

ZEITSCHRIFT DES ÖSTERREICHISCHEN STAHLBAUVERBANDES



Stahlbau
Rundschau

Heft 26 – 1964

Inhalt

Der Neubau der Trisannabrücke (Dr.-Ing. W. Schmid und Dipl.-Ing. A. Köhler) Seite 1

Die erste Güterwegbrücke in dübelloser Verbundbauweise in Österreich (Prof. Dipl.-Ing. Dr. F. Czerny) . . Seite 18

Österreichische Beiträge zur konstruktiven Entwicklung des Stahlwasserbaues (Dr. techn. R. Heckel) . . . Seite 25

Die HV-Schraube unter Zugbelastung (H. Weiß und F. Wallner) Seite 31

Zwei moderne Stahlrohrkonstruktionen (ALPINE-Pressestelle) Seite 35

Ausbau der Papierfabrik „The Kellner-Partington, Paper Pulp Co. Limited“, Hallein, Land Salzburg
(Dipl.-Ing. W. Rosa de Pauli und Dr. techn. J. Postl) Seite 37

Extracts Seite 40

Inhaltsübersicht der Stahlbau-Rundschau, Heft 18/1960 bis Heft 25/1964 Seite 41

Contents

Reconstruction of the Trisanna Bridge (Dr.-Ing. W. Schmid and Dipl.-Ing. A. Köhler) Page 1

The first Freight-road Bridge in dowless compound Construction in Austria (Prof. Dipl.-Ing. Dr. F. Czerny) Page 18

Austrian Contributions to Constructive Developments in Hydraulic Steel Engineering (Dr. techn. R. Heckel) Page 25

Strength bolts under Tension Stress (Dipl.-Ing. H. Weiß and Dipl.-Ing. A. Wallner) Page 31

Two modern Steel-tube Constructions (ALPINE) Page 35

Extension of the Paper Mill “The Kellner-Partington, Paper, Pulp Co. Limited” at Hallein, Salzburg
(Dipl.-Ing. W. Rosa de Pauli and Dr. techn. J. Postl, Graz) Page 37

Extracts Page 40



Trisannabrücke, Gerüstturm nach Fertigstellung

Trisanna Bridge, Scaffold tower after completion

Eigentümer und Herausgeber: Österreichischer Stahlbauverband, Wien; für den Inhalt verantwortlich: Dr. Hugo Dienes, beide Wien IX, Fürstengasse 1 (Palais Liechtenstein); Verleger: Dipl.-Ing. Rudolf Bohmann Industrie- und Fachverlag, Wien I, Canovagasse 5; Redaktionelle Gestaltung: Ing. H. Wanke; Druck: Buchdruckerei Weiss & Co., Wien III, Ungargasse 2, Tel. 73 23 12

Stahlbau

Kundschan

Zeitschrift des Österreichischen Stahlbauverbandes

Heft 26

1964

Der Neubau der Trisannabrücke

Von Dr.-Ing. W. Schmid und Dipl.-Ing. A. Köhler, Wien

1. Einführung

Nach Fertigstellung der Europabrücke, die im Zuge der neuen Autobahn Innsbruck—Brenner in 190 m Höhe die Sillschlucht überspannt, ist es abermals ein Brückenbau in Tirol, und zwar der Neubau der Trisannabrücke, der über die Grenzen unseres Landes hinaus das Interesse weiter Kreise wachgerufen hat. Wohl sind die Spannweite und die Höhe über der Talsohle kleiner. Trotzdem ist die Aufgabe keine geringere; gilt es doch, die weitestgespannte Eisenbahnbrücke Österreichs mit 120 m Stützweite in ca. 90 m Höhe in einer Betriebssperre von weniger als einem Tag auszuwechseln. Die Bedeutung des Bauvorhabens ist bereits durch die Tatsache gekennzeichnet, daß auch hier sich die großen österreichischen Stahlbauunternehmen für den Entwurf, die Lieferung und die Montage zu einer Arbeitsgemeinschaft zusammengeschlossen haben.

2. Altes Tragwerk

Die Westbahn von Wien über Innsbruck nach Bregenz oder Zürich verläßt in Landeck das Inntal und erreicht, dem Tal der Rosanna folgend, St. Anton und den Arlbergtunnel. Der erste Teil dieser eingleisigen Strecke liegt in schwierigem Gelände am orographisch rechten Talhang; der bemerkenswerteste Punkt ist die Überquerung des Einganges in das Patznauntal mit dem Trisannabach. Die Steigung der Strecke beträgt hier 26,8‰. Die alte Brücke (Bild 1), noch ohne den später hinzugefügten fischbauchartigen 3. Gurt, wurde im Zuge der Errichtung der Arlbergbahn in den Jahren 1882/84 erbaut. Die Mittelöffnung wird durch einen schweißeisernen Fachwerkträger mit halbparrabelförmigem Obergurt und untenliegender Fahrbahn überbrückt.

Die beiden 58 bzw. 55 m hohen Pfeiler sind aus Bruchsteinen gemauert und auf den Felsen der Talwände gegründet. Gegen die Widerlager zu schließen auf der Innsbrucker Seite drei, auf der



Bild 1: Trisannabrücke mit dem alten Schweißeisentragwerk

Fig.1: Trisanna Bridge with the original wrought-iron truss

Bludner Seite vier Gewölbe mit einer lichten Weite von je 9 m an. Die Bogenreihen sind auf der Bludner Seite etwa 4,5, auf der Innsbrucker Seite beim festen Lager des Schweißeisentragwerkes jedoch 6,5 m breit, um hier die Bremskräfte aufnehmen zu können. Das Mauerwerk der Pfei-

ler und Gewölbe ist stark bossiert; die verwendeten Steine sind aus Glimmerschiefer, Gneis, Chlortschiefer und Kalk.

Schon kurz nach der Herstellung wurden im Mauerwerk Schäden festgestellt. Unter dem Schub der anschließenden Bogenreihen neigten sich die beiden Pfeiler in einem Kriechvorgang gegen die Talmitte zu. Diese Bewegungen kamen nur langsam zur Ruhe und erreichten zuletzt Endwerte von 18 bis 20 cm.

Das Tragwerk erwies sich für die rasch ansteigenden Zuglasten bald als zu schwach. Zunächst wurden einige Verstärkungen angebracht; sehr bald aber begann man die Möglichkeiten eines Neubaus zu untersuchen und verfaßte zwischen 1911 und 1920 eine große Zahl von Projekten, deren Verwirklichung immer wieder den Notlagen des Landes zum Opfer fiel¹⁾. Unter dem Zwang der bevorstehenden Elektrifizierung der Arlbergbahn und den damit zu erwartenden höheren Achslasten wurde in den Jahren 1922/23 der fischbauchartige 3. Gurt hinzugefügt und gleichzeitig die gesamte Fahrbahn verstärkt.

3. Grundlagen der Neuprojektierung

Seit dieser Zeit, das heißt, seit 1923, sind keine wesentlichen Arbeiten an der Brücke durchgeführt worden. Erst die günstige wirtschaftliche Entwicklung nach dem 2. Weltkrieg gab der Generaldirektion der Österreichischen Bundesbahnen die Möglichkeit, im Rahmen ihres Erneuerungsprogramms auch den Neubau der Trisannabrücke in Angriff zu nehmen. Das alte Tragwerk ist keineswegs in einem betriebsgefährlichen Zustand; durch eine sorgfältige Überwachung und Erhaltung ist jederzeit die volle Sicherheit gewährleistet. Die Brücke ist aber immerhin mehr als 80 Jahre alt. Die umfangreichen Vorarbeiten für eine Erneuerung fordern, den Neubau eines solchen Tragwerks in Angriff zu nehmen, ehe ein betriebsgefährlicher Zustand eintreten kann. Überdies zwingt die für die heutigen Erfordernisse zu geringe Tragfähigkeit der Brücke die ÖBB schon lange zu sogenannten Reihungsbeschränkungen, das heißt, es können mehrere Schwerverwagen nur bei Zwischenschaltung von Leerwagen über die Brücke befördert werden.

Grundsätzlich boten sich zwei Möglichkeiten für eine Erneuerung. Die eine war der Bau einer neuen Brücke neben der alten, wobei der Betrieb auf dem alten Tragwerk bis zur Herstellung der Gleisanschlüsse zu der verlegten Trasse nicht gestört wird; die andere eine Auswechslung des Tragwerks allein unter ganzer und teilweiser Beibehaltung des bestehenden Mauerwerkes. Voraussetzung hierfür war ein einwandfreier Zustand bzw. eine entsprechende Instandsetzung der Pfeiler und Gewölbe.

Für den Bau einer neuen Brücke standen die umfangreichen Projektierungen aus den Jahren 1911 bis 1920 zur Verfügung. Ein Ausweichen in nördlicher Richtung kam mit Rücksicht auf die Trassenführung am Hang des Rosannatales und das benachbarte Schloß Wiesberg nicht in Betracht. Eine Verlegung in südlicher Richtung hing von den Gründungsmöglichkeiten ab. Die bestehende Strecke wurde zweifellos auf die geologisch günstigste Linie gelegt; jede nach Süden verlegte Trasse bietet Schwierigkeiten, die umso größer werden, je weiter man von der alten Strecke abweicht. Ein Neubau kam daher nur in etwa 20 m Achsentfernung parallel zum bestehenden Bauwerk in Betracht. Auch hier war die Errichtung einer Balkenbrücke mit Pfeilern etwa in der Flucht der bestehenden Hauptpfeiler nicht möglich. Ausführbar war hingegen — und das wäre auch mit Rücksicht auf die Geländeform die gegebene Lösung gewesen — der Bau einer Bogenbrücke aus Stahl oder Stahlbeton mit etwa 140 m Kämpferabstand und aufgeständerter Fahrbahn. In den Kostenvergleich mit anderen Varianten waren nicht nur die Aufwendungen für die schwierigen Anschlüsse an die bestehende Trasse, sondern auch der Abtrag der gesamten alten Brücke einzubeziehen.

Auf den Gedanken, nur das alte Tragwerk auszuwechseln, hat bereits Prof. Orley im Jahre 1911 hingewiesen. Als notwendige Zeit für die vollständige Betriebssperre nannte er fünf Tage. Während dieser Zeit müßten der Nahverkehr durch Autobusse aufrechterhalten und die Fernzüge über München-Lindau umgeleitet werden. Die Kosten der Umfahrungen über Bayern sind sehr hoch; sie müssen neben allen anderen Aufwendungen bei diesem Projekt berücksichtigt werden. Für den Umbauvorgang selbst standen die Auswechslung durch einen Aus- und Einschubvorgang auf einem entsprechenden Gerüst und verschiedene Varianten von sogenannten Umbauungen mit einem abschnittweisen Ersatz der alten Konstruktionsteile durch neue zur Diskussion.

Der Bauentschluß der Generaldirektion der ÖBB ging nach Abwägung aller Möglichkeiten dahin, die bestehende Trasse beizubehalten und nur das Tragwerk auszuwechseln. Mitbestimmend neben den Kosten war auch der Wille, das alte Tragwerk, das in seiner schönen Umgebung neben dem malerischen Schloß weit über Österreich hinaus bekannt ist, in seiner äußeren Form ohne den später zugefügten dritten Gurt zu erhalten. Aus den gleichen Erwägungen wurde als System des neuen Tragwerks ein Stabbogen ausgewählt (Bild 2). Für den Umbauvorgang wurde der Vershub auf einem großen Gerüst bestimmt. Die hohen Kosten einer längeren Sperre rechtfertigen auch größere Aufwendungen für eine möglichste Kürzung der Unterbrechung.

Es steht außer Zweifel, daß auch eine Umbauung des alten Tragwerks mit einer neuen Konstruktion die österreichische Stahlbauindustrie vor keine unlösbare Aufgabe gestellt hätte. Ein solches Vorgehen hätte allerdings eine größere Zahl

¹⁾ W. Tschepper und W. Schmid, Die Geschichte der Trisannabrücke, Österreichische Ingenieur-Zeitschrift 3, 264 (1960).

längerer Betriebssperren erfordert, deren Einhaltung bei den immer wieder möglichen Verspätungen der Fernzüge von den ÖBB nicht hätte gewährleistet werden können. Damit wären aber jeder Terminplan und jede Kalkulation für die Abwicklung des Umbaus in Frage gestellt gewesen.

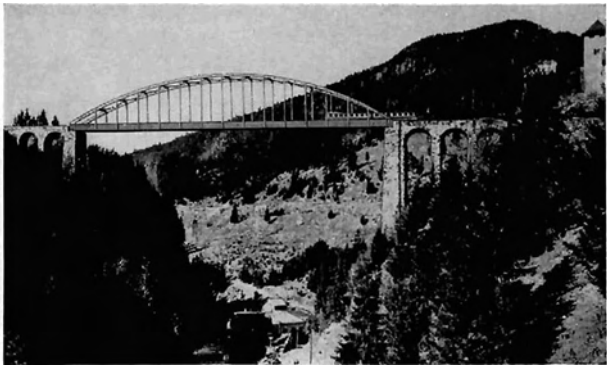
Die neue Brücke bleibt so wie die alte eingleisig. Es waren weniger die Mehrkosten eines zweigleisigen Tragwerkes als die Aufwendungen für den zweigleisigen Ausbau des ganzen Streckenabschnittes von Landeck bis Strengen, die die ÖBB zu diesem Entschluß bewogen.

4. Instandsetzung des Mauerwerks

Bereits früher war darauf hingewiesen worden, daß ein einwandfreier Zustand bzw. eine gesicherte Instandsetzung der Pfeiler und Widerlager Voraussetzung für die Durchführung des gewählten Projekts ist. Es war nur dann zu verantworten, ein neues Stahltragwerk, dessen Lebensdauer unter normalen Verhältnissen wieder acht Jahrzehnte betragen mag, an die Stelle der alten Schweißisenkonstruktion zu stellen, wenn

Bild 2: Trisannabrücke mit dem neuen Stahltragwerk (Photomontage)

Fig. 2: Trisanna Bridge with the new steel truss (photomounting)



auch der Bestand des Mauerwerks für den gleichen Zeitraum gewährleistet werden konnte.

Es soll im Rahmen dieses Berichtes auf die dazu angestellten Überlegungen und die getroffenen bzw. geplanten Maßnahmen im einzelnen nicht eingegangen werden. Zusammenfassend sei folgendes festgehalten:

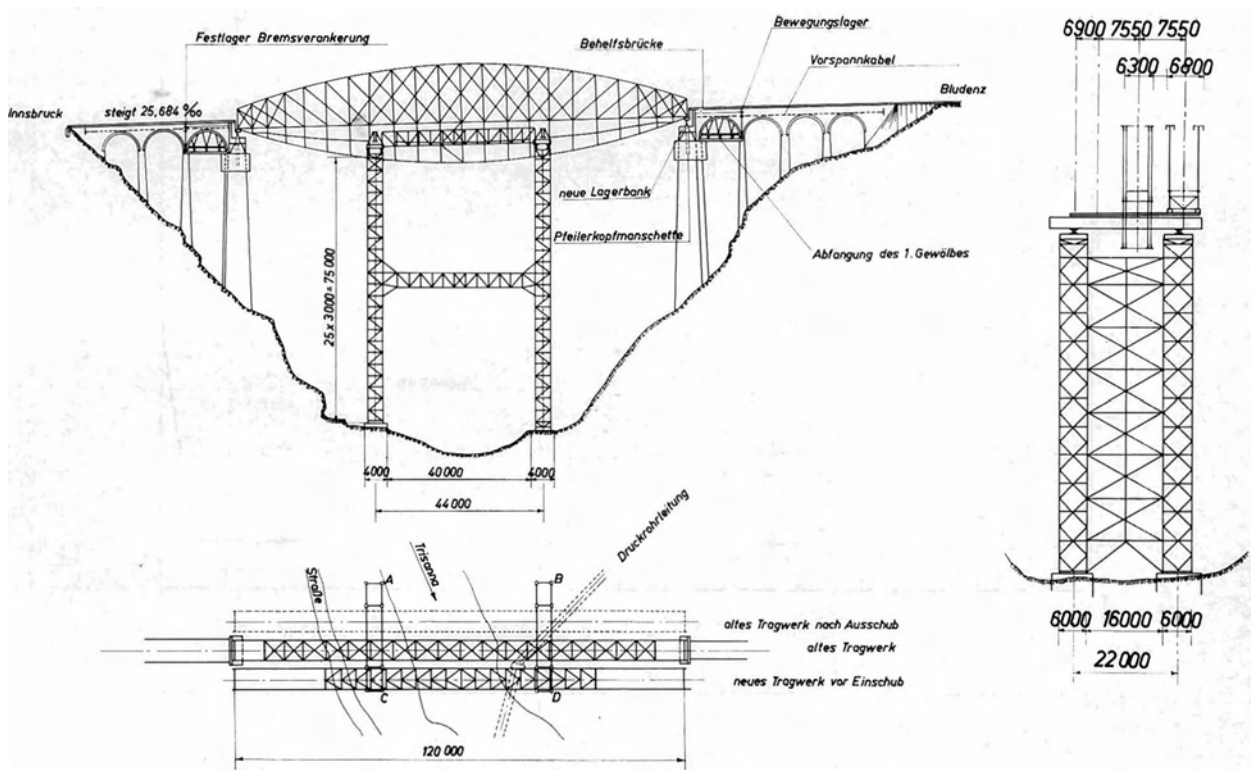


Bild 3: System des Gerüstturmes, Vorspannung der Viadukttrien und Tragwerksumlagerung auf die Pfeilerkopfmanschetten

Fig.3: System of the scaffold tower, prestressing of the viaduct row and rearrangement of the truss on the pier nose sleeves

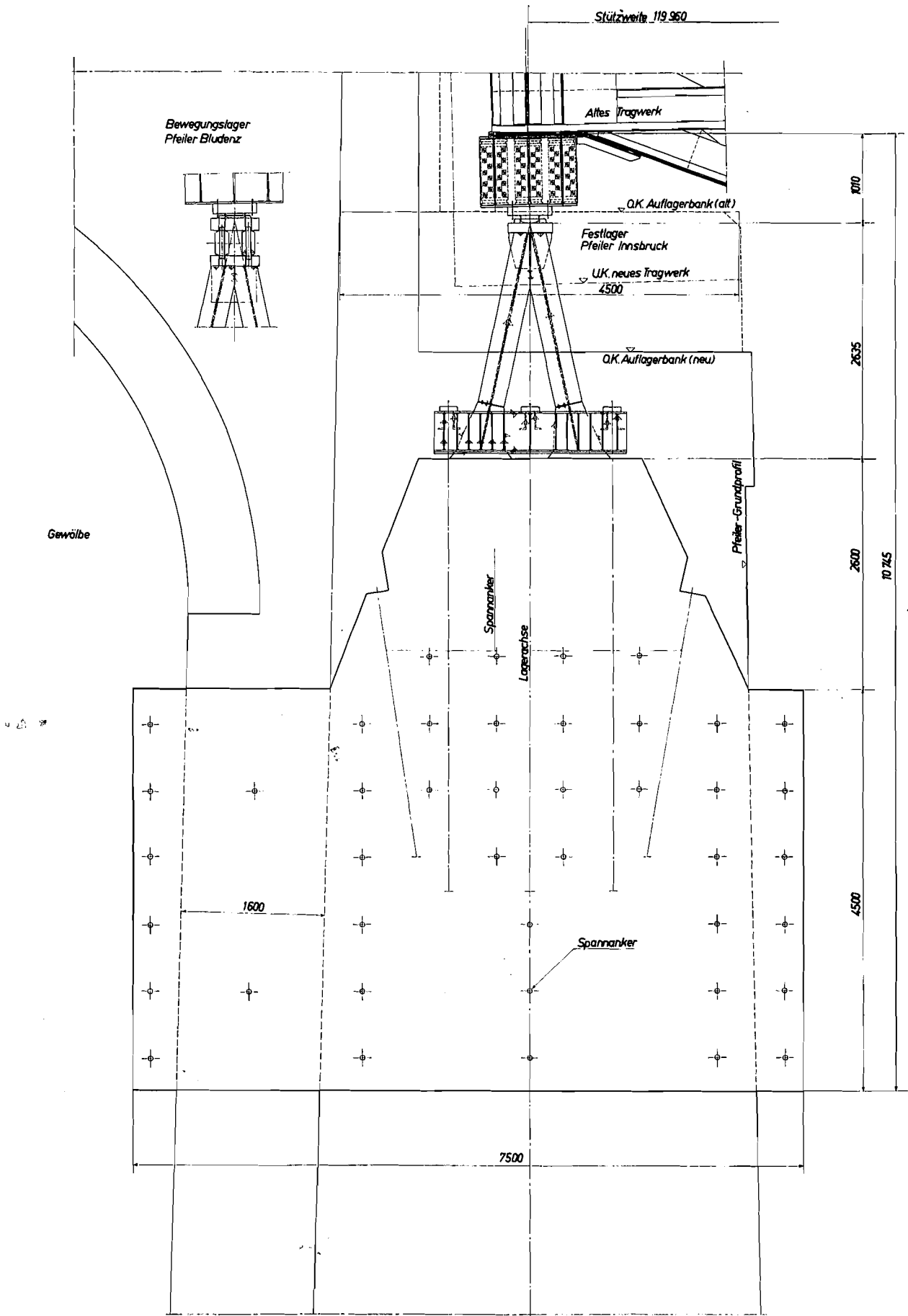


Bild 4: Abstützung des alten Tragwerkes auf die Pfeilerkopfmanschetten

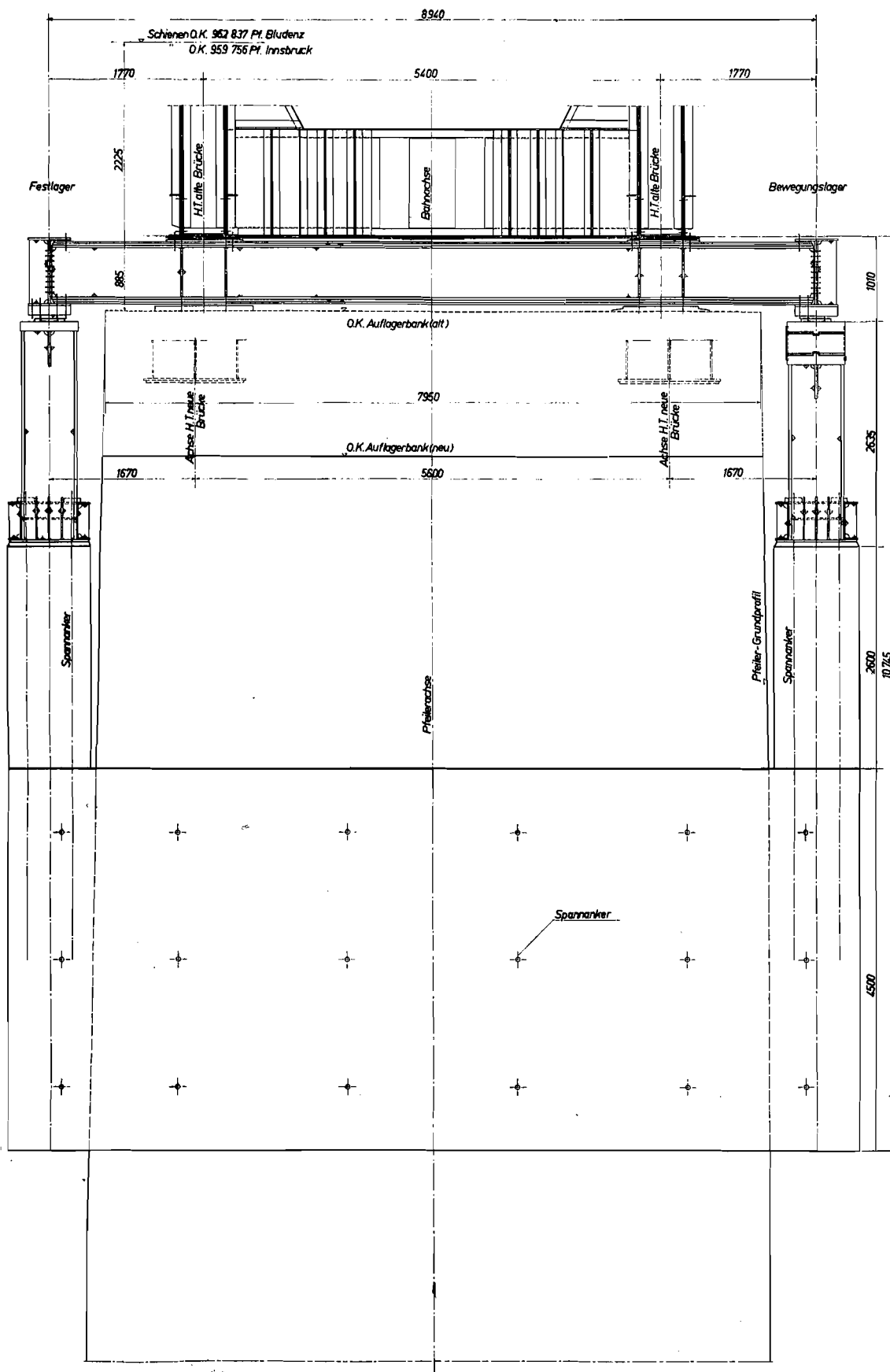


Fig. 4: Bracing of the original truss on the pier nose sleeves

1. Noch vor der endgültigen Entscheidung wurden in den Hauptpfeilern des Viaduktes Rotationsbohrungen mit Doppelkernrohren durchgeführt, um Aufschluß über den Zustand des Mauerwerks im Inneren zu erhalten. Dabei waren die Steine in einwandfreiem Zustand, lediglich der Bindemörtel erwies sich teilweise als porös. Der Austritt von Bohrwasser an manchmal auch entfernteren Stellen ließ das Vorhandensein einzelner schmaler Klüftungen erkennen.

2. Zum Verpressen dieser Spalten und der Poren des Mörtels wurde in die Pfeiler und Gewölbe Zementmörtel injiziert. Unter Auswertung neuester Erfahrungen kam dabei ein Mehrstufensystem zur Anwendung. Danach wurden die Pfeiler und Gewölbe zunächst in größeren Flächen rasterförmig aufgebohrt und unter niedrigem Druck bei teilweiser Beigabe von Sand und Flugasche die größeren Hohlräume verfüllt. In den weiteren Stufen erfolgte über neue Raster von Bohrlöchern unter höheren Drücken bis 10 atü ein Verfüllen der feineren Hohlräume. Vor dem Verpressen wurde unter gleichzeitigem Spülen durch Wasserdrukproben die Aufnahmefähigkeit jedes Bohrloches ermittelt. Zugleich mit den Injizierungen wurden einzelne an den Sichtflächen verwiterte Steine durch neue ersetzt und schadhafte Verfügungen ausgebessert.

3. Der Bogenschub hatte, wie bereits berichtet, zu Verformungen der Hauptpfeiler und in weiterer Folge zu Rissen in den Gewölben selbst geführt. Um diesen Kraftangriffen entgegenzuwirken, wurde jede Gewölbereihe über ihre gesamte Länge vom Hauptpfeiler bis zum Endwiderlager vorgespannt. Die Spannstäbe wurden in den Gewölbetrögen knapp über den Scheiteln der Bogen einbetoniert und einerseits in den Kammermauern hinter den Lagern des Stahltragwerkes, andererseits in Querriegeln in den Endwiderlagern verankert (Bild 3). Auf der Innsbrucker Seite beim festen Lager fällt diesen Spannankern zugleich die Aufgabe zu, die bergwärts gerichteten Bremskräfte von der mit der Kammermauer biegesteif verbundenen Auflagerbank in die Endwiderlager zu übertragen. Die Gewölbetröge wurden neu mit Beton ausgekleidet und erhielten eine wasserdichte Abdeckung.

5. Umgestaltung der Pfeilerköpfe

Während die Lager der alten Brücke auf einzelnen Granitquadern ruhen, muß für die neue Konstruktion eine durchgehend bewehrte Stahlbetonbank errichtet werden, deren Oberkante etwa 1,6 m tiefer als die alte Lagerbank liegt. Zugleich sind die alten Kammermauern abzutragen und der Konstruktion des neuen Tragwerks entsprechend umzugestalten. Zusammen mit der Stärke der neuen Auflagerbank müssen die Pfeilerköpfe auf eine Tiefe von mehr als 3 m abgetragen werden.

Eine Durchführung dieser Arbeiten während der Einstellung des Betriebes hätte eine Sperre von

mehreren Tagen erfordert. Ein sonst bei kleineren Brücken herkömmliches Vorgehen, wie etwa die Abfangung des alten oder des neuen Tragwerkes auf einen Bock vor den Widerlagern oder das Einschieben eines Trägerrostes, der nachträglich einbetoniert wird, war bei der Höhe der Pfeiler sowie der Größe des Tragwerkes und damit der Lasten hier nicht anwendbar. Da auch Außermittigkeiten bei der Lasteintragung in das alte Tragwerk und die Pfeiler vermieden werden sollten, war man vor eine Aufgabe gestellt, für die den Projektsverfassern keine Vorbilder bekannt waren.

Man entschloß sich, um jeden Hauptpfeiler knapp unter dem Ansatz des benachbarten Gewölbes eine Manschette zu legen und darauf das alte Tragwerk während des Umbaus der Pfeilerköpfe, das heißt, während 10–12 Wochen abzustützen. Die grundsätzliche Anordnung ist in Bild 3 dargestellt; Bild 4 zeigt Einzelheiten der Abstützung. Die Lager des alten Tragwerkes wurden zunächst durch je drei nebeneinanderliegende geschweißte I-Träger ersetzt, die beiderseits über die Pfeiler hinausragen und dort mit dreieckförmigen stählernen Böcken die Lasten an die Manschetten abgeben. Eine stützenförmige Ausbildung des mittleren dieser drei Träger gewährleistet auch bei diesem schrittweisen Umbauvorgang eine jederzeit einwandfreie Lagerung. Um die Beweglichkeit des alten Tragwerkes während der Umlagerung auf die Manschetten sicherzustellen, wird die Verbindung zwischen den Unterstützungsträgern und den Böcken an einem Tragwerksende als festes, am anderen als bewegliches Lager ausgebildet.

Hinsichtlich der Manschetten selbst standen zwei Lösungen zur Wahl:

a) Ein etwa 4,5 m hoher Stahlblechmantel wird in einem Abstand von 0,5–1 m um den Pfeiler gelegt. Die stählernen Böcke sind unmittelbar mit dem Mantel verschraubt. Die Räume zwischen Mantel und Pfeiler werden mit Beton etwa der Güte B 120 bis B 225 ausgefüllt. Durch Spannanker wird der Stahlmantel über den Füllbeton an die Pfeiler angepreßt. Die Auflasten werden vom Mantel auf den Beton durch Dübel übertragen; zwischen Füllbeton und Pfeiler ist infolge der starken Bossierung des Mauerwerkes eine Verzahnung wirksam. Zur Erleichterung des nachträglichen Ablösens der Manschetten werden die Pfeilerschäfte durch einen Lehmaufstrich versiegelt.

b) Ein gleichfalls 4,5 m hoher Betonmantel in der Güte B 300 wird um die Pfeiler gelegt, der nicht nur durch Spannanker an die Pfeiler angepreßt wird, sondern auch in seinen Mantelflächen vorgespannt ist. Die stählernen Böcke werden auf die Mantelfläche oben aufgesetzt und zur Aufnahme der Seitenkräfte mit Spannstählen aufgespannt. Hinsichtlich ihrer statischen Wirksamkeit müssen Pfeiler und Manschette als monolithisches Gebilde angesehen werden.

Es waren letztthin Terminfragen, die zugunsten der reinen Spannbetonmanschetten den Ausschlag gaben. Den in Anbetracht der Erstmaligkeit einer solchen Ausführung zur Ermittlung des Kräfteverlaufs und der vorhandenen Sicherheiten durchgeführten spannungsoptischen Untersuchungen und Baustellenversuchen kommt im Hinblick auf eine weitere Anwendung solcher Manschetten grundsätzliche Bedeutung zu, weshalb hierüber gesondert berichtet werden soll.

Der Abtrag der alten Kammermauern führt vorübergehend bis zum Erhärten der neuen Lagerbänke zu einer Schwächung der Kämpfer der anschließenden Massivbögen. Um die Verkehrslast während der Umlagerung auf die Manschetten von diesen Gewölben fernzuhalten, wurden in die ausgeräumten Tröge Behelfsbrücken eingelegt, die auf den Endquerträgern der alten Brücke und den ersten an die Hauptöffnung anschließenden Zwischenpfeilern gelagert sind. Zur Aufnahme des Schubs aus der zweiten Öffnung sind diese Zwischenpfeiler in Kämpferhöhe waagrecht gegen die Hauptpfeiler abgestützt. Ein leichtes Lehrgerüst über den Abstützungen soll den Bestand der unbelasteten Gewölbe gegen alle Zufälligkeiten sichern (Bild 3).

Wie bei der alten und bei der neuen Brücke sollen auch während der Umlagerung auf die Manschetten die Bremskräfte nicht vom Innsbrucker Hauptpfeiler, sondern vom Endwiderlager aufgenommen werden. Es wurde daher die Behelfsbrücke beim festen Lager zug- und druckfest mit dem alten Tragwerk und einem waagrecht liegenden Träger über dem Zwischenpfeiler verbunden. Dieser Träger gibt die Bremskräfte an das 1,3 m starke Parapetmauerwerk ab.

6. Gerüstturm

Die alte Brücke wurde auf einem großen Holzgerüst errichtet, das die ganze Talbreite einnahm. Die Konstruktionsteile des Tragwerks und die Baustoffe wurden in der Talmitte mitsamt einem Transportwagen hochgezogen und in den einzelnen „Stockwerken“ auf Gleisen an den Verwendungsort gefahren.

Das jetzige Gerüst muß nicht nur dem Zusammenbau des neuen und der Zerlegung des alten Tragwerks, sondern auch dem Verschub dienen. Dies verlangt die Stützung der alten und der neuen Konstruktion auf zwei Verschubbahnen senkrecht zum Gleis. Mit der Eigenlast der alten Konstruktion von rund 880 t und der neuen von rund 740 t werden ohne die Einwirkungen des Winddrucks auf jeder Bahn etwa 810 t bewegt. Bei diesen hohen örtlichen Lasten schieden Stahlrohrgerüste üblicher Bauart oder gar Holzgerüste aus.

Bei der Gestaltung des Gerüsts war außer auf die Geländeform auch auf die Bundesstraße, den Bach und vor allem die vorhandene Druckrohrleitung Rücksicht zu nehmen. Von Einfluß

waren weiter das Transportproblem und die Gründungsmöglichkeiten.

Da bei dem starken Zugverkehr Entladungen aus Eisenbahnwaggons im unmittelbaren Bereich der Brücke kaum möglich sind, werden fast alle Teile des Gerüsts und der Neukonstruktion vom Bahnhof Landeck auf der Straße zur Baustelle gebracht. Dort müssen sie im Tal gelagert und dann zur Verwendungsstelle hochgezogen werden. Das gleiche gilt in umgekehrter Weise für den Abtransport des alten Tragwerks.

Die beiderseitigen steilen Talhänge bestehen aus festgelagertem Quarzphyllit, dessen Schieferflächen steil gegen Süden abfallen. Ein größerer Felsausbruch für Gerüstfundamente im Bereich der bestehenden Pfeilergründungen war daher unbedingt abzulehnen.

Es war somit naheliegend, in der ca. 50–60 m breiten, ebenen Talsohle einen Gerüstturm zu errichten, der beide Verschubbahnen aufnehmen kann. Auf diesem Gerüst wird neben der alten Konstruktion das neue Tragwerk zunächst in seinen mittleren Abschnitten montiert und dann — zur Vermeidung eines Übergewichtes — gleichzeitig nach beiden Seiten gegen die Auflager frei vorgebaut werden. In umgekehrter Weise müssen nach dem Verschub das alte Tragwerk von seinen Enden her zum Turm zurückgebaut und dort zuletzt der mittlere Teil zerlegt werden.

Die Arbeitsgemeinschaft der Stahlbauunternehmen hat dazu verschiedene Vorschläge ausgearbeitet, denen allen der Gedanke gemeinsam war, den Turm mitten unter der Brücke tischförmig mit vier Stielen auszubilden. Zum Teil gingen die Projekte dahin, die Verschubbahnen wohl senkrecht zur Achse des alten Tragwerks, das Geviert der Stiele aus Rohren mit 1,6 m Durchmesser aber mit Rücksicht auf die Gründungen im Grundriß gegen die Tragwerksachse zu verdrehen.

Die Wahl fiel auf das in Bild 3 dargestellte System. Die Entfernung der Stiele in Gleisrichtung beträgt 44 m, senkrecht dazu 22 m. Die beiden Verschubbahnen liegen mittig über den Stielen, so daß das alte und das neue Tragwerk beim Verschub etwa in den Drittelpunkten ihrer Länge unterstützt sind. Talwärts, das heißt, in nördlicher Richtung, steht die Tischplatte so weit über das alte Tragwerk vor, daß dort die neue Konstruktion zusammengebaut werden kann. Auf der anderen Seite ist so viel Platz, daß die alte Konstruktion mit dem dritten Gurt bis an die Stiele herangeschoben und dabei das neue Tragwerk in die Gleisachse gerückt werden kann. Nach Abtrennen des dritten Gurtes im Bereich des Tisches wird die alte Konstruktion über die Bühne auf den Querriegel des Gerüsts geschoben.

Es wurde auch die Möglichkeit untersucht, den Turm schmaler, und zwar nur 16,4 m breit, auszuführen. In diesem Falle hätte nach der Betriebs-einstellung, jedoch noch vor dem Ausschleppen, der dritte Gurt entfernt werden müssen. Es hätte dies eine Verlängerung der Sperre um etwa

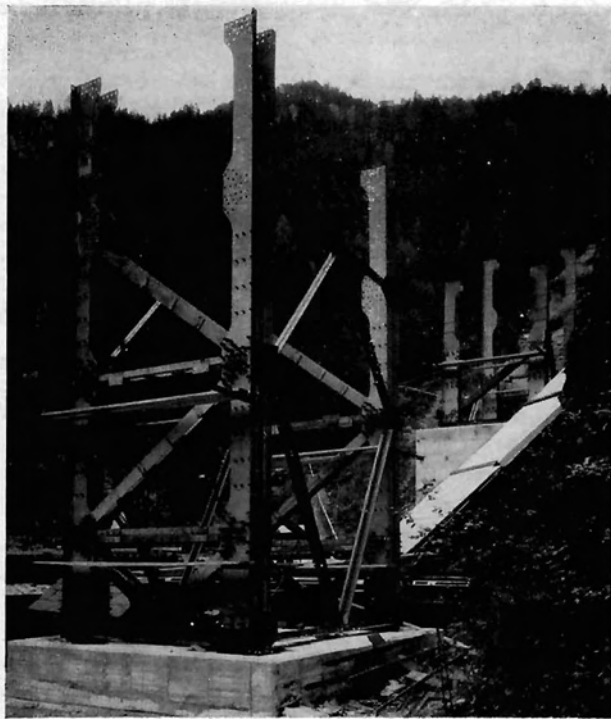
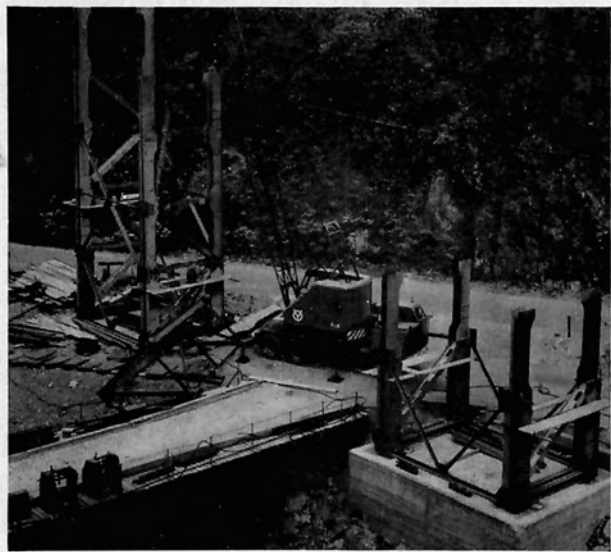


Bild 5: Füße der Stiele B und D auf der linken Talseite

Fig. 5: Heels of the legs B and D on the left side of the valley



10 Stunden erfordert; außerdem wäre der Stiel B (Bild 3) über der Druckrohrleitung gestanden und hätte dort abgefangen werden müssen. Bei dem breiteren Turm ist außerdem die Standsicherheit größer.

Das Gerüst erhält seine größte Belastung während der Gleissperre, wenn sowohl die alte als auch die neue Konstruktion zusammen auf den Verschubbahnen liegen. Ein Versagen könnte den Absturz beider Tragwerke und damit unabsehbare Folgen nach sich ziehen. Es kommt daher auch den Gründungen der vier Stiele, die einige Schwierigkeiten boten, besondere Bedeutung zu.

Alle vier Fundamente A bis D (Bild 3) haben Grundrißabmessungen von 6×8 m. A und C sind auf dem mit großen Blöcken durchsetzten Gesschiebe der Talsohle gegründet, wobei A gegen den Bach vorragt und durch einen längeren Steinsatz gegen ein Unterspülen gesichert werden mußte, und C unmittelbar neben die Bundesstraße zu liegen kommt. Fundament B greift in den linken Talhang ein und ist vollflächig auf den geebneten Fels aufgesetzt. Beim Stiel D liegt das Fundament nur mit einer Ecke unmittelbar auf dem steil in den Untergrund einfallenden Fels des Talhanges (Bild 5). Um ein Verdrehen infolge ungleichen Setzens zu verhindern, mußten die Lasten über Pfähle auf den Felsuntergrund abstützt werden. Die unmittelbare Nachbarschaft des Fundaments einer Druckrohrleitung ließ ein Rammen nicht zu, weshalb Bohrpfähle des Systems Icos-Veder zur Anwendung kamen.

In den Wänden senkrecht zum Gleis sind die Stiele untereinander ausgefacht, in den beiden anderen Ebenen oben und in halber Höhe durch Querriegel versteift.

Die Stiele selbst sind als Maste mit vier Eckpfosten durch Anker in die Fundamente eingespannt. Sie sind in der Gleisrichtung 4 m und senkrecht dazu 6 m breit. Es waren zwei Vorschläge ausgearbeitet worden, und zwar eine Ausbildung der Eckpfosten aus je zwei Rohren mit 500 mm Durchmesser und eine weitgehende Verwendung von vorhandenen Teilen des zerlegbaren Roth-Waagner-Brückengeräts auch für

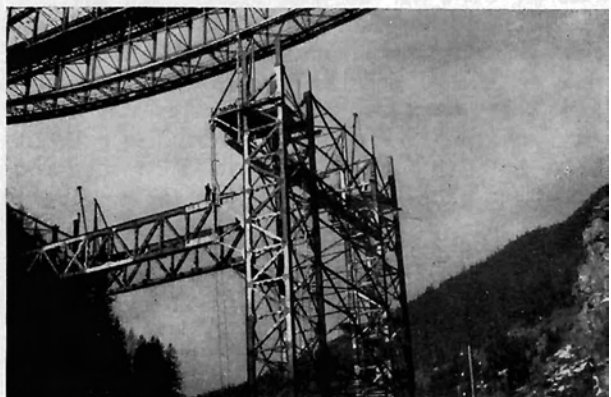


Bild 6: Montage des Turmes C in den unteren Schüssen mit Hilfe eines Autokranes

Fig. 6: Installation of the lower sections of the tower C by means of a truck crane

Bild 7: Montage der Riegel mit Kletterderricks

Fig. 7: Installation of the girders by erecting derricks

die Ausfachungen und für die Querriegel. Da die ÖBB in der Lage waren, die erforderlichen RW-Teile zeitgerecht beizustellen, stand es von Anfang an außer Zweifel, daß dem wesentlich preisgünstigeren zweiten Vorschlag der Vorzug gegeben würde. Die universelle Verwendbarkeit des RW-Gerätes wird es erlauben, diesen Turm als Pfeiler auch an anderer Stelle mit anderen Hauptabmessungen wiederzuverwenden.

Als Eckpfosten jedes Stieles werden je vier RW-Gurtstäbe verwendet, die mit einem Stegblech von 690 bzw. 480 mm Höhe und einem einseitigen Gurtwinkel zu je 2 T-förmigen Profilen zusammengesetzt sind.

Die Riegel sind zweiwandige Fachwerke mit einem Achsabstand der beiden Wände — entsprechend der Breite der Stiele — von 6 m. Auf den beiden obersten Riegeln liegen die Arbeitsbühnen von je 8,5 m Breite, talauswärts mittig über den Stielen C—D die Montage- und taleinwärts über den Stielen A—B die Demontagebühne.

Die Verschubbahnen sind über einem Trägerrost auf einem Linienkipplager mittig über den Stielen gelagert. Es sind vollwandige geschlossene Kastenträger mit einer Steghöhe von 2500 mm und einer Gurtbreite von 1100 mm. Über jedem Steg des Kastens ist in 480 mm Abstand eine Kranschiene befestigt.

Die untersten Schüsse der Stiele wurden von einem Autokran montiert (Bild 6). Für den weiteren Aufbau fanden Kletterderricks Verwendung, wobei die Fachwerkwände der Riegel als Ganzes hochgezogen wurden (Bild 7—8).

Die Verschubbahnträger haben je zwei Querstöße und sind überdies durch Längsstöße der Gurtplatten geteilt. Die einzelnen Teile wurden getrennt hochgezogen, zusammengesetzt und abschnittsweise auf Hilfsträgern zwischen Fahrbahn und drittem Gurt des alten Tragwerkes durchgeschoben.

Bild 9 und 10 zeigen den fertigen Gerüsturm. Das Gesamtgewicht beträgt 1359 t, wovon 784 t auf RW-Teile, 473 t auf Neumaterial und 102 t auf Schrauben entfallen.

7. Neues Tragwerk

7.1 Allgemeine Anlageverhältnisse

Die Hauptträger des neuen Tragwerks sind sogenannte Stabbogen; nach dem Österreicher Langer, der dieses System zum ersten Mal ange-

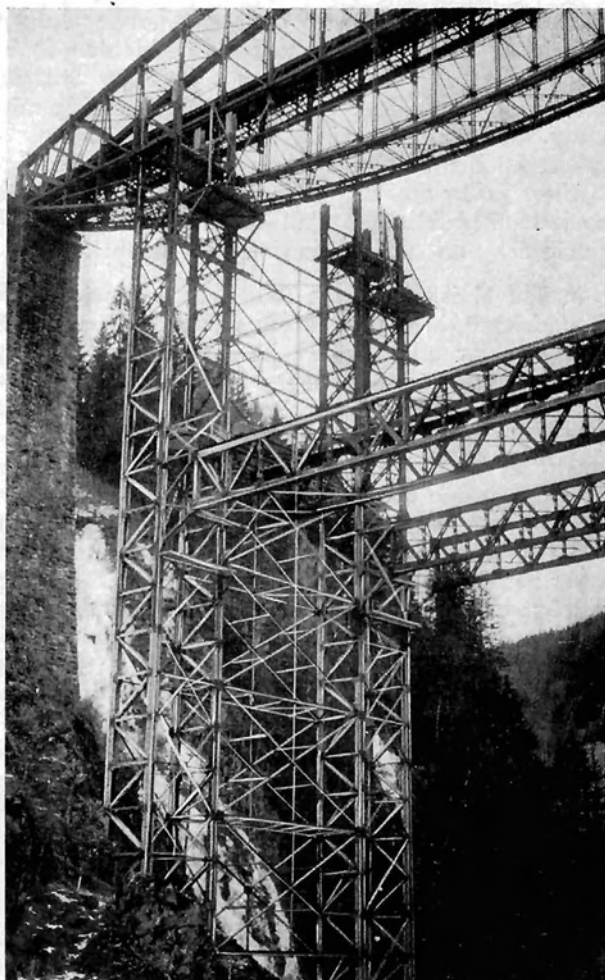


Bild 8: Montage der Stiele B und D mit Kletterderricks
Fig. 8: Installation of the legs B and D by erecting derricks

Bild 9: Gerüsturm nach Fertigstellung
Fig. 9: Scaffold tower after completion

wendet hat, werden sie auch als Langer-Balken bezeichnet. Beim reinen, das heißt: idealen Stabbogen, besteht der Bogen aus geraden Stäben, die am Anschluß der Hängestangen gelenkig miteinander verbunden sind; der sogenannte Streckträger ist biegesteif. Den konstruktiven und ästhetischen Erfordernissen entsprechend, wird jedoch in jedem praktischen Fall auch der Bogen kontinuierlich und stetig gekrümmt ausgeführt.

In Bild 11 ist das neue Tragwerk in Ansicht und Grundrissen, in Bild 12 im Querschnitt dargestellt. Wie bei der alten Brücke beträgt die Entfernung der Lagerpunkte — in der Neigung gemessen — 120 m, die Pfeilhöhe des Bogens in der Mitte ist 15 m. Die beiden Hauptträger haben einen Achsabstand von 5,6 m; das ist um 20 cm größer als bei der alten Brücke. Die Feldweite zwischen den Hängestangen ist 8 m; in der Fahrbahn wird diese Entfernung durch Zwischenquerträger nochmals unterteilt, so daß die Stützweite der Längsträger 4 m beträgt. In Brückenmitte liegt eine Fahrbahnunterbrechung; die Bremskräfte werden in den beiden Viertelpunkten links und rechts durch einen Bremsverband von den Längsträgern auf die Streckenträger übertragen. Der obere Windverband reicht als Rautenträger über die mittleren neun Felder und gibt seine Lasten in den Punkten 6 und 6' an die in der Bogenlinie liegenden Rahmen ab. Seitenkräfte auf die Fahrbahn werden über Schlinger- und Querverbände zum K-förmigen Windverband am Untergurt der Streckträger übertragen.

Um eine möglichst große Sicherheit der Bahnbediensteten bei Erhaltungsarbeiten und beim Begehen des immerhin langen Tragwerks zu gewährleisten, wurden die Streckträger in ihrer gesamten Höhe unter das Gleisplanum gelegt. An den Tragwerksenden wird diese Fläche von den Bogen durchschnitten, ansonsten ragen nur

die Hängestangen heraus. Der große Geländerabstand von 8 m erlaubt auch im Bereich der Tragwerksenden noch einen Durchtritt von 60 cm Breite zwischen Bogen und Geländer. Die lichte Weite zwischen den Bogen beträgt 4,40 m.

Für die Fahrbahnabdeckung wurden Gitterroste und Riffelbleche verwendet. Damit ist der Gefahr begegnet, daß durch abgeworfene glühende Bremsklötze der talfahrenden Züge Bedielungsbrände entstehen.

7.2 Statische Berechnung

Die Hauptträger der neuen Brücke sind, bedingt durch die Kontinuität der Bogen und ihrer biegesteifen Anschlüsse an die Streckträger, innerlich 17-fach statisch unbestimmt. Mit einer modernen elektronischen Rechenanlage der Type IBM 1620 war es möglich, die Berechnung genau durchzuführen und für alle wesentlichen Querschnitte Einflußlinien zu erhalten und auszuwerten.

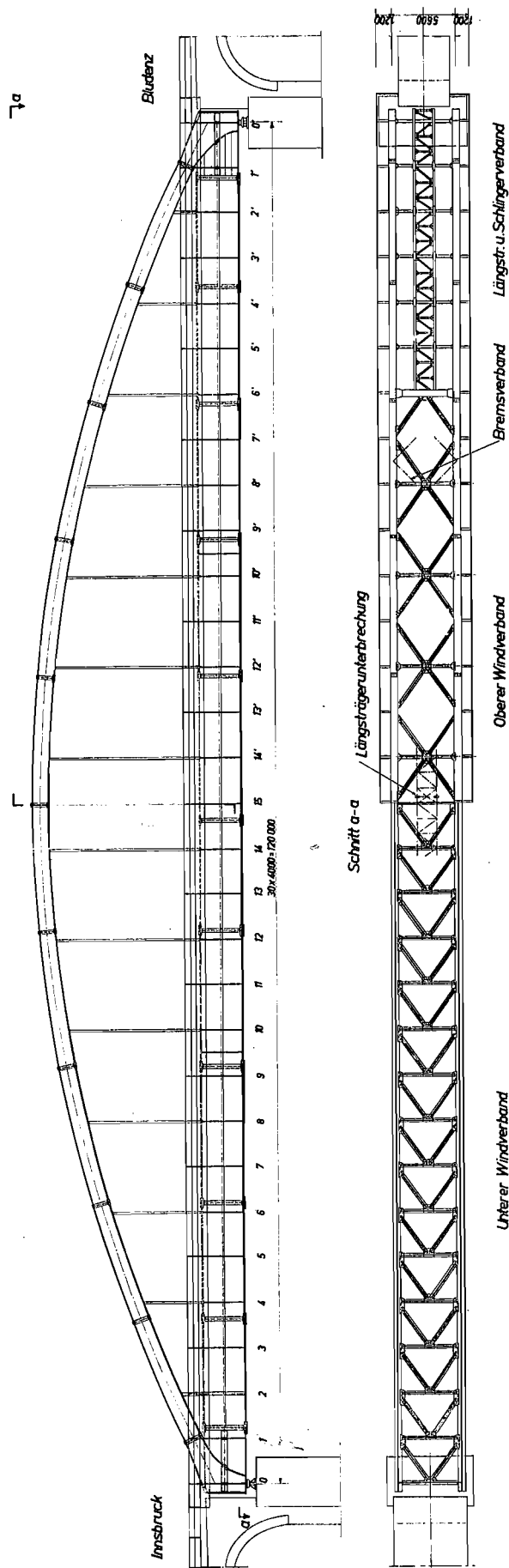
Üblicherweise erfolgt die Berechnung solcher Systeme nach einem Näherungsverfahren²⁾, das die Längenänderungen der Hängestangen vernachlässigt. Damit werden die lotrechten Durchbiegungen übereinanderliegender Knotenpunkte des Bogens und des Streckträgers gleich. Unter diesen Voraussetzungen bleibt als einzige Unbekannte die Horizontalkraft im Bogen, das heißt, das System ist 1-fach statisch unbestimmt. Die Biegemomente werden entsprechend den vorhandenen Steifigkeiten auf Streckträger und Bogen aufgeteilt und die Einflüsse der Bogenkrümmung und der Belastung der Streckträger zwischen den Orten der Hängestangen durch Zusatzmomente berücksich-

²⁾ K. Hoenig, Der durch einen biegesteifen Bogen verstärkte Balkenträger, Statische Untersuchungen mit Hilfe von Kernmomenten. Der Stahlbau 15, S. 36 (1942).



Bild 10: Blick auf Verschubbahn und Demonstagebühne

Fig. 10: View of switching track and dismantling platform



Links, Bild 11: Übersicht des neuen Stahltragwerkes
On left, Fig. 11: General view of the new steel truss

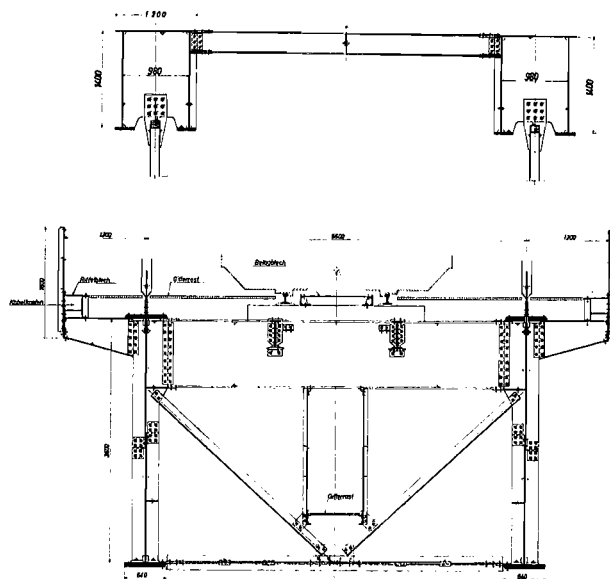
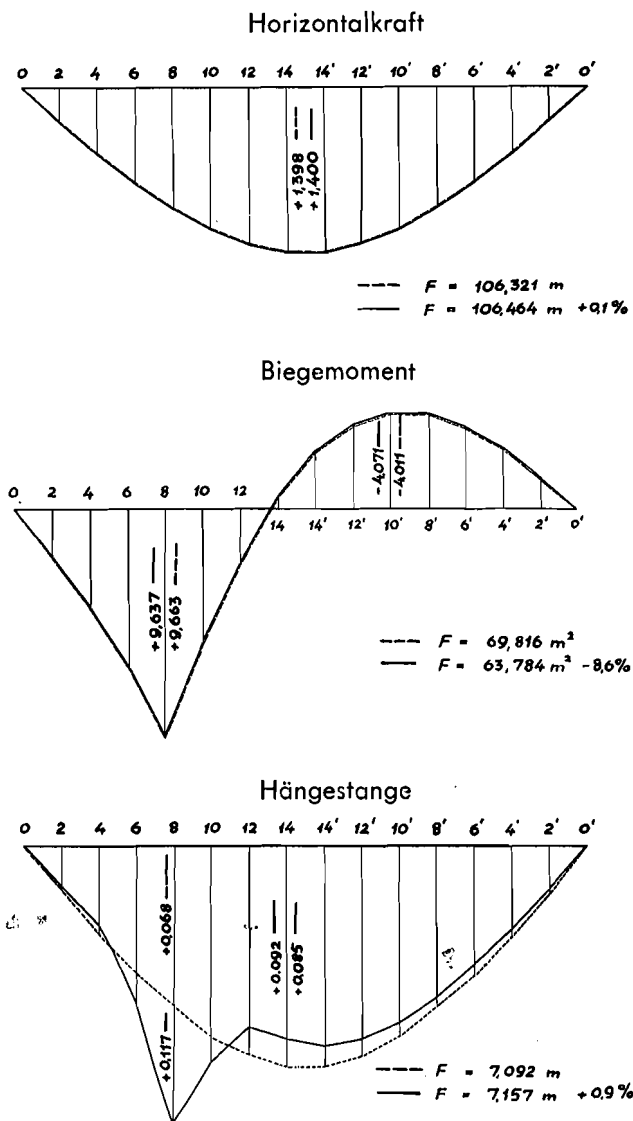


Bild 12: Querschnitt des neuen Stahltragwerkes
Fig. 12: Cross-section of the new steel truss

tigt. Die Beanspruchung der Hängestangen ergibt sich aus einer elementaren Gleichgewichtsbetrachtung an den Bogengelenken und ist für alle gleich.

Für die Trisannabrücke wurde die Berechnung nach beiden Verfahren durchgeführt. Ein Vergleich mit der genauen Lösung bot nicht nur die Möglichkeit, die Richtigkeit der elektronischen Rechnung zu prüfen, sondern gibt zugleich Aufschluß über die Fehlergrenzen der Näherung. Als Beispiel sind in Bild 13 für den Punkt 8 der Streckträger und für die Hängestangen an diesem Ort Einflußlinien nach beiden Verfahren gegenübergestellt. Die Linien für den Bogenschub, das heißt, die Normalkraft im Streckträger, sind praktisch gleich; die Biegemomente sind nach der strengen Berechnung im Mittel kleiner. Der Unterschied der Flächen beträgt rund 9 %. Da sich die Einwirkungen aus Normalkraft und Biegemoment überlagern, verringern sich die Fehler für die maßgebenden Randspannungen auf wenige Prozentsätze, die innerhalb der möglichen Genauigkeit einer üblichen statischen Berechnung liegen. Bei der Hängestange zeigen sich in der Form der Einflußlinien stärkere Abweichungen. Wenn gleich auch hier die Einflußflächen sich nur um 1 % unterscheiden, kann doch für schwierige Montagevorgänge die Kenntnis der genauen Form notwendig werden. Wie bereits erwähnt, ist bei der Trisannabrücke das neue Tragwerk vor und während des Verschubs etwa in den Drittpunkten gelagert. Hier und beim Einbau der Hängestangen ist die Kenntnis der jeweiligen

Kräfte und damit der genauen Einflußlinien erforderlich.



Werte 1-fach statisch unbestimmt - - - -
Werte 17-fach statisch unbestimmt ————
Values with 1 statically indetermined member - - - -
Values with 17 statically indetermined members ————

Bild 13: Einflußlinien für den Querschnitt 8 (Vergleich zwischen Näherungsberechnung und genauer Lösung)
Fig. 13: Influence lines for cross-section Nr. 8 (comparison between approximate calculation and exact solution)

Die größte Durchbiegung aus der Verkehrslast tritt etwa im Viertelpunkt, das heißt, im Punkt 8, ein und beträgt dort für den Regellastenzug 10,66 cm, das sind auf die gesamte Länge von 120 m bezogen $\frac{1}{1123}$. Die Biegelinie unter dieser Belastung besteht aus zwei Halbwellen; auf die maßgebende Länge von rund 70 m bezogen, ist das Verhältnis $\frac{1}{855}$.

7.3 Konstruktion

Als Längsträger finden in den Mittelfeldern I 40, in den Endfeldern und an der Fahrbahnunterbrechung I 42½ Verwendung. Ihre Oberkante ist

mit jener der Querträger bündig; die Kontinuität wird oben und unten mit durchlaufenden Laschen hergestellt. Die Querträger sind geschweißt; ihre Steghöhe ist 960 mm.

Die Streckträger sind einwandig; das 3600 mm hohe Stegblech erhält in der Mitte einen überlappten Stoß. Seine Stärke ist nur in unmittelbarem Bereich des Endknotens 30 mm, sonst durchwegs 12 mm. In dem stärker beanspruchten Bereich von Punkt 1 bis 12 sind oben und unten zwei Gurtplatten von je 30 mm Stärke und 590 bzw. 620 mm Breite. Nur in den mittleren Abschnitten entfällt am Obergurt die zweite Platte.

Der Bogen ist zweiwandig, und zwar hutförmig, ausgebildet. Die Kopfplatte ist 1200 mm breit; die Höhe der beiden Stege beträgt 1400 mm, ihre Stärke wie die der Kopfplatte 18 mm. Die Unterkanten der Stegbleche sind durch Gurte 300 × 30 gehalten. Bogenstöße und Streckenträgerstöße liegen jeweils übereinander.

Am Endknoten (Bild 14) greift der zweiwandige Bogen mit seinen zwei Stegblechen über den einwandigen Streckträger. Die Übertragung der waagrechten Kräfte erfolgt durch den Obergurt des Streckträgers sowie durch horizontale Längssteifen. Die lotrechte Komponente wird durch die Auflagersteife übergeleitet. Momente können darüber hinaus von dem lotrechten Torsionskasten zwischen Auflager und Tragwerksende aufgenommen werden.

Abgesehen von Punkt 2, wo ein I-förmiges Profil angeordnet ist, sind alle anderen Hängestangen als viereckige geschlossene Kastenprofile mit 140 mm Kantenlänge ausgeführt.

Für die Belastungsannahmen und die allgemeinen Sicherheitsvorkehrungen war die ONORM B 4003, 1. Teil, Eisenbahnbrücken, Allgemeine Grundlagen, mit dem Lastenzug S maßgebend. Bemessungsgrundlage für das Stahltragwerk war die ONORM B 4603, Stahlbau, Eisenbahnbrücken, zusammen mit den dazugehörigen Grundnormen der Reihe B 4600.

Die Stahlgewichte der neuen Brücke sind:
Fahrbahn mit den Konsolen, den Gitterrostträgern, Geländern usw. aus St 37 S und TE 139 t
Hauptträger aus St 44 TE 581 t
Lager aus Stg 52 S und C 35 12 t

Gesamtgewicht 732 t

7.4 Werkstattfertigung und Zusammenbau

Als Verbindungsmittel der Werkstattstöße sind fast ausschließlich Schweißnähte vorgesehen; für die Montagestöße und die Anschlüsse finden HV-Schrauben der Güte 10 K und nur an wenigen Stellen Niete Verwendung. Die beiden Hauptträgerwände werden in der Werkstatt liegend zusammengebaut (Bild 15), wobei Streckträger und Bogen für die Durchbiegungen aus dem Eigengewicht und einem Viertel der Verkehrslast — das sind in Brückenmitte 8,9 cm — überhöht werden.

Nach den einschlägigen österreichischen Richtlinien darf bei HV-Schrauben das Lochspiel bis zu 2 mm betragen. Um jedoch beim freien Vor-

bau die geometrische Form des Tragwerks sicherzustellen, muß ein Teil der Löcher in jedem HV-Stoß der Hauptträger klein vorgebohrt und im aufgelegten Zustand voll aufgerieben werden. Als Prozentsatz dieser sogenannten Fanglöcher wurde 15 festgelegt.

Die Tragwerksteile werden im Bereich des Gerüstturms vom Talboden zur Arbeitsbühne hochgezogen. Zunächst werden die Streckträger mit den Quer- und Längsträgern und den zugehörigen Verbänden vom Gerüstturm zu den Widerlagern fortschreitend mit Vorbauderricks zusammengebaut (Bild 16 a). Von den Tragwerksenden rück-schreitend werden die Bogenteile angefügt, wobei

gleichzeitig die Hängestangen montiert werden (Bild 16 b). Bei jeder zweiten Hängestange sind am Anschluß an den Bogen Vorkehrungen für den Einbau einer Presse getroffen, mit deren Hilfe notfalls die Bogenform geändert werden kann. Die Hängestangen erhalten beim Zusammenbau aus den auflastenden Eigengewichten der Bogen Druck und müssen in den Mittelfeldern bei den größeren Knicklängen nach beiden Richtungen waagrecht abgestützt werden. Zusammen mit den Bogen wird auch der obere Windverband eingebaut.

Beim Erreichen der Tragwerksmitte klappt der Stoß rechnerisch 276 mm; die lotrechte Durchbie-

Bild 14: Endknoten des neuen Stahltragwerkes

Fig. 14: End connection of the new steel truss

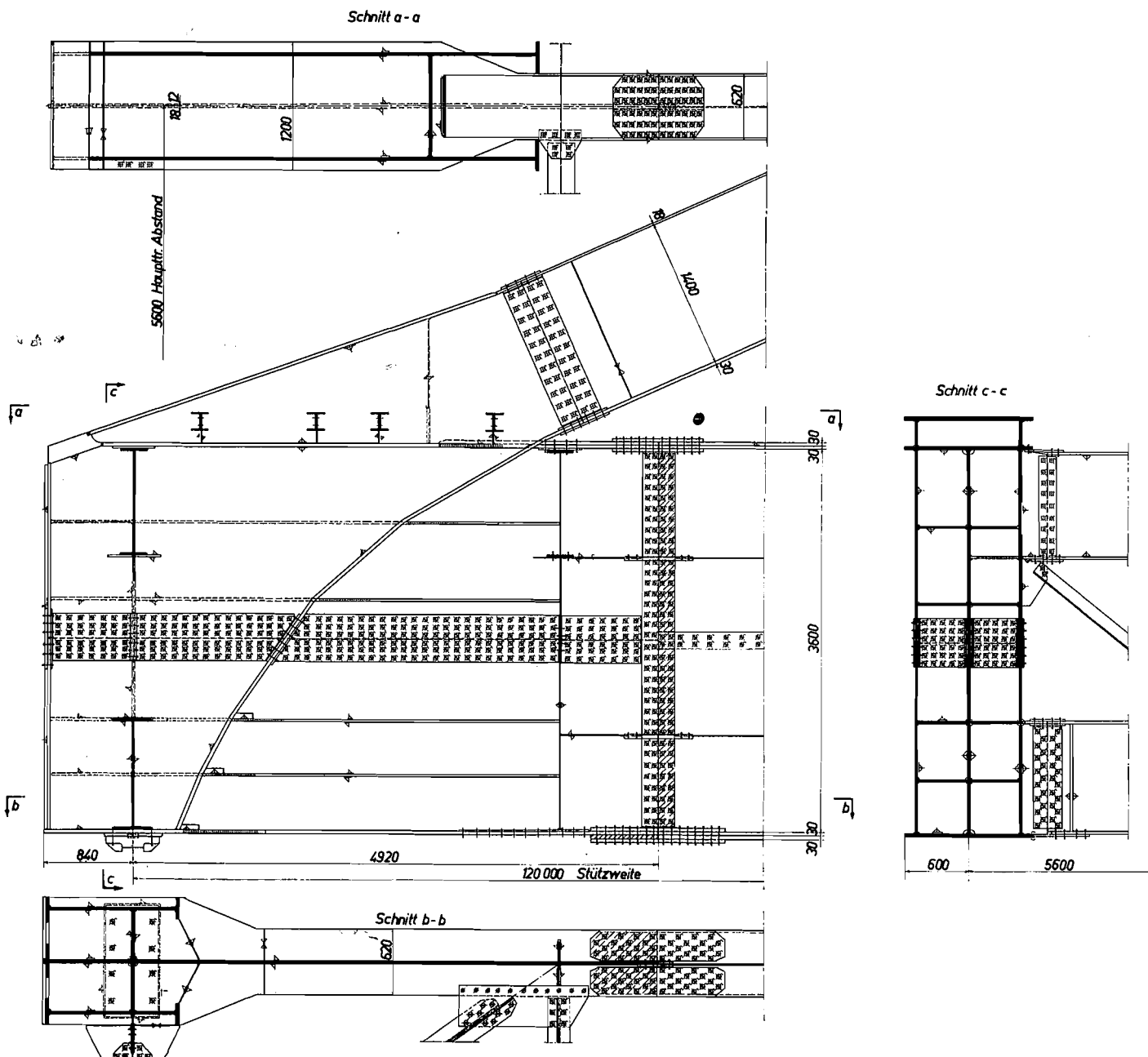


Bild 15: Zusammenbau der Hauptträger in der Stahlbauwerkstätte

Fig. 15: Assemblage of the main girders in the steel construction workshop

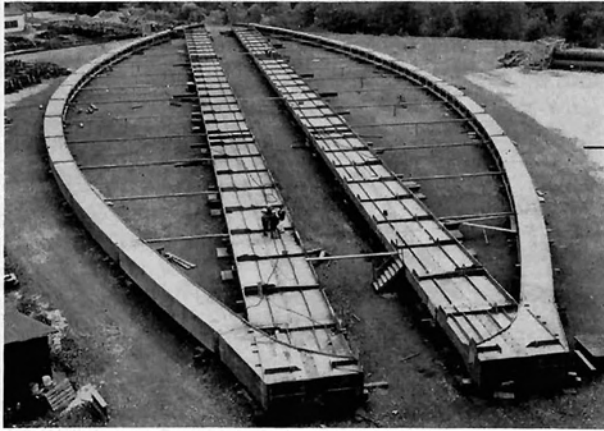
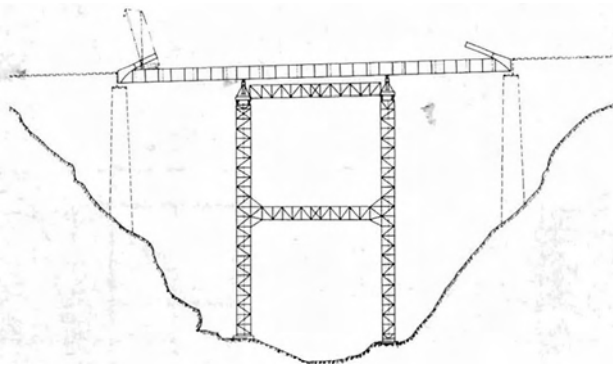
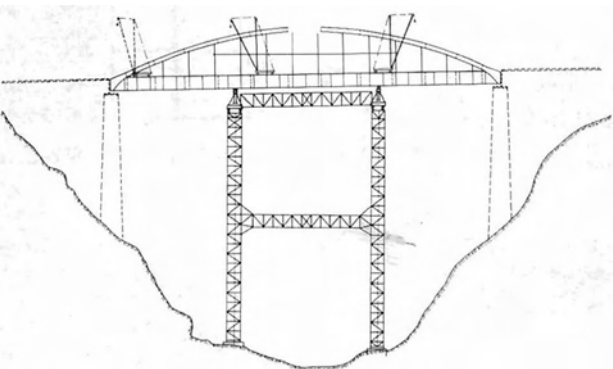


Bild 16: a) und b) Montagephasen des neuen Stahltragwerkes

Fig. 16: a) and b) Stages of erection of the new steel truss



16a



16b

gung an den Tragwerksenden ist 350 mm. Um den Stoß zu schließen, sind in jeder Tragwand eine horizontale Zugkraft von 96 t und ein Moment von 17 tm erforderlich. Das Schließen erfolgt in beiden Hauptträgern gleichzeitig durch Pressenpaare, die in Höhe der Gurte der Bogen angeordnet sind (Bild 17).

8. Vershub

Während des Vershubs stützt sich jedes Tragwerk auf vier Rollwagen von ca. 45 cm Höhe; je zwei liegen jeweils unter den Hauptträgern auf einer Verschubbahn und sind miteinander durch [-Stähle verbunden (Bild 18).

Die Wagen des neuen Tragwerks werden zusammen mit darüberliegenden IP-Trägern zu Beginn des Freivorbau auf die Verschubbahnen aufgesetzt. Die Streckträger liegen zunächst auf Stapeln der Montagebühne und den Verschwagen; beim Vorbau heben sie sich jedoch von den Stapeln ab und liegen dann nur noch auf den Wagen. Eine Laschenverbindung der [-Stähle mit den Verschwagen verhindert, daß das Tragwerk etwa durch Wind vorzeitig in Bewegung gerät.

Die Konstruktionsunterkante des alten Tragwerks liegt etwa 1,3 m höher. Die Gurtstäbe sind durch IP 80 verstärkt und mit den übrigen Aufbauten durch Verbände ausgesteift. Nach Einstellung des Betriebes wird das alte Tragwerk an seinen Auflagern so weit angehoben, daß über den Wagen die in Bild 18 dargestellten IP-Träger eingebaut werden können.

Die für den Vershub erforderlichen Zugkräfte werden von doppelt wirkenden hydraulischen Pressen ausgeübt, die auf den Verschwagen fest montiert sind und mit einer Zugvorrichtung die beiden Brücken bewegen. Ein Querhaupt am Kolbenkopf stellt die Verbindung zu den Zugstangen aus [30 her, die am anderen Ende an den vordersten Verschwagen der alten Brücke befestigt sind. Durch Querriegel und durch Zugstäbe, die beiderseits der Rollwagen vorbeigehen, ist die Verbindung zwischen altem und neuem Tragwerk hergestellt.

Durch Einziehen der Kolben werden beide Tragwerke zugleich in Bewegung gesetzt. Wenn der verhältnismäßig große Hub erschöpft ist, werden die Querhäupter von den Zugstangen gelöst, die Kolben ausgefahren und mittels vorbereiteter Lochgruppen erneut verbunden. Durch Lösen einer Querverbindung ist es möglich, die neue Brücke allein zu verschieben, sobald das alte Tragwerk in seine vorläufige Endstellung gelangt ist.

Wenn das neue Tragwerk in der Gleisachse liegt, wird es an den Pfeilern angehoben, bis die Wagen frei sind und ausgefahren werden können.

Zwischen den Rollwagen sind Pressen bereitgestellt, um notfalls die Tragwerke anheben und verkantete Wagen geraderichten zu können.

9. Abbau des alten Tragwerks

Für die Lagerung auf den Verschubbahnen müssen nicht nur die unmittelbar auf Biegung beanspruchten Gurte, sondern auch einige zur Tragwerksmitte fallende Diagonalen des alten Tragwerks verstärkt werden. Diese Stäbe, die bisher bei der Stützung der Brücke an ihren Enden nur Zugkräfte erhalten haben, werden nun auf Druck beansprucht. Die Verstärkung erfolgt durch Aufklemmen von L- oder J-Stählen auf die vorhandenen Flacheisen.

Nach Abtrag des dritten Gurtes im Bereich des Gerüstturms wird das alte Tragwerk auf die Demontagebühne mittig über die Türme A—B geschoben und dort von beiden Seiten gleichzeitig mit Derricks zur Bühne zurückgebaut (Bild 19). Die Teile werden im Bereich des Turms zum Talboden heruntergelassen und abtransportiert.

10. Schluß

Mit den Tiefbauarbeiten, das heißt, den Fundamenten für die Gerüststiele, wurde im Oktober 1962 begonnen. Die Montage des großen Turmgerüsts nahm im September 1963 ihren Anfang und dauerte bis Juni 1964. Die Werkstattfertigung des neuen Tragwerkes ist bereits abgeschlossen. Der Zusammenbau, der in der kurzen Zeit von vier Monaten bewältigt werden soll, begann Mitte Juli 1964. Bei einer planmäßigen Abwicklung kann also mit dem Verschub in der zweiten Novemberhälfte gerechnet werden.

Der generelle Entwurf für den Umbau wurde von der Generaldirektion der ÖBB erstellt. Entwurf, Fertigung und Montage der Stahlbauarbeiten liegen in Händen einer Arbeitsgemeinschaft der Firmen Vereinigte Österreichische Eisen- und Stahlwerke AG Linz, Waagner-Biro AG, Wien—Graz, und Wiener Brückenbau- und Eisenkonstruktions-AG, Wien. Die Tiefbauarbeiten sind einer Arbeitsgemeinschaft der Firmen Ed. Ast & Co. Ingenieure, Graz, und Baumeister F. Isola und Dipl.-Ing. A. Lerchbaumer KG, Spittal/Drau, übertragen.

Zusammenfassung

Das alte schweißeiserne Tragwerk der Trisanna-Brücke mit einer Stützweite von 120 m muß in einer Höhe von 96 m über der Talsohle während einer Betriebssperre von weniger als 24 Stunden durch eine neue Stahlkonstruktion ersetzt werden. Die große Bedeutung der Strecke für den österreichischen Eisenbahnverkehr und die hohen Kosten etwaiger längerer Umleitungen der Züge über das Ausland rechtfertigen hohe Aufwendungen, um die für die Auswechslung erforderliche Sperre möglichst klein zu halten.

Als System des neuen Tragwerks wurde, um die äußere Form der alten Brücke möglichst beizubehalten, ein Stabbogen gewählt. Der Streckträger ist ein einwandiger Blechträger von

3600 mm Höhe, der Bogen mit 1400 mm Höhe ein zweiwandiges Hutprofil, das an den Endknoten mit seinen Stegen über die Streckträger greift.

Die Tragwerksauswechslung erfolgt auf einem tischförmigen Gerüst mit den Grundrißabmessungen 44×22 m, das unter dem Tragwerk errichtet wird und beiderseits der alten Brücke vorragt.

Obergurt

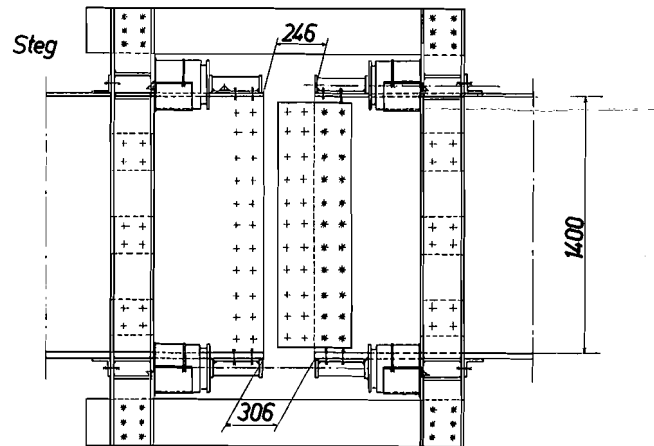
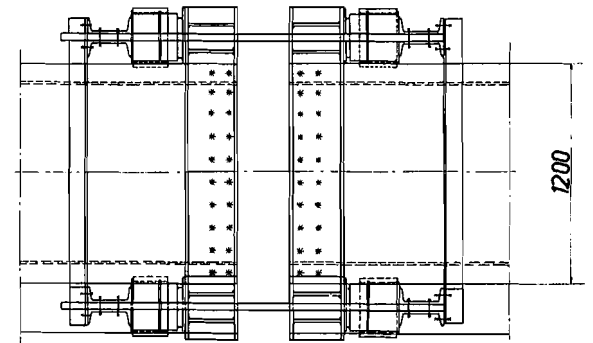


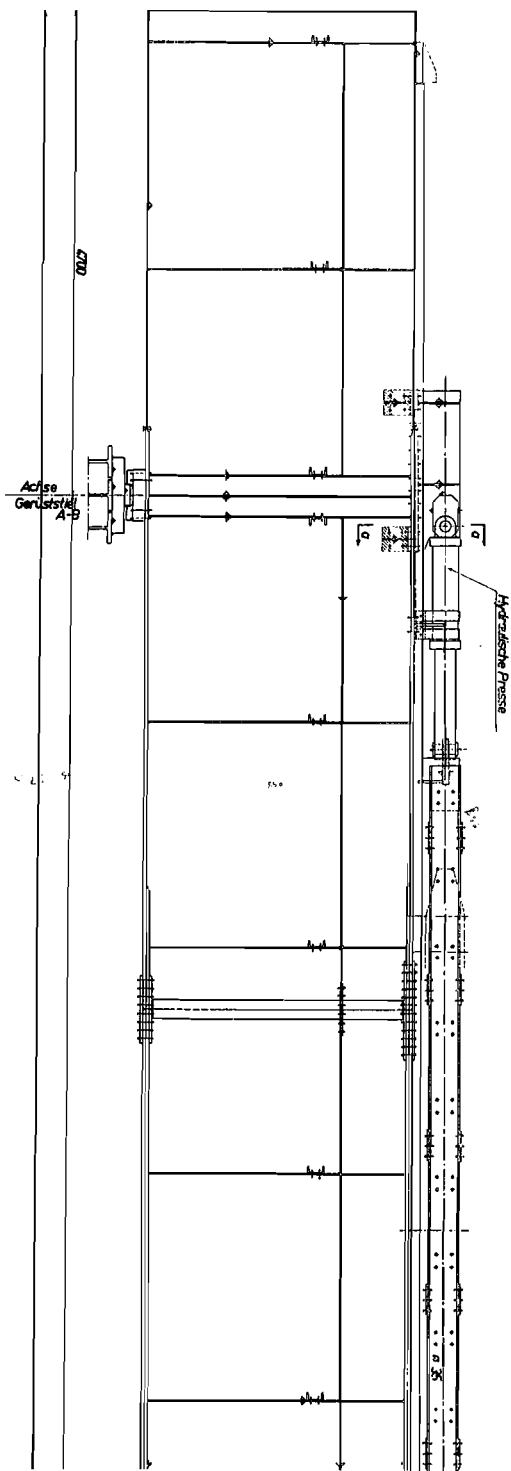
Bild 17: Schließvorrichtung der Bogen

Fig. 17: Closing device for the arches

Über den Stielen, die aus Teilen des zerlegbaren Roth-Waagner-Brückengerätes zusammengebaut sind, liegen senkrecht zum Gleis die beiden Verschubbahnen. Das neue Tragwerk wird zuerst in seinen mittleren Abschnitten neben der alten Konstruktion auf dem Tisch montiert und dann nach beiden Seiten gleichzeitig gegen die Tragwerksenden hin vorgebaut. Nach Einstellung des Zugverkehrs wird das alte Tragwerk mittels Rollwagen ausgeschoben und die neue Konstruktion an die Stelle des alten gerückt. Neben der neuen Brücke wird sodann die alte zum Gerüst hin zurückgebaut.

Der Umbau der Pfeilerköpfe erfolgt unter Aufrechterhaltung des Verkehrs noch vor dem Verschub. Das alte Tragwerk wird dazu in seinen Auflagerachsen durch Unterzüge abgefangen und beiderseits der Pfeiler mittels stählerner Böcke auf Manschetten aus Spannbeton abgestützt, die knapp unterhalb der neuen Lagerbänke um das Mauerwerk gelegt werden.

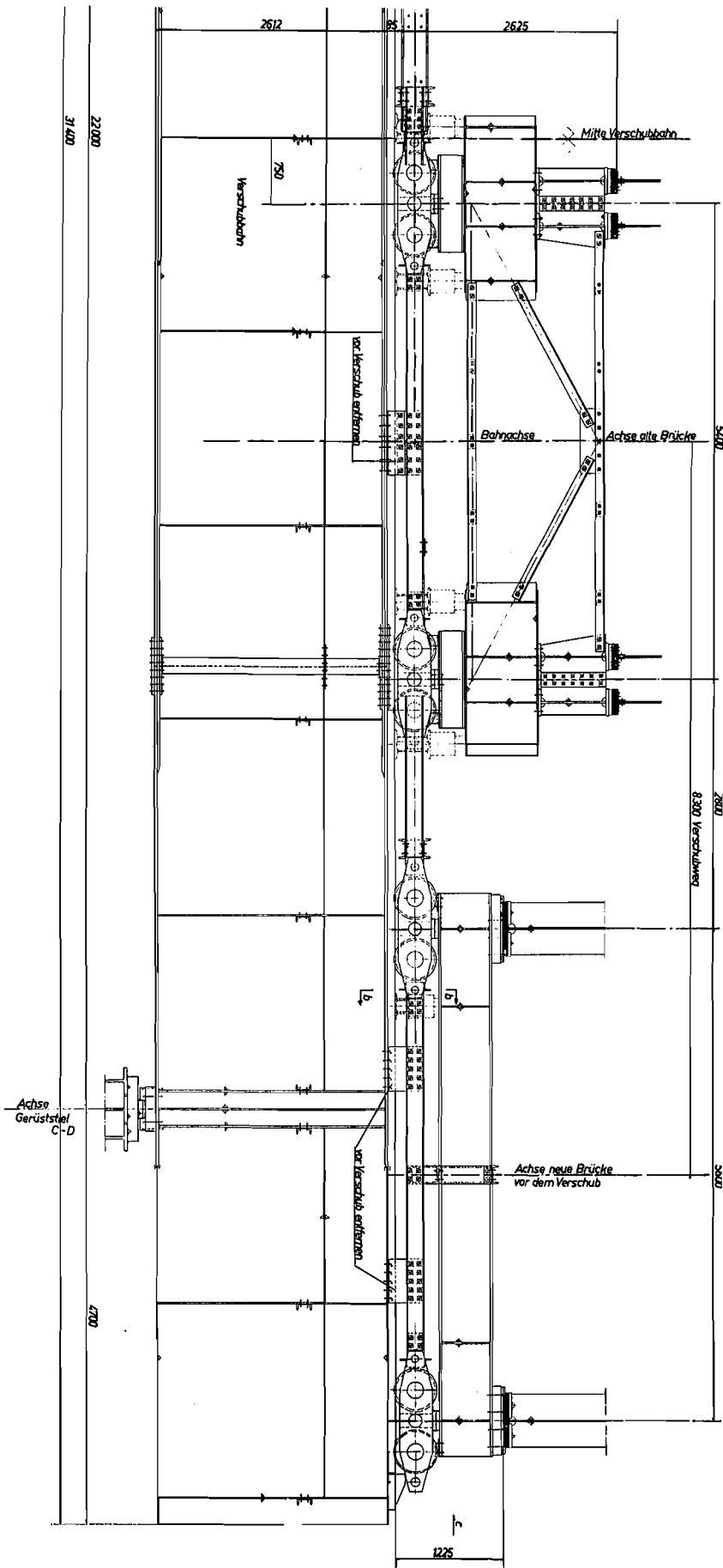
Fortsetzung unten links



Fortsetzung oben rechts

Bild 18: Verschubvorrichtung

Fig. 18: Shifting device



Zu Bild 18: Schnitt a-a, b-b, c-c

In addition to picture 18: Transverse sections a-a, b-b, c-c

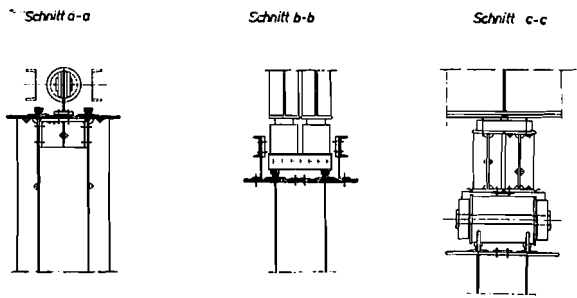
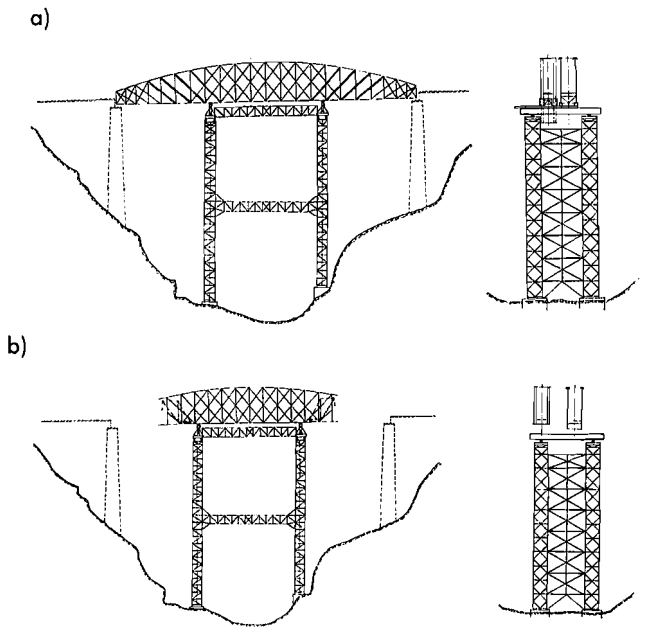


Bild 19: Demontagephasen des alten Schweißeisentragerwerkes

Fig. 19: Dismantling stages of the original wrought-iron truss



Zentralinspektor Dr.-Ing. Wolfgang Schmid,
Generaldirektion d. Österreichischen Bundesbahnen,
Wien I, Elisabethstraße 18
und
Dipl.-Ing. Alfred Köhler,
Fa. Wagner-Biro-A.G., Wien V, Margaretenstr. 70

Die erste Güterwegbrücke in dübelloser Verbundbauweise in Österreich

Von Prof. Dipl.-Ing. Dr. F. Czerny, Wien

Übersicht:

Güterwege dienen der Verkehrserschließung des ländlichen Raumes, damit die bäuerlichen Betriebe weiter intensiviert werden können und damit dem Landwirt der Anschluß an die moderne Marktwirtschaft gegeben ist. Zum Beispiel im Jahre 1963 wurden im gesamten Bundesgebiet von Österreich ungefähr 940 km Güterwege mit einem Kostenaufwand von über 280 Millionen Schilling gebaut. Im Zuge dieser Güterwege wurden 256 Brücken kleinerer und größerer Spannweite errichtet.

Die Fahrbahnbreite von Güterwegen schwankt zwischen 3,0 m und 5,0 m und wird im Flachland sogar oft mit 6,0 m (Burgenland) ausgeführt; eine Ausführung von Gehwegen ist bei Güterwegbrücken nicht erforderlich. Es werden jedoch meistens seitliche Schutzstreifen mit einer Breite von 0,45 m bis 0,6 m angeordnet, wobei diese Randstreifen in der Hauptsache einen Schrammbord darstellen und auch die Geländerkonstruktion aufnehmen.

Die Tragfähigkeit der Güterwegbrücken wird nach der diesbezüglichen ÖNORM B 4002 geregelt, welche mit Kl. II je einen Lkw 14 t in ungünstiger Stellung in jeder Spur und 0,4 t/m² Gleichlast auf der Restfläche vorsieht (nach der Novellierung der Kraftfahrverordnung 1955 durch das BGBl. 1962, 26. Stück, Nr. 64 sollte statt des Lkw 14 t der Lkw 16 t in Ansatz gebracht werden, wie dies von manchen Landesregierungen bereits gehandhabt wird).

Bei größeren Spannweiten und vor allem auch im gebirgigen Gelände, wenn die Errichtung eines Lehrgerüsts mit großen Kosten verbunden ist, wird für Brücken im Zuge von Güterwegen die Verbundbauweise eine wirtschaftliche Lösung darstellen. Die in Deutschland unter Verwendung von Stahlbetonfertigteilstücken und HV-Schrauben ausgeführten dübellosen Stahlverbundträgerbrücken bzw. die Verwendung von Bolzendübeln (1), (2), (3), (4), (5) haben ganz besonders gezeigt, daß bei einer gut durchdachten Projektierung die Bauzeit solcher Brücken unvergleichbar kurz ist. Diese HV-Schrauben werden in Österreich von Brevillier-Urban (Neunkirchen, NO.) in verschiedenen Güteklassen 5 D, 5 S, 6 S, 8 G, 10 K und 12 K (die Zahl bedeutet dabei 1/10 der Mindestzugfestigkeit in kp/mm²) erzeugt. Neben der Verwendung dieser HV-Schrauben für den dübellosen Stahlverbund können sie insbesondere auch für Stoßverbindungen der Stahlträger Verwendung finden, wenn bei größeren Spannweiten und schwieriger, kurvenreicher Antransportstrecke Stahlträger nicht in einem Stück angeliefert werden können.

Gegenstand dieser Abhandlung soll es sein, die Vollverbundbauweise mit der Verwendung von Stahl-

betonfertigteilstücken und HV-Schrauben als Verbindungsmittel zu beschreiben, wie sie in Österreich erstmals zur Anwendung kam.

Die „Wernerbrücke“, eine Güterwegbrücke über die Mur bei St. Georgen ob Murau (Steiermark)

Es ist ein ganz besonderes Verdienst der ATA (Agrartechnischen Abteilung der Steiermärkischen Landesregierung) Graz, daß zum erstenmal im österreichischen Brückenbau der dübellose Stahlverbund mit HV-Schrauben bei einer Güterwegbrücke Anwendung fand.

Es handelt sich um ein einfeldriges Tragwerk mit einer Lichtweite von 40,9 m und einer Stützweite von 42,0 m mit einem Kreuzungswinkel von 90 Grad, das gesamte Tragwerk liegt in 2,4 % Steigung. Die Fahrbahnbreite wurde mit 4,5 m, die Breite zwischen den Geländern mit 5,7 m gewählt. (4,5 m + 2 · 0,6 m = 5,7 m, 0,6 m ist der beidseitig angeordnete Schutzstreifen); für die Aufnahme des Geländers wurden beidseitig noch je 0,2 m vorgesehen.

Die gesamte Breite des Tragwerkes ist daher 6,1 m.

Das Stahltragwerk besteht aus zwei geschweißten Vollwandträgern mit folgenden Abmessungen:

1750 · 10 i. d. Randbereichen	St 52 T
Steg	(gegen das Auflager St 37 T)
1750 · 8 im Mittenbereich	St 52 T
1. Untergurt-Lamelle 440 · 22	St 52 T
	(gegen das Auflager St 37 T)
2. Untergurt-Lamelle 410 · 24	St 52 T
	(Verstärk. i. Feld)
Obergurt-Lamelle 250 · 16	St 37 T

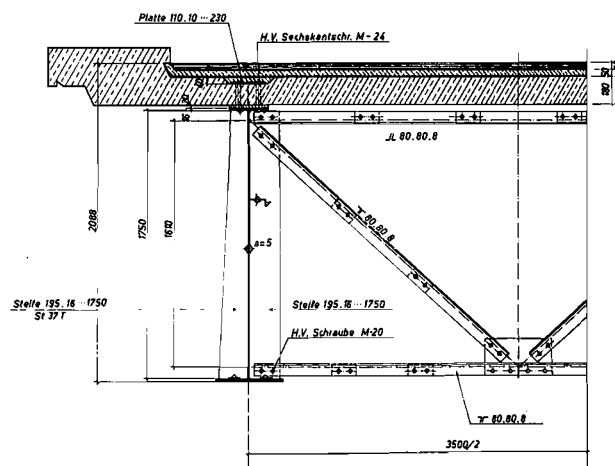


Bild 1: Querschnitt am Auflager

Fig. 1: Cross section at abutment

Jeder Hauptträger wurde wegen des einfacheren Transportes in 3 Teilen ($13,961\text{ m} + 15,000\text{ m} + 13,961\text{ m} = 42,922\text{ m}$) geliefert, und zum Zusammenbau wurden ungefähr in den Drittelpunkten der Spannweite ($12,025\text{ m} + 17,940\text{ m} + 12,025\text{ m} = 41,990\text{ m}$) je ein Montagejoch eingebaut.

Die Montagestöße (Stoßlaschen St 52 T) mit HV-Schrauben befanden sich demnach in $13,498\text{ m} + 15,000\text{ m} + 13,498\text{ m} = 41,996\text{ m}$, es wurden HV-Schrauben M 20 der Güte 10 K für die beidseitig symmetrischen Stöße verwendet.

Zur Versteifung der Stegbleche wurden im Abstand von $2,005\text{ m}$ (im Randbereich) bzw. $1,865\text{ m}$ und $2,000\text{ m}$ (im Feldbereich) Steifen vorgesehen, jede dritte Steife ist beidseitig angeordnet; ungefähr in zwei Drittel der Höhe des Steges befindet sich an der Trägerinnenseite eine von Auflager zu Auflager durchgehende Beulsteife als $\square 50.100.6$, welche mit HV-Schrauben M 12 der Güte 10 K gestoßen ist.

Für die Quersteifigkeit sind in einer Distanz von zirka $6,00\text{ m}$ Verbände angeordnet, welche ebenso mit HV-Schrauben M 20 an den Hauptträgern angeschlossen sind.

Die für die Befestigung der Fahrbahnplatten-Fertigteile (Stahlbetonfertigteileplatten) mit HV-Schrauben notwendigen Bohrungen im Obergurt der Stahlträger wurden bereits in der Werkstätte ausgeführt.

Die Überhöhung (Sprengung) des Stahltragwerkes zur Ausführung eines Vollverbundes betrug 100 mm in Tragwerksmitte, das heißt, über den gesamten mittleren Trägereil von $15,0\text{ m}$ Länge.

Die Hauptträger liegen beidseitig auf Neoprene-Gummi-Lagern der Abmessung $250 \cdot 49 \cdot 400$ (7 Schichten à 7 mm Dicke!)



Bild 3: Das Lager der vorgefertigten, schlaff bewehrten Stahlbetonplatten, welche während der Montage des Stahltragwerkes von Graz antransportiert wurden

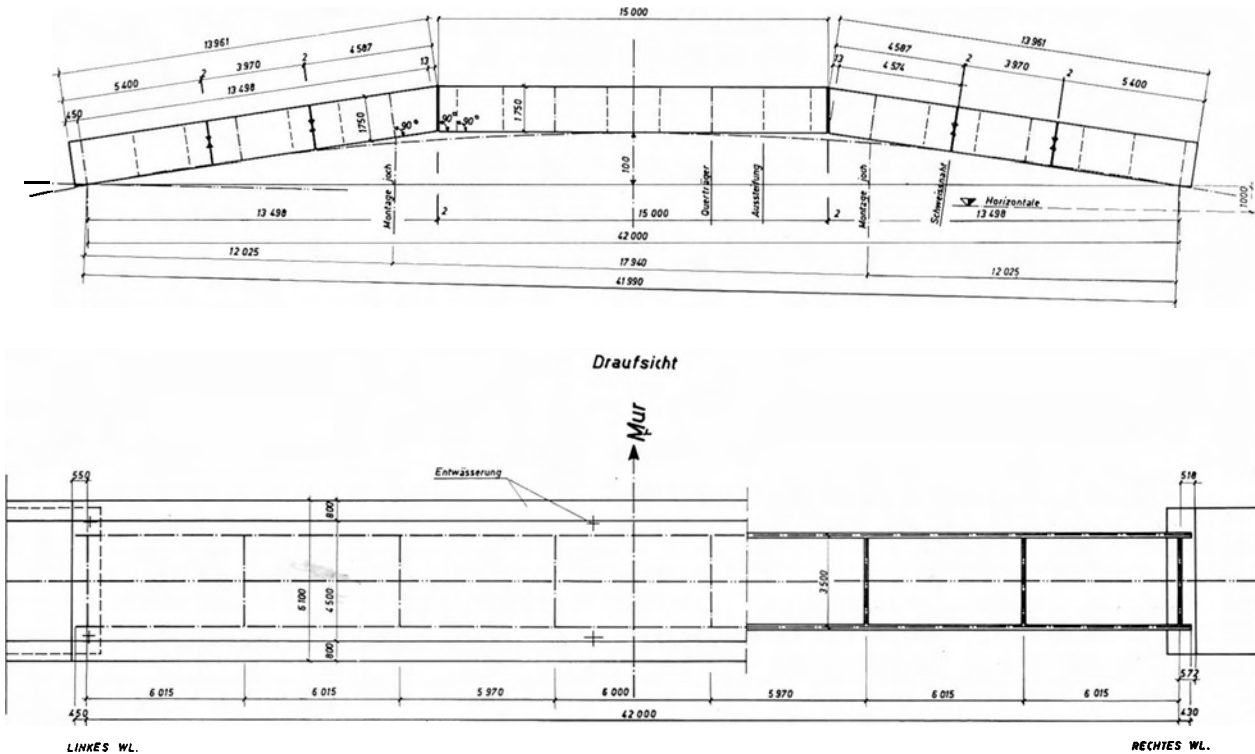
Fig. 3: Storing of prefabricated concrete slabs, slackly reinforced; the slabs are transported from Graz during erection of the bridge steel structure

Die gesamte Fahrbahn dieses Tragwerkes besteht aus 42 Stahlbetonfertigteileplatten, die Abmessungen einer Platte betrugen:

Gesamtbreite	6,10 m
Länge	1,00 m (Streifenbreite)
Plattendicke	0,18 m (im Fahrbahnbereich)

Bild 2: Sprengungskurve, Ansicht 20fach überhöht, und Draufsicht

Fig. 2: Superelevation curve (the superelevation of the view is twenty-fold) and horizontal projection



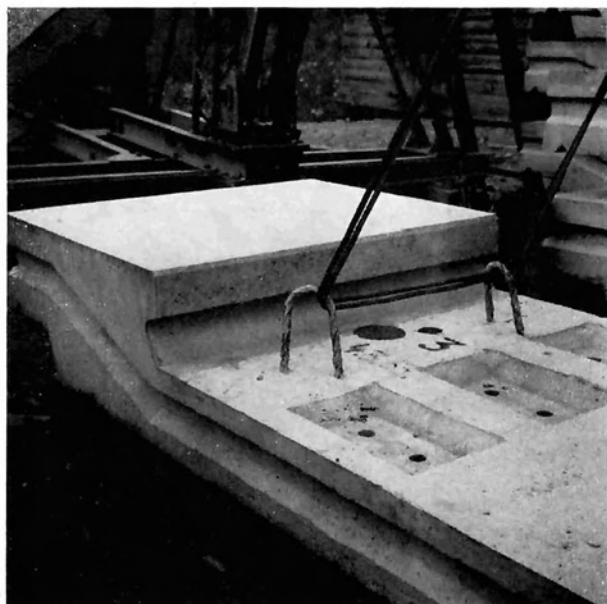


Bild 4: Die Detailaufnahme zeigt die saubere Ausführung der Stahlbetonplatten mit den Aussparungen in der Oberseite für die Druckplatten der HV-Schrauben und die Ausführung der Preßfuge mit der Ausnehmung zur besseren scherfesten Verbindung. – Die Bezeichnung der Platte (Nr. 3) und das Datum der Herstellung (4. März 1963) sind neben der Aussparung für die Entwässerung erkennbar

Fig. 4: Shown in details is here the neat execution of the reinforced concrete slabs. Recesses are provided on their upper faces for the pressure plates of the high tensile bolts, and a clearance is made for the press joints to improve shear resisting connection. Number of slab (3) and date of fabrication (4. 3. 1963) are indicated on the face next to the recess provided for drainage

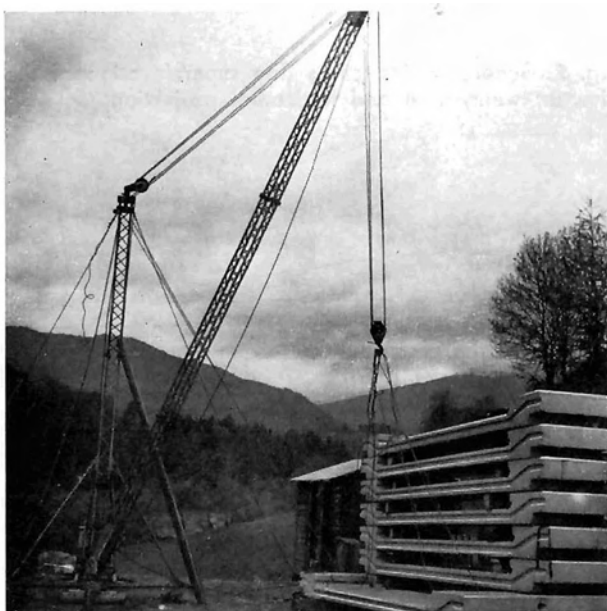


Bild 5: Für das Abladen der Platten vom Lkw diente ein einfaches Hebezeug; für den Transport waren in jeder Platte 4 Haken aus Torstahl 40 angeordnet, welche nach dem Verlegen abgeschnitten wurden

Fig. 5: For loading the slabs off the truck a simple derrick is used. For transportation purposes each slab is provided with 4 hooks of Tor steel 40 which are cut off after placing of the slab

Der Schutzstreifen und die zusätzliche Breite für das Geländer wurden in die Vorfertigung mit aufgenommen. Die bei der Ausschreibung geforderte Betongüte betrug B 400 mit mindestens 350 kg PZ 475/m³ Frisch-Beton; die Bewehrung war mit Rippentorstahl 50 vorgesehen. Sämtliche Abmessungen sowie insbesondere die notwendigen Bohrungen in den Platten mußten einer Genauigkeit von ± 2 mm entsprechen, wohl wurde der Durchmesser der Bohrung mit 30 mm ausgeführt, damit für die Befestigung mit Schrauben M 24 (Güte 10 K) eventuell kleinere Ungenauigkeiten ohne besondere Schwierigkeiten ausgeglichen werden konnten.

Die Aussparungen für Geländesteher und Regenabläufe konnten mit ± 5 mm Abweichung angeordnet werden.

Der Beton der Qualität B 400 wurde mit getrennten Zuschlagstoffen

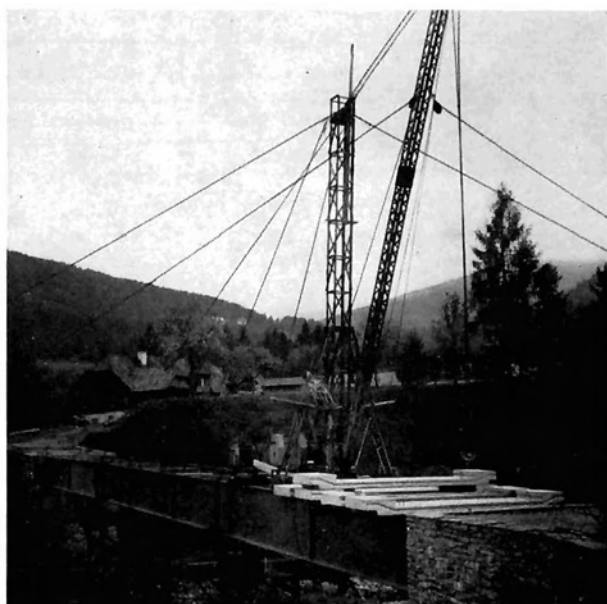
Feinsplittsand	0/ 4
Steinsplitt	3/ 7
Steinsplitt	7/10
Steinsplitt	10/15

und PZ 475 in plastischer Konsistenz hergestellt.

Die vom Auftraggeber wahlweise angefertigten Probewürfel der Abmessungen 20/20/20 mit Fahrbahnplattenbeton, verdichtet mit einem 50er Flaschenrüttler und der gleichen Nachbehandlung wie die Fertigteile unterworfen, ergaben nach einem Alter von 28 Tagen (ohne Abgleichung) durchwegs Druck-Festigkeiten zwischen 400 und 500 kp/cm² > B 400 (die Prüfungen wurden im Labor des Betonwerkes H. Katzenberger, Graz, und gleichlaufend in der technischen Forschungs- und Versuchsanstalt der T. H. Graz vorgenommen).

Bild 6: Die Stahlbetonfertigteilplatten wurden in ein 2 cm starkes Mörtelbett auf den gereinigten Stahlträgerobergurt verlegt

Fig. 6: The prefabricated slabs of reinforced concrete are bedded in 2 cm thick mortar on the cleaned upper flange of the steel girder



Für den Transport der Fertigteile, welche ein Gewicht von zirka 3370 kg und 3470 kg (Endplatten) aufwiesen, wurden in der Bewehrung beidseitig je zwei Haken aus Torstahl 40 angeordnet, welche nach dem Verlegen mit Schweißbrennern abzuschneiden waren. Die Transportentfernung (Graz – St. Georgen) vom Betonwerk zur Einbaustelle betrug zirka 180 km. Um Beschädigung der Platten, insbesondere der Kanten beim Transport zu vermeiden, wurden die Stoßkanten mit hölzernen Winkeln eingefasst.

Die Fertigteilplatten wurden in ein zirka 2 cm starkes Mörtelbett, welches auf dem gereinigten Obergurt aufgebracht werden mußte, verlegt. So konnte eine satte Lagerung der Platten erzielt werden; der Mörtel hat den Vorteil, daß kleinere Ungenauigkeiten ausgeglichen werden können. Für den benötigten Mörtel wurde Betonsand mit einer Korngröße 0/5 aus der Kiesgrube Kunz & Co. in Förderlach bei Villach (Kärnten) verwendet. Die mit diesem Sand vorgenommenen Eignungsprüfungen ergaben nach 7 Tagen Druckfestigkeiten bei Würfeln 10/10/10 von über 300 kp/cm² und nach 22 Tagen 600 kp/cm²; die Vergleichsfestigkeit zu Würfeln der Abmessungen 20/20/20 beträgt daher $600 \times 100/115 = 522 \text{ kp/cm}^2 \approx \text{B 500}$.

Nach dem Erhärten dieses Mörtelbettes wurden nach zirka 8 bis 14 Tagen die hochfesten Schrauben M 24/10 K auf das errechnete Drehmoment von 80 kpm angezogen. Anschließend erfolgte das Vergießen der zirka 2 cm breiten Stoßfugen (Preßfugen) zwischen den Platten; dabei wurde der gleiche Mörtel wie für die Auflagermörtelschicht am Obergurt verwendet.

Die Verdichtung dieses Preßfugenmörtels wurde mit einem Preßluftflaschenrüttler mit angebautem Spaten vorgenommen. Nach dem ausreichenden Erhärten des Stoßfugenmörtels (zirka 21 Tage) wurde

Bild 7: Das 2 cm dicke Mörtelbett auf dem Stahlträgerobergurt; die beidseitige Stahlstangenschalung ist zu erkennen. Eingesteckte Dorne im Stahlträgerobergurt ermöglichen ein gutes Einrichten der Platte vor dem Absetzen

Fig. 7: The 2 cm thick mortar bed on the upper chord of the steel girder; steel bars on both sides serve for shuttering; stop pins are provided on the upper chord of the steel girder to secure proper alignment of the slabs before settling

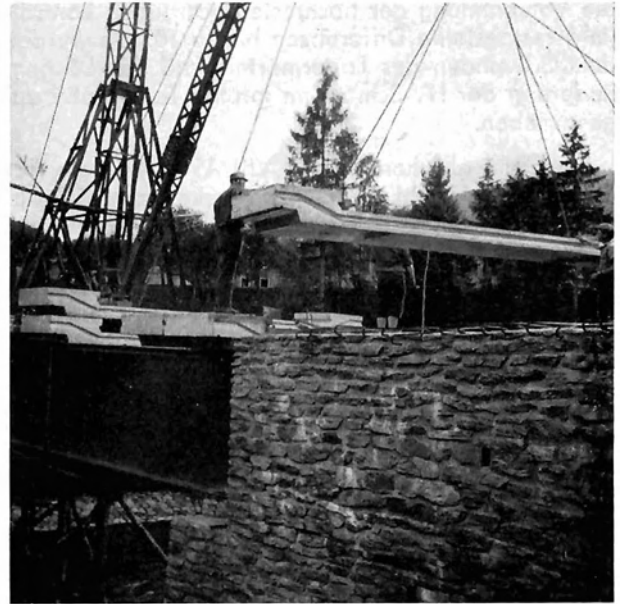
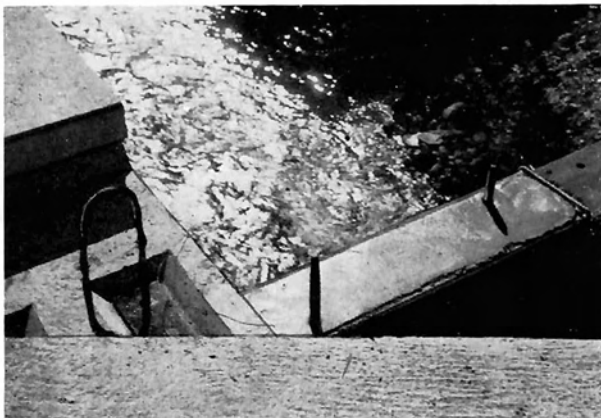


Bild 8: Die Plattenunterseite wurde an jenen Stellen, wo sie im Mörtel aufliegen, vor dem Verlegen ausreichend angefeuchtet, damit der Mörtel ohne Wasserentzug abbinden und erhärten kann

Fig. 8: Before placing the underside of the slabs is amply wetted on those points that come to rest on the mortar, allowing the mortar to harden and set without abstraction of water



Bild 9: Die gesamten Fertigteile sind mit dem Stahlträgerobergurt hochfest verschraubt und die Schalungsarbeiten für das Vergießen der Preßfugen sind beendet

Fig. 9: The prefabricated slabs are secured to the upper chord of the steel girder by bolting with high tensile bolts; all shuttering work for filling the press joints is now completed

die Vorspannung der hochfesten Schrauben kontrolliert, festgestellte Differenzen bis zu 10 kpm wurden dem Schwinden des Lagermörtels und der Längenänderung der HV-Schrauben infolge Temperatur zugeschrieben.

Noch am gleichen Tag (6. VIII. 1963) erfolgte das allmähliche Absenken des Tragwerkes; die in Tragwerksmitte gemessenen Durchbiegungswerte werden nachstehend den rechnerischen Ergebnissen gegenübergestellt:

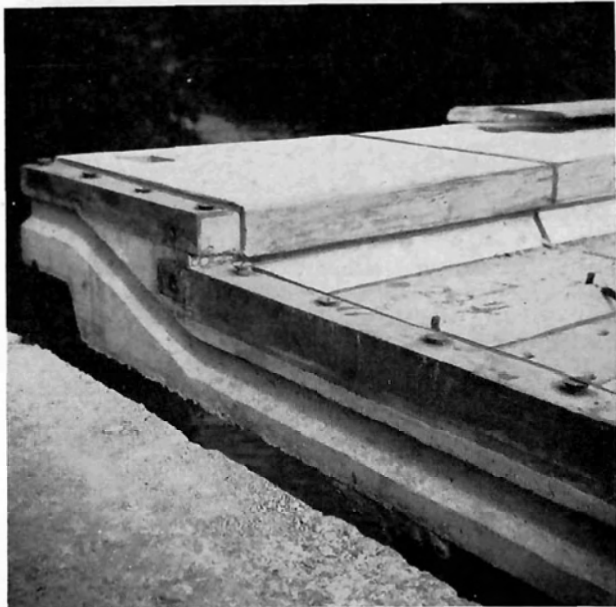


Bild 10: Die Endplatte mit dem Anschlußstück für den Fahrbahnübergang (Schleppplatte). In diesem Bild ist auch der Obergurt des Stahlträgers mit dem 2 cm dicken Mörtelbett erkennbar

Fig. 10: The end slab with the connection piece for the roadway expansion joint. Here the upper flange of the steel girder with the 2 cm thick mortar bed can be seen

Gemessene Durchbiegung infolge Eigengewicht (Absenken)	4,2 cm < 6,0 cm gerechnet
Gemessene Durchbiegung infolge Verkehrslast (2 Lkw 14 t hintereinander, in ungünstigster Stellung über einem HT)	2,4 cm < 3,0 cm gerechnet

Die Fertigstellungsarbeiten, wie das Aufbringen des Mischgutbelages von 5 cm, die Montage des Brückengeländers und die Anstricharbeiten wurden bereits abgeschlossen, so daß die volle Verkehrsübergabe bereits vorgenommen werden konnte. Zum Abschluß werden noch die laut Endabrechnung ausgewiesenen Kosten angeführt:

Stahltragwerk	S 446 796,57
Versetzen der Stahlbeton- fertigteileplatten (42 St.)	S 35 700,—
Stahlbetonfertigteileplatten (42 St.)	S 197 840,—
Frachtkosten (Graz – St. Georgen)	S 31 500,—
Geländer	S 56 810,—
Anstrich d. Hauptträger u. Geländer	S 15 000,—
Diverse Arbeiten und Materialien	S 66 353,43
	<u>S 850 000,—</u>

Lieferung und Montage des Stahltragwerkes, Verlegung der Stahlbeton-Fertigteileplatten: Fa. Waagner-Biro AG, Werk Graz. Herstellung der Fahrbahnplatten-Fertigteile: Fa. Katzenberger, Graz-Engenberg.

Zusammenfassung

Die vorstehend beschriebene Ausführung einer Güterwegbrücke in dübelloser Verbundbauweise war ein erster Versuch, um die Brauchbarkeit dieser Stahl-Stahlbeton-Montagebauweise auf diesem Sektor des Bauwesens zu studieren.

Aus den Erfahrungen, die beim Bau der „Wernerbrücke“ in St. Georgen gewonnen wurden, kann geschlossen werden, daß diese Baukasten-Bauweise gerade auf dem Sektor des Güterwegebaues viele Vorteile bietet: Die Stahlkonstruktion, im besonderen jeder Hauptträger, kann in einzelnen Teilen (von geringem Gewicht) zerlegt antransportiert werden, weil einerseits die Zufahrtsstraßen nicht selten Kurven mit kleinen Radien aufweisen – und andererseits eine ausreichende Befestigung dieser Zufahrten für den Transport schwerer Lasten noch nicht vorhanden ist. Die Verwendung von HV-Schrauben als Reibungsverbindung für die Ausführung der Stahlträgerstöße hat sich daher als besonders geeignet erwiesen. Die Zerlegung der Fahrbahnplatte in vorfabrizierte Elemente bietet mithin den Vorzug, daß während der Wintermonate in einem Betonwerk Fahrbahnplattenstreifen am laufenden Band erzeugt werden können und somit als Einzelteile von geringem Gewicht so wie die Stahlträgerteile auch über weite Entfernungen leicht antransportiert werden können. Die Vorfabrikation dieser Stahlbetonteile in einem Betonwerk gewährleistet zudem die einwandfreie Erreichung der geforderten Betonfestigkeit. Die eng ge-

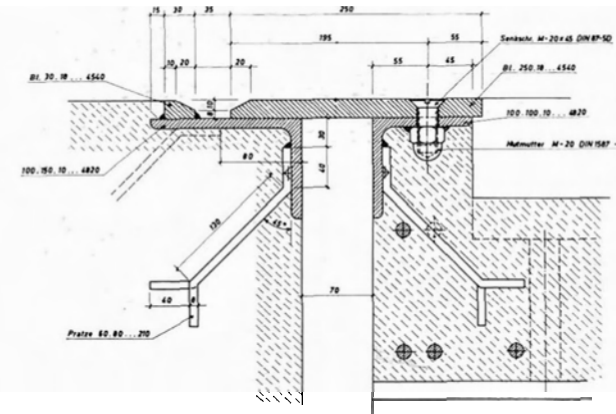


Bild 11: Dilatationsfuge

Fig. 11: Expansion joint

steckte Grenze einer Maßtoleranz von ± 2 mm hat sich dabei als wirklich erreichbar erwiesen. Selbstverständlich muß der Schalung dieser Fertigteile ganz besonderes Augenmerk gelten, und in diesem Zusammenhang wird wegen der relativ hohen Schalungskosten eine Normung der Fahrbahnplattenteile zu empfehlen sein, damit die Stahlschalung bei weiteren Brückenbauten der gleichen Bauweise wieder verwendet werden kann.

Das am Stahlübergurt auszuführende Mörtelbett hat den Zweck, daß einerseits ein sattes Anliegen der Fertigteilplatten am Stahlübergurt erreicht wird, andererseits gestattet es auch ein leichteres Einrichten der Platten beim Verlegen und vor allem auch das Ausgleichen von Ungenauigkeiten in der Plattendicke. Der Zuschlagstoff für diesen Mörtel darf den Korndurchmesser von 5 mm nicht überschreiten und soll vor der eigentlichen Verwendung auf seine Eignung überprüft werden. Der Wasserzementwert dieses Mörtels darf nicht zu klein sein, sonst läßt sich dieser Mörtel beim Einrichten der Platten zum Ausgleich von Ungenauigkeiten überhaupt nicht zusammendrücken. Für die seitliche Begrenzung des Mörtelbettes wurde eine einfache Stahlstangenschalung verwendet, welche nach dem Verlegen einer Fertigteilplatte versetzt werden konnte.

Das Einrichten der Platten auf die erforderliche Anschlußhöhe kann einfach durch ein leichtes Anziehen der durchgesteckten Schrauben erfolgen (vor dem Durchstecken der Schrauben ist das Mörtelbett mit einem Dorn zu durchstoßen!); dieses Anziehen der Schrauben hat zudem den Vorteil, daß der Mörtel verdichtet wird. Das Ausführen der Bohrungen im Stahlträgerobergurt in der Werkstätte und Ausparung der Schraubenlöcher in den Stahlbetonfertigteilen hatten, wie mitunter befürchtet, keine Erschwernisse zur Folge, da die vorgeschriebene Maßtoleranz mit ± 2 mm auch tatsächlich erreicht bzw. eingehalten wurde.

Nach Ablauf der erforderlichen Erhärtungszeit des Mörtels wurden die HV-Schrauben mit dem Drehmomentschlüssel auf das erforderliche Anzugmoment vorgespannt und anschließend kann das Ausgießen der vertikalen 20 mm breiten Preßfugen mit dem gleichen Mörtel (Zuschlagstoff 0/5) durchgeführt werden. Für die Verdichtung dieser ausgefüllten Preßfugen hat sich ein Flaschenrüttler mit aufgestecktem Spaten (oder auch Schwert benannt) gut geeignet. Der abgeglichenen Preßfugenmörtel ist nach dem Abbinden mit feuchtem Sand abzudecken, damit die Erhärtung gleichmäßig erfolgen kann.

Die Kontrolle des Anziehmomentes in den HV-Schrauben nach dem Erhärten des Preßfugenmörtels hat einen Abfall des Momentes von ungefähr $\sim 10\%$ ergeben, welcher dem Schwinden des Mörtelbettes am Stahlträgerobergurt, vielleicht auch dem Kriechen des Stahlbetonfertigteiles sowie der Temperaturänderung zugeschrieben werden kann. Es ist daher zweckmäßig, durch das Aufbringen des erforderlichen Anfangdrehmomentes $+ \sim 10\%$ diesem Spannungsabfall von vorneherein Rechnung zu tragen.

Das Absenken des Tragwerkes hat gleichmäßig und allmählich zu erfolgen, damit die Reibungskräfte in den Berührungsflächen Stahl – Beton lang-

Bild 12: Die Schalung für das Vergießen der Preßfugen wurde an der Plattenoberseite befestigt

Fig. 12: The shutterings for filling the press joints are fastened on the upper side of the slabs

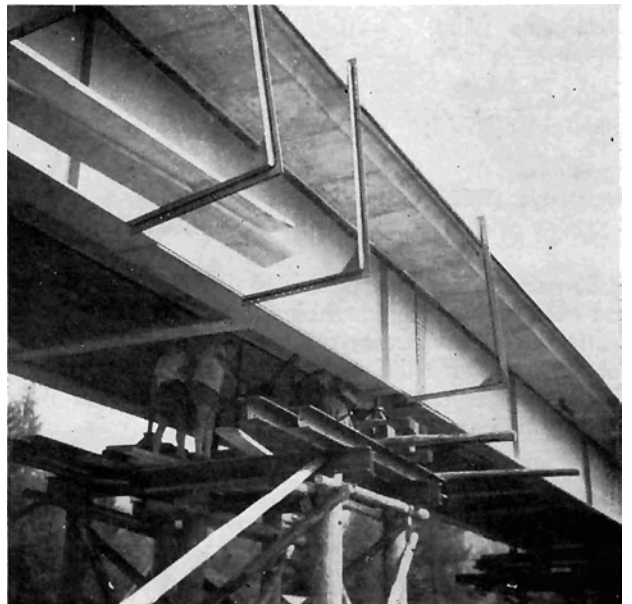
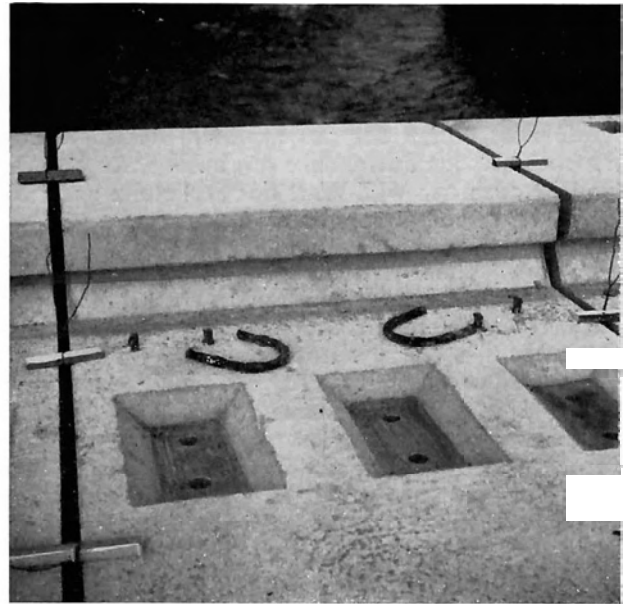


Bild 13: Allmähliches Absenken des Tragwerkes nach dem Erhärten des Preßfugenmörtels und der Kontrolle der HV-Verbindungen

Fig. 13: Gradual lowering of the superstructure after joint filling is hardened, and after the high tensile bolts are checked

sam angesprochen werden. F. Leonhardt (Spannbeton für die Praxis, Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin 1962) empfiehlt Verbundtragwerke mit Vollverbund in Abschnitten abzusenken, damit der Spannungsabbau infolge Kriechen der Stahlbetonplatte vermindert wird.

Beim vorstehend beschriebenen Tragwerk wurde ein Max.-Min.-Thermometer und ein Hygrometer angebracht, damit Temperatur und Luftfeuchtigkeit zusammen mit der Beobachtung der Durchbiegung verglichen werden können. Denn Temperatur und Luftfeuchtigkeit haben auf das Kriechen ähnlichen Einfluß wie auf das Schwinden, von besonderer Bedeutung ist auch der W/Z-Wert der Fertigteile und der Erhärtungsgrad bei Beginn der Belastung.

Es wird daher bei hochwertigen Fertigteilplatten und ebenso einwandfreiem Preßfugenmörtel mit geringem W/Z-Wert und einer langen Lagerung der Fertigteile (im beschriebenen Beispiel – Erzeugung März 1963 und Absenken August 1963) sowie einer hohen Luftfeuchtigkeit insbesondere bei Brücken über Flußläufe in engen Tälern mit niedrigem Temperaturmittel (zum Beispiel St. Georgen liegt in der Nähe des Kältepoles Tamsweg!) mit geringen Auswirkungen des Kriechens zu rechnen sein.

In der statischen Berechnung wurde mit Bedacht auf die lange Lagerung der Fertigteile ein Schwindmaß von $\epsilon_s = \frac{20 \cdot 10^{-5}}{2} = 10^{-4}$ und eine End-Kriechzahl $\varphi_{\infty} = 2,0$ in Rechnung gestellt.

Dabei ergaben sich beim vorstehend erläuterten Tragwerk im Zeitpunkt t_{∞} folgende Spannungen:

Oberkante Stahlbetonfertigteil	$\sigma_{bo} = - 88,1 \text{ kp/cm}^2 < 140 \text{ kp/cm}^2$
Unterkante Stahlbetonfertigteil	$\sigma_{bu} = - 66,2 \text{ kp/cm}^2 < (\text{sh. B 4202, Tafel 2})$
Oberkante Stahlträger (St 37 T)	$\sigma_{sto} = + 1489 \text{ kp/cm}^2 < 1700 \text{ kp/cm}^2 + 7 \%$
Unterkante Stahlträger (St 52 T)	$\sigma_{stu} = + 2094 \text{ kp/cm}^2 < 2500 \text{ kp/cm}^2 + 7 \%$

Zu gegebenem Zeitpunkt wird über die ausgeführten Messungen der Durchbiegungen und die Beobachtung der Luftfeuchtigkeit und Temperatur berichtet werden, damit die entsprechenden Annahmen der Endkriechzahl und des Endschwindmaßes auf ihre Richtigkeit überprüft werden können.

Zum Schluß sei noch als Ausblick in die Zukunft auf die verschiedenen Kunstharze hingewiesen, welche nach umfangreichen Untersuchungen zum Teil schon mit Erfolg bei Ingenieurbauten Verwendung fanden. Nach dem ersten Versuch der Klebung (6) einer stählernen Fachwerkbrücke (1955 Chem. Werke Huls) unter Verwendung von Schrauben als zusätzliche Sicherung (die Schraubenlöcher dieser Versuchsbrücke wurden um 2 mm größer gebohrt, damit sie erst zum Tragen herangezogen werden, wenn der Klebefilm reißen sollte) sind inzwischen schon weitere Tragwerke mit geklebten Anschlüssen entstanden (7). Neben dem ersten, bis jetzt erfolgreichen Versuch (8) der Verwendung eines Klebers für eine Verbundträgerbrücke (die Fahrbahnplatte wurde allerdings in Ortbeton ausgeführt!) muß vor allem noch die Anwendbarkeit von Kunstharzen bei der Ausführung von Verbundträgern mit Stahlbetonfertigteilen untersucht werden. Vielleicht wird es möglich sein, eine geeignete Kunstharzspachtelmasse zu finden, die das Mörtelbett am Stahlträgerobergurt ersetzt und außerdem den Gleitwiderstand zwischen Beton und Stahl wesentlich erhöht. Trotzdem werden weiterhin die HV-Schrauben jenes Verbindungsmittel darstellen, mit welchem einerseits der erforderliche Anpreßdruck erzeugt und andererseits die Katastrophensicherheit gewährleistet wird. Denn, wenn auch bisher durchgeführte Versuche bewiesen haben, daß beim Verkleben von Beton und Stahl der Materialbruch im Beton eintritt, so ist damit gleichzeitig bestätigt worden, daß die Unsicherheit unter der ersten oder äußeren Betonschichte liegt.

Eine Mißachtung dieser Unsicherheit würde aber für die Ausführung von Klebefugen ohne Katastrophensicherheit mittels HV-Schrauben ein zu großes Risiko für den Brückenbau darstellen.

Schrifttum

- (1) K. Sattler: Betrachtungen über die Verwendung hochzugfester Schrauben bei Stahlträger-Verbundkonstruktionen. IVBH, 6. Kongreß, Stockholm 1960.
- (2) K. Dörner und A. Meyer: Die Emsbrücke Hembergen in dübellosem Stahlverbund, Stahlbau 29 (1960), H. 7, S. 199/206.
- (3) H. Krosse: Hochstraßenkonstruktion in Fertigteil-Verbundbauweise, Bauingenieur 36 (1961), H. 7, S. 237/240.
– Hochstraßen an den Brennpunkten des Straßenverkehrs, Straßen- und Tiefbau 15 (1961), H. 10, S. 899/900.
- (4) K. Dörner: Brücken in Fertigteilbauweise (Verbundkonstruktionen). VDI-Zeitschrift 105 (1963), H. 8, S. 337/346.
- (5) A. Ohlemutz und K. Kunert: Eine Verbundbrücke mit Betanfertigteil, Stahlbau 32 (1963), H. 10, S. 307/310 und H. 11, S. 343/346.
- (6) R. Albrecht: Das Kleben im konstruktiven Ingenieurbau, Bauindustrie 6 (1962), H. 6, S. 9/22.
- (7) Bericht: Geklebte Brücken, Bauingenieur 38 (1963), H. 9, S. 366.
- (8) J. Postl: Herstellung einer Verbundfuge durch Klebung, Stahlbau-Rundschau (1963), H. 24, S. 23.

ao. Prof. Dipl.-Ing. Dr. F. Czerny,
Hochschule für Bodenkultur, Wien

Osterreichische Beiträge zur konstruktiven Entwicklung des Stahlwasserbaues

Von Dr. techn. R. H e c k e l, Wien

Seit 1950 ist in neuen österreichischen Wasserkraftwerken etwa dieselbe Generatorleistung installiert worden wie in der ganzen Zeit vorher, und trotzdem hat Österreich – zum Unterschied von den anderen Alpenländern – den größeren Teil seines Wasserkraftausbaues immer noch vor sich. Auch die Industrie, die den Stahlbau und die Antriebe für die Verschlußorgane solcher Anlagen liefert, wird daher in Zukunft noch vor großen Aufgaben stehen.

Diese Verschlußorgane sind den mannigfachsten dynamischen, statischen, hydraulischen und auch chemischen Belastungen ausgesetzt. Die Anforderungen an die Betriebssicherheit sind auch im Interesse der Allgemeinheit sehr hoch – die Zahl des Bedienungspersonals vergleichsweise gering.

Bis 1938 wurden diese Stahlwasserbauten für größere Anlagen aus dem Ausland bezogen. Deutsche und Schweizer Firmen hatten sich nach harter Pionierarbeit ein gewisses Monopol erkämpft. Im zweiten Weltkrieg wurde zwar der Wasserkraftausbau in unserem Raum sehr gesteigert, aber bei der angespannten Kriegswirtschaft bestand natürlich erst recht kein Grund, von der herausgebildeten Arbeitsteilung abzugehen.

Erst nach dem zweiten Weltkrieg wurde der Stahlwasserbau in Österreich in größerem Ausmaß aufgenommen. Die junge Sparte erhielt kräftigen Auftrieb durch den hohen Bedarf im Inland, und nachdem erst einmal der Durchbruch gelungen war, konnten auch schöne Exporterfolge erzielt werden. So ist heute am gesamten auf der Welt verkauften Stahlwasserbau der relative Anteil der österreichischen Firmen größer als in irgend einer anderen Sparte der Stahlbau- und Maschinenindustrie.

Das Ende der Monopolstellung weniger Firmen hat auch wieder eine lebhafte technische Entwicklung eingeleitet. Das Zusammentreffen auf dem Weltmarkt mit dem amerikanischen und englischen Stahlwasserbau hat der Bauweise ebenfalls neue Impulse gegeben. Der Erfahrungsaustausch war auf diesem Gebiet bisher erstaunlich gering gewesen.

Es geht bei dieser Entwicklung heute nicht mehr um die Erfindung und Einführung ganz neuer Verschlußformen. Seit dem zweiten Weltkrieg ist lediglich das Segment, der Standardverschluß in Übersee, auch bei uns eingebürgert worden, nachdem es in der Schweiz höheren betrieblichen Anforderungen angepaßt worden war. Heute gilt es vor allem, die ständig steigenden Ansprüche der Kraftwerke nach Erweiterung der Operationsmöglichkeiten und nach Verfeinerung der Steuerungen zu erfüllen, und diese

Ansprüche sind bei uns, bedingt durch die Schwierigkeiten des Betriebes einer Wasserkraftanlage in einer Kulturlandschaft, eindeutig die höchsten der Welt. Dabei steigen gleichzeitig die Forderungen nach Betriebssicherheit und Wirtschaftlichkeit, was natürlich nicht immer leicht zu vereinbaren ist. An einigen Beispielen soll im folgenden gezeigt werden, wie die Ingenieure der Energiegesellschaften und der Herstellerwerke unablässig bemüht sind, die Stahlwasserbauausrüstung der Kraftwerke diesen wachsenden Ansprüchen anzupassen.

H a k e n d o p p e l s c h ü t z e n

Einen erheblichen Anteil am kommenden Energieausbau werden die Stufen unserer Donaustrecke haben. Im Gegensatz zu den Talsperren bilden bei solchen Niederdrucklaufkraftwerken die beweglichen stählernen Verschlüsse einen wesentlichen Teil der gesamten Staufläche. Die Wehr- und Schleusenverschlüsse umfassen beim Kraftwerk Ybbs-Persenbeug 3420 m², beim Kraftwerk Aschach 3750 m² – das bedeutet jeweils mehr als 3000 t Stahl allein für die Hauptverschlüsse. Dazu kommen noch Dammbalken und Notverschlüsse für die Ober- und Unterwasserseite von Wehr und Schleusen und für die Turbineneinläufe und Saugrohre.

Für größere Wehrfeldweiten von 15–24 m ist im Verlauf von Jahrzehnten die Hakendoppelschütze zu einem für mitteleuropäische Verhältnisse ausgezeichnet geeigneten Verschluß herangebildet worden – trotz grundsätzlicher Schwierigkeiten, die hauptsächlich in der großen Schleiffläche der Mitteldichtung liegen. Auch beim Sprung auf die größeren Verhältnisse der Donau hat man sich schließlich zur Beibehaltung dieser Verschlußform entschlossen. Es ist nun wirklich bemerkenswert, daß auch zu dieser ausgereiften, fast schon klassisch gewordenen Konstruktion in Österreich noch bedeutende Beiträge zur konstruktiven Entwicklung geleistet werden konnten, und zwar bei der baulichen Ausbildung beider Tafeln der Doppelschütze.

Eine Unterschütze wie die von Ybbs-Persenbeug ist für sich allein schon eine mächtige bewegliche Stahlbrücke, die auf 32 m Spannweite etwa dieselbe Gesamtlast zu tragen hat wie eine 500 m lange Bundesstraßenbrücke. Der Druckgurt dieser Konstruktion wird von der ausgesteiften Stauhaut gebildet. In Ybbs wurde nun diese Stauwand zwischen den Pfosten so gewölbt, daß die Momente infolge örtlichen Wasserdruckes sich mit den durch die Gurtkraft in der gekrümmten Stauwand erzeugten Biegemomen-

ten gegenseitig aufheben, so daß der Stahlquerschnitt der Stauwand keine Spannungsspitzen durch örtliche Biegung mehr erhält und auf gleichmäßigen Druck voll ausgenützt werden kann. Dadurch ergab sich ein geringeres Flächengewicht als bei dem um 20 % kleineren Unterschütz von Jochenstein.

Der Fortschritt liegt hier nicht nur in der geschickten Konstruktion, sondern vielmehr in der grundsätzlichen Auffassung: Früher hatten die Konstrukteure von Stauverschlüssen gar nicht einmal die Absicht, besonders leicht zu bauen, denn eine schwere Schütze überwindet leichter unsichere Reibungswiderstände, wird besser mit störenden Fremdkörpern fertig und setzt Vibrationen und Schwingungen eine größere Masse entgegen. Diese Gesichtspunkte haben sicher etwas für sich, bei einem Donauwehr wird jedoch das Gegenteil richtig. Zufällige Lasten – wie örtlich erhöhte Dichtungsreibung oder Rollwiderstände – spielen keine Rolle mehr gegenüber dem enormen Eigengewicht, und die Windwerke erreichen ohnehin schon eine Größe, die gebieterisch einen möglichst leichten Verschluß verlangt.

Das logische statische Konzept dieser sogenannten „Wellstauhaut“ führte zwangsläufig auch zu einer modernen konstruktiven Durchbildung. Die Unterschütze des ersten Donaukraftwerkes unterhalb Passaus in Jochenstein hat noch einen parallelgurtigen Fachwerkträger und ist vollständig genietet. Man hatte bei den Unterschützen bisher an der konservativen Nietung festgehalten, weil man Dauerfestigkeitsprobleme in den Schweißnähten durch eventuelle Vibrationen bei Unterströmen der Schütze fürchtete.

Demgegenüber verlangte bei der Unterschütze von Ybbs-Persenbeug schon das statische System der Wellstauhaut einen Parabelgurt, und dieser Parabelrahmenträger ließ sich konstruktiv vernünftig nur durch weitgehende Anwendung der Werkstattschweißung, die hier erstmals konsequent angewandt worden ist, durchbilden.

Die Wehrfelder des jüngsten Donaukraftwerkes Aschach haben zwar eine etwas geringere Durchflußbreite als die von Ybbs-Persenbeug. Ihre Unterschützen sind aber ebenfalls in einer Leichtbauweise gebaut – wieder nach einer neuen statischen Idee. Die Stauwand wird hier von einer Reihe übereinanderliegender Zylinderschalen gebildet, so daß in erster Linie nur Membranzugspannungen auftreten statt der Plattenbiegespannungen in ebenen Blechen. Geringe Blechstärken und Entfall der Zwischenaussteifungen ergeben selbst bei Berücksichtigung des für die Randfelder und die Krafteinleitung in den Endfeldern nötigen Materials auch hier bedeutende Gewichtsparsnisse gegenüber der konservativen Bauweise.

Was nun die Obertafel der Hakendoppelschützen anlangt, so hatte sich die in jahrzehntelanger Erfahrung entwickelte Bauform im strengen Winter 1955/56 in Jochenstein den harten Anforderungen des Manövrierens im schweren Eisgang doch nicht gewachsen gezeigt. Bei Aschach wurde daher für die Oberschützen des Wehres und Schleusenoberhauptes eine doppelwandige Ausführung gebaut,

deren glatte Oberseite, die „Eiswand“, auch in so extremen Betriebsfällen die horizontalen Tragglieder auf der Oberstromseite der Stauhaut gegen Beschädigungen schützt.

Elektrische Antriebe

Der erforderliche Synchronlauf bei den Hubwerken von großen Wehrverschlüssen wird bei uns fast ausschließlich nur mehr auf elektrischem Weg hergestellt. Dem Kurzschlußläufermotor des Antriebes wird eine um 15–20 % stärkere Schleifringläufer-Ausgleichmaschine starr angekuppelt, welche bei unterschiedlicher Belastung den Gleichlauf erzwingt. Diese bekannte Form der sogenannten elektrischen Welle ist einst von Siemens in den Wehrbau eingeführt worden. Sie entspricht vollkommen einer etwas elastischen Welle. Das bedeutet aber, daß bei voller einseitiger Last beide Maschinen vor dem Kippen etwa das vierfache Nennmoment in eine Windwerkshälfte einleiten. Das ist wiederum ganz nützlich bei kleineren Schützen, um zufällige einseitige Widerstände zu überwinden, aber es ist natürlich wirtschaftlich unmöglich, die ohnehin schon riesigen Windwerke eines Großwehres für die vierfache Normalhubkraft auszulegen. Man muß sich daher mit elektrischen Lastbegrenzern helfen, und die haben den gefährlichen Nachteil, daß das Versagen einer solchen Schutzeinrichtung das ganze teure und betriebswichtige Windwerk gefährden kann, wenn auf der anderen Windwerkshälfte zum Beispiel eine Wellenkupplung gebrochen ist – kein ganz unmöglicher Fall.

Auch zu diesem elektrischen Wehrantrieb wurde nun in Österreich ein neuer Gedanke beigesteuert. Das auf anderen Gebieten schon bekannte Prinzip der sogenannten Arbeitswelle wurde auch für den Synchronlauf von Wehrantrieben brauchbar gemacht. Dabei überträgt eine Antriebsmaschine über Wellengeneratoren die Leistung auf die Windwerksmotore, und es kann einseitig niemals mehr als das einfache Kippmoment eines solchen Windwerksmotors auftreten. Dieses System wurde erstmalig beim elektrischen Antrieb der Hakendoppelschützen des Ennskraftwerkes Losenstein angewandt.

Tiefschützen

Verschlußorgane ganz anderer Art sind die sogenannten Tiefschützen. Solche Schützen haben zum Beispiel einen Einlauf in der Tiefe eines Stausees, den Grundablaß einer Sperre oder einen Druckwassertunnel fallweise zu sperren oder – schwieriger – zu regulieren. Gerade bei den leistungsfähigsten Wasserkraftwerken der Welt sind solche Tiefschützen überhaupt das Kernstück des Stahlwasserbaues. Bei uns ist es allerdings wegen der dichten Besiedlung und den meist im Talgrund laufenden Verkehrslinien kaum denkbar, ganze Täler hoch einzustauen, und so haben wir in Österreich nur kleine Talsperrenkraftwerke am Kamp, aber dafür einige Umleitungskraftwerke, die nach Wassermenge und Fallhöhe solchen Talsperrenkraftwerken entsprechen – an der Enns, an der Salzach und am Inn.

Bei 60 bis 100 m Wasserdruck lastet auf jedem Quadratmeter einer solchen Schütze fast das Gewicht einer ganzen Lokomotive; das gibt natürlich große Stahlquerschnitte und ungewöhnlich schwierige Verbindungen.

Bild 1 zeigt eine exportierte Tiefschütze, in konservativer amerikanischer Bauart vollständig genietet. Dabei mußten noch abnormal starke Nieten verwendet werden, um mit den enormen Schubkräften fertig zu werden. Die gesamte auf die Tafel wirkende Wasserlast beträgt über 2500 t.

Demgegenüber zeigt Bild 2 eine moderne geschweißte Konstruktion. Trotz der einfachen Form stellen die 40 bis 80 mm starken Bleche und die erforderliche Paßgenauigkeit hohe Ansprüche an die Schweiß- und Glühtechnik der Werkstatt. Handelt es sich doch bei einer solchen Rollschütze um einen beweglichen Maschinenteil von manchmal mehr als hundert Tonnen Stückgewicht.

Laufarmaturen

Zunächst könnte man glauben, daß die Laufrollen einer solchen Schütze einfach zu bauen sind. Der gesamte Rollweg beträgt ja nur wenige hundert Meter im Jahr, es gibt kaum ein Heißlaufen, keine Dauerbeanspruchung, keine dynamischen und keine Geräuschprobleme. Nur die Last ist natürlich sehr groß, bis zu etwa 300 t je Rolle.

Bei den Schützen der Niederdruckanlagen hat sich daher auch eine Rolle mit einfacher, käfigloser Nadellagerung eingeführt, die im Wehr tadellos entspricht. Nun wurden aber gerade die traditionsreichsten Firmen von empfindlichen Rückschlägen getroffen, als sie versuchten, gleiche Rollen bei Tiefschützen einzusetzen. Der Grund des Versagens war offensichtlich der, daß zumindest beim mitteleuropäischen Wehrschütz die Laufrollen in einem eigenen Rollenträger sitzen, der gegenüber dem Schützenkörper pendeln kann, so daß die Lager praktisch keine Seitenkräfte erhalten. In einer Tiefschütze sind die erforderlichen zahlreichen Rollen dagegen schon aus Platzgründen notwendigerweise mit starrer Achslagerung in die Tafel eingebaut. Beim Absenken müssen diese Rollen die Führungskräfte auf die Schütze übertragen, welche die mit vielleicht 2000 bis 3000 t Wasserdruck belastete Schütze auf ihrer Bahn halten. Das kann 50 und mehr Tonnen Seitenkraft auf die einzelne Rolle bedeuten. Da gerade Nadellager gegen Seitenkräfte sehr empfindlich sind, klemmen dann die Nadeln, die Nabenstirnen fressen fest, und damit besteht die Gefahr, daß die ganze Schütze steckenbleibt. Denn das Eigengewicht einer solchen Tiefschütze, das als Schließdruck zur Verfügung steht, beträgt oft nur etwa 3% des auf ihr lastenden Wasserdrucks. Das Steckenbleiben einer solchen Schütze kann aber eine Katastrophe für den Betrieb der Gesamtanlage bedeuten.

Man kann die Gefahr einer Überlastung durch zu große Seitenkräfte dadurch ausschalten, daß man jede Rolle zwischen zwei Tellerfedern einspannt. Wenn die Schütze gehoben ist, dann drücken diese

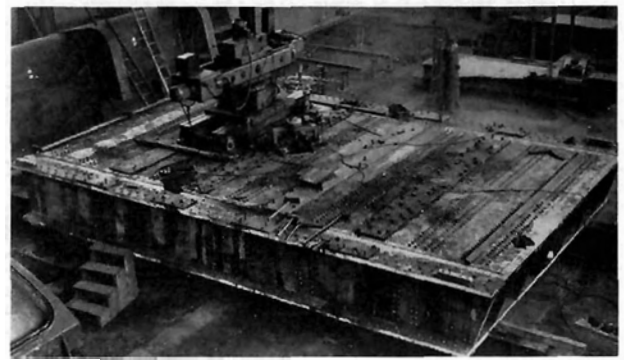


Bild 1

starken Federn die tonnenschwere Rolle in ihre Mittel-lage auf der Achse, und ebenso wird die ganze Tafel durch federnde Seiten- und Gegenführungen ausgerichtet. Wenn nun die Rollen beim Absenken unter vollem Wasserdruck infolge unvermeidlicher Toleranzen etwas außerhalb der theoretischen Geraden laufen, dann drücken sie nur die Federn zusammen, und bei der bekannten typischen Charakteristik der Tellerfeder bleibt diese Kraft unabhängig vom Federweg sogar ziemlich konstant.

Diese Ausführung (Bild 3) hat das einfache Nadel-lager auch für Tiefschützen brauchbar gemacht. Die großen Tellerfedern sind jedoch teuer, da sie wegen der Korrosionsgefahr aus Chromnickelstahl sein müssen. Gerade bei diesem Material besteht aber außerdem die Gefahr, daß die Federqualität all-mählich verloren geht.

Es wurde daher bei der Lieferung von Laufrollen für große Tiefschützen von Anlagen in Übersee ein ganz neuer Weg beschritten (Bild 4). Die Wälzlagerung erfolgt hier durch Tonnenrollenlager, die in der Lage sind, einen gewissen Seitendruck praktisch ohne zusätzlichen Reibungswiderstand aufzunehmen. Man kann daher hier wieder Spurkränze zur Führung der Tafel und der einzelnen Rollen verwenden. Um jede Überbeanspruchung zu vermeiden, lagern die Tonnenrollenlager außerdem am Außenumfang

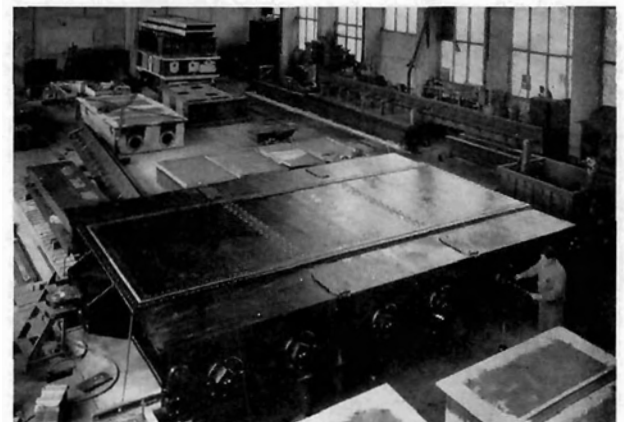


Bild 2

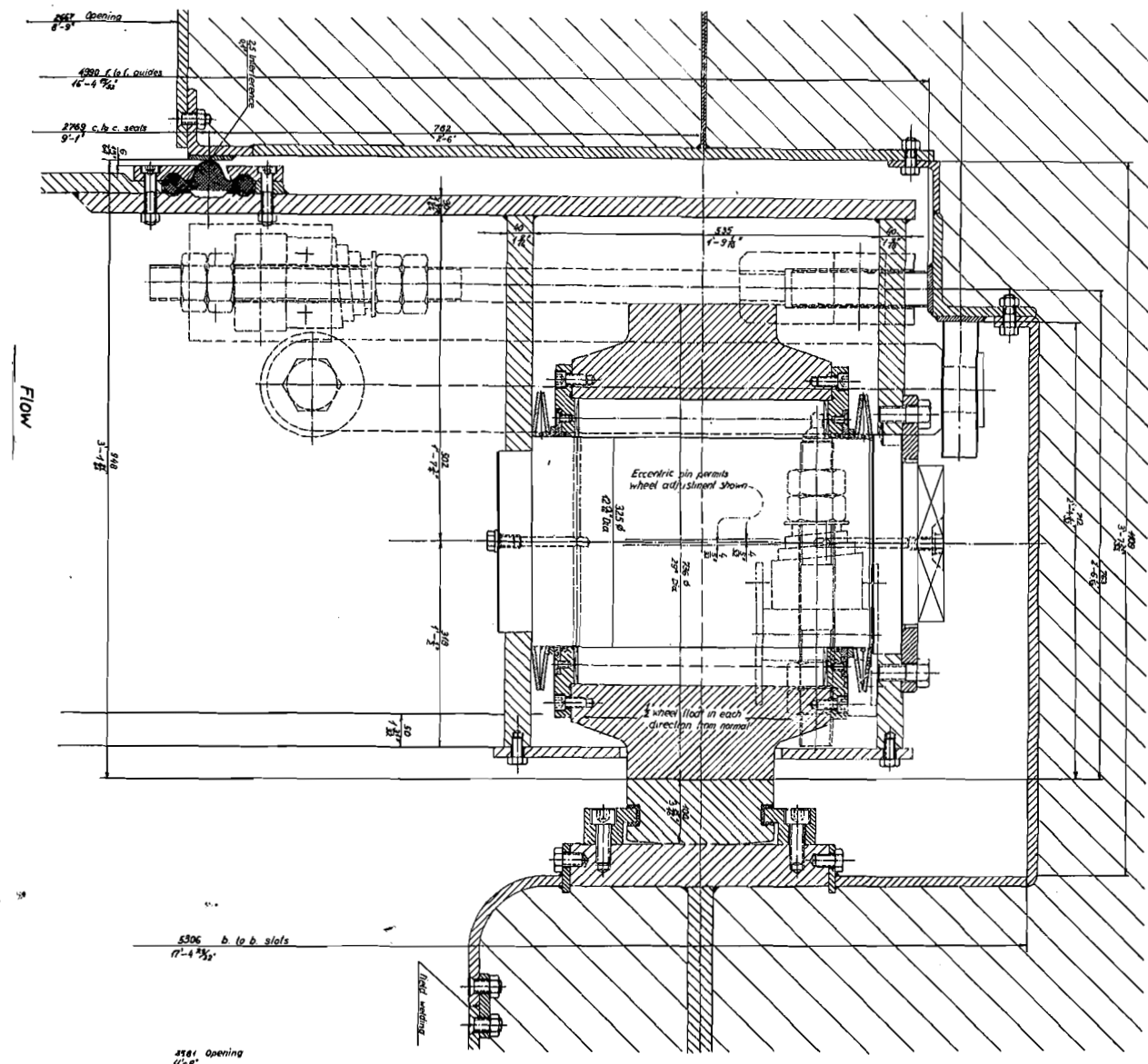


Bild 3

auf einer im Rollenkörper angeordneten bronzenen Gleitfläche. Wenn, wie es häufig vorkommt, die Schütze bei ausgespiegelmtem Wasserdruck – also unbelastet – abgesenkt und dann in Schließstellung plötzlich der einseitigen Wasserlast ausgesetzt wird, gleiten die Lager auf dieser Zylinderfläche, da die Laufrollenachsen aus konstruktiven Gründen nicht in der neutralen Faser der Tafelkonstruktion angeordnet werden können. Im fettgefüllten Lager herrscht nur ein Bruchteil des Gleitwiderstandes, der sonst durch Gleiten zwischen Schiene und Radumfang auftreten müßte.

Im Gegensatz zur Tradition ist die im Bild 4 gezeigte Laufrolle trotz ihrer Größe (220 t Raddruck) fliegend gelagert. Es ist daher nur eine einzige Dichtung der Lagerkammer nötig. Der ganze mechanische Teil kann im Falle einer Reparatur mit einer konischen Büchse von der Achse abgezogen werden. Die empfindlichen Wälzlager können dann in einer geschützten Werkstätte zu Wartungszwecken ausge-

baut werden. Dies ist besonders wichtig bei subtropischen Klimaverhältnissen, für die diese Anlage bestimmt ist.

Sonderbauformen von Schützen

Fliegend gelagerte Rollen der oben beschriebenen Art wurden auch bei sehr großen Schützen eingebaut, zum Beispiel bei dem im Bild 5 gezeigten Notverschluß, der mit den Abmessungen 8×14 m bei 36 m Druckhöhe schon zu den größten Tiefschützen der Welt gehört. Der Schützenkörper selbst ist hier als Falwerk konstruiert, so daß er in lotrechter Richtung durchströmt werden kann. Damit ist es gelungen, die Sogkräfte, die unter den gegebenen Verhältnissen bei einer Schütze üblicher Bauart über 250 t betragen haben würden, so weit zu reduzieren, daß der 125 t schwere Verschluß mit einem 150-t-Universalkran auch in strömendem Wasser einge-

setzt werden kann. Die Schütze hat sich später sogar bei Verwendung in teilweise geöffneten Stellung bewährt.

Auch bei vielen anderen Anlagen wird in letzter Zeit angestrebt, Notverschlüsse so auszubilden, daß sie nicht nur in ruhigem Wasser eingesetzt werden können. Dabei sollte man aber in erster Linie immer auch auf größere Verschlusßkörper übergehen, die in der Strömung und in größerer Tiefe auf jeden Fall sicherer zu beherrschen sind als dammbalkenartige Elemente, die unter so schwierigen Bedingungen mit Zangenbalken manövriert werden müssen.

Rechenreinigungsmaschinen

Zu einem Wasserkraftwerk gehören viele Hilfseinrichtungen, wie Krane, Schiffslips u. a. Hier soll da-

von nur auf Rechenreinigungsmaschinen näher eingegangen werden. Sie sind ebenfalls durch Jahrzehnte ein Monopol weniger ausländischer Firmen gewesen, bevor in den letzten Jahren bei uns auch auf diesem Gebiet Neuentwicklungen geleistet worden sind.

Die besonderen Verhältnisse eines Donaukraftwerkes rechtfertigen den Einsatz von Rechenreinigern, die zu den schwersten derartigen Maschinen der Welt gehören. Die größten Schwierigkeiten verursacht dabei das Eis. Natürlich kann man Kraftwerke auch in wesentlich kälterem Klima einwandfrei in Funktion halten – zum Beispiel in Kanada, Sibirien und Schweden –, wenn man nur darauf achtet, eine geschlossene Eisdecke zu erhalten. Die Schifffahrt ist in diesen Gegenden bei extrem tiefen Temperaturen

Bild 4

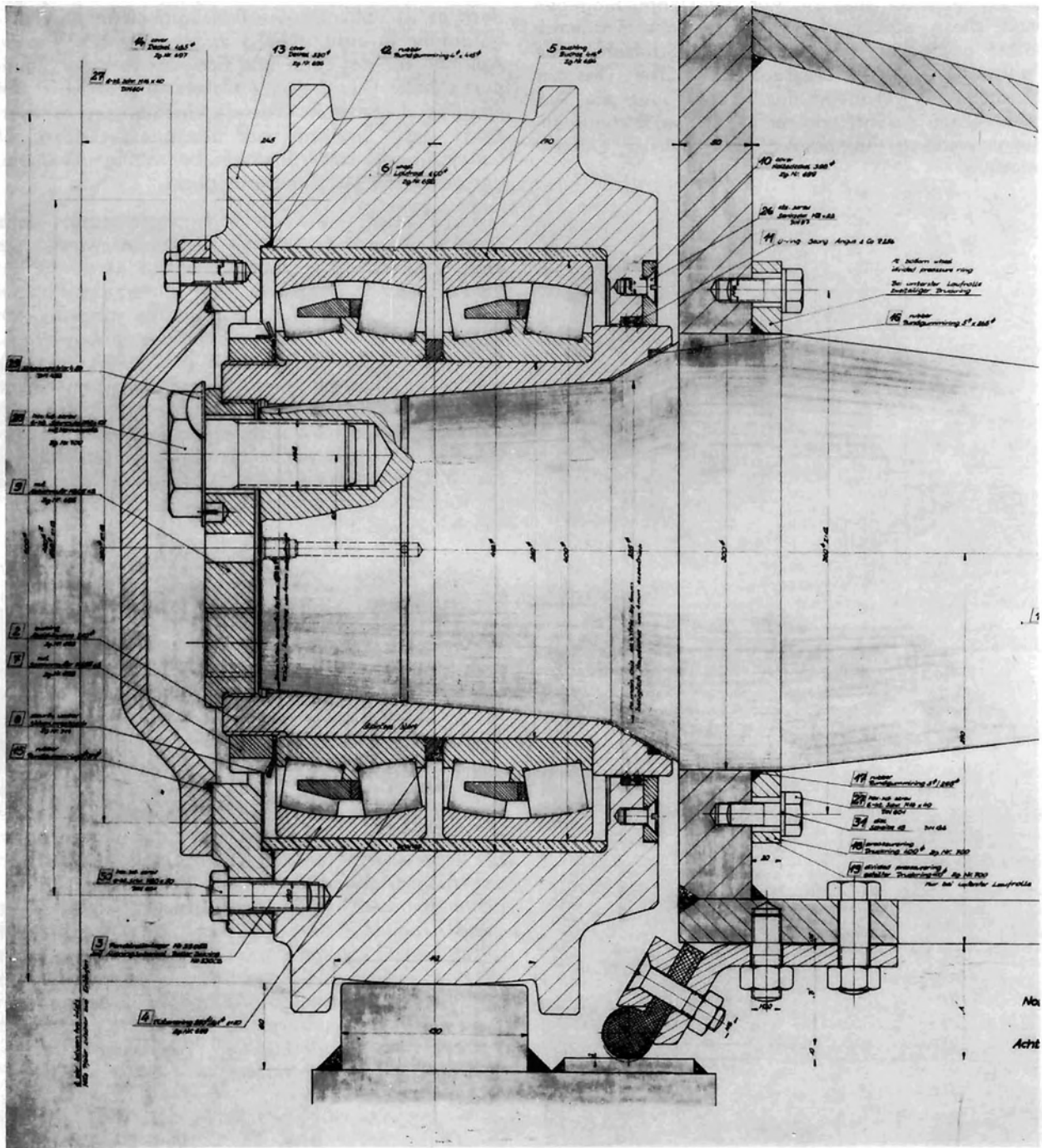




Bild 5

im Winter nicht möglich. Auf der Donau hingegen muß diese schützende Eisdecke vom Kraftwerk selbst gebrochen werden, um der Schifffahrt eine Fahrtrinne durch den Stauraum zu schaffen. Das zerbrochene Eis wird von der Strömung an die Turbinenrechen geführt und muß von den Rechenreinigungsmaschinen in pausenlosem Betrieb entfernt werden.

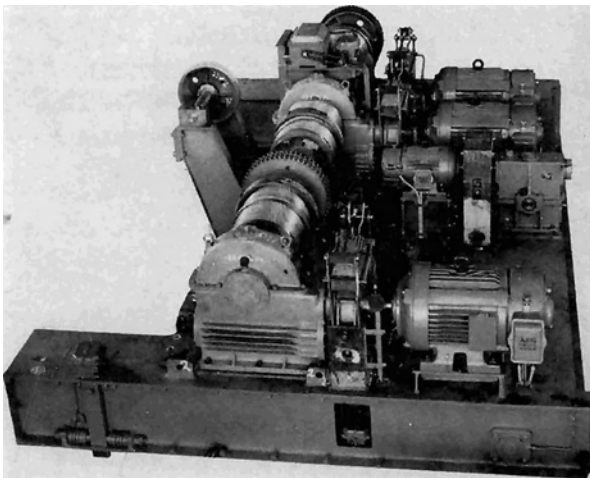
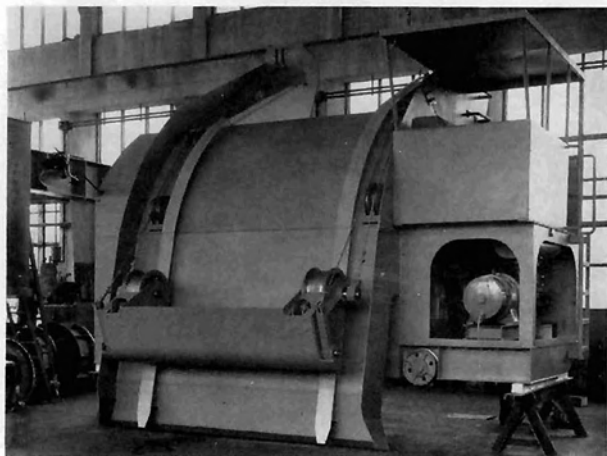


Bild 6

Bild 7



Eine österreichische Sonderkonstruktion, die zunächst für ein ausländisches Großkraftwerk entwickelt wurde, hat sich nun auch für diese extremen Verhältnisse als ausgezeichnet geeignet erwiesen. Diese Rechenreinigungsmaschine fördert das Putzgut nicht mehr auf die früher üblichen gleisgebundenen Loren, sondern auf normale Lastkraftwagen bzw. in Zeiten geringen Anfalles von Schwemmzeug in Sammelbehälter, die während des Reinigungsbetriebes auf der Maschine hängen. Auch diese Behälter sind als Karosserieaufsatz von Lastkraftwagen ausgebildet. Die Lastkraftwagen für den Abtransport des Putzgutes stehen der Kraftwerkbetriebsleitung meist für anderweitige Verwendung zur Verfügung, denn die wirkliche Stoßzeit der Rechenreinigung beträgt nur wenige Wochen im Jahr. Durch den gleislosen Betrieb muß der Abtransport des von den Rechen geförderten Schwemmzeuges nicht mehr nach einem bestimmten Verbrennungsplatz erfolgen, sondern es ist vollkommene Freizügigkeit in der Putzgutabfuhr erreicht. Bild 6 zeigt die mechanischen Antriebe für das Hub- und Schwenkwerk der Reinigungsharke. Dieser ganze Maschinenoberteil ist auf dem Portalrahmen in Wasserlaufrichtung verfahrbar. Durch diese Bauform wird das direkte Laden auf handelsübliche Lastkraftwagen bei mäßiger Bauhöhe der gesamten Maschine ermöglicht.

Bild 7 zeigt eine Rechenreinigungsmaschine ganz anderer Bauart. Es handelt sich dabei wieder um eine österreichische Erfindung. Diese Maschine hat kein offenes Portal, sondern sie fördert das Putzgut über den durch eine Blechhaube abgedeckten Hauptrahmen, in dem die Antriebe untergebracht sind. Die hier im Bild gezeigte große Maschine, die wieder das Putzgut direkt in auf der Dammkrone fahrende Straßenlastkraftwagen fördert, wurde nach Venezuela exportiert. Aber kleinere Maschinen derselben Type sind in der letzten Zeit auch schon mehrfach in Österreich eingesetzt worden, wobei sich die gedrungene, raumsparende Bauweise als besonderer Vorteil erwiesen hat.

Zusammenfassung

Es ist hier versucht worden, einen Eindruck von der ständigen konstruktiven Entwicklung zu vermitteln, die in Österreich im Stahlwasserbau geleistet wird. Dabei wurden nur einige Beispiele aus dem Stahlbau und von mechanischen und elektrischen Antrieben für Schützen gewählt. Aber auch auf vielen anderen Gebieten dieser Sparte wurden in unserem Lande Neukonstruktionen erdacht und erprobt, vor allem bei Segmentschützen mit Aufsatzklappen und deren Lagerung in den Wehrpfeilern, bei Schleusenfülleinrichtungen und bei ölhdraulischen Antrieben. Alle diese Arbeiten stehen natürlich nicht im Lichte der Öffentlichkeit wie der Bau der Gesamtanlagen, aber sie ermöglichen es der heimischen Industrie, unsere Kraftwerke und zahllose Anlagen auf der ganzen Welt mit Verschlußorganen auszurüsten, die den Vergleich im internationalen Wettbewerb zumindest nicht zu scheuen haben.

Die HV-Schraube unter Zugbelastung

Von H. Weiß und F. Wallner, Linz/Donau*)

1. Zum elastischen Verhalten der Druckkörper

In der fachwissenschaftlichen Literatur des Maschinenbaues werden die reziproken Werte der Längenänderungen durch die Kraft 1 Federkonstanten genannt und mit C bezeichnet. Wählt man z. B. die nähere Bezeichnungsweise nach [6], so ergeben sich unter Hinweis auf den ersten Teil der vorliegenden Arbeit folgende Zusammenhänge:

Federkonstante der Schraube $C_s = 1 / \Delta l_x$

Federkonstante des Druckteiles innerhalb der Zugangriffspunkte $C_{Pi} = 1 / \Delta l_{ix}$

Federkonstante des Druckteiles außerhalb der Zugangriffspunkte $C_{Pa} = 1 / \Delta l_{ax}$

Federkonstante des gesamten Druckteiles $C_P = 1 / (\Delta l_{ix} + \Delta l_{ax})$

Federkonstante des Gewindebereiches $C_g = 1 / \Delta g$

Mit vorstehenden Bezeichnungen erhält die Formelgruppe (1 a) folgende Form:

$$X = k \cdot Z$$

$$k = \frac{\Delta l_{ix}}{\Delta l_x + \Delta l_{ix} + \Delta l_{ax} + \Delta g} = \frac{1/C_{Pi}}{1/C_s + 1/C_P + 1/C_g} \quad (8)$$

Liegt der Zugangriffspunkt unmittelbar unter der Schraubenmutter bzw. unter dem Schraubenkopf, wird

$$C_{Pi} = C_P$$

und mit der Annahme $1/C_g$ näherungsweise gleich Null gilt

$$k = \frac{C_s}{C_s + C_P}$$

Die unter (1) und (1 a) angegebenen Formeln sind nur für Druckplattendurchmesser gleich der Schraubenschlüsselweite streng richtig. Mit guter Annäherung gelten die Formeln aber auch dann, wenn die verglichene Fläche F_d des Druckkörpers zwischen den Angriffspunkten der Zugkraft von der verglichenen Fläche des gesamten Druckkörpers nur wenig abweicht. Führt man mit F_{di} die verglichene Fläche des Druckkörpers zwischen den Angriffspunkten der Zugkraft ein, so können die Formeln unter (1) und (1 a) auch strengeren Genauigkeitsansprüchen genügen, wenn

$$-\delta_{xz} = \Delta l_{iz} = Z \cdot l_i / F_{di} \cdot E_d \quad (10)$$

$$\psi = l_i \cdot F_d / l_d \cdot F_{di} \quad (11)$$

gesetzt wird.

Zur Bestimmung der Federkonstanten der Druckkörper ($C_P = 1 / \Delta l_d$) sind unter anderem bisher nachstehende Formeln bekannt geworden:

Druckkegel nach Rötischer mit dem Basiswinkel von 45° :

$$C_P = \frac{E_d}{l} \cdot \frac{\pi}{4} \left[\left(s + \frac{1}{2} l \right)^2 - d^2 \right] \quad (12)$$

Druckkegel nach Rötischer mit dem Basiswinkel von α° :

$$C_P = \frac{E_d}{l} \cdot \frac{\pi}{4} \left[\left(s + \frac{1}{2} l \cdot \cotg \alpha \right)^2 - d^2 \right] \quad (13)$$

Auf Grund des Vorschlages von Fritzsche [7] nach Junker-Blume [10] mit $\alpha = 78^\circ 40'$ als Mittelwert der bisherigen Versuche der Verfasser, $\cotg \alpha = 0,20$:

$$C_P = \frac{E_d}{l} \cdot \frac{\pi}{4} \left[\left(s + \frac{1}{10} l \right)^2 - d^2 \right] \quad (14)$$

Bei genauer Berechnung der Verformung eines Druckkegels mit dem Basiswinkel zum Beispiel nach Birger [9.1]:

$$C_P = \frac{E_d \cdot \pi \cdot d \cdot \cotg \alpha}{2 \cdot \ln \left(\frac{1 \cdot \cotg \alpha + s - d}{1 \cdot \cotg \alpha + s + d} \cdot \frac{s + d}{s - d} \right)} \quad (15)$$

Wie vor mit $\alpha = 72^\circ$ als Mittelwert aus den bisherigen Versuchen der Verfasser, $\cotg \alpha = 0,3249$:

$$C_P = \frac{E_d \cdot \pi \cdot d \cdot 0,3249}{2 \cdot \ln \left(\frac{1 \cdot 0,3249 + s - d}{1 \cdot 0,3249 + s + d} \cdot \frac{s + d}{s - d} \right)} \quad (16)$$

Druckkörper nach Fritzsche [7]:

$$C_P = 1,82 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot E \cdot d \left[\frac{1}{d} (E \cdot 10^{-3})^2 \right]^{-0,16} \quad (17)$$

Formel von Vitkup [9.2] mit $\mu = 0,3$ und umgeformt:

$$C_P = \frac{E \cdot \pi \cdot (s^2 - d^2)}{4 \cdot 1,82 \cdot l} \cdot \frac{1}{K}$$

$$\text{mit } K = \kappa - \frac{1}{1,4} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \kappa^2}} \right) - \sqrt{1 + \kappa^2} + 1 \quad (18)$$

und

$$\kappa = s/l$$

Mit Ausnahme der Formeln (12), (13) und (15) sind alle übrigen durch Erfahrungswerte begründet. Die Formeln (14), (16) und (18) enthalten alle erforderlichen Parameter (s , d , l), um Druckkörper zwischen den Angriffspunkten der Zugkräfte auch dann berechnen zu können, wenn die Zugkraft nicht unmittelbar unter der Schraubenmutter bzw. unter dem Schraubenkopf angreifen. In diesem Fall ist für s der Durchmesser des Druckkörpers in der Schichte der Zugkrafteinleitung einzusetzen.

*) Ergänzung und Fortsetzung des Beitrages in Heft 24/1963, Seite 15

Es sollen nunmehr die Formeln (14), (16), (17) und (18) hinsichtlich der Auswirkungen ihres Genauigkeitsgrades an Hand von Versuchsergebnissen der Verfasser geprüft werden. Zu diesem Zweck werden die Ergebnisse der Versuche nach Bild 8 Stahl „A“ (St 37) herangezogen. Für die Zahlenrechnung gelten somit folgende Werte: $M 16$, $s = 24 \text{ mm}$, $d = 18 \text{ mm}$, $l = 58 \text{ mm}$ bzw. 108 mm bzw. 208 mm unter Berücksichtigung der Dicke der Beilagscheiben von je 4 mm . Als „Meßwerte“ sind daher zu verstehen:

$$C_s = E \cdot F_z / l = 21.000 \text{ kp/mm}^2 \cdot 201 \text{ mm}^2 / l = 42,21 \cdot 10^5 \text{ kp/l}$$

$$C_P = E \cdot F_d / l = 21.000 \text{ kp/mm}^2 \cdot (D'^2 - 18^2) \frac{\pi}{4} / l$$

mit $D' = 31 \text{ mm}$ bzw. 36 mm bzw. 45 mm

Unterschiede der Federkonstanten C_P die Auswirkungen auf die Verhältniswerte P_s/P_v und P_d/P_v weit unter dem möglichen Genauigkeitsgrad der gesamten Schraubenberechnung liegen.

Die Ergebnisse nach Formel (18) weichen von den Meßwerten wohl mehr ab, aber dafür ist besonders bemerkenswert, daß in diesem Falle das Verhältnis zwischen den nach Formel (18) gerechneten Federkonstanten C_P und den auf Grund der Versuche gefundenen Federkonstanten stets nahezu gleich $1 : 1,27$ ist.

Aus den vorstehenden Untersuchungen ergibt sich, daß im allgemeinen für die Berechnung von C_P mit der einfachen Formel (14) das Auslangen gefunden

Tabelle 1

l	Formel	(14)	(16)	(17)	(18)	Meßwerte
58 mm	C_s	$0,728 \cdot 10^5$	$0,728 \cdot 10^5$	$0,728 \cdot 10^5$	$0,728 \cdot 10^5$	$0,728 \cdot 10^5$
	C_P	$1,604 \cdot 10^5$	$1,837 \cdot 10^5$	$1,69 \cdot 10^5$	$1,42 \cdot 10^5$	$1,81 \cdot 10^5$
	C_P/C_s	2,203	2,523	2,321	1,951	2,486
	k	0,312	0,284	0,301	0,339	0,287
	P_s/P_v	1,250	1,227	1,241	1,271	1,230
	P_d/P_v	0,450	0,427	0,441	0,471	0,430
108 mm	C_s	$0,391 \cdot 10^5$	$0,391 \cdot 10^5$	$0,391 \cdot 10^5$	$0,391 \cdot 10^5$	$0,391 \cdot 10^5$
	C_P	$1,355 \cdot 10^5$	$1,465 \cdot 10^5$	$1,53 \cdot 10^5$	$1,17 \cdot 10^5$	$1,48 \cdot 10^5$
	C_P/C_s	3,465	3,747	3,913	2,992	3,785
	k	0,224	0,211	0,204	0,250	0,209
	P_s/P_v	1,179	1,169	1,163	1,200	1,167
	P_d/P_v	0,379	0,369	0,363	0,400	0,367
208 mm	C_s	$0,203 \cdot 10^5$	$0,203 \cdot 10^5$	$0,203 \cdot 10^5$	$0,203 \cdot 10^5$	$0,203 \cdot 10^5$
	C_P	$1,335 \cdot 10^5$	$1,247 \cdot 10^5$	$1,38 \cdot 10^5$	$1,06 \cdot 10^5$	$1,35 \cdot 10^5$
	C_P/C_s	6,576	6,143	6,798	5,222	6,650
	k	0,132	0,140	0,128	0,161	0,131
	P_s/P_v	1,106	1,112	1,102	1,129	1,105
	P_d/P_v	0,306	0,312	0,302	0,329	0,305

C_s und C_P in kp/mm

Der Fehlereinfluß soll durch Gegenüberstellung der Werte für P_s/P_v (Verhältnis zwischen der größten Schraubenkraft und der Vorspannkraft) und P_d/P_v (Verhältnis zwischen der Restklemmkraft und der Vorspannkraft) anschaulich gemacht werden, und zwar für die zugelassene Belastung von $\max Z = 0,8 \cdot P_v$.

Es wird dann

$$P_s/P_v = (1 + 0,8 \cdot k)$$

$$P_d/P_v = (0,2 + 0,8 \cdot k)$$

$$k = \frac{1}{1 + C_P/C_s}$$

Die Ergebnisse sind in Tabelle 1 zusammengestellt. Sieht man von den Werten nach Formel (18) ab, so kann gesagt werden, daß trotz relativ erheblicher

werden kann, ohne die erforderliche Rechengenauigkeit in Frage zu stellen. Andererseits geht aus Tabelle 1 hervor, daß die Versuchsergebnisse, über die seinerzeit berichtet wurde, durch die neueren theoretischen und praktischen Untersuchungen über die Federkonstanten der Druckkörper bestätigt werden.

2. Der Einfluß der Gewindenachgiebigkeit

Der Einfluß der Gewindenachgiebigkeit kann, wie bereits seinerzeit angeregt, durch Einführung der Verformungskomponente des Gewindeteiles in Richtung der Schraubenachse durch die Kraft 1 (Δg) theoretisch berücksichtigt werden.

$$X = Z \frac{\Delta l_{ix}}{\Delta l_x + \Delta l_{ix} + \Delta l_{ax} + \Delta g} \quad (19)$$

Der Gleichung (19) für den Zuwachs X der Schraubenkraft P_v durch die Zugkraft Z ist zu entnehmen, daß mit wachsendem Δg , das heißt mit größerer Gewindenachgiebigkeit, unter sonst gleichen Umständen X kleiner wird. Dies gilt um so mehr, je größer Δg gegenüber der Summe

$$(\Delta l_x + \Delta l_{ix} + \Delta l_{ax}) =$$

= Dehnung des Schraubenschaftes + Zusammendrückung des Druckkörpers ist, also vornehmlich bei kurzen Schrauben. Birger [9.1] schlägt in diesem Sinne vor, bei Schrauben mit einer kleineren Klemmlänge als dem 3fachen Schraubendurchmesser die Verformung des Gewindes und des Schraubenkopfes zu berücksichtigen. Da der Einfluß von Δg , wie aus der Gleichung (19) hervorgeht, nicht nur von der Schraubenlänge, sondern auch von anderen Faktoren abhängt, dürfte die Anregung von Birger wohl grundsätzlich richtig sein, aber die angegebene Anwendungsgrenze nur sehr bedingt Geltung haben.

Im ersten Teil der vorliegenden Arbeit in Heft 24/1963 wurde bei Beurteilung der Versuchsergebnisse A (Lastangriff unmittelbar unter Kopf und Mutter) darauf hingewiesen, daß bei den Versuchen nach Bild 10 (Durchmesser der Druckkörper gleich Durchmesser der Beilagscheibe) das Anwachsen der verglichenen Druckzylinder-Durchmesser, die durchwegs kleiner als die Druckkörper-Außendurchmesser gefunden wurden, mit der Schraubenlänge auch auf die Gewindenachgiebigkeit zurückgeführt werden könnte. Außerdem ist zu vermuten, daß die Zunahme der Basisneigung der Druckkegel mit der Schraubenlänge bei den Versuchen nach Bild 8 (progressiv von 75° bis 80°, siehe Bild 9) ebenfalls mit der Gewindenachgiebigkeit zusammenhängt.

Bei allen Versuchen wurde der Durchmesser D' des verglichenen Druckzylinders ohne Berücksichtigung der Gewindenachgiebigkeit, also mit $\Delta g = 0$, berechnet.

Wird mit $\bar{D}'$ der Zylinderdurchmesser für $\Delta g \neq 0$ und mit D' der Zylinderdurchmesser für $\Delta g = 0$ sowie mit d der Lochdurchmesser

bezeichnet, so läßt sich leicht nachweisen, daß die Formeln (20) und (21) für zusammengehörige Wertepaare von X und Z gelten.

$$\bar{D}'^2 = D'^2 \cdot q + d^2 \cdot (1-q) \quad (20)$$

$$q = \frac{\Delta l_x}{\Delta l_x + \Delta g} < 1 \quad (21)$$

Als Resultat ergibt sich

$$\bar{D}' < D' \quad (22)$$

das heißt bei Berücksichtigung eines Wertes für $\Delta g \neq 0$ wird D' kleiner und damit der Basiswinkel des Kegels steiler.

Die Werte für q nähern sich mit wachsender Schraubenlänge dem Betrag 1 und damit nähert sich $\bar{D}'$ der Größe von D' . Mit wachsender Schraubenlänge verschwindet der Einfluß von Δg überhaupt und damit auch auf D' .

Um nähere Anhaltspunkte für Zahlenwerte von Δg zu erhalten, wird es notwendig sein, die Federkonstante des Gewindeteiles durch geeignete Versuchs-

anordnung direkt zu bestimmen, da zu vermuten ist, daß diese Zahlenwerte verhältnismäßig klein sind und daher indirekt nur schwer oder mit groben Fehlern behaftet ermittelt werden können. Auf jeden Fall kann angenommen werden, daß der Einfluß von Δg bei längeren Schrauben völlig bedeutungslos wird.

3. Das Öffnen der Trennfugen

Einer Begründung und quantitativen Erfassung bedürfen die von den Verfassern bei ihren Versuchen festgestellten Abweichungen der Meßwerte von den rechnerisch ermittelten Werten im Bereich des theoretischen Unstetigkeitspunktes im X - Z -Diagramm der Bilder 4, 8, 10, 11 und 12. Dieser Punkt würde eine übergangslose Fugentrennung bedeuten.

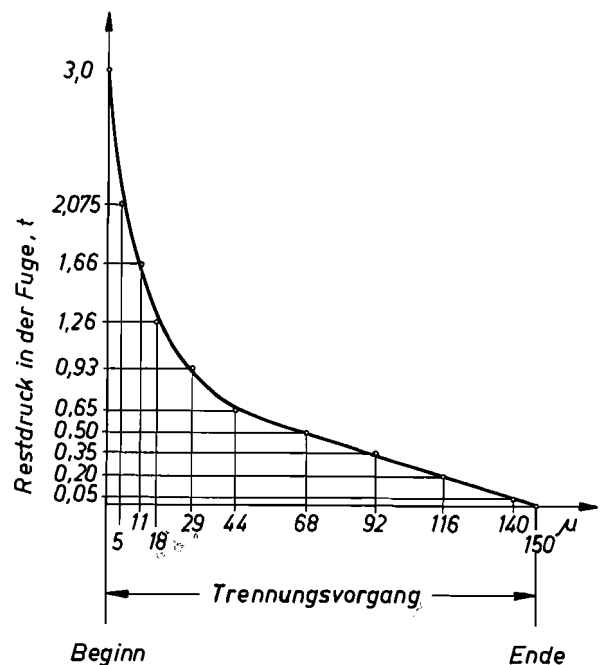


Bild 14: „Entlastungskennlinie einer Druckfuge“

Fig. 14: The characteristic relation between compressive force and the idealised distance between faying surfaces in the course of a load-relief process

Auf Grund theoretischer Überlegungen gelangten die Verfasser zu der Auffassung, daß sich die charakteristische Ausrundung im Bereiche des Unstetigkeitspunktes mit den Wirkungen der Imperfektionen der Ufer der Druckfugen gegenüber absolut ebenen Flächen erklären lassen. Die stets vorhandene, mehr oder minder große Rauigkeit der Blechoberflächen führt dazu, daß die Spannungsverteilung über diese Flächen unter der Wirkung der Vorspannkraft völlig unbekannt ist. Das makroskopische Bild der Druckfugen, die nach Vorspannung wieder getrennt wurden, zeigt deutlich das Auftreten verschieden großer „Druckfelder“, die völlig unregelmäßig geformt sind und die sich vornehmlich um die Bohrungen gruppieren. Die Druckspannungen in diesen Flächenteilen können für jede Laststufe alle überhaupt mög-

lichen Werte annehmen. Eine versuchsmäßige Überprüfung dieser Tatsache läßt sich durch Bestimmung der Tangenten etwa im Punkt P_v an die Kraft-Verformungslinien von Druckkörpern einerseits homogenen andererseits geschichteten Aufbaues durchführen.

Bei Verminderung der Vorspannkraft P_v bis auf Null durch die Zugkraft Z kann in der Trennfuge wohl mit einem konstanten E-Modul (dem Entlastungs-Modul) gerechnet werden, aber die Ablösung der Ufer der Trennfuge erfolgt durchaus nicht durch plötzlichen Kontaktverlust im Gesamtbereich der Trennfuge, sondern allmählich durch eine mehr oder minder stetige Verkleinerung der wirksamen Druckflächen.

Die Versuchskörper haben sich in ihren Fugenbereichen bei Entlastung ähnlich wie Druckfedern mit einer Kennlinie nach Bild 14 verhalten.

Diese Kennlinie wurde zahlenmäßig aus dem Versuch nach Bild 12 bestimmt. Die theoretische Vergrößerung des Abstandes der Ufer der Trennfuge vor vollständiger Trennung, das heißt bis zum restlichen Fugendruck $P_{di} = 0$, ergibt sich mit

$$\Delta x = X \cdot l \cdot \left(\frac{1}{E_z F_z} + \frac{1}{E_d F_d} \right) = X \cdot 68,45 \mu/t \quad (23)$$

wenn mit

$$l = 20 \text{ cm}$$

$$E = 2100 \text{ t/cm}^2$$

$$F_z = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$F_d = \frac{\pi}{4} (3,0^2 - 1,8^2) = 4,52 \text{ cm}^2$$

gerechnet wird.

In Bild 14 wurden die Werte für Δx in Abhängigkeit vom Restdruck in der Fuge $P_{di} = P_v + X - Z$ aufgetragen. Die endgültige Trennung der Fuge tritt nach einem ideellen Öffnungsweg von etwa 0,15 mm ein. Dieser Wert liegt durchaus im Bereich der Größenordnung für mögliche nach Ablösung verbleibender restlicher Unebenheiten in der Trennfuge.

Versuche mit Trennfugen unterschiedlicher Oberflächenrauigkeit sollen nähere Aufschlüsse über das Verhalten solcher Fugen bei Entlastung bringen.

Über die Ergebnisse von Versuchen, die im Zusammenhang mit den bisher angedeuteten offenen Fragen demnächst durchgeführt werden sollen, wird zur gegebenen Zeit berichtet werden.

Schrifttum

- [6] Wiegand-Illgner: Berechnung und Gestaltung von Schraubenverbindungen, 3. Aufl., Springer 1962.
- [7] Fritsche: Grundlagen einer genaueren Berechnung statisch und dynamisch beanspruchter Schraubenverbindungen, Dissertation TU Berlin 1962.
- [8] Illgner K. H.: Auslegung von Schraubenverbindungen für statische Zugbeanspruchungen, Maschinenmarkt, 8700 Würzburg - Nr. 41 - 22. Mai 1964.
- [9] Zeitschriftenschau in „Konstruktion“ 15 (1963), Heft 4. Verbindung von Konstruktionsteilen:
- [9.1] Seite 160: Birger: Die Stauchung zusammengeschraubter Platten oder Flansche.
- [9.2] Seite 161: Vitkup: Die Verformung zusammengeschraubter Platten.
- [9.3] 15 (1963), Heft 11, Seite 466: Rydchenko und Tkachenko: Die maximale Schraubenkraft einer vorgespannten Schraubenverbindung.
- [10] Junker-Blume: Neue Wege einer systematischen Schraubenberechnung, Teil I (Mitteilung aus dem Hause Bauer & Schaurte, Neuß), „Schrauben, Muttern, Formteile“, Heft 4, August 1964, als Beilage der „Draht-Welt“ 50 (1964), Heft 8.

Dipl.-Ing. H. Weiß und Dipl.-Ing. F. Wallner,
VOEST Linz/Donau



Geschoßparkplatz Freiwandek (Großglockner-Hochalpenstraße) mit einem Gesamtfassungsraum für 900 Personen-kraftwagen

Im Heft 25/1964 der Stahlbau-Rundschau wurde irrtümlich in dem Artikel „Stahl im Hochgebirge“ von Dipl.-Ing. F. Gumbach, Zeltweg, auf Seite 24 als Gesamtfassungsraum 90 Pkws anstelle 900 Pkws angegeben.

Zwei moderne Stahlrohrkonstruktionen

In immer größerem Umfang werden in der Bauwirtschaft, aber auch in der Industrie Stahlrohrgerüstkonstruktionen für verschiedenartige Bau- und Lehrgerüste verwendet. Auch permanente Bauten, wie Hallen, Elevatortürme, Messeexponate u. dgl. werden ebenfalls aus verzinkten Gerüstrohren mit den internationalen Abmessungen: Außendurchmesser 48,25 mm, Wandstärke 4,05 mm, und den herkömmlichen Gerüstkupplungen hergestellt.

Zwei ausgeführte Stahlrohrkonstruktionen sollen die Wirtschaftlichkeit und den technischen Fortschritt dieser neuzeitlichen Baubehelfe veranschaulichen.

Zunächst soll eine Fallschirmsprunganlage für die Militärakademie in Wiener Neustadt kurz beschrieben werden (Bild 1). Diese Anlage besteht aus zwei Stahlrohrgerüsttürmen mit einer Höhe von je 15,20 m und zwei Türmen mit dreieckigem Grundriß und einer Höhe von je 10,70 m, wobei diese gruppenweise in einer Entfernung von zirka 87 m voneinander aufgestellt wurden.

Die Türme stehen auf Betonfundamenten und sind je sechsfach abgespannt, um die beiden Tragseile mit je einer Spannkraft von 23,5 t über einen oberen Spannkranz aufnehmen zu können.

Von einem 12 m hohen, zwischen den beiden Tragseilen befindlichen Absprungturm, der zirka 15 m von den Hauptmasten entfernt steht, ist die Absprungmöglichkeit in Verbindung mit einer Laufkatze gegeben.

Die Anlage ist statisch derart dimensioniert, daß jederzeit zwei zusätzliche Tragseile angeordnet werden können. Die Stahlrohrkonstruktion erlaubt, die Anlage in kurzer Zeit zu demontieren und an einem anderen Ort wieder zu errichten oder die Rohre und Kupplungen für anderweitige Zwecke, wie Wachtürme, Lkw-Unterstände, Stege usw. zu verwenden.

Die vorbeschriebene Anlage dient zur Teilausbildung von Fallschirmspringern und wurde nach den Angaben der Militärakademie Wiener Neustadt ausgeführt.

Bild 1: Fallschirmsprunganlage aus verzinkten Gerüstrohren in der Militärakademie Wiener Neustadt

Fig. 1: Parachute tower made of galvanized steel-tubes for the Military Academy Wiener Neustadt

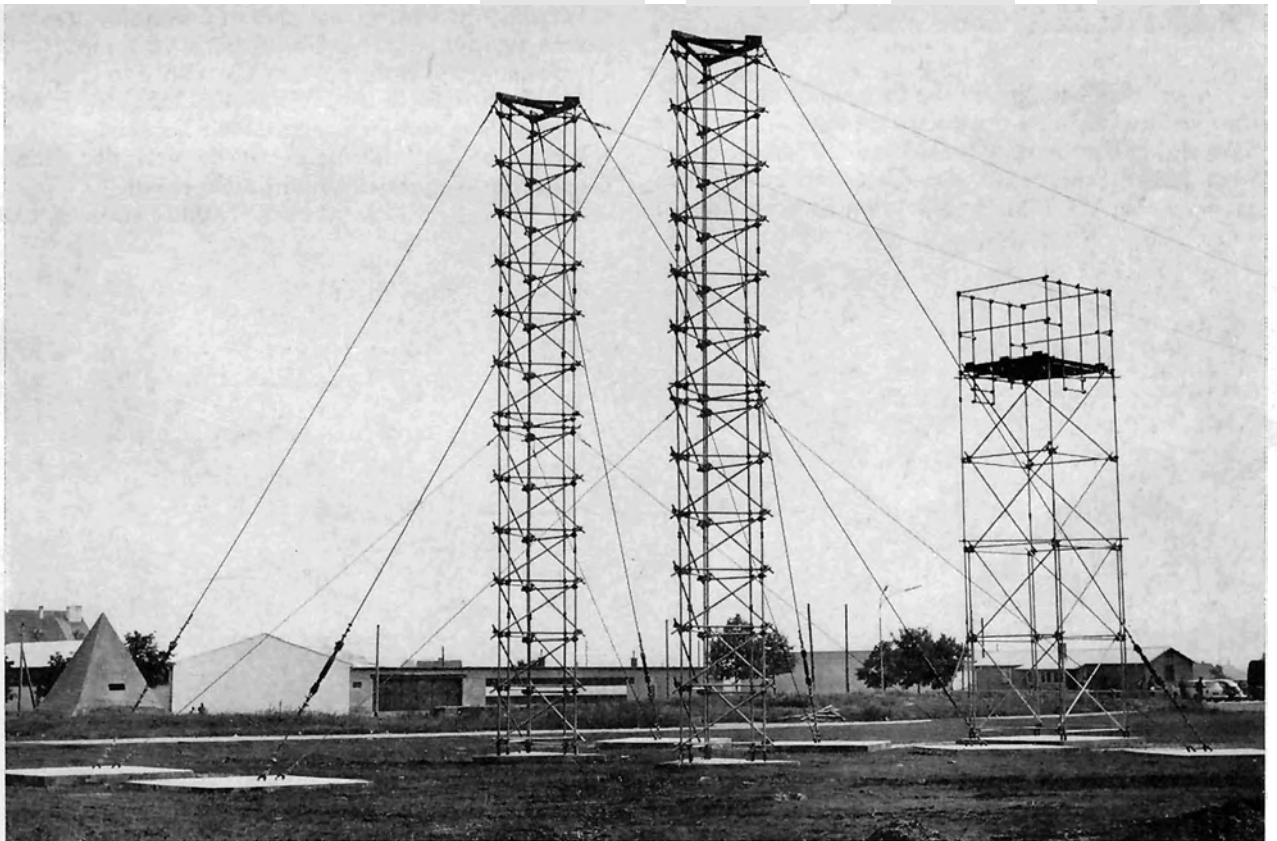
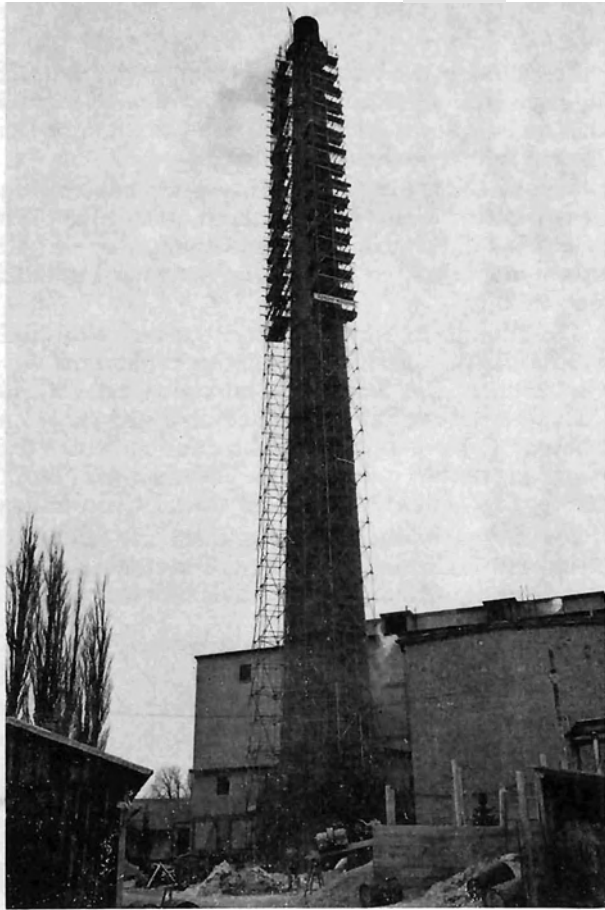


Bild 2: Stahlrohrgerüst für eine doppelseitige Neonanlage

Fig. 2: Steel-tube fuselage for a double-faced neon equipment



Ein weiteres Beispiel ist die Errichtung eines Stahlrohrgerüsts für eine doppelseitige Neon-Anlage am Schornstein des Semperit-Werkes in Traiskirchen. Ein 90 m hoher Schornstein der Österreichischen Semperit-Werke AG (Bild 2) sollte zum Zwecke der An-

bringung einer doppelseitigen Neon-Anlage eingerüstet werden. Der Schornstein selbst durfte, wie die Überprüfung der statischen Berechnung zeigte, von dem Gerüst nicht zusätzlich belastet werden. Die großen Windkräfte, die in diesen Höhen auf das Gerüst wirken, konnten nur mit entsprechenden Seilabspannungen von der Wirkung auf den Schornstein abgehalten werden. Alle diese Umstände und Notwendigkeiten wollte die Bauherrschaft vor Auftragserteilung berücksichtigt wissen.

Mit der Verwendung des Stahlrohrgerüsts konnten die Anforderungen in technischer und wirtschaftlicher Beziehung erfüllt werden. Das projektierte Stahlrohrgerüst bestand aus zwei in der Konstruktion gleichartigen, zirka 2 bis 3 m großen Bockgerüsten, die auf der Basis etwa 4 m voneinander entfernt standen und durch eine Stahlgerüstscheibe verbunden wurden. Die Gerüststiele standen in einem Winkel von $88,5^\circ$ und besaßen eine Knicklänge von 1,95 m. In einer Höhe von 42 m bis zu 80 m wurden Arbeitslagen für die Montage der 3 m hohen Neonbuchstaben verlegt.

Mit auswechselbaren Stielen wurde das Einschwenken bzw. Versetzen dieser großen Buchstaben möglich gemacht. Das Gesamtgewicht der Stahlrohrgerüstkonstruktion war 37 t.

Obwohl die Errichtung des Gerüsts durch die herbstlichen Stürme arg behindert wurde, konnte die Montage plangemäß durchgeführt werden. Trotz der sehr ungünstigen statischen Einflüsse, die sich aus der freistehenden, schrägen Stellung des Gerüsts ergaben, hat sich die Konstruktion mit Gerüstrohren $48,25 \times 4,05$ mm, verzinkt, St 37 T, und verzinkten Kupplungen bewährt. Die Gerüsthöhe von 80 m konnte mit Hilfe der hohen Sicherheiten der Rohre und einer Rutschkraft von je 900 kg je Kupplung ohne große Schwierigkeiten bewältigt werden.

Für die Ausführung der beiden Stahlrohrkonstruktionen wurden ALPINE-Gerüstrohre verwendet; als Verbindungselemente dienten die von der OESTERREICHISCH-ALPINE MONTANGESELLSCHAFT entwickelten und von ihr hergestellten Kupplungen. Die Konstruktion und Montage wurde von der Firma Gerüstbau Wagner in Wien durchgeführt.

ALPINE-Pressstelle, Wien

Inhaltsübersicht der Stahlbau-Rundschau, Heft 18/1960 bis Heft 25/1964

Das Verzeichnis zerfällt in eine chronologische Übersicht und in ein Verzeichnis der Autoren in alphabetischer Reihenfolge unter Anführung der Beiträge und eines Hinweises auf das Heft, in dem der Beitrag erschienen ist.

CHRONOLOGISCHE ÜBERSICHT

Heft 18/1960

- Eine moderne portallose Schiebebühne
Dipl.-Ing. G. Siegmund
- Stahlkonstruktionen von Kesselanlagen
Dipl.-Ing. F. Wakonig
- Lagertanks mit Schwimmdach
Dipl.-Ing. G. Feder
- Stahlhochgarage auf der Großglockner-Hochalpenstraße
Dipl.-Ing. G. Deutschmann
- Österreichs größter Kalkschachtofen
Dipl.-Ing. K. Schreiner
- Studie zur Festlegung einer Kurve der zulässigen Knickspannungen
Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. H. Beer

Heft 19/1961

- Das Verwaltungsgebäude des Werkes Zellweg der Alpine Montan
Dipl.-Ing. G. Deutschmann
- Moderne Stahlleichtkonstruktionen im Freileitungsbau
Dipl.-Ing. W. Probst
- Verzinktes Breit-Band-Blech
Prof. Dr. techn. H. Bablik
- Turbinenspiralgehäuse für das Kraftwerk Jurumirim
E. Walzel
- Transportrationalisierung in der metallverarbeitenden Industrie
Dipl.-Ing. S. Mansberger

Heft 20/1961

- Österreichische Autobahnbrücken in Stahl
Dipl.-Ing. Dr. techn. L. Faber
- Stahlbrückenbauwerke der Stadt Wien
San.-Rat Dipl.-Ing. M. Ellinger
- Brückenbauten im Zuge von Straßen und Wegen im Stadtgebiet von Linz
Stadtbaudirektor Dipl.-Ing. W. Sarlay
- Aufgabe und Ausgestaltung von Seilbahnstützen von Personen-Seilschwebbahnen
Dipl.-Ing. K. Bittner
- Leichtstahlkonstruktionen im Waggonbau
Dipl.-Ing. L. Groß

Heft 21/1962

Sonderheft Österreichische Stahlbautagung 1961 Innsbruck

- Entwicklungstendenzen im Seilbahnbau
Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. E. Czitary
- Der Werkstoff Stahl und die Aufgaben der Nahförderung
Prof. Dr. techn. J. Billich
- Die Eisenbahnen als Stahlverbraucher unter besonderer Berücksichtigung des Oberbaues
Zentralinspektor Dipl.-Ing. W. Czuba
- Brückenbauten der Österreichischen Bundesbahnen
Dir.-Rat Dipl.-Ing. W. Tscheppe
- Stählerne Straßenbrücken in Tirat
Landesoberbaurat Dipl.-Ing. J. Gruber

Heft 22/1962

- Die Jubiläumshalle der Wiener Messe AG
Dipl.-Ing. K. Schreiner
- Die geschichtliche Entwicklung der Weichen
Dr.-Ing. W. Simon

Olympia-Kunsteisstadion in Innsbruck
Pressestelle der OAMG

Triebwagen-Garnitur für die Wiener Schnellbahn
Dipl.-Ing. W. Jud

Die Straßenbrücke über die Donau in Aschach
Dipl.-Ing. Th. Müller und Dipl.-Ing. F. Grabner

Ein neues österreichisches Zementwerk in Stahlskelettbauweise
Ziv.-Ing. Dr. R. Krapfenbauer

Die Rolle als Stetigförderer
Dipl.-Ing. S. Monsberger

Heft 23/1963

Vorwort
Min.-Rat Dipl.-Ing. Dr. techn. K. Zimmer

Normung und Behörde
Dipl.-Ing. W. Tscheppe

Normung und Wissenschaft
Prof. Dr. techn. H. Beer

Normung und Industrie
Dipl.-Ing. H. Weiß

Heft 24/1963

Die Baustatik und ihre Lehre aus der Sicht persönlicher Erlebnisse
Prof. Dr. techn. h. c. Dr.-Ing. K. Sattler

Umbau der Kleinen Marxerbrücke über den Wienfluß
Senatsrat Dipl.-Ing. M. Ellinger

Die HV-Schraube unter Zugbelastung
Dipl.-Ing. H. Weiß und Dipl.-Ing. F. Wallner

Herstellung einer Verbundfuge durch Klebung
Dr. techn. J. Postl

Ausführung eines Bunkers mit gefalteten Blechen
Dr. techn. J. Postl

Zur vermehrten Verwendung von Blech und Band in Europa
R. Ménard und H. Odenhausen

Die Bahnsteigdächer in Bruck an der Mur
Dipl.-Ing. A. Plak

Ein Bürohaus in dreieinhalb Monaten
Arch. Dipl.-Ing. K. Zöhner

Heft 25/1964

Sonderheft Österreichische Stahlbautagung 1963 Graz

Elemente des Stahlleichtbaues
Prof. Dr. h. c. L. Kirste

Stahlhochbau und Stahlbrückenbau im Lichte von Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen
Dipl.-Ing. Dr. techn. F. Cichocki

Bau und Verwendung von Bühnenmaschinerien im modernen Theaterbau
Prof. Dipl.-Ing. W. Unruh

Stahl im Hochgebirge
Dipl.-Ing. F. Gumbach

Statische und konstruktive Gesichtspunkte im Stahlleichtbau
Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. H. Beer

Stahlleichtbauprofile – ihre Anwendung im Freileitungsbau und auf anderen Gebieten
Dipl.-Ing. W. Probst

Verwendung von Kunstharzen im Stahlleichtbau
Dr. techn. J. Postl

Forschungsarbeiten über die Anwendung von Kunstharzklebern an der Technischen Universität für Bau und Verkehrswesen Budapest
Dipl.-Ing. M. Faber

AUTOREN

Bablik, Prof. Dr. techn. H. † Verzinktes Breit-Band-Blech	19/1961	Monsberger, Dipl.-Ing. S. Die Rolle als Stetigförderer	22/1962
Beer, Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. H. Studie zur Festlegung einer Kurve der zulässigen Knickspannungen	18/1960	Müller, Dipl.-Ing. Th. und Grabner, Dipl.-Ing. F. Die Straßenbrücke über die Donau in Aschach	22/1962
Beer, Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. H. Normung und Wissenschaft	23/1963	Odenhausen, H., und Ménard, R. Zur vermehrten Verwendung von Blech und Band in Europa	24/1963
Beer, Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. H. Statische und konstruktive Gesichtspunkte im Stahlleichtbau	25/1964	Plak, Dipl.-Ing. A. Die Bahnsteigdächer in Bruck an der Mur	24/1963
Billich, Prof. Dr. techn. J. Der Werkstoff Stahl und die Aufgaben der Nahförderung	21/1962	Postl, Dr. techn. J. Herstellung einer Verbundfuge durch Klebung	24/1963
Bittner, Dipl.-Ing. K. Aufgabe und Ausgestaltung von Seilbahnstützen von Personen-Seilschwebbahnen	20/1961	Postl, Dr. techn. J. Ausführung eines Bunkers mit gefalteten Blechen	24/1963
Cichocki, Dipl.-Ing. Dr. techn. F. Stahlhochbau und Stahlbrückenbau im Lichte von Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen	25/1964	Postl, Dr. techn. J. Verwendung von Kunstharzen im Stahlleichtbau	25/1964
Czitáry, Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. E. Entwicklungstendenzen im Seilbahnbau	21/1962	Pressestelle der ÖAMG Olympia-Kunsteisstadion in Innsbruck	22/1962
Czuba, Zentralinspektor Dipl.-Ing. W. Die Eisenbahnen als Stahlverbacher unter besonderer Berücksichtigung des Oberbaues	21/1962	Probst, Dipl.-Ing. W. Moderne Stahlleichtbaukonstruktion im Freileitungsbau	19/1961
Deutschmann, Dipl.-Ing. G. Stahlhochgarage auf der Großglockner-Hochalpenstraße	18/1960	Probst, Dipl.-Ing. W. Stahlleichtbauprofile – ihre Anwendung im Freileitungsbau und auf anderen Gebieten	25/1964
Deutschmann, Dipl.-Ing. G. Das Verwaltungsgebäude des Werkes Zellweg der Alpine Montan	19/1961	Sarlay, StadtbauDirektor Dipl.-Ing. W. Brückenbauten im Zuge von Straßen und Wegen im Stadtgebiet von Linz	20/1961
Ellinger, Sen.-Rat Dipl.-Ing. M. Stahlbrückenbauwerke der Stadt Wien	20/1961	Sattler, Prof. Dr. techn. h. c. Dr.-Ing. K. Die Baustatik und ihre Lehre aus der Sicht persönlicher Erlebnisse	24/1963
Ellinger, Sen.-Rat Dipl.-Ing. M. Umbau der Kleinen Marxerbrücke über den Wienfluß	24/1963	Schreiner, Dipl.-Ing. K. Österreichs größter Kalkschachtofen	18/1960
Faber, Dipl.-Ing. M. Forschungsarbeiten über die Anwendung von Kunstharzklebern an der Technischen Universität für Bau und Verkehrswesen in Budapest	25/1964	Schreiner, Dipl.-Ing. K. Die Jubiläumshalle der Wiener Messe AG	22/1962
Faber, Min.-Rat, Dipl.-Ing. Dr. techn. L. Österreichische Autobahnbrücken in Stahl	20/1961	Siegmund, Dipl.-Ing. G. Eine moderne portallose Schiebebühne	18/1960
Feder, Dipl.-Ing. G. Lagertanks mit Schwimmdach	18/1960	Simon, Dr.-Ing. W. Die geschichtliche Entwicklung der Weichen	22/1962
Grabner, Dipl.-Ing. F. und Müller, Dipl.-Ing. Th. Die Straßenbrücke über die Donau in Aschach	22/1962	Tschepper, Dir.-Rat Dipl.-Ing. W. Brückenbauten der Österreichischen Bundesbahnen	21/1962
Groß, Dipl.-Ing. L. Leichtstahlkonstruktionen im Waggonbau	20/1961	Tschepper, Dir.-Rat Dipl.-Ing. W. Normung und Behörde	23/1963
Gruber, Landesoberbaurat Dipl.-Ing. J. Stählerne Straßenbrücken in Tirol	21/1962	Unruh, Prof. Dipl.-Ing. W. Bau und Verwendung von Bühnenmaschinerien im modernen Theaterbau	25/1964
Gumbach, Dipl.-Ing. F. Stahl im Hochgebirge	25/1964	Wokönig, Dipl.-Ing. F. Stahlkonstruktionen von Kesselanlagen	18/1960
Jud, Dipl.-Ing. W. Triebwagen-Garnitur für die Wiener Schnellbahn	22/1962	Wallner, Dipl.-Ing. F., und Weiß, Dipl.-Ing. H. Die HV-Schraube unter Zugbelastung	24/1963
Kirste, Prof. DDR. Dr. h. c. L. Elemente des Stahlleichtbaues	25/1964	Walzel, E. Turbinenspiralgehäuse für das Kraftwerk Jurumirim	19/1961
Krapfenbauer, Ziv.-Ing. Dr. R. Ein neues österreichisches Zementwerk in Stahlskelettbauweise	22/1962	Weiß, Dipl.-Ing. H. Normung und Industrie	23/1963
Ménard, R., und Odenhausen, H. Zur vermehrten Verwendung von Blech und Band in Europa	24/1963	Weiß, Dipl.-Ing. H., und Wallner, Dipl.-Ing. F. Die HV-Schraube unter Zugbelastung	24/1963
Monsberger, Dipl.-Ing. S. Transportrationalisierung in der metallverarbeitenden Industrie	19/1961	Zimmel, Min.-Rat Dipl.-Ing. Dr. techn. K. Vorwort	23/1963
		Zöhner, Arch. Dipl.-Ing. K. Ein Bürohaus in dreieinhalb Monaten	24/1963



WIR BAUEN

für **INDUSTRIEANLAGEN**

Hallen in Schweißkonstruktion

Hallenkrane bis 200 t Tragkraft

Förderbandbrücken in verschiedenen Ausführungen

für die **ENERGIEWIRTSCHAFT**

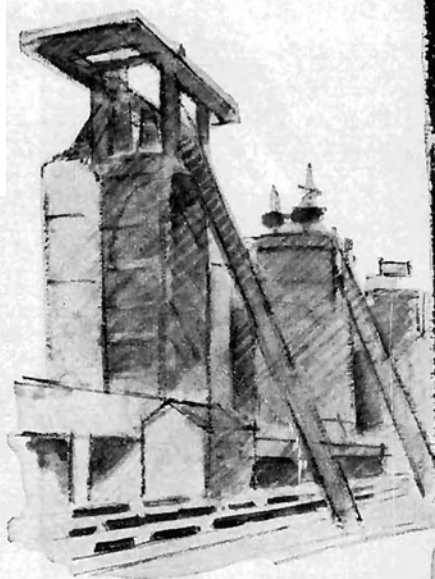
Geschweißte Turbinenteile

Freiluftschaltanlagen

MASCHINENFABRIK
ANDRITZ
ACTIENGESellschaft
Graz-Andritz Austria



ALPINE



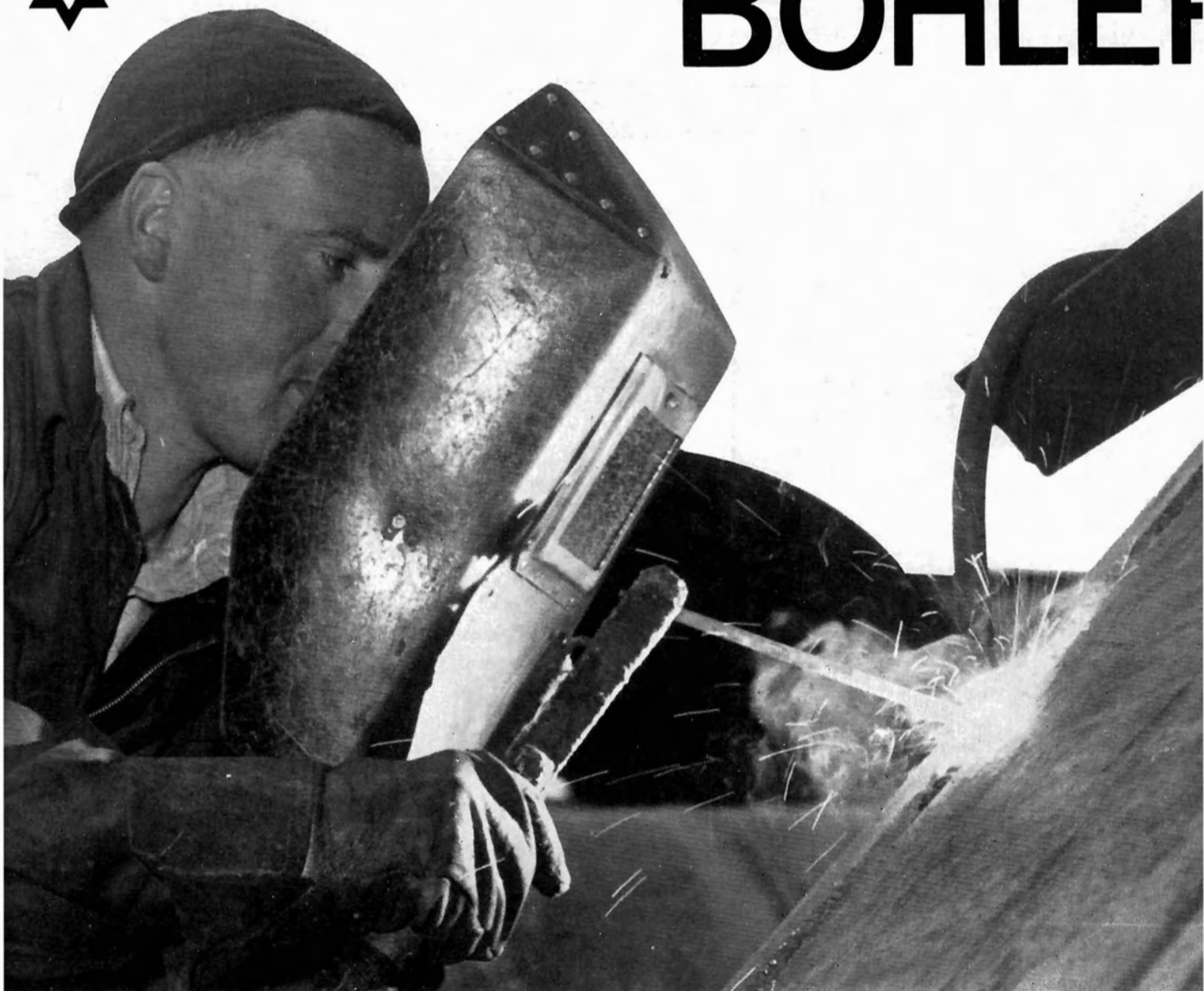
*größter
Industrie -
und Bergbaukonzern Österreichs*

**OESTERREICHISCH-
ALPINE MONTANGESellschaft**

WIEN I, FRIEDRICHSTRASSE 4



BÖHLER



Schweißzusatzwerkstoff

Für alle Schweißungen im Stahlbau gewährleisten unsere weltweit verwendeten Schweißzusatzwerkstoffe beste Qualität. Diese Qualität beruht auf folgenden Voraussetzungen:

40 Jahre Erfahrung in der Entwicklung von Schweißdrähten

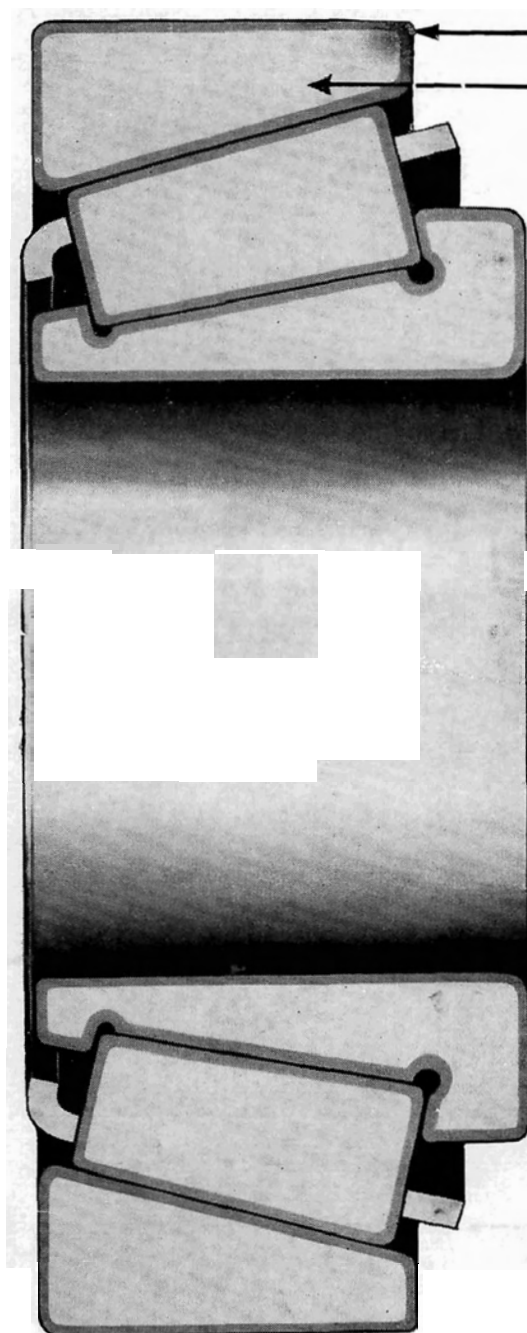
Erster und größter Elektrodenerzeuger Österreichs

Neueste Erkenntnisse der Forschung, metallurgische Erfahrungen und modernste Kontrolleinrichtungen des gesamten Böhler-Edelstahlkonzerns kommen der Schweißdrahterzeugung zugute

Von der Erschmelzung des Kerndrahtwerkstoffes bis zur fertigen Elektrode wird alles in einem Werk durchgeführt

Leichte Auswahl des für den jeweiligen Verwendungszweck bestgeeigneten Schweißzusatzwerkstoffes aufgrund umfangreichen Erzeugungsprogramms von über 250 verschiedenen Marken nahezu alle Verfahren

Allgemeine Schweißerkurse, Spezialstrukturen und individuelle Beratungen bieten die Möglichkeit, mit den neuesten Verfahren und Marken vertraut zu werden komplizierte Schweißprobleme zu lösen



die verschleißfeste Oberfläche

der zähe Kern

TIM 2-1876

Kegelrollenlager von gleichbleibend hoher Qualität

Auf den ersten Blick ist Qualität nicht erkennbar. Aber der Name TIMKEN® auf einem Kegelrollenlager garantiert dafür. Laufringe und Rollkörper sind aus hochwertigem, nickellegiertem Stahl gefertigt und darum für die spezielle Wärmebehandlung geeignet, die Timken-Lagern ihre hervorragenden Laufeigenschaften und die hohe Tragfähigkeit verleiht. Timken-Lager besitzen ■ eine starke, verschleißfeste Einsatzschicht ■ den stoßfesten, zähen Kern ■ einen gleichmäßig verlaufenden Übergang von der harten Randzone zum weicheren Kern. Darum erzielen Timken®-Kegelrollenlager die lange Lebensdauer. Darum ist ihr Einsatz so besonders wirtschaftlich. Fordern Sie unsere Unterlagen und Handbücher an. Oder lassen Sie sich kostenlos und unverbindlich von unseren Fachingenieuren beraten. Timken-Lager werden in Australien, Brasilien, England, Frankreich, Kanada, Südafrika und den USA hergestellt. Timken Rollenlager GmbH, 4 Düsseldorf-Nord,

Glockenstraße 16, Telefon 44 13 41, Fernschreiber 08 584 718.

Vertretung für Österreich: Ing. Ferdinand Birner, Wien I, Nibelungengasse 3, Telefon 57 95 61—64; Fa. Birner & Co., Linz an der Donau, Bürgerstraße 14, Telefon 28 4 75; Salzburg, Ignaz-Harrer-Straße 32, Telefon 32 2 19, 31 4 92.



SICHERHEIT DURCH PRÄZISION

TIMKEN®

EINGETRAGENES WARENZEICHEN

KEGELROLLENLAGER



Ineral

Ineral SM

Rostschutz-Anstrich für
Eisenkonstruktionen aller Art.
Hervorragende Wetterbeständigkeit,
Quellfestigkeit und
hohe Widerstandsfähigkeit
gegen aggressive Abgase.

**Donaubrücke Aschach
gestrichen mit Ineral SM**

agro-avenarius

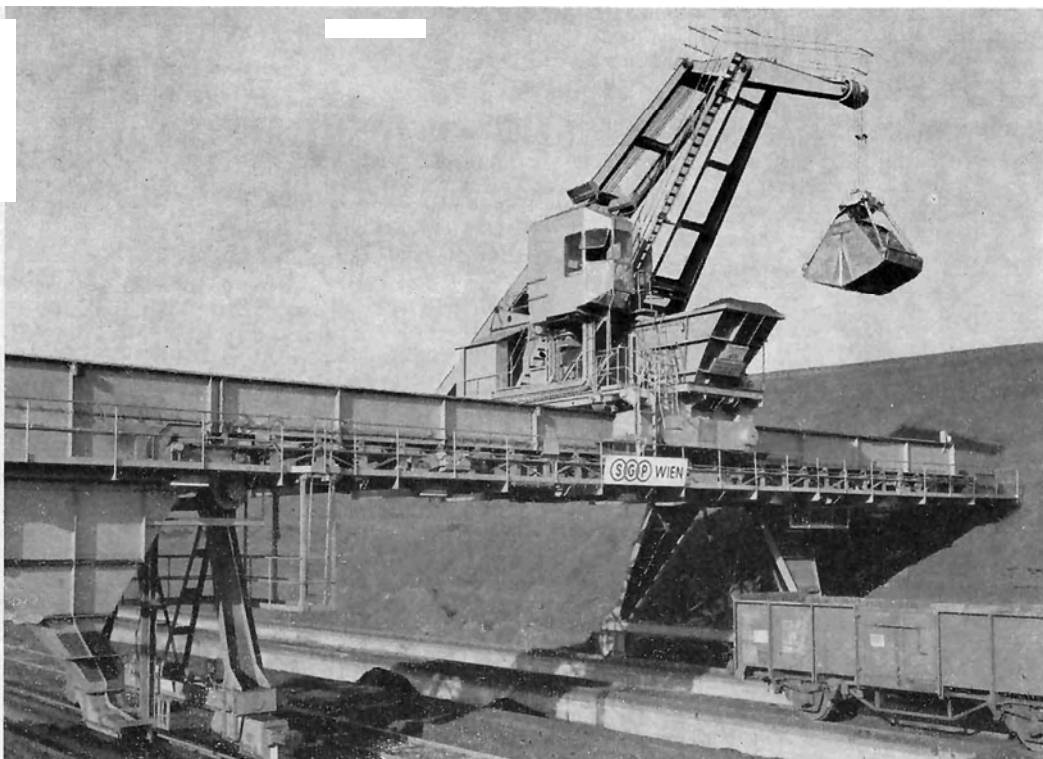
Wels, Industriestraße 51
Wien I, Burgring 1

Größte Leistungen erzielen Sie durch



KRÄNE, FÖRDER- UND TRANSPORTEINRICHTUNGEN

Wir erzeugen seit Jahrzehnten einfache Konstruktionen sowie Spezialkonstruktionen auf allen Gebieten der Fördertechnik



Kohlenverladebrücke für Kraftwerk Timelkam, OÖ., mit Greifer-Wipplaufkatze
Brückenspannweite 18 m, Brückenausladung auf beiden Seiten je 10 m
Greiferausladung 8,5 m, Greiferinhalt 2,5 m³, Stundenleistung 120 t

Wir liefern:

HÜTTEN- UND STAHLWERKSKRÄNE

Stripperkräne, Tiefofenkräne, Gießkräne, Schwerlastkräne, Greiferkräne, Magnetkräne usw.

TRANSPORTEINRICHTUNGEN

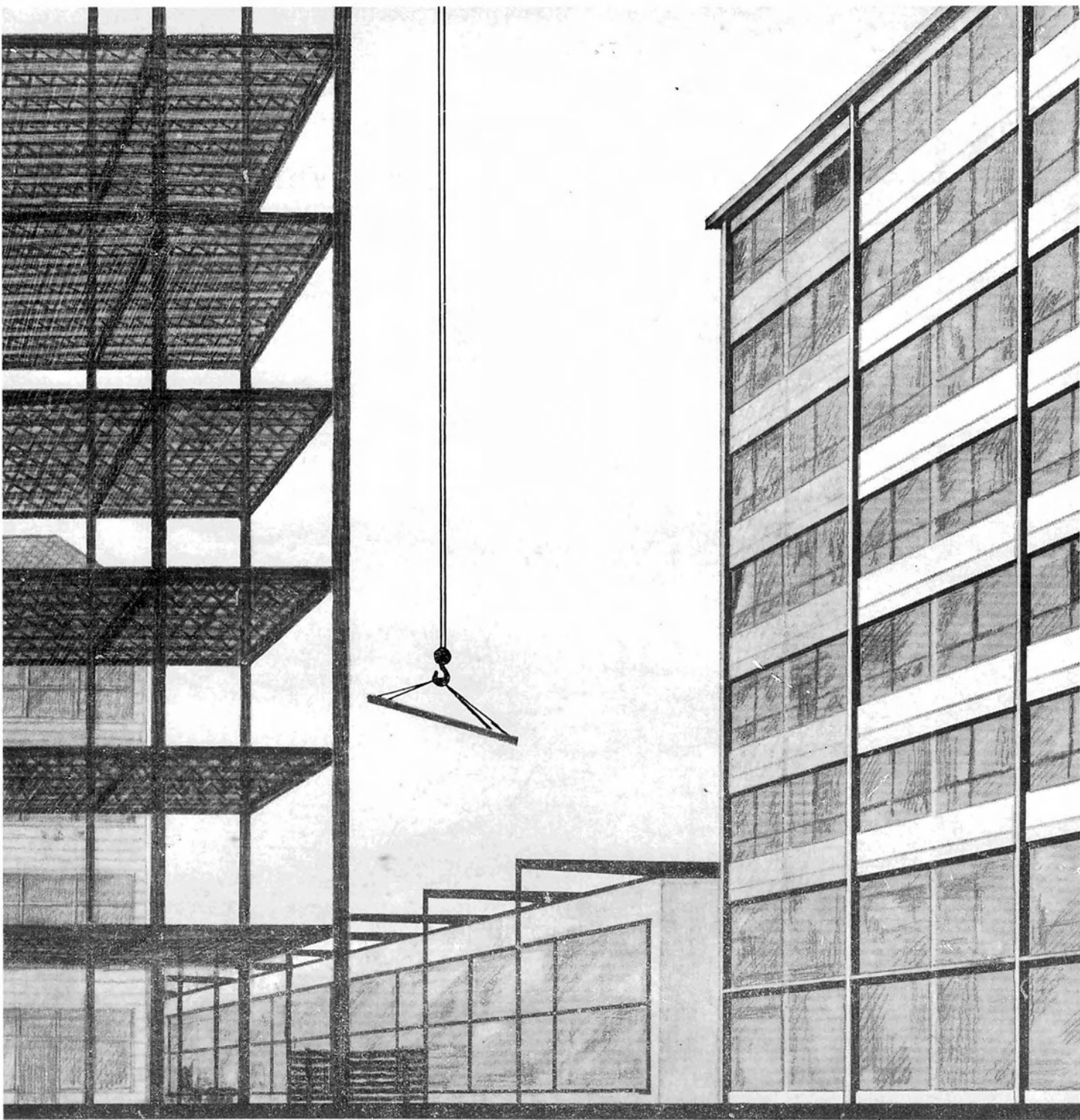
für Gießpfannen, Kokillen, Blechbunde

STETIGFÖRDERANLAGEN

für Kohle, Erze und Zuschlagstoffe, Waggonkipper, Rangierlokomotiven

S I M M E R I N G – G R A Z – P A U K E R A . G .

Zentrale: Wien VII, Mariahilfer Straße 32 – Telefon: 93 35 35 – Draht: Esgepe Wien – FS: 01 2767



Stahlhochbau

Stahl ist idealer Werkstoff
wirtschaftlich durch
bessere Grundrißausnützung
kürzere Bauzeit
Wandlungsfähigkeit
der Raumgestaltung.

Im Stahlbau besitzen wir
jahrelange Erfahrung,
die wir Ihnen gerne
zur Verfügung stellen.



WAAGNER-BIRO

WIEN

AKTIENGESELLSCHAFT

GF



Spezial-Hafenkrane für Venezuela



Montagephase einer Anlage im Hafen von San Félix am Orinoco.

WIENER BRÜCKENBAU- UND EISENKONSTRUKTIONS-AG.

WIEN X, HARDTMUTHGASSE 131-135 • FERNRUF 64 36 86 • TELEX 1785

FÜR STAHLBAU UND INDUSTRIE

**Hochfeste
Schrauben
und Muttern**

**Güteklassen
5D 8G 10K**

BREVILLIER-URBAN A.G.

WIEN VI, LINKE WIENZEILE 18, TEL. 561516

Seit über 85 Jahren

O. M. MEISSL & CO.

Gesellschaft m. b. H.

**Technische Anstriche, Sandstrahlentrostung und
Spritzmetallisierung**

Wien III, Marxergasse 39

Telefon 72 42 01

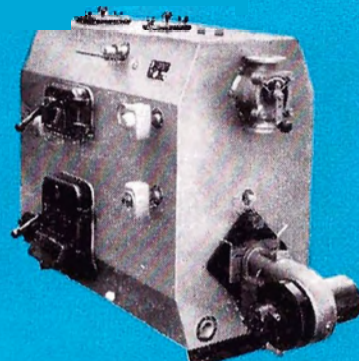
Fernschreiber 3403

**DAS DEUTSCHE SPITZENERZEUGNIS
IN ÖSTERREICH HERGESTELLT**



**Wirtschaftlich
heizen und
Heißwasser
bereiten
mit dem
Stadler-Universal-
Heizkessel**

klein, kompakt, dauerhaft,
technisch vollendet,
preiswert



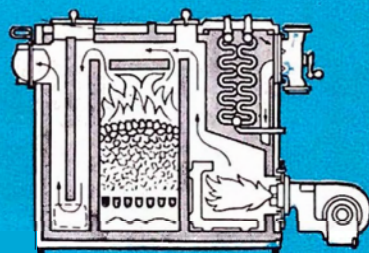
Bitte, prüfen und
vergleichen Sie.

Der Vergleich ist der
sicherste Weg eine
richtige Entscheidung
zu treffen.

**für Öl oder Gas
und Koks
gleiche
Heizleistung**

*50 Jahre
Stahlheizkessel-
Bau*

**Stadler-Kessel
bringen
zufriedene
Kunden**



Lieferung nur an
Heizungsbaufirmen

2 getrennte Brennkammern für Öl
oder Gas und feste Brennstoffe,
leicht zu reinigen, betriebsbereit
ohne jede Umstellung, wasser-
gekühlter Rost, Bodenfreiheit,
kein Fundament, allseitig isoliert,
stufenlose Regelung der Heiz-
temperaturen unabhängig von der
Kesseltemperatur durch Thermo-
stat und Regelmotor oder von
Hand, eingebauter Durchlauf-
erhitzer, dicht schließendes
pat. Vierwege-Mischventil mit
zwangsläufiger Rücklauf-Vorwärmung

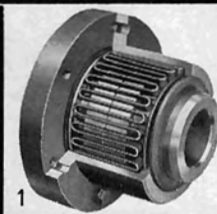
Bitte, fordern Sie
Prospekte, Gutachten
und
technische Unterlagen an.

HANS RENDL KESSELFABRIK
SALZBURG, SIEZENHEIMERSTRASSE 31
TÉLÉPHON: 46-33 SERIE, FS.: 06-426



Unser Fertigungs-Programm

**Drehelastische
Kupplungen**



**Richtungsgeschaltete
Kupplungen**



- 1 Bibby-Kupplungen
- 2 Elastoflex-Kupplungen
- 3 Überholungskupplungen
- 4 Zahnkupplungen mit balligen Zähnen
- 5 Tonnenkupplungen Einbaugelenke

**Drehstarre
Kupplungen**



MALMEDIE



Malmedie & Co
Maschinenfabrik GmbH
4 Düsseldorf
Königsberger Straße 87

Postfach 5408
Telefon 78 52 31
Fernschreiber 08-582 651

Alleinvertretung für Österreich: Blaschke & Vahl, Wien I, Hegelgasse 15

GUTES ÖSTERREICHISCHES WERKZEUG-
der verlängerte Arm des österreichischen Facharbeiters!

AGA-
QUALITÄTSGERÄTE

*zum Schweißen - Schneiden - Löten und für
alle anderen autogenen Metallbearbeitungs-Verfahren
ergänzen das Können von Kopf und Hand zum
erfolgsicheren Dreiklang!*

VERKAUFSSTELLE FÜR WIEN: WIEN 6., LEHARGASSE 3

AGA-WERKE WIEN GES. M. B. H., Wien IV, Prinz-Eugen-Straße 72, Tel. 65 66 31

WIRTSCHAFTLICHER BAUEN MIT

Alpine- Stahlleicht- profilen

Die Stahlkonstruktion steht weitgehend unter dem Zwang der Wirtschaftlichkeit. Diese Entwicklung führte dazu, daß Stahlleichtprofile in ständig steigendem Maße Verwendung finden. Ihre besonderen Vorteile liegen auch darin, daß der Konstrukteur innerhalb weiter Grenzen Form und Abmessung der Stahlleichtprofile selbst bestimmen kann.

Der vorliegende Prospekt soll allen Verbrauchern von Stahlleichtprofilen einen allgemeinen Überblick über die vielseitigen Anwendungsgebiete sowie die Vielfalt an möglich erzeugbaren Querschnittsformen vermitteln.

Alpine-Stahlleichtprofile werden von einfachen bis zu den kompliziertesten Ausführungen hergestellt.

In unser Erzeugungsprogramm fallen alle Profile und Querschnitte, die aus einer Bandbreite bis zu max. 320 mm und einer Wandstärke von 0.6 bis max. 4 mm herstellbar sind. Die normale Fertigungslänge beträgt 6 m; andere Längenvorschriften können jederzeit vereinbart werden.

Alpine-Stahlleichtprofile werden aus Kalt- und Warmbandeisen in den verschiedensten Güten bis max. 60 kp/mm² hergestellt; im allgemeinen wird ein Werkstoff von etwa 35-45 kp/mm² verwendet.

Für die Herstellung der Walzensätze stehen Spezialisten und moderne Werkzeugmaschinen zur Verfügung, so daß wir — bei Vorliegen einer rationellen Bedarfsmenge — jederzeit in der Lage sind, uns an Hand eingesandter Zeichnungen oder Muster auf die jeweils gewünschte Spezialprofilform einzurichten. Derartige Walzensätze können auf Verlangen des Kunden reserviert werden. Eine Erzeugung für andere Abnehmer erfolgt dabei nur mit ausdrücklicher Genehmigung des Erstbestellers.

Falls Sie besondere Wünsche hinsichtlich eines Spezialleichtprofiles haben, beraten wir Sie diesbezüglich gerne.

OESTERREICHISCH-ALPINE MONTANGESELLSCHAFT

VERKAUF:
WIEN I • FRIEDRICHSTRASSE 4

TELEPHON:
57 76 76

TELEGRAMMADRESSE:
COMALP WIEN

FERNSCHREIBER:
WIEN 1828

dargestellt in Sinnbildern

Zargenprofile	
Zierleistenprofile	
Schutzrahmenprofile	
Regenleistenprofile	
Profile für Werkzeuge	
Wasserablaufprofile	
Ableitprofile	
Fahrzeugständerprofile	
Profile für den Landmaschinenbau	
Schlitzrohrprofile	
Kabelschutzprofile	
Ankerschienenprofile	
Z-ähnliche Profile	
U-ähnliche Profile	
Hutprofile	
Ovalprofile	
Winkelprofile	
Kastenprofile	
Verschiedene Sonderprofile	

Querschnitt durch unser Erzeugungsprogramm

Profile für den allgemeinen Stahlbau	
Karosseriebau	
Waggonbau	
Fensterprofile	
Türprofile	
Geländerprofile	
Kantenschutzprofile	
Apparatebauprofile	
Maschinenbauprofile	
Beleuchtungsprofile	
Abdeckungsprofile	
Elektroprofile	
Kittleistenprofile	
Laufschienenprofile	
Rahmenprofile	
Dekorationsprofile	
Möbelprofile	
Rolladenprofile	
Schiebepprofile	



ALPINE

STAHLLEICHTPROFILE
KALTGEFORMT

STADLER-Universal Zweistoffbrand Heizkessel

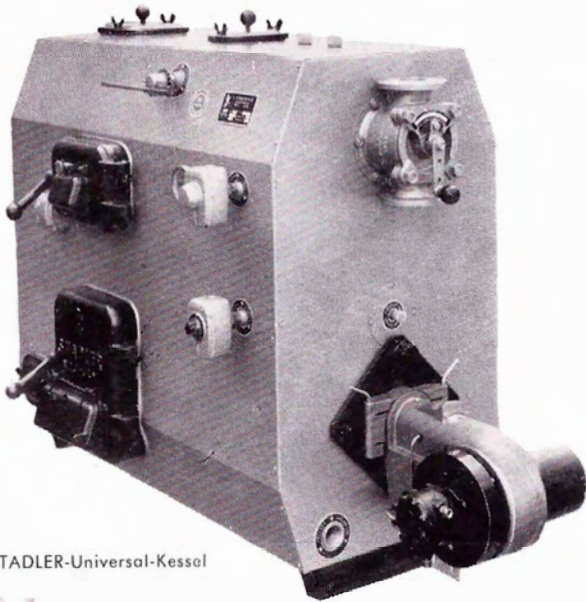
Das deutsche Spitzenfabrikat wird nun in Österreich erzeugt.

Wer modern und zeitgemäß denkt, der fortschrittliche Bauherr also, wählt die Warmwasser-Zentralheizung. Seiner außerordentlichen Vorzüge wegen kommt nur der

STADLER-Universal-Heizkessel

in Betracht.

DAS IST ER,



STADLER-Universal-Kessel

der STADLER-Universal-Kessel

Werkfoto: Kesselfabrik Hans Rendl, Salzburg

Öl, Gas und feste Brennstoffe können wahlweise im **STADLER-Universal-Heizkessel** bei garantiert gleicher Heizleistung verwendet werden.

Zwei voneinander völlig getrennte Brennkammern verbürgen bei größter betrieblicher Störungsfreiheit zugleich die größte Sicherheit.

Bei Ausfall des Gas- oder Ölbrenners entsteht keine Heizunterbrechung, da fester Brennstoff ohne jede Umstellung verwendet werden kann.

Der **STADLER-Universal-Heizkessel** ist der Kessel der hygienischen Frisch-Warmwasser-Erzeugung, das bedeutet für Sie: niemals abgestandenes Warmwasser, sondern von Beginn des Heizens an stets frisches Warmwasser in unbegrenzter Menge.

Im Sommer können Sie die Heizung durch das patentierte Vierwege-Mischventil vollkommen abschalten und haben trotzdem bei geringsten Heizkosten stets frisches Heißwasser in unbegrenzter Menge zur Verfügung.

Obwohl in zehn verschiedenen Größen, von 25 000 bis 200 000 WE in Links- und Rechtsausführung lieferbar, niedriger Preis.

Ein deutsches Patent, erzeugt in Österreich durch die Firma

HANS RENDL, STAHL-, MASCHINEN-, KESSELBAU
Salzburg, Siezenheimer Straße 31

Verlangen Sie bitte unsere Prospekte und Gutachten. Wir beraten Sie gern.

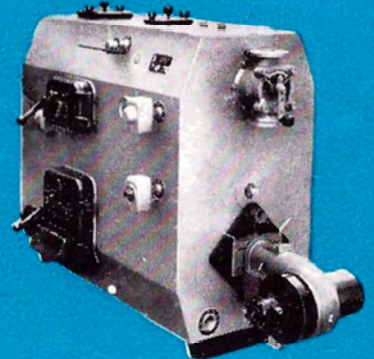
Vertretungen in allen Bundesländern.

DAS DEUTSCHE SPITZENERZEUGNIS IN ÖSTERREICH HERGESTELLT



**Wirtschaftlich
heizen und
Heißwasser
bereiten
mit dem
Stadler-Universal-
Heizkessel**

klein, kompakt, dauerhaft,
technisch vollendet,
preiswert



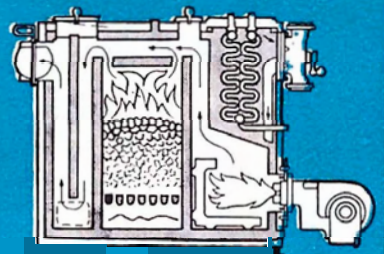
Bitte, prüfen und
vergleichen Sie.

Der Vergleich ist der
sicherste Weg eine
richtige Entscheidung
zu treffen.

**für Öl oder Gas
und Koks
gleiche
Heizleistung**

*50 Jahre
Stahlheizkessel-
Bau*

**Stadler-Kessel
bringen
zufriedene
Kunden**



Lieferung nur an
Heizungsbaufirmen

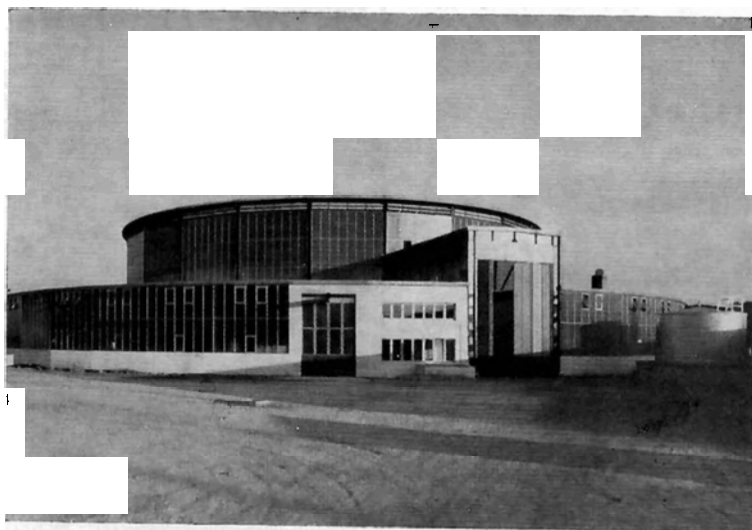
oder Gas und feste Brennstoffe.
Leicht zu reinigen, betriebsbereit
ohne jede Umstellung, wasser-
gekühlter Rost, Bodenfreiheit,
kein Fundament, allseitig isoliert,
stufenlose Regelung der Heiz-
temperaturen unabhängig von der
Kesseltemperatur durch Thermo-
stat und Regelmotor oder von
Hand, eingebauter Durchlauf-
erhitzer, dicht schließendes
pat. Vierwege-Mischventil mit
technische Unterlagen an. zwangsläufiger Rücklauf-Vorwärmer

Bitte, fordern Sie
Prospekte, Gutachten
und

HANS RENDL KESSELFABRIK
SALZBURG, SIEZENHEIMERSTRASSE 31
TELEPHON: 46-33 SERIE, FS.: 06-426



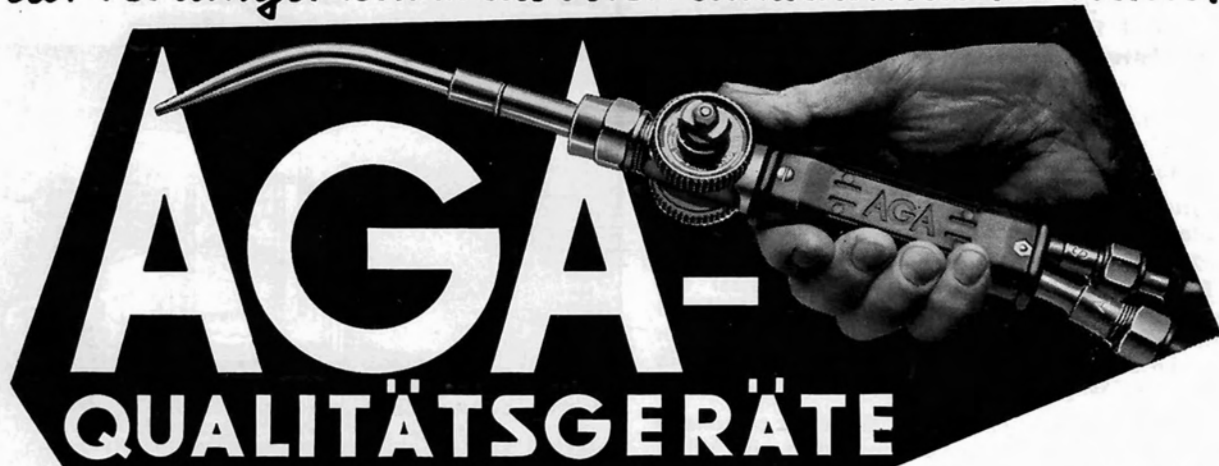
STAHLBAU



Binder & Co., Gleisdorf/Steiermark

GUTES ÖSTERREICHISCHES WERKZEUG-

der verlängerte Arm des österreichischen Facharbeiters!



*zum Schweißen - Schneiden - Löten und für
alle anderen autogenen Metallbearbeitungs-Verfahren
ergänzen das Können von Kopf und Hand zum
erfolgsicheren Dreiklang!*

VERKAUFSSTELLE FÜR WIEN: WIEN 6., LEHARGASSE 3

AGA-WERKE WIEN GES. M. B. H., Wien IV, Prinz-Eugen-Straße 72, Tel. 65 66 31

Seit 85 Jahren

O. M. MEISSL & CO.

Gesellschaft m. b. H.

Technische Anstriche, Sandstrahlentrostung und Spritzmetallisierung

Wien III, Marxergasse 39 Telefon 72 42 01 Fernschreiber 3403



Feuerverzinkungen

Brunner Verzinkerei

Brüder Bablik

WIEN XVIII,
SCHOPENHAUERSTRASSE 36

Telefon: 33 46 36 Serie

Fernschreiber: 1791

Tel.-Adresse: Zingagefer

**Stahl
schafft
Wohlstand**

ÖSTERREICHISCHER STAHLBAUVERBAND

Wien IX, Fürstengasse 1 • Telefon 341277

FÜR STAHLBAU UND INDUSTRIE

**Hochfeste
Schrauben
und Muttern**

**Güteklassen
5D 8G 10K**

BREVILLIER-URBAN A.G.

WIEN VI, LINKE WIENZEILE 18, TEL. 561516



PREMAG

Preßluft-
Schlag-
schrauber
im Einsatz
beim Bau
einer Brücke.



PREMAG

baut Schlagschrauber, Einfach- und Mehrfach-Drehschrauber, Bohr-Vorschubeinheiten, Druck- und Schlagnietmaschinen, Kleinbohrhämmer, Einschlagnietmänner, Stichsägen u. a. m.

PREMAG GmbH · Pressluftwerkzeug und Maschinenbau

Geisenheim am Rhein

Alleinvertretung für Österreich:

BLASCHKE & VAHL, WIEN I, Hegelgasse 15, Tel. 52 49 53, Telex 01 /3385

WIFI-WIEN

Kammer der gewerblichen Wirtschaft für Wien
Wirtschaftsförderungsanstalt

**Kurse
jetzt im
neuen
Haus**

53. Kurssitzung 1983/84
Währinger Gürtel 97, Wien XIV.
Stadtkassations Währinger Straße Volksgarten
Auskunft und Anmeldung: Telefon 24 86 22

WIFI

LEONARC- ELEKTRODEN

Unsere bewährten Standardtypen mit
den vorzüglichen Schweiß- und Güte-
eigenschaften

führen wir Ihnen vor auf der

Wiener Frühjahrsmesse

Rotundengelände, 1. Längsstraße,
Block A, Stand 1712, an der Südseite
der Halle 6

Erzeugung: **LEONARC G.M.B.H., Leonstein OÖ**

Vertrieb: **LEONARC-SCHWEISSTECHNIK KG**

Fachgeschäft für die Schweißtechnik
Linz a. D., Unionstraße 118

Vorführung modernster Schweißgeräte
Brennschneidmaschinen – Beratung.

Seit 85 Jahren

O. M. MEISSL & CO.

Gesellschaft m. b. H.

Technische Anstriche, Sandstrahlentrostung und Spritzmetallisierung

Wien III, Marxergasse 39 Telefon 72 42 01 Fernschreiber 3403



Feuerverzinkungen

Brunner Verzinkerei

Brüder Bablik

WIEN XVIII,
SCHOPENHAUERSTRASSE 36

Telefon: 334636 Serie

Fernschreiber: 1791

Tel.-Adresse: Zingagefer

**Stahl
schafft
Wohlstand**

ÖSTERREICHISCHER STAHLBAUVERBAND

Wien IX, Fürstengasse 1 • Telefon 341277



Spezial-Hafenkrane für Venezuela



Montagephase einer Anlage im Hafen von San Félix am Orinoco.

WIENER BRÜCKENBAU- UND EISENKONSTRUKTIONS-AG.

WIEN X, HARDTMUTHGASSE 131-135 • FERNRUF 64 36 86 • TELEX 1785



**ERZEUGNISSE VERBINDEN DIE WERKSERFAHRUNG
EINES JAHRHUNDERTS MIT DEM FORTSCHRITT
DER GEGENWART**

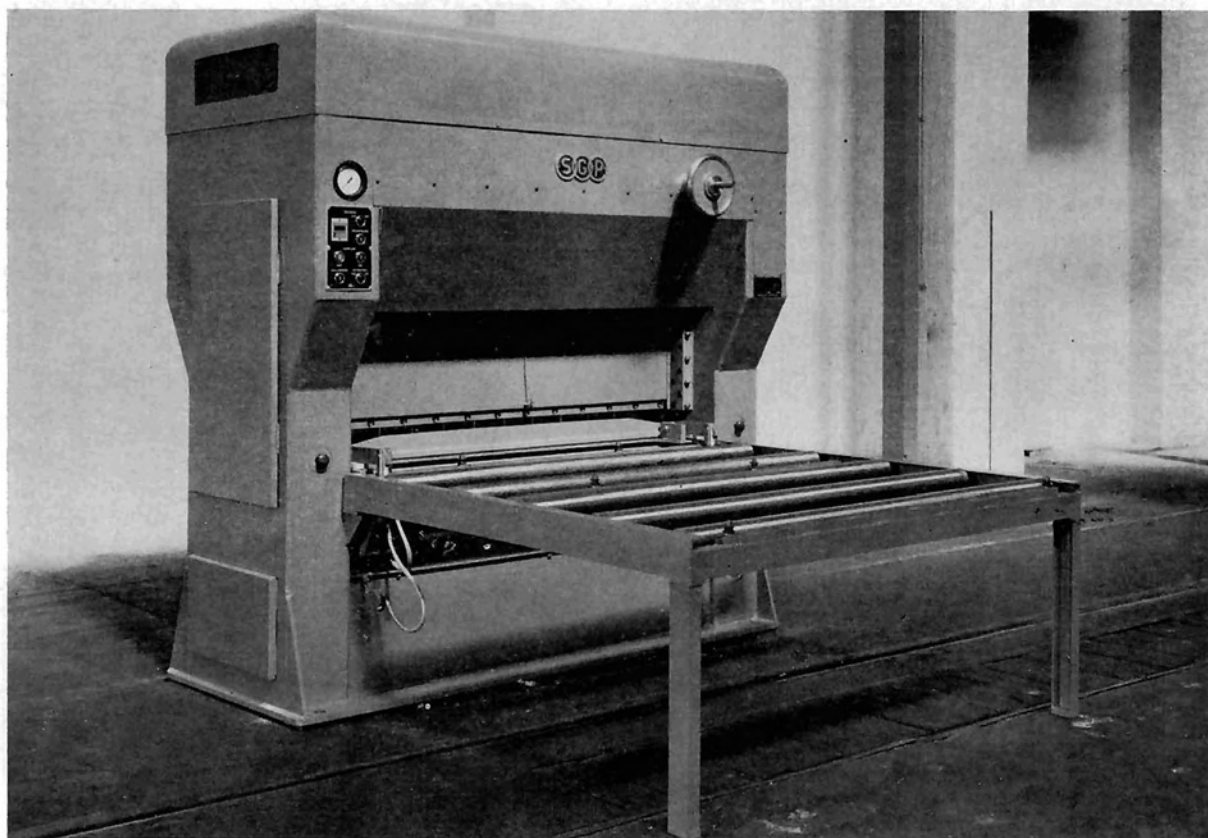
Wir erzeugen und liefern

Werkzeugmaschinen

für spanlose Formung wie:

EINSTÄNDEREXZENTERPRESSEN
DOPPELWANDIGE EXZENTERPRESSEN
MECH. DOPPELSTÄNDERPRESSEN
ABKANTMASCHINEN
BLECHSCHEREN

BLECHRICHTMASCHINEN
BLECHRUNDMASCHINEN
PROFILEISENRUNDMASCHINEN
ELEKTRON. GESTEUERTE SCHWEISSTISCHE
SPINDELPRESSEN



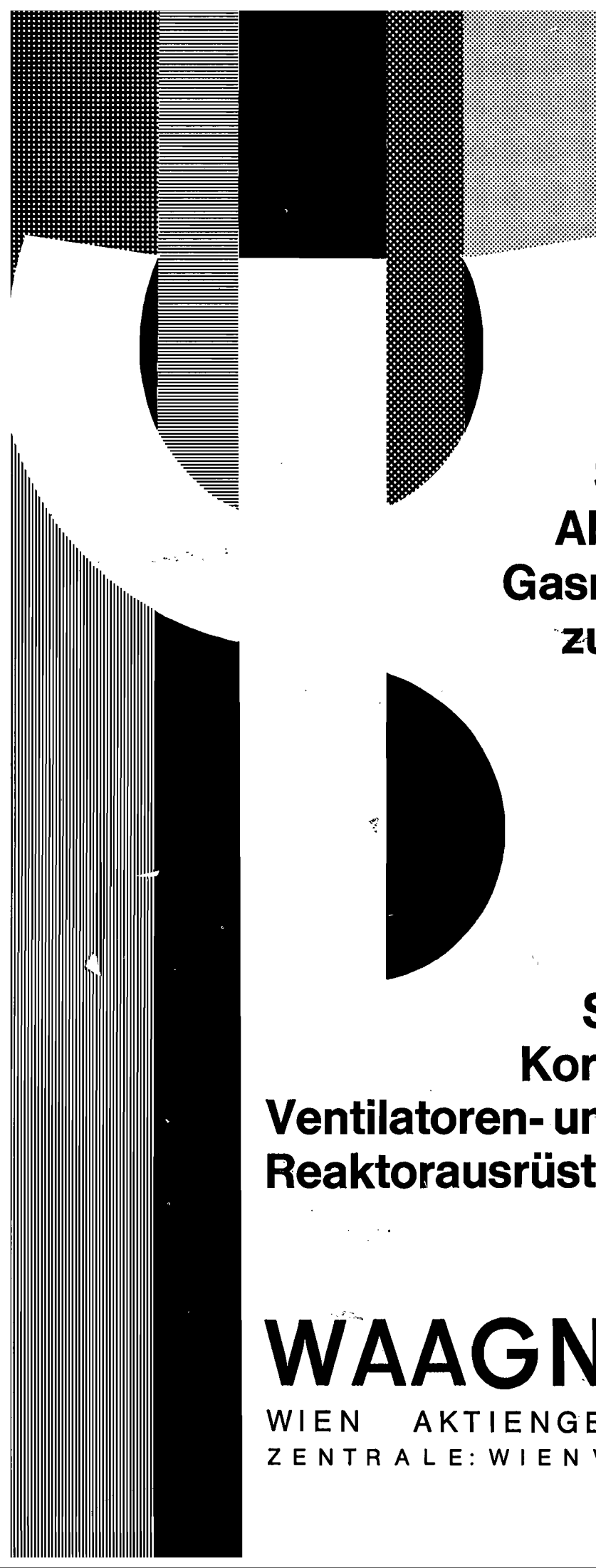
Streckmetallpresse Type SMP 3/1500

HYDR. ABKANTPRESSEN
" C-STÄNDERPRESSEN
" SPEZIALPRESSEN
" STEINPRESSEN
" ELEKTRODENPRESSEN

HYDR. KUNSTSTOFFPRESSEN
" HEIZPLATTENPRESSEN
" PLATTENPRESSEN
" STEUERUNGEN
" AKKUMULATORENANLAGEN

SIMMERING — GRAZ — PAUKER A. G.

Zentrale: Wien VII, Mariahilfer Straße 32 — Telefon: 93 35 35 — Draht: Esgepe Wien — FS: 01 2767

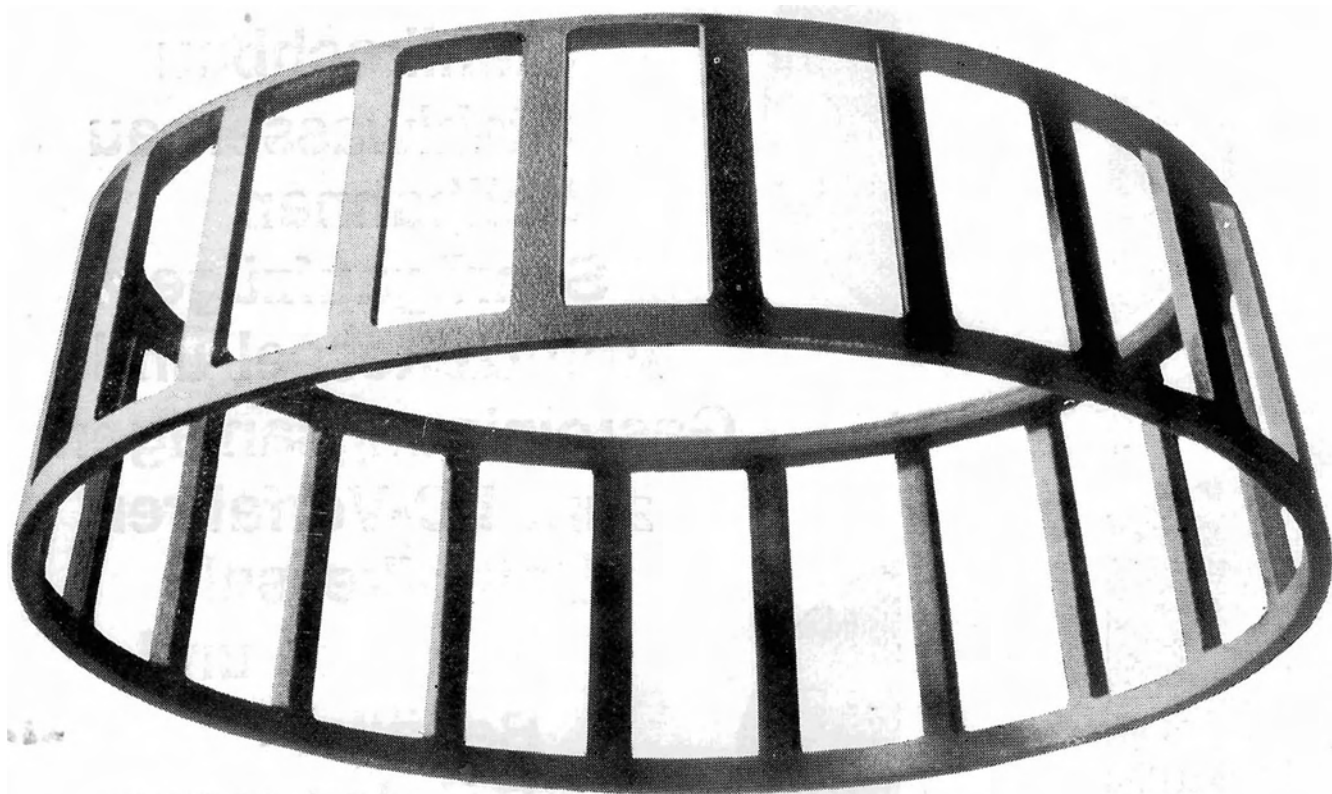


**Stahlbrücken
Stahlhochbau
Stahlwasserbau
Seilbahnen
Schrägaufzüge
Abhitzeessel und
Gasreinigungsanlagen
zum LD-Verfahren
Dampfkessel
Apparate und
Behälter
Rohrleitungen
Bühnenanlagen
Krananlagen
Stahlguß/Grauguß
Korrosionsschutz
Ventilatoren- und Filterbau
Reaktorausrüstungen**

WAAGNER-BIRO

WIEN AKTIENGESELLSCHAFT GRAZ
ZENTRALE: WIEN V, MARGARETEN STR. 70

Noch mehr Rollkörper



als bisher

Zusätzliche Rolltaschen im Käfig der Timken-Lager ermöglichen die Aufnahme weiterer Rollkörper. Dadurch wird die Belastbarkeit und Lebensdauer der Timken-Kegelrollenlager ohne Änderung der Baumaße beträchtlich gesteigert.

Ein Beispiel hierfür ist der abgebildete Käfig. Die Anzahl seiner Rolltaschen wurde erhöht, so daß drei Rollkörper mehr untergebracht werden konnten.

Das Ergebnis:

11prozentige Erhöhung der Lagertragfähigkeit!

40prozentige Verlängerung der Lebensdauer!

Dies ist ein weiterer Beweis für die ständige Weiter-

entwicklung der Timken-Erzeugnisse. Vor fast 65 Jahren wurden Kegelrollenlager erstmalig von der Timken Company entwickelt und gebaut. Auch heute noch spezialisieren wir uns in der Wälzlagerherstellung ausschließlich auf Kegelrollenlager, die seit jeher ein Begriff für Zuverlässigkeit und Qualität sind. Nutzen auch Sie die Vorteile der Timken-Erfahrung. Unsere Fachingenieure beraten Sie gern.

Timken Rollenlager GmbH, 4 Düsseldorf-Nord, Glockenstraße 16, Telefon 44 13 41, Fernschreiber 085 82 355. Timken-Lager werden in Australien, Brasilien, England, Frankreich, Kanada, Süd-Afrika und den USA hergestellt.



**SICHERHEIT DURCH
PRÄZISION**
TIMKEN®
EINGETRAGENES WARENZEICHEN
KEGELROLLENLAGER

Vertretung für Österreich:

Ing. Ferdinand Birner, Wien I, Nibelungeng. 3,
Telefon 57 95 61-64, Telex-Nr. Wien 1962

Fa. Birner & Co., Linz/Donau, Bürgerstraße 14, Tel. 2 84 75,
Telex-Nr. 02-468

ALPINE

WALZT DIE NEUEN
EUROPÄISCHEN
LEICHTPROFILTRÄGER
DER CECA-REIHE GT 18/36b



PROFIL EUROPA

BEI GLEICHEN
MECHANISCHEN WERTEN
DER NORMAL-
PROFILTRÄGER
WESENTLICHE
VERMINDERUNG DES
LAUFMETER- UND
KONSTRUKTIONS-
GEWICHES



OESTERREICHISCH-ALPINE
MONTANGESELLSCHAFT
WIEN I, FRIEDRICHSTRASSE 4





GESCHWEISSTE HALLENKONSTRUKTIONEN
FÜR EINE PAPIERFABRIK IN ÖSTERREICH

GESAMTPLANUNG:
DIPLOMINGENIEUR ROSA DE PAULI
ZIVILINGENIEUR UND BAUMEISTER
GRAZ

STAHLHOCHBAU
BRÜCKEN
FÖRDERBANDBRÜCKEN
SCHWEISSKONSTRUKTIONEN
F. D. SCHWERMASCHINENBAU
BUNKERANLAGEN
STAHLKONSTRUKTIONEN
F. FREILUFTSCHALTANLAGEN
KRANE

MASCHINENFABRIK
ANDRITZ
ACTIENGESellschaft
Graz-Andritz Austria