

ZEITSCHRIFT DES ÖSTERREICHISCHEN STAHLBAUVERBANDES



Stahlbau

Kundschau

Heft 20 – 1961

Inhalt

Österreichische Autobahnbrücken in Stahl (Dipl.-Ing. Dr. techn. L. Faber)	Seite 1
Stahlbrückenbauwerke der Stadt Wien (Dipl.-Ing. M. Ellinger)	Seite 13
Brückenbauten im Zuge von Straßen und Wegen im Stadtgebiet von Linz (Dipl.-Ing. W. Sarlay)	Seite 23
Aufgabe und Ausgestaltung von Seilbahnstützen von Personen-Seilschwebbahnen (Dipl.-Ing. K. Bittner)	Seite 35
Leichtstahlkonstruktionen im Waggonbau (Dipl.-Ing. L. Groß)	Seite 45
Extracts	Seite 54

Contents

Highway steel bridges in Austria (Dipl.-Ing. Dr. techn. L. Faber)	Page 1
Steel bridges erected in the City of Vienna (Dipl.-Ing. M. Ellinger)	Page 13
Bridge constructions in connection with streets and roads in the City of Linz (Dipl.-Ing. W. Sarlay)	Page 23
Design of steel supports for passenger aerial ropeways (Dipl.-Ing. K. Bittner)	Page 35
Railway cars of light steel construction (Dipl.-Ing. L. Groß)	Page 45
Extracts	Page 54



Stützenkopf einer Zweiseilbahn (Zetttersfeldbahn)

Head of support of a twin rope aerial ropeway (Zetttersfeldbahn)

Eigentümer und Herausgeber: Österreichischer Stahlbauverband Wien; für den Inhalt verantwortlich: Dr. Hugo Dienes, beide Wien III, Lothringerstraße 16; 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 32 12.

Stahlbau

Kundschau

Zeitschrift des Österreichischen Stahlbauverbandes

Heft 20

1961

Österreichische Autobahnbrücken in Stahl

Von Min.-Rat Dipl.-Ing. Dr. techn. Ludwig F a b e r,
Wien

Allgemeines

Die technische Entwicklung des modernen Brückenbaues hat eine große Zahl neuer Bauformen hervorgebracht. Dabei haben sich die beiden hauptsächlichsten Bauweisen des Brückenbaues, der Stahlbau und der Stahlbetonbau, durch die Konkurrenz gegenseitig derart beeinflusst, daß in beiden Bauweisen außerordentliche Fortschritte in der Entwicklung gezeitigt worden sind.

Während in der Stahlbetonbauweise der vorgespannte Beton die Grenze der Wirtschaftlichkeit des Stahlbetons auf wesentlich größere Spannweiten gehoben hat, ist der Stahlbau durch Anwendung neuer Bauformen dazu übergegangen, größere Gebiete seines Anwendungsbereiches wieder zurückerobern.

Zweck dieses Aufsatzes ist es nun, solche neue Bauformen des Stahlbrückenbaues aufzuzeigen, zu beschreiben und an Hand von ausgeführten Brückenbauten zu veranschaulichen.

Eine der wichtigsten neuen Bauformen stellt die Verbundbauweise dar, bei der die Stahlbetonfahrbahnplatten von stählernen Brücken mit den Stahltragwerken in schubfeste Verbindung und zu gemeinsamer statischer Wirkung gebracht werden. Dadurch werden bei Blechträgerbrücken (oder auch bei Fachwerksbrücken) die Obergurte fast zur Gänze eingespart; es braucht nur ein schwacher Obergurt ausgeführt zu werden, der die Dübel zur schubfesten Verbindung der Hauptträger mit der Platte trägt; die Stahlbetonfahrbahnplatte bildet dann den Obergurt derartiger Tragwerke.

Die große Steifigkeit, die solche Tragwerke wegen der großen statisch mitwirkenden Fläche der Stahl-

betonfahrbahnplatte erlangen, gestattet Verbundbauwerke mit wesentlich geringeren Bauhöhen auszuführen, als dies bei den früher üblichen Stahltragwerken möglich war. Aus diesem Grunde gelingt es auch in weit größerem Bereiche, Brücken mit unten liegender Fahrbahn zu vermeiden.

Im Zuge der österreichischen Autobahnen ist daher auch keine stählerne Brücke mit unten liegender Fahrbahn ausgeführt worden, obwohl zahlreiche Bauwerke auch mit großen Spannweiten in Stahlbauweise hergestellt worden sind.

Die Möglichkeit, Stahlbetonfahrbahnplatten als kreuzweise bewehrte Platten mit großen Stützweiten auszuführen, hat dazu geführt, daß die Tragwerke der Autobahnbrücken im allgemeinen für jede Fahrtrichtung als getrenntes Bauwerk mit bloß je 2 Hauptträgern ausgeführt werden. Wenn auch bei Brücken mit mehr als zwei Hauptträgern die Berücksichtigung der Rostwirkung statische Vorteile mit sich gebracht hat, ist eine Ausführung von bloß zwei Hauptträgern jedenfalls noch wirtschaftlicher. Allenfalls bilden solche Tragwerke durch Anordnung eines durchgehenden unteren Verbandes gemeinsam mit der Fahrbahnplatte eine torsionssteife Röhre, die eine sehr gute Ausnützung des Materials ermöglicht.

Bei großen Spannweiten wird an Stelle der Stahlbetonfahrbahnplatte eine orthotrope Stahlplatte angeordnet, die ebenfalls als Obergurt des Tragwerkes dient, aber wesentlich geringeres Eigengewicht hat, was bei großen Spannweiten besonders wichtig ist. Wird dann noch der Untergurt ebenfalls als ebenes Blech auf die ganze Breite zwischen den beiden Hauptträgern ausgeführt, dann entsteht die torsionssteife rechteckige Blechröhre mit dem geringsten Eigengewicht.

Ein solches Tragwerk auf schlanken, dünnwandigen Hohlfeilern, deren Ausführung ebenfalls mit den modernsten Möglichkeiten geplant war, konnte beim Wettbewerb für die Europabrücke die Entscheidung des Bundesministeriums für Handel und Wiederaufbau für sich herbeiführen.

Für die statischen Erfordernisse und die bauliche Gestaltung der Verbundtragwerke ist ein eigener Normenausschuß im November 1953 unter Leitung des Verfassers ins Leben gerufen worden, der bereits die Grundnormen B 4500, 1. Teil und 2. Teil, im Jahre 1956 herausgebracht hat und in Kürze die Zusatznorm B 4502 für stählerne Straßenbrücken in Verbundbauweise herausbringen wird.

In der Detailausführung hat sich die Nietung stählerner Brücken fast schon überlebt. Soweit Werkstattverbindungen auszuführen sind, werden diese fast ausschließlich geschweißt und die Verbindungen mehrerer Stahlteile auf der Baustelle anlässlich der Montage werden derzeit schon zum Großteil mit hochfesten Schrauben bewerkstelligt. Der Österreichische Stahlbauverband hat sich in dankenswerter Weise um die Erstellung von allgemeinen Richtlinien für die Ausführung der Stahlbauverbindungen mittels hochfester Schrauben bemüht und Richtlinien herausgegeben, die derzeit allgemein angewendet werden.

Die Anwendung der hochfesten Schrauben hat nicht nur eine Verringerung des Stahlgewichtes mit sich gebracht, weil die Verbindungsmittel der Stöße, wie Stoßlaschen usw., wesentlich kleiner gehalten werden können, da die hochfesten Schrauben in weitaus geringerer Zahl ausreichen als Nieten, sondern auch eine beachtliche Verringerung der Werkstatt- und der Montagearbeit. Dadurch ergab sich eine namhafte Verringerung des Tonnenpreises derartiger Stahlkonstruktionen.

Die Montage von stählernen Brücken größerer Stützweite und Höhe erfolgt meistens im freien Vorbau; es haben sich aber unter gewissen Umständen auch andere Verfahren als zweckmäßig erwiesen. So war es zum Beispiel bei Autobahnbrücken, bei denen fast immer zwei nebeneinander liegende gleiche Tragwerke für die zwei Fahrrichtungen hergestellt werden, zweckmäßig, das gleiche Gerüst, soweit dies noch erforderlich ist, für beide Bauwerkshälften zu verwenden und das erste Tragwerk nach fertig-

gestellter Montage seitlich in die zweite Fahrbahn zu verschieben. Eine andere Art der Montage, die auch häufig angewendet wird, stellt das Lancieren dar. Bei dieser Art der Montage wird das Tragwerk auf dem Damm außerhalb der Brückenöffnung zusammengebaut und auf Lancierwagen in Längsrichtung in die Brückenöffnung eingefahren. Dabei muß der auf dem Damm verbleibende Teil der Brücke genügend lang und schwer sein, um dem bis zur ersten Unterstützung frei vorkragenden Teil der Brücke mit genügender Sicherheit das Gleichgewicht halten zu können.

Große Einsparungen konnten bei Autobahnbrücken auch dadurch erzielt werden, daß das zweite Tragwerk auf dem ersten schon fertig montierten zusammengebaut wird, dann seitlich in die zweite Fahrbahn verschoben und schließlich in seine endgültige Lage abgesenkt wird.

Bei der größten schon fertiggestellten stählernen Autobahnbrücke in Österreich, der Aurachbrücke, sind alle drei der im Vorstehenden geschilderten Montagearten angewendet worden, worüber noch im folgenden berichtet werden wird.

Ausführungsbeispiele

Eine der ersten stählernen Autobahnbrücken im Lande Niederösterreich war die Brücke über die Traisen bei St. Pölten. Bereits im September 1954 ist der Auftrag zur Herstellung dieser Brücke vergeben worden. Das Tragwerk der Brücke besteht aus 6 Blechträgern, die als Trägerrost in Verbund mit der Stahlbetonfahrplatte ausgebildet sind. Das Tragwerk läuft über 3 Öffnungen von $42,30 + 65,80 + 42,30 = 150,40$ m durch. Der Querschnitt durch die Fahrbahn sieht je einen Schrammbord von 1,0 m Breite, 2 äußere Sicherheitsstreifen von je 1,0 m, die beiden Richtungsfahrbahnen von je 7,50 m, 2 innere Sicherheitsstreifen von je 0,75 m und den Mittelstreifen von 4,0 m, das sind zusammen 24,50 m innerhalb der Geländer, vor. Gegenüber dem normalen Querschnitt von Autobahnbrücken im Zuge der Autobahn Wien-Salzburg mit 28,50 m Breite (Bild 1) ist durch das Weglassen der beiden sonst vorgesehenen Abstellspuren eine Einsparung von 4,00 m an Gesamtbreite der Brücken erzielt worden.

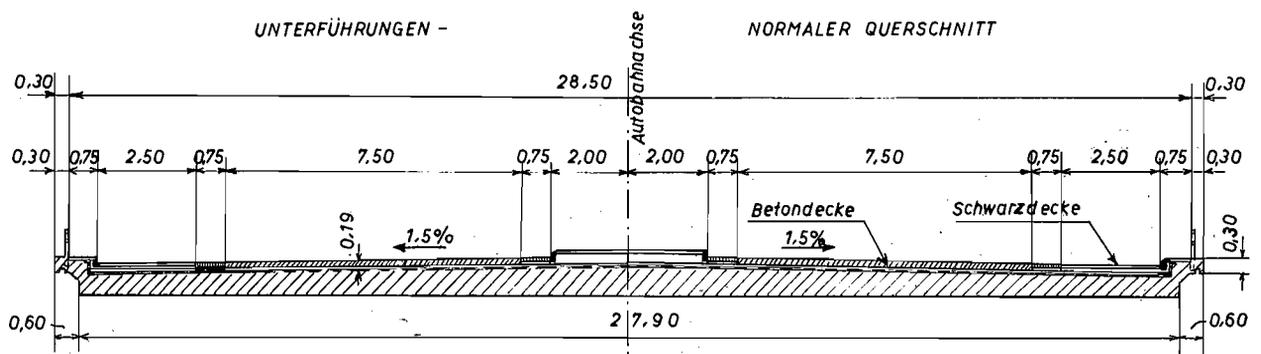


Bild 1: Normaler Querschnitt von Autobahnbrücken im Zuge der Autobahn Wien-Salzburg

Fig. 1: Highway bridge, cross section



Bild 2:
Autobahnbrücke über die Traisen, Gesamtansicht

Fig. 2:
Highway Bridge across the Traisen, general view

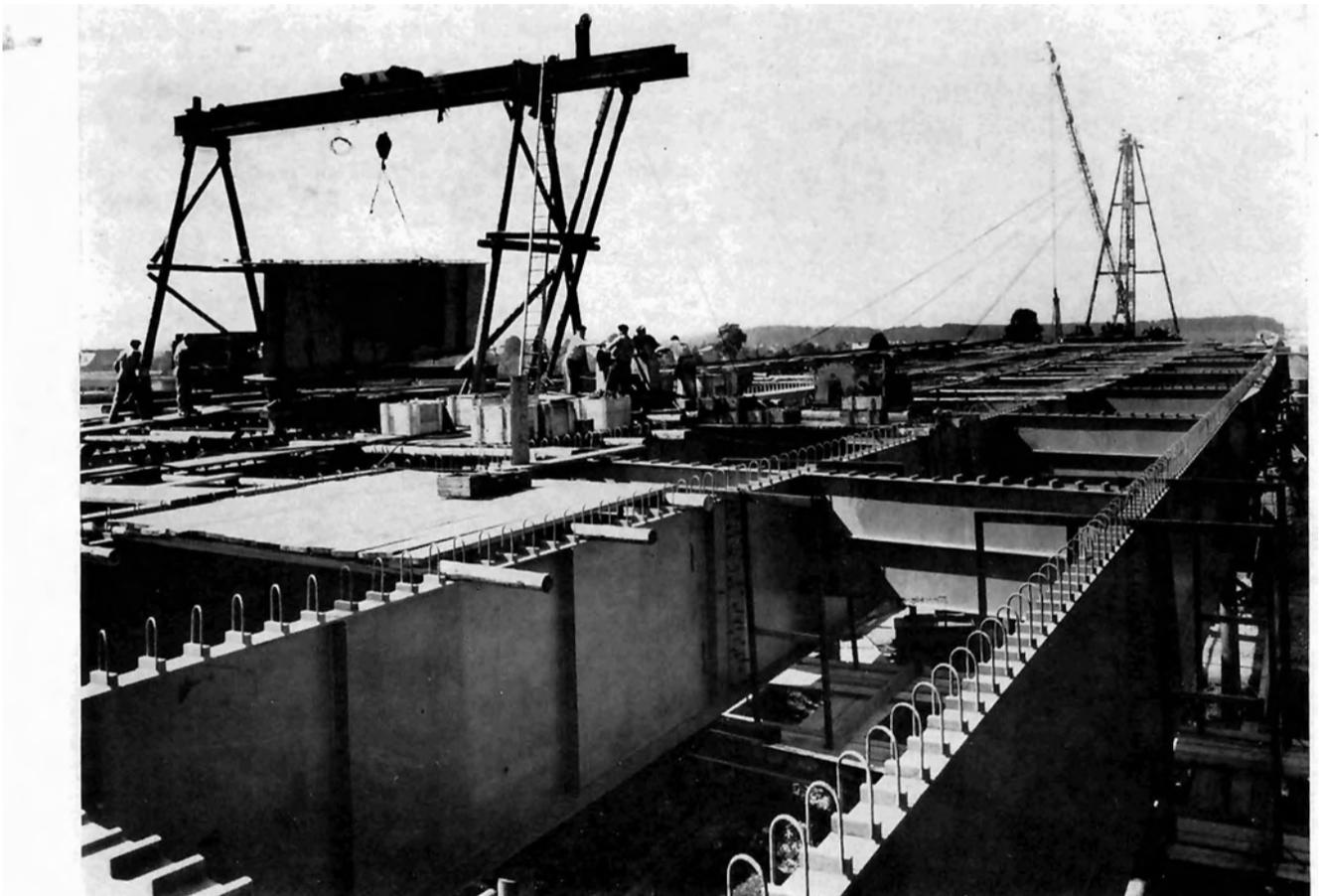
Bild 2 zeigt die gesamte Brücke, während Bild 3 eine Montagephase darstellt.

Die Montage ist in der Weise durchgeführt worden, daß die beiden äußeren Felder auf festen Gerüsten zusammengebaut worden sind und die Mittel-

öffnung von beiden Seiten frei vorgebaut wurde. Um die Fahrbahnplatte nach ihrer Erhärtung vorzuspannen, sind die beiden mittleren Unterstützungen auf den beiden Zwischenpfeilern vor der Montage um 0,70 m überhöht aufgelegt worden. Nach dem Zusammen-

Bild 3:
Autobahnbrücke über die Traisen, in Montage

Fig. 3:
Highway bridge across the Traisen, during erection



schluß der beiden Brückenhälften und der Erhöhung des Betons der Fahrbahnplatte sind die beiden mittleren Unterstützungen um das überhöhte Maß von 0,70 m wieder abgesenkt worden, wodurch die Fahrbahnplatte eine wesentliche Druckvorspannung erhalten hat. Diese hatte hauptsächlich den Zweck, die Fahrbahnplatte im Stützenbereich trotz der dort aus der Verkehrslast auftretenden negativen Momente von Zugspannungen in Längsrichtung freizuhalten. Überdies ist die Betonierung der Fahrbahnplatte in der Weise vorgenommen worden, daß auf den beiden Tragwerkshälften, die noch nicht zusammengeschlossen waren, von den beiden Brückenden und von der Mitte der mittleren Öffnung aus gegen die beiden Zwischenpfeiler zu betoniert worden ist. Im Bild 4 sieht man an der späteren Zusammenschlußstelle das wesentlich stärkere Durchhängen jener Bauwerkshälfte, auf der die Fahrbahnplatte schon betoniert ist, gegenüber jener, auf der dies noch nicht geschehen ist. Bei den beiden Zwischenpfeilern ist je ein breiter Streifen der Fahrbahnplatte offen geblieben und erst nach dem Zusammenschluß der beiden Bauwerkshälften betoniert worden. Dadurch sind diese Plattenteile von Zugspannungen, die durch das Eigengewicht der Fahrbahn hervorgerufen worden sind, freigeblieben. Wie im vorstehenden schon erwähnt, haben dann diese Plattenteile eine wesentliche Druckvorspannung nach dem Absenken der Brücke erhalten.



Bild 4:
Autobahnbrücke über die Traisen, Untersicht
Fig. 4:
Highway bridge across the Traisen, bottom view

Schon anläßlich des Beginnes des Autobahnbaues in Österreich ist in den Jahren 1940/41 die Autobahnbrücke über die Salzach erbaut worden. Leider ist die Fundierung der beiden Zwischenpfeiler dieser Brücke nicht genügend kolksicher ausgeführt worden. Die Hochwasserkatastrophe am 17. August 1959 hat zum Einsturz dieser großen Brücke geführt (Bild 5). Der Pfeiler 2, das ist



Bild 5:
Die eingestürzte Autobahnbrücke über die Salzach
Fig. 5:
Highway bridge across the Salzach near Salzburg after the flood

der näher dem östlichen Ufer gelegene, ist unterwachsen worden und hat sich an seiner Stirnseite um ungefähr 8 m und an der flußabwärtigen Seite um ungefähr 2 m gesenkt; seitlich hat sich der Pfeiler gegen die Flußmitte geneigt. Das Absinken des Pfeilers ging binnen zwei Stunden vor sich und hatte den Einsturz der beiden Brückentragwerke für jede der beiden Richtungsfahrbahnen zur Folge. Die sofort durchgeführten Untersuchungen über die Ursachen des Einsturzes haben folgendes ergeben: Die Fundierung der Pfeiler auf einer ungefähr 28 m mächtigen lockeren Sandschichte ist mit Stahlspundwänden vorgenommen worden, die 8 m tief unter die Fundamentsohle eingerammt worden waren. Wegen des Zusammenhaltes des lockeren Sandes durch die Spundwände ist die Fundierungstiefe um 8 m vergrößert worden

Bild 6:
Autobahnbrücke über die Salzach, provisorische Lagerung auf Montagejochen
Fig. 6:
Highway bridge across the Salzach, provisionary placed on erection supports





Bild 7:
Autobahnbrücke über die Salzach, Montage der zweiten
nördlichen Bauwerkshälfte

Fig. 7:
Highway bridge across the Salzach, erection of second
half of bridge (northern part)

und war damit ausreichend, so lange die Spundwand ihre Funktion erfüllt hat,

Der umpundete Raum war 6 m breit und 31 m lang; laut Plan sollte dieser Raum der Länge nach durch 2 Querspundwände, welche die beiden Längspundwände zusammenhalten sollten, in 3 ungefähr gleiche Teile geteilt werden.

Die starke Auskolkung hat nun bewirkt, daß der unter dem hohen Druck der Pfeilerlast stehende, im umpundeten Raum befindliche Sand die beiden Längswände nach außen gedrückt und aufgerissen hat. Nun konnte das Wasser auch unterhalb des Pfeilerfundamentes den Sand ausschwemmen und den Pfeiler unterhöhlen. Der Pfeiler ist dann in diesen Hohlraum abgesunken.

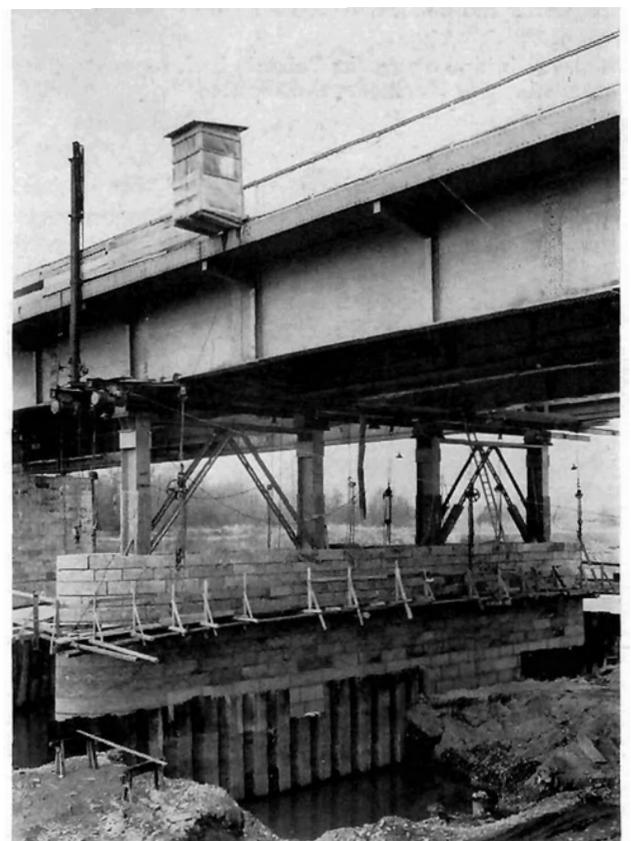
Nach der Katastrophe konnte auf Grund von Tiefbohrungen das Vorhandensein festen Kalkfelsens in 28 m Tiefe festgestellt werden. Diese Tatsache ermöglichte es, daß der neue Pfeiler an der gleichen Stelle, an der der alte gestanden hatte, mit Hilfe einer Pfahlgründung mit „Benotpfählen“ wieder errichtet werden konnte. Da bloß ein Teil der seinerzeitigen stählernen Tragwerke durch den Einsturz un-

brauchbar wurde, konnte das Tragwerk für die eine Richtungsfahrbahn von München nach Salzburg, das ist die südliche, aus den noch brauchbaren Teilen der alten Brücke zusammengestellt werden, während für die 2. Richtungsfahrbahn ein neues Tragwerk hergestellt werden mußte. Bei der südlichen Bauwerkshälfte ist auch noch die Fahrbahn mit den seinerzeit verwendeten Tonnenblechen ausgeführt worden, während das neue Tragwerk der nördlichen Hälfte als Verbundkonstruktion errichtet wurde. Bild 6 stellt die Montage der ersten Bauwerkshälfte und Bild 7 die der zweiten nördlichen Bauwerkshälfte dar.

Da die Herstellung des neuen Pfeilers 2 auf den Benotpfählen, die zu beiden Seiten der im Boden verbliebenen untersten Reste des alten Pfeilers geschlagen worden sind und eine 3 m starke Stahlbetonplatte als Unterstüzung des neuen Pfeilers tragen, erst viel später fertiggestellt werden konnte, mußten die beiden neuen Stahltragwerke zunächst provisorisch auf den Montagejochen und nachher auf stählernen Pendelstützen, die auf der Verbindungsplatte der Benotpfähle gelagert worden sind, gestützt werden (Bild 6 und 7). Diese Stahlstützen sind dann in den neuen Pfeiler einbetoniert worden. Da

Bild 8:
Autobahnbrücke über die Salzach, Hochführen des
Pfeilers 2

Fig. 8:
Highway bridge across the Salzach, erection of the second
pier



diese Stützen zunächst als Pendelstützen der Brücke – bei festgehaltenen Rollenlagern – wirken mußten, konnten sie nicht starr einbetoniert werden. Sie erhielten eine Heraklithverkleidung, die jene Bewegungen des Tragwerkes, die sich aus den Temperaturänderungen ergeben, zugelassen haben. Nachdem schon der größte Teil dieser Stahlstützen einbetoniert war, konnten dann die Rollenlager freigegeben und der oberste Teil der Stützen fest einbetoniert werden. Das Hochführen des Pfeilers ist im Bild 8 ersichtlich, während im Bild 9 die beiden fertigen Tragwerke und der fast fertige Pfeiler 2 zu sehen sind.



Bild 9:
Autobahnbrücke über die Salzach, die beiden fertigen Tragwerke und der fast fertige Pfeiler 2

Fig. 9:
Highway bridge across the Salzach, both super structures completed, pier No. 2 almost completed

Nach Fertigstellung der nördlichen Hälfte wird der Verkehr auf diese Hälfte für beide Richtungen umgeleitet und die erste Bauwerkshälfte definitiv fertiggestellt. Für die provisorische Benützung der ersten Hälfte ist diese bloß mit Bitumenkies gefüllt und mit einer Asphaltbetonmatte abgedeckt worden. Auf dieser provisorischen Fahrbahn konnte schon Anfang Juni 1960 der Verkehr für beide Fahrrichtungen freigegeben werden. Nun werden diese Tonnenblechfüllungen wieder entfernt und durch eine Betonfüllung ersetzt werden. Diese Betonfüllung wird ähnlich wie bei der Reichsbrücke über die Donau in Wien und bei der Innbrücke Braunau-Simbach durch an die Tonnenbleche angeschweißte Rundstahlbügel mit den Blechen in schubfeste Verbindung gebracht. Nach Herstellung einer Isolierung und des Schutzanstriches wird dann die definitive Fahrbahndecke aufgebracht werden.

Als erstes Stahltragwerk der Autobahn in Oberösterreich wurde die Zellerachbrücke bei Mondsee hergestellt. Für jede der beiden Richtungsfahrbahnen wurde ein eigenes Tragwerk mit 2 Blechträgern von 2,30 m Höhe, die mit der Stahlbeton-

fahrbahnplatte in Verbund ausgeführt worden sind, angeordnet. Die Spannweiten betragen 30,00 m+40,00 m+30,00 m, die Gesamtbreite der Brücke zwischen den Geländern beträgt 24,00 m.

Die Montage der Brücke erfolgte durch Lancieren. Hinter dem östlichen Widerlager wurde auf dem Autobahndamm ein Montageplatz eingerichtet, von dem aus die beiden Tragwerke nacheinander über die 3 Öffnungen vorgeschoben wurden. Die Stahlkonstruktion wurde in der Werkstätte geschweißt, sämtliche Baustellenstöße wurden genietet. Nach Fertigstellung der Montage und nach dem Betonieren der Fahrbahnplatte wurde durch Anheben der Tragwerke an den beiden Widerlagerenden um je 15 cm eine Vorspannung zur Verringerung der Stützenmomente vorgenommen. Während der Montage war in der Ebene der Untergurte der in je 5 m Abstand vorgesehenen Querträger ein Montageverband angeordnet, der nach Fertigstellung der Brücke wieder entfernt worden ist. Im Bild 10 ist das Stahltragwerk nach der Montage zu sehen.

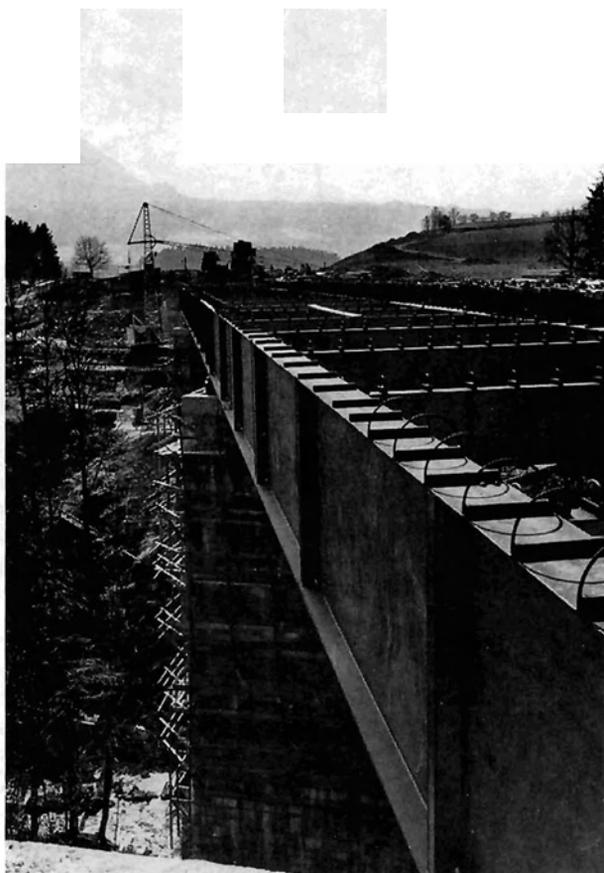


Bild 10:
Zellerachbrücke der Autobahn bei Mondsee, Stahltragwerk nach der Montage

Fig. 10:
Zellerachen bridge after erection

Den größten stählernen Brückenbau im Zuge der Autobahn Wien-Salzburg stellt die in Oberösterreich gelegene Aurachbrücke bei Aurachkirchen dar. Der Bau dieser Brücke wurde schon von der seinerzeitigen Reichsautobahn begonnen. Etwa 55% des Unterbaues waren schon vorhanden, so daß die Spannweitenansteilung mit $66,00 + 4 \times 72,00 + 66,00 = 420,00$ m bereits festgelegt war. Die große Höhe dieser Brücke über dem Gelände mit 48 m an der höchsten Stelle und die großen Spannweiten haben es dem Stahlbau ermöglicht, ohne Schwierigkeiten als Bestbieter anlässlich der Ausschreibung nach Wahlvorschlägen hervorzugehen. Da die Planung der Brücke seinerzeit schon vollendet war, kann nun leicht festgestellt werden, mit einem wieviel geringeren Aufwand diese Brücke nach dem derzeitigen Stand der Technik ausgeführt werden konnte. Während bei der seinerzeit geplanten Brücke 4 Blechträger mit 4,30 m Stegblechhöhe, zu einem Trägerrost vereinigt, und eine große Zahl von eng liegenden Quer- und Längsträgern zur Aufnahme von Tonnenblechen vorgesehen waren, wurde jetzt die Brücke mit 2 getrennten Tragwerken für jede Richtungsfahrbahn als Verbundtragwerk mit je 2 Blechträgern von bloß 3,80 m Steghöhe ausgeführt.

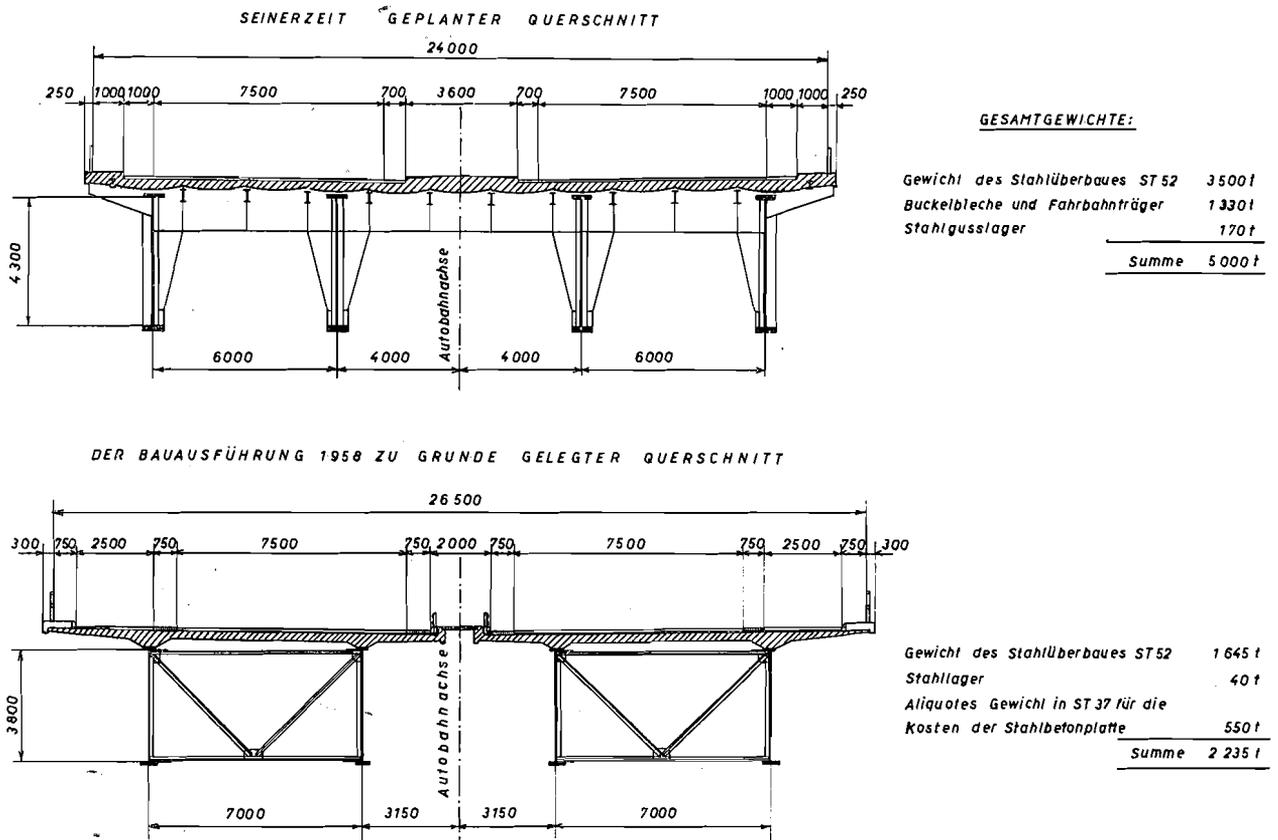
Der Stahlaufwand hätte bei der seinerzeit geplanten Brücke rund 5000 t betragen, während er für die

ausgeführte Brücke bloß 1685 t erreichte. Wenn man zu diesem Gewicht nun jenes fiktive Gewicht von 550 t hinzurechnet, das sich ergibt, wenn man aus den Kosten der Stahlbetonfahrbahnplatte das äquivalente Stahlgewicht errechnet, so beträgt das Vergleichsgewicht der neuen Brücke 2235 t, das ist weniger als die Hälfte des seinerzeitigen Gewichtes.

Im Bild 11 sind die beiden Querschnitte der ursprünglich geplanten und der jetzt ausgeführten Brücke gegenübergestellt. Wie aus der Zeichnung ersichtlich, war die früher geplante Fahrbahn bloß $2 \times 9,20$ m breit, während die Fahrbahnbreite der ausgeführten Brücke $2 \times 11,50$ m beträgt. Wesentliche Einsparungen hat bei diesem Bauwerk die Anwendung hochfester Schrauben für die Montageverbindungen mit sich gebracht. Die Montage der Brücke ist vom östlichen Widerlager aus auf dem bereits hergestellten Autobahndamm in Angriff genommen worden. Das erste Brückenfeld führt über die Eisenbahnlinie Attnang-Gmunden und über eine Bezirksstraße. Das erste Feld ist durch Lancieren vorgebaut worden. Dieser Arbeitsvorgang wurde durch die bereits vorhandene Kammermauer des Widerlagers erschwert. Das Lancieren mußte in einer ungefähr 3,5 m über der Auflagerbank liegenden Ebene erfolgen. Aus der Kammermauer wurden 1 m tiefe Schlitze herausgebrochen, um den Montagevorgang zu er-

Bild 11:
Querschnitte der geplanten und der ausgeführten Autobahnbrücke bei Aurachkirchen

Fig. 11:
Aurach bridge, cross section



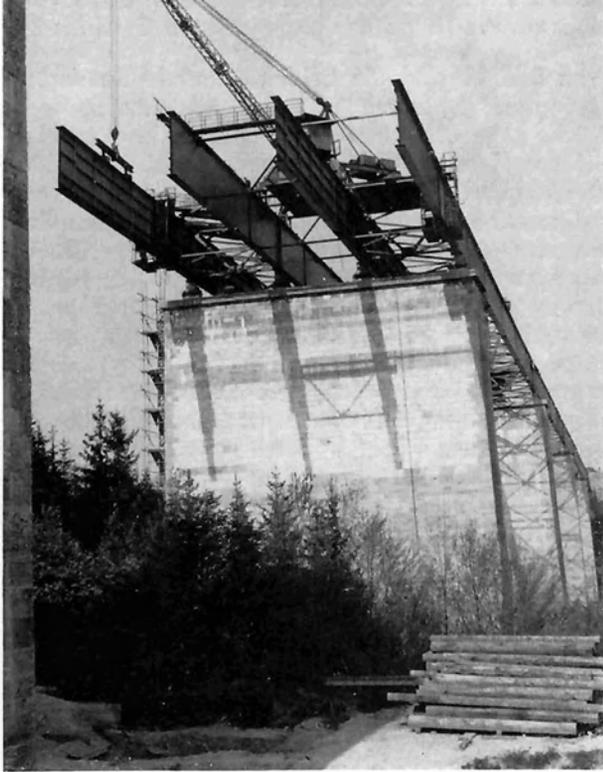


Bild 12:
Aurachbrücke, Versetzen eines Hauptträgerstückes von 15 m Länge und zirka 20 t

Fig. 12:
Aurach bridge, placing part of a main girder of 15 m length and approx. 20 tons weight

leichtern. Zum Vershub wurde zunächst ein 150 m langes Tragwerksstück zusammengebaut, und zwar wurde an das Endfeld der einen Richtungsfahrbahn das Endfeld der zweiten Richtungsfahrbahn angeschlossen. Das Lancieren ist mit vier Einschubwagen von 50 t Tragkraft auf einer Schubbahn mit Längsschwellen während der Zuggapausen der darunter liegenden Bundesbahnstrecke durchgeführt worden. Nachdem das erste Trägerfeld von 66 m Länge der einen Richtungsfahrbahn auf seine Lager aufgesetzt worden war, konnte das Tragwerk der zweiten Richtungsfahrbahn, das vorher als Ballast gedient hatte, auf der bereits eingebauten ersten Tragwerkshälfte vorgeschoben werden; danach mußte es in der überhöhten Lage um 4,5 m quer verschoben und schließlich auf seine richtige Höhe abgesenkt werden.

Die weitere Montage der Brücke erfolgte im Freivorbau, wobei die beiden Bauwerkshälften durch provisorische Querverbindungen zu einem Trägerrost von 4 Hauptträgern zusammengeschlossen wurden, um den schweren Vorbaukran, der mit sei-

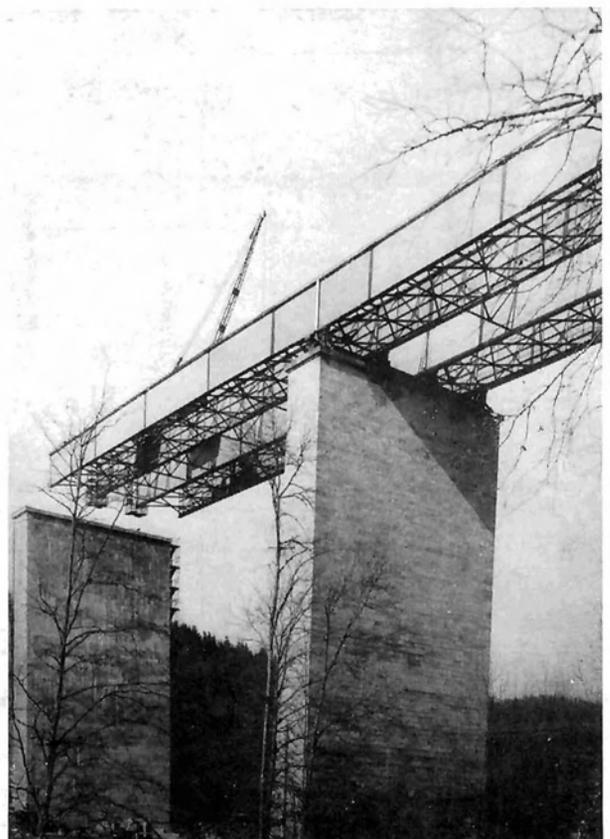
nem Ballast 40 t wog, tragen zu können. Für den Freivorbau des zweiten Brückenfeldes mußte das Tragwerk am Widerlager verankert werden. Die einzelnen Trägerabschnitte, die zum Einbau gelangten, hatten ein Gewicht von fast 20 t. Die größte Durchbiegung an den freien Kragarmen der 72-m-Felder haben kurz vor dem Erreichen des nächsten Pfeilers ungefähr 1 m betragen.

Für die mit hochfesten Schrauben hergestellten Baustellenverbindungen sind Schrauben der Güte K 10 (Schrauben) und G 8 (Muttern) verwendet worden. Die Verschraubung wurde mit Druckluft-Schlag-schraubenschlüsseln vorgenommen. Die Kontrolle der Verschraubung erfolgte mit einem Drehmomenten-meßgerät.

Das Betonieren der Stahlbetonfahrbahnplatte mußte nach einem sehr genauen Zeitplan in Teilabschnitten erfolgen, um die Spannungen in den Verbundquerschnitten nicht zu überschreiten. Nach erfolgter Erhärtung des Fahrbahnplattenbetons sind die beiden Brückenenden zur Entlastung der benachbarten Stützenquerschnitte um je 0,45 m angehoben worden.

Bild 13:
Aurachbrücke, freier Vorbau über einem 72-m-Feld, knapp vor dem Erreichen des nächsten Pfeilers

Fig. 13:
Aurach bridge, cantilevering over a 72 m bay, shortly before the pier



Im Bild 12 ist das Versetzen eines Hauptträgerstückes von 15 m Länge und ungefähr 20 t Gewicht zu ersehen. Bild 13 zeigt den freien Vorbau über einem 72-m-Feld knapp vor dem Erreichen des nächsten Pfeilers. Bild 14 zeigt das Tragwerk knapp vor dem Erreichen des Widerlagers auf der Salzburger Seite von unten. Bild 15 stellt die Brücke dar, nachdem schon ein Großteil der fertiggestellten Stahlbetonfahrbahnplatte ausgeschalt worden war. Mit dem Bau der Aurachbrücke wurde im Jahre 1959 begonnen; die Bauarbeiten an dieser Brücke werden noch 1961 beendet.

Im Bundesland Salzburg ist als stählerne Autobahnbrücke die *Ölgabenbrücke* ausgeführt worden. Für jede der beiden Richtungsfahrbahnen wurde ein eigenes Tragwerk als Trägerrost mit 4 Blechträgern über 3 Öffnungen von 18,00+21,00+18,00 m Stützweite, die an den Zwischenpunkten auf stählernen Pendelstützen ruhen, ausgebildet. Auf die Anwendung der Verbundbauweise ist wegen der großen Bereiche negativer Momente in den Haupttragwerken verzichtet worden. Die Stützenquerträger mußten verhältnismäßig kräftig ausgebildet werden, weil nur unter den äußeren Hauptträgern Stahlstützen angeordnet sind und die mittleren Hauptträger von den Stützenquerträgern getragen werden.

An weiteren namhaften Autobahnbrücken in Stahlbauweise wären noch zu erwähnen:

Die Autobahnbrücke über die *Pielach*, eine Verbundblechträgerrostbrücke, die für jede Richtungsfahrbahn mit 4 Hauptträgern von 42,46 m Stützweite ausgebildet wurde; das Autobahnunterführungsbauwerk über der *Mariazeller Bundesstraße*, das für jede Richtungsfahrbahn ein eigenes Tragwerk mit 4 Hauptträgern als Trägerrost ohne Verbund mit den Stützweiten von 16,00+14,60+16,00 m aufweist; die *Michlbachbrücke*, die als Verbundträgerrost-

Bild 14:
Aurachbrücke, Tragwerk knapp von Erreichung des Widerlagers auf der Salzburger Seite

Fig. 14:
Aurach bridge, superstructure just about reaching the abutment

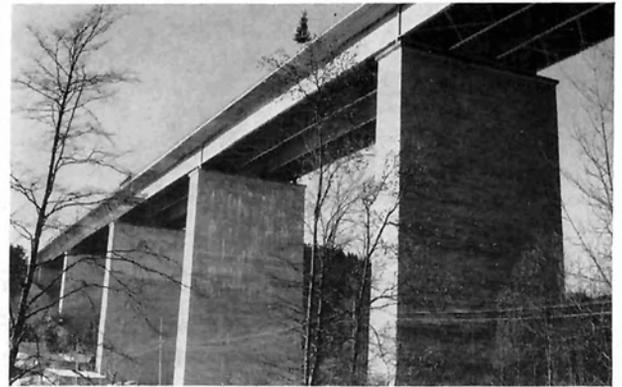
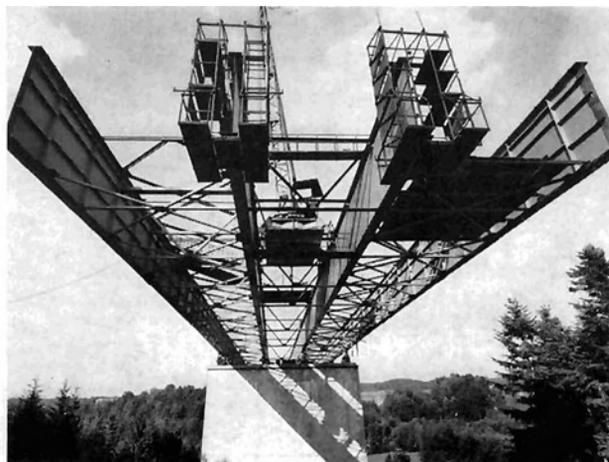


Bild 15:
Aurachbrücke, kurz vor der Fertigstellung

Fig. 15:
Aurach bridge, shortly before completion

brücke mit je 3 Hauptträgern für jede Richtungsfahrbahn mit einer Stützweite von 47,20 m gebaut ist. Die Überführung der Bundesbahnlinie Wien-Linz bei St. Valentin ist als Durchlauftragwerk über 2 Öffnungen von je 18,60 m Stützweite mit 2 Hauptträgern als geschweißte Blechträgerbrücke hergestellt worden.

In jüngster Zeit ist die Überbrückung des Wolfgrabens im Wienerwald als stählerne Verbundträgerbrücke mit 5 Öffnungen von 66,04+3×72,64+66,04 m mit je 2 Blechträgern in jeder Bauwerkshälfte in Angriff genommen worden.

Europabrücke

Das größte und bedeutsamste Objekt unter den Autobahnbrücken wird die *Europabrücke* sein. Im Verlauf der Autobahn Kufstein-Brenner, die ihre Fortsetzung im Norden nach München und im Süden nach Italien haben wird, ist das vordringlichste Teilstück jenes südlich von Innsbruck bis Schönberg, weil die jetzige Brenner Bundesstraße, von Innsbruck kommend, in unzähligen Kurven die Höhe von Schönberg erreichen muß. Die Autobahn überquert in diesem Teilstück dreimal das Silltal. Die dem Brenner zunächst liegende Überquerung, die *Sillbrücke III*, erhielt ihrer völkerverbindenden Bedeutung wegen den Namen „*Europabrücke*“. Diese Brücke wird die größte der drei Sillbrücken und die höchste Talbrücke in Europa sein. Der vom Bundesministerium für Handel und Wiederaufbau veranlaßten Ausschreibung der Bauarbeiten lag ein amtlicher Vorentwurf zugrunde, doch war, wie dies bei allen Ausschreibungen für größere Brückenbauten der Bundesstraßenverwaltung üblich ist, vor allem größter Wert gelegt worden auf die Einholung von Wahlvorschlägen, deren Anbotsummen von den anbietenden Bauunternehmungen zu garantieren sind. Über das Ergebnis der öffentlichen Anbotsausschreibungen der *Europabrücke* ist in Heft 2/1959 der *STAHLBAU-RUNDSCHAU* ausführlich berichtet worden (Bild 16 und 17).

Während in der Ausschreibung die Querschnittsabmessungen die folgenden waren: ein Mittelstreifen von 1 m Breite, 2 Richtungsfahrbahnen mit je 8,10 m,

Bild 16:
Europabrücke,
Amtsentwurf



Fig. 16:
Europa bridge, official
design

2 Schutzstreifen von je 0,40 m vor den je 0,30 m breiten Leitplanken und 2 je 0,70 m breite Gehsteige, was eine Gesamtbreite von 20,00 m zwischen den Geländern ergeben hat, ist der Querschnitt schon anlässlich der Vergebung auf eine Breite von 21,60 m vergrößert worden, weil Gehwege, bei denen mit namhaftem Verkehr zu rechnen ist, mindestens mit 1,50 m Breite anzuordnen sind. Auch die der Berechnung zugrunde gelegten Belastungen sind erhöht worden, um für alle Zeiten die nötige Sicherheit zu gewährleisten.

Später hat dann der Querschnitt noch einige Änderungen erfahren. Im Mittelstreifen sind ebenfalls Radabweiser angeordnet worden, die Schutzstreifen vor den seitlichen Radabweisern sind entfallen und mit einer weiteren Vergrößerung der Gesamtbreite ist dann in der bergseitigen Fahrbahn eine Kriechspur für den bergwärts fahrenden Fernlastverkehr angeordnet worden.

Der Querschnitt der Brücke (siehe Bild 18) sieht nun in der talwärts führenden Richtungsfahrbahn außer der zweispurigen eigentlichen Fahrbahn von 7,00 m zwei Sicherheitsstreifen von 0,50 m und 0,80 m, das heißt, zusammen eine Breite von 8,30 m, innerhalb der Sicherheitsleitschienen, welche die Fahrbahn begrenzen, vor. Die bergwärts führende Fahrbahn sieht eine dreispurige eigentliche Fahrbahn von 9,50 m und zwei Sicherheitsstreifen von 0,35 m und 0,80 m, also zusammen eine Breite von 10,65 m vor. Die Trennung der beiden Fahrrichtungen geschieht mit einer doppelten Sicherheitsleitschiene von 0,40 m Breite, während außerhalb der äußeren Leitschienen je ein Gehweg von 1,20 m Breite angeordnet ist. Damit ergibt sich die Gesamtbreite der Brücke zwischen den Geländern mit 22,20 m.

Die Ausbauelemente sind knapp bemessen, wie es die notwendige Sparsamkeit bei einem derartig großen Bauwerk erfordert, können aber als aus-

Bild 17:
Europabrücke,
Ausführungsentwurf

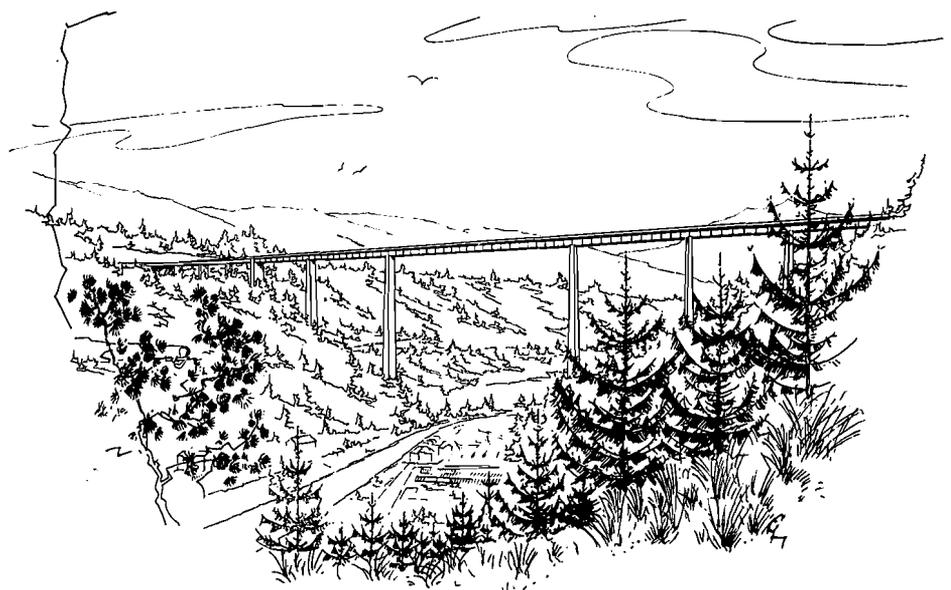


Fig. 17:
Europa bridge,
construction design

reichend bezeichnet werden, um die Sicherheit des Verkehrs zu gewährleisten.

Über die Ausbildung der Brückengeländer laufen derzeit noch aerodynamische Versuche, um eine Form zu finden, die eine größtmögliche Verminderung des Wind-Staudruckes auf die Fahrbahn und den Verkehr gewährleisten soll. Die Windstabilität der Brücke und der Windangriff sowohl auf die fertigen wie auch auf die in Montage begriffene Brücke wurden eingehend im Windkanal untersucht.

Die beiden bis zu 7,70 m hohen Hauptträger mit einem Abstand von 10,0 m sind durch eine untere Stahlplatte und die obere stählerne Fahrbahnplatte zu einem geschlossenen torsionssteifen Kasten vereinigt. Die orthotrope Fahrbahnplatte krägt nach beiden Seiten 6,10 m weit aus. Das Tragwerk läuft über 6 Öffnungen von 81,0+108,0+198,0+108,0+81,0+81,0 m mit einer gesamten Spannweite von 657 m durch. Auf der Patscher Talseite schließt sich an diese Brücke eine Vorlandbrücke in vorgespannter Stahlbetonbauweise mit 4 Öffnungen von 27,0+2×33,0+27,0 m an. Der Trennungspfeiler hat eine Stärke von

7,50 m, so daß die Gesamtlänge der Brücke fast 800 m beträgt.

Derzeit wird der Unterbau der Brücke erstellt. Hierbei ist jeder Pfeiler sowohl wegen der ungewöhnlichen Abmessungen als auch wegen der in einigen Fällen schwierigen Fundierungsverhältnisse ein beachtliches Ingenieurbauwerk. Hierüber soll an anderer Stelle noch eingehend berichtet werden.

Bis jetzt sind die Pfeiler II, IV und V fertiggestellt, während beim Pfeiler I, dessen Gründung die größten Schwierigkeiten unter allen Pfeilern machte, die Fundierung beendet ist. Das Fundament des Pfeilers III ist in Angriff genommen.

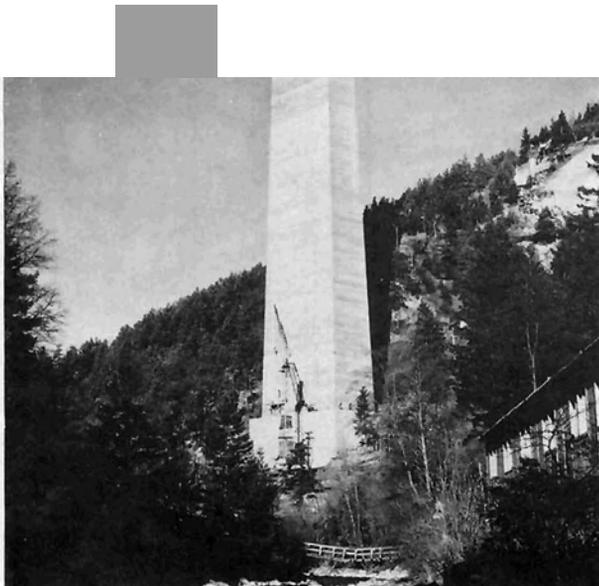
Die Höherer Streckung der Pfeiler ist außerordentlich. Der Pfeiler II weist ein 34 m tiefes Fundament unter einem 147 m hohen Schaft auf – also eine Gesamthöhe von 181 m. Er ist damit der höchste Brückenpfeiler in Europa (Bild 19). Ähnliche Abmessungen wird der Pfeiler III besitzen; aber auch die der anderen Pfeiler sind noch beachtlich:

Pfeiler I hat eine Gesamthöhe von $33+68=101$ m über seiner Fundamentsohle, Pfeiler IV von $31+71,5=102,5$ m, Pfeiler V von $12,5+34,5=47,0$ m.

Die Montage des Stahlüberbaues wird im Herbst 1961, und zwar am oberen Brückenende, begonnen. Sie läuft dort dem Montagebeginn am unteren Brückenende zeitlich vor, weil der Zusammenschluß der Brücke in der Mitte des 198 m langen Hauptfeldes erfolgen muß, dieses Hauptfeld aber näher dem unteren Brückenende liegt.

Die erste Hälfte jedes Endfeldes wird auf Gerüsttürmen aus Stahl aufgelegt werden; die gesamte weitere Montage erfolgt mit Rücksicht auf die großen Höhen, die ein Gerüst von vorneherein ausschließen, im Freivorbau. Die größte Freivorbaulänge wird rund 100 m betragen.

Bild 19:
Höchster Pfeiler der Europabrücke
Fig. 19:
Highest pier of Europa bridge



Schlußbetrachtungen

Wenn im vorstehenden geschildert worden ist, daß der Bau von stählernen Brücken in den letzten Jahren eine stürmische Entwicklung erfahren hat und an Hand von Beispielen ausgeführter Brücken die Anwendung der neuen Bauweisen gezeigt werden konnte, so soll noch erwähnt werden, daß die Entwicklung noch lange nicht beendet ist und daß große Bestrebungen im Gange sind, die Stahlbauweise noch wirtschaftlicher zu gestalten. Insbesondere soll durch Verfeinerung der Berechnungsmethoden – wobei Elektronenrechenmaschinen gute Dienste leisten – sowie durch eine noch bessere Ausnutzung des Materials und Schaffung neuer Werkstoffe eine Verbilligung und damit häufigere Ausführung von Brückenbauten in Stahl erreicht werden.

Dipl.-Ing. Dr. techn. Ludwig F a b e r,
Ministerialrat im Bundesministerium für Handel
und Wiederaufbau, Wien

Stahlbrückenbauwerke der Stadt Wien

Von Sen.-Rat Dipl.-Ing. Maximilian Ellinger, Wien

Bei einer Bodenfläche der Stadt Wien von derzeit rund 41 400 ha stehen über 300 Brücken, Stege und Verkehrsbauten (Unterführungen, Personentunnel) in Verwaltung und Erhaltung der Magistratsabteilung 29 (Brücken- und Wasserbau).

Von diesen 300 Brücken sind die meisten aus Beton oder Stahl, die restlichen Gewölbe aus Stein oder Ziegel und eine geringe Anzahl aus Holz.

Über 50 dieser Objekte wurden während der Kampfhandlungen des zweiten Weltkrieges total zerstört.

Vorerst galt es, die zerstörten Verbindungen behelfsmäßig wieder herzustellen; so wurden meist auf den Trümmern der gesprengten Tragwerke Notstege errichtet. Als zweite Phase des Wiederaufbaues wurden sodann die zerstörten Tragwerke entfernt, vor allem, um in den Gerinnen den Hochwasserabfluß zu ermöglichen. Da die Widerlager der Brücken vielfach unbeschädigt geblieben waren oder nur geringe Zerstörungen aufwiesen, wurden nötigenfalls mit Zwischenstützen aus Holzjochen Behelfstragwerke errichtet.

Einige der zerstörten Donaukanalbrücken wurden provisorisch errichtet, so die Heiligenstädter-Brücke und die Stadion-Brücke. Die Widerlager waren vorhanden, Fachwerke aus Pioniergeräten bildeten die neuen Hauptträger dieser Brücken.

Die alte Schwedenbrücke, ein Zweigelenkbogen, wurde im linken Brückendrittel gesprengt und stürzte an dieser Stelle in den Donaukanal, während sie am rechten Auflagerpunkt hängen blieb. Es wurde im linken Drittelpunkt des Donaukanals ein mehrwandiges Holzjoch errichtet, der verbliebene Teil des ehemaligen Zweigelenkbogens aus dem Wasser gehoben und sodann auf das Holzjoch gelagert, so daß die 4 Hauptträger – früher als Zweigelenkbogen – nun als Balken auf zwei Stützen wirkten; der restliche linke Teil, welcher nicht mehr verwendet werden konnte, wurde durch englische Fachwerkspionierträger ersetzt.

Bei der Aspern-Brücke wurde stromaufwärts eine Behelfsbrücke auf Holzjochen errichtet; hier war der Platz für eine neue Brücke nicht verbaut worden.

Die Rotunden-Brücke wurde in der alten Brückenachse durch ein Tragwerk aus 1,30 m hohen geschweißten Trägern, welche auf Holzjochen gelagert waren, ersetzt.

Dem Neubau einiger bedeutender Brückenbauwerke aus Stahl sind folgende Ausführungen gewidmet:

Die alte Aspern-Brücke bestand aus zwei Gerberträgern, deren eingehängter Mittelteil vollwandige Bogenträger mit Zugbändern waren.

Wegen der großen Erhaltungskosten der provisorisch errichteten Holzbrücke sowohl an den Hauptträgern und an den Pfahljochen sowie am Brückenbelag entschloß sich die Stadt Wien im Jahre 1949 zum Neubau der Aspern-Brücke.

Die früheren, über der Fahrbahn liegenden Bogenträger befriedigten städtebaulich keineswegs, es sollte daher das neue Tragwerk unterhalb der Fahrbahn angeordnet werden. Die Bauhöhe war einerseits wegen der Nivelette der anschließenden Straßenrampen, andererseits wegen der Forderungen der Schifffahrt äußerst gedrückt. Die neue Brücke sollte neben zwei Fahrspuren in jeder Richtung zwei Straßenbahngleise aufnehmen; sie mußte daher für die schwersten Verkehrslasten bemessen werden. Nachdem die alte Brückenachse beibehalten werden konnte, sollte die neue Brücke aus wirtschaftlichen Gründen auf den noch vorhandenen Unterbauten errichtet werden.

Die beiden Landwiderlager wurden seinerzeit in offener Gründung hergestellt und entsprachen auch den bodentechnischen Belangen der neuen Brücke. Die bestehenden Uferpfeiler dagegen wurden damals auf vier Caissons, die relativ seicht liegen, gegründet. Zur Lastverteilung wurde eine Kiesschicht und eine schwache Tonschicht herangezogen. Unterhalb dieser Tonschicht liegt eine mächtige Schwimmsandschicht, die bis zu einer tieferliegenden Tonschicht reicht. Die Bodenverhältnisse sind also ungünstig.

Um über die Tragfähigkeit der Caissons Gewißheit zu erhalten, wurden die Sicherheit gegen Grundbruchbeginn der Tonschicht, die zulässige Fundamentpressung und die Größe der zu erwartenden Setzungen nach den modernsten Erkenntnissen der Bodentechnik untersucht. Für die neue Brücke wurde die erforderliche Sicherheit gegen Grundbruchbeginn mit 1,33 angesetzt, so daß sich für die Uferpfeiler eine zulässige Fundamentpressung von 2,5 kg/cm² (früher 2,3 kg/cm²) ergab.

Auf Grund einer öffentlichen Ausschreibung durch die Brückenbauabteilung wurden von vier Anbotstellern für das Projekt Aspern-Brücke 17 Entwürfe eingereicht, die einer eingehenden Prüfung sowohl in preislicher, technischer, ästhetischer und statischer Hinsicht unterzogen wurden.

Der zur Ausführung gelangende Entwurf sah eine Trägerrostbrücke aus hochwertigem Stahl (St 55 S) vor. Die vier Hauptträger sind mit Zugankern bis in die Fundamente der alten Widerlager (Bild 1) verhängt, wodurch eine Verminderung der Feldmomente der Hauptöffnung erzielt werden konnte. Die Fahrbahntafel wird durch eine Stahlbetonplatte geringer Stärke gebildet, die auf sämtlichen Stahlträgern des

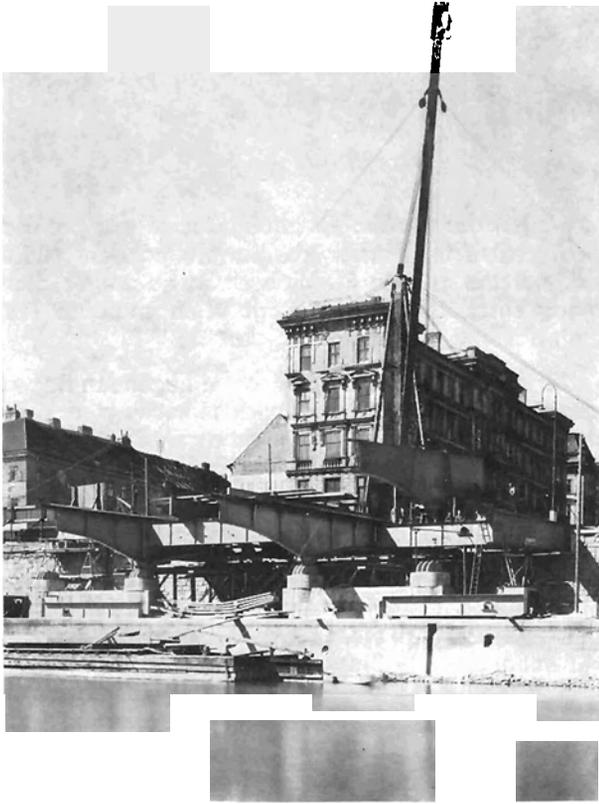


Bild 1:
Aspern-Brücke. Montage der in die Widerlager verhängten Hauptträger

Fig. 1:
Aspern-Bridge. Erection of main girders anchored in the abutment

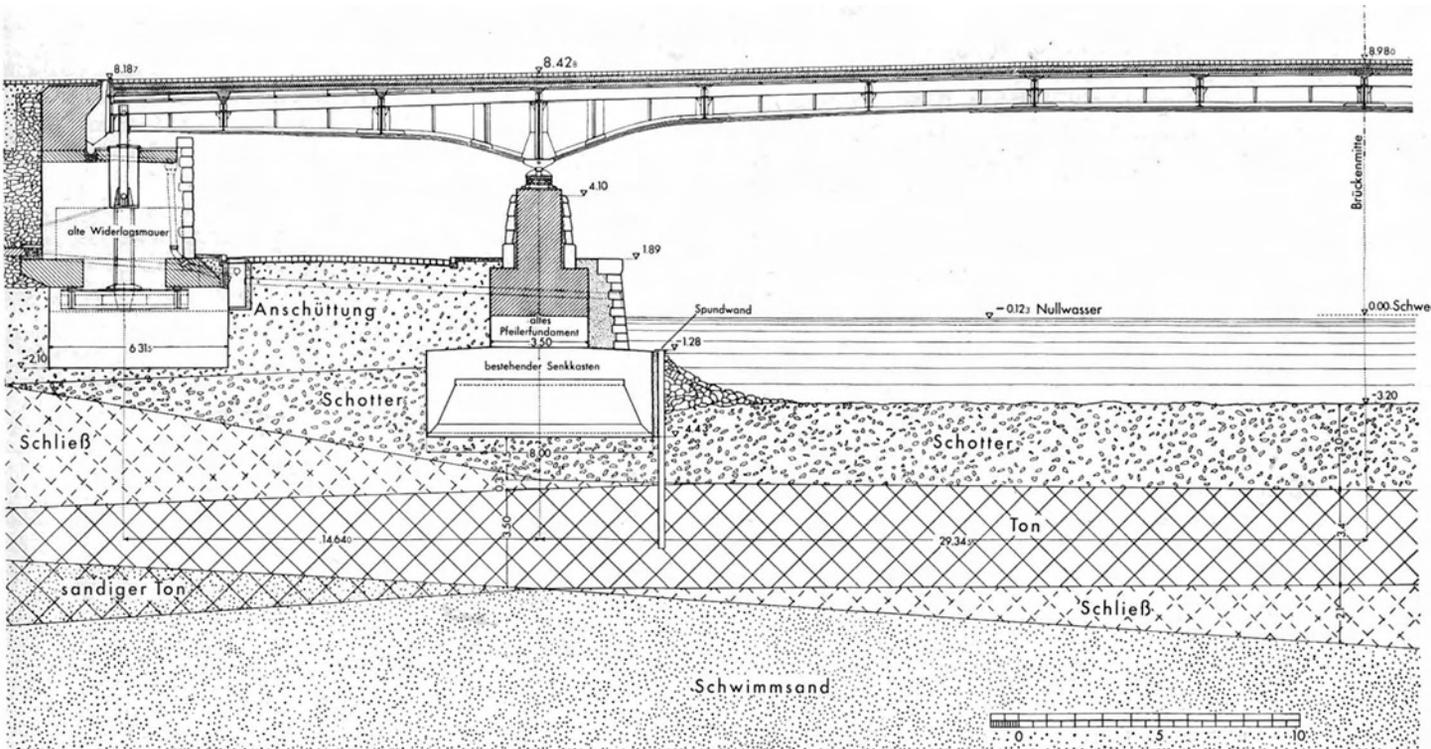
Tragwerkes in voller Gurtbreite aufliegt. Um an Konstruktionshöhe zu sparen, reichen die Obergurte der Hauptträger zum Teil in die Fahrbahnplatte hinein. Die Stahlbetonplatte wird durch Reibungsverbund zum Mittragen herangezogen (Bild 2).

Die Länge der neuen Brücke beträgt 88,97 m, die Hauptstützweite zwischen den Uferpfeilern 58,69 m. Die gesamte Breite ist 27,95 m; hievon entfallen auf die Gleiszone 5,45 m, auf den Insepperron für die Straßenbahnhaltestelle 1,80 m, auf die beiden Seitenfahrbahnen je 6 m und auf die beiden Gehwege je 4,35 m. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt 837 t, das sind 335 kg/m² Brückenfläche.

Die Stahlkonstruktion wurde im freien Vorbau von beiden Ufern aus montiert. Der schwerste Konstruktionsteil hatte ein Gewicht von 14 t, der größte eine Länge von 11 m. Der Zusammenschluß der Hauptträger in Brückenmitte wurde dadurch erleichtert, daß die Trägerhälften durch hydraulische Pressen in den

Bild 2:
Aspern-Brücke, Längsschnitt mit Widerlager

Fig. 2:
Aspern bridge: Longitudinal section with abutment



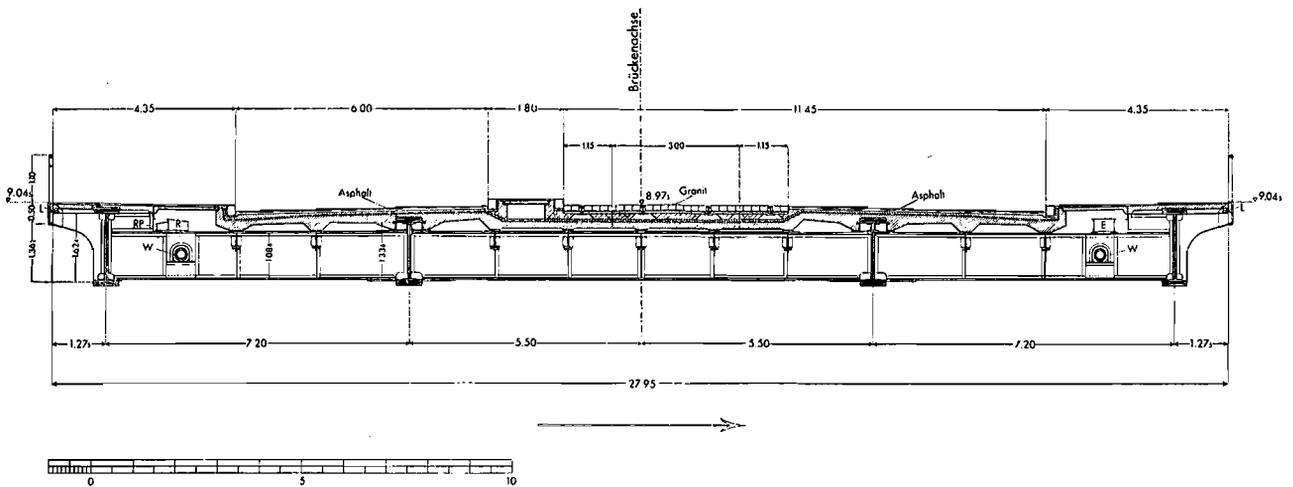


Bild 3:
Aspern-Brücke, Regelquerschnitt

Fig. 3:
Aspern bridge: Standard section

Lagerpunkten nach Bedarf gehoben und in Brückenlängsrichtung verschoben werden konnten. Um ein Aufreißen der Widerlager an der Mauerkrone zu verhindern – zufolge der Ankerkräfte der Hauptträger entstehen ja an der Mauerkrone Zugspannungen – wurde der oberste Mauerteil durch einen starken Stahlbetonbalken zusammengefaßt. Für die Verkleidung des mittleren Teiles der Widerlager konnten die alten grauen Granitquadern wieder verwendet werden, während die vorspringenden Teile an den Enden der Widerlager eine gleichartige Verkleidung aus gelblichem Granit erhielten. Für den anschließenden Teil der Kaimauer wurden die alten Sandsteine nach entsprechender Bearbeitung und Reinigung wieder verwendet.

Mit dem Bau der Brücke wurde im September 1949 begonnen, die Stahlmontage dauerte vom Jänner bis Juli 1951; die Brückeneröffnung erfolgte im Dezember 1951.

Den letzten Kampfhandlungen im April 1945 fiel auch die erst im Jahre 1935 erbaute Rotunden-Brücke, ein Tragwerk aus zwei Bogenträgern und Zugband, zum Opfer; sie wurde gänzlich zerstört und stürzte in den Donaukanal. Vorerst wurde auch hier ein Behelfssteg flußaufwärts errichtet. Schließlich wurden die Brückenreste abgetragen und an ihrer Stelle in gleicher Achse eine Behelfsbrücke auf Holzjochen erbaut. Die Mittelöffnung bestand aus 12 geschweißten Stahlträgern von 26 m Stützweite, die Seitenöffnungen wurden mit Nagelbindern überspannt.

Zur Erlangung baureifer Entwürfe für den Neubau der Rotunden-Brücke wurde eine Ausschreibung, verbunden mit einem Ideenwettbewerb, veranstaltet. Maßgebend für die Planung waren die gestellten Bedingungen, die alten Anlageverhältnisse: 16,00 m Fahrbahnbreite, zwei Gehwege mit je 4,35 m, die Durchfahrtshöhe für die Schiffe im Kanal mit 6,40 m

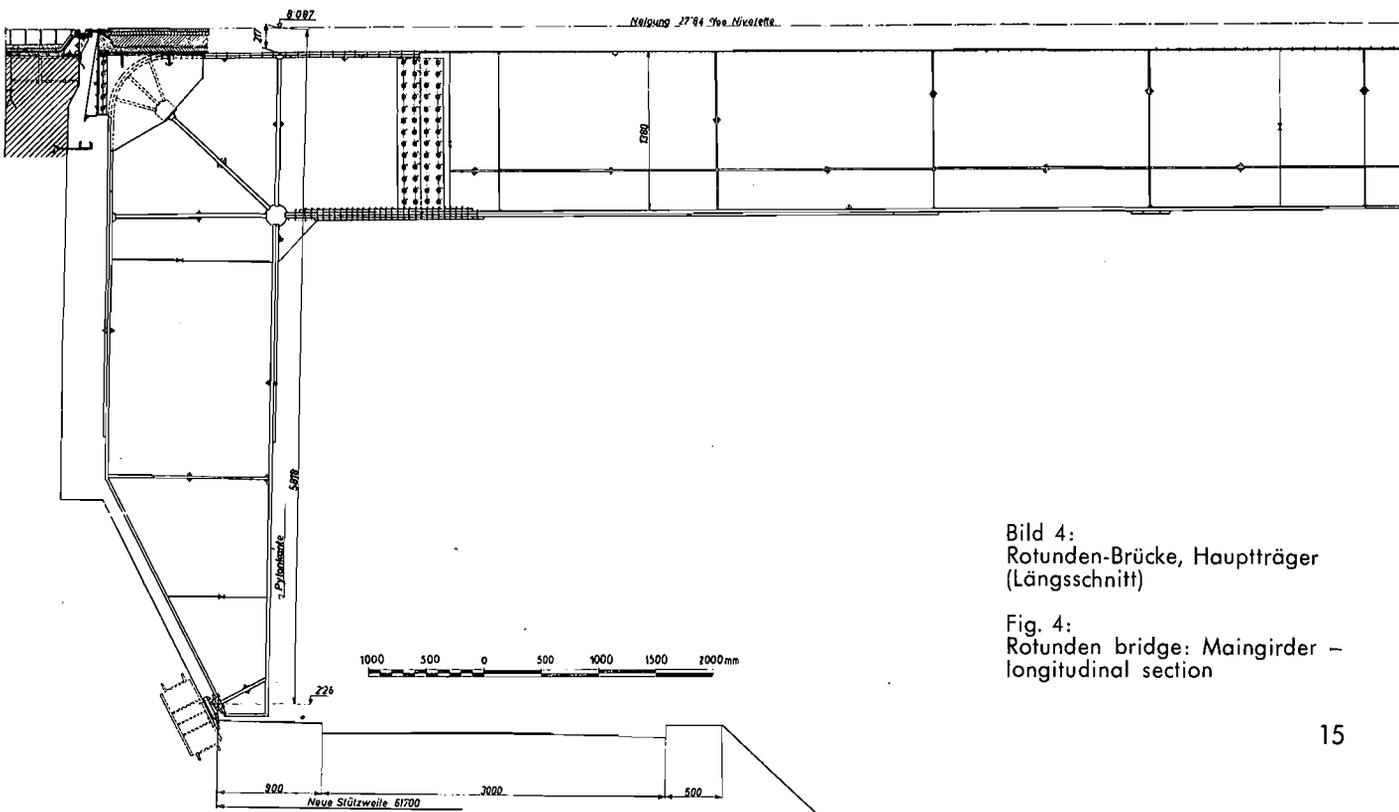


Bild 4:
Rotunden-Brücke, Hauptträger
(Längsschnitt)

Fig. 4:
Rotunden bridge: Main girder –
longitudinal section

eingebaut, welches die Mittelöffnung mit 54 m überspannte. Die beiden Seitenöffnungen wurden von den alten Betontragwerken überbrückt. Der immer stärker werdende Verkehr zwang die Stadtverwaltung, den Neubau der Brücke im Jahre 1958 öffentlich auszu-schreiben.

Als nutzbare Breiten sind für die Fahrbahn 18,00 m (sechs Fahrspuren, davon zwei für die Straßenbahn) und je 4,0 m für die beiderseitigen Gehwege vorge-sehen. Die Brücke überspannt den Donaukanal mit 12,5 m lichter Weite am rechten und 9,5 m lichter Weite am linken Ufer. Die Gesamtlänge der Brücke ist zirka 85 m.

Der Entwurf der ausführenden Stahlbaufirma er-möglichte die Belassung der Notbrücke an ihrer Stelle, während alle anderen Anbote einen Vershub der alten Brücke vorgesehen hatten, um an Stelle des alten Tragwerkes das neue zu errichten.

Das neue Tragwerk (Bild 7 und 8) ist als Trägerrost mit sieben Hauptträgern als Dreifeldbalken mit den Stützweiten 15,20+55,20+11,05 m ausgebildet. Die

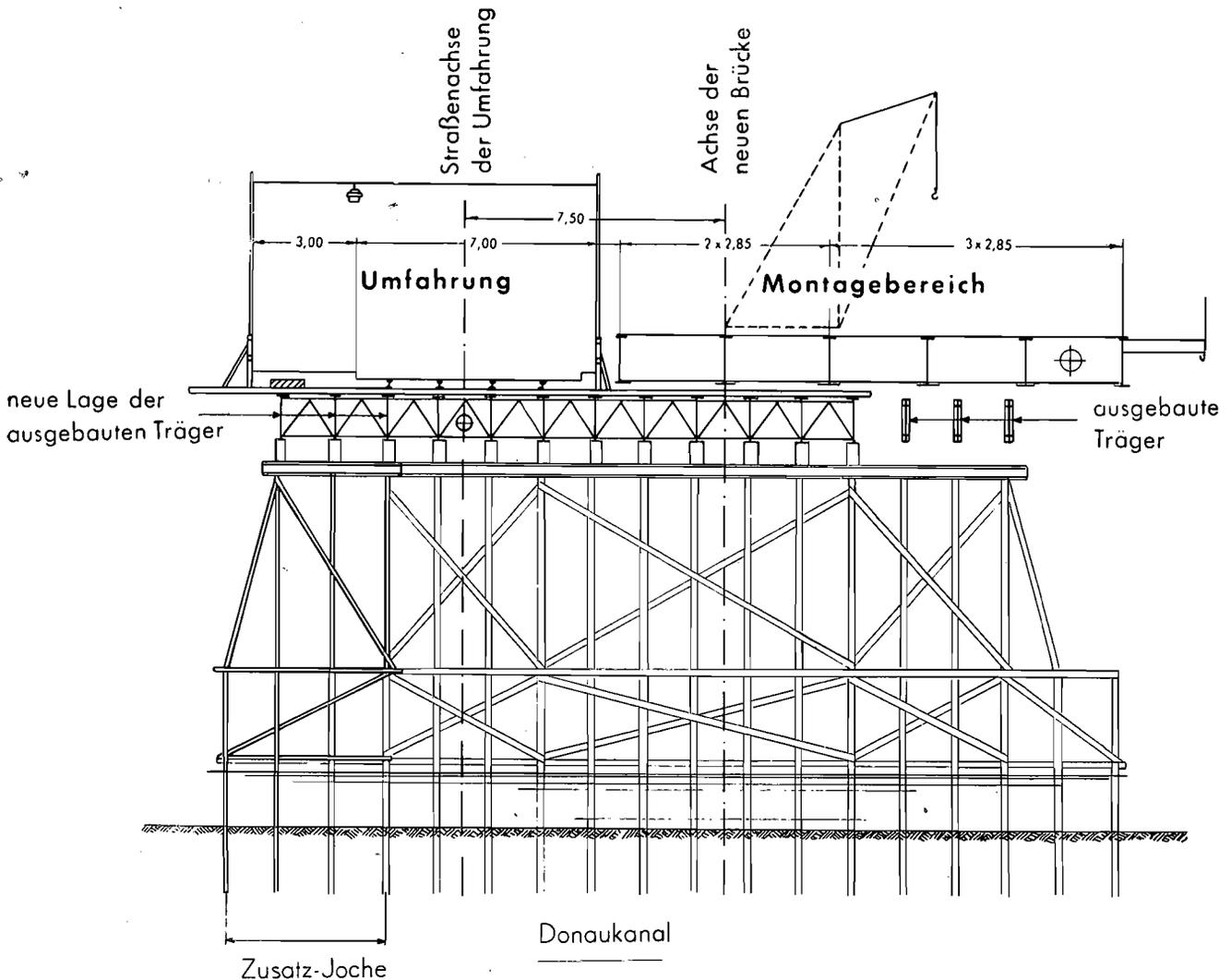
Obergurte der Hauptträger sind zu einer durchlaufen- den orthotropen Stahlfahrbahnplatte geschlossen. Das Tragwerk erhält sieben Querscheiben von 18 m Länge und 14 Gehwegkonsolen von je 4 m Ausladung. An den Konsolenden sind zwei Saumträger von je zirka 85 m Länge angeschlossen. Die orthotrope Platte be- steht aus Platinen zirka 3×7 m mit Querrippen in 2 m und Längsrippen in 0,40 m Abstand. Als Baustahl wurde St 44 T, St 37 T und St 37 S verwendet.

Die so ausgebildete Dreifeldbalkenbrücke ist mit leichten Hauptträgervouten über den Uferpfeilern ausgestattet, auf der Seite des linken Donaukanal- ufers in einem neuen Widerlager mit sieben fest ein- betonierten Stahllankern (Baustahl St 44 S) zur Auf- nahme der negativen Auflagerdrücke gelenkig an jedem Hauptträgerort gelagert sowie über den bei- den Uferpfeilern auf geschweißte Zweirollenlager (Baustahl St 52 T) gestützt und auf der rechten Ufer- seite in sieben Zugsattel (Baustahl St 44 S) einge- hängt. Der Stahlbedarf betrug 560 t, somit 254 kg/m².

Während der Verkehr über die alte Fahrbrücke und den stromabwärts führenden Gehsteg sich abwickelte,

Bild 6:
Rotunden-Brücke, Schema des Montagevorganges
(1. Bauabschnitt)

Fig. 6:
Rotunden bridge: Erection procedure



Die große Schiefe der Brücke (Straßenkorrekturen zugunsten eines flüssigen Verkehrs fordern von den Brückenkonstruktoren vielfach schiefe Brücken), das ungünstige Verhältnis von Stützweite zu Breite, stellte sowohl die Statiker als auch die Konstrukteure vor neue und schwierige Aufgaben, weil bisher noch kein Tragwerk mit derartig ungünstigen Anlageverhältnissen ausgeführt wurde.

Das Tragwerk (Bild 11) besteht aus zwei torsionssteifen Hohlkästen und einem Mittelträger. Eine 25 cm starke Stahlbetonfahrbahnplatte wirkt zur Übertragung der Lasten auf Biegung im Verbund mit dem Stahltragwerk. Für die Aufnahme der Schubkräfte zwischen Stahltragwerk und Stahlbetonfahrbahnplatte sind Schubdübel in entsprechender Anzahl angeordnet. Für die Erfüllung der Kontinuitätsbedingungen in Querrichtung sorgen starke Querverbände, welche auch eine möglichst gleichmäßige Formänderung der Betonplatte in Querrichtung bewirken. Das Tragwerk ist als Einfeldbalken mit einer Stützweite von 45,160 bis 57,432 m ausgebildet. Die Durchbiegung ergibt in der Mitte des ungünstigsten Hauptträgers zirka $\frac{1}{800}$ l. Die Stahlkonstruktion der Hauptträger und die beiden mittleren Querverbände sowie die Endquerverbände bestehen aus hochwertigem Baustahl ALDUR 55 S, die übrigen Querverbände und untergeordneten Konstruktionsteile aus St 37 T. Während die Tragwerksstöße in der Werkstätte geschweißt wurden, sind die Verbindungen auf der Baustelle, für die Stadt Wien erstmalig, durchwegs mit hochfesten Schrauben hergestellt worden. Die Fahrbahnplatte besteht aus hochwertigem Beton B 400, als Armierung wurde Torstahl 40 verwendet.

Die außerordentliche Breite der Brücke, die in schräger Richtung gemessen die Größenordnung der Stützweite erreicht, machte hier eine möglichst korrekte

Lagerung der Brückentafel erforderlich. Das Tragwerk hat nur ein Festlager; die neun beweglichen Lager bestehen aus sechs nach allen Richtungen beweglichen Pendellagern, einem Rollenlager und zwei Zugankern an den Tragwerksspitzen (Bild 12).

Bemerkenswert ist der Montagevorgang: Die einzelnen Trägeteile des östlichen Hauptträgers wurden auf der stadtseitigen Rampe entladen, zusammgebaut, in Richtung der kurzen Tragwerksdiagonale lanciert, in Fahrbahnachse ausgeschwenkt und sodann bis in die endgültige Lage verschoben (Bild 13). Das Gewicht dieses Hauptträgers beträgt bei einer Länge von 54,69 m rund 125 t. In ähnlicher Weise wurde hierauf der zweite westliche Hauptträger montiert.

Mit den Arbeiten an den Widerlagern wurde im Februar 1960, mit der Stahlmontage im Jänner 1961 begonnen; die Fertigstellung der Brücke erfolgte im Sommer 1961.

Der vorliegende Bericht erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit, doch sollten hier nur die technisch bemerkenswertesten Stahlbrückenbauten der Nachkriegszeit geschildert werden.

Wir Ingenieure leben jetzt in einem „goldenen Zeitalter des Brückenbaues“. Voll Stolz können wir Techniker auf das bisher Geleistete blicken; wo immer es möglich war, wurde die Gelegenheit benützt, die alten Tragwerke durch schönere zu ersetzen und so auch in ästhetischer Hinsicht das Stadtbild zu verbessern. Durch Anwendung moderner Berechnungsmethoden, hochwertiger Stähle, neuer Konstruktionsarten und Verbindungsmittel ist es den Stahlbauern gelungen, die Brücken immer schöner zu gestalten und zugleich trotz größerer Tragfähigkeit das Stahlgewicht zu verringern.

Viel ist seit dem Kriegsende im Sektor Brückenbau der Stadt Wien geleistet worden; mit Ausnahme eines



Bild 10:
Straßenbrücke im Zuge der Prager Straße bei Strebersdorf

Fig. 10:
Picture of Prager road bridge



Bild 13:
Prager Straße-Brücke, Montagevorgang

Fig. 13:
Prager road bridge: Launching of the east box type girder

Fußgängersteiges werden bis Ende 1961 alle Kriegsschäden beseitigt und die zerstörten Brücken durch moderne leistungsfähige Tragwerke ersetzt sein. Aber mit der Erneuerung der zerstörten Tragwerke sind die Aufgaben bei weitem nicht erschöpft. Die zuneh-

mende Motorisierung fordert immer breitere Straßen, vielfach auch neue Straßenzüge, um den Anforderungen des Verkehrs zu entsprechen. So werden von der Stadt Wien zwei neue große Brückenbauten geplant, die zu einer wesentlichen Entlastung des innerstädtischen Verkehrs führen sollen:

Die alte Nordwestbahn-Brücke über die Donau, von der Bundesbahn nicht mehr benötigt, soll von der Stadt Wien als Dritte Donaubrücke (neben der Floridsdorfer-Brücke und der Reichsbrücke) zu einer modernen vierspurigen Straßenbrücke umgebaut werden. Die Pfeiler bleiben erhalten, während die Tragwerke zur Gänze erneuert werden müssen. Die Verwendung der bestehenden Pfeiler bedeutet, wenn auch gewisse Instandsetzungsarbeiten erforderlich sind, wesentliche Einsparungen für die Gründung und eine kürzere Bauzeit.

Ein weiterer Großbrückenbau wird die Verlängerung der Gürtelstraße vom Liechtenwerderplatz über die Geleise der Franz-Josefs-Bahn und der Stadtbahn (Richtung Heiligenstadt), der Heiligenstädter Lände, Donaukanal, Brigittenauer Lände sein; die Trasse mündet zuletzt in die Adalbert Stifter-Straße; diese Brücke wird eine direkte Verbindung der Floridsdorfer-Brücke mit dem Gürtel darstellen.

Abschließend soll eine Übersicht der Stahlbrücken über den Donaukanal in Wien die Entwicklung des Stahlbrückenbaues in den letzten Jahrzehnten sinnvoll darstellen (Tabelle).

Tabelle der Stahlbrücken über den Donaukanal

Brücken	Erbauungsjahr	Art des Tragwerkes	Gesamtes Stützgewicht in t	Baustoff	Tragwerks-		Fläche m ²	Stahlgewicht je m ²	Schwerstes Fahrzeug	Anmerkung
					Länge m	Breite m				
Heiligenstädter Brücke	1883 - 1884	2 Halbparabelfachwerkssträger	365	Schweißeisen	61,00	16,00	985	370	18	Fahrbahn unten
Salztorbrücke	1884 - 1886	4 Ritterhauptträger	384	Schmiedeeisen	30,00	19,00	1710	575	6	Fahrbahn oben
Franzensbrücke	1898 - 1899	3 Fachwerksdreiecklenkbogen	620	Flusseisen	52,00	24,00	1270	455	40	Fahrbahn oben
Mariäbrücke	1905 - 1907	5 vollwandige Zweiecklenkbogen	638	Martinflüsseisen	78,30	19,00	1430	430	28	Fahrbahn oben
Schwedenbrücke	1910 - 1911	5 Zweiecklenkbogen mit Zugband	1170	Martinflüsseisen	79,00	24,00	1900	615	32	Fahrbahn oben
Aspernbrücke	1913 - 1919	2 Berberträger, hiervon Mittelteil als vollwandiger Bogenträger m. Zugband	1178	Martinflüsseisen	88,00	27,90	2460	480	25	Fahrbahn unten
Friedensbrücke	1924 - 1926	18 Berber-vollwand-träger	350	St 37	83,20	23,20	1930	490	28	Fahrbahn oben
Bugartenbrücke	1929 - 1931	7 Vollwandhauptträger im Widerlager verhängt	845	St 44	78,00	25,50	2000	420	41	Fahrbahn oben
Rotundenbrücke	1934 - 1935	2 Bogenvollwandträger mit Zugband	636	St 44	67,00	27,70	1850	345	32	Fahrbahn unten
Stadionbrücke	1936 - 1937	2 Bogenvollwandträger mit Zugband	498	St 44	56,00	23,80	1340	370	32	Fahrbahn unten
Franzensbrücke	1947 - 1948	3 Vollwandzweiecklenkbogen	513	St 52	56,00	24,10	1350	300	20	Fahrbahn oben
Aspernbrücke	1949 - 1951	4 Vollwandhauptträger	837	St 55Z, 44S, 37	89,00	28,00	2500	335	20	Trägerrost mit Betonverbundplatte Fahrbahn oben
Rotundenbrücke	1953 - 1955	3 rahmenartige Hauptträger	575	St 52Z, 37Z, 37H	64,00	24,70	1880	365	20	Trägerrost mit Stahlträgerplatte Fahrbahn oben
Stadionbrücke	1959 - 1961	7 Hauptträger	560	St 44Z, 37Z, 37S	85,00	28,00	2310	254	20	Trägerrost mit Stahlträgerplatte Fahrbahn oben

Sen.-Rat Dipl.-Ing. Maximilian Elling e
Magistrat der Stadt Wien, Abteilung für
Brücken- und Wasserbau

Brückenbauten im Zuge von Straßen und Wegen im Stadtgebiet von Linz

Von Stadtbaudirektor Dipl.-Ing. Werner Sarlay, Linz

Die Lage von Linz

Die nördliche Hälfte des Linzer Siedlungsgebietes wird von den aus etwa siebenhundert Meter sanft abfallenden Hängen des böhmischen Urgesteinmassivs, Mühlviertler Berge genannt, umrahmt. Ausläufer des Massivs sind, von Linzer Sanden und Löß überdeckt, auch noch südlich der Donau zu finden. Der durch diese Umrahmung gebildete Kessel ist nach Süden weit offen und gibt dem Besucher den Blick in das Alpenvorland und die dahinter liegende Alpenkette frei. Die Donau tritt in einem tief in das Urgesteinmassiv eingeschnittenen Tal in das Stadtgebiet ein und durchströmt dasselbe in eine nördliche und südliche Hälfte teilend in einem großen Bogen. Während die Niederungen des Alpenvorlandes schon vor Jahrtausenden günstige Gelegenheit zur Anlage von Handels- und Heerstraßen boten, mußten die nordsüdlich gerichteten Wege entlang der tief eingeschnittenen Täler und über hohe Pässe der Alpen und des böhmischen Massivs nicht selten unter schwierigen technischen Verhältnissen angelegt werden. In den Linzer Raum münden eine Reihe solcher nordsüdlich gerichteter Wege, die sich hier mit den alten westöstlich gerichteten Straßen in den Niederungen des Alpenvorlandes treffen. Der Verkehr auf diesen Straßen zusammen mit dem Schiffsverkehr auf der Donau, werden als die siedlungsbildenden Kräfte im Linzer Raum angesehen. Die Wichtigkeit dieser Verkehrswege findet durch die Anlage von Brückenbauten schon im Mittelalter ihre Bestätigung.

Die kaiserliche Statthalterschaft zu Wien berichtet am Montag vor Sebastian des Jahres 1497 dem Kaiser Maximilian I.: „Es wären die von Linz gekommen und hätten vorgestellt es sey für das ganze Land, für Handel und Gewerbe nirgend nützlicher eine Brücke zu bauen als zu Linz.“

Bild 1:
Stadtbild von Linz 1565, Holzbrücke auf 21 Jochen

Fig. 1:
View of city of Linz 1565, wooden bridge 21 bays



Die Donaubrücke zu Linz

Schon am dritten März des gleichen Jahres gibt Maximilian dem Bürgermeister, Richter und Rat der Stadt Linz die Erlaubnis, an einer von ihm gewählten Stelle eine Jochbrücke über die Donau zu schlagen. Diese erste Brücke war ein Holzsteg auf einundzwanzig Jochen, der dauernd gegen die zerstörenden Angriffe des wilden, ungebändigten Donaustromes verteidigt werden mußte. Allein in den Jahren 1740–1760 sind zweiundzwanzig Brückenbeschädigungen aufgezeichnet worden, darunter mehrere Zerstörungen ohne Überreste. Nach solchen Zerstörungen wurde die Brücke jedoch immer wieder stärker und technisch vollendeter und mit einer geringeren Zahl von Jochen aufgebaut. Die letzte Holzbrücke wurde nach völliger Zerstörung ihrer Vorgängerin durch einen Eisstoß im Jahre 1830 auf nur dreizehn Jochen errichtet.

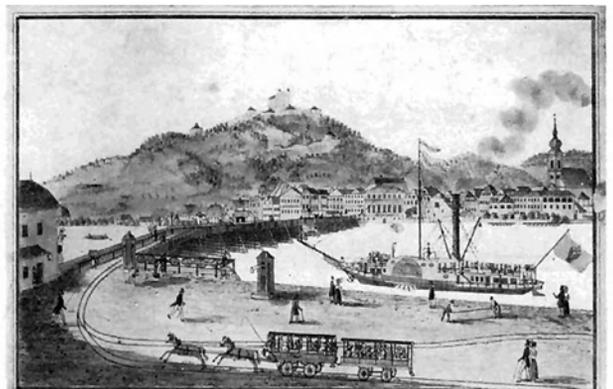


Bild 2:
Blick auf Linz-Urfahr 1837, Holzbrücke auf 13 Jochen

Fig. 2:
View of city of Linz-Urfahr 1837, wooden bridge 13 bays

Ihre Tragfähigkeit war schon so gesteigert worden, daß sie auch die Gleise der ersten Kontinentaleisenbahn Europas, der Pferdebahn Gmunden–Linz–Budweis, aufnehmen konnte. Beim Manövrieren eines mit viertausend Zentner Weizen beladenen Schleppschiffes wurden im Jahre 1868 zwei Brückenpfeiler gänzlich zerstört. Der Schiffs- und Straßenverkehr war schon geraume Zeit vorher durch das geringe Lichtraumprofil und die zu geringe Tragfähigkeit der Brücke außerordentlich erschwert worden und es wurde daher der Entschluß gefaßt, eine den damaligen Anforderungen entsprechende stabilere Brücke zu bauen. Den Auftrag erhielten die Firmen Schneider

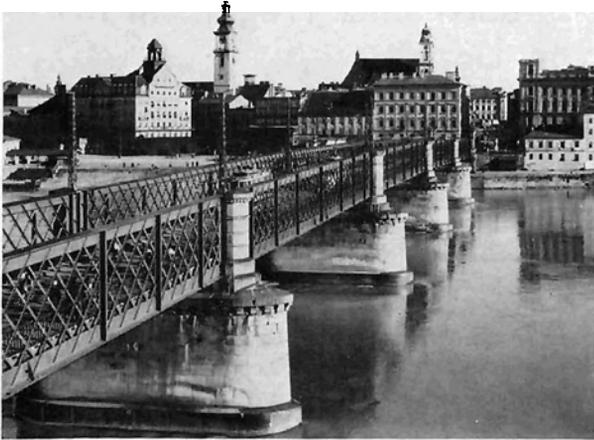


Bild 3:
Stadtansicht Linz, Stahlbrücke, 1872 fertiggestellt

Fig. 3:
View of city of Linz, steel bridge, completed 1872

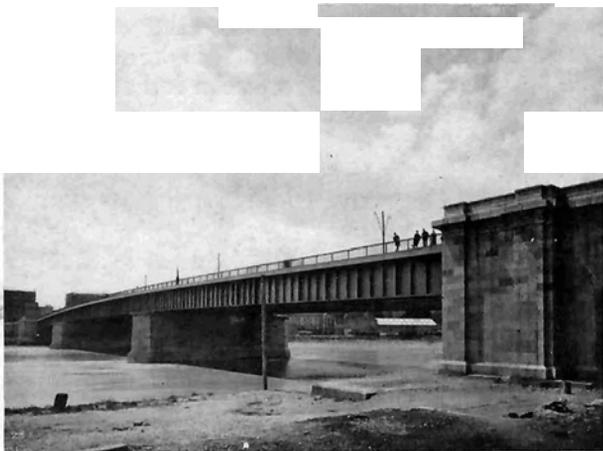


Bild 4:
Nibelungenbrücke

Fig. 4:
„Nibelungen“ bridge

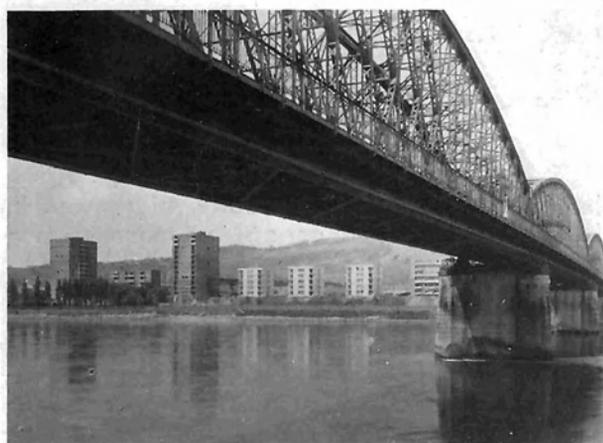


Bild 5:
Donaubrücke Mühlkreisbahn

Fig. 5:
Bridge across the river Danube, Mühlkreisbahn

& Co. aus Frankreich und Anton Kastor, welche nach zweijähriger Bauzeit die neue Brücke im Jahre 1872 fertigstellten. Der Überbau dieser Brücke, eine Gitterträgerkonstruktion, ruhte auf vier Strompfeilern und zwei Widerlagern. Die Stützweite der fünf Brückenfelder betrug 58 m, die lichte Höhe 5,18 m über höchstem schiffbaren Wasserstand. Zwischen den Hauptträgern stand eine Breite von neun Metern zur Verfügung, welche in eine 5,50 m breite Fahrbahn und je zwei Bürgersteige mit einer Breite von 1,75 m aufgeteilt wurde. Auf die ohnedies in ihrer Breite beschränkten Fahrbahn wurden im Jahre 1880 auch die beiden Straßenbahngleise verlegt, so daß die Brücke keineswegs mehr den inzwischen gestiegenen Verkehrsanforderungen gerecht werden konnte. Zum Bau einer neuen Donaubrücke, der sogenannten Nibelungenbrücke kam es jedoch erst 1938. Die Forderung der Schifffahrt nach einer Durchfahrts Höhe von 6,94 m über höchstem schiffbaren Wasserstand, der Wunsch verschiedener Straßenbenutzer nach einer nicht durch Tragkonstruktionen gehinderten Sicht von der Brücke aus und die städtebauliche Situation – die Brückenbaustelle ist die einzige Stelle des Stromes im Linzer Bereich, an die an beide Ufer die mittelalterliche städtische Verbauung herandrängt – stellte die Brückenbauer vor eine schwierige Aufgabe. Die schließlich gewählte konstruktive Lösung wurde den technischen Anforderungen der Schifffahrt und des Straßenverkehrs voll gerecht. Den Städtebauern aber stand eine schwer zu bewältigende Brückenkopfverbauungsaufgabe bevor. Der Materialaufwand für die aus sieben Hauptträgern bestehende Tragkonstruktion war bei der geringen zur Verfügung stehenden Bauhöhe und den großen vorgesehenen Sonderlasten (außer der Brückensklasse Ia wurde noch ein Einzelfahrzeug von 85 Tonnen Gewicht berücksichtigt) außerordentlich hoch. Die sieben Hauptträger des Trägerrostes wurden im Abstand von fünf Meter durch Querträger verbunden und Buckelbleche aufgeschweißt, auf denen eine Betonplatte mit Hilfe von aufgeschweißten Bügeln verankert wurde. Eine Binderschicht und eine darüberliegende Gußasphaltschicht sollte ähnlich wie bei einigen amerikanischen und deutschen Großbrückenbauten der Zwischenkriegszeit gleichzeitig als Isolierung und Fahrbahnverschleißschicht wirken. Diese Konstruktionsart hat sich hier nicht besonders bewährt. In der Nachkriegszeit wurde die Binderschicht durch eine Bleisolation mit einer darüberliegenden Mörtelschutzschicht ersetzt. Die Brücke besitzt eine Gesamtbreite von 28,90 m, je zwei 3,50 m breite Bürgersteige und je zwei 1,50 m breite Radfahrstreifen, so daß 18,90 m für die eigentliche Fahrbahn verbleiben.

Ebelsberger Traun-Brücke

Im gleichen Jahr 1497 genehmigte Maximilian auch die Errichtung einer Brücke über die Traun, die den damals selbständigen Markt Ebelsberg und die Ortschaft Kleinmünchen im Zuge der westöstlich in den Niederungen verlaufenden Handelsstraße verbindet. Die Brücke wurde ebenfalls ganz aus Holz hergestellt

und mehrmals durch Feind- und Feuereinwirkung zerstört.

Seit dem Jahr 1899, als eine Hochwasserkatastrophe die in ihrer Breite und Tragfähigkeit beschränkte Brücke stark beschädigte, plante man die alte Holzbrücke durch eine Steinbrücke zu ersetzen. Zu einem Neubau kam es jedoch erst im Jahre 1927. Als wirtschaftlichste Lösung wurde dem damaligen Stand der Brückenbautechnik entsprechend für die Seitenöffnungen statisch bestimmte Plattenbalkenkonstruktionen mit Krag- und Einhängerträgern und für die 44 m lange Mittelöffnung eine stählerne Fachwerkkonstruktion gewählt. Vier von den acht Pfeilern wurden mit Hilfe von Senkkastengründungen, drei mit Hilfe von eingerammten Betonpfählen gegründet. Die Tragfähigkeit der Brücke wird mit 18 t angegeben. Die Fahrbahnbreite beträgt 7,50 m, außerdem sind je zwei Bürgersteige mit 1,50 m Breite vorhanden. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt 161 m, die Stützweite der einzelnen Felder 21,75 m + 23,60 m + 21,70 m + 44,00 m + 16,60 m + 16,70 m.

Neben diesen beiden großen Brückenbauwerken gab es im Stadtgebiet bis zur Mitte des vorigen Jahrhunderts im Zuge von Straßen und Wegen etwa siebenzig kleinere Brücken und Durchlässe. Gewaltigen Auftrieb erhielt der Brückenbau im Linzer Stadtgebiet durch den in der Mitte des vorigen Jahrhunderts einsetzenden Eisenbahnbau. Eine doppelgleisige Brücke über die Traun und den Mühlbach, eine Donaubrücke im Zuge der Mühlkreisbahn und eine Donaubrücke im Zuge der Eisenbahnlinie Linz–Budweis, entstanden neben einer Reihe kleinerer Brückenbauwerke.

Für den Straßenverkehr wurde im beschränkten Umfang auch die erwähnte Brücke im Zuge der Mühlviertler Bahn eingerichtet. Diese Fachwerkträgerbrücke ruht auf sechs Pfeilern und zwei Widerlagern. Die lichten Weiten der einzelnen Felder betragen 35 m + 35 m + 35 m + 81,40 m + 81,40 m + 81,40 m + 25,30 m. Die Tragfähigkeit der Brücke ist für Fahrzeuge bis zu zwölf Tonnen Gewicht beschränkt. Auch die zur Verfügung stehende Fahrbahnbreite von 5,50 m entspricht nicht den Anforderungen einer zweispurigen Straßenbrücke. Die Brücke wurde im Jahre 1900 dem Verkehr übergeben. Die zweite oben genannte Eisenbahnbrücke über die Donau, die sogenannte Steyregger-Brücke, trägt einen Fahrstreifen für Radfahrer und Fußgeher.

Die Westbahn, bei der im Linzer Stadtgebiet zunächst die vorhandenen Straßenkreuzungen niveaugleich ausgestaltet worden waren, bot im Laufe der Jahrzehnte mehrfach Gelegenheit zum Bau niveaufreier Kreuzungen, wobei dem damaligen Stand des Brückenbaues entsprechend in erster Linie Walz- oder Blechträgerkonstruktionen als Tragwerke Verwendung fanden. Lediglich die Unterführung im Zuge der Wiener Reichsstraße ist eine Eisenbetonkonstruktion. Im Verlauf des Ausbaues unserer Linzer Industrie kam es in den letzten Jahrzehnten im Zuge von Bediengungs- und Schlepplgleisen zum Bau einer Reihe von Straßenunter- und -überführungen.

Neuen Auftrieb erhielt der Straßenbau, insbesondere aber auch der Brückenbau, durch die in den

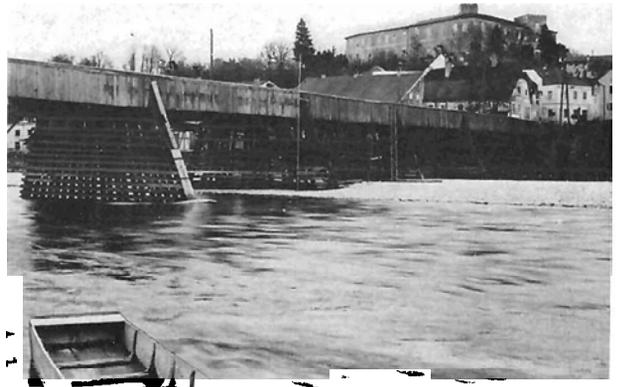


Bild 6:
Ebelsberger Traunbrücke, Holz
Fig. 6:
Wooden bridge across the river Traun, Ebelsberg



Bild 7:
Ebelsberger Traunbrücke, Stahl
Fig. 7:
Steel bridge across the river Traun, Ebelsberg



Bild 8:
Unterführung Westbahn
Fig. 8:
Underpass "West Railroad Line"

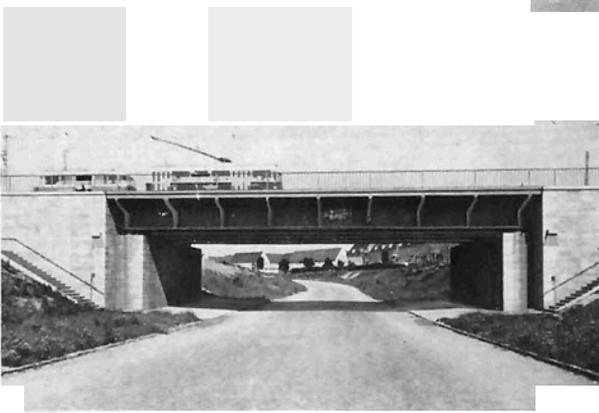


Bild 9: Muldenstraßenbrücke
Fig. 9: Muldenstreet bridge

letzten dreißig Jahren spürbar einsetzende Motorisierung. Nach Abschluß des Krieges, während desselben diese Entwicklung eine Unterbrechung erfahren hatte, stellt die stürmisch verlaufende Motorisierung die Stadt bezüglich des Straßenverkehrs vor neue Probleme. Die Zahl der gemeldeten Kraftfahrzeuge einschließlich Mopeds stieg bis April 1961 auf etwa vierzigtausend, so daß auf je fünf Linzer ein Kraftfahrzeug entfällt. Da in den umliegenden Bezirks-

Bild 10: Generalverkehrsplan
Fig. 10: General traffic plan



hauptmannschaften Linz-Land und Urfahr-Land sich die Kraftfahrzeugzahl je Einwohner noch höher stellt, konnte man dem entstandenen Verkehrsvolumen nur durch außerordentliche Maßnahmen begegnen. Nachdem in den Jahren 1955 bis 1957 eingehende Untersuchungen über die Auswirkungen der Motorisierung auf den Linzer Straßenverkehr angestellt worden waren, beschloß der Gemeinderat besondere Straßenbaumaßnahmen auf Grund eines von der Bauverwaltung der Stadt ausgearbeiteten Generalverkehrsplanes. Diese Maßnahmen sehen eine Verlängerung des von der Autobahn Wien-Salzburg abzweigenden Autobahnzubringers bis in das Weichbild der Stadt und weiter durch das ganze östlich gelegene Industrie- und Hafengebiet und über eine anschließende Donaubrücke bis zu den nördlich der Donau gelegenen Hauptverkehrsstraßen vor. Außerdem wird auch das Straßennetz der westlichen Innenstadt durch einen als Autobahn ausgebildeten Zweig und weiterhin eine vierspurige als Vorrangstraße ausgebildete Westumfahrung günstig angeschlossen. Ein 285 m langer Tunnel, der Römerbergtunnel, gestattet den Anschluß dieser Westumfahrung an die Donaulände, so daß die Erreichung der Nibelungenbrücke ohne Durchfahrt der durch Engstellen in ihrer Leistungsfähigkeit beschnittenen Straßen der Innenstadt möglich wird. Außerdem ist der Ausbau einer Reihe teilweise vorhandener Straßenzüge besonders in nordsüdlicher Richtung vorgesehen. Die vorhandenen Verkehrsbarrieren Donau, Westbahn und Traun machen an den Schnittpunkten mit den neuen Verkehrswegen ebenso wie die niveaufreien Kreuzungen vorhandener Hauptverkehrsstraßen eine Reihe von Brückenbauten erforderlich, von denen die größeren, bereits fertiggestellten oder in Projektierung befindlichen, besprochen werden sollen.

Westbrücke

Neben einer Reihe von Verbesserungen vorhandener Hauptverkehrsstraßen wurde zunächst der Ausbau der Westumfahrung in Angriff genommen, in deren Zug die Westbrücke neun Geleise der Westbahn und eine der wichtigsten westlichen Einfallstraßen, die Unionstraße, überbrückt. Die Brücke, die auch die Aufgabe hat, die nördlich und südlich der umfangreichen Westbahnanlage gelegenen Stadtteile auf kürzestem Weg zu verbinden, hat zwischen den Widerlagerfluchten eine Länge von 108 m. Die Linienführung der zu überführenden Straße trägt den städtebaulichen Forderungen, das Verbindende zwischen den beiden Stadtteilen durch Anpassung an das Gelände besonders herauszustellen, durch einen nach Westen konvexen Bogen mit einem Radius von 1000 m und höhenmäßig durch eine Kuppenausrundung mit einem Radius von 5000 m Rechnung. Der Bogenscheitel der Kuppenausrundung befindet sich in Brückenmitte. Die für dieses Bauwerk gewählte Verbundkonstruktion gestattet wegen der Einfachheit und Schnelligkeit des Montagevorganges geringste Behinderung des Betriebes der Österreichischen Bundesbahnen. Die Brücke erhielt neben einem außen liegenden 2,60 m breiten Gehweg zwei durch einen 1,50 m breiten Mittelstreifen getrennte, gestaffelte Richtungsfahr-

bahnen von je 7,50 m Breite. Die Gesamtbreite zwischen den äußeren Brückenrändern beträgt 22,20 m. Die Durchfahrthöhe beträgt 6,20 m zwischen Schienoberkante und Konstruktionsunterkante und trägt dem bereits seit Jahren vorhandenen elektrischen Betrieb der Bundesbahnen Rechnung. Die Tragfähigkeit der Brücke entspricht den Anforderungen der Brückenkategorie I, Önorm B 4200. Die Feldeinteilung von 28,10 m + 35,10 m + 46,20 m ist zwangsläufig durch vorhandene Gleisanlagen und Baulichkeiten bedingt. Die Gründung der Pfeiler und Widerlager erfolgte mit Rücksicht auf ungünstige geologische Verhältnisse mit Hilfe von 16 m langen Franki-Pfählen, wobei die Fußzwiebeln der Pfähle besonders kräftig ausgebildet wurden, um die Überleitung der Lasten in tiefere Schichten besonders zu begünstigen. Die als durchlaufender Trägerrost ausgebildete fast zur Gänze aus St 52 T hergestellte Stahlkonstruktion weist fünf Hauptträger auf, die jeweils in Feldmitte durch lastverteilende Querträger verbunden sind. Die Baustellenstöße wurden mit Hilfe von H-V-Schrauben verschraubt. Besonders kräftig ausgebildete Stützquerträger übertragen die Stützlasten auf zwei Pendelstützpaare. Auf dem nördlichen Widerlager werden die Auflagerkräfte durch fünf bewegliche, auf dem südlichen Widerlager durch fünf feste Lager auf die Widerlagerbänke übertragen. Die gewählte Bauhöhe von 2,20 m ist bezogen auf das lange Endfeld als verhältnismäßig klein anzusehen.

Die Fahrbahnplatte der Westbrücke wirkt einerseits als quergespannte Platte zwischen den stählernen Hauptträgern, andererseits in der Längsrichtung als deren obere Gurtung. Analog zu diesen beiden Tragwirkungen ist sie einmal in der Querrichtung, zum anderen in der Längsrichtung, im Bereich der negativen Stützmomente zur Aufnahme der Zugspannungen vorgespannt.

Die Vorspannung erfolgte in beiden Richtungen mit Sigma-Stahl St 80/105 ϕ 26 nach dem Verfahren Dyckerhoff & Widmann. Die Platte, die auf den Stahlträgern aufgestellt ist, weist eine mittlere Stärke von 22 cm auf. An den Brückenenden wurde sie auf eine Länge von zirka 3 m verstärkt. Die Betongüte ist B 450.

In der Querrichtung sind die Eisen im mittleren Abstand von fünfzig Zentimeter verlegt, wobei man durch eine Aufteilung in drei getrennt zu spannende Eisen eine schöne Anpassung an die Momentlinie der über fünf Träger durchlaufenden Platte und an die Querneigung der zwei Fahrbahnen breiten Brücke erzielen konnte.

In der Längsrichtung wurden die Vorspanneisen als gerade Stangen nur im Bereich der Stützen des Haupttragwerkes angeordnet. Sie liegen dort in Abständen zwischen 14 und 25 cm und überbrücken die im Beton auftretenden Längszugspannungen.

Während in den Feldbereichen die Fahrbahnplatte unmittelbar auf den Obergurten der Hauptträger liegt, wurde sie in den Stützbereichen auf Hilfsblättern betoniert, welche zuerst nur unmittelbar über der Stütze mit dem Hauptträgergrundquerschnitt verschweißt waren, so daß sie beim Vorspannen der



Bild 11:
Westbrücke, Gesamtübersicht, 1961

Fig. 11:
West bridge, total view 1961

Platte gleiten konnten. Auch nach dem Vorspannen wurden diese Hilfsblättern noch nicht sofort mit den Hauptträger-Obergurten verschweißt, sondern einige Monate abgewartet; um die Kriech- und Schwindbewegungen möglichst lange ungehindert zu lassen. Die gesamte Fahrbahn erhielt eine Quervorspannung, wodurch auf eine Isolierung verzichtet werden konnte.

Nach Fertigstellung der Brücke wurden die Endlager angehoben, um der Fahrbahnplatte eine zusätzliche Vorspannung zu geben, um insbesondere die Betonzugspannungen an den Grenzen der normalen Verbundbereiche abzumindern. Der gewählte Vorspannvorgang, also das direkte Vorspannen der Stützbereiche, ergänzt durch das erwähnte Endlageranheben, bietet gegenüber der sonst üblichen gleitenden Lagerung der Verbundplatte in den Stützbereichen den Vorteil einer ungestört über die ganze Brückenlänge durchlaufenden Fahrbahn. Außerdem ist das dabei erzielte Stahlgewicht von 0,120 t/m² für Tragwerke, Pendelstützen, Lager- und Fahrbahnübergänge, bzw. 0,134 t/m² einschließlich Entwässerung, Fahrleitungsschutz, Geländer und Laufstege bemerkenswert.

Bild 12:
Westbrücke im Bau

Fig. 12:
West bridge under construction



kenswert niedrig. Die verwendeten Stahlsorten waren St 52 T für die Tragkonstruktion, St 44 T für die Verbände, Querscheiben und St 37 T für Fahrbahnübergänge, Geländer usw.

Die in Stücklängen bis zu dreißig Meter zur Baustelle transportierte Stahlkonstruktion wurde auf einem Lanciergerüst im mittleren Feld zusammengebaut und in Zugspausen von maximal 25 Minuten über die Eisenbahngeleise im großen Endfeld zum nördlichen Widerlager vorgeschoben, wobei nach und nach das südliche Endfeld angebaut wurde.

Alle Oberleitungen der Westbahnstrecke waren abgesenkt und wurden während der kurzen Lanciervorgänge jeweils mit Trennschalter stromlos gemacht. Da im Bereich der Brücke einschließlich Verschiebgarnituren bis zu dreihundert Züge täglich verkehren, lag in diesem Montagevorgang einer der wesentlichsten Vorteile der Stahlkonstruktion.

Am Kragteil der Fahrbahnplatte sind über den Fahrleitungen Schutzdächer aus bombierten Wellblech montiert worden, welche – im Einvernehmen mit den zuständigen Stellen des Stadtbauamtes und der Österreichischen Bundesbahnen entworfen – nun das Bild der Brücke wesentlich weniger beeinträchtigen, als die sonst üblichen Schutzgitter an den Geländern.

Posseltbrücke

Ein größeres Bauwerk, das sich in Planung befindet ist die Posseltbrücke im Zuge der Ostumfahrung. Sie überbrückt ebenfalls ausgedehnte Bahnanlagen der

Westbahn. Bezüglich der Gestaltung und Baudurchführung sind ähnliche Probleme zu bewältigen wie bei der Westbrücke. Die Feldweiten ergeben sich nach einem Amtsentwurf zwangsläufig durch eine vorhandene Straße und durch Anlagen der Bundesbahn, mit 4×51 m. Vorhandene Gleisrampen von Gleisüberwerfungen zwingen zu einer Konstruktionsunterkante von etwa 9 m über dem Gelände und führen zu verhältnismäßig hohen und langen Brückenrampen. Als Bauhöhe stehen 2,50 m zur Verfügung. Aus wirtschaftlichen Erwägungen wird der Ersatz von Teilen dieser allzu hohen Rampen durch Rampenbauwerke erwogen. Der normale Querschnitt der zu überführenden Straße weist zwei Gehsteige zu je 2 m, zwei Radfahrwege zu je 2,50 m, zwei Richtungsfahrbahnen mit je 7 m und einen Mittelstreifen von 1,50 m auf, was eine Gesamtbreite von 24,50 m ergibt. Über Wunsch der Vertreter der Bundesbahnen, die auf geringste Behinderung und Gefährdung des Bundesbahnbetriebes großen Wert legen, ist auch hier an die Verwendung einer Stahlverbundkonstruktion gedacht. Die Brücke liegt zum größten Teil in einer Geraden; im östlichen Teil derselben schließen sich schwache Krümmungen an.

Im Bereich der Brücke liegt der Scheitel einer Kuppelnausrundung mit einem Radius von 15 000 m.

Donaubrücke

Ein weiteres Projekt, das sich in Bearbeitung befindet, ist eine dritte Donaubrücke, gleichfalls im Zuge der Ostumfahrung. Die Brückenbaustelle ergibt sich



Bild 13:
Römerberg-
tunnel

Fig. 13:
Römerberg-
tunnel

Bild 14:
Römerbergtunnel, Plan

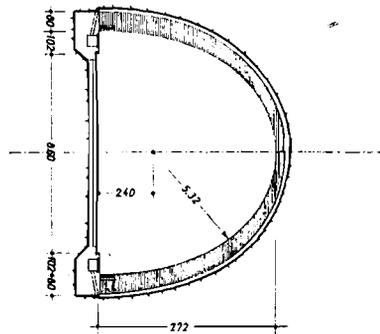
Fig. 14:
Römerbergtunnel – plan

Skizze 5 (rechts)
Baustelleneinrichtung (Grundriß)
Betonierstadium mit der Betonpumpe PT 12

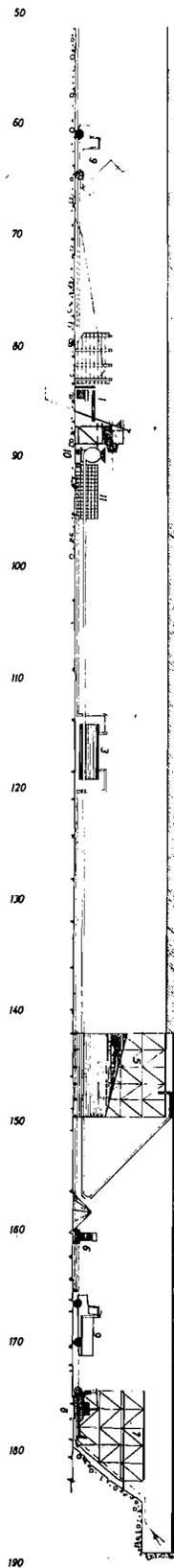
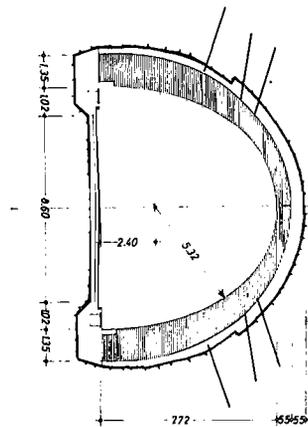
Skizze 6 (Mitte)
Umgestellte Betonierungseinrichtung
(Längsschnitt)
Betonierstadium mit dem Placygerät

- 1=Halbautomatische Betonanlage mit 500-Liter-Mischer
- 2=Betonpumpe PT 12 mit Pumprahleitung Durchmesser 180 mm
- 3=Windkessel 5 m³
- 4=Ventilator
- 5=Schalwagen
- 6=Torkretanlage
- 7=Rüstwagen
- 8=Caterpillar
- 9=Lastkraftwagen
- 10=Placygerät
- 11=Zementdeponie

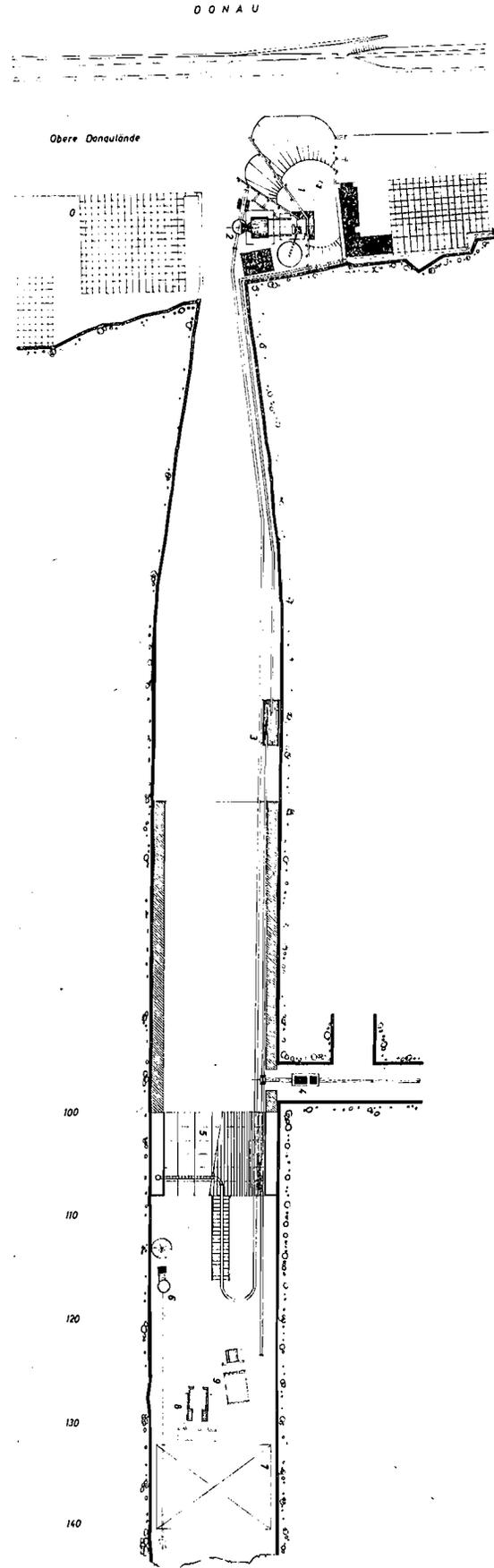
Skizze 7 Regelquerschnitt



Skizze 8 Querschnitt ab km 0,171



Skizze 6



Skizze 5



Bild 15:
Westbrücke im Bau

Fig. 15:
West bridge, construction stage

aus städtebaulichen und wasserbautechnischen Gründen zwangsläufig in Stromkilometer 2133,47 etwa 360 m unterhalb der Eisenbahnbrücke. An dieser Stelle schließt sich an den die westliche Strombegrenzung bildenden Hochwasserdamm ein 275 m breites Strombett und ein 150 m breites Inundationsgebiet an. Als für die Schifffahrt tragbar wird eine Feldteilung von 80 m + 120 m + 80 m angesehen. Für das Inundationsgebiet sieht ein vorläufiger Amtsvorschlag

eine Feldteilung von 72 m + 72 m vor. Die bisher bei Donaubrücken übliche Festlegung der Konstruktionsunterkante von 6,40 m über höchstem schiffbaren Wasserstand wird von den Donaukraftwerken unter Hinweis auf die bevorstehende Kraftwerksplanung abgelehnt und die Hebung der Konstruktionsunterkante auf 8 m über höchstem schiffbaren Wasserstand gefordert. Darüber hinaus fordert die Schifffahrtsbehörde unter Berufung auf internationale Vereinbarungen eine weitere Hebung der Konstruktionsunterkante auf 9,20 m über dem voraussichtlich höchstzulässigen Stauziel von 254,50 des von der Österreichischen Donaukraftwerke AG. geplanten Donaukraftwerkes Linz. Ob unter diesen Umständen an der im vorläufigen Amtsentwurf vorgesehenen Verbundkonstruktion mit Fahrbahn oben festgehalten werden kann, wird das Studium der Auswirkungen der um 2,80 m höheren Rampen ergeben, die tief in die beiderseits des Stromes zum größten Teil verbauten Flächen der 200 000 Einwohner zählenden Landeshauptstadt Oberösterreichs eingreifen.

Im Zuge der Verwirklichung des Generalverkehrsplanes und der Modernisierung des etwa vierhundert Kilometer langen Straßennetzes im Stadtgebiet ergeben sich eine Reihe von Verkehrsproblemen, die nur mit Hilfe von Brückenbauten gelöst werden können. Zu den jetzt im Stadtgebiet etwa hundert vorhandenen Brücken werden im Laufe der Zeit noch eine größere Zahl von Brücken zusätzlich zu erbauen und zu erhalten sein.

Bild 16: Westbrücke im fertigen Zustand

Fig. 16: West bridge, completed



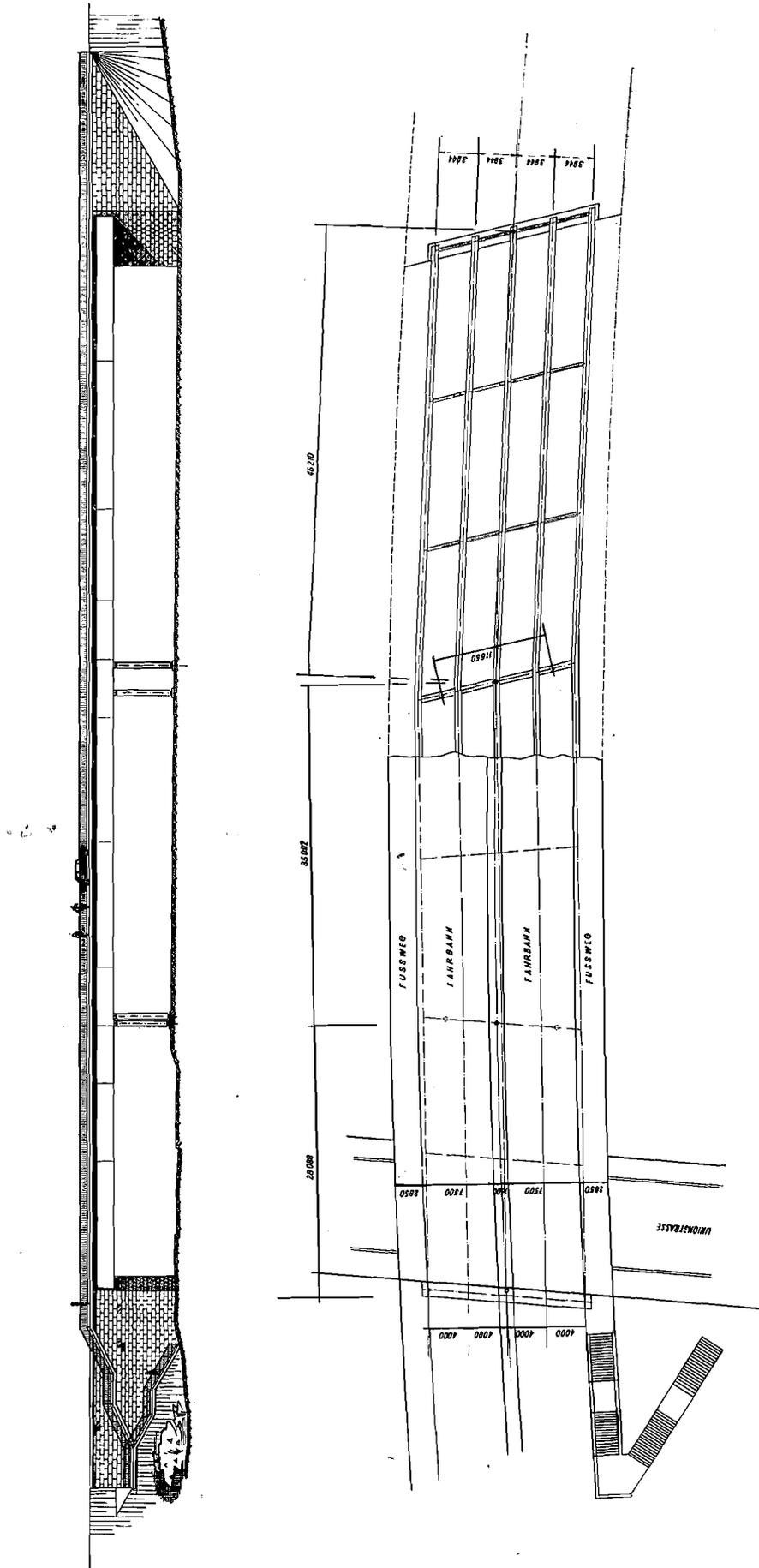


Bild 17: Westbrücke,
Aussicht und Grundriß

Fig. 17:
West bridge, plan view

Bild 20: Posseltbrücke, Querschnitte

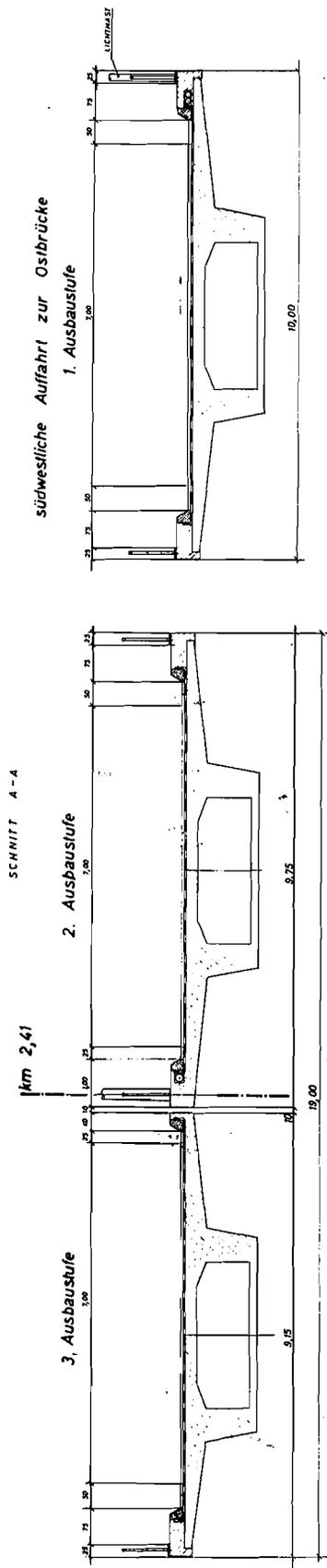
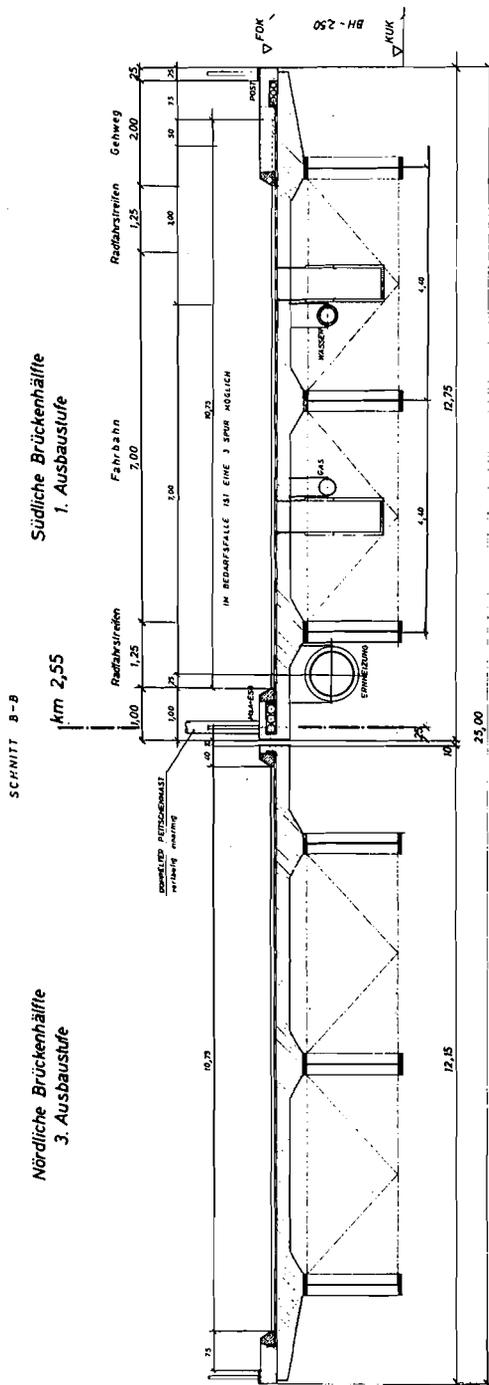


Fig. 20: Posselt bridge, cross section



Aufgabe und Ausgestaltung von Seilbahnstützen von Personenseilschwebbahnen

Von K. Bittner, Wien

Seilbahnen zählen rechtlich zu den Eisenbahnen, und zwar einerseits die Standseilbahnen, deren Wagen, wie bei der Eisenbahn auf fest verlegtem Oberbau laufen, hingegen aber von einem Seil, welches von einem ortsfesten Antrieb bewegt wird, gezogen werden. Andererseits zählen zu den Seilbahnen die Seilschwebbahnen, deren Wagen von Seilen getragen, weitgehend unabhängig von der Gestalt des überfahrenen Geländes, zwischen Tal- und Bergstation verkehren. Bei Seilschwebbahnen ist die Spurgebundenheit – das Kennzeichen der Eisenbahnen – daher nur in erweitertem Sinne zutreffend. Zur Verankerung, Spannung und Bewegung der Seile dienen die seilbahntechnischen Einrichtungen der Stationen, zur Unterstützung der Seile zwischen den beiden Stationen die Stützen, auf deren Aufgabe und Ausgestaltung in der Folge nunmehr vom seilbahntechnischen Standpunkt näher eingegangen werden soll. Details der seilbahntechnischen Berechnung und Ausführung werden bewußt nur soweit behandelt, als dies im Zusammenhang unumgänglich erscheint. Auf diese Weise soll eine Brücke zwischen dem Stahlbau und dem Seilbahnbau geschlagen und versucht werden, die beiden Fachgebiete der Technik einander näher zu bringen.

1. Systeme der Seilschwebbahnen und Aufgabe der Seilbahnstützen

Bei den Seilschwebbahnen ist grundsätzlich zwischen den Zweiseilbahnen und den Einseilbahnen zu unterscheiden.

1.1 Die Zweiseilbahnen besitzen Tragseile, die den Seilbahnwagen als Fahrbahn dienen. Die Wagen werden von einem in der Regel als Zugseil zu bezeichnenden Seil, mit welchem sie betrieblich lösbar oder dauernd fest verbunden sein können und welches in einer der beiden Stationen angetrieben wird, bewegt.

Auf den Stützen werden die Tragseile von Stützenschuhen getragen, die, wenn die Wagenlaufwerke mit einer Tragseilbremse ausgerüstet sind, eine nur flache Seilrille besitzen oder im anderen Falle, wenn keine Tragseilbremse vorgesehen ist, mit tiefer Rille versehen sein können.

Das Zugseil wird von Stützenrollen getragen, die bei dauernd fester Verbindung der Wagen mit demselben knapp unterhalb des Tragseiles am Schuhträger angeordnet sind (– hohe Zugseilablage, in der Regel bei Zweiseilbahnen mit Pendelbetrieb). Bei be-

trieblich lösbarer Verbindung der Wagen mit dem Zugseil sind die Stützenrollen unter dem Wagenlichtraumprofil auf besonders hierfür bestimmten Auslegern gelagert (– tiefe Zugseilablage, in der Regel bei Zweiseilbahnen mit Umlaufbetrieb)

1.2 Die Einseilbahnen besitzen ein einziges, zu einer geschlossenen Seilschleife gespleißtes, sogenanntes Förderseil, welches nicht nur die Aufgabe hat, die Seilbahnwagen zu tragen, sondern auch zu bewegen. Dieses wird, wie das Zugseil der Zweiseilbahnen, in einer der Stationen angetrieben und in der anderen gespannt. Auf den Seilbahnstützen wird es auf einer Anzahl von Rollen, einer sogenannten Rollenbatterie, gelagert.

1.3 Zum Unterschied zu den Masten von Hochspannungsleitungen, die ruhende Leiterseile zu tragen haben, haben Seilbahnstützen weit umfassendere Aufgaben. Bei Zweiseilbahnen haben sie dem von Verkehrslasten befahrenen Tragseil und dem Zugseil als sichere Unterstützung zu dienen und müssen alle auftretenden Kräftwirkungen aufzunehmen vermögen. Bei Einseilbahnen müssen sie überdies die sichere Seilführung gewährleisten.

Bezugnehmend auf die eingangs erwähnte Spurgebundenheit sind Seilbahnstützen Träger von Fixpunkten im Zug einer Seilbahntrasse und müssen dementsprechend feste Unterstützungen sein. Diese Aufgabe können sie aber nur dann erfüllen, wenn sie ausreichend biege- und torsionssteif sind. Bei der Bemessung von Seilbahnstützen ist daher vor allem die Verformung maßgebend. Dieser Umstand erklärt es auch, daß die Lastannahmen für Seilbahnstützen auffallend vom Üblichen abweichen.

2. Formen der Seilbahnstützen

Die Formgebung der Seilbahnstütze ist, in Richtung der Trasse blickend, wie sie sich üblicherweise dem Fahrgast bietet und in der hierzu senkrechten Ebene – von der Seite her – zu beurteilen. Maßgebend für die Formgebung der Stützen sind die Spurweite und die Lage der Resultierenden aus den Seilkräften zum Gelände.

2.1 Betrachtet man Seilbahnstützen in Richtung der Trasse, so ist zwischen Mast- und Portalstütze zu unterscheiden. Bei der Maststütze wird der Stützenkopf vom Stiel getragen. An seinen auskragenden Enden ist die Stützenausrüstung angeordnet. Bei der Portalstütze befindet sich die Stützenausrüstung unterhalb des Querhauptes.



Bild 1:
Maststütze (Sessellift Mönichkirchen)

Fig. 1:
Steel support (chair lift Mönichkirchen)

2.2 Die Spurweite wird – wenn nicht aus seilbahntechnischen Gründen anders erforderlich – mit Rücksicht auf das Lichtraumprofil der seitlich ausgependelten Wagen, gegebenenfalls unter Berücksichtigung eines Sicherheitsabstandes, gewählt. Bei Zweiseilbahnen ist eine Spurveränderung möglich, die Konstruktionsbreite des Stieles im Bereich des Lichtraumprofils der Wagen ist daher nicht eingengt. Bei Einseilbahnen ist die Spurweite durch den aus wirtschaftlichen Gründen stets möglichst kleinen Durchmesser der Antriebs- bzw. Umlenkscheibe vorgegeben. Da aus Sicherheitsgründen keine Spurveränderungen vorgenommen werden sollen, ist die Konstruktionsbreite des Stieles im vorangeführten Bereich stark eingengt, welcher Umstand dort zu einer Konzentration des tragenden Werkstoffes führt.

2.3 Quer zur Seilbahnachse gesehen sind eine Anzahl von Ausführungsformen möglich. Besonders in steilem Gelände hat die lotrecht stehende Stütze wegen der schräg angreifenden Resultierenden der Seilkräfte den Nachteil erhöhten Gewichtes. Die nahezu in Richtung der Resultierenden – senkrecht zum Hang – stehende Stütze erfordert den geringsten Werkstoffbedarf. Der Anblick ist



Bild 2: Portalstütze (Schöckel Nordlift)

Fig. 2: Gantry steel support (Schöckel north lift)

Bild 3: (unten)

Lage der Stützen zum Hang

- a) lotrecht stehende Stütze
- b) senkrecht zum Hang stehende Stütze
- c) bergseitig abgestrebte Stütze
- d) talseitig abgestrebte Stütze

Fig. 3 :

- Position of support to slope
- a) support in vertical position
- b) support in vertical position to slope
- c) support with mountain sided stays
- d) support with valley sided stays

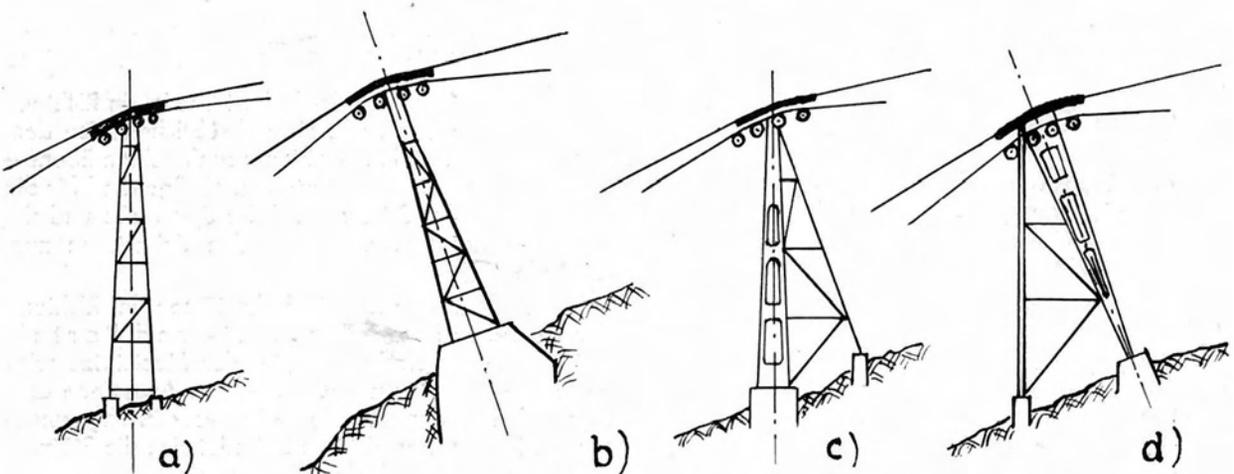


Bild 4: Völlwandstütze (Seefelder Jochbahn)

Fig. 4: Full web type steel support (Seefelderjochbahn)

jedoch etwas ungewohnt und macht die Stütze den Eindruck des Umstürzens, weshalb diese Art nur bei niedrigen Stützen – etwa bei Stützen von Sesselliften – angewandt wird. Um den Stiel torsionssteifer zu machen, wird die abgestrebte Stütze ausgeführt. Demnach erhält die lotrecht stehende Stütze eine bergseitige, die schräg stehende eine talseitige Abstrebung.

2.4 Bei Anführung der Formen von Seilbahnstützen dürfen die Hängestützen, die man besser als hängende Unterstützungen bezeichnet, nicht unerwähnt bleiben. Sie gelangen nur dann zur Anwendung, wenn unter dem seilbahntechnisch erforderlichen Unterstützungspunkt keine Möglichkeit besteht, eine Tragkonstruktion zu errichten. Solche Hängestützen wurden einmal im Vallée Blanche im Zuge der Seilbahn Chamonix–Courmayeur und ein andermal bei der Einseilbahn über den Zürichsee ausgeführt.

2.5 Der Stützenfuß wird zur Verminderung der Ankerkräfte möglichst verbreitert. Die Verankerung auf den als Standfundamenten zu bemessenden, in der Regel mit Bewehrung versehenen Betonfundamenten erfolgt durch Ankerschrauben.

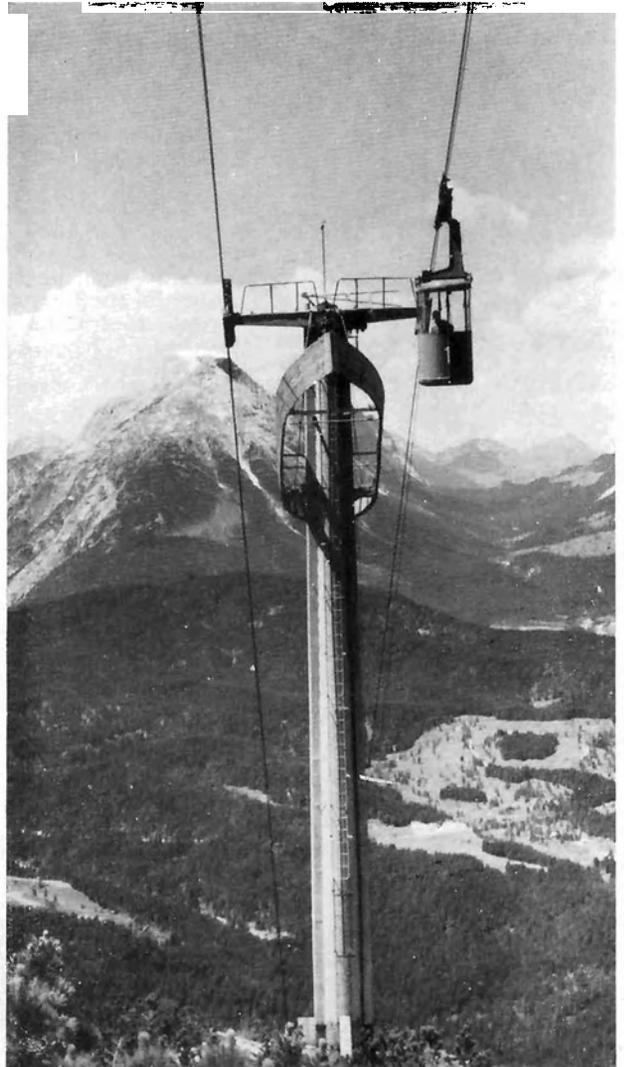
3. Konstruktion und Werkstoff

Die Stützen von Seilbahnen sind meist kleinere Bauwerke, die an schwer zugänglichen Stellen des Geländes errichtet werden müssen. Der Transport der einzelnen Bauteile zur Baustelle kann nur in den seltensten Fällen mit Kraftwagen bis an Ort erfolgen. In den überwiegenden Fällen müssen die Bauteile mit einer Bauhilfs-Seilbahn befördert werden, so daß ihr Stückgewicht der Tragfähigkeit der Materialeilbahn angepaßt sein muß. Der Zusammenbau der einzelnen Konstruktionselemente muß mit einfachsten Mitteln erfolgen können, da wegen der Vielzahl der kleinen Baustellen eine „Baustelleneinrichtung“ mit modernen Hebezeugen unwirtschaftlich wäre. Nach wie vor wird als Werkstoff überwiegend Stahl verwendet werden; dies nicht nur wegen der leichteren Transport- und Montagemöglichkeit der einzelnen Bauteile, sondern auch deshalb, weil Stahlkonstruktionen später leicht geändert oder verstärkt werden können. Schließlich ist die Verwendung von Stahl bislang noch am wirtschaftlichsten. Aus Leichtmetall wurden bisher keine Seilbahnstützen ausgeführt. Es ist jedoch zu erwarten, daß auch dieser Werkstoff für Stützen verwendet werden wird. Holzstützen finden nur bei Provisorien Anwendung.

Die Ausführungsarten der Stützen sind im wesentlichen durch die des Schaftes selbst gekennzeichnet. Der Stützenkopf, bestehend aus dem Querhaupt und der seilbahntechnischen Stützensausrüstung, ist in der Regel gleichartig. In der Folge wird auf ihn nicht näher eingegangen.

Bild 5:
Reine Fachwerkstütze (Kanzelwandbahn)

Fig. 5:
Support of framework construction (Kanzelwandbahn)



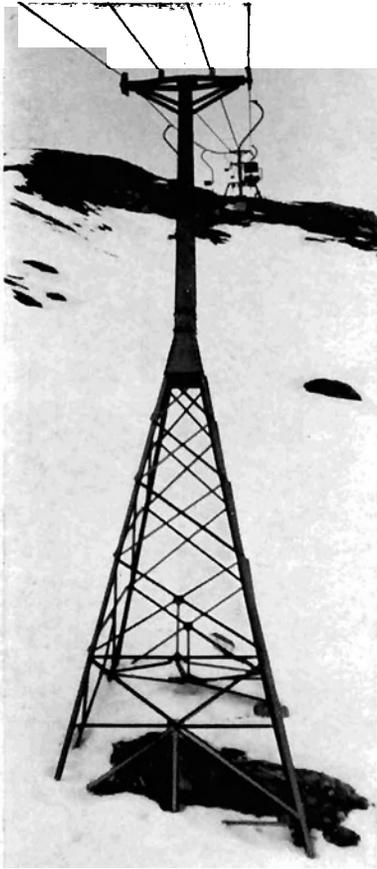


Bild 6 a:
Kombinierte Fachwerkstütze, oberer Schafteil in Vollwandkonstruktion (Sessellift Jungeralm)

Fig. 6 a:
Supports of combined framework construction, upper part of shaft in full web construction (chair lift Jungeralm)



3.1 Die Vollwandstütze

Die Vollwandstütze ist wegen der Konzentration des Werkstoffes um die Stielachse sehr schlank. Es ist daher sehr schwierig, die Verformung infolge der wechselnden Beanspruchung durch die Verkehrslasten und den Wind in zulässigen Grenzen zu halten. Die vollwandige Ausführung wird aus diesem Grund vornehmlich bei niedrigen Stützen vorteilhaft sein, wenn der Schaftbreite im Bereich der Fahrbetriebsmittel zufolge der Spurweite Grenzen gesetzt sind.

Der Schaft wird in der Regel aus gekantetem, längsverschweißtem Blech mit quadratischem, rechteckigem oder vieleckigem Querschnitt hergestellt und luftdicht abgeschlossen. Aus Gründen des leichteren Transportes wird der Schaft höherer Stützen mehrteilig ausgeführt, wobei konstruktiv dem Stoß besondere Sorgfalt zu widmen ist. Das Innere der Stütze wird vor der Montage gegen Korrosion mit einem Schutzanstrich versehen. Um den Schaft unelastischer zu machen, wurde versucht, ihn nach der Montage mit Beton auszufüllen. Um eine erfolbringende Verbindung zwischen der Stahlkonstruktion und dem Beton zu erreichen, ist es jedoch erforderlich, das Innere des Schaftes mit Querstegen zu versehen.

Außer der Ausführung des Stieles aus gekantetem Blech sei die Verwendung von Walzprofilen oder Rohren erwähnt, welche Formen jedoch nicht diese Freizügigkeit der Anpassung an die Erfordernisse bieten wie die gekanteten Bleche.

3.2 Die reine Fachwerkstütze

Das andere Extrem der Ausführung einer Stahlstütze ist die reine Fachwerkskonstruktion. Der Netzaufbau des Systems ermöglicht eine klare Führung des Kräftespiels und eine leichte Anpassung an die statischen und räumlichen Erfordernisse. Die Fachwerkskonstruktion ermöglicht ferner einen leichten Transport der beliebig groß und schwer herstellbaren Konstruktionselemente zur Baustelle. Andererseits hat sie den Nachteil, daß die Montage weit größerer Mittel bedarf als die der Vollwandkonstruktion.

Die Profile der Randstiele und der einzelnen Stäbe der räumlichen Ausfachung sind herkömmlicherweise Winkel verschiedener Stärke. Es wurde jedoch bei der Seilbahn von Lech nach Oberlech erstmalig der Versuch gemacht, die Vorteile des Rohres auszunützen und ein Rohrfachwerk auszuführen. Obwohl die Ausführung den Erfordernissen voll entspricht, konnten die Vorteile der Rohrkonstruktion nicht gänzlich ausgenützt werden.

Einerseits war es die Größe der zulässigen Verformung, die die volle Ausnützung der sonst werkstoffsparenden Rohrkonstruktion nicht erlaubte, und andererseits lag die Schwierigkeit in der Verbindung der Konstruktionselemente, die aus Montagegründen durch Paßbolzen erfolgen mußte.

Bild 6 b:
Kombinierte Fachwerkstütze, oberer Schafteil in Blechkonstruktion (Mutteralmbahn)

Fig 6 b:
Supports of combined framework construction, upper part of shaft in steel plate construction (Mutteralmbahn)

Bild 7:
Bergseitig abgestrebte Stütze (Schöckel Nordlift)

Fig. 7 :
Support with stays towards the mountain side (Schöckel north lift)

Gewichtsmäßig konnte so mit der Rohrkonstruktion gegenüber der herkömmlichen Verwendung von Winkelprofilen keine Ersparnis erzielt werden.

Die reine Fachwerkstütze wird in der Regel als lotrecht stehende Maststütze, seltener als Portalstütze verwendet. Jene Ausführung ist vom ästhetischen Standpunkt vorzuziehen. Die zarte Bauweise stört das Landschaftsbild nur wenig. Auch kann durch geeigneten Farbanstrich ein gutes Einfügen in die Umgebung erreicht werden. Dasselbe gilt auch für die noch zu erwähnenden kombinierten Blechträger-Fachwerks-Ausführungen.

3.3 Die kombinierten Stahlstützen

Die Forderung der großen Steifigkeit bei möglichst werkstoffsparender Bauweise kann durch geeignete Kombination verschiedener Konstruktionsprinzipien erreicht werden.

a) Ist die Forderung einer möglichst geringen Spurweite maßgebend, so wird der obere Teil des Schaftes im Bereich des Lichtraumprofils der Fahrbetriebsmittel zweckmäßig in Vollwandkonstruktion, der untere Teil als Fachwerk ausgeführt. Gewichtssparend ist auch die Ausführung des oberen Schaftteiles in Blechkonstruktion.

Mit diesen Ausführungsformen ist es auch möglich, höhere Stützen mit geringer Spurweite auszuführen, ohne die Nachteile einer allzu schlanken Vollwandkonstruktion in Kauf nehmen zu müssen.

b) Die lotrecht stehende Stütze hat in stark geneigtem Gelände, wie unter 2.3 erwähnt, den Nachteil erhöhten Werkstoffbedarfes. Die bergseitige Abstrebung der lotrecht stehenden Vollwandstütze trägt wesentlich zur Erhöhung der Biege- und Torsionssteifigkeit bei.

Für die größeren Seilbahnstützen wurde die schräg stehende Ausführung mit talseitiger Abstrebung erstmalig mit einer Höhe von 30 m bei der Zettlersfeldbahn in Lienz ausgeführt. Die Stütze besteht im wesentlichen aus einem festen Bein, das den Stützenkopf mit dem Kranaufbau trägt. Unter dem Stützenkopf sind zwei kastenförmige Pendelbeine angelenkt. Das feste Bein besteht aus zwei vierendeel-rahmenartigen Wänden, die durch Fachwerksverbände miteinander verbunden sind. Stützen dieser Art bis 34 m Höhe finden sich auch bei den dritten Teilstrecken der Hornbahn in Kitzbühel und der Dachsteinbahn.

Bei den 50 m hohen Stützen der im Dezember 1960 in Betrieb genommenen Schattbergbahn in Säalbach ist man allerdings aus Gründen der leichteren Montage zur reinen Fachwerkskonstruktion zurückgekehrt.

Bild 8:
Talseitig abgestrebte Stütze (Zettlersfeldbahn)

Fig. 8:
Support with stays towards the valley side (Zettlersfeldbahn)





Bild 9:
Verbundstütze (Gondelbahn Lengries)

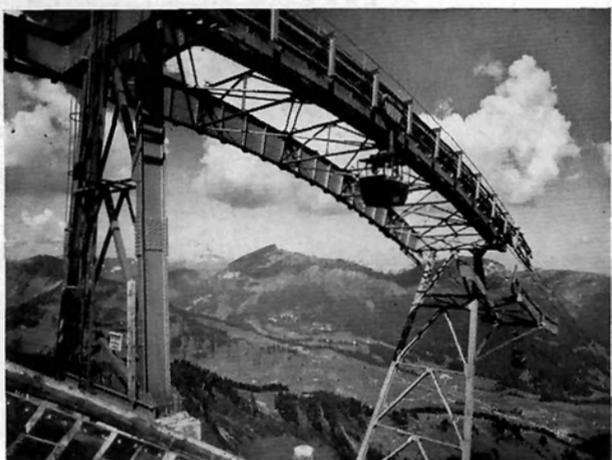
Fig. 9:
Support of composite construction (Gondelbahn Lengries)

3.4 Die Stahlbetonstützē

Die schweren Betonstützen, wie sie die Feuerkogelbahn in Ebensee besitzt, werden wohl heute kaum mehr errichtet werden. Andererseits werden neuerdings für Sessellifte gerne Stützen aus Stahlbeton mit

Bild 10:
Kuppengerüst (Kanzelwandbahn)

Fig. 10:
Steel frame support (Kanzelwandbahn)



einem Querhaupt in Stahlblech verwendet. Die Stützen haben den Vorteil hoher Steifigkeit. Inwieweit diese Konstruktionen den Dauerbeanspruchungen infolge der Verkehrslasten standzuhalten vermögen, kann mangels ausreichender Erfahrung heute noch nicht beurteilt werden.

Ferner seien die aus Schleuderbeton hergestellten Rohrstützen erwähnt, die vornehmlich bei Portalstützen von Schlepp- und Sesselliften in Italien verwendet werden.

Schließlich soll auf die Verbundstützen hingewiesen werden, die aus einer ausbetonierten Fachwerkkonstruktion bestehen und bei der Gondelbahn in Lengries ausgeführt wurden.

3.5 Verbindungsmittel der Stahlstützen

In früheren Zeiten, als der Bau einer Seilbahn noch eine Besonderheit war, war die Baustellennietung selbstverständlich, denn die normale Schraubverbindung kam wegen der hierdurch unvermeidbaren Verschiebung infolge der starken dynamischen Beanspruchungen zufolge des Schraubenspieles nach Überwindung des Reibungsschlusses nicht in Betracht. Als Ersatz der Nietung war vorerst die Verwendung von Paßschrauben gegeben; eine Verbindung, die wie die Baustellennietung kostspielig, aber dennoch in der praktischen Verwendung vorzuziehen war. Erst die Anwendung von hochfesten Schrauben erleichterte die Stützenmontage bedeutend. Hochfeste, vorgespannte Schrauben wurden erstmalig beim Bau der Kanzelwandbahn im Kleinwalsertal im Jahre 1955 angewendet. Schweißungen an der Baustelle kommen für die Montage praktisch nicht in Frage, da deren einwandfreie Ausführung im Hochgebirge mit äußersten Schwierigkeiten verbunden ist.

3.6 Die sonstigen Streckenbauwerke

Außer den Seilbahnstützen kommen bei Seilbahnen mit Umlaufbetrieb, wenn die Tragseile mit größerem Winkel abgelenkt werden müssen, Kuppengerüste zur Anwendung. In ähnlicher Form wird auch die Richtungsänderung von den waagrechten Hängebahnschleifen der Stationen auf die steile Strecke durchgeführt. Die Vorbauten der steilen Stationsausläufe und die Tragkonstruktion der Kuppengerüste werden in der Regel als Stahl-Fachwerke ausgeführt.

3.7 Die Tragkonstruktion der Seilbahnstationen

Zur Führung, Verankerung und Spannung der Seile in den Stationen sowie zur Lagerung der Antriebs-einrichtungen und der Hängebahnschleife bei Umlaufbahnen sind umfangreiche Stahlkonstruktionen erforderlich, die mit den Stahlbetonkonstruktionen der Stationsgebäude in Verbindung stehen. Sie müssen den jeweiligen örtlichen Verhältnissen und seilbahntechnischen Forderungen angepaßt sein und

lassen sich in kein festes Schema zwingen. Es würde daher auch zu weit führen, näher auf Detailausführungen einzugehen.

4. Die seilbahntechnische Ausrüstung

Die seilbahntechnische Ausrüstung der Stützen besteht bei Zweiseilbahnen aus dem Tragseilschuh samt Schuhträger und den Zugseiltragrollen, bei Einseilbahnen aus den Rollenbatterien samt Tragbolzen und Lagerung.

4.1 Lagerung des Tragseiles

Zur Lagerung des Tragseiles dient der Tragseilschuh. Bei seiner Ausführung ist zwischen dem Schuh mit flacher Seilrille – wie er bei Vorhandensein einer Tragseilbremse an den Laufwerken der Wagen auszuführen ist – und dem Schuh mit tiefer Seilrille – wie er bei Wagen ohne Tragseilbremse ausführbar ist – zu unterscheiden.

Bei ersteren beträgt der Umfassungswinkel zirka 120° . Zur Seilschonung und Minderung der Reibung zwischen Seil und Schuh ist eine Fütterung aus Bronze vorhanden. Seine Form ist dem zur Verfügung stehenden Lichtraumprofil des nach beiden Richtungen um zirka 15% quer ausgependelten Wagens bei geschlossener Tragseilbremse angepaßt. Wegen der in der Regel hohen Zugseilablage erstreckt sich der Fuß des Schuhes zur Seilbahnachse hin, um das Lichtraumprofil für den Gehängebolzen bzw. die Wagenkupplung freizugeben. Zur Aufnahme der Tragseilauflagerkräfte ist der Schuh auf dem Schuhträger gelagert, der seinerseits vom Querhaupt getragen wird. Der Schuhträger dient andererseits auch für die Lagerung der Zugseiltragrollen.

Wenn weder Tragseilbremse noch hohe Zugseilablage vorhanden sind, kann die Schuhrille tiefer ausgeführt sein. Der Umfassungswinkel des Tragseiles beträgt 180° und die Schuhborde sind so hoch geführt, daß durch Auflaufen der Laufwerksrollen eine teilweise Entlastung des Tragseiles erfolgt. Der Schuh kann selbst voll tragend ausgeführt werden, da die jeweils erforderliche Konstruktionshöhe vorhanden ist.

Der Tragseilschuh oder der Schuhträger wird, wie erwähnt, vom Stützenquerhaupt getragen. Diese Verbindung kann eine feste sein – man spricht dann von einem festen Schuh – oder der Schuh kann mittels eines Tragbolzens beweglich gelagert sein – ein solcher Schuh wird als beweglicher Tragseilschuh oder *Drehschuh* bezeichnet. Drehschuhe werden bei geringem Tragseil-Auflagerdruck zum Beispiel bei Güterseilbahnen gerne verwendet. Der Drehschuh hat den Vorteil, die Stützenkonstruktion nur im Drehpunkt durch eine nur ihre Richtung stets verändernde Resultierende der Seilkräfte zu belasten. Bei den großen Auflagerkräften und Schuhlängen, wie sie bei Personenbahnen vorhanden sind, würde der Tragbolzen unwirtschaftlich große Abmessungen erhalten, so daß der festen Lagerung trotz ungünstiger Beanspruchung des Querhauptes der Vorzug gegeben wird.

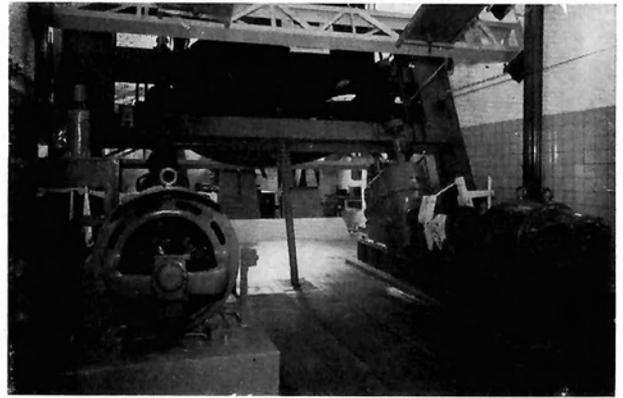


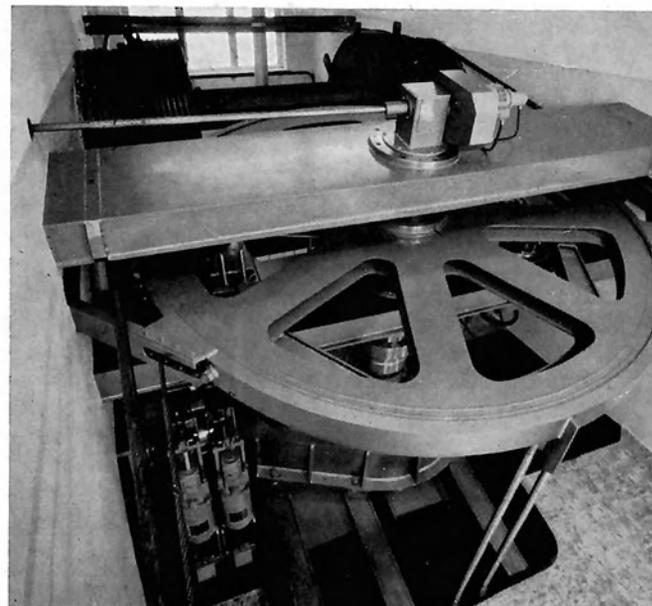
Bild 11:
Lagerung der Antriebseinrichtung (Zugspitzbahn)

Fig. 11:
Position of drive unit (Zugspitzbahn)

Der Halbmesser des Tragseilschuhes ist einerseits unter Berücksichtigung der Biegebeanspruchung des Tragseiles, andererseits mit Rücksicht auf die beim Wagenübergang auftretende Zentripetalbeschleunigung, die den Fahrgästen noch zumutbar erscheint, zu wählen. Bei langsamer Fahrgeschwindigkeit wird der erste Fall maßgebend sein. Bei Umlaufbahnen ist ein Halbmesser gleich dem 300fachen Tragseildurchmesser üblich. Bei schnell fahrenden Pendelbahnen erscheint eine Zentripetalbeschleunigung von $1,5\text{--}2,0\text{ m/s}^2$ zulässig. Es ergeben

Bild 11 a:
Lagerung der Antriebseinrichtung (Pfänderbahn)

Fig. 11 a:
Position of drive unit (Pfänderbahn)



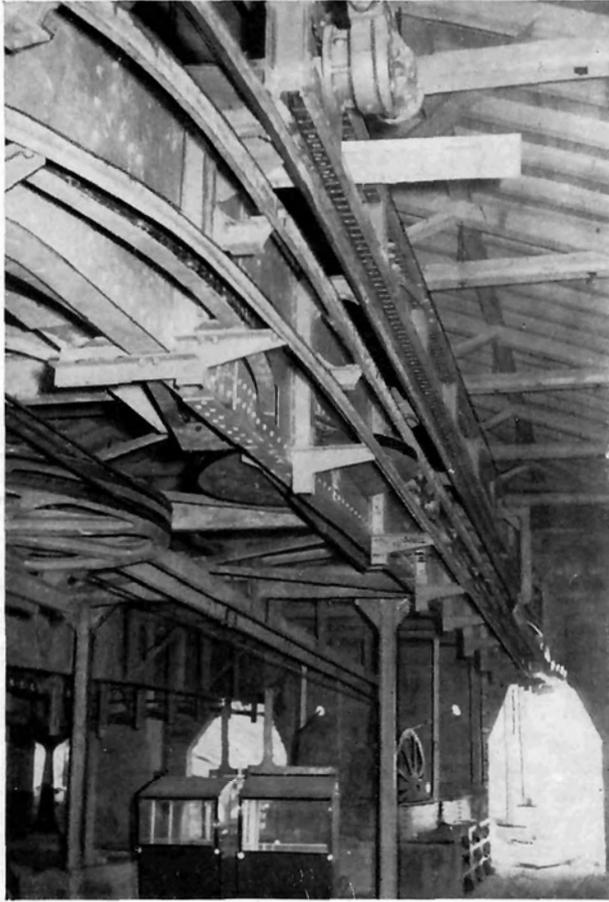


Bild 12:
Lagerung der Spanneinrichtung (Kanzelwandbahn)

Fig. 12:
Position of tension equipment (Kanzelwandbahn)

sich daraus bei einer Fahrgeschwindigkeit von 7 m/s über die Stütze Schuhhalbmesser von 25–30 m.

4.2 Lagerung des Zugseiles

Bei hoher Zugseilablage erfolgt, wie erwähnt, die Lagerung des Zugseiles auf den am Schuhträger angebrachten Zugseiltragrollen. Früher waren diese Rollen in einem Rollenkorb gelagert, der einstellbar am Schuhträger befestigt war. Wegen des heute vorzugsweise gewählten größeren Rollenabstandes werden derzeit die Zugseiltragrollen mit Exzentern direkt im Schuhträger gelagert. Es sei erwähnt, daß aus elektrischen Gründen eine doppelt isolierte Lagerung notwendig ist, daher die Rollenlager selbst isoliert sind und ferner der Rollenkorb oder die Rollenbolzen im Schuhträger eine nochmalige Isolation besitzen.

Bei tiefer Zugseilablage sind die Zugseiltragrollen an Stützensauslegern angebracht und be-

finden sich außerhalb des Lichtraumprofils der Wagen in der lotrecht durch die Tragseile gelegten Ebene. Zur sicheren Einführung des Zugseiles in die Rollen sind Fangbügel vorgesehen, die nach eventuellem Durchschneiden durch das Zugseil abfallen, um ein Hängenbleiben des Zugseiles zu verhindern. Die Zugseiltragrollen sind, je nach dem Ablenkwinkel, entweder fest oder aber, um gleichmäßige Abnutzung der Rollenfütterung zu erreichen, beweglich mit Lastausgleich gelagert.

Die Zugseiltragrollen selbst sind in der Regel aus Leichtmetall mehrteilig hergestellt und besitzen einen austauschbaren Gummiring als Lauffläche für das Zugseil.

4.3 Lagerung des Förderseiles

Bei den Einseilbahnen übernimmt das Förderseil die Aufgaben des Trag- und des Zugseiles der Zweiseilbahnen. Je nach Größe des Stützendruckes bzw. des Förderseil-Ablenkwinkels werden zwei- und vier-, seltener auch sechsröllige Rollenbatterien zur Lagerung des Förderseiles verwendet. Die einzelnen

Bild 13:
Stützenkopf einer Zweiseilbahn (Zetttersfeldbahn)

Fig. 13:
Head of support of a twin rope aerial ropeway (Zetttersfeldbahn)



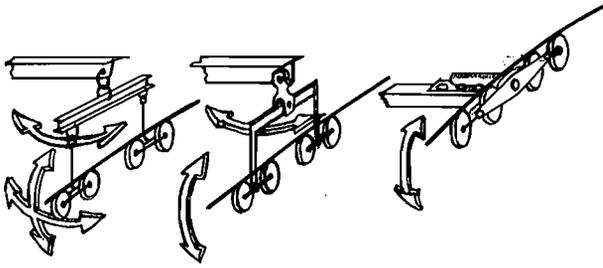


Bild 14:
Schematische Darstellung der Lagerung von Rollenbatterien der Einseilbahnen

Fig. 14:
Schematic diagram illustrating position of roller batteries of single ropeways

Rollen sind in Waagebalkenanordnung so gelagert, daß Lastausgleich zwischen den einzelnen Rollen besteht. Die Rollenbatterie ist mit einem Tragbolzen in der lotrecht durch die Förderseilachse gelegten Ebene beweglich gelagert. Früher wurde auch die in zwei oder drei Ebenen bewegliche Lagerung verwendet, jedoch haben sich diese als unzuweckmäßig erwiesen. Die Befestigung des Tragbolzens am Stützenquerhaupt ist einstellbar, damit die Rollenbatterie genau eingerichtet werden kann.

5. Berechnung von Seilbahnstützen

Wie schon anfangs erwähnt, müssen Seilbahnstützen den Seilen als feste Unterstützung dienen. Um zu beurteilen, wie diese Forderung erfüllt werden kann, müssen die auf die Stütze wirkenden Kräfte näher betrachtet werden.

5.1 Äußere Kräfte bei Zweiseilbahnen

Bei der Lastannahme sind die Kräftewirkungen aus dem Tragseil und aus dem Zugseil sowie die Windkräfte, die direkt die Stützenkonstruktion betreffen, zu berücksichtigen. Ferner dürfen aber auch die bei der Montage und bei Revisionsarbeiten am Hebebock angreifenden Kräfte sowie gegebenenfalls Kräftewirkungen aus den über die Stützen geführten Fernmeldeleitungen nicht unberücksichtigt bleiben. Die Kräfte aus dem Tragseil ergeben sich aus der Leerseilspannkraft und den Einflüssen der Verkehrslasten sowie aus der zwischen Tragseil und Seilrille des Tragseilschuhes auftretenden Reibung. Während erstere einwandfrei zu erfassen sind, ist die Reibung von einer Reihe von Einflüssen abhängig, so daß deren Größe nur geschätzt werden kann. Die Reibung hängt von der Seilkonstruktion bzw. der Oberfläche der Tragseile, von der Art der Schuhfüterung und der Schmierung der Stützenschuhe, von der Temperatur und Feuchtigkeit wesentlich ab. Bei den bisher durchgeführten Versuchen wurden Reibwerte zwischen 0,10 bis über 0,30 gemessen. Zur Berücksichtigung der Reibung werden bei der Seilberechnung eine spannkrafterhöhende und eine spannkraftvermin-

dernde Reibung mit $\mu=0,10$ über die gesamte Bahnlänge berücksichtigt. Bei der Lastannahme für die Stütze wird zusätzlich eine bergwärts und talwärts wirkende Reibung mit $\mu=0,20$ in Rechnung gestellt. Die Reibung kann nun an beiden Stützenschuhen in gleicher Richtung, bergwärts oder talwärts wirkend, oder an einem Schuh bergwärts, am anderen talwärts wirkend angenommen werden. Durch letztangeführte Wirkungsweise wird die Stütze auf Torsion beansprucht. Eine weitere Verdrehung der Stütze kann durch waagrecht auf die Seile angreifende Windkräfte erfolgen, wenn der Wind böenartig angreifend gedacht wird oder die an die Stütze anschließenden Seilfelder ungleich groß sind. Wenn eine Verformung der Stütze in Richtung der Seilbahnachse – solange sich diese in mäßigen Grenzen hält – keinesfalls betriebsgefährdend ist, so ist der Verdrehung aus Sicherheitsgründen eine genaue Grenze gesetzt. Mit einer Seilentgleisung ist dann zu rechnen, wenn der Winkel zwischen lotrechter Schuhebene und lotrechter Seilebene zu groß wird bzw. die Schuhspitze eine zu große waagrechte Entfernung vom Tragseil erhält. Der Torsionssteifigkeit der Stütze ist demnach besonderes Augenmerk zu schenken. Zweifellos ist es umständlich, die Verformung eines räumlichen Fachwerkes rechnerisch zu erfassen und hierbei auch noch die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel zu berücksichtigen. Um die notwendige Torsionssteifigkeit der Stützenkonstruktion zu erreichen, werden daher einerseits einwandfreie Verbindungsmittel gefordert und andererseits zur Vereinfachung der Berechnung fiktive Annahmen gemacht, die erfahrungsgemäß ausreichend steife Konstruktionen ergeben. So werden die in den Normen zugelassenen Spannungen für die einzelnen Stahlqualitäten herabgesetzt und größere in Art der Windkräfte angreifende Belastungen angenommen. Die nach Art der Windbelastung anzunehmenden Kräfte betragen 125 kg/m^2 bzw. 250 kg/m^2 , je nachdem, ob sich Verkehrslasten am Seil befinden oder nicht. Die Annahme der üblicherweise fälschlich als Seilbahnwind bezeichneten Belastung ist erfahrungsgemäß ausreichend, die Stützenkonstruktionen so steif werden zu lassen, daß ein besonderer Verformungsnachweis nicht erforderlich ist.

Ein weiterer Gesichtspunkt bei der Bemessung der Seilbahnstützen ist die dynamische Beanspruchung in Zusammenhang mit der Eigenschwingung der Konstruktion. Dynamische Beanspruchungen werden durch die Verkehrslasten, die Seilschwingungen und die manchmal ruckweise Bewegung der Tragseile über die Stützenschuhe verursacht. Die Größe und die Frequenz dieser Belastungen – mit Ausnahme des Stoßzuschlages infolge der Verkehrslasten – sind praktisch nicht anzugeben. Ofters mußten nach Betriebsaufnahme Verstärkungen angebracht werden, um ein Aufschwingen der Konstruktion zu vermeiden. Zur Erfassung des Stoßzuschlages wurden umfangreiche Untersuchungen im In- und Ausland durchgeführt und hierbei Stoßziffern bis zu 1,2 an Stützen gemessen. Es sei erwähnt, daß sich bei Stationsein- und -ausläufen von Umlaufbahnen Stoßziffern bis 2,0 ergaben. Zwecks Berücksichtigung der dynamischen Wirkungen sind alle direkt zur Lagerung der

Seile dienenden Konstruktionsteile mit einer Stoßziffer von 1,20 zu bemessen. Für die Bemessung des Stieles und des Stützenfußes kann die dynamische Beanspruchung vernachlässigt werden.

Als außergewöhnliche Belastung von Seilbahnstützen wäre die Wirkung der Tragseilbremse anzuführen. Für den Fall, daß die Tragseilbremse auch im Bereich des Stützenschuhes wirkt, können große Bremskräfte auf die Konstruktion übertragen werden. In einem solchen Fall kann eine größere elastische Verformung der Stütze hingenommen werden.

5.2 Äußere Kräfte bei Einseilbahnen

Sinngemäß gelten für die Stützen der Einseilbahnen ähnliche Überlegungen wie für die Zweiseilbahnen, nur ist die Auswirkung derselben von unterschiedlicher Bedeutung. Der Rollendruck infolge der Seilkräfte schwankt in der Regel zwischen 50 und 500 kg und liegt auf Grund der Längenschnittsberechnung eindeutig fest. Er wird über den Tragbolzen auf das Stützenquerhaupt übertragen. Die Reibungskräfte werden wohl bei der Seilberechnung berücksichtigt, sind aber bei der Stützenberechnung praktisch vernachlässigbar. An Stelle der Reibungskräfte sind die dynamischen Wirkungen des Klemmenüberganges in lotrechter und in Richtung der Seilachse zu beachten. Die Größe des sogenannten Klemmenstoßes ist maßgeblich von der Klemmenkonstruktion abhängig. Für den lotrecht wirkenden Klemmenstoß wurden Stoßziffern zwischen 1,2 bis 2,5 gemessen, für den in Seilachse wirkenden Klemmenstoß werden in der Regel zirka 100 kg angenommen.

Gegenüber der festen Lagerung der Tragseilschuhe ist die bewegliche Lagerung der Rollenbatterien über den Tragbolzen wesentlich schwieriger. Alle Kräfte müssen über den Tragbolzen von den Rollenbatterien auf das Querhaupt übertragen werden. Die Forderung der ausreichenden Torsionssteifigkeit, bezogen auf die äußerste Stützenrolle, ist in Anbetracht der beweglichen Lagerung der Rollenbatterien bedeutend schwerer zu erfüllen als bei Zweiseilbahnen, weil das Lagerspiel eingeschlossen ist. Bei einem Durchmesser des Förderseiles von zirka 24 mm beträgt die zulässige Auslenkung 12 mm. Allerdings muß

bemerkt werden, daß die Stützen bei Einseilbahnen wegen des einzuhaltenden Bodenabstandes nicht höher als 15 m sein werden, wohingegen die der Zweiseilbahn schon bis 55 m Höhe ausgeführt wurden.

Die dynamische Beanspruchung der Stützen von Einseilbahnen ist größer und kann bei entsprechender Wagenentfernung im Zusammenhang mit der Schwingungsfrequenz des Förderseiles zu starkem Aufschwingen führen. In einem Falle mußte eine nur schwach belastete Stütze eines Sesselliftes mit einer Abstrebung versehen werden, weil bei einem bestimmten, immer wiederkehrenden Belastungsfall ein untragbares Aufschwingen der Stütze erfolgte.

6. Schlußbemerkung

Im vorstehenden wurde versucht, auf die Eigenheiten der Seilbahnstützen gegenüber den sonstigen Mastbauten des Stahlbaues einzugehen und die Gründe darzulegen, warum im Seilbahnbau außergewöhnliche Berechnungsmethoden Eingang gefunden haben. Es sei in diesem Zusammenhang jedoch erwähnt, daß Bestrebungen bestehen, die üblichen normmäßigen Berechnungsannahmen einzuführen und die Eigenheiten des Seilbahnbaues durch geeignete Zuschläge zu berücksichtigen. Hierdurch würde zweifellos eine bedeutende Vereinfachung und Erleichterung erreicht werden.

Auf so manche Einzelheiten des Kräfteangriffes wurde bewußt nicht näher eingegangen, weil gerade die Kräfteübertragung vom Seil auf den Schuh oder die Rolle heute noch ungelöste Probleme aufwirft, die durch einfache Annahmen, die sich erfahrungsgemäß bewährt haben, überbrückt werden.

Vorstehende Arbeit sollte den Zweck haben, die Probleme des Seilbahnbaues bei der Konstruktion der Stützen und sonstiger seilbahntechnischer Einrichtungen zu erörtern und einen Überblick über die seilbahntechnischen Konstruktionselemente zu geben. Sollte dieses Ziel nahezu erreicht sein, so wird die vorliegende Arbeit weitgehend zu beiderseitigem Verständnis beigetragen haben.

Dipl.-Ing. Karl Bittner,
Zentralinspektor im Bundesministerium für
Verkehr und Elektrizitätswirtschaft, Wien
Dozent für Seilbahnbau der techn. Hochschule
Graz

Leichtstahlkonstruktionen im Waggonbau

Von Dipl.-Ing. Ludwig G r o ß, Wien

I. Einleitung

Als um die Mitte des vorigen Jahrhunderts in Mitteleuropa die ersten Eisenbahnwagen gebaut wurden, gab es für diese als Vorbilder nur die von Pferden gezogenen Straßenfahrzeuge. Ein großer Teil der heute noch bestehenden ältesten und bekanntesten Waggonfabriken am Kontinent hat sich in seiner Gründerzeit mit dem Bau von Kutschen und sonstigen Straßenfahrzeugen für den Personen- und Lastentransport befaßt. Die Tragkonstruktion der ersten Eisenbahnfahrzeuge war den damaligen Straßenfahrzeugen nachgebildet und bestand zum größten Teil aus Holz. Erst gegen Ende des 19. Jahrhunderts fand der Werkstoff Stahl in Form von Profilen und Blechen als verbindendes, tragendes oder auch nur verkleidendes Bauelement Eingang in den Eisenbahnwagenbau. In den zwanziger Jahren unseres Jahrhunderts wurden von der Waggonindustrie die ersten in ihrem Gerippe vollkommen aus Stahl gebauten Wagen in Nietkonstruktion erstellt. Die Einführung der Ganzstahlwagen hatte zunächst ein starkes Ansteigen der Wagengewichte zur Folge. Insbesondere bei der zuerst angewendeten Nietbauweise wirkte sich der Gewichtszuwachs erheblich aus; erst durch den Übergang auf die geschweißte Bauweise zu Beginn der dreißiger Jahre konnte das Gewicht der Wagenkasten wieder etwas vermindert werden. Durch die schwereren Stahlwagen, die den Reisenden bei Unglücksfällen ein Vielfaches mehr an Sicherheit boten als die alten Holzwagen, wurde zwar der Oberbau und die Brücken höher beansprucht, auch die Zugsförderungskosten stiegen erheblich an, doch wurde dieses Mehr an Aufwendungen für Erhaltung bzw. Verstärkung der Bahnanlagen und für den Kohleverbrauch (damals herrschte noch eindeutig die Dampftraktion vor) gerne in Kauf genommen, hatte man doch für die Sicherheit der Reisenden sehr viel erreicht.

Der Drang, oder besser gesagt der Zwang zum Leichtbau wurde erst durch die Einführung des Dieselmotors als Kraftquelle für den Antrieb von Eisenbahnfahrzeugen eingeleitet. Mit den Fahrzeug-Dieselmotoren, deren Leistung in den Jahren vor dem Krieg etwa 400–600 PS betrug, konnte bei Wagengewichten von mehr als 45 t bei Anhängerbetrieb keine wirtschaftliche Zugsförderung erreicht werden. Insbesondere bei Nahverkehrsfahrzeugen, bei denen wegen der geringen Haltestellenabstände auf eine Beschleunigungsperiode nach kurzer Fahrt schon wieder eine Bremsung bis zum Stillstand eingeleitet werden muß, war ohne eine beträchtliche Gewichtsverminderung

der Fahrzeuge bei den genannten Motorleistungen nicht auszukommen. Ähnliche Gesichtspunkte galten für den Verkehr auf gebirgigen Strecken, wo man auch bemüht war, auf den Steigungen die Geschwindigkeit zu erhöhen und bei Talfahrten die Bremsenergie zu verringern, um damit den Bremsklotzverschleiß und die Radabnutzung klein zu halten.

II. Möglichkeiten der Gewichtsverminderung

So war es also in erster Linie der Triebwagenbau, der die Konstrukteure aus der zu installierenden Antriebsleistung heraus gezwungen hat, den Leichtbaugedanken aufzugreifen und auszuweiten. Es soll im Zuge dieser Abhandlung geschildert werden, wie sich, ausgehend vom Triebwagenbau, der Leichtbaugedanke immer mehr und mehr ausbreitete, um auch im Bau von Personen-, Güter- und Straßenbahnwagen Eingang zu finden, wobei auch auf Fahrzeuge in reiner Leichtmetallbauweise hingewiesen werden soll.

Die Mittel, die dem Konstrukteur zur Verfügung stehen, das Fahrzeuggewicht abzusenken, sind einerseits formgebungsmäßig, andererseits stofflich bedingt. Man unterscheidet demnach auch Form-Leichtbau und Stoff-Leichtbau.

Form-Leichtbau heißt werkstoffsparend so zu konstruieren, daß alle Bauteile in gleicher Weise zum Tragen herangezogen werden und dementsprechend eine optimale Werkstoffausnutzung erzielt wird, wie dies beispielsweise bei der im Flugzeugbau üblichen Schalenbauweise der Fall ist. Die Grundform ist dabei, ebenso wie beim modernen Eisenbahn-Personenfahrzeug, eine Röhrenkonstruktion mit möglichst dünner, durch Ringspannten und Längsprofile gegen Ausbeulen ausgesteifter tragender Blechhaut.

Der zweite dem Konstrukteur zur Verfügung stehende Weg ist der Stoff-Leichtbau, gekennzeichnet hauptsächlich durch die Verwendung von Werkstoffen geringen spezifischen Gewichtes im Verhältnis zu ihrer Festigkeit. Als solche stehen dem Konstrukteur zum Beispiel Materialien hoher Festigkeit (hochwertige oder kaltverfestigte Stähle) oder geringen Gewichtes zum Beispiel Aluminium, Kunststoffe usw. zur Verfügung. Das Hauptanwendungsgebiet des Stoff-Leichtbaues liegt bei der Innenausstattung der Fahrzeuge.

Nur eine sinnvolle Synthese der beiden genannten Komponenten, Form-Leichtbau und Stoff-Leichtbau ermöglicht den Entwurf und den Bau von Leichtfahrzeugen zu einem wirtschaftlich tragbaren Preis.

III. Den Leichtbau einschränkende Bestimmungen

Eisenbahnfahrzeuge müssen in Mitteleuropa, mit Ausnahme von wenigen Triebfahrzeugen, so gebaut sein, daß sie bestimmte vorgeschriebene statische Druckkräfte verformungslos übernehmen können, damit den Reisenden im Personenwagen ein Höchstmaß an Sicherheit geboten wird. Ähnlichen Bedingungen sind die Güterwagen unterworfen. So ist zum Beispiel für Personenwagen und Güterwagen eine statische Druckfestigkeit von 200 t in der Pufferebene vorgeschrieben. Außerdem darf die Durchbiegung des Wagenkastens unter der Last bestimmte vorgegebene Werte nicht überschreiten, damit die Eigenschwingungszahl des Wagenkastens, die von wesentlichem Einfluß auf die Laufruhe ist, innerhalb gewisser Grenzen bleibt. Die zulässige Durchbiegung darf auch bei Belastungsschwankungen, wie sie bei Überbesetzung von Nahverkehrs-Personenwagen im Spitzenverkehr auftritt, nicht überschritten werden.

Die Querschnittsform der Eisenbahnfahrzeuge ist durch das Wagenumgrenzungsprofil, das auch bei Kurvenfahrt nicht überschritten werden darf, ziemlich genau festgelegt. Dem Konstrukteur von Schienenfahrzeugen obliegt es nun, in den vorgegebenen Querschnitt ein Transportgefäß optimaler Länge hineinzulegen, dessen Fassungs- oder Lastaufnahmevermögen im Verhältnis zu seinem Eigengewicht ein Maximum sein soll, wobei gleichzeitig aber das Transportgefäß den betrieblich auftretenden statischen und dynamischen Beanspruchungen standhalten können muß.

Als weitere den Leichtbau einengende Bestimmung wird die von einem Schienenfahrzeug erwartete hohe Lebensdauer angesehen. Gegenüber einem Straßenfahrzeug mit einer durchschnittlichen Lebensdauer von 5–8 Jahren muß bei Schienenfahrzeugen mit einer Lebensdauer bis zu 40 Jahren gerechnet werden und oft wird nach dieser Zeit der meist noch gut erhaltene tragende Aufbau mit einer modernen Inneneinrichtung versehen, um dann weiterhin wieder etwa 20 Jahre im Verkehr zu bleiben.

IV. Auswirkungen des Leichtbaues auf den Verkehr

Damit der öffentliche Verkehr Reisende vom Individualverkehr zurückgewinnen kann, müssen die dem Individualverkehr innewohnenden Vorteile des von Haus-zu-Haus-Fahrens unabhängig von einem starren Fahrplan durch größere Sicherheit, Unabhängigkeit von Witterungsunbilden und einen wesentlich höheren Komfort, als ihn das Straßenfahrzeug bietet, wettgemacht werden. Außer dem Schiff bietet nun das Schienenfahrzeug zufolge seines ruhigen Laufes, seines Platzangebotes, seiner Zuverlässigkeit und seiner Pünktlichkeit die weitestgehenden Voraussetzungen zur Verwirklichung eines echten Fahrkomforts. So gilt es als selbstverständlich, daß in modernen Personenverkehrsmitteln auf der Schiene Einrichtungen vorhanden sind, die dem Reisenden unabhängig von Wetter, Tageszeit oder Jahreszeit, ein angenehmes Lesen und Schreiben, das Einnehmen von Mahlzeiten, Schlafen

sowie eine gewisse Bewegungsfreiheit, wie Herumgehen, das Aufsuchen von Wasch- und Toiletteräumen usw. gestattet. Der angebotene Komfort ist erst möglich geworden, nachdem das durch ihn bedingte Mehrgewicht von dem den Leichtbau beherrschenden Konstrukteur durch beanspruchungsgerechte Ausbildung der Tragkonstruktion eingespart werden konnte.

Anders als beim Personenverkehr liegen die Verhältnisse beim Güterverkehr; hier gilt es vor allem die Transportleistung zu steigern, den Wagenumlauf zu beschleunigen, die Belade- und Entleerungszeiten zu kürzen, um dadurch den Ausnützungsgrad der Wagen zu heben. Dies führte zu Konstruktionen, bei denen das Verhältnis Nutzlast zu Eigengewicht vom seinerzeitigen Wert 1,5 auf den heutigen Wert von 3 und darüber gesteigert werden konnte. Es sind Wagen entwickelt worden, die in artreinen Zügen zum Beispiel in einer Richtung Kohle und in der anderen Richtung Erz befördern.

Wurde früher der gesamte Güterverkehr mit offenen und gedeckten Wagen mit Holzaufbau bewältigt, so treten heute an deren Stelle immer mehr und mehr Spezialwagen, die den Umschlag der damit beförderten Güter schnell, mit größter Einsparung an Personal an den Be- bzw. Entladestellen, durchführen. Die hierfür benötigten zusätzlichen Einrichtungen, wie pneumatische und hydraulische Hub- und Kippwerke, Schwenk- und Schiebedächer usw. zwingen zu einer leichten Stahlbauweise, deren Dächer und Wandteile als Tragelemente in die Gesamtkonstruktion einbezogen werden müssen.

Einige Eisenbahnverwaltungen gehen sogar so weit, daß sie den Reisenden die Mitnahme ihrer Personenkraftwagen, zum Beispiel im Skandinavien-Italien-Verkehr, im gleichen Zug, in dem sie selbst reisen, ermöglichen, um durch Ausnützung der Nacht die Anreise an den Urlaubsort bequem und schnell zu gestalten. Das Mitführen solcher Autotransportwagen im Zugverband geschieht mit den heutigen leichten Fahrzeugen, ohne daß eine Verringerung der zur Personenbeförderung bestimmten Wagen notwendig wird.

All dies wurde erst durch den weiterentwickelten Leichtbau ermöglicht, der sich in den Jahren nach 1950 in ganz Europa durchgesetzt und sogar amerikanische Eisenbahnfachleute veranlaßt hat, nach Europa zu kommen, um die modernen, leichten Eisenbahnfahrzeuge in ihrem Einsatz und ihrem Aufbau zu studieren.

V. Ausführung leichter Fahrzeuge in Mitteleuropa

Es ist im Rahmen der nachfolgenden Ausführungen keinesfalls möglich, auch nur annähernd sämtliche Leichtstahlkonstruktionen, die sowohl vor, als auch nach dem Krieg gebaut wurden, zu erfassen. Es kann hier an Hand von einigen typischen Beispielen gezeigt werden, wie sich der Leichtbaugedanke bei den einzelnen Bahnverwaltungen durchgesetzt hat und welche technische Mittel eingesetzt wurden, um den gewünschten Fortschritt sicherzustellen.

Die Bestrebungen, leichte Eisenbahnfahrzeuge zur Personenbeförderung zu bauen, reichen in allen Län-

dem Mitteleuropas bis in die Zeit vor dem letzten Kriege zurück und damals schon sind beachtliche Leistungen erzielt worden. Leider haben die damals erzielten, sehr vielversprechenden Erfolge durch die Kriegsjahre, mit Ausnahme der Schweiz, eine Unterbrechung erfahren. Bei einem Vergleich der vor dem Krieg gebauten Fahrzeuge mit den heutigen unterscheiden sich im ersten Augenblick die Gewichte nicht sehr wesentlich voneinander. Wenn aber bei den Vorkriegsfahrzeugen wenig oder gar keine geräuschdämmenden Maßnahmen getroffen wurden, müssen bei den neuzeitlichen Fahrzeugen, schon aus den vorhin geschilderten Gründen des Wettbewerbes mit den Straßenfahrzeugen, erhebliche Vorkehrungen gegen das Auftreten der die Fahrgäste belästigenden Geräusche getroffen werden. Sind in Personenzugfahrzeugen aus der Vorkriegszeit im Innern Lautstärken während der Fahrt von 85 und mehr Phon gemessen worden, so verlangen die Eisenbahnverwaltungen von den Waggonbauanstalten heute, daß in den Abteilen der Reisezugwagen eine Lautstärke von 65 bis 70 Phon nicht überschritten wird. Die hierfür zu treffenden schallmindernden Maßnahmen müssen mit einem beträchtlichen Gewicht an eingebauten Isolierstoffen erkauft werden, wodurch die durch die leichtere Tragkonstruktion erzielten Gewichtersparnisse teilweise wieder aufgezehrt werden.

Nachstehend soll nun an vier Beispielen gezeigt werden, welche Wege von den Waggonfabriken beschritten wurden, um im Bau von Personenzugfahrzeugen vom genieteten Schwerfahrzeug zum geschweißten Leichtfahrzeug zu gelangen.

1. Personenzugfahrzeuge

1.1 Stahlwagen der ÖBB aus der Zeit von 1928–1932, in Nietbauweise

Als typisches Beispiel für die zu Ende der zwanziger Jahre in Europa allgemein übliche Nietkonstruktion kann der für die ÖBB entwickelte 4achsige Schnellzugwagen der Gattung N 28 angesehen werden. Von diesen Wagen laufen heute noch eine größere Anzahl in den Inlandschnellzügen; diese Type ist eine der wenigen, bei denen die WC-Abteile in Wagenmitte angeordnet sind.

Bei der zu jener Zeit angewendeten Konstruktion bestand das Gesamtkastengerippe und das Untergestell aus Walzprofilen und Blechen, die untereinander mit Nieten verbunden wurden. Das Untergestell, die Seitenwände und das Dach wurden einzeln für sich in Vorrichtungen gefertigt und dann zusammengebaut. Diese Montageweise wird auch heute noch vielfach angewendet. Sowohl die senkrechte Last aus Eigengewicht und Personenbesetzung als auch die horizontal wirkenden Pufferkräfte müssen in erster Linie von dem sehr kräftig gehaltenen Untergestell und dem Fensterbrüstungsgurt aufgenommen werden, ohne daß dem Seitenwand- oder Dachblech eine tragende Funktion zugewiesen ist. Das Blech dient im wesentlichen nur als Bekleidungsmaterial.

Kräftige U 22 bilden die Langträger, die durch in entsprechender Anzahl vorgesehene Querträger aus

U 14 und die Kopfträger miteinander verbunden sind. Die als Rahmentragwerk gebaute Seitenwand hat als obere Begrenzung ein Z 70×65×10×8 und als untere Einfassung ein Z 60×45×6×5. Als Fensterbrüstungsgurt dient ein Flacheisen 80×10, das über das 2,5 mm dicke Bekleidungsblech mit einem L 40×80×6 vernietet ist. Der Dachrahmen wird durch einen L 50×65×9 gebildet, der mit dem oberen Z-förmigen Gurt der Seitenwand vernietet ist. Das Seitenwandblech hat eine Stärke von 2,5 mm, das Dachblech eine Dicke von 2 mm. Als Baustahl für die gesamte Konstruktion ist St 37 verwendet.

Die Fenster sind, wie damals allgemein üblich, nach unten herablaßbar, wobei die unteren Ecken des Fensterbrüstungsgurtes eckig, die oberen jedoch leicht abgerundet ausgeführt sind. Dämmstoffe zur Verminderung der Fahrgeräusche und zur Wärmeisolierung sind bei dieser Bauart noch nicht angewendet.

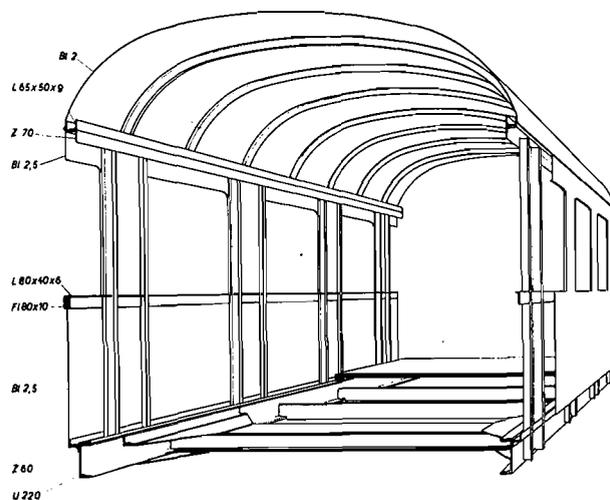


Bild 1:
Wagenkastenquerschnitt N 28

Fig. 1:
Car frame – cross-section

Der Wagen hat eine Länge von 21,020 m über Puffer gemessen und wiegt als 3.-Klasse-Wagen 40 t, als kombinierter 1.- und 2.-Klasse-Wagen 42,5 t. Um einen Vergleich hinsichtlich des Gewichtes der Kastenkonstruktion mit anderen Fahrzeugen zu bekommen, muß wegen der verschiedenen verwendeten Drehgestelle und der oft sehr unterschiedlichen Wagenkastenlänge das Gewicht auf 1 m Baulänge des Wagenkastens bezogen werden. Nachdem die Drehgestelle 12,2 t wiegen, ergibt sich für den Wagenkasten mit Innenausstattung ein Gewicht von rund 29 t; geteilt durch die Länge des Wagenkastens, errechnet sich das den späteren Betrachtungen zugrunde gelegte Gewicht von 1 470 kg je Meter Wagenkastenlänge.

Im Vergleich zu dem genieteten Wagen N 28 der ÖBB soll im folgenden gezeigt werden, wie durch Anwendung sowohl von Form-, als auch Stoff-Leichtbau die Wagenkastengewichte abgesenkt bzw. Gewicht für einen höheren Komfort zur Verfügung gestellt werden konnte.

1.2 Eilzugwagen der Deutschen Reichsbahn aus dem Jahre 1939, geschweißte Bauweise

Zur Gegenüberstellung mit dem eben geschilderten Wagen der ÖBB, der als typischer Vertreter der zu jener Zeit in fast allen Ländern gebauten Wagen angesehen werden kann, möge nun eine Leichtbauart angeführt werden, die im Auftrage der damaligen Deutschen Reichsbahn in gemeinschaftlicher Entwicklungsarbeit aller im Jahre 1939 in Deutschland ansässigen Waggonfabriken, unter Mitarbeit des Werkes Simmering der heutigen SGP und anderer österreichischer Firmen erstellt wurde.

Bei diesem Wagen, der als Inlands-Eilzugwagen mit der Typenbezeichnung C 4 üp und BC 4 üp mit Doppeleinstieg an den Wagenenden und Großraumabteilen in großer Stückzahl gebaut werden sollte, wurde eine geschweißte Bauweise, unter weitgehender Verwendung von Stahlpreßprofilen und kaltgewalzten Profilen in Vorschlag gebracht. War der Wagen N 28 der ÖBB fast völlig aus Normalwalzprofilen gebaut, so sind bei dem Kastengerippe und dem Untergestell des Leichtstahlwagens der Deutschen Reichsbahn die normalen Walzprofile stark in den Hintergrund getreten und durch kaltgewalzte, gepreßte oder gekantete Profile ersetzt.

Der Wagen hat eine Länge, über die Puffer gemessen, von 21,5 m und wiegt je nach den untergesetzten Drehgestellen 25,5–27,5 t. Der leere Wagenkasten ohne Drehgestell hat ein Gewicht von 18 t. Das auf 1 m Baulänge bezogene Gewicht des Wagenkastens errechnet sich mit 890 kg. Gegenüber dem vorgenannten Wagen der ÖBB ergibt sich beim Wagenkasten eine Gewichtseinsparung von fast 40 %. Es ist also innerhalb eines Zeitraumes von rund 10 Jahren möglich geworden, durch Anwendung der Schweißtechnik und beanspruchungsgerechte Ausbildung der Tragkonstruktion, sowie Ersatz von Schwermetallen durch Leichtmetall, beispielsweise bei den Fensterrahmen, das Wagenkastengewicht sehr beträchtlich abzusenken, ohne daß dabei die Sicherheit der Reisenden eine Einschränkung erfahren hätte.

Leider wurde wegen des Krieges die damals begonnene, sehr aussichtsreiche Entwicklung abgebrochen; nur etwa 150 Wagen dieser ausgesprochenen Leicht-Stahlkonstruktion sind ausgeliefert worden. Die Querschnittsform dieses Wagens ist die eines röhrenförmigen Trägers, der unten vom gewellten Fußbodenblech, seitlich von den Wandbekleidungsblechen und oben vom gebogenen Dachblech begrenzt wird. Zur Aussteifung des röhrenförmigen Tragwerkes sind Ringspannten, gebildet aus Untergestell-Querträgern, Seitenwandsäulen und Dachspiegel vorhanden.

Die gesamte Wagenkonstruktion ist ebenfalls aus Baustahl St 37 erstellt. Bei der Konstruktion dieses Wagens wurde erstmalig die Seitenwand als volltragend eingesetzt. Aus diesem Grunde sind die kastenförmigen Langträger ganz nach außen in die Ebene der Seitenwände gerückt. Die Langträger, in Verbindung mit Seitenwand- und Schürzenblech, sind in der Lage, die in den Seitenwänden auftretenden Biege- und Schubkräfte, ohne auszubeuken, zu übernehmen. Die Seitenwandsäulen sind bei dieser Konstruktion stumpf auf den Langträger aufgesetzt und mit diesem verschweißt. Auch bei dieser Konstruktion werden Untergestell, Seitenwand, Dach und Stirnwände für sich in Vorrichtung gefertigt und bei der Montage durch Nietung bzw. Lochschweißung miteinander verbunden. Als Dröhnschutz dient eine auf der Innenseite der Verblechung aufgespritzte 2 mm dicke Antivibrinschicht. Sonstige schalldämmende bzw. isolierende Baustoffe sind auch hier nicht eingebaut.

Das Untergestell wird durch die beiden hutförmigen, kaltgewalzten Langträger von 5 mm Dicke, die im Bereich zwischen den Drehzapfen in Abständen von rund 800 mm durch gepreßte Blechquerträger auf Distanz gehalten sind, gebildet. Die Hauptquerträger bestehen ebenfalls aus Blech, sind geschweißt und dienen zur Aufnahme bzw. Überleitung der senkrechten Kräfte. Über das gesamte Untergestell ist ein Wellblechboden von 1,25 mm Dicke aufgelegt und mit den Lang- sowie Querträgern verschweißt, so daß ein diagonalsteifer Verband entsteht. Mit dem Untergestell in unmittelbarer Verbindung steht das 3 mm Schürzenblech, welches an seiner unteren Begrenzung durch ein Saumeisen von 8 mm Dicke ausgesteift ist.

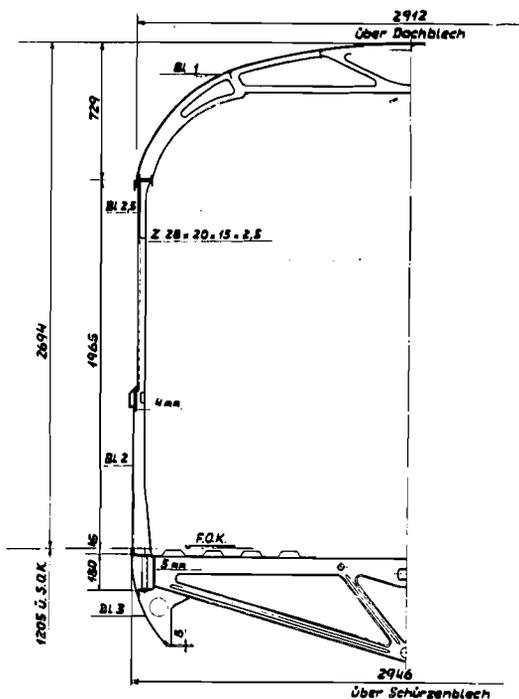


Bild 2:
Querschnitt durch den Wagenkasten des Eilzugwagens C 4 üp

Fig. 2:
Cross section of a fast train car frame

Die Seitenwand ist mit einem Blech von 2 mm Dicke verkleidet. Der Fensterbrüstungsgurt wird durch ein nach innen abgewinkeltes Flacheisen von 8 mm Dicke, in Verbindung mit einer in das Seitenwandblech eingewalzten durchlaufenden sickenförmigen Versteifung, gebildet. Der zur Seitenwand gehörige Teil des Obergurtes besteht aus einem nach unten offenen U-förmigen, kaltgewalzten Blechträger, der zusammen mit einem oberhalb der Fensteröffnungen durchlaufenden 2,5 mm starken Blech den Obergurt der Seitenwand bildet. Zur Randversteifung ist noch eine Z-förmige Leiste mit diesem Blech verschweißt.

Das Dach besteht aus beiderseits angeordneten, kaltgewalzten U-förmigen Rahmenteilern, die mit den gepreßten Spriegeln und winkelförmigen Pfetten, in Verbindung mit dem 1 mm dicken Dachblech, ein steifes Tragwerk bilden. An den Wagenenden ist zur Vergrößerung der Rammstärke das 1 mm dicke Dachblech im Bereich der Voute (äußerer stark gekrümmter Teil) durch ein 2,5 mm dickes, mit dem Dachrahmen und den übrigen Spriegeln verschweißtes Blech ersetzt.

Der gesamte Wagenkastenrohbau wurde seinerzeit Druck- und Belastungsversuchen ausgesetzt. Die Konstruktion hat dabei einem statischen Pufferdruck von $2 \times 100 \text{ t}$ und einem diagonalen Pufferdruck von 40 t sowie einem Rammdruck von 30 t in Höhe des Dachrahmens verformungslos standgehalten. Die nach verschiedenen Methoden vorberechneten Spannungen wurden bei den Belastungs- und Druckversuchen durch am Wagenkasten angebrachte Dehnungsmeßstreifen überprüft. Dabei hat die Berechnungsmethode, bei der die Seitenwand als Vollwandträger mit Öffnungen angenommen wurde, die beste Übereinstimmung mit den gemessenen Spannungen erbracht.

1.3 Mittelwagen des dreiteiligen Ferntriebzuges VT 08 der Deutschen Bundesbahn, aus dem Jahre 1953

Bei der Konstruktion dieses Wagens, der als Abteilwagen 1. Klasse in der Mitte zwischen dem Trieb- und Steuerwagen der 3- bzw. 4teiligen Ferntriebzüge der Deutschen Bundesbahn eingesetzt ist, wurde die im Flugzeugbau bewährte Schalenbauweise erstmalig bei Eisenbahnfahrzeugen angewendet. Eine direkte Übernahme der im Flugzeugbau benützten Bauweise war wegen der großen Fenster im Schienenfahrzeug sowie wegen der Einstiege und nicht zuletzt wegen der aus Sicherheitsgründen bei einer Fahrgeschwindigkeit von 140 km/h geforderten statischen Rammstärke von 200 t Pufferdruck nicht möglich. Auffallend bei dieser Konstruktion ist neben der vollkommen glatten Außenfläche ohne vorspringende Fensterbrüstungsleiste, die sehr weitgehende Anwendung dünnwandiger Blechquerschnitte. Sämtliche Fenster- und Türöffnungen sind in den Ecken stark abgerundet, um das Auftreten von Spannungsspitzen in diesen Bereichen zu verhindern.

In Fachkreisen wird diese Konstruktion auch als Dünnblech-Bauweise bezeichnet; es beträgt die Blech-

stärke für das Seitenwandblech $1,5 \text{ mm}$, für das Dachblech $1,25 \text{ mm}$ und für das Bodenwannenblech 1 mm . Die Langträger weichen von der üblichen Form vollkommen ab und sind aus nur 3 mm dickem Blech hergestellt. Die gleiche Blechstärke weisen Dachlangrahmen und Seitenwandsäulen auf. Die hohlen Dreiecksträger zur unteren Begrenzung der Seitenwandschürze haben eine Dicke von $3,5 \text{ mm}$. Um den geforderten Pufferdruck aufnehmen zu können, sind zwei durchlaufende Rohre von 4 mm Wandstärke sowie ein 1 mm dickes Wellblech mit den Untergestellquerträgern verschweißt. Wie beim Eilzugwagen C 4 üp sind auch hier sämtliche Querträger und Dachspriegel gepreßte Blechträger von $1,5 \text{ mm}$ bis 2 mm Stärke. Eine Einzelfertigung der Haupt-Bauelemente wie Untergestell, Seitenwand und Dach mit nachfolgendem Zusammenbau ist bei der vorliegenden Konstruktion nicht mehr ohne weiteres möglich, daher werden die Wagenkasten vorzugsweise in einer einzigen, sehr großen drehbaren Vorrichtung gebaut. Als Baustoff für den Wagenkasten ist St 37 mit einem Kupferzusatz von $0,2$ bis $0,3 \%$ als Korrosionsschutz vorgesehen.

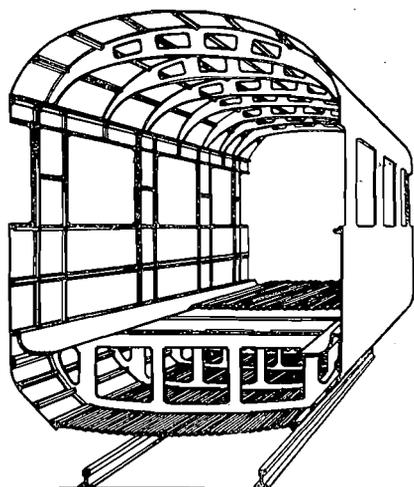


Bild 3:
Skizze der Kastenkonstruktion des Ferntriebwagens VT 08

Fig. 3:
Sketch of frame construction of a "Ferntriebwagen"

Selbstverständlich ist auch bei der Inneneinrichtung sehr an Gewicht gespart worden und sämtliche Türen, Gepäckträger, Fensterrahmen, Heizverkleidungen und Beschläge sind aus eloxiertem Leichtmetall gefertigt. In diesem Wagen sind etwa $1,8 \text{ t}$ Leichtmetall eingebaut. Aus Gründen einer guten Geräuschisolierung, die bei einem neuzeitlichen Fahrzeug unerlässlich ist, sind auch noch etwa 3 t Dämmstoffe für Geräusch- und Wärmeisolierung eingebaut. Dies war bei den vorher unter 1 und 2 genannten Fahrzeugen nicht der Fall. Trotz der eingebauten Dämmstoffe beträgt das Gewicht dieses Fahrzeuges mit einer Kastenlänge von $25,76 \text{ m}$ nur $29,45 \text{ t}$; nach Abzug des Drehgestellgewichtes verbleibt für den Wagenkasten ein

Leergewicht von 22,45 t, was auf den laufenden Meter des Wagenkastens bezogen ein Gewicht von 868 kg ergibt. Wenn dieses Gewicht auch nicht viel niedriger als das beim Eilzugwagen ist, so muß dabei eben berücksichtigt werden, daß in diesem Fahrzeug sehr viele Isolierstoffe eingebaut sind und daß außerdem der Wagen als Abteilwagen 1. Klasse gebaut ist, während der Eilzugwagen nur zwei Großraumabteile hat, die naturgemäß weniger Aufwand an Gewicht benötigen als die vielen Querwände, die Seitengangwand und die Abteilschiebetüren des VT 08-Mittelwagens.

Abschließend muß zu dieser Bauweise gesagt werden, daß die Verschweißung dünner Bleche von 1,5 bis 1,0 mm Dicke sehr große Schwierigkeiten mit sich bringt, weil der dabei auftretende Verzug nur durch langwierige und teure Richtarbeiten ausgeglichen werden kann. Es scheint, als ob bei der Schalenbauweise und den dabei verwendeten Blechen bis herab zu 1 mm Dicke sowohl die technisch, als auch wirtschaftlich vertretbare Grenze erreicht ist und weitere Gewichtsverminderungen mit dem Baustoff St 37 nicht mehr möglich sind.

1.4 Steuerwagen VS 6545 zum Triebwagen VT 5045 der ÖBB aus dem Jahre 1955

Der Querschnitt dieses Wagens weist eine gewisse Ähnlichkeit mit dem unter 2 beschriebenen C 4 üp Wagen, der knapp vor dem Kriege für die Deutsche Reichsbahn gebaut wurde, auf. Überwiegend kommen Walzprofile zur Anwendung; nur für Untergestellquerträger, Fensterbrüstung, Dachspriegel und Pfetten werden aus Blech gekantete oder gepreßte Profile verwendet. Interessant ist die Auflösung des Langträgers in 2 Winkelleisen $75 \times 65 \times 6$ zum Zwecke der Gewichtseinsparung, die an den Anschlußstellen der aus 3-mm-Blech gekanteten Querträger durch Stege miteinander verbunden sind. Die Konstruktion des Wagenkastens ist bewußt leicht gehalten und so ausgelegt, daß im Katastrophenfall der als Deformationsglied ausgebildete Kopfträger des Untergestelles sich verformt und dabei kinetische Energie während des außerordentlich kurzen Stoßvorganges verzehrt, so daß Überbeanspruchungen vom Wagenkasten selbst ferngehalten werden. Dadurch ist es möglich geworden, die Kastenkonstruktion leichter zu dimensionieren als bei den vorangegangenen Bauarten.

Die Blechdicken für Seitenwand, Dach und Fußboden sind praktisch gleich wie bei dem unter 1.2 beschriebenen Fahrzeug. Der Fensterbrüstungsgurt erscheint vereinfacht durch Kombination eines geraden Flacheisens 100×8 mit einem gekanteten Hohlprofil von 3 mm Dicke, an das oben und unten das 2 mm dicke Seitenwandblech anschließt. Auf der Kasteninnenseite läuft zur besseren Aussteifung der sehr leicht gehaltenen Seitenwandsäulen ein $L 50 \times 40 \times 4$ durch, an den auch die Fenstertischchen angeschraubt werden. Unterhalb dieses Winkels läuft ein $L 50 \times 50 \times 5$ durch, der einerseits zur Wandversteifung, andererseits zur Sitzabstützung dient. Der Obergurt ist einteilig und besteht aus einem U 80. Der Aufbau

des Dachgerippes und der Verblechung kann bei dieser Konstruktion nur im Rahmen der Gesamtmontage des Kastens erfolgen. An Stelle gepreßter Dachspriegel ist hier eine ganz leichte Schweißkonstruktion aus Kantprofilen vorhanden. Als Baustoff für den Wagenkasten ist einheitlich St 37 verwendet. Sämtliche Innenflächen sind mit Antiröhrnstoffen bespritzt und zur Wärmeisolierung dient Knitteralfol.

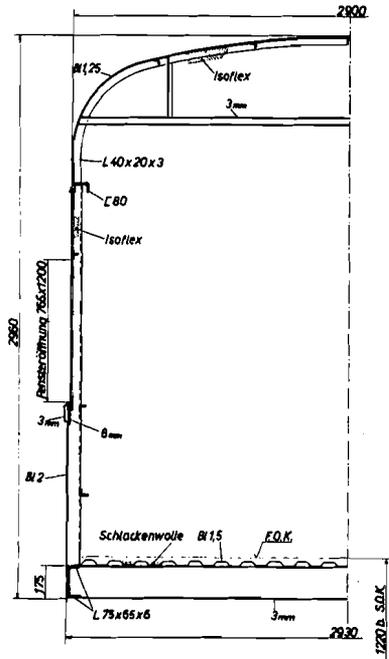


Bild 4:
Kastenquerschnitt des Steuerwagens VS 6545

Fig. 4:
Frame cross section of the control car

Das Gewicht des 21,85 m langen Wagens einschließlich der Drehgestelle beträgt 25,4 t. Das Kastengewicht selbst errechnet sich mit 16,8 t, was ein Gewicht je Meter Wagenkastenlänge von 790 kg ergibt.

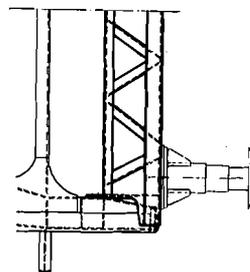


Bild 5:
Kopfträger des Steuerwagens VS 6545

Fig. 5:
End carriage of control car

Dieses außerordentlich niedrige Gewicht konnte erreicht werden, weil die Kastenkonstruktion auf einen ruhenden Pufferdruck von nur 2×20 t ausgelegt ist. Zum Schutz des Kastenaufbaues und des Untergestelles sind, wie eingangs erwähnt, die Puffer auf einem als liegendes Fachwerk ausgebildeten Kopfträger aufgeschraubt, der seinerseits gegenüber dem Langträger vernietet ist und im Bereich der Abstützstelle eine der Deformation dienende Einschnürung aufweist.

Im Fall eines starken Pufferstoßes werden zuerst die Befestigungsrieten zwischen Fachwerkträger und Untergestell-Langträger abgeschert und dann der Pufferträger an den Soll-Verformungsstellen (Einschnürstelle) unter starkem Arbeitsverzehr deformiert. Diese Anordnung hat sich bereits mit bestem Erfolg bewährt, und es sind schwere Schäden am Fahrzeug selbst bisher nie aufgetreten.

1.5 Einheitswagen der Schweizerischen Bundesbahn für den Inlandverkehr, entwickelt in den Jahren 1955-1957

Zum Abschluß der Betrachtungen aller dem Personenverkehr dienenden Fahrzeuge soll noch auf eine Entwicklung der Schweizerischen Bundesbahn aus der letzten Zeit eingegangen werden. Es handelt sich dabei um den in den letzten Jahren konstruierten Einheitswagen für den Inlandverkehr 1. und 2. Klasse mit je zwei Großraumabteilen in Wagenmitte. Der Stahlaufbau beider Wagentypen ist bis auf die Fensterteilung nahezu vollkommen gleich. Gegenüber den früheren Leichtstahlwagen, deren Entwicklung bis etwa 1935 zurückreicht und die für 100 t Pufferdruck ausgelegt waren, ist bei der neuen Einheitsbauart eine Druckaufnahmefähigkeit von 200 t, wie bei den Wagen der Deutschen Bundesbahn, vorgeschrieben worden.

Als Bauelement für den Wagenkasten werden ausschließlich gekantete oder gepreßte Blechprofile verwendet, als Werkstoff für den Kastenaufbau dient St 37 mit einem Kupferzusatz von 0,2%. Besonderer Wert wurde auf eine übersichtliche und arbeitssparende Konstruktion gelegt. Gegenüber der früheren Bauweise konnte der Arbeitsstundenaufwand um 1000 Stunden gesenkt werden.

Bemerkenswert ist der 300 mm hohe Z-förmig gekantete Langträger aus 6 mm Blech, der durch die dazwischenliegenden Querträger und die an ihrem unteren Ende verbreiterten Seitenwandsäulen so ausgesteift ist, daß er in Verbindung mit dem Wellblechboden von 1,5 mm Dicke den Hauptanteil der Pufferkräfte übernehmen kann. Das 2,5 mm dicke Seitenwandblech ist durch zwei von der Innenseite aufgekantete hutförmig gekantete und längsdurchlaufende Profile aus Blech von 4 mm Dicke beulsicher ausgestreift. Der Obergurt hat eine geschlossene Kastenform und besteht aus einem U-förmig gekanteten Profil von 4 mm Dicke, das mit dem im unteren Bereich stark gewölbten Dachblech von 2,5 mm Dicke verschweißt ist: An Stelle von Längspfetten sind im Dach durchlaufende Sicken eingepreßt. Die Queraussteifung des Daches wird von gepreßten Spriegeln übernommen. Sämtliche Fensterecken sind gut ausgerundet. Die rechnerisch ermittelte Spannung wurde auch bei diesem Wagen durch ausgedehnte statische und dynamische Messungen überprüft. Die Eigenfrequenz des Rohbaues liegt bei 16 Hertz. Auf gute akustische und thermische Isolierung ist besonders geachtet worden. Das Gewicht des 2.-Klasse-Wagens, mit einer Gesamtlänge von 23,7 m, liegt bei 27 t, das des 1.-Klasse-Wagens bei 29 t. Abzüglich des Dreh-

gestellgewichtes ergeben sich reine Kastengewichte von 19,5 bzw. 21,5 t. Umgerechnet auf 1 m Wagenkastenlänge erhält man bei diesen Fahrzeugen Gewichte von 870 kg und 960 kg.

Bild 6:

Kastenquerschnitt des Einheitswagens der SSB

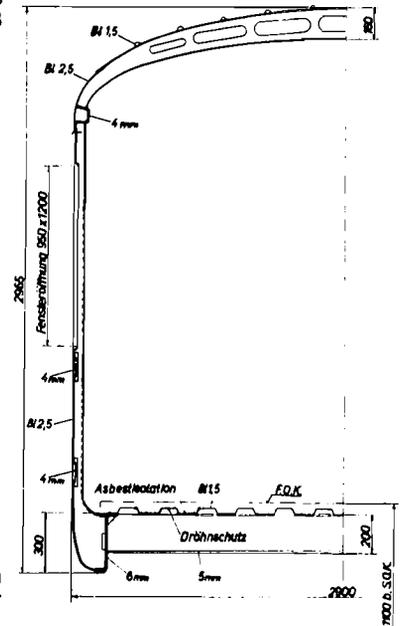


Fig. 6:
Frame cross section of standard railcar of the SBB

2. Güterwagen

Beim Bau von Güterwagen sind dem Konstrukteur heute gewisse Einschränkungen auferlegt, die durch die in Europa geltenden Bestimmungen der UIC (Union Internationale des Chemins de Fer) gegeben sind.

Für eine Reihe von Wagentypen sind Bauformen mit bestimmten Abmessungen genormt worden, wobei auch die zugelassenen Stahlprofile auf eine Mindestanzahl eingeschränkt worden sind. Außerdem hat man die am meisten dem Verschleiß unterliegenden Bauteile, wie Radsätze, Achslager, Türen, Verschlüsse, Griffe, Tritte, Klappen usw. in ihren Abmessungen vereinheitlicht, um den freizügigen Verkehr der Güterwagen über die Grenzen der jeweiligen Heimatverwaltung hinaus zu erleichtern.

In dem Bestreben, Transportkosten zu sparen, sind auch Bauarten mit einer sehr hohen Tragfähigkeit und einem so geringen Eigengewicht entwickelt worden, deren Schadensanfälligkeit ein wirtschaftlich nicht mehr vertretbares Ausmaß überstiegen hat. Aus diesem Grunde sind dem Leichtbau von Güterwagen verhältnismäßig enge Grenzen gesetzt.

Obwohl der Anteil der verschiedenen Spezialwagen bei der Bahnverwaltung dauernd im Zunehmen ist, so stellen doch die O- (offenen) und G- (gedeckten) Wagen das Hauptkontingent im Güterwagenpark der Eisenbahnen dar.

Bis zum Jahre 1928 hatten sowohl alle O-, als auch G-Wagen genietete Untergestelle und ebensolche Kastenaufbauten. Der Fußboden, die Seiten- und Stirnwände waren allgemein mit Brettern verschalt.

Diese Wagen können als bekannt vorausgesetzt werden, daher braucht auf deren Konstruktion nicht näher eingegangen werden. Um mit diesen Fahrzeugen, deren Achsdruck zu jener Zeit mit 16 t limitiert war, 1 t Nutzlast transportieren zu können, mußten beim O-Wagen im Durchschnitt 500 kg und beim G-Wagen im Mittel 650 kg Eigengewicht aufgebracht werden.

Mit Einführung der geschweißten Bauweise und der schrittweisen Erhöhung des Achsdruckes von 16 auf 20 t war es bei gleichzeitiger Einhaltung des vorgeschriebenen Pufferdruckes von 2×100 t möglich, bei den neuesten Wagen der O-Gruppe ein spezifisches Wagengewicht je Tonne transportierter Nutzlast von 340 kg und bei denen der G-Wagengruppe eines von 480 kg zu erreichen.

Es darf dabei nicht außer acht gelassen werden, daß in den letzten Jahren zufolge der Erhöhung der Fahrgeschwindigkeit auf 100 km/h und zur Verbesserung der Laufruhe alle neuzeitlichen Wagen an Stelle von Gleitlagern Rollenlager und an Stelle von Einfachschaken- Doppelschaken-Gehänge erhalten haben. Ebenso wurden die hölzernen Seiten- und Stirnwände durch solche aus Stahl oder aus geschichteten Preßplatten ersetzt. Alle diese Maßnahmen waren mit einer Gewichtserhöhung verbunden. Im folgenden soll kurz auf eine vom Standpunkt des Stahlbaues aus gesehen interessante Konstruktion eingegangen werden, wie sie bei einer großen Anzahl von offenen Güterwagen, die heute gebaut werden, angewendet wird.

2.1 Offener Güterwagen in Schalenbauweise, Typ Ommu

Diese Konstruktion wurde in den letzten Jahren von der Waggonfabrik Ürdingen in Deutschland entwickelt. Diese Wagen sind auch in Österreich für ausländische Bahnverwaltungen nachgebaut worden. Sowohl die beiden Langträger als auch die vier diese verbindenden Querträger sind Hohlprofile und werden aus abgekanteten Blechen zusammengeschweißt. Wegen der größeren Verdrehsteifigkeit der Hohlprofil-Langträger gegenüber den sonst verwendeten U-Langträgern kann bei dieser Wagenkonstruktion auf die Anordnung von Zwischenrungen verzichtet werden. Nur im Bereich der Türe und an den Wagenenden sind Rungen angewendet. Die Felder zwischen Tür und Endrungen sind in Schalenbauweise mit nach außen durchgedrückten Blechen von 3 mm Dicke verkleidet. Eben solche Schalenteile, jedoch 4 mm dick, werden für die Kopfklappen bzw. Stirnwände verwendet. Die Türen sind doppelflügelig 1800 mm breit und haben den genormten UIC-Verschluß. Der Kiefernfußboden liegt nur zwischen den Langträgern, während die seitlichen Randzonen des Bodens aus je einem 500 mm breiten, 5 mm dicken, mit dem Langträger und mit der Seitenwand verschweißtem Blech gebildet werden. Als Baustoff für diesen Wagen wird einheitlich St 52 mit Kupferzusatz verwendet. Die Konstruktion ist so ausgelegt, daß auch bei einem über das Regellaß hinausgehenden Puffer-

stoß von 240 t die Beanspruchungen innerhalb der für St 52 zulässigen Grenze von 2900 kg/cm^2 bleiben.

Das Eigengewicht des Wagens liegt bei der Ausführung ohne Bremserhaus bei 9,8 t und das Ladegewicht bei 29 t. Für den Transport von 1 t Nutzlast werden demnach 340 kg Eigengewicht aufgewendet.

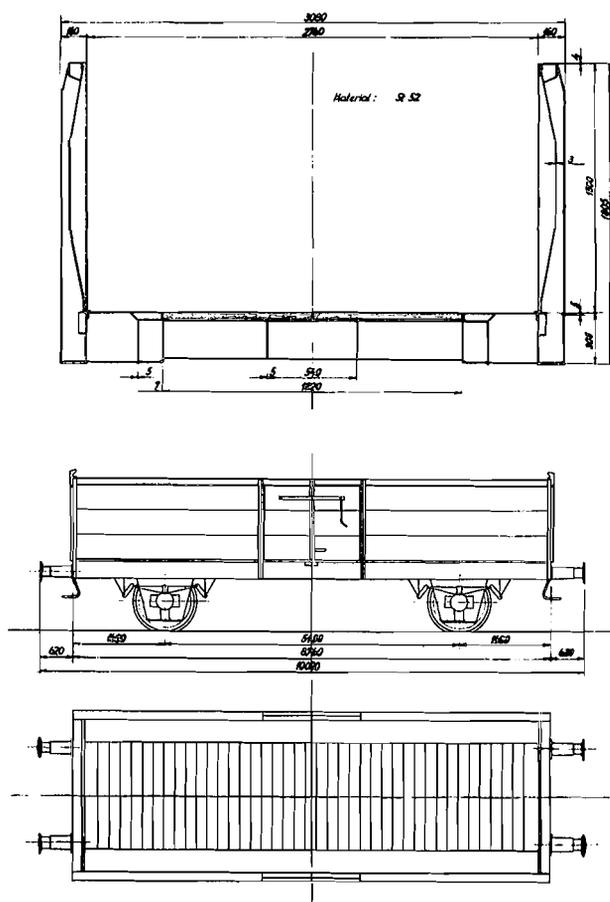


Bild 7:
Querschnitt des 2achsigen offenen Güterwagens Ommu

Fig. 7:
Cross section of a 2 axle open freight car

2.2 6-achsiger Großraum-Güterwagen für Tonerdetransport

Diese nach dem Krieg von SGP für die Vereinigten Aluminiumwerke Ranshofen gebauten Wagen dienen zum Transport von kalzinierter Tonerde aus Jugoslawien und Frankreich nach Ranshofen. Entsprechend den zu durchfahrenden Strecken, für die teilweise nur Achsdrücke von 15 t zugelassen sind, kann die Tragfähigkeit der Wagen nicht voll ausgenützt werden, obwohl Laufwerk und Aufbau dafür ausgelegt sind.

Die Konstruktion dieses Fahrzeuges ist sehr leicht gehalten. Der gesamte Aufbau besteht aus Blechen und Flachstahl, ohne Verwendung von üblichen Walzprofilen. Die beiden äußeren Langträger haben I-Form, wobei die Gurten aus Flacheisen 150×10 und die Stege aus Flacheisen 400×5 bestehen. Das glatte Seitenwandblech von 4 mm Stärke ist durch ein längsdurchlaufendes, auf die Innenseite angeschweißtes Profil, das zwischen die Kastensäulen geschweißt ist, ausgesteift. Die Kastensäulen selbst sind auf die Langträger stumpf aufgeschweißt und bestehen aus U-förmig gekanteten Blechen, die in Verbindung mit der Außenbeblechung einen steifen Hohlträger bilden. Das Dachblech hat eine Dicke von 3 mm und besitzt 6 Öffnungen 600×800 mm. Durch diese Öffnungen wird der Wagen gefüllt und auch entleert. Das Entleeren erfolgt durch Aussaugen von einem Silo aus. Die beiden Seitenwände sind durch insgesamt drei Querschotte gegeneinander versteift. Der Wagen ist vollkommen aus Baustahl St 37 gefertigt und wiegt mit den Drehgestellen nur 26 t. Da die Belastbarkeit dieses Wagens auf Strecken mit einem zulässigen Achsdruck von 18 t bis zu 82 t erreichen kann, so ist bei dieser Konstruktion für den Transport von 1 t Nutzlast ein Eigengewicht von nur 315 kg erforderlich.

Wagen gleicher Größenordnung, jedoch für einen Achsdruck von 20 t, wurden in der allerletzten Zeit auch in Leichtmetall gebaut. Ein Vergleich der Gewichte ergibt die interessante Tatsache, daß trotz Verwendung von Leichtmetall für den Kastenaufbau und die Drehgestellrahmen das Eigengewicht nur um 3,5 t (13,5%) auf 22,5 t abgesenkt werden konnte. Die verhältnismäßig geringe Gewichtersparnis ergibt sich dadurch, daß auch beim Leichtmetallwagen Radsätze, Achslager, Federn, Puffer, Bremssteile usw. aus Stahl bestehen und zusammen ungefähr 12–13 t wiegen. Es kann also nur ungefähr das halbe Gewicht des Stahlwagens durch Leichtmetall ersetzt werden. Bezogen auf das durch Leichtmetall zu ersetzende Stahlgewicht beträgt die erreichte Gewichtseinsparung etwa 26%. Der Gewinn an Tragfähigkeit beträgt 3,5 t gegenüber der Stahlkonstruktion. Dem spezifischen Eigengewichtsanteil von 315 kg beim Stahlwagen steht bei der reinen Leichtmetallkonstruktion ein solcher von 240 kg gegenüber. Die erzielte Gewichtersparnis bei Anwendung der Leichtmetallbauweise muß von der Materialseite mit einem Mehrpreis bezahlt werden, da Leichtmetall gegenüber Stahl in Österreich um das Fünf- bis Sechsfache teurer ist. Bei geschickter Ausbildung der für das Leichtmetallfahrzeug benötigten Strangpreßprofile kann durch Wegfall vieler Schweißnähte bzw. Nietreihen eine so hohe Einsparung an Arbeitsstunden erzielt werden, daß dadurch die für den Werkstoff Leichtmetall aufzuwendenden Mehrkosten so weit abgesenkt werden, daß der Endpreis das Fahrzeug für den Transport bestimmter Güter doch noch wirtschaftlich interessant erscheinen läßt.

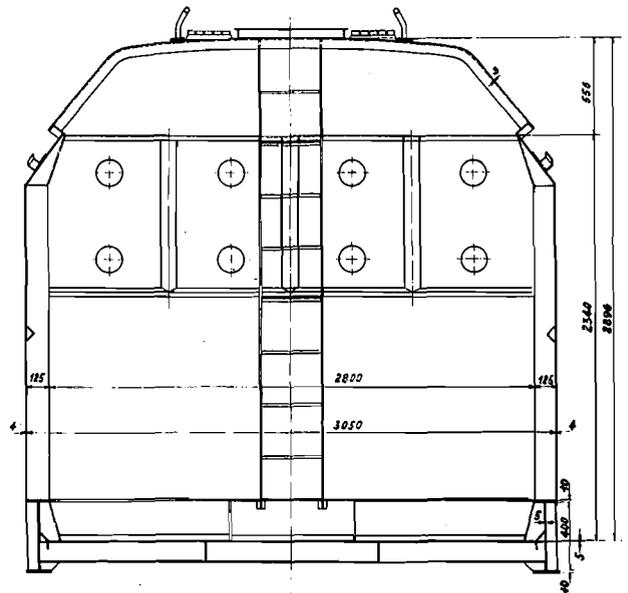
Ähnliche spezifische Werte für den Eigengewichtsanteil ergeben sich für die neuesten 4- und 6achsigen Ganzstahl-Großraum-Kesselwagen in Leichtbauweise, bei denen einem Eigengewicht von 23–30 t eine zu befördernde Nutzlast von 58 bzw. 90 t gegenübersteht.

Bild 8:

Kastenquerschnitt eines 6achsigen Großraum-Güterwagens für Tonerdetransport

Fig. 8:

Frame cross section of a 6 axle large size freight car for transportation of clay



Zusammenfassung und Entwicklungstendenzen

Die vorangegangenen Ausführungen über leichte Stahlkonstruktionen sollen dazu beitragen, einen Überblick über die Wege zu gewinnen, die beschränkt werden können, wenn das Leergewicht eines stählernen Schienenfahrzeuges niedrig zu halten ist. Aus den aufgezeigten Beispielen ist zu entnehmen, daß die Anwendung der sogenannten Dünnschleibauweise zu der leichtesten Stahlkonstruktion, die erreichbar ist, führt. Wegen der starken Schweißverzüge und der dadurch bedingt umfangreichen Richtarbeiten ist diese Methode gleichzeitig auch die teuerste. Sie wird daher aus wirtschaftlichen Überlegungen heraus immer nur auf wenige ausgesprochene Sonderfahrzeuge beschränkt bleiben.

Ebenso ist aus den angeführten Beispielen klar zu sehen, daß eine Bauweise, die als ihre Grundelemente normale Walzprofile benützt, niemals in der Lage sein kann, Gewichtseinsparungen in nennenswertem Ausmaß zu erbringen.

Eine Leichtkonstruktion, die auch wirtschaftlich vertretbar ist, wird sich heute im allgemeinen warm- oder kaltgewalzter Stahl-Leichtprofile und gepreßter Blechteile bedienen, die mit den Verkleidungsblechen vorzugsweise durch Punktschweißung verbunden werden, um wenig Schweißverzug und damit wenig Richtarbeit zu verursachen.

Ganz allgemein gilt, daß jede Leichtstahlkonstruktion, insbesondere, wenn sie extrem leicht sein soll, eine genaue Durchrechnung erfordert, wobei es ebenso wichtig ist, auf den richtigen Kräfteansatz zu

achten, als auch die Berechnungsmethode zu wählen, die für den jeweiligen Fall ein dem wirklichen Spannungsverlauf entsprechendes Ergebnis erwarten läßt. Bei Leichtstahlfahrzeugen, die in größerer Stückzahl gebaut werden sollen, empfiehlt es sich, an einem der Serie vorgezogenen Baumuster exakte Spannungsmessungen durchzuführen. Die dabei meist angewendeten Verfahren sind für ebene Flächen das Verfahren mit Dehnungsmeßstreifen und für gewölbte Flächen das Reißlackverfahren in Verbindung mit Feindehnungsmessungen. Nur so ist es möglich, über das Auftreten von Spannungsspitzen an den Kräfteeinleitungsstellen, Knotenpunkten, Fenster- oder Türeecken, an denen erfahrungsgemäß Dauerbrüche meistens beginnen, hinreichend Aufschluß zu bekommen. Diese Untersuchungen sind notwendig, weil an den genannten Stellen die auftretenden Spannungen einer Berechnung schwer zugänglich sind.

Eine Möglichkeit, noch leichtere Wagen zu bauen, auf die noch hingewiesen werden soll, besteht in der Verwendung von nichtrostendem Stahl als tragendes Bauelement. Leider kann diese interessante Entwicklung im Rahmen vorliegender Ausführungen nur gestreift werden. Wegen der absoluten Korrosionsfestigkeit des rostfreien Stahles – vorzugsweise wird ein Material mit 18% Chrom und 8% Nickel verwendet – kann jedweder Anstrich sowohl innen, als auch außen entfallen. Wegen der hohen Streckgrenze dieses Stahles in kaltverfestigtem Zustand kann mit Blechstärken von zirka 0,3–1 mm gearbeitet werden. Die Blechfelder müssen gegen Ausbeulen durch Sicken gut versteift werden. Die Verbindung dieser dünnwandigen Blechteile untereinander erfolgt fast ausschließlich im Punktschweißverfahren. Der hohe Preis des rostfreien Stahles, der zirka achtmal so teuer als St 37 ist, hat die Verbreitung dieser Bauweise in Mitteleuropa auf wenige Ausführungen beschränkt. In Amerika, wo der Niostastahl nur vier- bis fünfmal so teuer ist als der normale Baustahl, sind zwar viele Reisezugwagen aus diesem Material im Verkehr, doch sind diese im Durchschnitt schwerer als normale Leichtstahlwagen in Europa. Eine Ausnahme bildet hier nur der „Pionier III“ der Firma

Budd, der bei einer Kastenlänge von 26 m einschließlich Drehgestellen nur 23,8 t wiegt.

Neuerdings baut die Deutsche Bundesbahn eine Serie von Nahverkehrswagen mit Gerippe aus Normalstahl, die mit Nirostablechen verkleidet sind. Diese Wagen erhalten ebenfalls keinen Anstrich. Das Gewicht dieser 26,4 m langen Wagen beträgt mit Drehgestellen 28,5 t.

Die Tendenzen im Nahverkehr gehen heute dahin, Wagen zu bauen, bei denen das Gewicht je Meter Wagenlänge, gemessen über die Puffer, einschließlich Drehgestell, nicht mehr als 1 t betragen soll. Im Fernverkehr, wo man Wagen mit Einzelabteilen verwendet, trachtet man, Wagengewichte von 1,1–1,2 t pro Meter Länge zu erreichen, ein Wert, wie er bei dem vorhin angeführten Schweizer-Inlandswagen, allerdings mit Großraumabteilen, bereits verwirklicht ist. Um so leichte Fahrzeuge zu bauen, ist es nötig, auch die Drehgestelle einer genauen Untersuchung hinsichtlich möglicher Gewichtserleichterungen zu unterziehen. Hierüber liegen bereits sehr interessante Ergebnisse vor, deren Auswertung für die Zukunft interessante Perspektiven eröffnet. Außer der Kastenkonstruktion müssen bei echten Leicht-Fahrzeugen auch die Drehgestelle, die Innenausstattung, die elektrische Ausrüstung, die Bremse usw. eine Gewichtsverminderung erfahren. Die Gewichte all dieser Ausrüstungsteile betragen bei einem 4achsigen Reisezugwagen normalerweise ungefähr 20 t. An diesen Bauteilen Gewichtseinsparungen vorzunehmen, bietet den mit der Konstruktion von Eisenbahnwagen befaßten Ingenieuren noch ein reiches Betätigungsfeld.

Die wirtschaftlichen Vorteile, die durch Gewichtseinsparungen am Eigengewicht von Schienenfahrzeugen erreicht werden können, sind heute in ihrer Bedeutung von allen Verkehrsfachleuten klar erkannt, so daß für die Konstrukteure von Schienenfahrzeugen gewissermaßen eine Verpflichtung besteht, die Möglichkeiten, die der moderne Leichtbau bietet, um die Totlast der Fahrzeuge zu senken, auszuschöpfen.

Dipl.-Ing. Ludwig Groß,
Direktor der Simmering-Graz-Pauker A.G.
für Maschinen-, Kessel- und Waggonbau, Wien

Extracts

Highway steel bridges in Austria

by Min.-Rat Dipl.-Ing. Dr. techn. Ludwig Faber, Wien

Page 1

New design applied in steel bridge building has created a wide range of application for the structural engineer. As explained on hand of examples, the present stage of development in steel bridge design is being shown. The composite design will take first place in this development and its economic as well as constructive advantages are being explained in detail. Various types of erection are also demonstrated by the author on hand of examples.

In addition the problem of the orthotropic slab and the use of high tensile bolts are being dealt with.

It can be said that the development in steel bridge construction has not yet been completed for a long time; quite contrary there is a genuine tendency for a still more economic design and so in turn more bridges will be built in steel construction.

Steel bridges erected in the City of Vienna

by Dipl.-Ing. Maximilian E l l i n g e r, Wien Page 13

The author illustrates the reconstruction of bridges in the Vienna area, destroyed during the last war, whereby attention is also paid to the various difficult construction and erection conditions. By employing modern calculation methods, steel of high grade quality, new methods of

constructions and joint material, it was possible to build bridges more and more beautiful and to reduce the steel tonnage inspite of the increasing carrying capacity.

The article closes with a view of steel bridges in Vienna and of future bridge constructions.

Bridge constructions in connection with streets and roads in the city area of Linz

by Dipl.-Ing. Werner S a r l a y, Linz Page 23

The author begins with a historic review of the importance of the city of Linz being the point of intersection of the North-South and of the West-East axis and then talks about the bridges erected in the last time. The constructions

mentioned by the author are of the composite steel superstructures, which were found to be the most economical and suitable one with respect to traffic and other local conditions.

Design of steel supports for passenger aerial ropeways

by Dipl.-Ing. K. B i t t n e r, Wien Page 35

The article describes the peculiarities of aerial ropeway steel supports as compared to other steel supports in the field of structural engineering and explains the reason why extraordinary methods in the calculation for such supports are being employed.

In a systematically detailed view, the various systems of aerial ropeways, design of steel supports, questions concerning material, design problems and equipment elements are being dealt with. Another chapter deals with the calculation of aerial ropeway supports. facture of railcars..

Railway cars of light steel construction

by Dipl.-Ing. Ludwig G r o ß, Wien Page 45

After a brief historic review of the development in railway cars engineering, a number of aspects – contributing to the development of lightweight steel constructions – are being pointed out and the possibilities in design and the effect with respect to traffic are described. The realisation of the idea of light steel construction however depends on the respectiv design ingenuity achieved by maxi-

mum utilisation of the material. Attention is also being paid to the statical condition to be observed in the manufacture of railcars. The transition from rivetted heavy duty cars to welded lightweight cars are well demonstrated on hand of examples by which also foreign railcar types are taken into consideration.

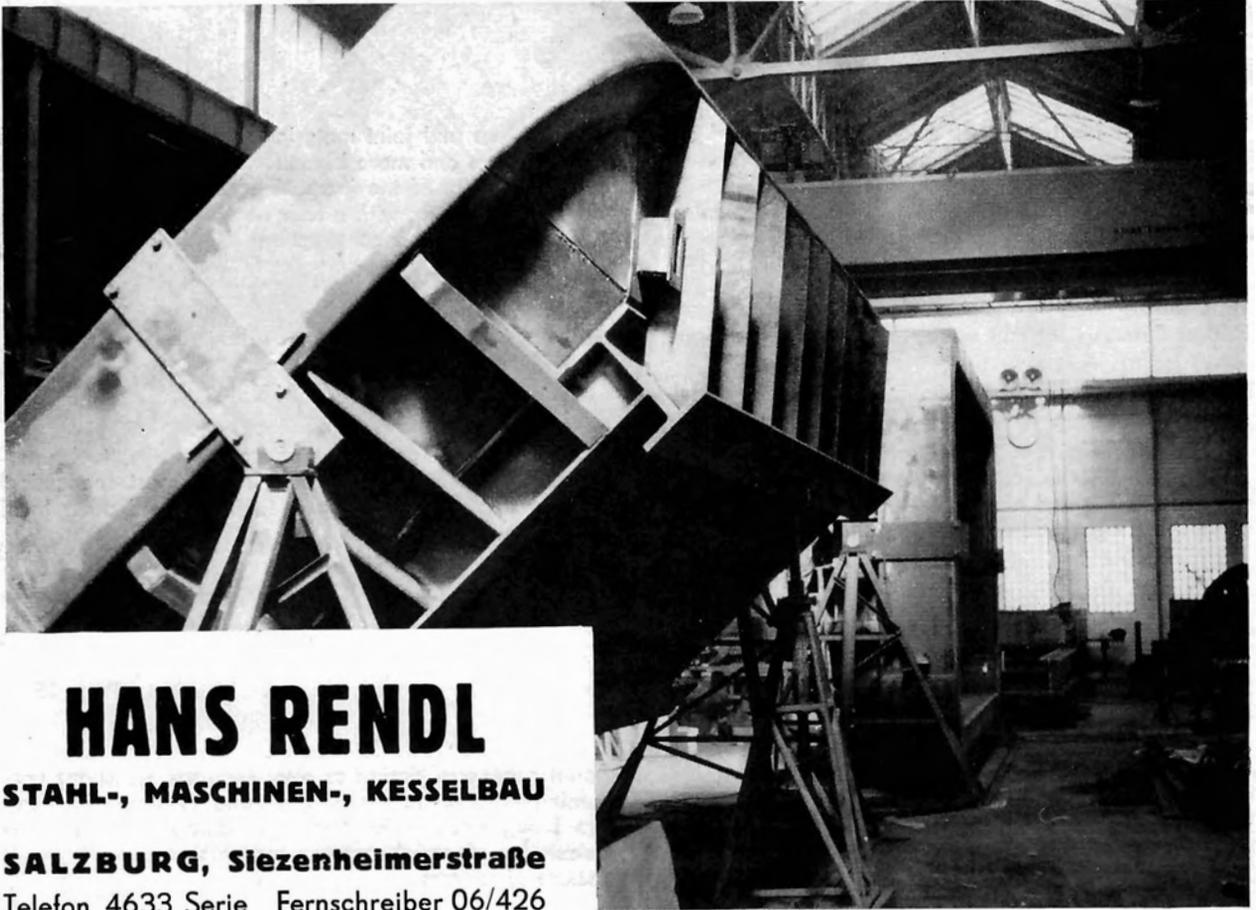
Materialschutz Gesellschaft

m. b. H.

haftet für die Erhaltung der Stahlflächen

Hauptverwaltung: Wien I, Kärntnerring 3, Telefon 524354, Fernschreiber 01-1185

L I N Z — G R A Z — M A D R I D



HANS RENDL

STAHL-, MASCHINEN-, KESSELBAU

SALZBURG, Siezenheimerstraße

Telefon 4633 Serie Fernschreiber 06/426

GUTES ÖSTERREICHISCHES WERKZEUG-
der verlängerte Arm des österreichischen Facharbeiters!



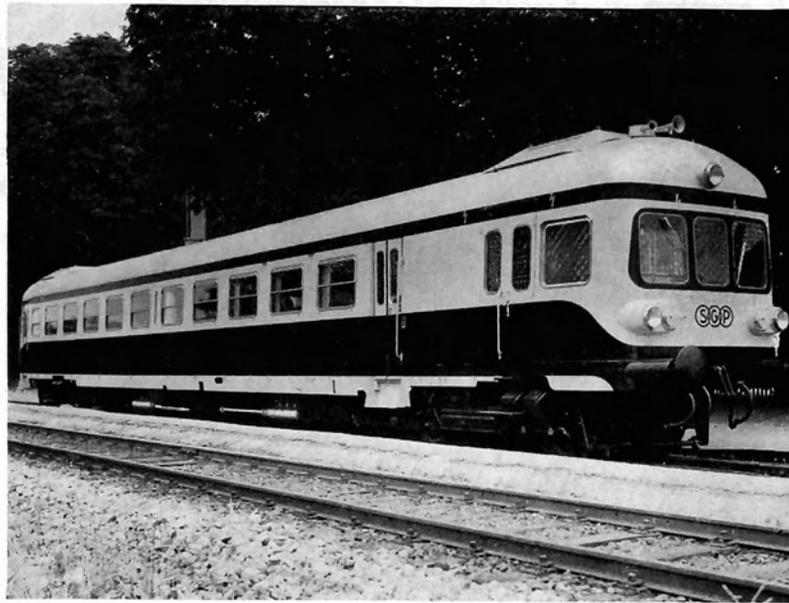
AGGA-
QUALITÄTSGERÄTE
*zum Schweißen - Schneiden - Löten und für
alle anderen autogenen Metallbearbeitungs-Verfahren
ergänzen das Können von Kopf und Hand zum
erfolgsicheren Dreiklang!*

VERKAUFSTELLE FÜR WIEN: WIEN 6., LEHARGASSE 3

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



Der neue von
Simmering-Graz-Pauker A.G.
entwickelte Prototyp
des SGP-10-Triebwagens



Technische Daten:

2 Diesel-Motoren je 280 PS

Spurweite 1435 mm

Achsfolge B'B'

Wagenkastenlänge 24 460 mm

Wagenkastenbreite 2844 mm

Maximale Geschwindigkeit 125 km/h

Anzahl der Liegesitze 37, oder

Anzahl der Sitzplätze 80

Type VT 5047.01

SIMMERING-GRAZ-PAUKER A.G.

Wien VII, Mariahilfer Straße 32 · Telefon 93 35 35 · Fernschreiber 01 2767

EISEN STAHL



**KONZERN DER OESTERREICHISCH-
ALPINE MONTANGESSELLSCHAFT**

Wien I., Friedrichstraße 4

FÜR STAHLBAU UND INDUSTRIE

Hochfeste
Schrauben
und Muttern

Güteklassen
5D 8G 10K

BREVILLIER-URBAN A.G.
WIEN VI. LINKE WIENZEILE 18 TEL. B 24 570



Preßluftwerkzeug- u. Maschinenbau
PREMAG G. m. b. H.,
Geisenheim / Rhein

PRESSLUFT

- Drucknietmaschinen
- Schlagnietmaschinen
- Kleinbohrhämmer
- Einschlagniethämmer
- Mehrfach-
drehschrauber
- Hochleistungs-Stich-
sägen
- Werkzeuge aller Art
für Industrie, Berg-
und Straßenbau,
Baugewerbe,
Gießereien usw.



Schlagschrauber mit Drehmoment-
kontrolle beim Anziehen von hochfesten
Schrauben im Brückenbau



Alleinvertretung für Österreich:

Blaschke & Vahl, Wien I,
Hegelgasse 15, Tel. 52 49 53



-KUPPLUNGEN -SCHLAUCHKLEMMEN

IN- UND AUSLAND-PATENTE

Universalverbindung für alle Anwendungsgebiete

Verwendbar für Flüssigkeiten aller Art, wie Öl, Benzin, Alkohol usw., für Preßluft und andere gasförmige Medien. Für Temperaturen von -30°C bis zirka $+250^{\circ}\text{C}$. Prüfungsatteste 500–1000 atü, bitte Atteste verlangen.



**DREHBAR
IMMER DICHT**

EIN- UND AUSKUPPELN UNTER DRUCK

UNFALLSICHER (kein Entkuppeln unter Druck durch äußere Kräfte)

DURCHGANGS-DURCHMESSER 4 bis 50 mm

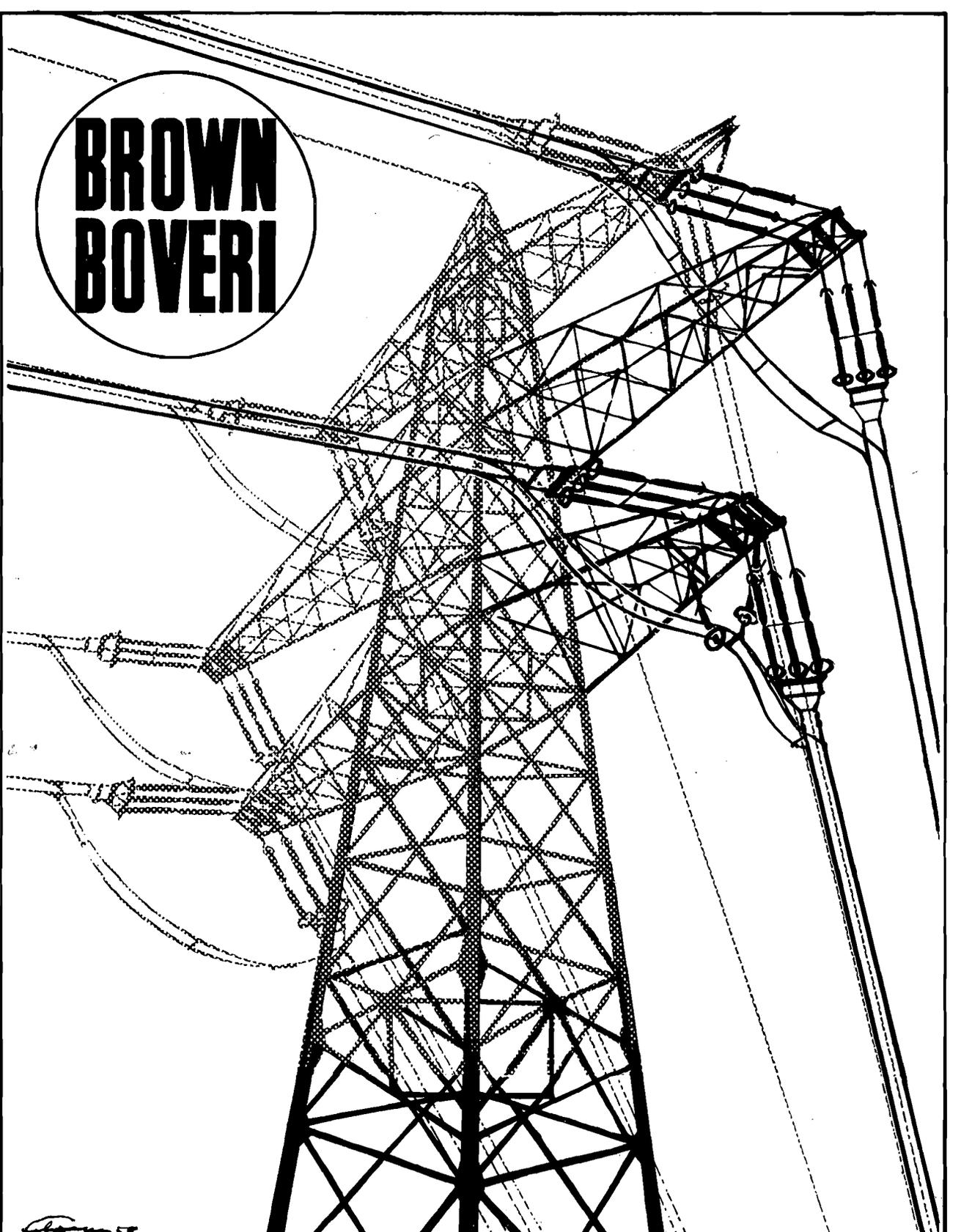
OETIKER liefert auch sämtliche zugehörigen Teile wie:
Blaspistolen, Nippel, Muffen, Rückschlagventile, Schlauchklemmen usw.

Verlangen Sie unsere speziellen Prospekte.

Unsere Fachleute stehen Ihnen zur Lösung Ihrer Probleme zur Verfügung.

HANS OETIKER

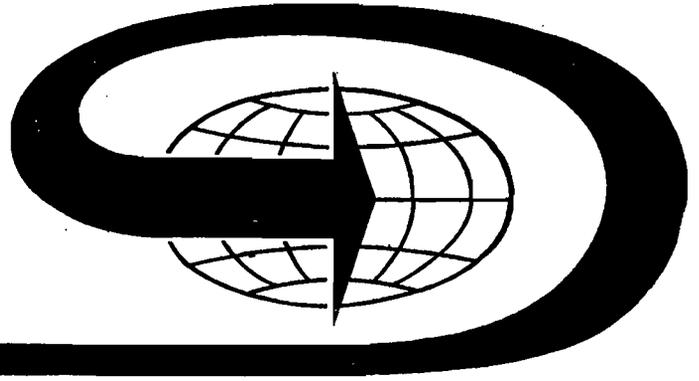
Wien III, Jacquingasse 4, Telefon 73 44 67/68



**BROWN
BOVERI**

Alamy 58

LEITUNGSBAU



Wir liefern

66%

unserer Produktion
nach 41 Staaten

- Stahlbrücken
- Stahlhochbauten
- Stahlwasserbauten
- Krane und Maschinen
- Theaterbauten
- Seilbahnen und Schrägaufzüge
- Dampfkessel
- Apparate und Behälter
- Rohrleitungen
- Entstaubungs- und
Entschungsanlagen
- Ventilatoren
- Abhitzeessel nach LD-Konvertern
- Stahlguß

WAAGNER-BIRÓ

WIEN

Aktiengesellschaft

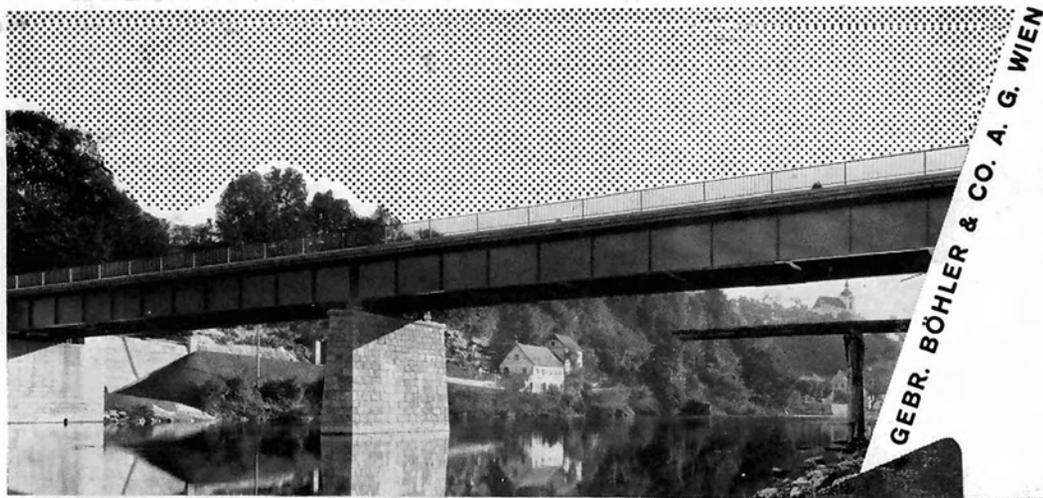
GRAZ

Zentrale: Wien V, Margaretenstraße 70

Wir planen ▶ berechnen ▶ konstruieren ▶ liefern und montieren

STAHLHOCHBAUTEN
HALLENKONSTRUKTIONEN
SCHWEISSKONSTRUKTIONEN
sowie KRANBAUTEN

MASCHINENFABRIK
ANDRITZ
ACTIENGESELLSCHAFT
Graz-Andritz Austria

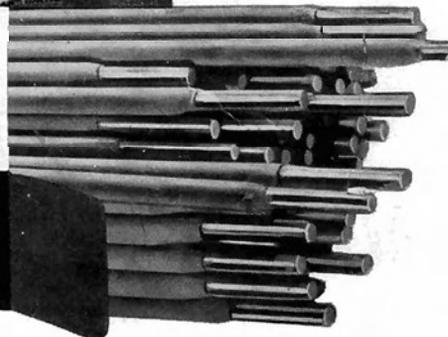


BÖHLER

STAHL



BÖHLER ☆ FOX SPE
BÖHLER ☆ FOX EV 50
BÖHLER ☆ FOX EV 47



ELEKTRODEN FÜR DEN BRÜCKENBAU



WIENER BRÜCKENBAU UND EISENKONSTRUKTIONS- AKTIENGESELLSCHAFT

Zentralbüro: Wien X, Hardtmuthgasse 131–134

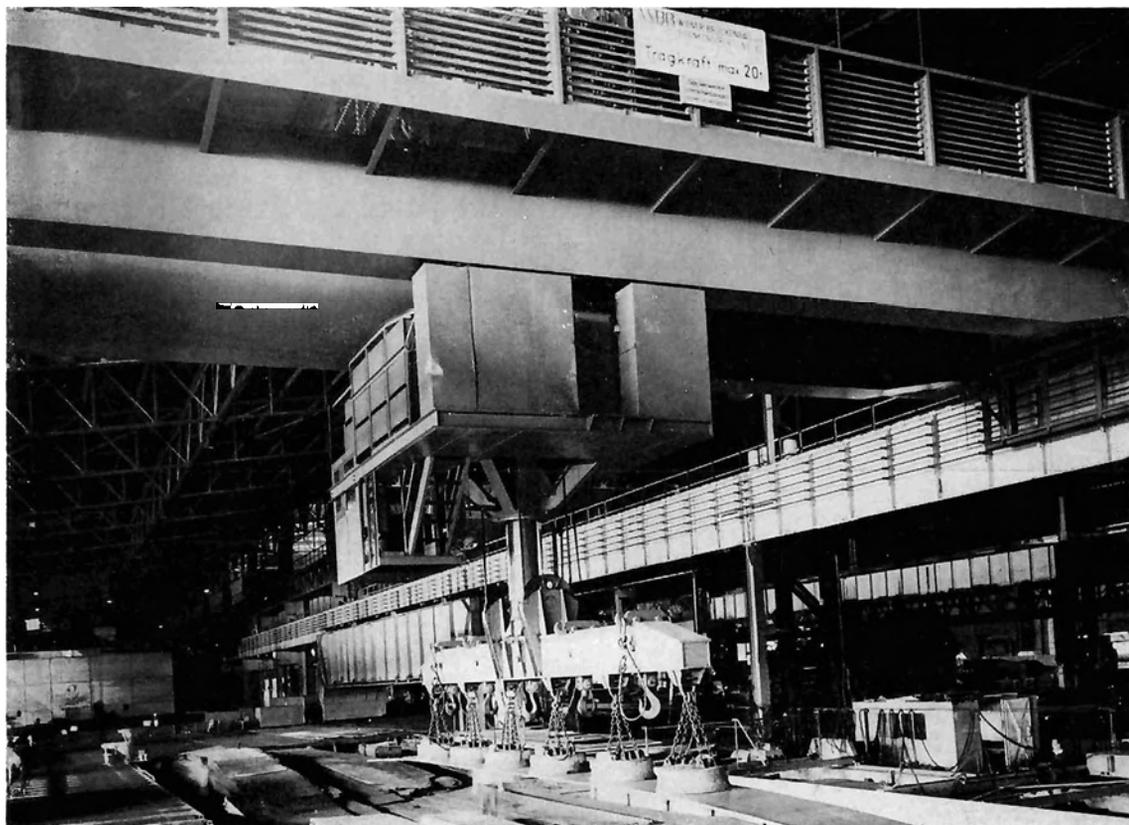
Postfach: Wien 67

Telefon: 64 36 86, Fernschreiber: 1785

Telegramm-Adresse: Brückenbau Wien

Drei Werke in Wien

Erzeugungsprogramm: Brückenbau, Stahlhochbau, Bohrtürme, Leitungsmaste, Rohrleitungen, Kranbau, Förderbänder, Theaterbühneneinrichtungen, Müllwagen



Traversenkran 20 to x 31,4 m mit 10-m-Traverse für Transport von 20 m langen Blechen

SCHUTZANSTRICHE

ALLER ART FÜR INDUSTRIEANLAGEN, BRÜCKEN, DRUCKROHRLEITUNGEN, MASTE U. BEHÄLTER

SANDSTRAHLENTROSTUNGEN, SPRITZ-METALLISIERUNGEN

MIT LANGJÄHRIGER GARANTIE



ÖSTERR. ROSTSCHUTZGESELLSCHAFT

R. SCHEBESTA & CO.

WIEN X, FERNKORNGASSE 88, TEL. 643370



Feuerverzinkungen

Brunner Verzinkerei

Brüder Bablik

WIEN XVIII,

SCHOPENHAUERSTRASSE 36

Telefon: 334636 Serie

Fernschreiber: 1791

Tel.-Adresse: Zingagefer

Seit über 80 Jahren

Technische Anstriche, Sandstrahlentrostung und Spritzmetallisierung

O. M. MEISSL & CO.

Gesellschaft m. b. H.

Wien III, Marxergasse 39

Telefon 724201



SPRITZVERZINKUNGEN

**Metallisierwerk
Salzburg**

**Salzburg, Karolingerstraße 7
Tel. 57 05**

Der 100 m lange „Müllner-Steg“,
spritzverzinkt seit 1955/56