineer and the industry to agree to the new structural-and build-

ing methods as well as to the new experimentally worked out computations. In this connection the reorganization of sections and connecting elements with regard to the new conception of shape is thought of as well as of the seizing of the static characteristics of the structure in the wind channel.

New ways require new methods which will be worked out in successful cooperation with engineer and industry, in the course of which, old structural methods are replaced by bold reorganizations to allow for the unthought of possibilities of shaping steel. Examples of that development will be shown at the exhibition in Brussels.

Steel superstructures in the Steel and Iron Industry

by Dr.-Ing. H. Schön, Linz a. d. Donau Page 38

The structural engineer finds a vast field of constructive possibilities in building steel-and iron work plants. Not only for large spans and heavy duty cranes is the steel construction best suited but particularly for shaping it is most appropriate permitting more easily any changes than all the other constructions. This property of the steel construction was especially characteristic with the following constructions:

Constructing the wide strip mill of the VOEST, Linz one of the shed supports had to be removed to enlarge the crane runway from 20 meters to 33,5 meters for the passing of the transverse cooling bed. Since it was not quite possible to stiffen the runway girder a large portal frame supporting the crane runway and the shed roof was installed without interfering with the operation.

With a self-contained blast furnace it was necessary to replace the hearth and stack shell by those with a changed diameter. The furnace top with mouth, inclined lift and sloping pipe was in order. Dismantling and reconstruction of those parts would have unduly delayed the time of construction. A scaffold outside the

furnace to take up the furnace top seemed quite costly and besides there would have been difficulties due to lack of space. The scaffolding therefore was erected within the furnace, which due to the space limit, was supported on one point only. The stability of the scaffolding was achieved by means of an appropriate connection to the supports of the furnace. From that scaffolding the furnace top was put in the right position after separating it from the shell. Afterwards the old stack shell was replaced by a new one.

Then a short review is given of the Indian steelworks Rourkela making a comparison of the required shed area and the structural weight between a LD- and a SM-steel work based upon 1 t output annually. Some of the constructive characteristics of the steel shed of Rourkela are described in detail.

Finally some photos of large sheds for rolling mills and steelworks are shown. In successful cooperation between architect and structural engineer in constructing utilitarian satisfactory results can be achieved also in this field.

Practical Steel Structures for Industrial Plants

(commented on by a set of photographic pictures)

by Dipl.-Ing. F. Grohs, Wien Page 47

After a short introduction the lecturer gives a review of the structural development of the steel works Donawitz of the Austrian Alpine Montan Company. Based on this example and considering the fast development of the technic in present days it is shown that it is recommendable to employ suitable structural methods which permit to carry out economically large structural changes of the industrial plants. Here are the steel constructions of great advantage.

The comments of the lecturer are illustrated by a number of photos which are showing that since decades the steel constructions for the industry in closed works territories proved to be most successful. The limit between steel structures and other type of structures for instance concrete and reinforced concrete, follows by itself.

Problems of structural engineering in constructing modern calorific power stations

by Dipl.-Ing. H. Heitzer, Wien Page 51

In this lecture the attempt is made to give a comprehensive description of the status quo of the construction of calorific power stations. From the point of steel structural engineering some approaches are given vor the construction of power stations.

The important elements for modern plants are discussed. The construction of boiler supporting structures with boiler suspension and the foundations for steel turbines are particularly mentioned. Some examples deal particularly with problems of structural steel

engineering, which arise in constructing and operating calorific power stations.

The construction of the supporting structures for large size boilers will be discussed in particular. The design of boiler plants of the outdoor and semi-outdoor type shall be discussed and the problems of construction pointed out, especially whether the riveted, bolted or welded type should be employed.

Mention will be made of the fastening of the heating surface and the walling in on the supporting frame work. The arrangement of the filter and of the chimney especially for heavy duty boilers bring about additional possibilities for the structural engineer.

Contribution by the Steel Fabricating Industry for peaceful exploitation of atomic power

by T. C. Waters, Warrington Page 58

The development and construction of atomic power stations to supply power for general use involved a number of great tasks for the steel construction fabricators, which partly were solved by constructive designs already known and partly only by new constructions.

After a brief review of the building programme of the United Kingdom Atomic Energy Authority in the last eleven years and taking into account the requirements which are to be considered by the type of steel construction, the structural steel under question is being discussed.

The author briefly explains the necessity for redesigning the steel construction of an existing air plane hangar, in which the first large British test reactor of the Atomic Energy Research Establishment Harwell was accommodated.

Next is a description of sheds for the Plutonium production pile in Windscale and the Diffusion Plant in Capenhurst, for which air tight constructions were necessary.

Among the buildings of the Calder Hall Atomic Power Station, three are of particular interest:

The turbine house the steel constructions of which showing particular slenderness, the pressure vessel of the reactor which will be dealt with in detail, and the four heat exchangers.

High tuned and low tuned foundations for the turbines will also be discussed since it is the endeavour of the constructor of power stations considering the constantly increasing turbo — units, to provide steel foundations which leave enough space underneath the mechanical parts for the condensating plant.

It is emphasized that the construction of the power house in steel construction is subject to mere calculational considerations.

For the export it is mostly more economic to make the entire power station in steel construction since it permits later changes without much more additional costs.

A great many reactors and their biological shields for normal operation, generally consisting of concrete are built into gas tight steel containment vessels in order to take up fission products. It is apparent that the containers are of very appreciable sizes and have to be provided with air locks.

The Dido and Pluto containers — having a cylindrical form — are of this group. The most interesting object of this kind is the protection vessel of the fast breeder reactor Dounreay which is a spherical steel shell of 41,2 meter diameter. Construction and erection of this reactor is being described in detail.

After accounting the considerable quantities of steel constructions so far supplied to the British atomic power programme, it is especially pointed out, that great attention should be given to the development of suitable steel, and suitable design should be carried on with all urgency, because the capacity of a reactor is limited by the operating pressure and operating temperature which the construction of a pressure vessel will allow.

Structural Engineers and the Steel Fabricating Industry are responsible, that the containment vessels fulfill their task regarding biological shield, so guaranteeing safe existence of men near Atomic Power Stations being an absolutely essential supplementation of our sources of energy.

Steel constructions of the Stadthalle, Vienna, and the importance of structural steel engineering for the modern architecture

by Prof. Dr.-Ing. R. Rainer, Wien Page 75

People at all times had large places for gatherings which were always typical for their social situation, for the technical and structural possibilities and for their conception of shape and space in the particular epoch.

When erecting such constructions it has to be borne in mind that they ought to be suitable for all kinds of events, therefore, a certain changeability of the construction has to be considered already in designing them.

Not long ago a building was expected to look solid and massive but these days pride is taken in obtaining with a minimum of material a maximum of statical and architectural effect.

The large steel constructions of the British and the French people as for instance the Crystal Palace in London and the Eiffel-Tower in Paris form the beginning of that structural development which we call modern architecture. Even with these constructions some ornamental details served the purpose to break up weight and loosen the monumental shape for a more easier and lighter appearance.

For that purpose there is no other material better applied than steel in its uncovered and plain form.

In the course of the lecture the author explains then the architectural design and some of the constructive details of the Stadthalle, Vienna.

For the steel superstructures precautions have to be taken against the thermic conducting effect, against expansion at temperatures normal for such constructions and such caused by fire and against corrosion and fire effect. All that belongs in a further sense into the field of thermic insulation. The solutions must be simple and comprehensive superstructures.

To avoid thermic conducting effect electrical foil models, as mentioned by the author, are useful since they permit to measure the heat passing the steel supports in the masonry and the temperature distribution as well as the passing of heat in the wall. Besides the well known coverings for insulation of steel sections, light coatings of sprayed asbestos or similar can be used retaining thus the characteristic of the steel structures to be an erection structure of light weight. The use of high quality insulating material around the steel sections avoids not only thermic conducting effects but also unfavorable variations of temperature.

The variations of temperature in the structural parts can cause strong secondary stresses even at temperatures normal for such constructions and that requires the more expensive dilatation joints. Due to proper insulation and right arrangement of the skeleton in the masonry the temperature variations can be limited; 40 degree C shall not be exceeded. In case of fire the change of temperature should be limited by constructive measures with about 80 degree C. The Belgian method of "Preflex"-girder quotes the good fireproof quality and unimportant changes of temperature as one of the conditions for the increased admissible stress of steel; this is achieved by covering the bottom flange of the steel girder by prestressed longitudinally reinforced concrete 6 to 10 cm thick.

The measurements at the Institute of Research of the difference between the coefficient of expansion for steel and the apparent coefficient of expansion for concrete (smaller due to shrinkage of concrete are of importance since they explain the cracks in the ordinary concrete of the coverings).

The danger of corrosion due to dew can be avoided by proper heat insulation. The necessary computations are quite complicated for making harmless the penetration of the cold into the interior of the building caused by skeletons arranged in the outside wall of the building. Formulas for computing the distribution of temperature in a skeleton construction are given. The "light-weight skeleton" with combined carrying action

of the rubble masonry (according to the design of the author) is provided with standions at the inside of the exterior walls thus keeping off the influences of the external temperature.

The danger of corrosion due to steam diffusion explains the sometimes unexpected damages on supports or girders in the roofing. The application of the foil models of the author by W. F. Cammerer for diffusion problems shows also here the possibilities of keeping off corrosion. Steam shutters should be provided inside if necessary.

It is still the first requirement that steel superstructures are fire proof. Interesting extracts from the results of the fire tests made by the Swiss Institute for Testing Materials (published in copy nr. 15 of the Swiss Union of Structural Steel Engineering) will be communicated. Referring to the above they show that the heating of steel can be limited with 100 degree C (raise of temperature 80 degree C) at a fire lasting one and a half hour. The appropriate measures are above all: good insulation and porosity of the covering which allows water steam diffusion. The water contained in the covering offers through the consumption of heat due to the evaporation, a surprising fire insulation and a constant temperature at 100 degree C of the structural steel part. Minimum thicknesses of coating, the influences of the plaster and of the joints in the covering have also been dealt with by EMPA.

The opinion of the author is that the abundance of circumstances to be taken into account for thermic insulation could be simplified by submitting computations, plans and drawings for suitable constructions. This would also be promoted by international change of ideas. The vibration — and sound proofing shall also be considered which has to be at least in accordance with the Austrian Standards Oenorm B 8110 and B 8115. With new ideas and thoughts the structural steel engineering could gain the appropriate importance in Austria.

The first move in this line would be the increased supply of structural assembling parts to contractors who carry out the erection by themselves as this is the case f. i. in Belgium with concrete junctions for the connection of Preflex-girders and steel- and reinforced concrete columns.

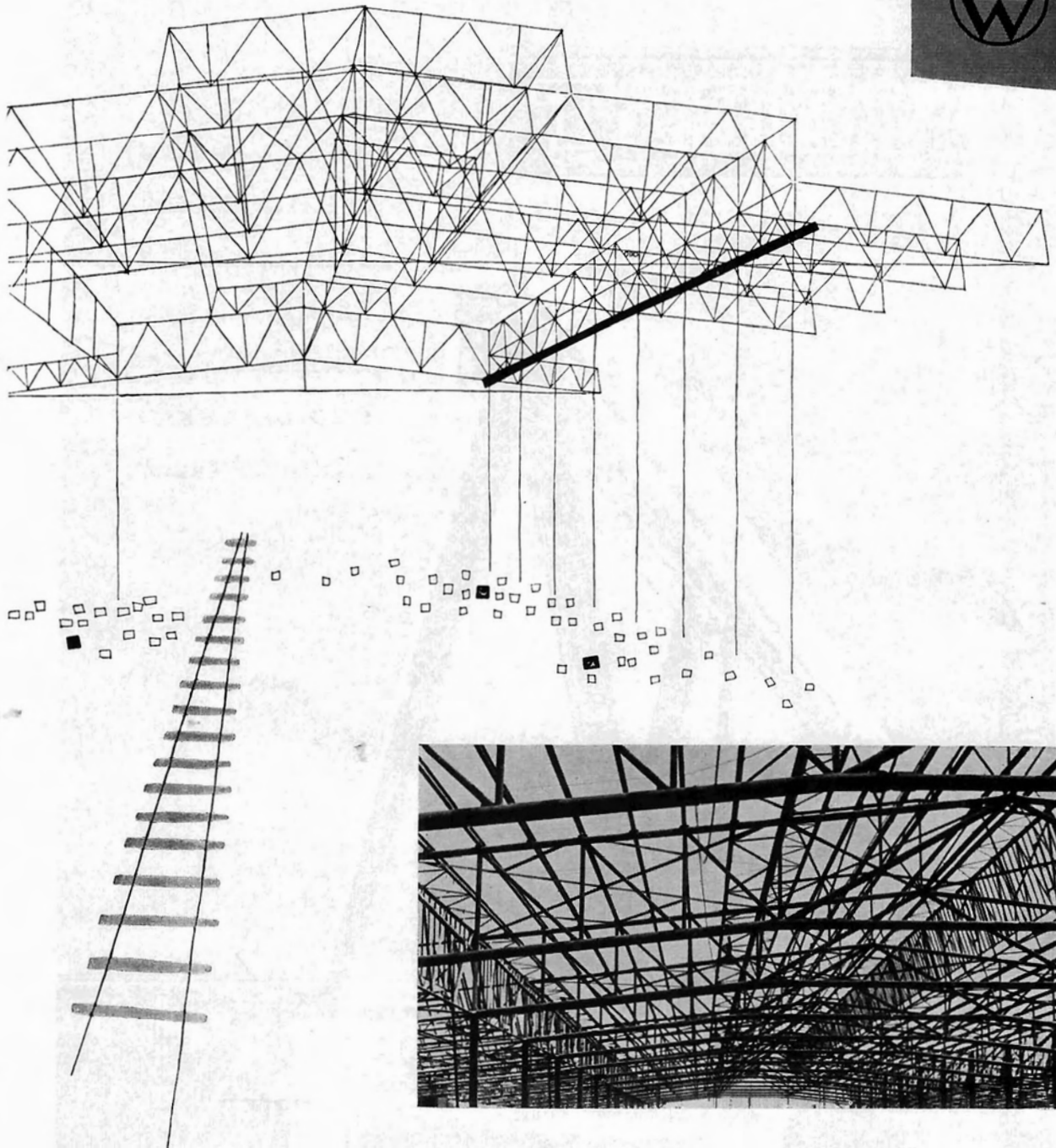
The increased use of steel consequently provides the structural steel firms with more orders also for the erection of skeletons.

VEREINIGTE ÖSTERR. EISEN- UND STAHLWERKE, LINZ-DONAU

VÖEST

BRÜCKENBAU
STAHLHOCHBAU
STAHLLEICHTBAU
FEINSTAHLBAU
ROHRLEITUNGS-
UND BLECHBAU
STAHL-WASSERBAU

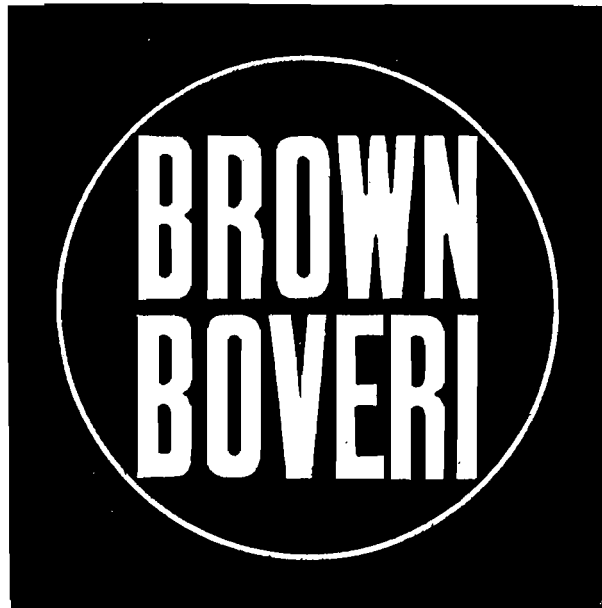




... für Hallen- und Dachkonstruktionen Mannesmannröhren

MANNESMANNRÖHREN- UND EISENHANDEL AKTIENGESELLSCHAFT
WIEN III, SCHWARZENBERGPLATZ 7

TELEFON 72 46 21



**BROWN
BOVERI**

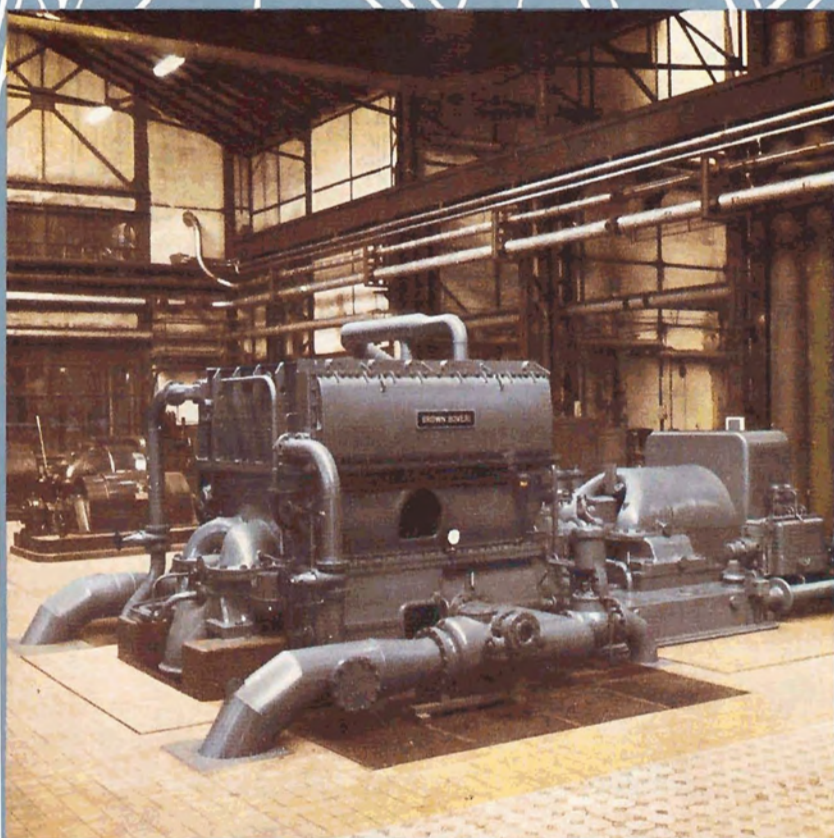


**ELEKTRISCHE
AUSRÜSTUNGEN u.
GERÄTE**

für
**INDUSTRIE
GEWERBE
LANDWIRTSCHAFT u.
BAHNEN**

OESTERREICHISCHE BROWN-BOVERI-WERKE AKTIENGESELLSCHAFT

**BROWN
BOVERI**



**ELEKTR. ANLAGEN
THERM.-KRAFTWERKE
GAS - TURBINEN
TURBO-KOMPRESSOREN**

OESTERREICHISCHE BROWN BOVERI-WERKE A. G.



ERZEUGT UND LIEFERT:

Dampf- und Gasturbinenanlagen, Großgeneratoren, Großtransformatoren, Generatorschutzeinrichtungen, Transformatorschutzeinrichtungen, Spannungsschnellregler, Schnell-synchronisierereinrichtungen, Elektrokessel, Veloxkessel, Gleichrichteranlagen, Turbokompressoren, Turbogebläse, Wärmepumpen

Energie-Erzeugungs-, Umformer- und Verteilungsanlagen

Aerodynamische Anlagen, Höhen-Prüfstände, Spezialantriebe für Industrie, Gewerbe und Landwirtschaft, Fördermaschinenausrüstungen, Elektroöfen, Schweißmaschinen, elektr. Ausrüstungen für Vollbahnen, Straßenbahnen und Obusse, Hochspannungsfreileitungen, Fahrleitungen für Vollbahnen, Straßenbahnen und Obusse, Ortsnetze

Sendeanlagen für Telegraphie und Rundfunk, Flugplatz-ausrüstungen, Sende- und Gleichrichterröhren, Hochfrequenzgeneratoren, Hochfrequenz-Telephonie- und Fernwirkanlagen, Thytron-Röhrensteuerung für Motoren, Thyralux-Röhrenregulierung für Leuchtstoffröhren, Radiotelephon für Polizei, Feuerwehr und öffentliche Dienste

OESTERREICHISCHE BROWN BOVERI-WERKE AKTIENGESELLSCHAFT

Alles für die Lichtbogenschweißung

- ★ **Schweißelektroden**
für Verbindungsschweißungen an unlegierten
und niedriglegierten Stählen
- ★ **Spezialelektroden**
für jeden Sonderzweck und alle Materialqualitäten
- ★ **Schweißanlagen**
für alle Ansprüche in Industrie und Handwerk
- ★ **Schweißautomaten**
für verschiedene Schweißverfahren
- ★ **Drehvorrichtungen**
zur Rationalisierung der Hand- und Automaten-
Schweißung
- ★ **Ausrüstung und Zubehör**
für Schweißer und Schweißplatz
- ★ **Reparaturdienst / Ersatzteile**

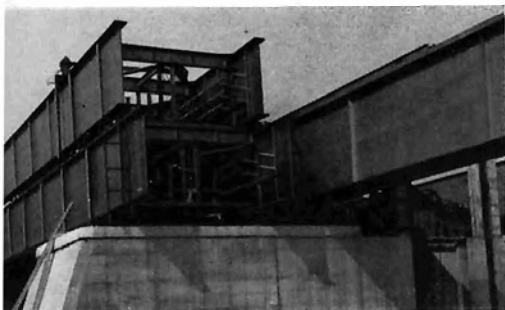
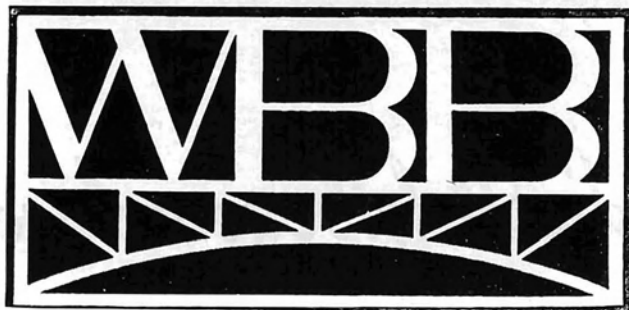
Bitte verlangen Sie
Sonderprospekte



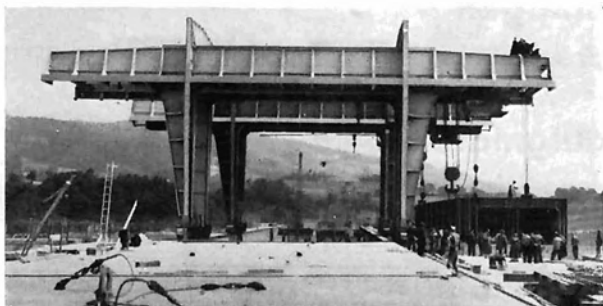
Kjellberg-Esab GES.M.B.H.

WIEN

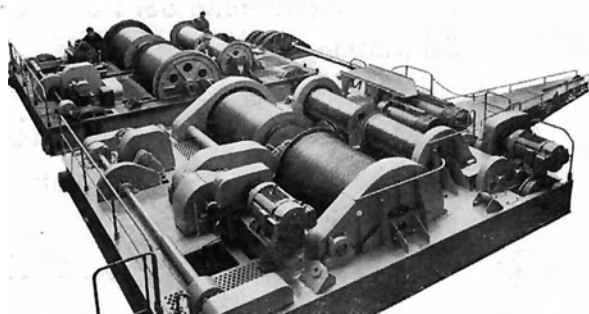
I., Biberstraße 3/3



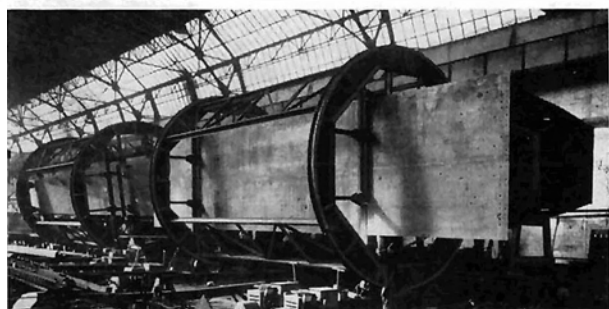
Gestapelte Bauelemente der von der Wiener Brückenbau- u. Eisenkonstruktions A. G. gelieferten Straßenbrücke Ybbs-Persenbeug vor dem Versetzen



Einsatz von 2 Stück von der Wiener Brückenbau- und Eisenkonstruktions A. G. gelieferten Krankatzen von 130 t Tragkraft in Kombination mit zusätzlichen Montage-Hebegeräten beim Versetzen eines Bauelementes der Straßenbrücke Ybbs - Persenbeug durch die Wiener Brückenbau- und Eisenkonstruktions A. G.



2 Laufkatzen Tragkraft 130/25 t für die Portalcrane der Wehranlage Ybbs-Persenbeug



Von der Wiener Brückenbau- und Eisenkonstruktions A. G. gelieferte Dammbalken während der Schweißung im Rhönrad

3 Werke in Wien

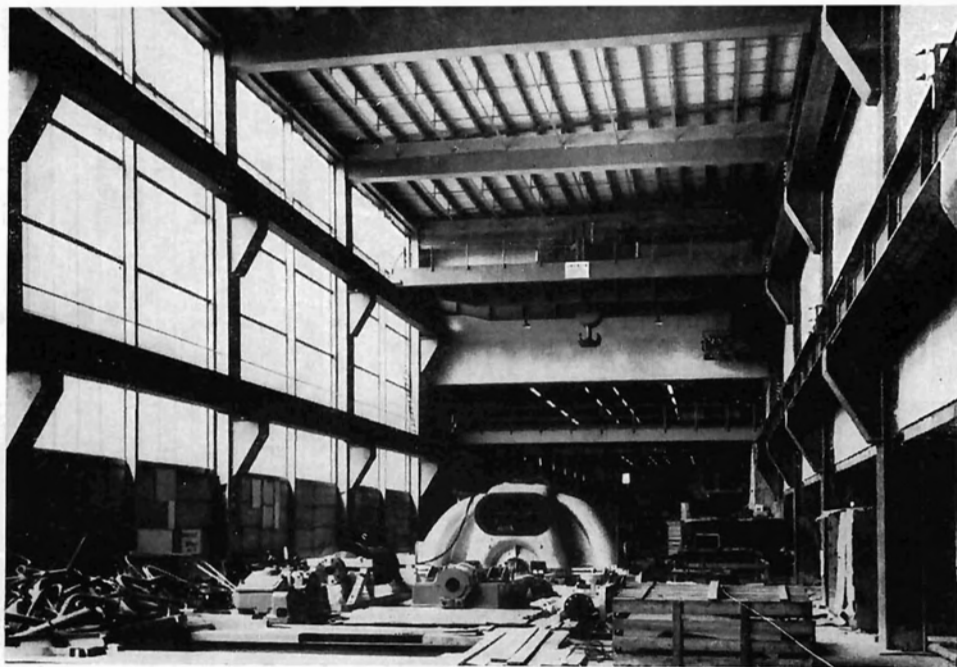
Aus unserem Erzeugungsprogramm:

Stahlwasserbau, geschweißte und genietete Stahlbrücken, Industriehallen, Leitungsmaste, Rohrleitungen, Krane jeder Tragkraft und Spannweite, Theaterbühneneinrichtungen, Transportwagen für Zement, Getreide und andere Schüttgüter, Müllwagen System „OCHSNER“, Fassungsraum 7 m³ und 10 m³



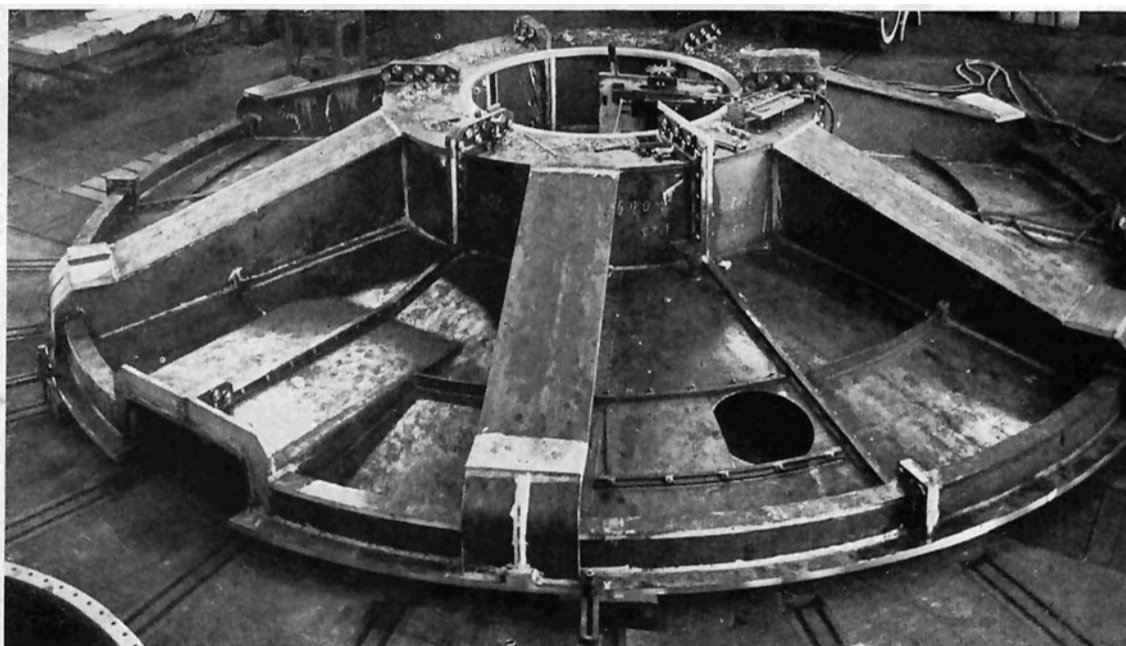
Wiener Brückenbau- und Eisenkonstruktions-Aktiengesellschaft

Postanschrift: Wien I, Postfach, Zentralbüro: Wien X, Hardtmuthgasse 131-135, Telefon 64 36 86, Fernschreiber 01 17 85
Telegramm-Adresse: Brückenbau Wien

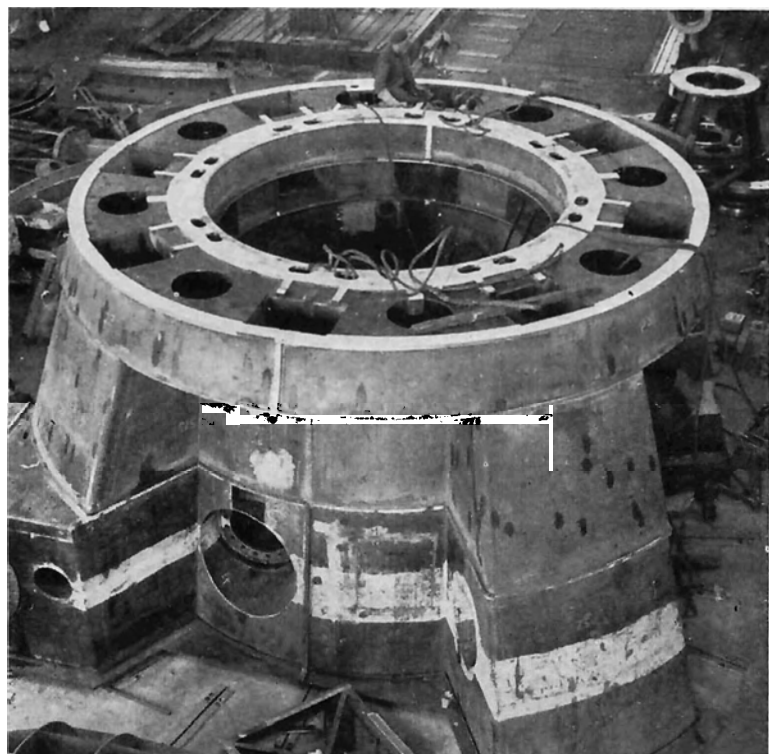


Maschinenhaus des
Dampfkraftwerkes Voits-
berg mit 100 t-Kran

Generator-Trag-
schirm, Schweißkon-
struktion für Kraft-
werk Ybbs-Persen-
beug in Bearbeitung



Geschweißtes Tur-
binengehäuse einer
vierdüsigigen Frei-
strahltriebmaschine für das
Kraftwerk Lünzersee
der Vorarlberger
Illwerke A. G.



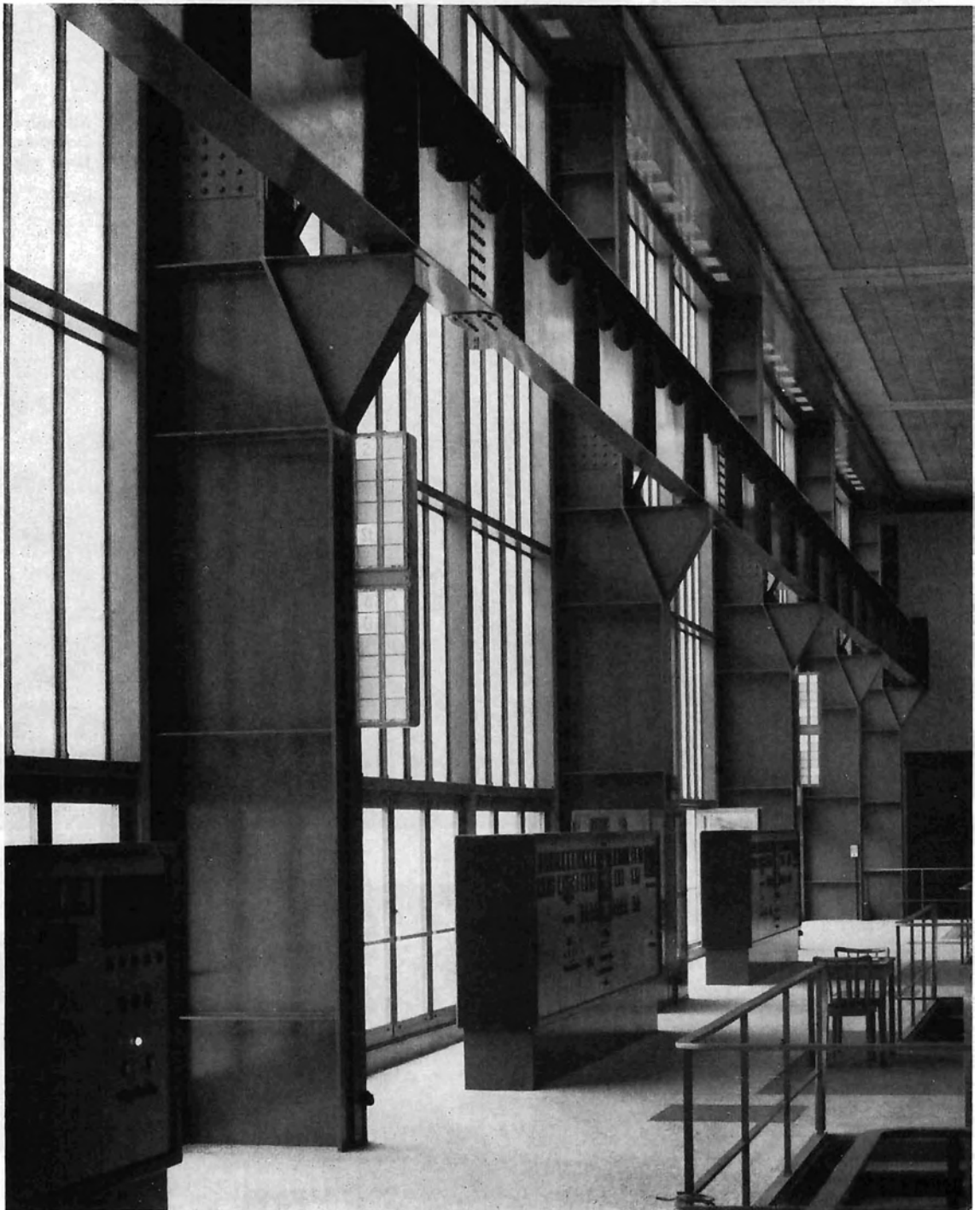
MASCHINENFABRIK
ANDRITZ
ACTIENGESELLSCHAFT
Graz-Andritz
GEGRÜNDET 1852

W A A G N E R - B I R Ó

A K T I E N G E S E L L S C H A F T

W I E N

G R A Z



Innenansicht des Kraftwerkgebäudes der Newag in Ottenstein am Kamp / N.-Ö.

ZENTRALE: WIEN V, MARGARETENSTRASSE 70

A 4

ESAB-Schweißautomat Type A 4

für Unterpulverschweißung und Netzmanteldraht

ESAB-Schweißumformer KBA 1000

250 A – 1000 A

für Schweißautomaten

ESAB-Schweißtransformator TLA 1200

200 A – 1200 A

mit eingebautem Kondensator, fernregelbar, für Schweißautomaten

KJELLBERG-ESAB

Ges. m. b. H.

Wien I, Biberstraße 3, Tür 3, Telefon 539328



AGA

Mittler des Fortschritts

auf allen
Gebieten
der
Schweiß-
technik....

Vom Kleinschweißbrenner bis zur großen
Universal-Brennschneidmaschine –

alle Geräte aus eigener österreichischer Produktion
das Ergebnis mehr als 50jähriger Forschung

Sondergeräte und Maschinen für die Hütten- und Walzwerktechnik
Pulverbrennschneidgeräte
Schweiß- und Spritzgeräte für Kunststoffe
und sonstige Spezialgeräte und Maschinen zur autogenen
Metallbearbeitung auch aus der Produktion der

Knapsack-Griesheim A. G.,

deren Generalvertretung für Österreich wir übernommen haben.

Vor Lösung autogen-technischer Probleme:

fragen Sie zuerst die

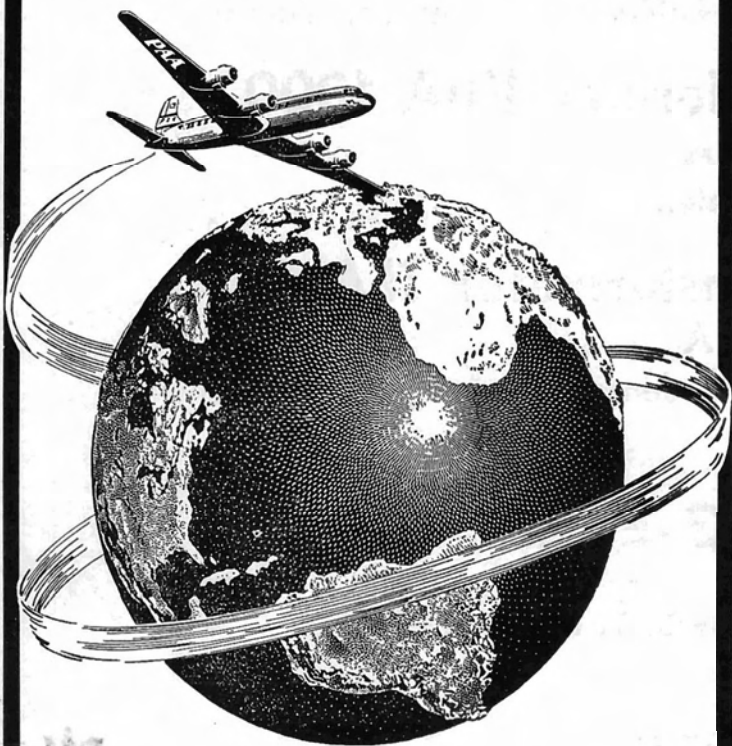
AGA

AGA-WERKE AKTIENGESELLSCHAFT WIEN

Wien IV, Prinz-Eugen-Straße 72

Telex 01/1180

Ein unschätzbareer Vorteil!



Nur PAN AMERICAN bietet Ihnen „Rund-um-die-Welt“-Flugerfahrung auf jedem Flug. Ob Sie kurze oder lange Strecken fliegen — PAN AMERICAN's Erfahrung steht Ihnen immer zur Verfügung.

Ozeanflüge sind das Spezialgebiet der PAN AMERICAN. Darum können Sie sich auch über den Ozeanen in der Luft entspannt und sicher fühlen und Ihren Flug genießen. — PAN AMERICAN hat schon mehr als 13 Millionen Passagiere nach den verschiedensten internationalen Bestimmungsorten befördert und bereits mehr als 60.000 Transatlantikflüge durchgeführt.

Wenden Sie sich
an Ihr Reisebüro oder an

PAA

DIE ERFAHRENSTE FLUGGESELLSCHAFT DER WELT

PAN AMERICAN

In Wien, I., Körntnering 5, Tel. Δ 44-56-31 — In Salzburg, Makartplatz 1, Tel. 35-81

FÜR STAHLBAU UND INDUSTRIE

Hochfeste
Schrauben
und Muttern

Güteklassen
50 86 10K

BREVIILLIER-URBAN A.G.

WIEN VI. LINKE WIENZEILE 18 TEL. B 24-570

Beilagenhinweise

Diesem Heft liegt ein Prospekt über „ZINCOAT“, ein neues Kaltverzinkungsmittel bei, das seit einiger Zeit auch in Österreich erhältlich ist und eine neuartige Zink-Suspension mit einem maximalen Prozentsatz an Zink darstellt.

„ZINCOAT“ soll direkt auf die verrostete Metalloberfläche aufgetragen werden, wobei diese vorher von pulvrigem Rost, Hammerschlag, Staub etc. zu reinigen ist. Eine Sandbestrahlung ist bei verrosteten Gegenständen nicht erforderlich. Der „ZINCOAT“-Anstrich kann mit jeder gewünschten Ölfarbe überstrichen werden, wenn für bestimmte Zwecke die graue Farbe des Zinks nicht erwünscht ist.

Der große Vorteil der „ZINCOAT“-Kaltverzinkung besteht darin, daß die Verzinkung verrosteter Eisenteile an Ort und Stelle erfolgt und langwierige und kostspielige Demontage- und Transportkosten vermieden werden.

Die Fa. **Hubert K. Hauck**, Spezial-Lack- und Farbenfabriken, Wien XIX, Billrothstraße 12, hat in diesem Heft ein Gutachten der Staatlichen chemisch-technischen Versuchsanstalt im Technologischen Gewerbemuseum, Wien, über ihr

„NOXOL“-Schutzverfahren

beigelegt, dem interessante Versuchsergebnisse zu entnehmen sind.

Stahlbau - Konservierung

Zweigstellen: GRAZ, LINZ, MADRID



HANS RENDL
STAHL-MASCHINEN-KESSELBAU
SALZBURG

**BLEIMINIUM
 BLEIWEISS**

Noch immer der beste und sicherste Schutzanstrich.
 Durch Jahrzehnte erprobt. Undurchlässig, dicht,
 hart, gut haftend, außerordentlich dauerhaft

METALL UND FARBEN
 AKTIENGESELLSCHAFT

WIEN I, KÄRNTNERSTRASSE 7
 TEL. 52-56-11, TELEGRAMME: FARBMETALL WIEN
 FERNSCHREIBER Nr. 1719

BLEIBERGER BERGWERKS-UNION
 KLAGENFURT

WETTACH



FEUERVERZINKUNGEN

Brunner Verzinkerei Brüder Bablik

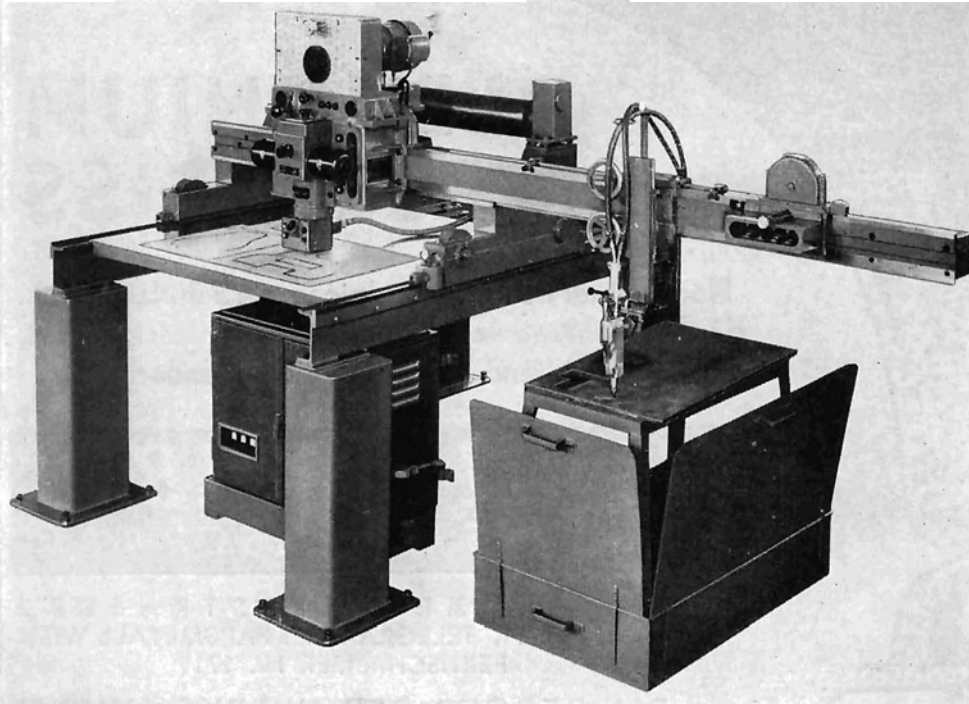
WIEN XVIII., SCHOPENHAUERSTRASSE 36

Tel.: Δ 33 46 36

Fernschreiber: 1791

Tel.-Adresse: Zingagefer

UNIVERSAL-PRÄZISIONS - BRENNSCHNEIDMASCHINE **ULTRAREX**



Die ULTRAREX unterscheidet sich von allen anderen mit Laufrollen-Antrieb ausgestatteten Brennschneidmaschinen grundsätzlich dadurch, daß sich hier die zur Brennerbewegung dienende Laufrolle nicht auf einer zwischen den Laufbahnschienen befindlichen Platte, sondern auf einem frei drehbaren Stahlzylinder abwälzt, oder oberhalb des Längswagens der Maschine angeordnet ist (D. P. a.). Dadurch ist bei Schnitten nach Zeichnung keine Beschädigung der letzteren durch die Laufrolle mehr möglich, ohne daß dabei die Sicht auf die Zeichnung durch den Zylinder-Antrieb irgendwie beeinträchtigt wird. Ferner ist bei der ULTRAREX beim Übergang von Schnitten nach Anriß oder Zeichnung auf Schnitte nach Eisenblechschablonen kein vorheriger Ausbau des Laufrollenkopfes mehr nötig, sondern es braucht in diesem Fall nur noch ein Hebel umgelegt sowie eine Ringscheibe gedreht zu werden. (D. P. a.). Dies bedeutet in vielen Fällen eine sehr erhebliche Zeitersparnis und vereinfacht die Bedienung der Maschine ganz außerordentlich.

KJELLBERG-EBERLE GMBH. FRANKFURT / MAIN

SPEZIALFABRIK FÜR BRENNSCHNEIDMASCHINEN

Generalvertretung: Kjellberg-Esab Ges. m. b. H., Wien I, Biberstraße 3 / Tür 3

WOHLFAHRT

KLISCHEES

FÜR EIN-
U · MEHR-
FARBEN-
DRUCKE

INDUSTRIE

•
HANDEL

•
GEWERBE

•
ETC.

ENTWÜRFE



RETUSCHEN

PHOTOCHEMICGRAPHISCHE KUNSTANSTALT

W · ROZHON

WIEN 2., MALZGASSE 12 * TEL. 41 · 2 · 83

ALPINE-STAHL

ma



OESTERREICHISCH-ALPINE MONTANGESELSCHAFT

GENERALDIREKTION · KOMMERZIELLE DIREKTION
WIEN I., FRIEDRICHSTRASSE 4