

ZEITSCHRIFT DES ÖSTERREICHISCHEN STAHLBAUVERBAND



Stahlbau

Kundschau

Heft 21 – 196

SONDERHEFT
ÖSTERREICHISCH
STAHLBAUTAGUNG 1
INNBRUCK

Inhalt

Entwicklungstendenzen im Seilbahnbau (Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. E. Czitary)	Seite 4
Der Werkstoff Stahl und die Aufgaben der Nahförderung (Prof. Dr. techn. J. Billich)	Seite 14
Die Eisenbahnen als Stahlverbraucher unter besonderer Berücksichtigung des Oberbaues (Zentralinspektor Dipl.-Ing. W. Czuba)	Seite 37
Brückenbauten der Österreichischen Bundesbahnen (Dir.-Rat Dipl.-Ing. W. Tschepper)	Seite 51
Stählerne Straßenbrücken in Tirol (Landesoberbaurat Dipl.-Ing. J. Gruber)	Seite 67
Diskussionsbeiträge	Seite 78
Extracts	Seite 81

Contents

Tendency in Developing Aerial Ropeways (Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. E. Czitary)	Page 4
Steel in Service of Short Distance Conveyance, and the Duties of Conveying Devices (Prof. Dr. techn. J. Billich)	Page 14
Railways as Steel Consumer under Particular Consideration of Railroad Track (Zentralinspektor Dipl.-Ing. W. Czuba)	Page 37
Bridges in Service of the Austrian Federal Railways (Dir.-Rat Dipl.-Ing. W. Tschepper)	Page 51
Steel Road Bridges in Tyrol (Landesoberbaurat Dipl.-Ing. J. Gruber)	Page 67
Contributions for Discussions	Page 78
Extracts	Page 81



Jauntalbahn – Draubrücke, Vorschub des Tragwerkes

Jauntal Railroad Bridge, launching of superstructure

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

P. b. b. Erscheinungsort: Wien Verlagspostamt: Wien 1.

Stahlbau

Rundschau

Zeitschrift des Österreichischen Stahlbauverbandes

Heft 21

Sonderheft: Österreichische Stahlbautagung 1961

1962

Zur Eröffnung der Österreichischen Stahlbautagung 1961 in Innsbruck-Igls

Direktor Dr.-Ing. Hugo Schön, Präsident des Österreichischen Stahlbauverbandes

Sehr geehrter Herr Landeshauptmann!
Sehr geehrter Herr Bürgermeister!
Magnifizenzen!

Meine sehr geehrten Damen und Herren!

Als diesjähriger Vorsitzender des Österreichischen Stahlbauverbandes habe ich die ehrenvolle und angenehme Aufgabe, Sie, meine Damen und Herren, im Namen unseres Verbandes auf das herzlichste zu begrüßen.

Eine besondere Ehre und Freude ist es mir, den Herrn Landeshauptmann Josef Mayr sowie den Bürgermeister der Landeshauptstadt Innsbruck, Herrn DDr. Lugger, in unserer Mitte willkommen heißen zu dürfen.

Ich begrüße ferner die Repräsentanten des Bundeskanzleramtes, des Bundesministeriums für Handel und Wiederaufbau, des Bundesministeriums für Landesverteidigung und der Generaldirektion der Österreichischen Bundesbahnen.

Es freut uns besonders, daß auch das Deutsche Bundesverkehrsministerium in Bonn, die Deutschen Bundesbahnen und die Schweizerischen Bundesbahnen hier in so maßgeblicher Weise vertreten sind.

Ich heiße die Vertreter der Tiroler Landesbehörden herzlichst willkommen, ebenso wie die des Magistrates der Bundeshauptstadt Wien, der Landesbehörden der anderen österreichischen Bundesländer, der Behörden der Landeshauptstädte und der einzelnen Österreichischen Bundesbahndirektionen.

Es ist uns eine besondere Ehre, nicht nur Ihre Magnifizenzen, die Herren Rektoren der Universität Innsbruck und der beiden Technischen Hochschulen Österreichs hier begrüßen zu dürfen, sondern auch Angehörige der Professorenkollegien der Technischen Hochschulen zu Wien — welche Hochschule hier besonders zahlreich vertreten ist — Braunschweig, Brünn, Budapest, Darmstadt, Hannover, Karlsruhe, Mailand, Prag und Preßburg, sowie der Akademie der Wissenschaften in Preßburg. Wir freuen uns über Ihren Besuch ganz besonders, weil damit die Verbundenheit zum Ausdruck kommt, die zwischen den Hochschulen und dem Stahlbau besteht und bestehen muß!

Mein Gruß gilt ferner den Vertretern unserer Bundesgewerbeschulen ebenso wie denen der deutschen Ingenieurschulen, die für die Heranbildung des Stahlbaunachwuchses eine nicht minder wichtige Aufgabe zu erfüllen haben.

Besonders herzlich begrüße ich die Repräsentanten der uns befreundeten ausländischen Verbände: des Deutschen Stahlbauverbandes, Köln, des Französischen Stahlbauverbandes, Paris, des Italienischen Stahlbauverbandes, Mailand, des Jugoslawischen Stahlbauverbandes, der Beratungsstelle für Stahlverwendung in Düsseldorf, des Fachverbandes Dampfkessel-, Behälter- und Rohrleitungsbau in Düsseldorf, sowie der Deutschen Bundesvereinigung der Prüflingenieur für Bau- statik und alle anderen Gäste aus dem Ausland,

Redaktioneller Hinweis:

Bei der Österreichischen Stahlbautagung 1961 in Innsbruck wurde von den Vortragenden eine große Zahl von Lichtbildern gezeigt. Aus technischen Gründen ist es nicht möglich, alle diese Bilder zu veröffentlichen, weshalb nur eine beschränkte Auswahl getroffen werden konnte.

die in so erfreulich großer Zahl aus zwölf verschiedenen Ländern unserer Einladung nach Innsbruck gefolgt sind, und zwar aus Belgien, Cechoslowakei, Dänemark, der Deutschen Bundesrepublik, Frankreich, Großbritannien, Holland, Italien, Jugoslawien, Schweden, der Schweiz und Ungarn.

Ich begrüße den Herrn Präsidenten des Österreichischen Ingenieur- und Architektenvereines, sowie die Vertreter dessen Landesvereines Tirol, die Vertreter der Ingenieurkammern, des Österreichischen Betonvereines, des Österreichischen Wasserwirtschaftsverbandes und die besonders zahlreich erschienenen Vertreter der österreichischen Elektrizitätswirtschaft.

Der Vorstand des Österreichischen Stahlbauverbandes gibt sich die Ehre, die Herren Generaldirektoren und Vorstandsmitglieder unserer Gründer- und Stammfirmen sowie die Herren Inhaber und Delegierten unserer Mitgliedsfirmen besonders zu begrüßen.

Ich begrüße herzlichst alle unsere lieben Freunde aus dem In- und Ausland, die sich heuer wieder so zahlreich eingefunden haben, und wünsche Ihnen allen genußreiche und gewinnbringende Tage in diesem herrlichen Land Tirol.

Nicht zuletzt möchte ich aber noch ganz besonders die Herren Vortragenden dieser Tagung willkommen heißen, denen wir für die große Mühe, der sie sich neben ihrer übrigen Berufsarbeit unterzogen haben, sehr zu Dank verpflichtet sind.

tion der Stahlbauverbände vereinigt haben, die dank einer ersprießlichen Zusammenarbeit schon die Gegensätzlichkeiten überbrückt hat, die sich aus der Verschiedenheit der Sprache, der Vielzahl der Landesgrenzen und der Bildung zweier verschiedener Wirtschaftsblöcke im klein gewordenen Europa ergeben können.

Der Österreichische Stahlbauverband pflegt für jede seiner Stahlbautagungen ein bestimmtes Motto zu wählen, um damit aktuelle Themen in den Vordergrund zu stellen.

So war die Tagung des Jahres 1955 dem Stahlbau im Dienste der Energiewirtschaft gewidmet, einem für Österreich in der damaligen Zeit des Wiederaufbaues ganz besonders bedeutungsvollen Thema, das aber seither nichts an Aktualität eingebüßt hat. Was lag näher, als diese Tagung in Salzburg abzuhalten, jener Stadt, die gerade in der Mitte zwischen den damals in Bau befindlichen Jahresspeichern der Kraftwerksgruppe Glockner-Kaprun und den großen Laufkraftwerken an Inn und Donau liegt. Allen, die an dieser Tagung teilgenommen haben, wird noch das imponierende Referat über den Druckrohrleitungsbau in Erinnerung sein, das damals Herr Professor Chwalla hielt, der leider nicht mehr unter den Lebenden weilt und dessen ich hier in Dankbarkeit und Ehrfurcht gedenken möchte.

Die nächste Tagung in Velden am Wörther See behandelte den Stahlhochbau und daneben ein besonders interessantes Thema, das in die Zukunft weist, nämlich den Einsatz von Stahlkonstruktionen bei der friedlichen Nutzung der Atomenergie, worüber ein maßgebendes Mitglied der Britischen Atomenergiebehörde berichtete.

Die Tagung des Jahres 1959 stand im Zeichen des Stahlbaues in der Erdölwirtschaft. Der Tagungsort war selbstverständlich Wien, vor dessen Toren die wichtigsten österreichischen Erdölfelder liegen und wo auch gerade eine moderne Raffinerie mit ihrem großen Bedarf an Stahlbauerzeugnissen im Aufbau war.

Für die Stahlbautagung dieses Jahres haben wir nun ein Thema gewählt, das in der modernen Welt besonders aktuell ist. Der Mensch von heute ist in gewissem Sinn wieder zu den Gewohnheiten seiner Urahnen zurückgekehrt, die Nomaden waren. Auch der moderne Mensch ist ständig unterwegs, freilich auf ganz andere Art und mit anderer Zielsetzung als seine Vorfahren. So hat der Verkehr einen Umfang und eine Bedeutung erlangt, die noch vor wenigen Jahrzehnten niemand geahnt hat.

Der Fortschritt der Technik gibt dem Menschen die Möglichkeiten dazu in die Hand und das so angeregte Verlangen nach immer freizügigerer, besserer und schnellerer Ortsveränderung zwingt wieder die Technik zu immer neuen Leistungen. So schaukeln sich diese beiden Kraftkomponenten gegenseitig immer mehr auf und führen zu der stürmischen Entwicklung, deren Zeugen wir heute sind.

Der Österreichische Stahlbauverband veranstaltet jedes zweite Jahr Ende September seine Tagung, mit der in der Hauptsache zwei Ziele verfolgt werden:

Zunächst sollen auf diesen Tagungen aktuelle Aufgaben und technische Entwicklungen des Stahlbaues einem weiten Kreis nähergebracht werden, der nicht nur die Stahlbauer selbst umfaßt, sondern auch alle jene, die — ohne selbst spezialisierte Stahlbauer zu sein — doch mit dem Stahlbau zu tun haben und sich daher für dieses Gebiet interessieren. In den Tagungsprogrammen finden Sie daher öfter übersichtliche Darstellungen von Teilgebieten als die detaillierte Behandlung von Spezialproblemen.

Daneben steht ein anderes Ziel — nämlich die Gelegenheit des Kontaktes von Mensch zu Mensch unter allen jenen, die mit dem Stahlbau zu tun haben: Auftraggeber wie Auftragnehmer, Vertreter der Wissenschaft und Forschung und Vertreter der Aufsichtsbehörden. Wir glauben, daß die Beziehungen von Mensch zu Mensch von größter Wichtigkeit für das gegenseitige Verständnis und damit für den sachlichen Erfolg unserer verantwortungsvollen Berufsarbeit sind. Wir freuen uns daher ganz besonders, daß unsere Einladung zur Stahlbautagung wieder ein so lebhaftes Echo gefunden hat, und zwar nicht nur im Inland, sondern auch gerade im Ausland.

Die einzelnen nationalen Stahlbauverbände sind es ja auch, die sich in der Europäischen Konven-

Der Verkehr ist aber auch ein Wirtschaftsfaktor geworden, der eine Bedeutung allerersten Ranges erreicht hat und einem beachtlichen Prozentsatz der Menschen Arbeit und Brot gibt. Darüber hinaus wurde er eine nicht mehr wegzudenkende Voraussetzung unseres ganzen Wirtschaftslebens.

So haben wir diese Tagung dem Stahlbau im Dienste des modernen Verkehrs gewidmet. Wir Österreicher haben besondere Veranlassung dazu, denn dank unserer Lage im Herzen von Europa obliegt uns die Aufgabe, Verbindungslinien zwischen Ost und West, Nord und Süd dieses dicht besiedelten Erdteiles zu schaffen. Sie stehen hier in Innsbruck an einer der wichtigsten Nord-Süd-Verbindungen Europas. Österreich und das Land Tirol machen große Anstrengungen, diese Verbindung den modernen Erfordernissen entsprechend auszugestalten durch den Bau einer Autobahn, die Innsbruck mit der Brennergrenze verbinden wird und später durch das untere Inntal den Anschluß an das deutsche Autobahnnetz erhalten soll.

Das erste Teilstück dieser Autobahn, das allen Geländeschwierigkeiten zum Trotz das untere Wipptal in gestreckter Linienführung durchzieht, wird die kurvenreichste und fahrtechnisch ungünstigste Strecke der bisherigen Straße zum Brenner südlich von Innsbruck ausschalten. Dieses Stück stellt mit seinen astronomisch anmutenden Erdbewegungsziffern wohl eine der gigantischsten Straßenbaustellen Europas dar. Dieses Teilstück stellt aber auch dem Stahlbau eine großartige und eindrucksvolle Aufgabe, der sich der österreichische Stahlbau mit Freude unterzogen hat. Bei der dritten Überquerung des Wipptales ist die Autobahn in 190 m Höhe über dem Sillfluß auf einer Brücke zu überführen, die bei ihrer Grundsteinlegung den beziehungsreichen Namen Europabrücke erhielt. Diese Brücke wird wohl das bedeutendste Stahlbauwerk innerhalb der Grenzen unseres Landes sein und dank ihrer Anlageverhältnisse auch außerhalb dieser Grenzen Beachtung verdienen.

In einem Vortrag des morgigen Vormittages werden wir Näheres über dieses in Ausführung begriffene Projekt hören und am Samstag die Baustelle besuchen. Die Montage des Stahltragwerkes wird zwar erst in wenigen Wochen beginnen — der schon lange festliegende Termin dieser Tagung war mit den Montageterminen nicht in Einklang zu bringen — aber schon die Be-

sichtigung der über 140 m hohen Pfeiler — so viel ich weiß, der höchsten Brückenpfeiler der Welt — wird Ihnen einen deutlichen Eindruck von der Größe der Aufgabe geben, die hier nicht nur dem Bauingenieur im allgemeinen, sondern speziell auch dem Stahlbauer gestellt ist.

Es ist sonst auf unseren Tagungen nicht üblich, Modelle aufzustellen. Davon abweichend haben wir diesmal im Vorraum dieses Saales ein Modell der Europabrücke gezeigt, das die allgemeinen Anlageverhältnisse verdeutlicht, weil es im Zusammenhang mit dem morgigen Vortrag und der Besichtigung der Baustelle von Interesse sein mag.

Dem Verkehr dienen aber nicht nur Straßen und Eisenbahnbrücken, denen die morgige Vortragsveranstaltung mit Vorträgen von Herrn Direktionsrat Tschepfer und Herrn OBR. Gruber gewidmet ist, sondern auch viele andere Gebiete des Stahlbaues und der Stahlverwendung, wie zum Beispiel der Seilbahnbau, dessen Bedeutung für Österreich als Fremdenverkehrsland ebenfalls in ungeahnter Weise gewachsen ist, und über dessen moderne Entwicklungstendenzen wir aus berufenstem Munde gleich anschließend hören werden, oder der Eisenbahnerbau, dessen Stahlbedarf wohl überall sehr in die Waagschale fällt und über den heute nachmittag Herr Zentralinspektor Czuba berichten wird.

Aber der Verkehr umschließt nicht nur die Ortsveränderungen von Menschen, sondern selbstverständlich auch den Fern- und Nahtransport von Lasten und Gütern, womit das große Gebiet des Kranbaues angeschnitten wird. Hierüber wird noch heute vormittag Herr Professor Doktor Billich von der Technischen Hochschule Wien referieren.

Ich darf damit die Österreichische Stahlbautagung 1961 für eröffnet erklären und gleichzeitig den ersten Vortragenden, Herrn Professor Dr. Czitary von der Technischen Hochschule in Wien, meinen verehrten ehemaligen Lehrer, dem ich stets eine dankbare Erinnerung bewahrt habe, bitten, mit seinen Ausführungen zu beginnen.

Der Herr Landeshauptmann-Stellvertreter von Tirol, Josef Mayer, und der Herr Bürgermeister von Innsbruck, DDr. Luggner, hatten im Anschluß an die Eröffnung der Tagung durch den Präsidenten die Liebenswürdigkeit, die Tagungsteilnehmer im Namen des Landes Tirol und der Landeshauptstadt Innsbruck in kurzen Ansprachen herzlich zu begrüßen.

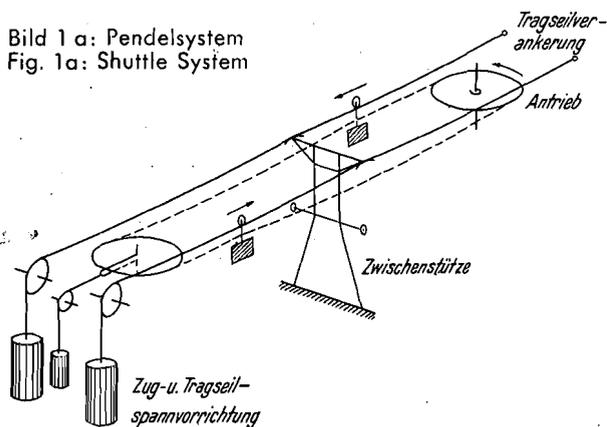
Entwicklungstendenzen im Seilbahnbau*)

Von Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Eugen Czitary, Wien

A. Kennzeichnung

Bei den Seilschwebbahnen für Personenverkehr gibt es zwei verschiedene Bauweisen: das Pendelsystem und das Umlaufsystem. Beim Pendelsystem (Bild 1a) sind gewöhnlich zwei Tragseilstränge vorhanden, die am oberen Bahnende verankert und am unteren durch Gewichte gespannt werden. Die beiden Wagen sind an dem einen geschlossenen Ring bildenden Zugseil nicht lösbar befestigt, und es wird dieser Zugseilring meistens in der Bergstation angetrieben und in der Talstation durch eine Gewichtsspannvorrichtung gespannt. Die Bewegung der Wagen ist eine zwangsläufige und gegensinnige, und es verbleibt jeder immer am gleichen Tragseilstrang.

Bild 1 a: Pendelsystem
Fig. 1a: Shuttle System

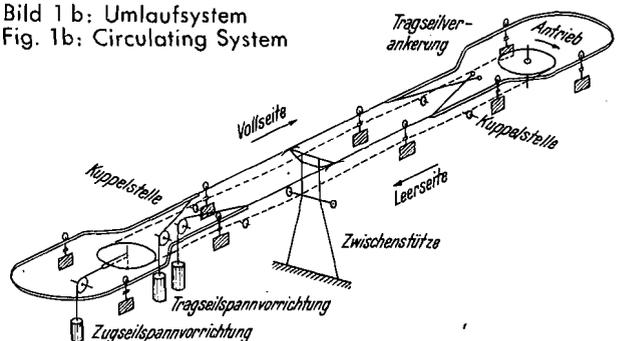


Beim Umlaufsystem (Bild 1 b) sind ebenfalls zwei Tragseilstränge vorhanden, und es bildet auch hier das Zugseil einen geschlossenen Ring. Im Gegensatz zum Pendelbetrieb ist jedoch die Anzahl der Wagen unbeschränkt, und es sind deren Verbindungen mit dem Zugseil betriebsmäßig lösbar. Das Zugseil läuft dauernd im gleichen Sinn um, und es werden die Wagen bei der Ausfahrt aus einer Station selbsttätig an das sich bewegende Zugseil angeschlossen und bei Ankunft in der anderen in der gleichen Art wieder von diesem gelöst. Jeder der beiden Tragseilstränge dient hier nur für eine Fahrtrichtung, und es müssen an den Bahnenden waagrecht liegende Hängebahnschleifen vorhanden sein, welche die beiden Tragseilstränge miteinander verbinden.

B. Geschichtliche Entwicklung

In Österreich wurde die erste Seilschwebbahn für Personenverkehr im Jahre 1908 dem Verkehr übergeben; es war dies die sogenannte alte Kohlernbahn bei Bozen, die durch Umbau einer Güterseilbahn entstand. Bald aber verlangte die Eisenbahnaufsichtsbehörde, daß diese Bahn durch eine stabile Anlage ersetzt werde. So kam es noch vor dem ersten Weltkrieg zur Errichtung der neuen Kohlernbahn und der Vigiljochbahn bei Meran. Wegen der mangelnden Erfahrung hinsichtlich des Verhaltens der Seile im Betrieb, schrieb die Aufsichtsbehörde für diese beiden Bahnen hohe Sicherheitsgrade, bzw. eine Verdoppelung der Seile vor, wodurch sich unwirtschaftliche Konstruktionen ergaben. Erst die Erfahrungen mit den Seilbahnen an den Gebirgsfronten des ersten Weltkrieges erlaubten, die Seilsicherheitsgrade herabzusetzen, bzw. von einer Verdoppelung der Seile abzusehen und damit wirtschaftliche Bauweisen, deren Wegbereiter Ing. Louis Zuegg aus Meran war. Auf diese Art entstanden 1925 und 1926 die Raxbahn und die Tiroler Zugspitzbahn, denen bis 1938 noch zehn weitere Seilschwebbahnen in Österreich folgten. Nach der durch den zweiten Weltkrieg bedingten Unterbrechung setzte 1947 ein neuerlicher Aufschwung ein. Während bis dahin ausschließlich Pendelseilbahnen errichtet wurden, gelangten nunmehr auch einzelne Umlaufseilbahnen zur Ausführung. Bis Mitte 1961 sind so in Österreich insgesamt 48 Seilschwebbahnen mit 60 Teilstrecken¹⁾ gebaut worden, und es hat dabei der Grad ihrer Vervollkommnung dauernd zugenommen. Die Gesamtlänge dieser Seilschwebbahnen beträgt 113 km, der gesamte überwundene Höhenunterschied 39 000 m und die ge-

Bild 1 b: Umlaufsystem
Fig. 1b: Circulating System



*) Die zeichnerischen Darstellungen sind größtenteils dem Buch „Czitary, E., Seilschwebbahnen, II. Auflage, Wien, Springer-Verlag, 1962“, entnommen.

¹⁾ Davon 10 mit Umlaufbetrieb. Ferner gibt es in Österreich 96 Sessellifte und 388 Schleplifte.

samte Leistungsfähigkeit in einer Richtung 16 000 Pers./h. Dies ergibt für eine Bahn durchschnittlich eine Länge von 2,36 km, einen überwundenen Höhenunterschied von 812 m und eine Leistungsfähigkeit von 334 Pers./h.

C. Vergleich der Bahnsysteme

Will man ein Urteil darüber gewinnen, ob dem Pendel- oder dem Umlaufsystem beim Personenverkehr der Vorzug einzuräumen sei, dann muß man einen Vergleich hinsichtlich der Leistungsfähigkeit, der Betriebssicherheit und der Anlage- sowie der Betriebskosten anstellen.

I. Leistungsfähigkeit

Beim Pendelbetrieb ergibt sich die Anzahl M der stündlich in einer Richtung beförderten Personen zu

$$M = \frac{3600 n_1 v_1}{L + v(t_1 + t_2)} = \frac{3600 n_1 v_1}{L^*} \dots \dots \dots (1)$$

und beim Umlaufbetrieb mit

$$M = \frac{3600 n_2 v_2}{w} \dots \dots \dots (2)$$

Darin bedeuten:

- L = die schräge Bahnlänge
- w = den in der Bahneigung gemessenen Wagenabstand
- $n_{1,2}$ = den Fassungsraum eines Wagens
- $v_{1,2}$ = die Fahrgeschwindigkeit
- t_1 = die Haltezeit der Wagen in den Stationen und
- t_2 = die Zeitverluste beim Anfahren und Bremsen.

Denkt man sich $n_1 v_1 = \text{konst}$, so folgt aus (1), daß beim Pendelbetrieb die Leistungsfähigkeit mit zunehmender Bahnlänge ungefähr hyperbolisch abnimmt, während gemäß (2) eine solche Abhängigkeit von der Bahnlänge beim Umlaufbetrieb nicht besteht. Um also bei gegebener Bahnlänge eine bestimmte Leistungsfähigkeit zu erzielen, hat man beim Pendelbetrieb nur die Möglichkeit den Wagenfassungsraum n_1 und die Fahrgeschwindigkeit v_1 entsprechend groß zu wählen, während beim Umlaufbetrieb diese Größen wesentlich kleiner bleiben können, wenn man den Wagenabstand w gering genug macht. Da die Stärke des zu wählenden Tragseiles hauptsächlich vom Gewicht des besetzten Wagens (Wagenfassungsraum) abhängt und die **T r a g s e i l s t ä r k e** wieder die Verankerungs- und Spannvorrichtungen sowie die Stützenkonstruktionen beeinflusst, so erkennt man, daß diese Bauteile beim Umlaufsystem leichter ausfallen werden. In dieser Hinsicht hat also das Umlaufsystem wesentliche Vorteile gegenüber dem Pendelsystem.

Anders verhält es sich beim **Z u g s e i l**. Auf seine Bemessung ist die Summe Q_1 der in die jeweilige Bahneigung fallenden Komponenten der Wagen-gewichte eines Stranges von maßgebendem Einfluß, wobei ebenfalls die Wagen besetzt zu denken sind. Ist der Bahneigungswinkel $\alpha \sim \text{konst}$, dann gilt beim Pendelbetrieb

$$Q_1 = (W_1 + n_1 G) \sin \alpha, \dots \dots \dots (3)$$

und beim Umlaufbetrieb

$$Q_2 = \frac{L}{w} (W_2 + n_2 G) \sin \alpha,$$

wenn wir mit

$W_{1,2}$ das Wagengewicht und mit

G das Gewicht einer Person bezeichnen.

Soll in beiden Fällen die Leistungsfähigkeit dieselbe sein, dann ergibt sich durch Gleichsetzen von (1) und (2)

$$\frac{n_1 v_1}{L^*} = \frac{n_2 v_2}{w}$$

Bestimmt man daraus n_2 , so folgt für die Gesamtwirkung der Wagen eines Stranges beim Umlaufbetrieb

$$Q_2 = \sim \left(\frac{L}{w} W_2 + n_1 G \frac{v_1}{v_2} \right) \sin \alpha \dots \dots \dots (4)$$

Ein Vergleich der Glieder von (4) mit jenen von (3) zeigt, daß bei nicht zu kleiner Bahnlänge $Q_2 > Q_1$ ist und mithin das Zugseil beim Umlaufbetrieb schon aus diesen Gründen stärker als beim Pendelbetrieb ausfallen muß.

Was schließlich die Stärke des **A n t r i e b s w i n d w e r k e s** betrifft, so gilt zunächst, wenn wir wieder eine gleichmäßig geneigte Strecke annehmen, daß sich die Eigengewichte der Wagen auf beiden Tragseilsträngen ausgleichen. Sieht man von den Laufwiderständen der Wagen und des Zugseiles ab, dann ist für die Stärke des Antriebswindwerkes allein das Gewicht der in den Wagen befindlichen Fahrgäste und die Fahrgeschwindigkeit maßgebend. Für den ungünstigen Fall der Bergförderung entsteht so beim Pendelbetrieb als Antriebsleistung

$$N_1 = n_1 G \sin \alpha \cdot v_1 \dots \dots \dots (5)$$

und beim Umlaufbetrieb

$$N_2 = \frac{L}{w} n_2 G \sin \alpha \cdot v_2.$$

Drückt man hierin n_2 durch n_1 aus, so ergibt sich

$$N_2 = n_1 \frac{L}{L^*} G \sin \alpha \cdot v_1 \sim n_1 G \sin \alpha \cdot v_1, \dots \dots \dots (6)$$

also dasselbe wie beim Pendelbetrieb. Weist die Strecke stärkere Neigungsunterschiede auf, dann ist aber beim Pendelbetrieb der Ausgleich der Wageneigengewichte nicht so vollkommen wie beim Umlaufbetrieb. Das Antriebswindwerk einer Pendelseilbahn wird dann erheblich stärker sein müssen als bei einer Umlaufbahn.

Gegenwärtig geht man beim Pendelbetrieb mit dem Fassungsraum eines Wagens nicht über 50 bis 60 Personen hinaus, während sich die Fahrgeschwindigkeit zwischen 7,0 und 10,0 m/sek bewegt. Die Haltezeit und die Zeitverluste beim Anfahren und Bremsen kann man mit etwa 2 min annehmen.

Beim Umlaufbetrieb beträgt der Wagenfassungsraum stets 4 Personen, die Fahrgeschwindigkeit 2,5 m/sek und der kleinste Wagenabstand 70 m.

Unter Einhaltung dieser Grenzwerte wurde Bild 2 der Leistungsfähigkeiten gezeichnet. Im allgemeinen kann man sagen, daß beim Umlaufbetrieb stündliche Leistungsfähigkeiten von 500 Personen in jeder Richtung ohne weiteres möglich sind und daß auch bei Pendelbetrieb diese Leistungsfähigkeit bei

einer Bahnlänge von 2 km noch erreicht wird. Sehr lange Bahnen werden durch Aneinanderreihung von Teilstrecken gebildet, wobei im Falle des Umlaufbetriebes ein Wagenübergang von einer Teilstrecke auf die andere möglich ist.

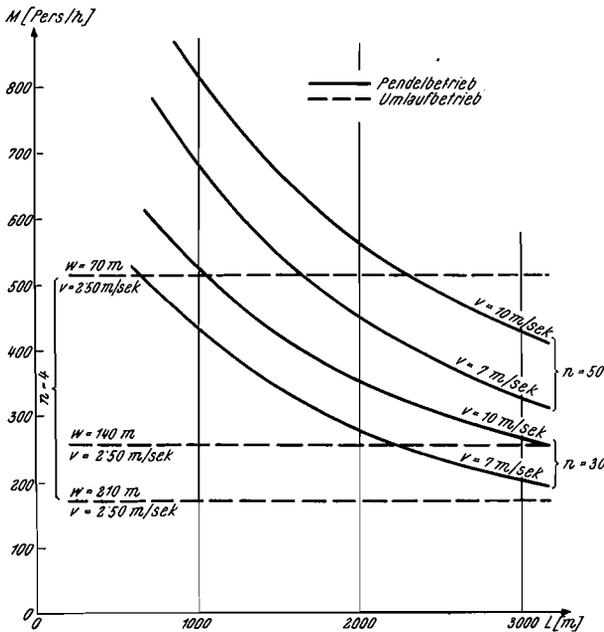


Bild 2: Leistungsfähigkeit der Personenseilschwebbahnen
Fig. 2: Capacity of Passenger Aerial Ropeways

II. Sicherheit

Unter Betriebssicherheit wollen wir den Grad der einwandfreien Funktion während eines genügend langen Zeitabschnittes verstehen und diese in die Sicherheit bezüglich des Funktionsprinzips und in die Sicherheit in konstruktiver Hinsicht unterteilen.

Aber auch bei der Verkehrssicherheit, worunter die Sicherheit bei der Führung der Fahrzeuge auf der Fahrbahn verstanden sein soll, ist eine Unterteilung zweckmäßig. Wir können hier von einer Sicherheit in bezug auf die Führung eines Fahrzeuges allein und von jener bei der Führung im Hinblick auf die Beeinflussung durch andere Fahrzeuge sprechen.

Die Verschiedenartigkeit der Verkehrsmittel bedingt nun auch sehr unterschiedliche Sicherheiten.

a) Seilschwebbahnen mit Pendelbetrieb.

1. Diese haben ein so einfaches Funktionsprinzip, daß Betriebsstörungen zufolge desselben nahezu völlig ausgeschlossen sind.

2. Die Frage nach der Sicherheit in konstruktiver Beziehung ist hingegen etwas schwieriger zu beantworten. Wir wenden uns zunächst den Tragseilen zu, welche bei Personenseilbahnen aus einem Stück bestehen müssen. Sie sind Litzenspiralseile oder verschlossene Seile (Bild 3). Die ersteren sind leichter herstellbar, haben aber keine so glatte Oberfläche wie letztere. Die Werkstoff-

festigkeit beträgt bei den Litzenspiralseilen 180 bis 200 kg/mm² und bei den verschlossenen Seilen wegen der komplizierten Formdrähte 140 bis 170 kg/mm². Die Seildurchmesser schwanken zwischen 50 und 65 mm und die Reißlasten zwischen 180 und 350 t. Früher meinte man, daß ein Tragseil zufolge der oftmaligen Biegungsbeanspruchung beim Darüberrollen der Wagen wegen der mit der Zeit eintretenden Materialermüdung unvermutet reißen könnte. Man gab daher den Seilen nur eine geringe Spannkraft.

Die Biegungsbeanspruchung eines Tragseiles durch den Druck der Wagenlaufräder, an deren Krümmung sich das Seil nicht anschmiegt, ist ähnlich der eines durch eine Einzellast querbelasteten Zugstabes. Die Dinge liegen aber beim Seil komplizierter, weil es ein Verbundkörper ist, dessen Querschnittsträgheitsmoment in der Umgebung des Lastortes zufolge Überwindung der Reibung zwischen den Drähten nicht konstant bleibt. Für die einfachen Grenzfälle der völligen Reibungssteifigkeit und der vollständigen inneren Reibungsfreiheit erhält man für die Biegungsbeanspruchung unter einem Wagenlaufrad

$$\sigma_b = \frac{Q_r}{F_s} \sqrt{\frac{E}{\sigma_z}} \quad (7)$$

worin

Q_r den Raddruck

E den Elastizitätsmodul des Drahtmaterials

F_s den metallischen Querschnitt des Tragseiles und

$\sigma_z = \frac{S}{F_s}$ die Zugbeanspruchung im Seil zufolge seiner Spannkraft S

bedeuten. Man sieht, daß die Biegungsbeanspruchung, welche als Wechsel- bzw. Schwellbeanspruchung die Verwendungsdauer des Seiles maßgebend beeinflusst, um so kleiner wird, je kleiner die Radlast Q_r und je größer die Spannkraft S ist.

Litzenspiralseil

Vollverschlossenes Seil

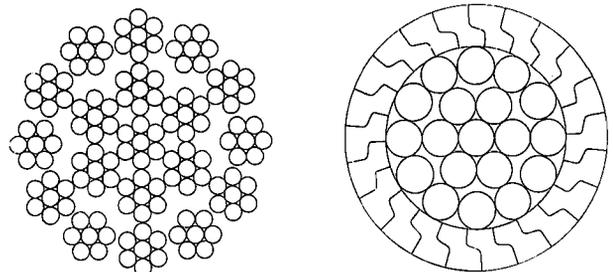


Bild 3: Tragseilquerschnitte

Fig. 3: Section of Track Rope

Auf Grund der gewonnenen Erkenntnisse sieht man jetzt nur ein Tragseil je Strang vor und spannt es hoch – mit dem 3,5ten Teil der Reißlast – und wählt das

Querdruckverhältnis $\frac{Q_r}{S_{\min}} \leq \frac{1}{80}$. Letzteres wird dadurch

erreicht, daß man den Wagen Laufwerke mit 8 gummigefütterten Rollen gibt (Bild 4), im Wagenkasten wegen der kurzen Fahrt fast nur Stehplätze vorsieht und bei der Wagenkonstruktion von den Methoden des Leichtbaues weitgehenden Gebrauch macht. Die Tragseile werden am oberen Bahnende durch mehrmaliges Schlingen über eine große Stahl-

betontrommel verankert. Hinter diesen Umschlingungen schließt noch ein Stück Reserveseil an, und es ist dadurch möglich, die Tragseile von Zeit zu Zeit etwas nachzulassen. Dies geschieht deshalb, weil an den Stützen die Beanspruchung der Tragseile ungünstiger ist, als innerhalb der Seilfelder. Die Verwendungsdauer der Tragseile beträgt etwa 15 Jahre und sie werden regelmäßig auf ihren Zustand untersucht, wozu jetzt auch elektromagnetische Methoden dienen.

Bei den elektromagnetischen Untersuchungsmethoden wird eine stromdurchflossene Spule dem Seil entlang geführt. Dadurch entsteht im letzteren ein magnetisches Feld, das Störungen erfährt, wenn an irgend einer Stelle ein Draht stark korrodiert oder gebrochen ist. In einer zweiten um das Seil gelegten Spule, die gemeinsam mit der ersten bewegt wird, entsteht an solchen Störungsstellen ein Strom, der mit geeigneten Apparaten aufgezeichnet werden kann.

Ein Tragseil gilt als verbraucht, wenn auf 1 m Länge 8 % oder auf 20 m Länge 40 % der äußerlich sichtbaren Drähte gebrochen sind.

Die Zugseile, die auf den Tragrollen der Stützen ähnlich wie die Tragseile beansprucht sind, aber auch noch auf den Seilscheiben der Stationen gebogen werden, erhielten früher ebenfalls nur eine geringe Spannung.

Für die oft noch als maßgebend angesehene Biegebeanspruchung auf den Seilscheiben gilt unter Voraussetzung keiner inneren Reibung die Reuleaux'sche Formel

$$\sigma_b = E \frac{\delta}{D} \quad (8)$$

worin δ der Drahtdurchmesser und D der Scheibendurchmesser ist.

Nunmehr spannt man die Zugseile aber auch stark – bloß mit 4,5facher Sicherheit gegenüber ihrer Reißlast – und läßt auf den Stützenrollen nur kleine Ablenkwinkel ($\tan \varphi = 0,08$) zu, während die Seilscheiben wenigstens mit dem 800fachen Drahtdurchmesser, bzw. 80fachen Seildurchmesser ausgeführt werden müssen. Überdies werden auch die Rollen und Scheiben des Zugseiles mit einem Gummifutter versehen. Die dabei gemachten guten Erfahrungen hinsichtlich der Verwendungsdauer, welche erheblich anstieg, haben dazu geführt, daß man heute im Gegensatz zu früher stets nur ein Zugseil vorsieht, was die ganze Bahnanlage vereinfacht. Ein Zugseil gilt als verbraucht, wenn auf 1 m Länge 11 % oder auf 10 m Länge 35 % der äußerlich sichtbaren Drähte gebrochen sind. Die Verwendungsdauer eines Zugseiles kann mit ungefähr 6 Jahren angenommen werden. Bezüglich der Untersuchung der Zugseile gilt dasselbe wie bei den Tragseilen.

Im Gegensatz zu den Tragseilen verwendet man als Zugseil stets die biegsamere Litzenseile (Bild 5), wobei neben der alten Gleichschlagmachart in zunehmendem Maß die Parallelschlagmachart (zum Beispiel Seale-Machart) Verwendung findet, bei der die äußere Drahtlage einer Litze in den von der inneren Drahtlage gebildeten Rillen liegt, also Draht-

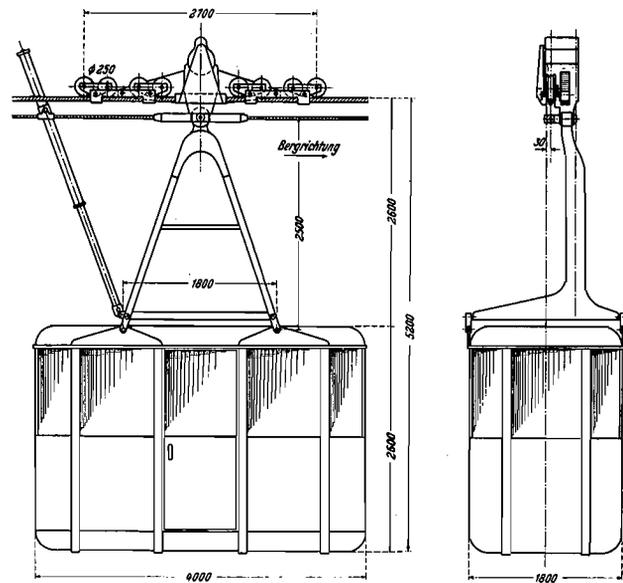


Bild 4: Wagen für eine Personenseilschwebbahn mit Pendelbetrieb

Fig. 4: Cabin for Passenger Aerial Ropeway, Shuttle System

Normale Machart

Seale Machart

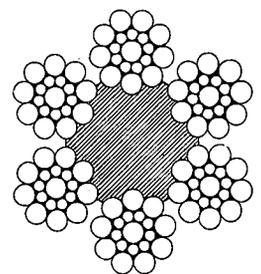
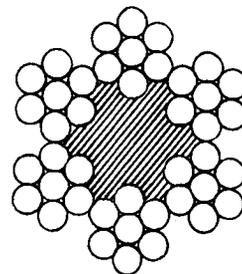


Bild 5: Zugseilquerschnitte

Fig. 5: Section of Pull Rope

kreuzungen vermieden werden. Die Zugseile haben gewöhnlich einen Durchmesser von 20 bis 30 mm, Werkstofffestigkeiten der Drähte von 180 bis 220 kg/mm² und Bruchlasten von 40 bis 100 t.

An den Wagen sind die Zugseilenden in Muffen eingegossen und diese mit ihren Augen an einem kräftigen in der Mitte des Laufwerkes angeordneten Bolzen gelenkig befestigt, an welchem auch das Wagengehänge drehbar aufgehängt ist (Bild 4). Die ursprüngliche Aufgabe der im Laufwerk angeordneten Federfangvorrichtung war es, bei Nachlassen der Spannkraft in dem ungünstiger als das Tragseil beanspruchten Zugseil (Zugseilriß) den Wagen am Tragseil festzuklemmen. Heute dient sie mehr als Notbremse, die es dem Wagenbegleiter ermöglicht, bei einem Zugseilaussprung aus einer Stützenrolle oder dergleichen die Bahn auch dann zum Stillstand zu bringen, wenn die Signal- und Sicherheitseinrichtungen zwischen den übrigens auch einen Entgleisungsschutz besitzenden Wagen und der Antriebsstation versagen sollten.

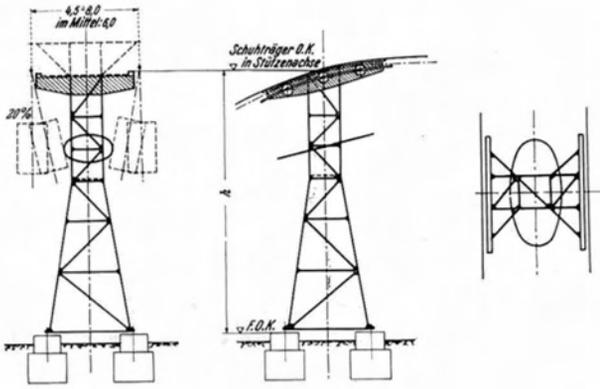


Bild 6: Pfeilerstütze
Fig. 6: Steel Support

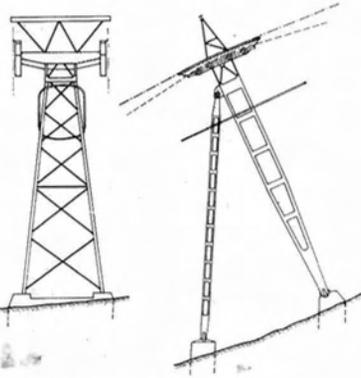


Bild 7: Bockstütze
Fig. 7: Steel Portal Support



Bild 7a: Einhüttige Rahmenstütze
Fig. 7a: Semi Portal Steel Frame Support

Bei den im Falle des Pendelbetriebes angewandten hohen Fahrgeschwindigkeiten kommt einer sorgfältigen Ausbildung der Stützen eine große Bedeutung zu. Vor allem müssen die Tragseilschuhe große Krümmungshalbmesser (15–30 m) erhalten, ferner muß für das Zugseil eine Reihe hintereinander angeordneter Tragrollen vorhanden sein und die beiderseitige Ausladung der Stützenköpfe möglichst groß gemacht werden. Bei den oft schwierigen Geländebedingungen kommen für die Stützen nur Stahlkonstruktionen in Frage, wobei neben dem klassischen Fachwerkpfiler (Bild 6) in letzter Zeit auch die Bockstütze (Bild 7) Anwendung findet. Da die Schuhrillen wegen der auf das Tragseil wirkenden Wagenfangvorrichtungen nur seicht sein können, kommt der Steifigkeit der 10 bis 35 m hohen Stützenkonstruktionen namentlich gegen Verdrehen zufolge der Schuhreibung eine große Bedeutung zu. Es können daher die für die Stahlhochbauten zulässigen Beanspruchungen bei den Seilbahnstützen meistens nicht voll ausgenützt werden.

Schließlich zeigt Bild 7a noch eine interessante einhüttige Rahmenstütze für eine einspurige Pendelseilbahn für Personenverkehr.

3. Hinsichtlich der Sicherheit in bezug auf die Führung eines Fahrzeuges allein und im Hinblick auf die Beeinflussung durch andere Fahrzeuge bestehen bei den Seilschwebbahnen mit Pendelbetrieb zufolge einer besonderen Fahrbahn für jeden der beiden Wagen und einer zwangsläufigen Führung derselben geradezu ideale Verhältnisse. Dazu kommt noch, daß die Antriebseinrichtungen und die mit dem Fahrbetrieb zusammenhängenden Sicherheitseinrichtungen einen hohen Grad von Vervollkommenheit erreicht haben. Letztere sind in einem Ruhestromkreis geschaltet, dessen einer Leiter das auf der ganzen Strecke isoliert gelagerte Zugseil ist. Die gefütterte und jetzt meistens stehende Antriebsscheibe, welche vom Zugseil zur Hälfte umschlungen wird (Bild 9), erhält ihre Bewegung im Wege eines gekapselten Getriebes von einem oder zwei Gleichstrom-Bahnmotoren. Die Bahnmotoren werden von einem Ward-Leonard-Umformersatz gespeist, dem Drehstrom aus dem örtlich vorhandenen Netz zugeführt wird. Bei Stromausfall treibt eine Verbrennungskraftmaschine den Umformersatz an. Auch für den Fall des Unbrauchbarwerdens von Bahnmotoren muß vorgesorgt werden, und zwar besteht im Falle des Zweimotorenantriebes die Möglichkeit die Bahnanlage bei verringerter Geschwindigkeit auch mit einem Motor zu betreiben, während bei Vorhandensein bloß eines Bahnmotors die Verbrennungskraftmaschine auch unmittelbar auf das Antriebswindwerk wirken kann.

Ferner sind am Antrieb stets drei Bremsvorrichtungen vorhanden, wovon die Manöverbremse und die automatisch betätigte elektrische Lüftungsbremse Betriebsbremsen sind und sich im Vorgelege befinden, während die nur in Gefahrfällen automatisch in Tätigkeit tretende Fallgewichtsbremse unmittelbar auf die Antriebsscheibe wirkt.

Die jetzt angewandten hohen Fahrgeschwindigkeiten lassen eine Handsteuerung des Fahr Schalters der Bahnmotoren vom Führerstand der Antriebsstation aus nicht mehr rätlich erscheinen. Man steuert daher die Fahrshalter automatisch durch einen kleinen Elektromotor zwangsläufig, der seine Impulse von einem sogenannten Kopierwerk empfängt.

Dieses Kopierwerk kann man sich beispielsweise als Blechzylinder vorstellen, dessen Mantel innen von einem Zeiger abgetastet wird. Der Zeiger empfängt seinen Antrieb von einer Seilablenkscheibe. An dem Mantel sind nun den Streckenverhältnissen entsprechend zahlreiche Kontakte angebracht, welche bei Berührung mit dem Zeiger die erwähnten Impulse auslösen.

Auf diese Weise wird unter allen Umständen für die Einhaltung eines bestimmten Geschwindigkeitsprogrammes und die gesicherte Stillsetzung des Antriebes bei Erreichung der Wagenendstellungen gesorgt. Meistens ist noch ein zweites Kopierwerk da, welches das erste überwacht.

Sollte durch irgend eine Störung die Bahn völlig unbeweglich geworden sein, dann sorgen in den Wagen Abseilwinden mit Rettungssäcken für die Bergung der Fahrgäste durch die Wagenbegleiter.

Die Stationen werden gewöhnlich als einfache Stahlbetonbauten ausgeführt, wie die Bilder 8 und 9 zeigen. Die Wagenhallen erhalten stets Zungenbahnsteige, wobei jene in der Bergstation jetzt meistens waagrecht sind. In der Talstation ist dies wegen der durch die Seildehnung bedingten veränderlichen Wagenendstellung nicht möglich.

In den beiden abgebildeten Stationen ist ferner die Unterbringung der mechanischen Einrichtung gemäß der eingangs unter A. geschilderten Art angenommen. Mitunter wird aber in der Talstation der Antrieb mit der Spannvorrichtung des Zugseiles vereinigt (Bild 10), was die Stromzuführung verbilligt und den Betrieb erleichtert, aber besondere Bedacht-nahme auf die Laufruhe der Bahn erfordert.

b) Seilschwebbahnen mit Umlaufbetrieb.

1. Bei den Umlaufseilbahnen ist das Funktionsprinzip nicht mehr so einfach wie bei den Pendelseilbahnen. Insbesondere kommt es auf eine einwandfreie Funktion der Zugseilklemmvorrichtungen an. Um diese zu gewährleisten, werden die Wagen mit zwei voneinander unabhängigen Klemmvorrichtungen ausgerüstet, von denen jede in der Lage sein muß, den Wagen mit zweifacher Sicherheit am Zugseil festzuhalten. Als geeignete Klemmvorrichtungen gelten solche, bei denen die Klemmkraft entweder durch Federn (Bild 11) oder durch die Backen einer Schraubenspindel mit gegenläufigem Gewinde erzeugt wird (Bild 12). Durch die Kupplung der Wagen an das bewegte Zugseil ist auch die gegenüber dem Pendelbetrieb wesentlich geringere Fahrgeschwindigkeit bedingt. Ferner müssen Einrichtungen vorhanden sein, die bei Ausfahrt eines Wagens aus einer Station auf mangelhafte oder unterbliebene Klemmung reagieren und bei An-

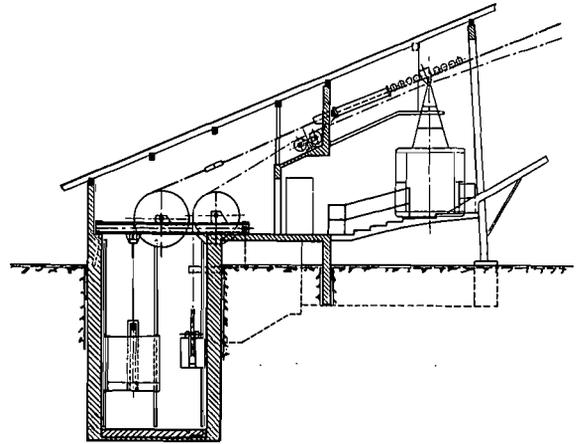


Bild 8: Talstation einer Personenseil-schwebbahn mit Pendelbetrieb

Fig. 8: Lower Terminal of a Passenger Aerial Ropeway with Shuttle Performance

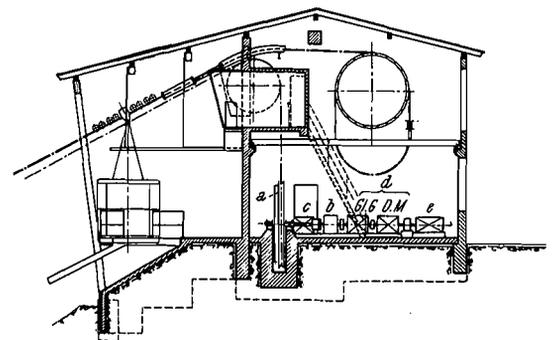
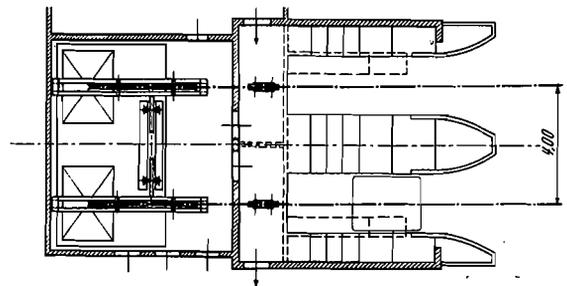
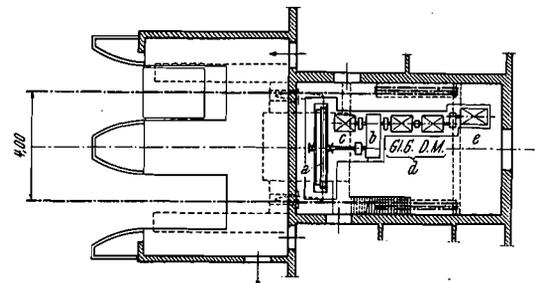


Bild 9: Bergstation einer Personenseil-schwebbahn mit Pendelbetrieb

Fig. 9: Upper Terminal of a Passenger Aerial Ropeway



kunft eines Wagens auf eine nicht erfolgte Lösung ansprechen. Treten diese Einrichtungen in Funktion, so muß dadurch die Bahn selbsttätig stillgesetzt werden.

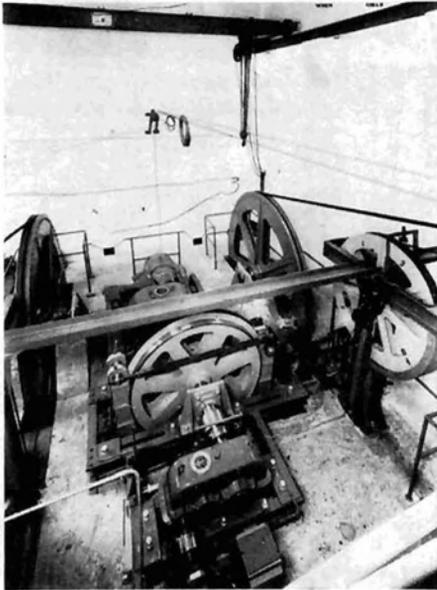


Bild 10: Mit Spannvorrichtung vereiniger Antrieb
Fig. 10: Combined Drive and Tensioning Unit

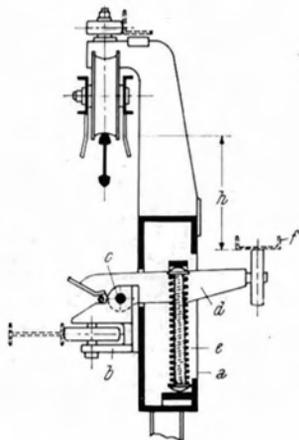


Bild 11: Federklemmvorrichtung
Fig. 11: Spring Clamping Device

Gewöhnlich bestehen die genannten Einrichtungen aus Fühlhebeln, welche die richtige Lage des Seiles im Maul der Klemmvorrichtungen bei der Ankupplung und das richtige Ablegen des Seiles nach der Abkupplung eines Wagens überprüfen.

Schließlich hat auch an die Bergstation eine, wenn auch kurze Steigungsstrecke anzuschließen, um zu verhindern, daß ein mit dem Zugseil nicht verbundener Wagen auf die Strecke gelangt.

Man sieht, daß beim Umlaufbetrieb im Hinblick auf das Funktionsprinzip Sicherheitseinrichtungen notwendig erscheinen, die beim Pendelbetrieb unbekannt sind. Daher hat man bei den Umlaufseilbahnen noch mehr als bei den Pendelseilbahnen darauf bedacht zu sein, die Bahnanlage in konstruktiver Hinsicht so einfach als nur möglich zu gestalten, da mit zunehmender Kompliziertheit auch die Störungsanfälligkeit im Regelbetrieb wächst.

2. Im besonderen ist zur Sicherheit in konstruktiver Hinsicht zunächst zu sagen, daß die Umlaufseilbahnen gleich den Pendelseilbahnen auch nur ein Tragseil je Strang erhalten, dessen Spannung ebenfalls mit 3,5facher Sicherheit in bezug auf reinem Zug geschieht. Das Querdruckverhältnis wird gleichfalls wie bei den Pendelseilbahnen, also mit $\frac{Q}{S_{\min}} \leq \frac{1}{80}$, gewählt. Es genügt jedoch hier, die

Wagen wegen ihres geringen, bloß 4 Personen betragenden Fassungsraumes nur mit vierrolligen Laufwerken auszurüsten. Wie Bild 13 zeigt, sind an diesen Laufwerken auch die Klemmvorrichtungen für das Zugseil befestigt. Zuzufolge des geringeren Wagen Gewichtes im Vergleich zu den Pendelseilbahnen sind hier die Tragseile schwächer, doch ist im Hinblick auf die durch die zahlreichen Wagen hervorgerufenen vermehrten Biegungen und wegen der meistens ungefüllten Laufrollen auch die Lebensdauer geringer.

Bei den Umlaufseilbahnen gelangt ebenfalls nur ein Zugseil zur Anwendung. Fangvorrichtungen an den Wagen, die diese bei einem Zugseilriß verlässlich am Tragseil festzuhalten vermögen, stoßen hier auf große Schwierigkeiten. Würde nämlich bei einem Wagen die Fangvorrichtung in Tätigkeit treten, so hätte dieser Wagen auch alle unter ihm befindlichen Wagen zu halten, da es problematisch erscheint, bei Einfallen einer Fangvorrichtung auch die der übrigen Wagen sicher zur Wirkung zu bringen. Eine Verdoppelung des Zugseiles oder dergleichen kommt wegen des zweifelhaften Wertes einer solchen

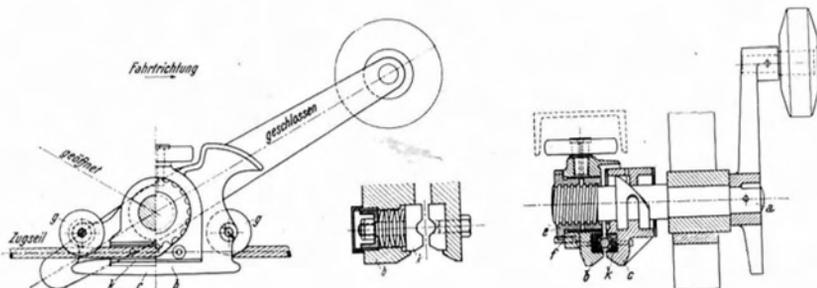


Bild 12: Schraubklemmvorrichtung
Fig. 12: Screw Type Clamping Device

und wegen der zu starken Komplikation der gesamten mechanischen Bahneinrichtung auch nicht in Frage. Gestützt auf die Erfahrungen bei den Pendelseilbahnen, verzichtet man daher auf Einrichtungen gegen die Gefahr eines Zugseilrisses gänzlich. Man strebt lieber keine großen Strecken- oder Teilstreckenlängen an und nimmt streng darauf Bedacht, daß die Zugseilführung in den Stationen und auf der Strecke unter keinen Umständen Seilaussprünge aus den Scheiben und Rollen oder gar Verklemmungen bzw. Beschädigungen des Zugseiles ermöglicht. Hierzu gehört insbesondere die Wahl einer tiefen Zugseilablage auf den Stützen, die allerdings gegenüber der hohen bei Pendelseilbahnen (Bild 6) den Nachteil größerer Zugseildrücke auf die Wagen hat. Außerdem wählt man die Zugsicherheit hier mit 5,0. Selbstverständlich werden auch bei den Umlaufseilbahnen die Seilscheiben und Streckenrollen elastisch gefüttert.

Für die Wahl der Zugseilbauart gelten dieselben Grundsätze wie bei den Pendelseilbahnen. Auch für die Verwendungsdauer gilt dasselbe. Da das Zugseil dauernd im gleichen Sinn umläuft, muß es durch einen Langspleiß endlos gemacht werden.

3. Bei den Umlaufseilbahnen bestehen hinsichtlich der Führung eines Fahrzeuges allein und im Hinblick auf die Beeinflussung durch andere Fahrzeuge ebenfalls günstige Verhältnisse, wengleich sie nicht so ideal wie bei Pendelseilbahnen sind.

Da sich auf den kleinen Wagen kein Begleitpersonal befindet und im Zusammenhang damit keine Möglichkeit des Stillsetzens der Bahn vom Wagen aus besteht, muß der Stützenübergang der Wagen denkbar sicher gestaltet werden, wozu insbesondere weit ausladende Stützenköpfe und die bereits genannten tiefen Zugseilablagen auf den Stützen gehören.

Der Beeinflussung eines Fahrzeuges durch andere, welche zufolge mangelhafter Verbindung eines Wagens mit dem Zugseil entstehen könnte, wird durch die bereits erwähnte Ausrüstung der Wagen mit je zwei Klemmvorrichtungen und durch die auch schon genannte Kuppelkontrolle und Anordnung einer Gegensteigung bei der Bergstation vorgebeugt.

Das grundsätzlich ebenso wie bei Pendelseilbahnen gestaltete Antriebswindwerk mit hier in der Regel liegender Seilscheibe (Bild 15), wird wegen des sich dauernd mit konstanter Geschwindigkeit bewegenden Zugseiles von Drehstrommotoren in Bewegung gesetzt. Bei Stromausfall gestattet eine Verbrennungskraftmaschine die Bahn mit stark verminderter Geschwindigkeit zu betreiben. Die Bremsrichtungen sind auch die gleichen wie bei den Pendelseilbahnen. Wegen des innerhalb der Hängebahnschleife beengten Raumes für den Antrieb wird jedoch die auf die Seilscheibe wirkende Notbremse nicht durch ein Fallgewicht, sondern durch kräftige Federn betätigt. Da Änderungen der Fahrgeschwindigkeit und Stillsetzen des Antriebes während des Betriebes nicht vorkommen, ist die Steuerung der Bahnmotoren stets eine Handsteuerung.

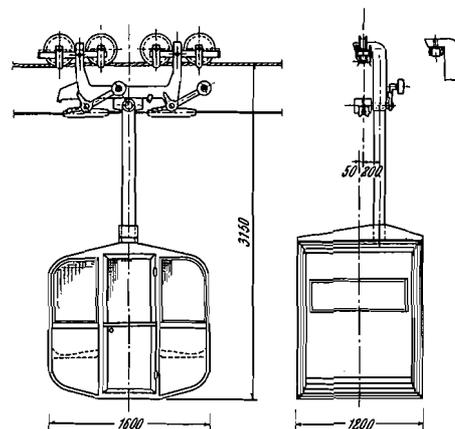


Bild 13: Wagen für eine Personenseilschwebbahn mit Umlaufbetrieb

Fig. 13: Passenger Cabin for Aerial Ropeway with Circulating Performance

Da ein Gebrechen an der Bahn jede weitere Bewegung des Zugseiles und damit der Wagen ausschließen kann, müssen auch hier Bergereinrichtungen für die Fahrgäste vorgesehen sein. Meistens kann von jedem Wagen aus eine doppelte Rettungsleine durch die Fahrgäste abgeworfen werden, mit der sich durch eine Hilfsmannschaft vom Boden aus zunächst ein Bergungsseil und dann mit diesem ein Rettungsmann mit einem Abseilsack für die Fahrgäste unter Benutzung einer leicht tragbaren Winde aufziehen läßt. Mit diesem Sack werden dann die Fahrgäste wie bei den Pendelseilbahnen einzeln hinuntergelassen. Diese Art der Bergereinrichtung ist aber nur gut verwendbar, wenn die Höhe der Bahn über dem Gelände 30 bis 40 m nicht überschreitet. Für größere Höhen über dem Gelände sieht man mitunter Tragseilabsenkvorrichtungen vor, die den Bodenabstand im Fall einer notwendigen Bergaktion entsprechend zu verringern gestatten. Auch vom Standpunkt der Bergung ist eine nicht zu große Strecken- oder Teilstreckenlänge erwünscht.

Die Stationen der Umlaufseilbahnen bestehen aus verhältnismäßig leichten, meistens aus Stahlbeton ausgeführten Hallen, deren Fußboden immer waagrecht sein muß (Bild 14 und 15). Im Gegensatz zu den Pendelseilbahnen wird die gesamte mechanische Einrichtung und auch die Hängebahnschleife auf einem mehrfeldrigen Stahlrahmenwerk unabhängig von der Hallenkonstruktion gelagert.

c) Bezeichnet man nun als sicher im umfassenden Sinn das, was auf Grund genauer Sachkenntnis und hinreichender Erfahrung soweit in bezug auf die Eignung voraussehbar ist, daß es verantwortet werden kann, so muß man wohl sagen, daß die Seilschwebbahnen mit Pendel- und Umlaufbetrieb zu den sichersten Verkehrsmitteln gehören, wobei aber der Pendelbetrieb doch den ersten Platz einnimmt.

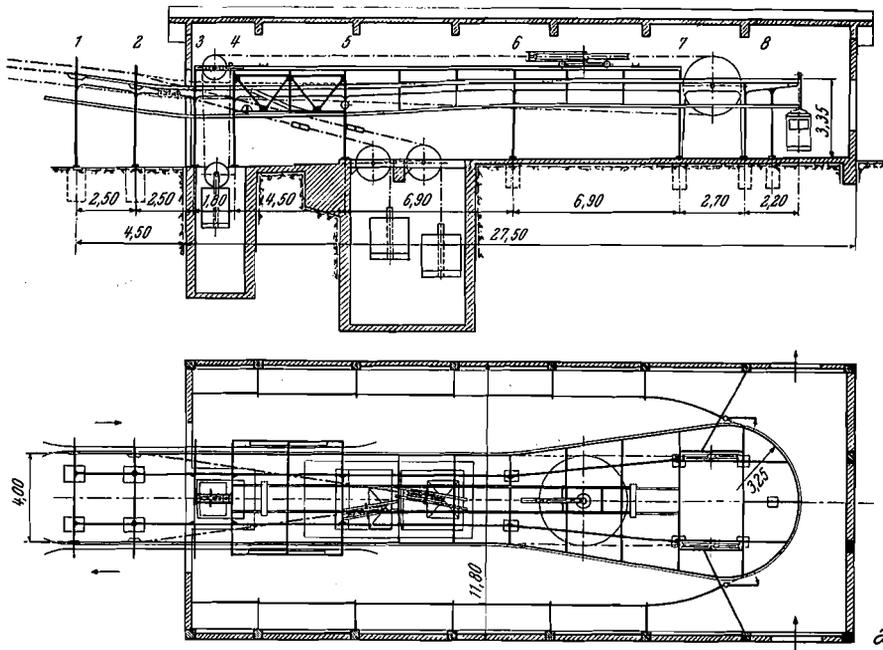


Bild 14: Talstation einer Personenseilschwebebahn mit Umlaufbetrieb

Fig. 14: Lower Terminal of a Passenger Aerial Ropeway with Circulating Performance

III. Wirtschaftlichkeit

Die Wirtschaftlichkeit hängt von den Anlage- und Betriebskosten im Vergleich zur erzielten Leistung ab.

Es ist nicht leicht, über die Anlagekosten allgemeine Angaben zu machen. Sie werden in erster Linie beeinflusst von der Bahnlänge, dem überwundenen Höhenunterschied und der von der Bahnanlage verlangten Leistungsfähigkeit. Aber auch die Schwierigkeit des Geländes, welches von der Bahn durchzogen wird und die einfachere oder reichlichere Ausstattung der Stationen beeinflussen die Anlagekosten erheblich.

Legen wir einfachste Anlageverhältnisse zugrunde und nehmen wir an, daß die Durch-

schnittsneigung 35% sei – dies ist jene, welche sich aus dem gesamten Höhenunterschied und der gesamten Länge aller Bahnen ergibt –, dann lassen sich auf Grund des Kostenaufwandes für mehrere in der letzten Zeit erbaute Bahnen die Anlagekosten als Funktion der Länge und der Leistungsfähigkeit in der durch Bild 16 veranschaulichten Art näherungsweise darstellen. Man erkennt daraus, daß auch bei kleinen Streckenlängen und Leistungsfähigkeiten die Umlaufseilbahn gegenüber der Pendelseilbahn im Vorteil wäre.

Anders verhält es sich mit den Betriebskosten. Diese setzen sich im wesentlichen aus den Energiekosten, den Kosten für die Instandhaltung und aus den Personalkosten zusammen. Aus den Betrachtungen über die Antriebsstärke hat sich

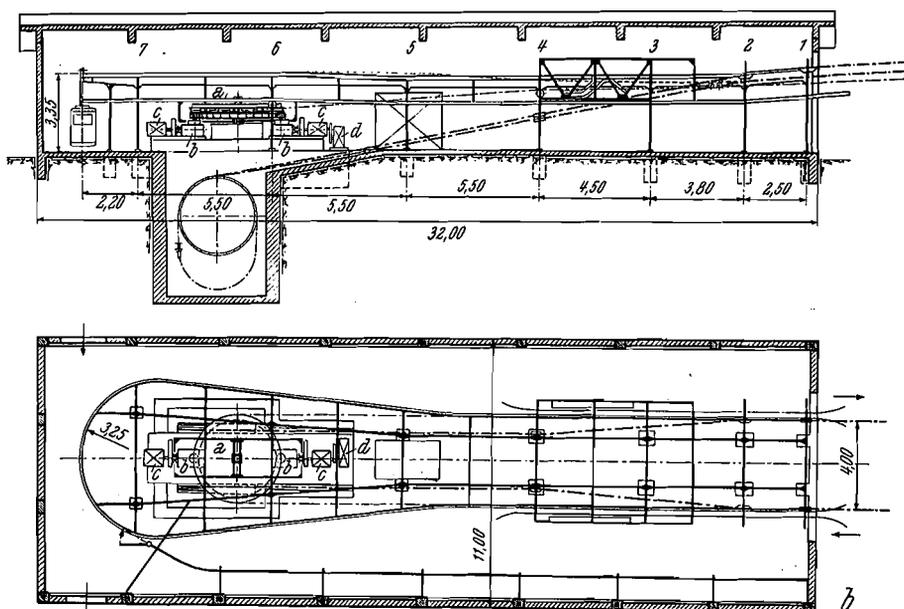


Bild 15: Bergstation einer Personenseilschwebebahn mit Umlaufbetrieb

Fig. 15: Upper Terminal of a Passenger Aerial Ropeway with Circulating Performance

ergeben, daß die mechanische Leistung bei den beiden Bahnsystemen ungefähr gleich ist. Die Kosten für die Instandhaltung sind bei den Umlaufseilbahnen wegen des großen Wagenparks und der unter Umständen durch die häufigere Biegung der Tragseile verursachten geringeren Verwendungsdauer derselben sicher größer als bei den Pendelseilbahnen. Ganz erheblich größer als bei den Pendelseilbahnen sind jedoch bei den Umlaufseilbahnen die Personalkosten. Dies hat seine Ursache in der zahlreichen Stationsmannschaft, welche die Bewegung der Wagen in den Stationen und das Ein- und Aussteigen der Fahrgäste zu leiten hat. Denkt man sich die Betriebskosten kapitalisiert und zu den Anlagekosten dazugeschlagen, dann sind heute auch bei größeren Bahnlängen und Leistungsfähigkeiten die Pendelseilbahnen vorteilhafter als die Umlaufseilbahnen.

D. Entwicklungsmöglichkeiten

Bis unmittelbar nach dem zweiten Weltkrieg gab es, wie schon erwähnt, nur Pendelseilbahnen, und zwar mit einem Wagenfassungsraum bis zu 35 Personen und Fahrgeschwindigkeiten bis zu 7,0 m/sek. Unter diesen Verhältnissen bot die Umlaufseilbahn mit ihrer wesentlich größeren Leistungsfähigkeit erhebliche Vorteile. Inzwischen ist es bei den Pendelseilbahnen möglich geworden, den Wagenfassungsraum auf 50 bis 60 Personen zu erhöhen und mit Hilfe der früher genannten Sicherheitseinrichtungen die Fahrgeschwindigkeit auf 10 m/sek zu steigern. Dadurch hob sich die Leistungsfähigkeit so sehr, daß die Pendelseilbahn in gesamtwirtschaftlicher Hinsicht wieder einen Vorsprung gegenüber der Umlaufseilbahn errang. Diese Entwicklung ist noch nicht abgeschlossen, doch sind ihr gewisse Grenzen dadurch gesetzt, daß dem Fahrgast eine allzu rasche Überwindung großer Höhenunterschiede nicht zugemutet werden kann.

Mitunter wurden schon Druckkabinen und Luftschleusen in der Bergstation erwogen, welche gestatten würden, diese Schwierigkeiten zu überwinden.

Auch die einwandfreie Abbremsung in Not- und Gefahrfällen ist bei weiter zunehmender Fahrgeschwindigkeit nicht leicht mit dem gleichen Grade wie bisher aufrechtzuerhalten. Die Vertreter des Umlaufsystems sind aber gleichfalls nicht untätig geblieben. Gestützt auf die niedrigeren Anlagekosten und auf den bei sehr langen Bahnen im Gegensatz zu den Pendelseilbahnen möglichen Wagenübergang von einer Teilstrecke auf die andere, trachten sie die

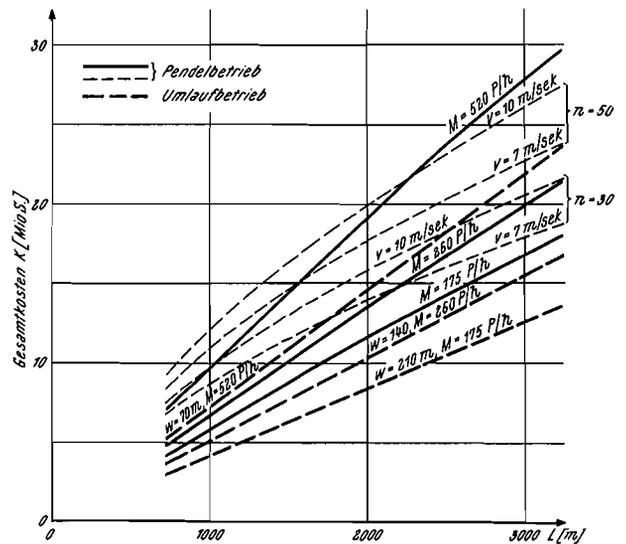


Bild 16: Anlagekosten von Personenseilschwebbahnen
Fig. 16: Investment Cost of Passenger Aerial Ropeways

Betriebskosten zu senken. Dies kann durch eine Erhöhung der Fahrgeschwindigkeit auf 3,0 bis 3,5 m/sek geschehen, wodurch sich der Wagenpark verkleinert und durch eine Automatisierung der Wagenbewegung in den Stationen mit Hilfe von Förderketten, was erlauben würde, das Stationspersonal zu verringern.

Zu Gunsten welchen Systems sich die Dinge in Zukunft gestalten werden, kann man mit Gewißheit nicht sagen. Zur Zeit steht jedenfalls die Pendelseilbahn ob ihrer Einfachheit und erprobten großen Sicherheit im Vordergrund. Der Ausnutzungsgrad der österreichischen Seilbahnen ist gegenwärtig im Durchschnitt 30 %²⁾, was im Hinblick darauf, daß zu einer bestimmten Zeit ein Verkehrsbedürfnis häufig nur in einer Richtung vorliegt, als annehmbar bezeichnet werden darf. Dies im Zusammenhang mit dem indirekten Nutzen, den eine Personenseilschwebbahn einem Fremdenverkehrsort zu bringen vermag, läßt die Erbauung solcher Bahnen weiterhin andauern, doch muß auch hier einmal mit einer gewissen Sättigung gerechnet werden.

Jedenfalls stellen die Seilschwebbahnen und die Sessellifte, die einen Gesamtanlagewert von nicht ganz 2 Milliarden Schilling verkörpern und jährlich von 51 Millionen Fahrgästen benutzt werden, einen entsprechend bedeutenden Faktor für unser Land dar.

²⁾ bei Sesselliften hingegen 12,5%.

Der Werkstoff Stahl und die Aufgaben der Nahförderung

Von Prof. Dr. techn. Johann Billich, Wien

A. Allgemeines:

Die einem Maschinenbauer gestellte Aufgabe, im Rahmen einer österreichischen Stahlbautagung über den Stahl in der Nahförderung zu sprechen, bedeutet nicht so sehr eine eingehende Behandlung spezieller baustatistischer Probleme, die ja doch den berufenen Stahlbaustatikern vorbehalten bleibt, als vielmehr das Aufzeigen der Problematik des Fördermittelbaues, der angewendeten Mittel zur Lösung und damit der Tendenz der Entwicklung, und zwar soweit wir in Österreich an dieser teilhaben oder sie auch zu fördern imstande waren.

Charakteristisch für den Fördermittelbau sind zwei Dinge. Für ihn besteht, anders als im Stahlbrücken- und Stahlhochbau, keine Bedrängnis von seiten des Stahlbetonbaues wie für jene, da es sich, von Fahrbahnen abgesehen, fast ausschließlich um bewegte, Stahlbau-Maschinenbau-Mischkonstruktionen handelt, für die Werkstättenbearbeitung und Zusammenbau im Werk unerlässlich sind. Außerdem ist eine besonders innige Verflechtung stahlkonstruktiver mit maschinenbaulichen und elektrotechnischen Aufgaben gegeben, durch welche Zusammenhänge die Stahlkonstruktion beeinflusst wird und auf die maschinell-elektrische Anlage Rücksicht zu nehmen hat, da von dem Abgestimmtsein aller Anlageteile aufeinander Gewicht, Preis und Güte des Ganzen abhängen. Letztlich handelt es sich eigentlich um Maschinen.

Der Anstoß zur Weiterentwicklung der im Grundsätzlichen seit langem keinen umstürzenden Veränderungen unterworfenen Bauformen der Nahförderergeräte besteht in den Forderungen des Transportes immer größerer Einzelgewichte (Stahlwerke, Kraftwerke, Fabriken) und Mengen von Massengütern (Hüttenwerke, Häfen, Dampfkraft- und Gaswerke usw.) zur Steigerung der Produktion, zur Vermeidung von Schiffsliegegebühren und Waggonstandgeldern usw. in immer kürzeren Zeiten, bei Ausweitung der Förderweglängen nach oben und unten. Die bezüglichen Folgen bzw. Maßnahmen sind hohe Anlagegewichte und bewegte Massen, also der Zwang leicht zu bauen auch mit Rücksicht auf die Folgekonstruktionen (Kranbahnen, Hallenkonstruktionen, Kaimauern usw.), größere Fördergeschwindigkeiten mit Einrichtungen zu deren Beherrschung durch die Steuerung, Feinsteuerung für kurze Wege, Übergang zur Stetigförderung wo dies möglich ist. Weitere Forderungen sind kleines Bauraumerfordernis, kleine Anfahrmaße zwecks günstiger Grundrißausnützung, Erzielung maximaler Hubhöhen und Leistungsfähigkeit bei bestehenden und gering-

sten umbauten Raumes bei neuen Anlagen. Schließlich sind die stets steigenden Anforderungen bezüglich längerer Lebensdauer und verminderter Unfallgefahr zur Vermeidung von Betriebsunterbrechungen oder Produktionsausfall, bezüglich verminderten Wartungs- und Erhaltungsaufwandes sowie Verringerung der körperlichen und psychologischen Beanspruchung des Betriebspersonals oder Erhöhung der Sicherheit oder Bequemlichkeit (Verwendung von Anlern- oder ungelernten Hilfskräften, automatische und halbautomatische Steuerungen, Folgeschaltungen), erschwerende Betriebsbedingungen (hohe Umgebungstemperaturen, Rauch, Klima), Verlangen nach betriebsmäßigen Wiegungen und Gewichtskontrollen und anderes die Ursache neuer Maßnahmen und Bauweisen, die durch neue technologische Verfahren und Betriebsabläufe, örtliche Verhältnisse, besondere Kundenwünsche, landeseigene Bauvorschriften, gegebene Herstellmöglichkeiten und anderes mehr Modifikationen erfordern.

Die Mittel zur Befriedigung dieser Wünsche und Forderungen sind technologischer und konstruktiver Art, sowie solche der rechnerischen Ermittlung und Bemessung.

Letztere bestehen vor allem in den verfeinerten Methoden zur Erfassung der Kräfte- und Spannungsverteilung, der Materialbeanspruchungen im allgemeinen Spannungsnachweis, im Ermüdungsfestigkeitsnachweis unter wechselnder Beanspruchung, im Stabilitätsnachweis gegen Knicken, Kippen, Beulen und im Formänderungsnachweis, mit Verwendung sorgfältig ermittelter Materialkennwerte und der Erkenntnisse der Werkstoffmechanik. Ferner geht das Bestreben dahin, durch den tatsächlichen Einwirkungen besser angepaßten Belastungsannahmen die Zusatz- und Nebenbeanspruchung der Systeme selbst als auch jener, die sich aus stoßhafter und wechselnder Belastung bei den einzelnen Bewegungen ergeben, besser zu erfassen, so wie man sich auch bemüht, die Auswirkungen der Belastungskollektive und Lastspiele zu den Zeit- und Dauerfestigkeitswerten in Relation zu bringen, ähnlich wie die Maschinenbauer es bei Kugellagern zum Beispiel, die Elektrotechniker bei Motoren und Geräten tun, mit dem Ziel der Verminderung des Baustoffaufwandes. Die im Rahmen der Federation Europeenne de Manutention von mehreren europäischen Ländern betriebenen Untersuchungen kommen zu dem Schluß, daß in Weiterentwicklung der durch die DIN 120 etwa bisher getroffenen Einteilung der Betriebsschwere zweckmäßig Neugruppierungen vorzunehmen sein werden und an Stelle der bislang verwendeten Aus-

gleichszahlen mit Schwingbeiwerten gerechnet werden soll, wobei sich die bekannte Erfahrung bestätigt, daß die Ψ -Werte in manchen Fällen als zu hoch angesetzt zu bezeichnen sind.

Konstruktiv ist die Entwicklung gekennzeichnet durch die zunehmende Anwendung von in anderen Bereichen der baustatischen Ingenieur Tätigkeit entstandener Baugrundsätze, die wir unter dem Begriff Leichtbau verstehen und u. a. im Einsatz von räumlichen Tragsystemen, also Platten- und Schalentragsystemen, aber auch Rohrbauweisen bestehen, was wieder auf herkömmliche Bauarten die Rückwirkung hat, daß diese nicht mehr ausschließlich unter der vorderem üblichen vereinfachenden Annahme der Zerlegung in voneinander unabhängige ebene Tragwerksteile rechnerisch behandelt werden. Durch diese wirklichkeitsgetreuere Betrachtungsweise können die „Un“-Sicherheitsfaktoren herab-, die Materialanstrengungen hinaufgesetzt werden, was eine bessere durchschnittliche Materialausnutzung bedeutet und im Verein mit festeren oder auch leichteren Baustoffen und der ausgedehnten Verwendung des Schweißens zur Gestaltgebung leichtere, aber auch elastischere Konstruktionen ergibt. Natürlich muß der Maschinenbauer ebenso durch bessere Ausnutzung der Materialien seiner Bauteile und deren geschickte Gestaltung seinen Beitrag zu Einsparungen leisten, aber er muß auch auf den zunehmenden Einfluß des Formänderungsverhaltens der Tragwerke bei Ausbildung seiner Elemente Rücksicht nehmen, um Klemmungen und Zwängungen zu vermeiden. Unter Beachtung dieser Sachlage zusammen mit dem Verlangen geringsten Wartungsbedürfnisses und schnellster Austauschbarkeit sind die heute üblichen Bauformen der maschinellen Anlagenteile zu verstehen.

Diese Problematik, zusammen mit den erzielbaren Einsparungen an installierter Leistung und Energieverbrauch sowie dem vergleichsweise zu Handschmierung erfordernden oder mit Zentralfettschmieranlagen ausgerüsteten Anlagen ungleich saubereren Betrieb von Objekten mit Ausrüstung durch Wälzlager, führte zu umfangreichstem Einsatz dieser.

Besonders in forciertem Anlauf-Regel-Bremsbetrieb rasch bewegte Massen ergeben mit stark elastischen Trag- und Bauwerksteilen leicht erregbare schwingungsfähige Gebilde, deren Dämpfung von den Maschinenteilen her wegen der reibungsarmen Wälzlagerung, von der Stahlkonstruktion her, besonders bei Schweißkonstruktionen außerordentlich gering ist. Es ist also nicht überraschend, wenn der Fördermittelbauer sich zunehmend mit vordem nicht beobachteten Schwingungserscheinungen auseinandersetzen hat.

Der materialtechnologische Beitrag besteht hauptsächlich in der Zurverfügungstellung trennbruchsicherer und ermüdungsfester Stähle, auch höherer Festigkeit, womit die Schweißbauweisen im heute üblichen Maß ermöglicht wurden. Eine bequeme, nun auch an bewegten Konstruktionen bewährte Art der Bauteilverbindung an Stelle von

Niet-, Paßschrauben- oder Rohrschraubenanschlüssen, mit spezifischen Vorteilen gegenüber allen 3 angeführten Arten, insbesondere für an der Baustelle zu verbindende Stoßstellen, ist die mit hochfesten, mit Drehmomentschlüssel anzuziehenden Schrauben.

Nachfolgend soll nun eine, wegen der Vielfalt der Bauformen und der Verwendung von Nahfördermitteln, sehr beschränkte Auswahl von Objekten, welche die österreichische Industrie in den letzten Jahren hergestellt und mit Erfolg in Betrieb gestellt hat, mit bezug auf das einleitend Gesagte, besprochen werden.

B. Stahlerzeugung.

Auf den Erzlagerplätzen stehen zum Entladen des per Bahn in Waggons oder in Schiffen und Kähnen auf dem Wasserweg ankommenden Erzes Verladebrücken in Verwendung, die für das Entladen aus den Schiffen aber auch Waggons und für die Entnahme vom Lagerplatz mit Greifern, für die übrigen Transportaufgaben zunehmend mit stetig arbeitenden Förderbandanlagen mit den zugehörigen Zwischenbunkern und Übergabestationen ausgerüstet sind und in der Gesamtanlage aber auch häufig mit Stirn- oder Rundkippern sowie Spezialwagen zur Seitenentleerung zusammenarbeiten.

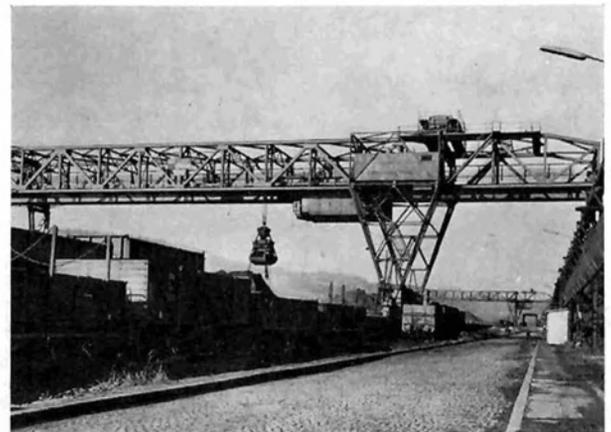


Bild 1: Erzverladebrücke, Greifer 6,25 m³, Tragkraft 25 t, Spannweite 50 m + 2 × 20 m

Fig. 1: Ore Transporter, grab 6,25 m³, 25 tons capacity, span 50 m + 2 × 20 m

Die beiden folgenden Bilder zeigen 2 Erzverladebrücken, von denen die erste am Stichkanal des Werksgeländes der VOEST in Linz steht, während von der zweiten zwei Stück im Hafen Madras in Indien auf einem Sandstrandgelände geringer Tragfähigkeit arbeiten. Beide Anlagen benutzen Schalengreifer, die an im Brückenträger innen fahrenden Katzen hängen; die Hubwindwerke der Brücken in Madras waren mit Wiegeeinrichtung auszurüsten. Die Stützweite der Brücke

in Linz beträgt 50 m, sie besitzt Kragarme mit 20 m Ausladung. Der Greifer hat einen Inhalt von 6,25 m³, die Tragfähigkeit der Brücke ist dementsprechend 25 Tonnen, da nur Feinerz zu fördern ist.

Die Brücken in Madras haben 33 m Stützweite und 2 je 17 m ausladende Kragarme; die Tragfähigkeit beträgt 13 Tonnen, da sie mit einem rund 2,2 m³ (75 cu ft) fassenden Greifer grobstückiges Erz bis 400 mm (16") Stückgröße zu fassen haben.

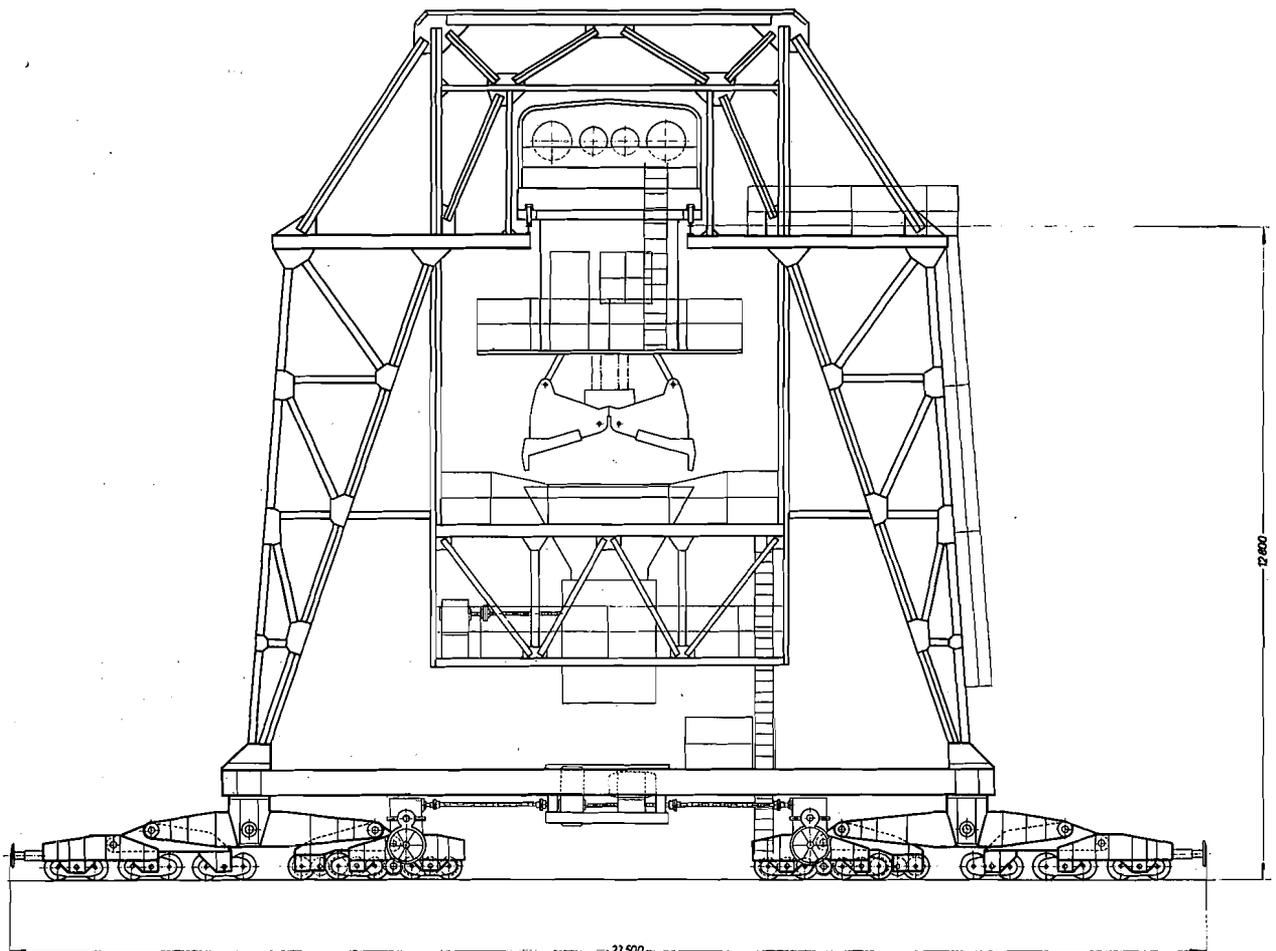
Die Frage, die sich beim Entwurf solcher Brücken immer wieder stellt und die im engen Zusammenhang mit der Stahlkonstruktion des Tragwerkes steht, ist die nach der Ausbildung des Brückenlaufwerkes und der Geradföhrung der Brücke. Infolge Vorhandensein tragfähigen Bodens und hoher Betonfahrbahnbalcken konnten in Linz höhere Stützendrücke in Kauf genommen werden; da auch die Frachtkosten für die kurze Anlieferentfernung keine entscheidende Bedeutung hatten, konnte die Stahlkonstruktion entsprechend schwerer aus Stahl 37 und dabei so steif gebaut werden, daß wie die Erfahrung zeigt, die Brücke sich auch ohne den Eingriff automatisch wirkender Geradestellrichtungen (die an

sich vorhanden sind), entsprechende Wartung des Fahrwerkes und deren Bremsen vorausgesetzt, genügend gerade föhrt und nur gelegentliches Nachstellen an Kontrollpunkten notwendig macht.

Anders verhält es sich bei der Lieferung nach Übersee. Bedingt durch die kleine zulässige Bodenpressung von 1,5 bis 2 kg/cm², ferner durch die an sich nicht verständliche aber auch nicht eliminierbar gewesene Vorschreibung eines maximalen Raddruckes von 8,5 t je Rad und schließlich aus Rücksicht auf die Verfrachtkosten, war das Brückengewicht so klein als möglich zu halten. Die aus diesen Gründen aus Stahl St 44 gebaute und sparsam dimensionierte Konstruktion mit einem 44rädigen Laufwerk, ließ keine solche Steifigkeit erwarten, daß auf eine Geradstellrichtung verzichtet werden konnte. Da die einfache elektrische Ausgleichswelle für solche Verhältnisse mit ihrer Ausgleichfähigkeit im allgemeinen nicht ausreicht, die vollkommeneren Arbeitswelle aber mit ihrem elektromaschinellen und Schaltgeräteaufwand zu kompliziert und aufwendig ist, wurde wie jetzt häufig üblich, eine Stütze mit einem von einem Stellungskontrollmechanismus automatisch betätigten, unzulässige Schiefstellungen korrigierenden Zusatzantrieb ausgerüstet.

Bild 2: Erzverladebrücke, Greifer 2, 25 m³, Tragkraft 13 t, Spannweite 17+33+15 m

Fig. 2: Ore Transporter, grab 75 cuft, capacity 13 t, span 17+33+15 m

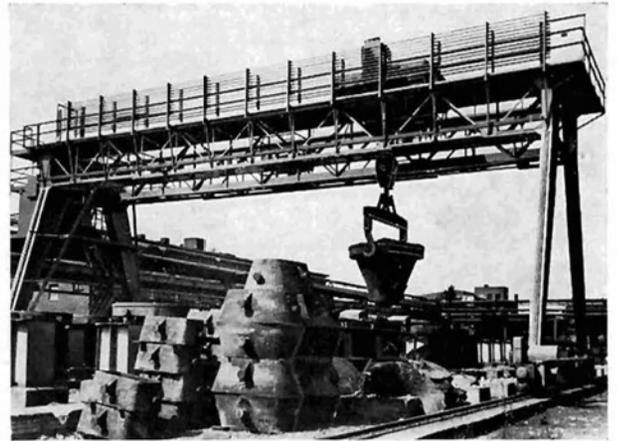


Ein anderes, die Stahlkonstruktion mit betreffendes Problem, besonders bei portalartigen Bockkrankonstruktionen, vor allem wenn sie kurz und hoch sind, ähnlich dem aus dem folgenden Bild ersichtlichen Schlackenpfannentransportkran für 32 Tonnen Last, 15 m Stützweite und 8,1 m Stützhöhe mit elastischem, also bolzenlosem Pendelstützengelenk, ist der Zusammenhang der Güte der Verlegung der Kranbahnschienen bzw. eintretender Setzungen und Spuränderungen mit dem torsions- und biegeelastischen Verhalten der Brückenträger und Stützenfüße. Bei schlechter Bahn und drehsteifen Brückenschläuchen kann es dann zu starken Raddruckverlagerungen, Zwängungen, ungleicher Verteilung der Fahrwerksleistung und unter Überbeanspruchung zu übermäßigem Verschleiß oder gar Bruch der Fahrwerktriebwerksteile kommen. Es stehen also die Güte der Kranbahnverlegung, das elastische Verhalten der Brücke, die Bemessung der Fahrwerksbauteile und die Frage der Brückengeradföhrung in engstem Zusammenhang.

Nach dem Abstich des Hochofens erfolgt der Transport des Roheisens über das Werksgelände mit gleisgängigen Roheisenpfannenwagen ins Stahlwerk. Dort übernehmen Mischer- und Gießkrane die weitere Beförderung, und zwar zuerst in den Ausgleichsmischer, der als Puffer und zum Chargenausgleich sowie zur Entschwefelung des Roheisens dient. Die Tragkraft dieser Krane hält heute, auf europäische Verhältnisse bezogen, bei 400 Tonnen. Das Abziehen aus dem Mischer, die Übergabe in den mit flüssigem Einsatz arbeitenden Tiegel der Blasstahlwerke sowie die Aufnahme des Stahles bei Abstich der Tiegel und das anschließende Vergießen in die Kokillen besorgen Gießkrane mit etwas kleinerer Tragkraft. Diese sind im allgemeinen mit zwei Katzen auf getrennten Fahrbahnen ausgestattet, um das beiderseitige Kippen der Pfannen zu ermöglichen und andere Verrichtungen im Stahlwerk mit dem Haken der Hilfskatze durchführen zu können, da die Hauptkatze zur Aufnahme der Pfanne mit Pfannentraverse und Lamellenhaken entsprechend den Pfannendimensionen ausgerüstet ist. Das folgende Bild zeigt eine derartige Gießkran-Hauptkatze für 250 Tonnen Tragkraft, deren Hubwerk mit 4 Seiltrommeln und aus Gründen der Betriebssicherheit mit viermotorigem Antrieb ausgeführt wurde.

In den folgenden beiden Bildern sehen wir die zu dieser Katze zugehörige Kranbrücke für eine Spannweite von 22,5 m. Die Krantragwerke solcher Krane werden in zunehmendem Maß als Vollwand-Hohlkastenträger gebaut. Der Kran läuft pro Fahrbahnseite auf 8 Laufrädern, die einen maximalen Raddruck von zirka 55 Tonnen aufweisen. Die Ansicht der Brücke in Richtung Katzfahrt läßt die Laufwerksanordnung erkennen. Die Kopfträgerhälften der Hauptträgerschläuche übertragen außen die Lasten über Gelenkbolzen in Laufradschemel, zur Brückenmitte zu ruhen sie über Gelenke auf den Rollenkopftägern auf, die an die Kastenträger der Hilfskatzbahn fest an-

Bild 3: Schlackenpfannentransportkran, Tragkraft 32/5 t
Fig. 3: Slag Transporter, capacity 32/5 tons



geschlossen sind und mit diesen gewissermaßen unterschobene Einkastenlaufkranbrücken vorstellen, welche über die Gelenkanschlüsse mitgenommen werden. Unter Einwirkung der Kranbahnunebenheiten und -verformungen einerseits, der elastischen Formänderungen der Kranbrückenträger von Haupt- und Hilfskatze unter deren Wanderlasten andererseits, entstehen an der gelenkigen Verbindungsstelle der Rollenträger Winkelbewegungen um beide horizontale Gelenkachsen, die bei gewöhnlichem Bolzenanschluß zu Zwängungen und Verreiben führen würden. Durch Ausführung als Kreuzgelenkbolzen ermöglicht der Anschluß das einwandfreie elastische Verformungsspiel.

Der erhebliche Aufwand an Gewicht und Fertigungskosten für die Stahlkonstruktion des Brückentragwerkes derartiger Krane mit getrennten Katzfahrbahnen auf je zwei eigenen Fahrbahnträgern legt, in dem Bestreben leichter, im Raumaufwand sparsamer und mit geringeren Lohn-

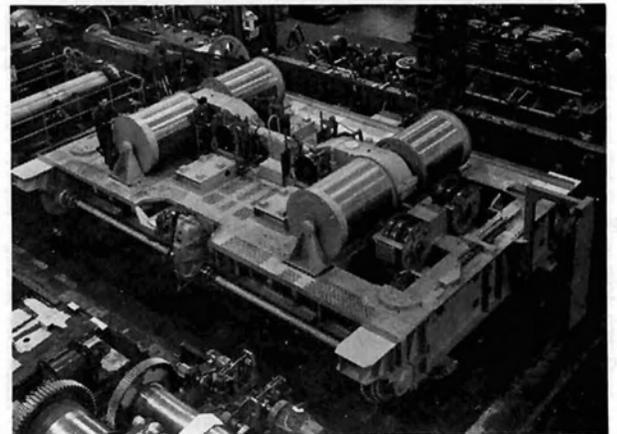


Bild 4: Gießkrankatze, 250 t Tragfähigkeit, Montierungszustand

Fig. 4: Teeming Crane Trolley, 250 tons capacity, erection stage

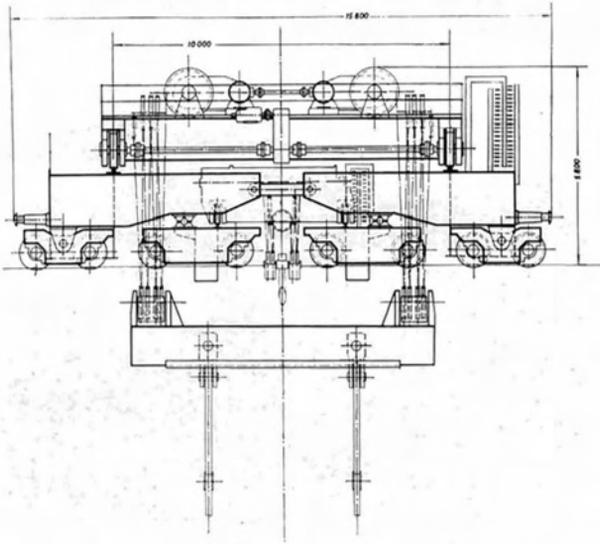


Bild 5: Gießkran für 250 t Tragfähigkeit, Spannweite 22,5 m, Querschnitt

Fig. 5: Teeming Crane, 250 tons capacity, span 22,5 m, cross section

kosten zu bauen, den Gedanken nahe, die Vorteile der Hohlkastenträgerbauweise dahin auszunutzen, daß man versucht, die Hilfskatzenbahnträger einzusparen und beide Fahrbahnen auf 2 Brückenschläuchen zu vereinen, so daß eine Katze auf Schienen im inneren, die andere auf Schienen im äußeren Stegblechmittel verfährt. Dies gelingt bei Kranen dieser Größenordnung mit in Obergurtebene fahrenden Katzen, unter Anwendung folgender konstruktiver Mittel.

Die Hilfskatze ist mit der geringsten möglichen Bauhöhe auszuführen. Das Hauptkatzenfahrwerk erhält zwei Einzelradantriebe. An Stelle der Stromzuführung zur Hauptkatze über Stromschienenharfen wird eine Kabelschleppkette eingesetzt.

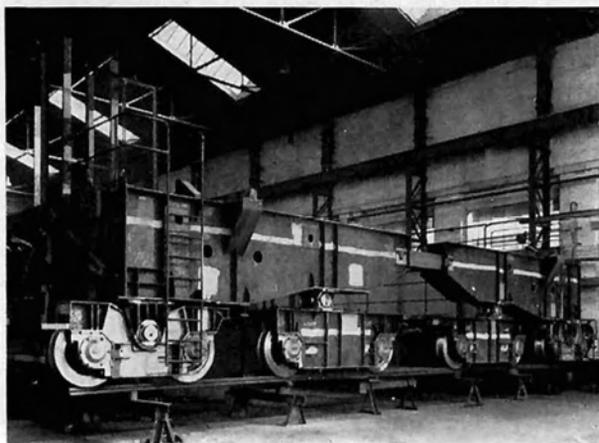


Bild 6: Gießkran für 250 t Tragfähigkeit, Laufwerksanordnung – Werkstattmontage

Fig. 6: Teeming Crane, 250 tons capacity, wheel set arrangement, workshop assembly

Die Zugänglichkeit beider Katzen ist über den Laufsteg am Brückenobergurt gegeben. Die Kranfahrwerke, als Doppelfahrwerk wie üblich, sind je eines im Inneren der beiden Brückenschläuche, grundsätzlich nicht anders wie bei Hüttenkränen mit Blechhaupt- und Fachwerksnebenträgern etwa und auch so zugänglich, jedoch mehr geschützt, untergebracht. Einem geringen Mehraufwand an Maschinenteilen im Hauptkatzenfahrwerk und kaum größerem Stahlgewicht der um wenig längeren Pfannentraversen steht die vollständige Einsparung der Hilfskatzenfahrbahnträger und eine Verminderung der Gesamtbaubreite des Kranes um 1,5 m gegenüber.

Das Vergießen des Stahles in die Blockformen geschieht entweder in der Grube oder auf dem Wagen. Im ersteren Fall bedeuten die im gleichen Hallenschiff aufeinanderfolgenden Verrichtungen des Gießens und Blockausdrückens eine gegenseitige Behinderung durch die in gleichen Bereichen arbeitenden Gieß- und Stripperkrane und die örtlichen Überschneidungen des Zustellens der Gespanne, des Gießens, des Strippens und Abräumens der Gespanne. Zur räumlichen Aufgliederung dieser Vorgänge wird auf dem Wagen gegossen und eine Trennung in Gießhalle und Stripperhalle vorgenommen, wodurch sich aber die Aufgabe des Quertransportes der Wagen mit den Gespannen zwischen den beiden Hallenschiffen ergibt. In Edelstahlwerken mit vergleichsweise kleinerer Ausbringung ist die Lösung mittels um die Hallenstehermittel angeordneter Drehwagenanlagen bekannt und bei uns zu Ende des Krieges noch in Ausführung gewesen. Im neuen Blasstahlwerk der VOEST Linz wurde das Problem mittels einer Längs- und Querverschiebeanlage gelöst. Bei dieser werden die Kokillwagen im Gesamtgewicht von zirka 120 Tonnen je Wagen, einzeln oder im Verband auf je einem Längsgleis entlang der Hallenständerreihe im einen und im anderen Schiff mittels Rangieranlagen ähnlichen Seilzugeinrichtungen, deren Winden und zugehörige Spannvorrichtungen im Keller stehen, und die ein einfaches Ein- und Aushängen mittels Greifern an den Wagen und in die Schleppseile eingekuppelten kurzen Kettenstücken von Hand aus ermöglichen, zwischen elektrisch angetriebenen Quertransportwagen beliebig hin und zurück und auf letztere aufgezogen. Die Anordnung ist in zwei aneinanderschließenden Kreisen getroffen, die wahlweise getrennt oder, durch Einlegen von Gleisbrücken mittels Kranes, im Gesamtumlauf betrieben werden können. Automatisch wirkende Gleisriegel, elektrische Schalter für die Endstellungen usw. bewirken die Sicherung gegen Fehlbedienung und unbeabsichtigte Bewegungen.

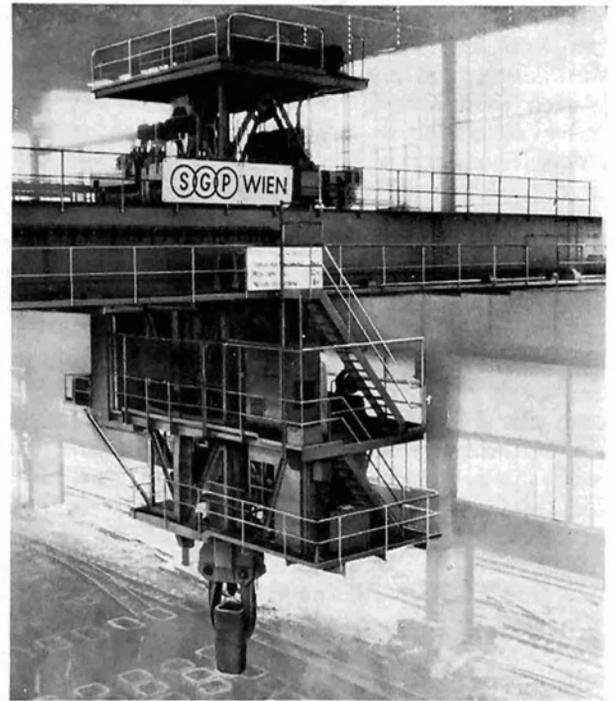
Nach dem Vergießen des Stahles geschieht das Ausdrücken der Blöcke aus den Kokillen mittels Stripperkränen, die im ersten Arbeitsgang das Abstreifen der im Verband um den Eingießtrichter herum auf den Gespannplatten stehenden Kokillen besorgen. Zu diesem Zweck erfas-

sen die Schenkel der in einem Schachtgerüst starr geführten Stripperzange die Kokille an dafür vorgesehenen Nasen, während der abwärtsgehende Strippstempel den Block ausdrückt, bzw. bei nach unten verjüngten Blöcken eine Klemmzange diese am Schopf packt und auszieht. Bei von unten gegossenen nach oben verjüngten Blöcken besorgt die Strippvorrichtung nach dem Wegstellen der Kokille in einem zweiten Arbeitsgang das Abdrehen der Blockangüsse, der sogenannten Knochen, zu welchem Zweck die Zange drehbar ausgebildet sein muß, und das Abstellen der Blöcke. Mit dem steigenden Stahlbedarf und der Ausweitung der Produktionskapazitäten steigen naturgemäß die Anforderungen bezüglich Tragkraft, Arbeitsgeschwindigkeit und Betriebssicherheit auch dieser schwerst beanspruchten Einrichtungen; die Tragfähigkeit dieser Krane hält derzeit bei 60 Tonnen. Dies erfordert aber, trotz der rauen Betriebsbedingungen, raum- und gewichtssparende, jedoch sicher arbeitende Konstruktionen zu schaffen. Erschwerend ist dabei, daß durch mögliche Karambolagen der Zange mit auf Hüttenflur befindlichen Einrichtungen stoßhaft auftretende Kräfte mit nicht genau definierbarer Größe in Rechnung gestellt werden müssen, die Zangenbaum, Schachtführung und -gerüst und Brücke schwer beanspruchen und bei Entstehen bleibender Verformungen zu argen Störungen Anlaß geben können. Die aus der Natur der Sachlage sich ergebenden Mindestforderungen sind sichere Ausbildung gegen Blockverlieren, gegen Schlaffseilbildung im Hubseil des hubbewegten Teiles, um dessen Absturz ins Seil bei Hängenbleiben mit der Zange an irgendwelchen vorstehenden Kanten der Einrichtungen zu vermeiden, weitgehender Gewichtsausgleich des hubbewegten Teiles, um bei Arbeit vom Gießwagen weg diesen nicht durch Aufsetzen dessen Gewichtes zu sehr zu belasten. Weitere Schwierigkeiten insbesondere in der Zangenkonstruktion ergeben sich ferner noch durch häufig gestellte Forderungen nach in sehr weiten Grenzen variierenden Greifweitenbereichen der Zangen, um Blöcke verschiedener Dimensionen behandeln zu können, weiter durch das Vorhandensein verschiedener Kokillenformen und durch sehr bedrängte Aufstellung der Kokillen auf vorhandenen älteren Gespannplatten, deren Ersatz durch günstigere Anordnungen wegen der großen Kosten der Neuanschaffungen, zumindest nicht in einem Zug, oder wegen der räumlichen Enge in der Gießgrube nicht in Betracht kommt.

Zur Lösung dieses Forderungsbouquets haben naturgemäß alle beteiligten Sachgebiete beizutragen. Die Elektrotechnik tut dies durch Bereitstellung von Geräten und Schaltungen, die dem rauen und angestrengten Betrieb und den großen Wärmebeanspruchungen des Hitzebetriebes gerecht werden. Dies betrifft die Elektromotoren, in erster Linie den Strippermotor, der durch das plötzliche Auftreten der Strippstempelkräfte, die bis zu einigen hundert Tonnen betragen, starken

Bild 7: Stripperkran, Tragkraft 16/12 t, 180 t Stempeldruck, Spannweite 27,5 m

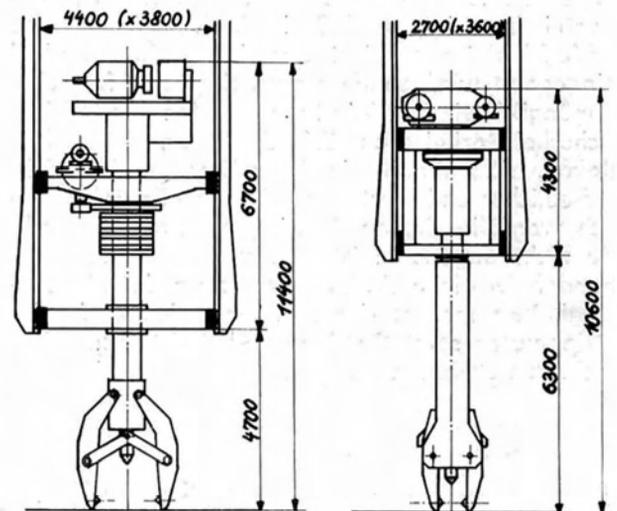
Fig. 7: Stripping Crane, 16/20 tons capacity, 180 tons ram pressure, span 27,5 m



kurzzeitigen mechanischen und elektrischen Belastungen ausgesetzt ist, die einerseits durch bewußte Ausnutzung der kinetischen Wirkungen der bewegten Massen im Bewegungsablauf oder besondere Übersetzungsanordnungen statisch bewältigt und andererseits durch mechanisch-elektrische Absicherungen vor Überschreitungen ge-

Bild 8: Stripperkatzen – Baumaße

Fig. 8: Stripping Trolley – Design Dimensions



schützt werden müssen. Die für den strengen Anlauf-Regelbetrieb zur Wärmeabfuhr notwendigen umfangreichen Widerstandsätze der Motoren werden aus dem gleichen Grund heute als Stahlblechwiderstände ausgeführt an Stelle der vordem gebräuchlichen Gußelemente. Die mit Schützen und Zeitrelais arbeitenden Steuerungen in Ausbildung als moderne Konterschaltungen gestatten dem Kranführer, die aus dem angedeuteten Aufbau sich ergebenden großen, schnell bewegten Massen auch auf den erforderlichen kurzen Wegen mit raschen Bewegungsfolgen und -überlagerungen sicher in der Hand zu haben und mittels kleiner Meisterschalter, deren jeder 2 Bewegungen beherrscht, bei geringer körperlicher Anforderung weiche Bewegungsabläufe zu erzielen. Die hohe Umgebungstemperatur in den Stahlwerkshallen und die starke Hitzeeinstrahlung der glühenden Blöcke usw. bedingen die Ausführung der Führerkabine als wärmeisolierter Raum kleinen Inhaltes, der mittels Klimaanlage mit von Staub und Abgasen gereinigter und auf etwa 25°C gekühlter Luft versorgt und mit strahlungsabweisender Verglasung und Verkleidung ausgerüstet wird. Weitere Vorkehrungen betreffen die Geräte der Stromzuführung zu den beweglichen Windwerken, die den Hitzebelastungen standhalten müssen und mechanisch so ausgebildet zu sein haben, daß sie beim Aufkippen der Katze beim Karambolieren keine Beschädigungen erleiden und keine Störungen verursachen.

Der maschinenbauliche Beitrag hat am hubbewegten Teil zu beginnen, der durch Einsatz aller denkbaren Mittel klein und leicht zu bauen ist, was Gewichtersparnisse an allen im Kraftfluß folgenden Bauteilen, wie Schachtgerüst, Katzenrahmen, Hubwindwerk, Katzstahlwerk, Pufferungen und letztlich Brückentragwerk bringt. Der Fortschritt, den wir in dieser Richtung in den letzten Jahren erzielten, ist aus dem folgenden Bild zu ersehen, das Zangen- und Strippteil sowie Schachtausmaße zweier Krane gleicher Tragkraft verschiedener Baujahre zeigt. Die bezügliche Konstruktion erweckt insofern besonderes Interesse, als sie keine Stromzuführung zum drehbaren Zangenteil benötigt, so daß durch den Wegfall des Schleifringkörpers nicht nur dessen Raumbedarf eingespart wird, sondern auch der Raum für seine Zugänglichkeit und Wartung mit den bezüglichen sicherheitstechnischen Erfordernissen, abgesehen davon, daß damit ein im Wärmebereich nicht erfreulicher und wartungsbedürftiger Bauteil gänzlich wegfällt, dessen Anbringung auch konstruktiv nicht angenehm ist. Die weiteren sich ergebenden Gewinne sind Verkleinerung des Massenträgheitsmomentes des drehbaren Teiles, da der Stripptomotor samt Getriebe und Aufstellung nicht mehr am drehbaren Teil steht und daher nicht mitgedreht wird, Vergrößerung der bedienbaren Hallenfläche wegen der kleineren Anfahrmasse von Katze und auch Kran, Vergrößerung der hindernisfreien Höhe durch die höher liegende Schachtunterkante, kürzerer hubbewegter Teil und

damit entweder größere Hubhöhe bei festliegendem Hallenprofil oder Einsparung an Höhe und umbautem Raum der Halle bei einem Neubau mit gegebener Hubhöhe. Das Wesentliche dieses der Firma Simmering-Graz-Pauker geschützten Antriebes besteht darin, daß Stripp- und Drehwerk zusammengelegt werden, deren beide Antriebsmotoren fest auf dem Führungskorb angeordnet sind und über ein Ausgleichsgetriebe, ähnlich dem eines Greiferplanetenwindwerkes auf Strippspindel und Spindelmutter so eintreiben, daß der Strippermotor bloß die Spindel, der Drehmotor jedoch beide in Bewegung setzt. Dadurch ist auch die weitestgehende Ausbildung aller Zahnradantriebe als Blockgetriebe in geschlossenen Radkasten möglich.

Der stahlbauliche Beitrag bezieht sich auf die Kranbrücke, Schachtgerüstkonstruktion und Ausbildung von Zangenbaum und Führungskorb des hubbewegten Teiles. Da Stripper zu den schwerst beanspruchten Geräten gehören, schreibt die DIN 120 für deren stahlkonstruktiven Tragteil die uneingeschränkte Einreihung in Gruppe IV mit einer Ausgleichszahl von 1,9 und einem Stoßbeiwert von 1,2 vor. Wenn auch nach Überlegungen und Untersuchungen der letzten Jahre bei Entwicklung der Schwingbeiwerte von Krananlagen die Ansicht sich verbreitet, daß diese Faktoren im allgemeinen reichlich hoch sind, bleibt bei allen Zangenkränen, sowohl Stripper- als auch Tiefofenkränen die Schwierigkeit der Einschätzung der Karambolkräfte und der Folgen von Zusammenstößen. Die Heranziehung des Adhäsionsschlusses der Räder zur Gewinnung von Maximalwerten dieser Kräfte gibt zum Beispiel in Brückenfahrtrichtung schon unerträglich große Kräfte, obwohl diese nur auf statischen Betrachtungen beruhen und keine Massenwirkungen berücksichtigen, wozu noch Einwirkungen beim Zurückfallen einer aufgekipperten Katze kommen können, ferner Stöße beim Blockverlieren, bei Tiefofenkränen beim Blockabwerfen, Räumen der Tieföfen usw. Wohl können seitliche stoßhafte Krafteinwirkungen durch federnd gelagerte Zangenbäume gemildert werden; doch abgesehen von dem ebenfalls beschränkten Wirkungsweg solcher Einrichtungen, bedeuten diese großen Aufwand an Gewicht, Raum und Kosten. Umgekehrt das Aufkippen der Katze durch Fangpratzen oder Gegendruckrollen zu verhindern, heißt, gegebenenfalls bedeutende Stoßkräfte gerade durch die relativ empfindlicheren Teile teils maschinenbaulicher Art des Zangenbaumes und Schachtführung durchzuleiten mit der Gefahr der Deformierung bzw. Zerstörung schwer beschaffbarer, schwer ein- und ausbaubarer Teile, die auch bei nicht allzu erheblichen Verformungen zu Störungen Anlaß geben können und deren Dimensionierung auf jene Kräfte unwirtschaftlich, ja unmöglich wäre. Als geeignetster Weg erscheint daher doch der, die Stoßkräfte durch Abhebenlassen der Katzenräder zu begrenzen; da das Zurückkommen der Katze im allgemeinen ja nicht gerade im freien Fall erfolgt, kann, wenn

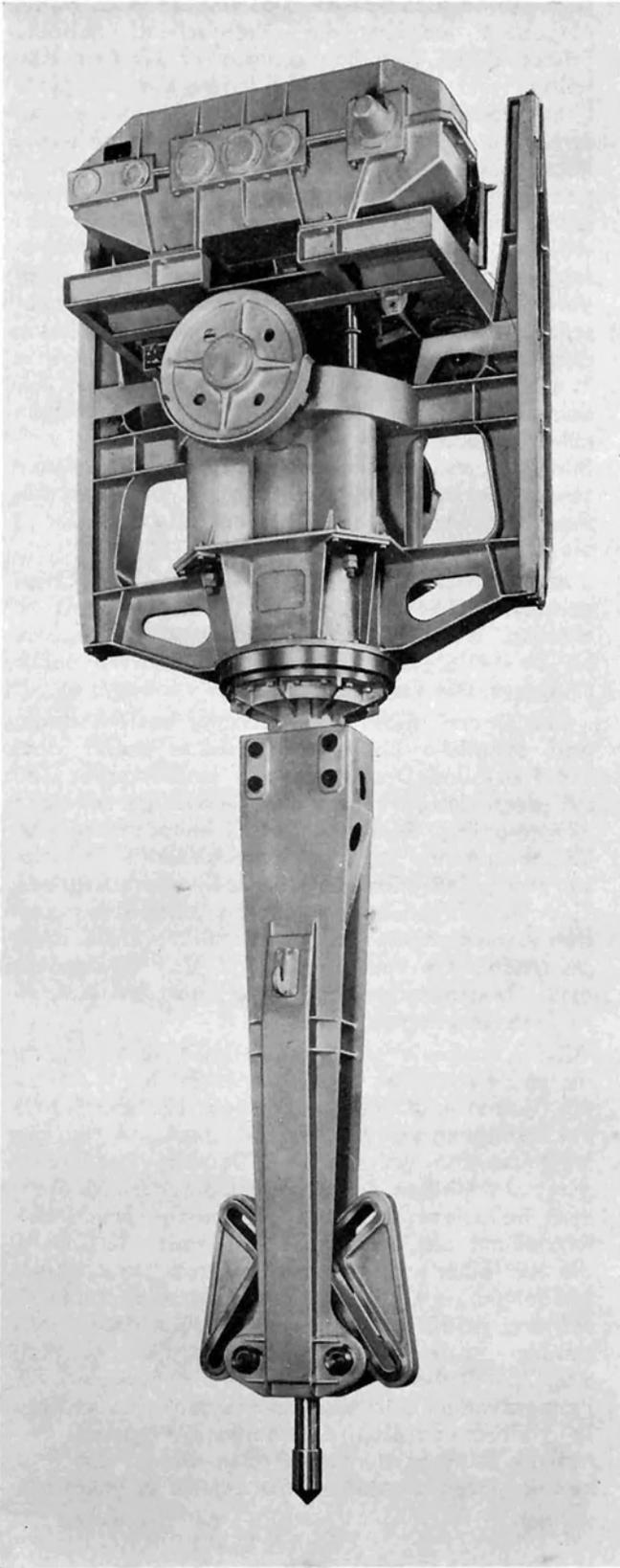


Bild 9: Stripperkatze, hubbewegter Teil, 3/1,5 t Tragkraft
35 t Stempeldruck

Fig. 9: Stripping Trolley (lifting part), 3/1,5 tons capacity,
35 tons ram pressure

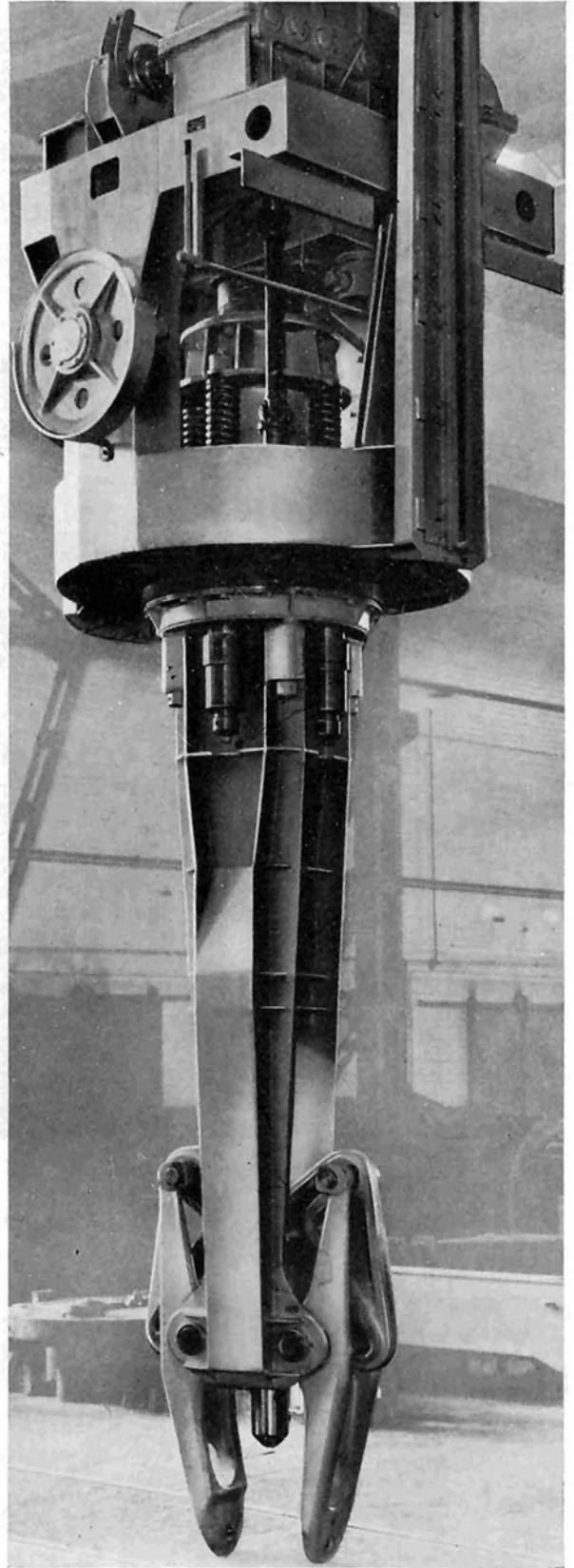


Bild 10: Stripperkatze, hubbewegter Teil, 5 t Tragkraft, 50 t
Stempeldruck

Fig. 10: Stripping Trolley (lifting part), 5 tons capacity,
50 tons ram pressure

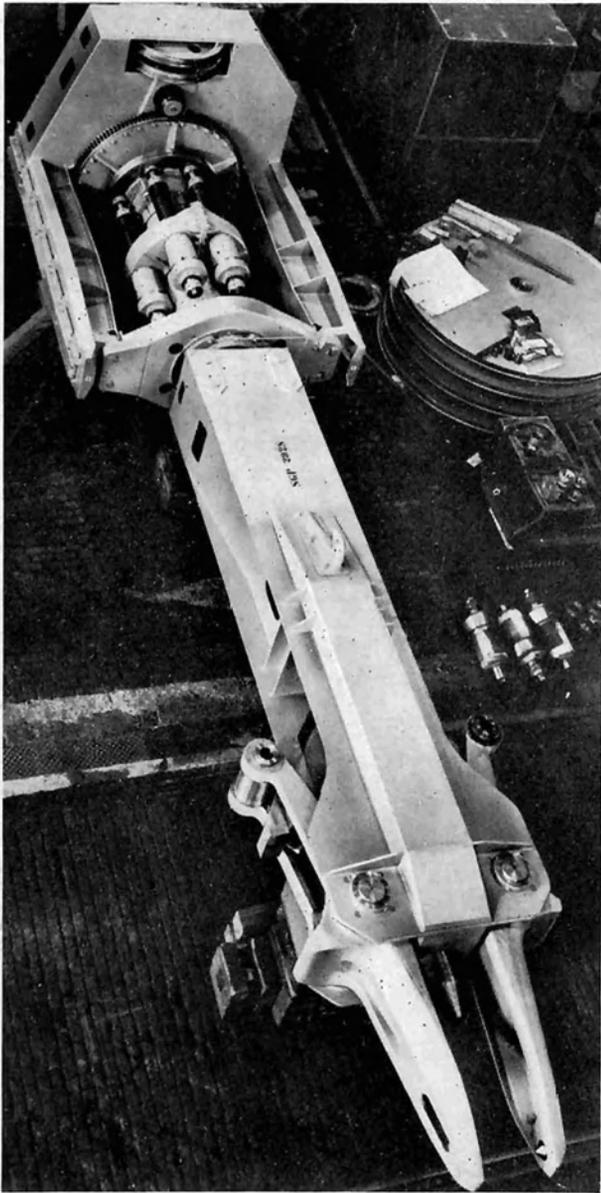
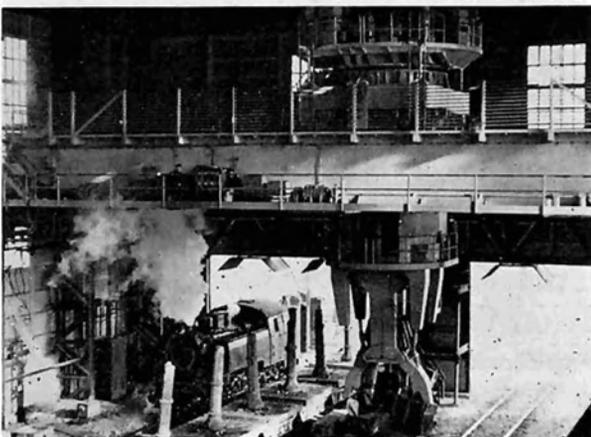


Bild 11: Stripperkatze, hubbewegter Teil, Tragkraft 25/16 t, 210t Stempeldruck

Fig. 11: Stripping Trolley (lifting part), 25/16 tons capacity, 210 tons ram pressure



auch keine besonderen stoßdämpfenden Mittel eingebaut werden, die entsprechend gebaute Brücke durch Ausnützung ihres elastischen Verhaltens und von Beanspruchungen, die mit geringem Sicherheitsabstand bis in die Nähe der Streckgrenze gehen, in diesen ja doch nicht die Regel bildenden Fällen, den Aufsetzstoß abfangen. Die mehr und mehr übliche Bauart der Hohlkastenträgerbrücken dürfte durch ihre Drehfederwirkung unter Heranziehung des ganzen Werkstoffvolumens zur Arbeitsaufnahme von besonderem Vorteil sein. Bei Ausbildung des Führungsschachtes ist auf gewichtsparsame Ausbildung durch möglichst unmittelbare Einleitung der Kräfte in die Schachtwände bzw. -gurte zu achten. Für den Zangenbaum selbst und den zugehörigen Führungskorb ergeben aus Blechen durch Schweißung aufgebaute schalenartige Hohlkonstruktionen sehr widerstandsfähige, geschlossene, zweckmäßige Bauformen geringen Gewichtes. (Bilder 9 bis 11.)

Auf dem nächsten Bild ist ein Universal-Stripperkran 25/15 t x 25 m und 175 t Stempelkraft zu ersehen, der nach unten verjüngte Blöcke, wie sie beim Vergießen von Sonderstahlarten üblich sind, aus den Formen zu ziehen vermag.

Das eigentümliche dieser Lösung besteht darin, daß sämtliche Bauteile der Katze außer dem Katzfahr- und Drehwerk, also hubbewegter Teil mit dem Hubwerk und dem Schachtgerüst samt Führerkabine, Widerstands-, Schaltschrank- und Klimaanlageaufstellung im drehbaren Teil zusammengefaßt sind, der mittels Kugeldrehkranzes, einer Wälzlagerbauart jüngeren Datums mit großen Abmessungen, die eine drehbare Verbindung bei Aufnahme von Längs- und Querkräften als auch Momenten herzustellen erlaubt, am Katzenrahmen abgelagert ist.

Zwei Beispiele aus den vielfältigen Aufgaben, die in den Werken der Stahl produzierenden und zu Vormaterial verarbeitenden Hüttenindustrie zur Bewegung von Massen auf kurzen Wegen gestellt werden, sollen den Abschnitt Stahlerzeugung abschließen. Der Knüppeltransportkran dient zum Befördern und Stapeln von zur Stahldrahtherstellung als Vormaterial dienenden Knüppeln, die mit einer vom Führerstand aus steuerbaren, muldengehängartigen, drehbaren Aufnahmevorrichtung erfaßt werden. Der Brammenwendekran besorgt mittels Magnetgehänges das, im Zug der Oberflächenvorbereitung der Brammen durch Flammstrahlen für das nachfolgende Abwalzen in Breitbandsraßen erforderliche Wenden, wobei die Bramme durch Anheben und kurzes Fahren um ihre Langseitenkante am Magnet abrollt.

Bild 12: Universalstripperkran, Tragkraft 25/15 t, 175 t Stempeldruck, Spannweite 25 m

Fig. 12: Universal Stripping Crane, 25/15 tons capacity, 175 tons ram pressure, span 25 m

C. Stahl im Fördermittelbau.

Der Ausbau der Laufkraftwerke an unseren großen Flüssen Donau, Enns, Inn und Drau, wie Ybbs-Persenbeug, Aschach, Rosenau, Braunau-Simbach, um nur einige wenige zu nennen, erfordert für Montage und Wartung im Betrieb der maschinellen und stahlwasserbaulichen Schweranlagen Fördereinrichtungen, die entsprechend dem Kraftwerkstyp als sogenannte Wehrkrane ausgeführt werden. Die nachfolgenden Bilder zeigen zwei kennzeichnende Vertreter. Sie dienen sowohl für den Einbau und Ausbau der Maschinensätze und sonstiger maschineller Kraftwerksausrüstung als auch zur Montage der Wehrfeldverschlüsse und deren Antriebe und zum Setzen und Ziehen der Dammbalkenverschlüsse oberwasserseits im Bereich der Turbineneinläufe und der Wehröffnungen. Zu diesem Zweck fahren sie auf Fahrbahnen in Höhe der Wehrkronen vom Abstellplatz über die Wehrbrücken und Krafthäuser hinweg, so daß sich zum Beispiel in Ybbs eine Fahrbahnlänge von rund 600 m ergibt. Dem Zweck entsprechend beträgt die Tragfähigkeit der Krane in Persenbeug pro Kran 130 Tonnen am Haupthaken; gemeinsam arbeitend, mechanisch und elektrisch gekuppelt und von einem Führerstand aus gesteuert, können sie so 260 Tonnen bewegen. Lasten bis 50 Tonnen können rascher gehoben und gesenkt werden.

Hauptabmessungen und Bauformen des Stahltragwerkes ergeben sich aus den Kraftwerksbaumaßen und durch Abstimmung der stahlbaulichen Erfordernisse mit den Architektenwünschen.

Bild 13: Brammenwendeeinrichtung für 8 t Brammengewicht

Fig. 13: Slab Turning Arrangement for 8 t slabs



Bild 14: Wehrkran Ybbs-Persenbeug/Donaukraftwerke, 130 t Tragfähigkeit, Spannweite 11+16+11 m

Fig. 14: Weir Crane, Powerstation Ybbs-Persenbeug, 130 tons capacity, span 11+16+11 m

Das Tragwerk der Krane in Ybbs ist eine Vollportalkonstruktion mit zwei einwandigen Vollwandrahmen von 16 m Stützweite und beiderseits 11 m ausladenden Kragarmen. Zwei ebenfalls einwandige Vollportale, deren Ebenen in Kranfahrtrichtung stehen, fassen die beiden, die Katzbahn tragenden Hauptportale, diese übergreifend, derart zusammen, daß aus den zueinander senkrecht stehenden Rahmenstielen sich die Tragwerkstützen mit offenem, ausgesteiftem Winkelquerschnitt ergeben, welche die Stützdrücke auf zugbandartige Laufradträger mit Blancierlagerung der Laufräder abgeben. Die exzentrische Krafteintragung der Katzfahrbahn, auf der die Katze zwischen den Hauptträgern innen und unter den Querportalen durchfährt, in die Haupttragwände wird durch Horizontalverbände, einen in Höhe der Obergurte der Hauptträger zwischen diesen, und zwei in Höhe der Untergurte jedoch außen angeordnet, sowie durch Rahmenabschlüsse an den Kragarmenden vorgenommen. Der Kranfahrantrieb ist in den beiden Zugbändern je zur Hälfte pro Seite untergebracht; zwischen den beiden Antriebshälften besteht keine mechanische oder elektrische Kupplung, so daß die Geradföhrung der Brücke durch die Stahlkonstruktion selbst bewirkt wird. Die dazu erforderliche Form-

streitigkeit der Grundrißform des Tragwerkes, durch welche unterschiedliche Fahrwiderstände der beiden Fahrbahnseiten bei exzentrischer Laststellung und uneinheitlichen Windverhältnissen ausgeglichen werden, wird durch den Gitterwerksverband in Obergurtebene der Hauptträger hergestellt.

Bei grundsätzlich gleicher Gesamtanordnung der Kraftwerksanlage und gleicher Aufgabenstellung sowie analogen Gestaltverhältnissen erfolgt die Ausbildung des Tragwerkes für den Wehrkran Rosenau mit 80 Tonnen Tragkraft an den beiden Haken der Katze, rund 17 m Stützweite und je 8,7 m Kragarmlänge, in anderer Weise. Die Katze fährt oben auf zwei laufkranartigen Brückenschläuchen mit Vollwandhaupt- und Rahmennebenträgern und oberen Lochblech- bzw. unterem Riegelverband. Diese beiden, an den Kragarmenden durch Stirnträger, und in horizontaler Ebene durch Riegel rahmenartig zusammengeschlossenen Brückenhälften ruhen auf „umgekehrten“ Stützportalrahmen, deren Riegel die Radbalanciers und Fahrwerksantriebe aufnehmen, welche letztere wieder mechanisch getrennt, aber elektrisch durch eine sogenannte „Ausgleichswelle“ miteinander verbunden sind. Eines der Stützportale ist eckensteif an die Katzenbahnträger ange-



Bild 15: Wehrkran Rosenau/Ennskraftwerke, 80 t Tragfähigkeit, Spannweite 8,7+17,2+8,7 m

Fig. 15: Weir Crane, Power Station Rosenau, 80 tons capacity, span 8,7+17,2+8,7 m

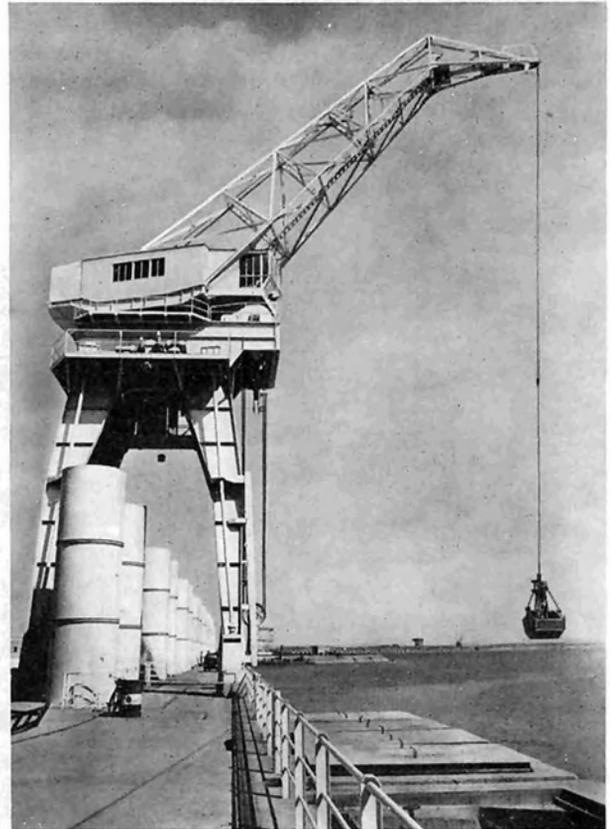


Bild 16: Wehrkran Assuan, 150 t × 1 m oder 40 t × 15 m

Fig. 16: Weir Crane Assuan, 150 tons capacity, 1 m reach, 40 tons capacity, 15 m reach

Bild 17: Dammtafel-
kran Jochenstein/
Donaukraftwerke,
2×16 t Tragfähigkeit,
Spannweite 15+6 m

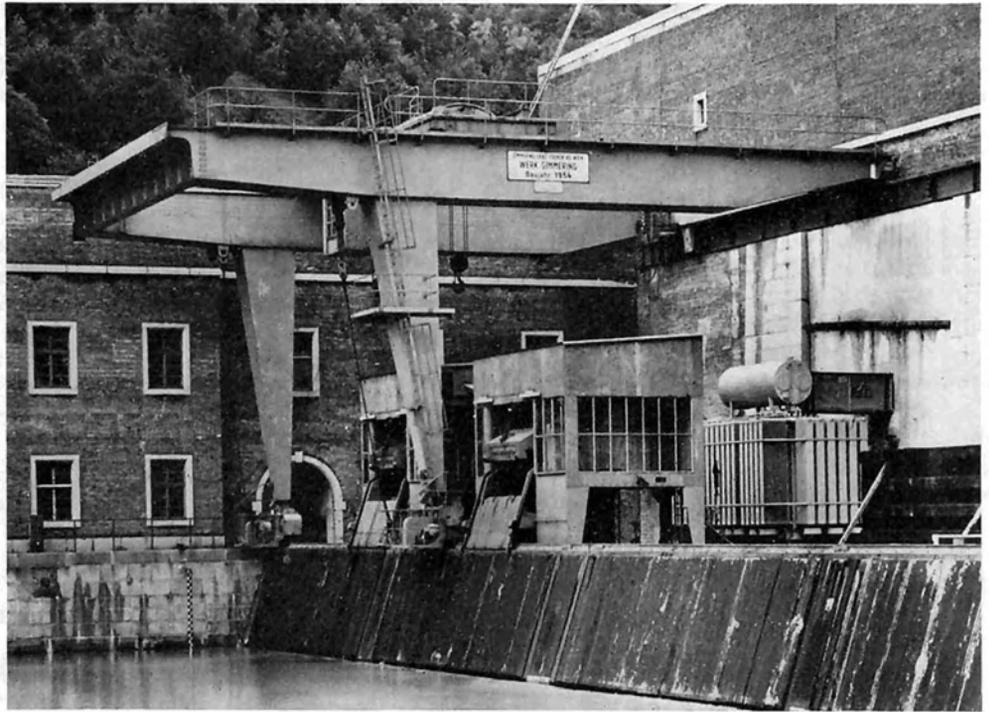


Fig. 17: Stoplog Crane,
installed at Power
Station Jochenstein,
2×16 tons capacity,
span 15+6 m

geschlossen, das andere mit Pendelstützengelenken. Das Tragsystem besteht also aus zwei einhüftigen Zweigelenkrahmen, deren Stiele durch den kastenförmigen torsionssteifen Laufwerksträger, eben den Stützportalriegel miteinander verbunden sind, der damit wieder zur Geradführung der Brücke beiträgt.

Die Krane sind in transportgerechten Teilstücken aus St 37 T geschweißt, die durch Baustellennietstöße verbunden wurden.

Ein Wehrkran ganz anderer Art ist der auf der Krone des Einlaufdammes des Stauwerkes Assuan in Verwendung stehende. Ein Drehkran mit starrem, genietetem Fachwerksausleger und geschweißtem Drehteilrahmen sowie Maschinenhaus ruht auf einem geschweißten Vierbeinportal. Mit einem auf einem kurzen Kragarm der Unterkonstruktion fest eingebauten Hubwerk von 150 Tonnen Tragkraft können Einlaufnotverschlüsse in 26 m Wassertiefe bedient werden, eine in der Portalkonstruktion auf kurzem Weg verfahrbare 40-Tonnen-Winde dient zur Montage und Wartung der Tiefschütze, der zugehörigen Gestänge und der auf der Dammkrone angeordneten Hydraulikzylinder zu ihrer Betätigung. An der Ausleger Spitze kann ein von einem 4-Tonnen-Windwerk bewegter Greifer eingehängt werden, mit dem die Entfernung des Schwemmzeuges geschieht. Die übrigen Verrichtungen, wie Montage der Maschinensätze usw. geschehen an anderen Stellen des räumlich recht weitläufigen Bauwerkes durch weitere Hebezeuge mehr üblicher Bauweisen.

Die im folgenden Bild gezeigte Krananlage dient zum Ziehen und Setzen von Dammtafeln an der Rechenbrust des Dampfkraftwerkes Jochenstein.

An diesem Objekt werden des Zusammenspiel von Eisenkonstruktion und maschinell-elektrischer Ausrüstung, das durch die betrieblichen Verhältnisse bedingt ist, und die Bewältigung der Aufgabe mittels heute üblicher Konstruktionsgrundsätze in besonderer Weise ersichtlich.

Der Kran verfährt am Rechenpodium vor der Maschinenhausfront, hinten auf einer hochliegenden Kranschiene, entsprechend der Grundrißanlage des Krafthauses in kreisförmig gekrümmter Bahn mit 1400 m Radius. Die Dammtafeln werden aus den Ablegegruben, am Zangenbalken hängend, bis vor die Rechenbrust gefahren und müssen anschließend in die Neigung dieser (Neigungsverhältnis 1:3) eingedreht werden, um sie auf der Gleitbahn in Rechenebene ablassen zu können. Zu diesem Zweck werden sie vorübergehend mit seitlichen Anhängzapfen in Hilfsseile, die an den Kragarmen der Brücke angeordnet sind, abgehängt, wodurch die Hubseile schlaff werden und die Katze in eine der Neigung des Rechens entsprechende Stellung zurückverfahren und dort verriegelt werden kann. Durch Anheben erfolgt dann das Eindrehen und Aushängen aus den Hilfsseilen, anschließend das Ablassen.

Als Tragkonstruktion ergab sich aus den örtlichen Gegebenheiten und den betrieblichen Forderungen eine einhüftige Zweigelenkrahmenkonstruktion mit zirka 13 m lichter Weite des Durchganges zwischen den Stützfüßen und den wasserseitigen Fahrtrieben, wobei die Lage von Dammtafel und Zangenbalken beim Eindrehen die Anordnung eines Zugbandes zwischen den Kranfüßen ebenso unmöglich macht wie die Verbindung der beiden Fahrtriebe mittels einer mechanischen Wellenleitung; diese müßte, um

die Katzfahrt nicht zu behindern, über die Katze hinauf geführt werden. Zur Vereinfachung der Fahrwerksausbildung wurde von einem Antrieb der Laufrollen auf der Hochbahn abgesehen, Einfußantrieb erschien schon mit Rücksicht auf ungünstige Wetterlagen (feuchte oder bereifte Schienen) nicht ratsam. Das im Bild erkennbare räumliche Tragwerk ist im Betrieb außer dem bei Ziehen und Setzen der Tafeln auftretenden Schrägzug räumlichen Kraftangriffen und Momentenverteilungen ausgesetzt, die sich beim Anfahren und Abbremsen mit im maschinenhausseitigen Anfahrmaß hängender Last durch den außermittigen Antrieb ergeben (ähnlich wie bei Spornkränen). Der aus Katzbahn-, Stirn- und Laufrollenträger gebildete Rahmen leitet die Kräfte über die Stützen in die wasserseitigen Schienen ab, an denen zusätzlich ungleich gerichtete Horizontalkräfte quer zur Schiene auftreten, die den Fahrwiderstand und damit die Motorbemessung beeinflussen. Andererseits war aber auch der mögliche Fall zu bedenken, daß bei Ausfall eines der beiden mechanisch voneinander unabhängigen Fahrantriebe, zum Beispiel durch Nichtlüften einer der beiden Bremsen infolge Schadhafwerdens des Eldro-Lüftgerätes, der intakt gebliebene Antrieb die Stahlkonstruktion mit einer Kraft bis zum Adhäsionsschluß der Räder belastet, Stützenfüße, Stirnträger und Laufrollen auf Biegung, die Katzbahnträger auf Verdrehung beanspruchend.

Zur Aufnahme dieser kombinierten Beanspruchung des Tragwerkes ist die Hohlkastenbauweise die zweckmäßige Bauform; Katzbahnträger, Stützenfüße und der zur Aufnahme des erforderlichen Gegengewichtes bestimmte obere Laufrollenträger würden daher als geschweißte Blechschlauchkonstruktionen ausgeführt, deren Inneres teils durch Einstiege zugänglich, teils luftdicht abgeschlossen ist. Die glatten Außenflächen erleichtern deren Schutz vor Anrosten im Flußklima. Die Verbindung in den Rahmenecken und an den Stützenanschlüssen geschah mit hochfesten Schrauben.

Auch der Katzenrahmen mußte in besonderer Art, mit tragbrückenähnlichem Querschnitt ausgebildet werden, um entsprechend der Katzenspurweite von etwa 16 m und der Last, von 2 x 16 Tonnen, beim Schrägziehen für die Aufnahme der 10 Tonnen betragenden horizontalen Seilzugkomponenten, die ein Biegemoment von 18 mt ergeben, geeignet zu sein.

Die Frage der Fahrtriebsanordnung und des Beitrages der Brückenkonstruktion zur Geradfahrt entsteht immer wieder bei halbportalartigen Kränen. Sofern die Fahrgeschwindigkeit klein, die Fahrbewegung keine Arbeitsbewegung mit großer Spielzahl sondern nur Einstellbewegung und die Spannweite nicht zu groß ist, die Massenkraft aus Brücke und Last also in entsprechenden Grenzen bleiben, wird man mit dem Einschienenantrieb das Auslangen finden können, um so die unangenehmen Winkeltriebe mit Steig- und Transmissionswellen zu ersparen, selbst um

den Preis der Inkaufnahme stärkerer Abnutzung entsprechend kräftig ausgebildeter Spurkränze der Antriebslaufräder, die mit Spurkranzschmierung ausgerüstet werden können.

Im folgenden Bild sehen wir einen Halbportal Kran zur Bedienung eines Gußlagerplatzes im Freien, der durch diesen Konstruktionsgrundsatz eine sehr einfache Ausbildung erfahren konnte. Er hat eine Tragfähigkeit von 3 Tonnen bei einer Spannweite von 16 m. Die kastenartige Stütze ermöglicht durch die günstige Materialverteilung ihres Querschnittes infolge ihrer Torsionssteifigkeit bei sparsamen Gewichts Aufwand außer der Lastabtragung und Seitenstoßmomentenaufnahme die Übertragung der Verdrehmomente aus Massen- und Windkräften bei geringster elastischer Verformung. Der Fahrtrieb reduziert sich auf zwei Laufrollen mit Einzelantrieb und zwei ungetriebene, wälzgelagerte Laufrollen auf der Hochbahn. Würde man, unter Verzicht auf leichte Zugänglichkeit der Laufkatze, diese am Untergurt fahrend ausbilden, oder eine Anordnung mit Seilzugkatze, wie bei Baukränen üblich, vorsehen, dann könnte auch der Katzenträger noch als Hohlkastenträger ausgeführt werden. Auch die Montage des Kranes vereinfacht sich auf das Verschrauben der in bloß 3 Teilen auf die Baustelle angelieferten Brückenkonstruktion mit anschließendem Komplettieren der elektrischen Ausrüstung.

Laufkranträger wurden bis vor wenigen Jahren grundsätzlich mit den Hauptträgern in Fachwerks- oder Vollwandbauweise, je nach Größe von Tragkraft und Spannweite der Brücke, gebaut, während die Nebenträger und Bühnenträger durchwegs, die Horizontalverbände meist Gitterwerkstrukturen waren, mit Benützung des Belagbleches in den Ebenen der Laufstege als Aussteifung zur Aufnahme der horizontalen Massenkraft. Bei Krafthauskränen werden in zunehmendem Maße aus Gründen des gefälligen Aussehens, Vierendeel-Rahmenträger als Seitenträger verwendet.

Das Bild 19 zeigt einen solchen Kran für 100 t Tragkraft in vollkommen geschweißter Bauweise. Auch die Gehweg-Lochbleche sind, als Horizontalverbände wirkend, durchlaufend eingeschweißt, ebenso wie die rahmenartigen Querverbände zur Herstellung der Formsteifigkeit der Schlauchquerschnitte der beiden Brückenhälften. Bei den langsam mit 15 bis 20 m/min Geschwindigkeit fahrenden Maschinenhauskränen mit, außer der Zeit der Montage der Maschinensätze, ausgesprochen seltener Benützungshäufigkeit, die dementsprechend in die unterste Belastungsgruppe, das ist Gruppe I DIN 120, eingereiht werden, erübrigt sich die Ausbildung von regelrechten Verbänden in Untergurtebene.

Der eine Schlauch hat nur die den Querverbänden entsprechenden Querriegel, der andere Schlauch hat eine nach unten offene U-Querschnittsform, da in ihm ein 5-t-Elek-

trozug mit seiner Fahrbahn, an den oberen Quer-
verbandsriegeln hängend, untergebracht ist.

Der praktische Vorgang der Bemessung war so, daß die Hauptträger auf Einwirkung von Last und Eigengewicht, die Nebenträger auf die normmäßig vorgeschriebene Wanderlast und das Eigengewicht bemessen wurden, entsprechend einer vereinfachenden rein ebenen Behandlung eines räumlichen Tragwerkes, bei dem durch die Wirkung der Raumdiagonalen bzw. Querrahmen durch die ungleichen Durchbiegungen unter den verschiedenen Lasten der Träger eine räumliche Kraftverteilung eintritt. Das Mittragen des Nebenträgers kommt durch die gegenüber den rechnerischen kleineren gemessenen Durchbiegungen der Hauptträger zum Ausdruck.

Die verbreitete Verwendung des torsionsfesten, geschlossenen kastenförmigen Trägers als Bauelement für Kranbrücken beruht auf verschiedenen Überlegungen. In statischer Hinsicht erscheint er vorteilhaft durch die günstigere Materialverteilung durch Heranziehung des ganzen Querschnittes zur Lastaufnahme mit eindeutigeren Verhältnissen bezüglich Verteilung und Ermittlung der Spannungen und dem Ziel kleinerer Baugewichte und besserer Ermüdungsfestigkeit insbesondere bei rasch bewegten Brücken der Hüttenkrane, aber auch wegen der einfacheren Materialdisposition durch Verwendung von Blech an Stelle der differenzierten Profilstähle bei Fachwerken, wegen der einfacheren Herstellbarkeit durch Schweißen, der leichteren Erhaltung des Anstriches und Vermeidung von Rostwinkeln und schließlich wegen der, dem Zeitgeschmack entsprechenden, glatten Sichtflächen.

Allerdings treten mit der erhöhten Drehfestigkeit der Brückenschläuche, besonders bei kleineren Spannweite und größeren Lasten, eher Schwierigkeiten im Fahrtrieb auf; der Schlauch ist nicht mehr verwindungsweich genug, um bei ungünstiger Stellung der Katze und Größe der Last ein Aufstehen aller Räder mit den diesen zukommenden Raddrücken erwarten zu können. Selbst bei sorgfältig ausgeglichener Brückenkonstruktion, die ja vom Schweißen her gewisse unvermeidliche Verwerfungen aufweist, führt dies bei nicht sehr genau verlegten Kranbahnschienen oder bei ungleichem elastischen Verhalten der Kranbahnseiten infolge unterschiedlicher Konstruktion der beiden Stränge unter Umständen zu einer unzulässigen Verminderung des Raddruckes des treibenden Rades einer Seite, da die Brücke auf 3 Rädern steht, wodurch es zum Schiefelaufen, Ecken oder gar Steckenbleiben kommen kann.

Bei zwei Krafthauskränen von je 60 t Tragkraft und 15 m Spannweite war aus architektonischen Gründen gefordert worden, die Brücken mit allseits ebenen Sichtflächen auszuführen; andererseits sollten die beiden Krane, nach mechanischer Kupplung der Brücken, gemeinsam mit Lasttraverse, 120 t durch Steuerung vom Führerstand eines Kranes aus und durch Antrieb des Fahr-

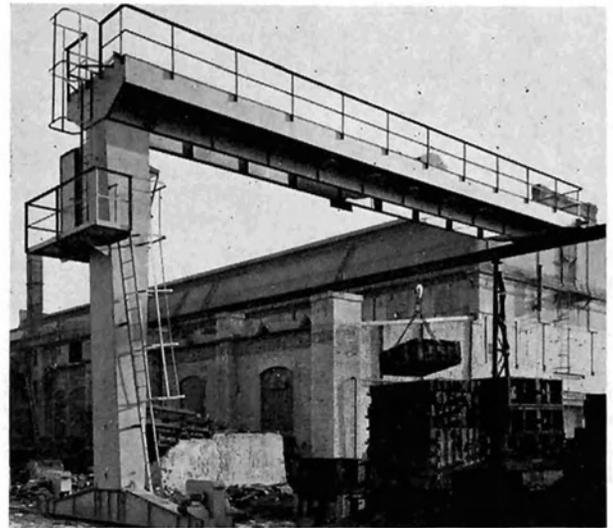


Bild 18: Halbportalkran, 3 t × 16 m
Fig. 18: Semi Portal Crane, 3 tons capacity, span 16 m

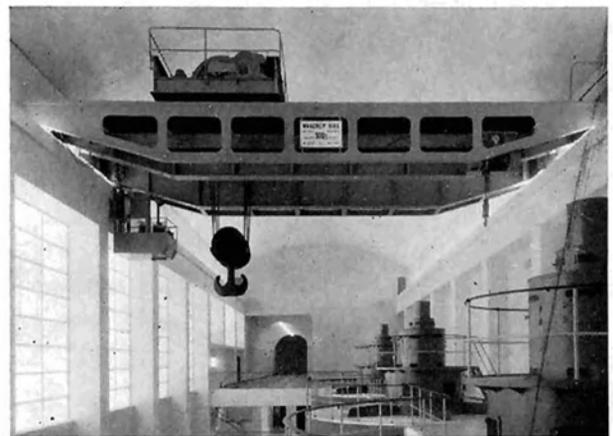


Bild 19: Maschinenhauskran Imst/Prutz, 100 t Tragkraft
Fig. 19: Powerstation Crane, Power-Station Imst/Prutz, 100 tons capacity

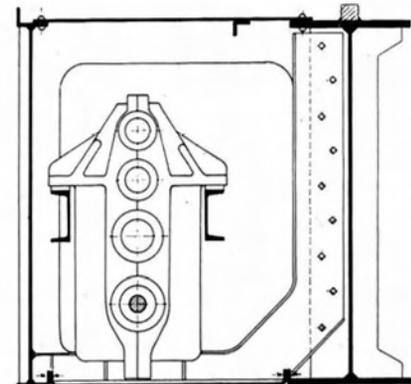


Bild 20: Kranträgerquerschnitt verwindungsweich
Fig. 20: Cross Section of Crane girder, easy twisting



Bild 21: Maschinenhauskrane Schwarzach/Tauernkraftwerke, 50/10 t Tragkraft, 11 m Spannweite

Fig. 21: Powerstation Crane for Schwarzach 50/10 tons capacity, span 11 m

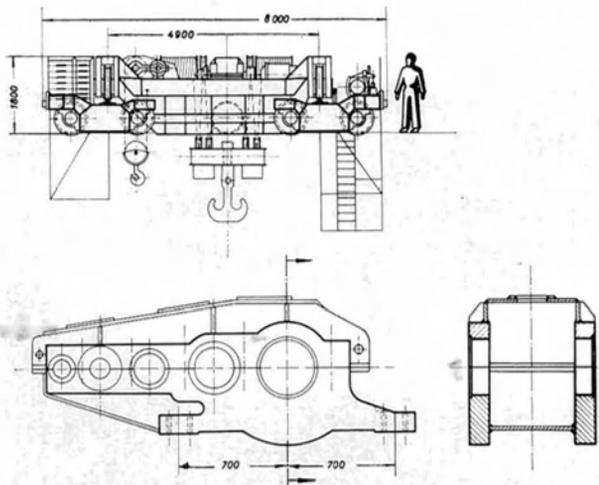
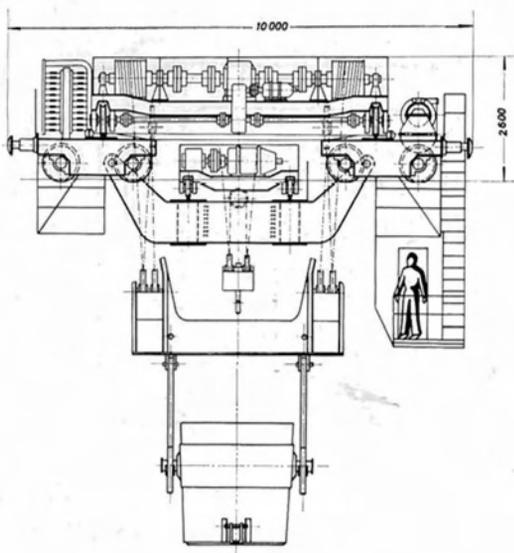


Bild 22: Werkstättenkran Dohad (Indien), 75 t Tragkraft, 24 m Spannweite

Fig. 22: Overhead travelling Crane Dohad (India), 75 tons capacity, span 24 m



werkes dieses Kranes, der den anderen zu ziehen bzw. zu schieben hatte, mit Sicherheit und feinfühlig verfahren können. Für diesen Betriebsfall sind von 16 Rädern bloß 2 angetrieben.

Um Radgleiten mit Bestimmtheit zu vermeiden, wurden die Brückenträger aus geschweißten Blechträgern aufgebaut, die durch Querschote in entsprechendem Abstand und in der oberen Verbandsebene durch das Gehwegblech zur Aufnahme der Seitenkräfte verbunden wurden, während in der Untergurtebene bloß ein Gehwegblech von 5 mm Stärke mit abgekanteten Rändern durch loses Verschrauben an diesen eingefügt wurde, so daß es keine Schubkräfte übertragen kann. Das Tragsystem mit der Querschnittsform eines nach unten offenen U wurde dadurch drehweich genug, um den zur Erzeugung der erforderlichen Adhäsion nötigen Raddruck der treibenden Räder sicher zu stellen. Im übrigen wurden die mechanischen Brückenfahrwerksteile, wie auch die dazu geeigneten Teile der elektrischen Ausrüstung der ganzen Krananlage, Schütze und Widerstände, im Inneren der Brückenschläuche unter Wahrung der erforderlichen Zugänglichkeit und Ein- und Ausbaubarkeit, geschützt und der Sicht entzogen, untergebracht.

Bei Maschinenhauskranen kann mit Rücksicht auf die früher erwähnten Umstände mit der Auflösung des Brückenquerschnittes noch weiter gegangen werden, indem bei nicht zu großen Brückenspannweiten der Nebenträger als Blechträger geringer Wandstärke und kleiner Bauhöhe mit abgekantetem Untergurt mittels Querrahmen und dem versteiften Gehweg-Belagblech als Horizontalverband an den Hauptträger angeschlossen wird, wobei die ganze Konstruktion, sofern sie in versandgerechten Dimensionen bleibt, in der Werkstatt komplett geschweißt werden kann und an der Baustelle nur der Anschluß der Kranbrücken-Radträger auszuführen bleibt. Die zweiten Verbandebenen fallen dann vollständig aus. Die Berechnung des Querschnittes in seiner Gesamtwirkung als offenes Falwerk bedeutet einen ziemlichen Rechenaufwand, ergibt aber eine gewichtssparende Bauweise, gegebenenfalls kann, wenn die Gesamtordnung von Tragwerk und Fahrwerk in bezug auf die Kranbahnschienenoberkante es erfordert, die Gehweg-Horizontalverbandsebene tiefer gelegt werden als der Hauptträgerobergurt, und der Nebenträger als aufgelöstes, tragendes Geländerfachwerk ausgebildet werden. Das Bild 21 zeigt 2 Brücken der erst angeführten Ausführung für 50/10 t Tragkraft und 11 m Spannweite.

Die zur Verfügung stehenden Lichtraummaße sind, besonders beim Einbau von Krananlagen

Bild 23: Gießereikran, 60/12,5 t Tragkraft, 14,5 m Spannweite

Fig. 23: Ladle Crane, 60/12,5 tons capacity, span 14,5 m

mit erhöhten Anforderungen an ihre Tragfähigkeit in bereits bestehenden Hallen oft außerordentlich beschränkt; meist werden sehr kleine Katzenanfahrmaße verlangt, häufig ist auch das vorhandene Maß Kranbahnschienenoberkante bis Unterkante Hallendachkonstruktion außerordentlich klein. An Beispielen wird gezeigt, wie durch die eisenkonstruktive Ausbildung die Erfüllung extremer Forderungen noch erreicht werden kann.

In einer indischen Eisenbahnausbesserungswerkstätte war verlangt worden, bei einem lichten Abstand Kranbahnschienenoberkante bis Dachbinderunterkante von 1800 mm einen Laufkran für 75 Tonnen Last am Haupthaken und 10 Tonnen am Hilfshaken mit höchster erreichbarer Hakenlage unterzubringen. In diesem Falle konnte das Verlangen, bei konventioneller Ausführung der Kranbrücke als Fachwerksträger, durch besondere Ausbildung des vollständig geschweißten Katzenrahmens und des ebenfalls durch Schweißung erzeugten Haupthubradkastens erfüllt werden. Ersterer wurde als „durchhängender“ Rahmen so hergestellt, daß alle seine Träger, Radlängs-, Haupt- und Randquerträger von ihren Anschluß- bzw. Auflagerstellen nach unten gezogen wurden. Die Räderkästen beider Hubwerke, insbesondere der des Haupthubwerkes, wurden als freitragende Bauteile, gewissermaßen als erste Längsträger, auf den Querträgern aufliegend und unter deren Obergurte greifend, aufgestellt, da die Ausgleichsrollenaufhängung das Einziehen von Längsträgern zur Radkastenaufstellung nicht ermöglicht.

Bedingt durch die Bauweise der Windenwerke mit vollkommen gekapselten Zahnradtrieben und Trommelzahnkupplungen und die zwecks Einsparung an Bauhöhe notwendige Anordnung der Oberrollen des Seilflaschenzuges auf der Abtriebswelle des Radkastens, hat dieser außer seiner Funktion als Getriebegehäuse auch noch als einen Lastanteil von 55 Tonnen aufnehmender Biegeträger wirksam zu sein. Obwohl diese Konstruktion den üblichen Baugrundsätzen (mit Rücksicht auf Wälzlagereinbau, ordentlichen Zahneingriff und Dichthalten des Radkastens) widerspricht, hat sie sich im Verein mit der derzeit häufigen, statisch bestimmte Verhältnisse schaffenden Bauweise der maschinellen Winderwerksanordnung mit biegemomentenfreien Kupplungen an den Seiltrommeln und elastischer Motor- kupplung, ohne Störung bewährt. Außer den beschriebenen Maßnahmen war auch noch eine Einwärtsanordnung der Kuppelstangen der beiden Kranbrückenhälften erforderlich.

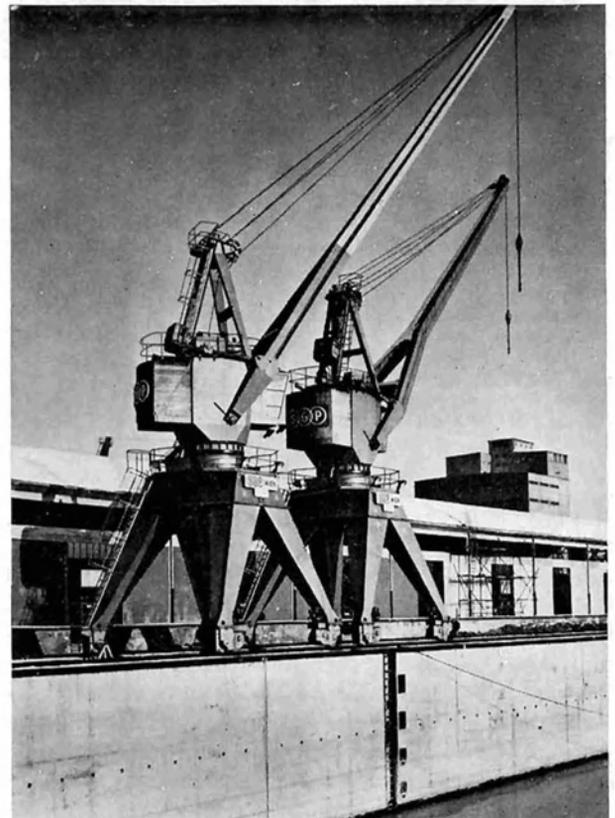
Ähnliche Verhältnisse bestanden bei einem 60/12,5t Gießkran mit 14,5m Spannweite mit unter der Hauptkatze fahrender Hilfskatze. Bei Kranen mit auf eigener Bahn unter der Hauptkatze fahrender Hilfskatze und mäßiger Tragkraft, werden die Hilfsbahnträger, zum Beispiel als einwandige Träger mit für die Aufnahme der Seitenkräfte ausgebildeten Obergurte entsprechender Breite,

eisenkonstruktiv in die Kuppelstangen der Kranbrückenhälften eingebunden, wodurch in horizontaler Ebene ein rahmenartiger Mittelteil des Brückentragssystems entsteht, der mit 4 Gelenkboizen die Abstandhaltung der beiden, die Hauptkatze tragenden Brückenhälften besorgt und die Lasten der Hilfskatzenanordnung in die Lauftrahmschemel der Brücke einträgt. Im Normalfall bedeutet dies eine nach oben bauende Gesamtanordnung.

Um mit einem lichten Maß von 2700 mm zwischen Kranbahn SOK und Binder UK auszukommen, mußte die Fahrbahn der Hilfskatze unter die Oberkante der Kranbahnschiene gelegt werden. Zu diesem Zweck wurden die Kuppelstangen der Brückenhälften als geschweißte Hohlkasten-träger mit der aus dem Bild ersichtlichen sichelförmigen Form gestaltet; als Kopfträger der Hilfskatzbahn ergeben sie zusammen mit den Kastenträgern der Fahrbahn der Hilfskatze, durch Schraubenanschlüsse verbunden, ein räumliches Rahmentragssystem, das den verschiedenen Kraftangriffen aus Längs- und Querkraften der Hilfskatze und den Pufferkräften beim Anfahren an die Fahrtbegrenzer von Katzbahn und Kranbahn, außer den lotrechten Lasten, standzuhalten hat.

Bild 24: Portal-Wippdrehkrane, 3t Tragkraft, 7/20 m Ausladung

Fig. 24: Level - Luffing Crane, 3 tons capacity, 7/20 m reach



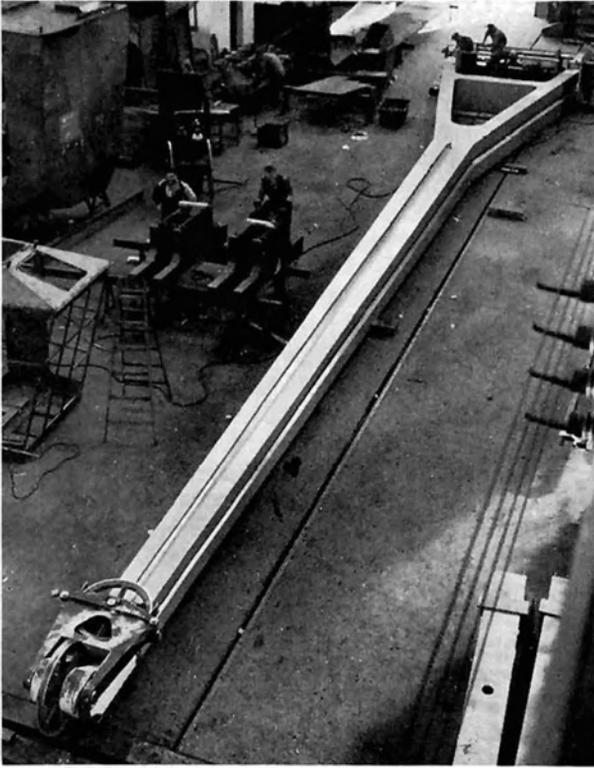


Bild 25: Wippkranausleger, 23,5 m lang
 Fig. 25: Jib Of Luffing Crane, 23,5 m long

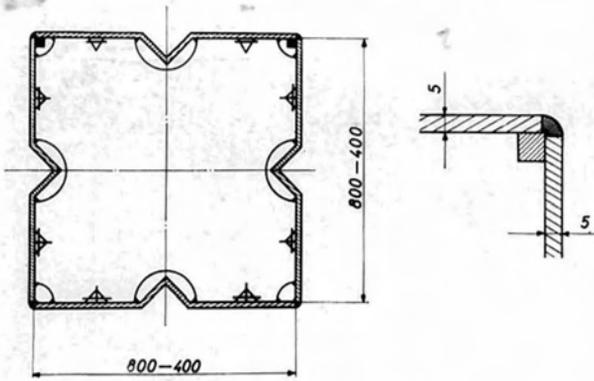


Bild 26: Wippkranausleger, Querschnitt
 Fig. 26: Section of Luffing Crane Jib

Das Bild 24 zeigt Stückgut-Portalwippdrehkrane für 3t Tragfähigkeit und eine Ausladung von 7 bis 20 m. Wippdrehkrane ermöglichen bei entsprechender Ausbildung eine optimale Ausnutzung von Kaifläche und Schiffs Liegeplätzen; zur Abkürzung der Schiffs Liegezeiten wird von ihnen eine große Umschlagleistung, also hohe Arbeitsgeschwindigkeit verlangt, wie auch eine geringe Kaiflächenüberdeckung, um mehrere Krane in enger Stellung an den gleichen Ent- und Beladestellen auf Kai und Schiff ansetzen zu kön-

nen. Zu diesem Zwecke muß vor allem ihre hintere Ausladung zur Vermeidung gegenseitiger Behinderung klein sein. Außerdem ist ein geringes Eigengewicht zu fordern, um die maximalen Rad drücke auf die wasserseitigen Kranschiene klein zu halten, wodurch die bautechnische Ausbildung der Kaimauer billiger wird, was bei großen Kailängen entscheidende Bedeutung hat. Beim Wippvorgang, der eine Lastenförderung mit kleinstem Zeit- und Platzbedarf und geringsten bewegten Eigenmassen gegenüber Drehkrane mit starrem Ausleger etwa gestattet, ist zur Vermeidung von Hubleistungen im Wippwerk, eine von der Horizontalen so wenig als möglich abweichende Lastwegkurve erforderlich. Für Greiferbetrieb kann diese Forderung mit Doppellenker auslegern u. ä. Konstruktionen erfüllt werden, bei Stückgutkrane kommt man mit dem einfachen Derricka ausleger aus, da hierbei ohne besonderen baulichen Aufwand für den Kranaufbau der horizontale Lastweg durch die Führung des Hubseiles erreichbar ist. Damit ergibt sich eine einfache Auslegerkonstruktion, für deren Ausbildung die Grundsätze des Leichtbaues mit besonderer Sorgfalt anzuwenden sind, da ja das Auslegergewicht ausgeglichen werden muß und sein Moment die stand sichere Ausbildung des Krane maßgeblich beeinflusst. Außerdem ist es wichtig, die aerodynamischen Verhältnisse des Armes günstig, also seine Windangriffsflächen klein zu gestalten, da dann auch die Windkraftkippmomente gering gehalten werden.

Sie sehen eine Werkstattaufnahme des Auslegers in der aus den angestellten Überlegungen folgenden konstruktiven Gestaltung. Der von seiner Drehachse bis zur Schnabelrolle 23,5 m lange, mit seinem durch einen Querriegel in der Gabelung portalartig ausgebildeten Ende das Winden- und Führerhaus umgreifende Ausleger ist in vollkommen geschweißter Hohlkastenbauweise gemacht. Die Seitenlänge des quadratischen Kastenquerschnittes verjüngt sich von 800 mm an der Basis auf 400 mm an der Spitze. Durch den Angriff der Seilkräfte an der Spitze unter den dort gegebenen konstruktiven Notwendigkeiten und der Kräfte des Wippantriebes an der Auslegergabel liegt in statischer Hinsicht der Fall des auf exzentrischen Druck und Biegung beanspruchten geraden Stabes mit veränderlichem Querschnitt vor. Die Berechnung erfolgt nach der Theorie 2. Ordnung und ergab für die Kastenwände Blechstärken von 4 und 5 mm. Um sie gegen Ausbeulen zu sichern und zusätzliches Steifenmaterial einzusparen, wurden die Wände des allseits geschlossenen und dichten Kastens mit durch Abkanten hergestellte, sickenartige Längsstreifen versehen und in Abständen bloß zur Formsicherung des Querschnittes Querscheiben eingeschweißt. Einige Überlegungen bedürfte der schweißtechnisch richtige Aufbau des Stabes, um die Zugänglichkeit aller Nähte bei der Herstellung zu ermöglichen, trotz Unzugänglichkeit des Kastensinneren im fertigen Zustand. Der Ausleger wurde,

wie für derartige Bauteile üblich, nach dem Schweißen nicht gegläht. Das Gewicht kommt wohl nicht ganz an das der leichtesten, bekannt gewordenen Ausleger in aufgelöster Rahmenbauweise heran, dürfte aber doch den Vorteil einfacherer, billigerer Herstellung voraus haben.

Während bei Drehscheibenkränen der Drehteil für sich standfest gemacht werden muß, um im Betrieb Zugkräfte im Königzapfen zu vermeiden, was große Gegengewichte oder große hintere Ausladung im drehbaren Oberteil bedingt, wird heute Drehteil und Portal durch eine drehbare, aber Kippmomente übertragende Anordnung verbunden; im vorliegendem Fall durch einen Kugeldrehkranz auf der Portalkrone. Dadurch wird auch das Gewicht des Portals standmomentenerzeugend genutzt und eine wesentliche Gewichtsverminderung des ganzen Kranes erzielt. Die Eintragung der durch die Seilangriffe am Bockgerüst entstehenden Momente in den Kugeldrehkranz geschieht durch die in Schalenbauweise ausgeführte Windenhauskonstruktion, dessen Wandbleche also raumumschließend und kräfteableitend wirken.

Das Vierbeinportal in Hohlkasten- und Zellenbauweise ist wieder zugbandlos mit getrenntem Fahrtrieb an den beiden wasserseitigen Stützenfüßen ausgeführt und dadurch soweit elastisch verformbar, daß sich ein gewisser Raddruckausgleich auch bei nicht vollkommen einwandfrei eben verlegten Fahrbahnschienen einstellt.

In den Werkstätten der Hersteller und der Erhaltungsbetriebe der Bahnverwaltungen werden zum Transport von Loks und Waggons quer zu den Gleisachsen Schiebebühnen verwendet, die bis vor wenigen Jahren Portalschiebebühnen waren. Die Fachwerkslängsträger nehmen die lotrechten Lasten auf, erhalten aber in den Horizontalebene ihrer Gurte Querkräfte und Biegemomente infolge des außermittigen Kraftangriffes, der durch den Unterschied der Entfernung der Hauptträger Ebenen und der Gleisspur bedingt ist. Die torartigen Rahmen nehmen diese von beiden Seiten gegensinnigen Einwirkungen ausgleichend auf. Die Entwicklung des rollenden Materials der Bahnen beeinflusst die Bauweise der Schiebebühnen in zweifacher Weise. Durch äußerste Lichtraumausnutzung wird die Bodenfreiheit, insbesondere bei Dieseltriebwagen, aber auch Waggons, immer kleiner, so daß die Neigung von Schrägauffahrten wie an den Zungen der Schiebebühnen max. 1:16 und noch weniger sein darf. Andererseits ziehen die Werkstätten wegen der Freizügigkeit des Verkehrs auf Flur, unversenkte, eventuell halb versenkte Bühnen mit geringem Niveaubruch vor den Seitenständen vor. Da die Auffahrtszungen aus Betriebs- und Festigkeitsgründen nicht zu lang werden dürfen, muß die Bauhöhe der Bühne, das Maß von SOK zu SOK auf den kleinst möglichen Wert gedrückt werden. Weiter stören bei elektrischen Triebfahrzeugen mit ihren Stromabnehmern die Portale. Diese können wegfallen und geringste Bauhöhe im Bereich des Schiebebühnengleises erzielt werden,

wenn man das Gewicht des Fahrzeuges über einen aus äußerst niedrigen Schienenlängsträgern und nach der Bühnenbreite hin mit zunehmender Höhe ausgebildeten Querträgern bestehenden Trägerrost an zwei seitlich, entlang dem aufgefahrenen Fahrzeug angeordnete Hohlkasten-Längsträger abgibt, welche durch ihre Verwindungssteifheit sämtliche Querträger zu gemeinsamer Biegemomentaufnahme heranziehen. Die entstehenden elastischen Verformungen des Tragwerkes einer Schiebebühne unter der Nutzlast von 63 t bei 23 m Gesamtlänge und 15 m Stützweite konnte so klein (13 bis 15 mm) gehalten werden, daß man mit einer Bodenfreiheit der Konstruktion von 30 mm das Auslangen fand. Die ganze Konstruktion wurde geschweißt ausgeführt und in 3 je 23 m langen Teilen, dem mittleren Rostteil und den beiden seitlichen Kastenträgern mit den Querträgeranschlüssen, an die Baustelle geliefert, wo die Querträgerstöße beiderseits verschweißt wurden.



Bild 27: Portalschiebebühne, 80 t Tragkraft

Fig. 27: Portal Waggon Traverser, 80 tons capacity

Die folgenden beiden Bilder zeigen noch zwei Anlagen, die im Zug des Transportes von Gütern durch Eisenbahnwagen Verwendung finden. Die erste ist ein 70/40 t Kreiselschwinger, für Waggons zum Massenguttransport für Kohle, bei dem die erschwerende Bedingung darin bestand, daß Wagen verschiedenster Typen und Baumaße zum Einsatz kommen. Das Bauwerk ist ein Beispiel für eine gemischte stahlbaulich-maschinenbauliche Konstruktion mit Verwendung einer umfangreichen hydraulischen Ausrüstung, die zur Anstellung der Hub- und Seitenbalken zur Fixierung der Wagenlage in allen Winkelstellungen mit den für den Betrieb und dessen sicheren Ablauf erforderlichen elektrischen und hydraulischen Verriegelungen zur Erzielung zwangsweiser Bewegungsabläufe dient.

Die andere ist ein Waggonaufzug für 40 t Tragkraft an der Außenwand eines Lagerhauses einer Transportgesellschaft. Bei dieser, mit allen

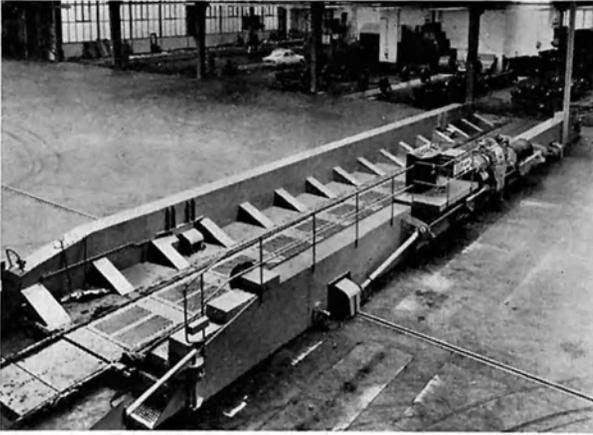


Bild 28: Portallose Schiebebühne, Rosttragwerk für 63 t × 23 m

Fig. 28: Traverser without Portal, Steel Framework for 63 tons × 23 m

bei Aufzügen notwendigen und vorgeschriebenen Sicherheitseinrichtungen, Verriegelungen und mit Druckknopfsteuerung mit automatischen Folgen der Bewegungsabläufe ausgestatteten Anlage besteht die Schwierigkeit in statischer Hinsicht darin, trotz Vierpunktaufhängung der Hebebühne an den elastischen Hubseilen auch bei außermittiger Waggonlast eine Lastverteilung auf die Seilflaschenzüge so zu erreichen, daß keiner von ihnen Überlastungen auch bei den notwendiger-



Bild 29: Kreiselwipper, 70/40 t Tragkraft

Fig. 29: Rotating Waggon Tippler, 70/40 tons capacity

weise ungleichen Seildehnungen erleidet. Durch verwindungsweiche Ausbildung der Hubplattform ist im Verein mit der Wirkung der Waggonachs-federn ein Belastungsausgleich erzielbar, wogegen unzulässige ungleiche Seildehnungen im Verlauf längerer Betriebszeit durch Dosenlibellen angezeigt wurden und ausgeglichen werden können.

Ein Produktionszweig der österreichischen Stahlbauanstalten, die zugleich Maschinenbau betrei-

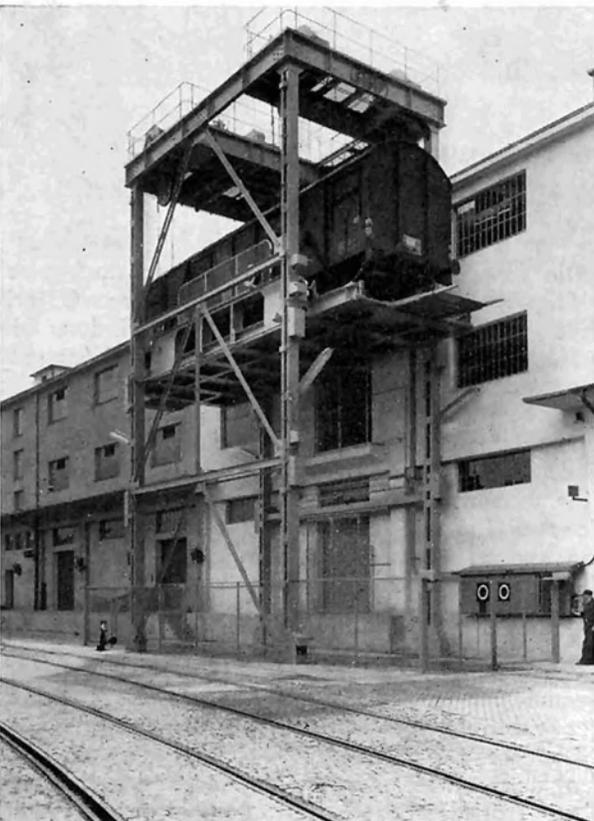


Bild 30: Waggonaufzug, 40 t Tragkraft

Fig. 30: Railcar Lift, 40 tons capacity

ben, und der sich mit Förderproblemen eigener Art auseinandersetzt, hat in den Nachkriegsjahren eine solche Ausweitung erfahren, daß es berechtigt erscheint, ihn in den Rahmen dieser Ausführungen einzubeziehen: der Bühnenbau. Seit dem Ende des Krieges sind eingerichtet worden, befinden sich in Bau oder im Stadium der Planung und Bearbeitung: die Bühnen der Staatsoper Wien, des Theaters Preßburg, des Burgtheaters Wien, des Festspielhauses Salzburg, der großen Oper in Warschau, des Theaters an der Wien und des überdimensional zu nennenden Theaters in Sidney in Australien.

Der Zuschauer, der am Abend einige Stunden im Bann künstlerischen Geschehens steht, ahnt nicht in welchem Ausmaß die Technik vor und während der Aufführung zu Bewältigung von Förderaufgaben am Werk ist und welche Tonnagen an Stahl immerhin zur Erreichung dieses Zieles eingebaut werden.

Der Betriebsraum, innerhalb dessen die Vorbereitungen zur Vorstellung getroffen werden und die Vorstellung selbst sich abspielt, der durch den elektrisch oder hydraulisch betätigten, geführten, im Gefahrfall mit 1 m/sek senkbaren

„eisernen Vorhang“ von 10 und mehr Tonnen Gewicht gegen den Zuschauerraum abgeschlossen werden kann und von dessen Größe das folgende Bild eine Vorstellung gibt, ist bei Neubauten meistens gegliedert in die Hauptbühne, in je eine Seitenbühne rechts und links und in eine Hinterbühne. Diese Räume liegen auf gleichem Niveau, so daß die Bewegung von Lasten aus einem Raum in den anderen durch Schiebebühnen und Hilfswagen erfolgen kann, die elektrisch oder von Hand aus, parallel zum Bühnenportal oder senkrecht hierzu verfahren werden.

Sind drehende Bewegungen beabsichtigt — gleichgültig ob für Verwandlungen oder Effektzwecke — dann kommen Drehscheiben in Frage, die fix eingebaut oder in fahrbaren Kassetten untergebracht sind, damit man sie — nach Bedarf — aus ihrer Ruhestellung leicht herausholen und in Spielstellung bringen kann.

Im allgemeinen ist dieses System von Verkehrs- und Transportmitteln bestens geeignet, die im Bühnenbetrieb anfallenden Lastenbewegungen rasch und einfach zu bewältigen, sofern es sich um horizontale Verschiebungen einzelner Dekorationen bzw. kompletter Szenen handelt.

Viele Bestandteile eines Bühnenbildes hängen jedoch in Form bemalter Stoffbahnen — sogenannter Prospekte — vom Schnürboden herab. Diese Prospekte sind an Laststangen befestigt, deren es in jeder Bühne oft hundert und mehr gibt. Die Nutzlasten überschreiten in modernen, großen Theatern bereits 500 oder 600 kg je Stange und das Herunterlassen der Prospekte bzw. das Außersichtbringen durch Hochziehen in Richtung Schnürboden muß mit Geschwindigkeiten bis zu 1,5 m/sek erfolgen können.

Sofern Druckwasser verfügbar ist, entstehen hydraulisch angetriebene Prospektzüge, die von einer Arbeitsgalerie in der Bühne einzeln gesteuert, manchmal auch gruppenweise zusammengefaßt und zum synchronen Heben von Dekorationsteilen benützt werden.

Zum Heranbringen und Fortschaffen der eingerollten Prospekte dienen elektrisch oder hydraulisch angetriebene Spezialaufzüge, die den Bühnenraum mit der Unterbühne verbinden und damit den Transport zu den Magazinen erleichtern.

In modern ausgestatteten Theatern findet man mit der horizontalen Verschiebung und Verdrehung von Dekorationen und mit Prospektzügen allein nicht das Auslangen. Es erhebt sich vielmehr die Forderung, den Bühnenboden wenigstens im Bereich der Spielfläche in vertikal bewegliche Abschnitte zu unterteilen, die sowohl über das Spielniveau hochgehoben, als auch in die Unterbühne abgesenkt werden können. Dadurch lassen sich Treppen, Erhöhungen und Vertiefungen bilden, es lassen sich aber auch Personen und Gegenstände versenken bzw. aus der Unterbühne in das Spielniveau heben.

Versenkbare Plattformen werden in sehr verschiedenen Größen verwendet. Für Einzelpersonen haben sie eine Größe von zirka 1 m². Daneben gibt es solche, die brückenartig ausgebildet sind, Spannweiten bis 20 und mehr Meter haben und eine Fläche bis zu 70 m² je Einheit einnehmen. Solche Brücken — auch Hubpodien genannt — sind für eine Flächennutzlast von 500 kg/m² im Ruhezustand ausgelegt, haben Eigengewichte bis 20 und mehr Tonnen und sollen bei einer bewegten Nutzlast von 4–5 t mit Geschwindigkeiten

Bild 31: Staatsoper Wien, Bühnenraum, Eiserner Vorhang

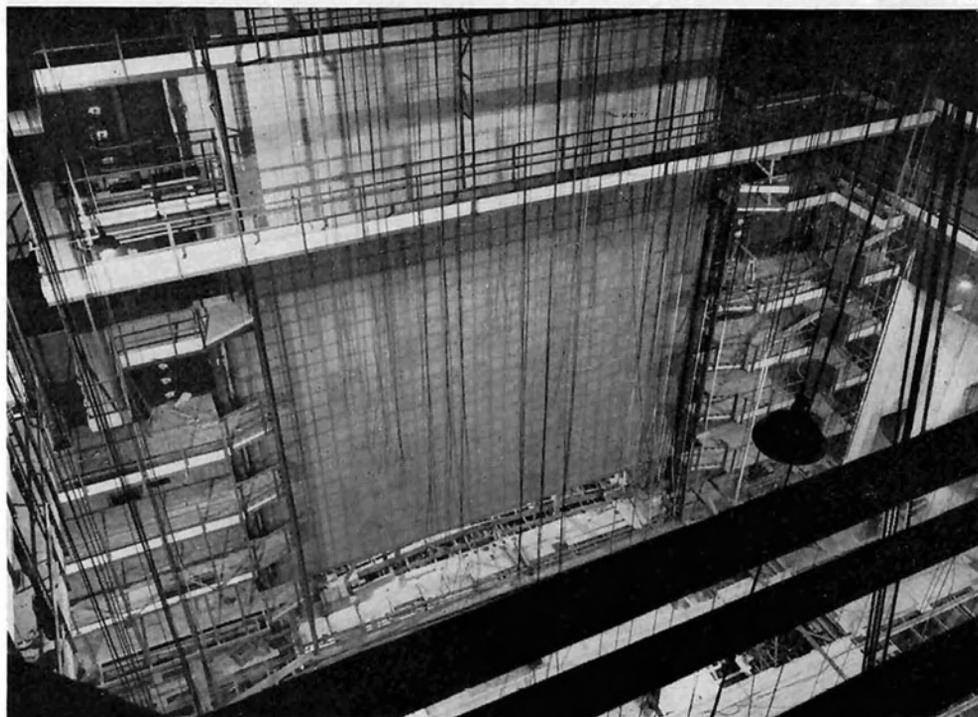


Fig. 31: State Opera House Vienna, Stage, Iron Curtain



Bild 32: Festspielhaus Salzburg, Bühne mit beweglichen Podien, Schnürboden, Eiserner Vorhang 340 m², 36 m Spannweite, 38 t

Fig. 32: Festspielhaus Salzburg, Stage with movable galleries and rigging lofts, iron curtain 340 m², span 36 m, 38 tons

gehoben und gesenkt werden, die bis 60 cm und mehr betragen und oft genug stufenlos regelbar gewünscht werden. Meist sind 4—6 solcher Hubpodien hintereinander angeordnet, so daß die eigentliche Spielfläche der Hauptbühne in eine Anzahl beweglicher Felder aufgeteilt ist.

Werden Einzelpersonen versenkt, oder treten sie, aus der Unterbühne über eine Personenversenkung kommend, in der Hauptbühne auf, dann ist es notwendig, für einen Zugang bzw. Abgang an jeder beliebigen Stelle auch unter dem Bühnenniveau zu sorgen. Die Hubpodien erhalten deshalb einen zweiten Boden zirka 2,5 m unter der Spielfläche, der vom festen Teil der Unterbühne erreicht werden kann und damit die Zugänglichkeit sichert.

Diese „Doppelstock“-Ausführung hat zu einer Weiterentwicklung geführt. Man hat den zweiten Boden nicht als Zugang, sondern als zweite Spielfläche ausgebildet und hat ihn in einer Entfernung, die neuerdings im Bereich von mehreren Metern variabel einstellbar ausgeführt wird, unter der normalen Spielfläche angeordnet. Ober- und Unterstock sind konstruktiv verbunden und können gemeinsam gehoben und gesenkt werden. Dekorationen lassen sich oben und unten aufstellen. Der normalen Spielstellung entspricht es, wenn die obere Plattform im Bühnenniveau liegt. Das ganze System läßt sich jedoch so hochheben, daß die untere Plattform mit ihrem Szenenbild in das Bühnenniveau kommt, während die obere dem Blick des Zuschauers entzogen ist. Der Verwandlungsvorgang besteht somit in einer Vertikalbewegung. Die Verwandlungsdauer ist ungewöhnlich kurz.

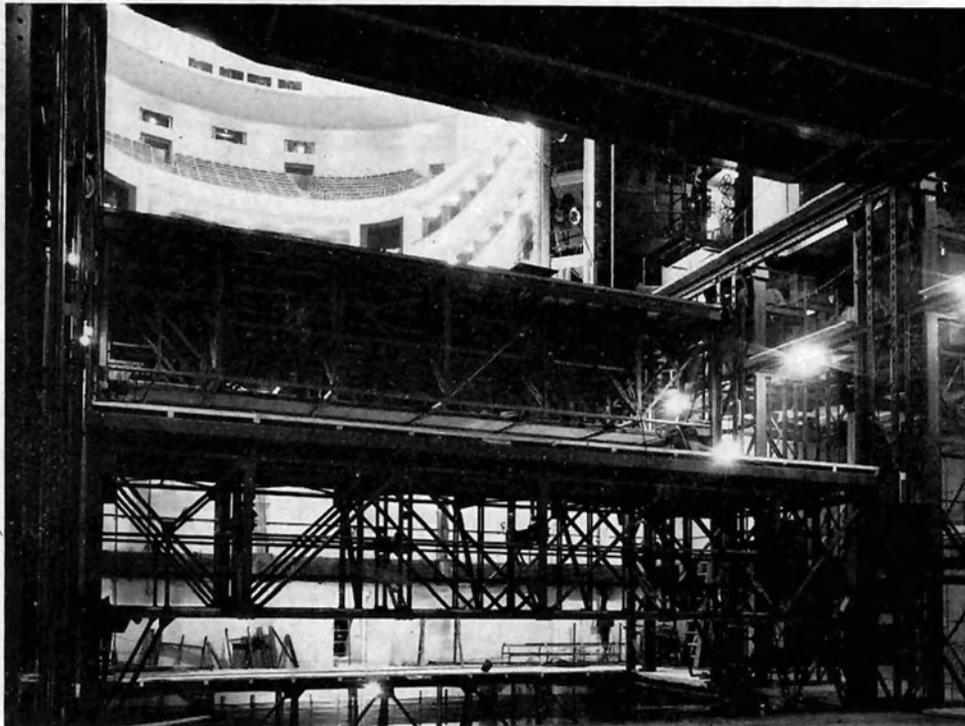


Bild 33: Burgtheater Wien, Hubplattformen 5 t, 4×12 m

Fig. 33: Burgtheater Vienna, Lifting Platforms, 5 tons, 4×12 m

Bild 34: Festspielhaus Salzburg, Staffelung des Bühnenbodens mittels Podien, Beleuchtungsgerüste

Fig. 34: Festspielhaus Salzburg, Grading of stage floor by means of galleries, illumination scaffolds

Der Antrieb der Hubpodien kann elektrisch oder hydraulisch erfolgen. Im ersteren Fall wird mit Gegengewichten gearbeitet, um an elektrischer Antriebsleistung zu sparen. Im anderen Falle sind in letzter Zeit Druckwasseranlagen mit 100 atü Arbeitsdruck gebaut worden, die hydraulische Energie in ausreichender Menge verfügbar halten, um jede Vorstellung über die Distanz zu bringen, selbst wenn die Stromversorgung während der Aufführung zusammenbricht.

Wichtig ist, daß nicht nur jede Versenkung einen eigenen, unabhängigen Antrieb erhält, sondern, daß auch eine synchrone Bewegung einer Gruppe von Versenkungen gewährleistet ist. Das Szenenbild erstreckt sich oft über mehrere Hubperioden und es wäre den Dekorationen wenig zuträglich, wenn während der Bewegung der Gleichlauf der Podien gestört würde.

Die Steuerung, Überwachung und Geschwindigkeitsregelung aller Bewegungen erfolgt zentral von einem Steuerpult, gleichgültig, ob es sich um elektrische oder hydraulische Antriebe handelt.

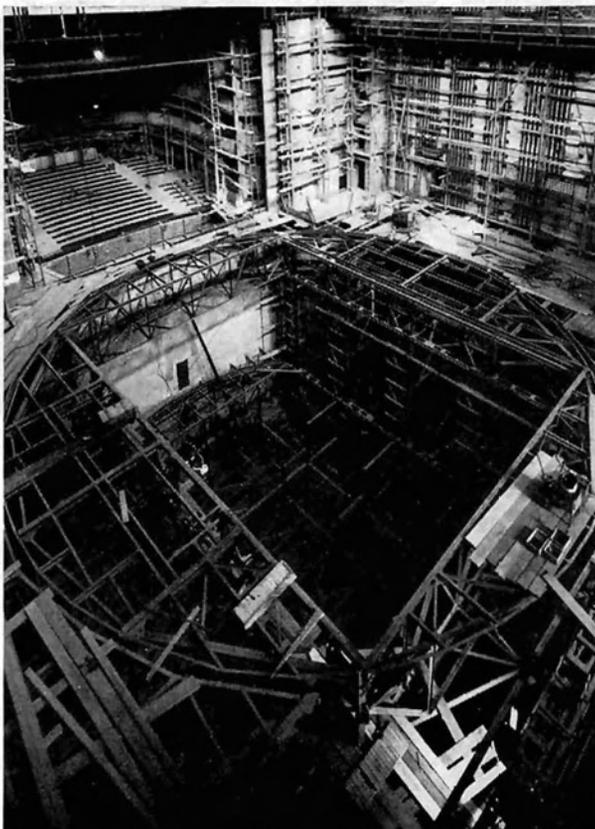
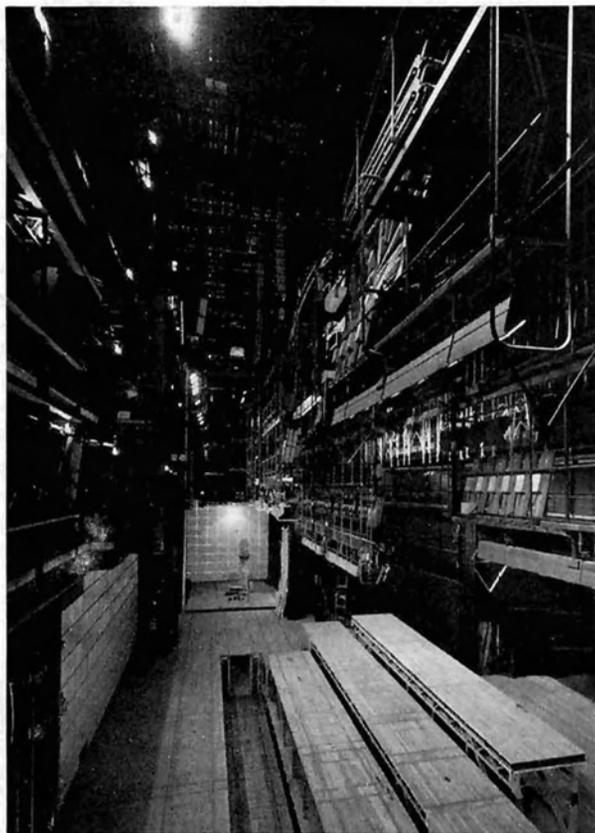
Ein besonderes Problem besteht darin, die Hubpodien unabhängig von der Lastverteilung stets horizontal zu halten, wozu verschiedene Ausgleichsvorrichtungen verwendet werden. Am gebräuchlichsten ist der Seilausgleich, bei dem die 4 Ecken jedes Hubpodiums in je ein endloses Seil eingekuppelt sind. Diese Seile werden über eine gemeinsame Trommel geführt. Bei hydraulischen Antrieben kommt diesen Seilen auch die zusätzliche Aufgabe zu, den Druckunterschied mehrerer Pistons auszugleichen. Die Elastizität der Seile begrenzt die Präzision des Ausgleiches.

Die Sicherheit des Spielbetriebes verlangt es, daß die jeweilige Spielstellung eines beweglichen Hubpodiums gegenüber dem Festland fixiert wird, so daß das Podium während des Szenenablaufes nicht in Seilen hängt, oder auf der Wassersäule ruht, sondern fix auflagert. Zu diesem Zweck sind elektrisch verschiebbare Riegel in den 4 Ecken jedes Hubpodiums angeordnet, die in entsprechenden Rasten, meist mit $16\frac{2}{3}$ cm Teilung, in den Führungen eingelegt werden.

Bei besonderer Rücksichtnahme auf die Bedürfnisse des Bühnenbetriebes läßt sich die obere Plattform der Hubpodien auch noch schrägstellen, zur Herstellung einer nach hinten ansteigenden Spielfläche.

Bild 35: Burgtheater Wien, Zylinderdrehbühne 20,8 m ϕ , 14,4 m hoch, Gesamtgewicht 320 t

Fig. 35: Burgtheater Vienna, Cylindrical turntable 20,8 m dia., 14,4 m high, total 320 tons



Ähnliche Konstruktionsprinzipien wie bei den Hubpodien werden auch bei den beweglichen Orchesterpodien angewendet.

Wird eine Gruppe von mehreren Hubpodien samt ihren Führungen, Antrieben und ihrem Seilausgleich in einen elektrisch angetriebenen drehbaren Zylinder eingebaut, dann entsteht die Zylinderdrehbühne, wie sie derzeit etwa im Wiener Burgtheater und künftig im umgebauten Theater an der Wien anzutreffen ist. Die Drehbewegung der Zylinderbühne wird bei modernen Anlagen stufenlos über einen Leonardsatz geregelt, die Drehgeschwindigkeit am Umfang des Zylinders beläuft sich auf etwa 1 m/sek. Die vertikalen Lasten — es handelt sich zum Beispiel um insgesamt 250 t im Theater an der Wien bzw. zirka 350 t im Burgtheater — setzen sich über Balanciers auf einen geschliffenen Schienenring ab, der in der Bühnenwanne verankert ist.

Allen Bühnenantrieben gemeinsam ist die Forderung nach geringster Geräuschentwicklung und manche Lieferanten müssen sich bereits vertraglich verpflichten, mit ihren Antriebsmechanismen gewisse Phonzahlen nicht zu überschreiten.

Zu erwähnen sind noch die bemannten und unbemannten, festen und beweglichen Beleuchtungsgerüste, die über der Bühne hängen und in denen die zahlreichen Scheinwerfer, Oberlichter, Wolkenapparate, Horizontleuchten usw. untergebracht sind.

Ich hoffe, daß ich mit meinen auf Teilgebiete beschränkten Ausführungen den allgemein stahlbaulich interessierten Zuhörern einen Eindruck davon vermitteln konnte, was wir für den Stahl und mit ihm tun, welche Fragen die Fördermittelbauer bewegen und um welchen nicht unbedeutenden Einsatz in der Stahlerzeugung und -verwendung es sich handelt, während für die engeren Fachkollegen doch die eine oder andere angedeutete Einzelheit von Interesse sein mag.

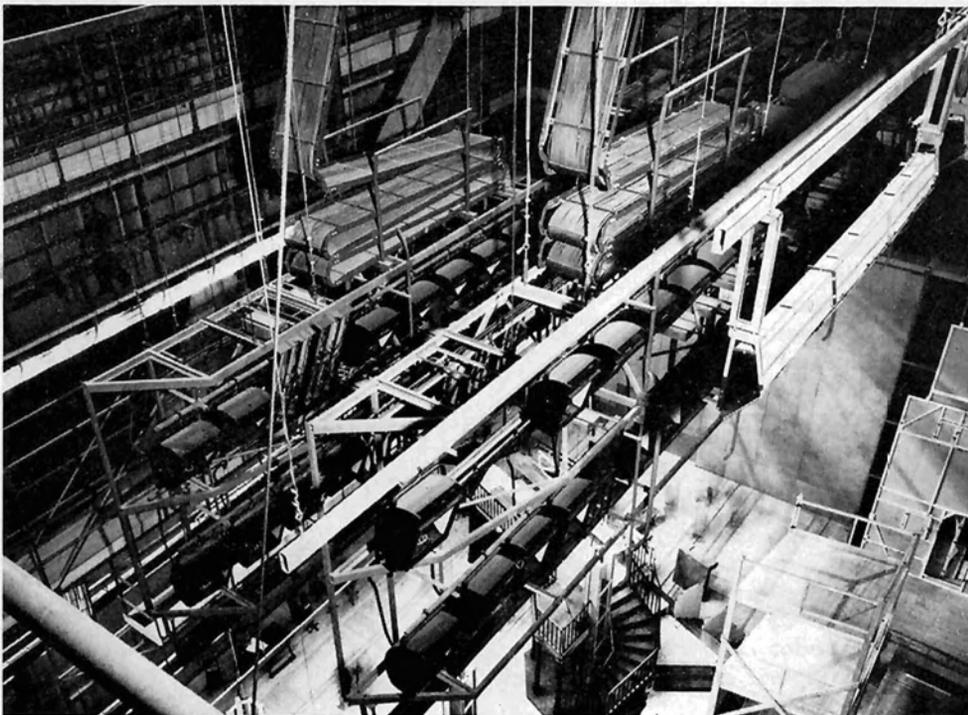


Bild 36: Staatsoper Wien, Beleuchtungsbrücken

Fig. 36: State Opera Vienna, Illumination bridges

Wiener Brückenbau und Eisenkonstruktionen A. G.: 1, 3, 12, 31, 36
 Waagner Biró A. G.: 14, 15, 16, 19, 32, 33, 34, 35.
 Simmering-Graz-Pauker A. G.: 2, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 13, 17, 18,
 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28,
 29, 30.

Prof. Dr. techn. Johann Billich,
 Technische Hochschule Wien

Die Eisenbahnen als Stahlverbraucher, unter besonderer Berücksichtigung des Oberbaues

Von Bundesbahn-Zentralinspektor Dipl.-Ing. Werner Czuba, Wien

Die wirtschaftliche Bedeutung des Stahlverbrauches der Eisenbahnen für den Oberbau

Die Abteilung für wirtschaftliche und soziale Angelegenheiten der UNO hat im Jahre 1958 eine Untersuchung „Eisenbahnen und Stahl“ vorgelegt, aus der zu entnehmen ist, daß im Jahre 1956 8,7% des Weltstahlverbrauches (ohne Berücksichtigung von China) direkt oder indirekt von den Eisenbahnen verbraucht wurden, wobei 4,4% auf Oberbaustoffe, also Schienen, Stahlschwellen und Kleineisen für Gleise sowie Weichen und Kreuzungen entfielen.

In Europa belief sich der Stahlverbrauch der Eisenbahnen im Jahre 1956, dem Berichtsjahr der UNO-Abteilung in Westeuropa auf 6,4% des Gesamtstahlverbrauches, in Osteuropa auf nahezu 15% des Gesamtstahlverbrauches, wobei in Westeuropa der Anteil der Oberbaustoffe 3,2% betrug.

Für die Zukunft sagt der Bericht der UNO-Abteilung voraus, daß der Weltbedarf an Stahl für Oberbaustoffe langsam zunehmen wird.

Diese Voraussage fußt auf zwei Erkenntnissen, die die UNO-Abteilung auf Grund ihrer Untersuchungen gewonnen hat. Dies sind:

1. Die Länge des Schienennetzes in der Welt wird ungefähr die gleiche bleiben.

2. Der Verschleiß der Oberbaustoffe, vor allem der Schienen, wird rascher vor sich gehen als bisher und man wird künftig schwerere Schienen einbauen.

Hierzu wird erläutert:

In manchen Gebieten werden Nebenlinien aufgelassen und ihre Transportaufgaben an die Straße abgetreten werden. Es wird vereinzelt auch möglich sein, durch Einsatz von Triebfahrzeugen mit größeren Zugleistungen und größeren Geschwindigkeiten die Anzahl der Streckengleise mehrgleisiger Strecken zu vermindern. Durch moderne Be- und Entladeeinrichtungen werden Bahnhofsgleise mitunter entbehrlich werden. Es ist jedoch anzunehmen, daß diese Längenverluste des Gleisnetzes der Welt durch den Bau neuer Eisenbahnlinien in den Entwicklungsländern ausgeglichen werden.

In manchen Ländern nimmt der Güterverkehr zu. Außerdem wird allgemein angestrebt, Fahrzeuge mit größeren Achslasten einzusetzen und größere Geschwindigkeiten zu fahren. Erhöhung der Achslasten und Erhöhung der Geschwindigkeiten bringen rascheren Ver-

schleiß. In vielen Fällen setzt die Einführung von Fahrzeugen mit größeren Achslasten den Austausch der vorhandenen Schienen gegen solche mit größerer Tragfähigkeit voraus.

Die Untersuchung der UNO-Abteilung erstreckte sich auf den Stahlverbrauch der Eisenbahnen der ganzen Welt. Erkenntnisse und Voraussagen, die für diesen ganz großen Wirtschaftsraum gelten, müssen nicht unbedingt für jedes Teilgebiet Gültigkeit haben. Die Voraussage der Zunahme des Stahlbedarfes für Oberbaustoffe in der Zukunft kann also für Österreich nur dann gelten, wenn das Gleisnetz in seiner Gesamtlänge ungefähr gleich bleibt und wenn auch hier mit einem erhöhten Verschleiß an Oberbaustoffen und mit dem Einbau schwererer Schienen zu rechnen ist.

In Österreich betreiben die Österreichischen Bundesbahnen mit einer Gesamtstreckenlänge von rund 6000 km etwa 90% der Gesamtstreckenlänge des österreichischen Eisenbahnnetzes und erbringen mehr als 95% der Betriebsleistungen aller österreichischen Eisenbahnen zusammengenommen. (Bild 1.)

Die Österreichischen Bundesbahnen erbrachten im Jahre 1958 an Betriebsleistungen:		
Bruttotonnenkilometer	Zugkilometer	Wagenachskilometer
98 %	95 %	97 %

der Betriebsleistungen aller österreichischen Eisenbahnen

Bild 1: Die Betriebsleistungen der Österreichischen Bundesbahnen im Jahre 1958

Fig. 1: Table referring to the Austrian State Railway capacity with respect to rails in the year 1958

In den Jahren 1945 bis Ende 1960 haben die Österreichischen Bundesbahnen etwa 430 km Gleis abgetragen. Es waren dies zum Teil Gleisanlagen, die während des Krieges und für Kriegszwecke errichtet worden waren. Aber auch ältere Anlagen waren entbehrlich geworden. Es ist durchaus möglich, daß die eine oder andere von den 50 Nebenbahnstrecken, die eine Gesamtlänge von 1928 km haben, aufgelassen und ihre Verkehrsaufgaben an die Straße abgetreten werden. Eingehende Untersuchungen zum Zwecke der syste-

matischen Rationalisierung dieser Nebenbahnstrecken sind im Gange. Es ist aber auch mit einem Zuwachs an Gleislänge zu rechnen. Mit dem Fortschreiten der Elektrifizierung ist es auf immer mehr Strecken möglich, schwerere und damit längere Güterzüge zu fahren. Hierzu ist es aber notwendig, daß die Bahnhofgleise eine ausreichende Länge haben. So wurden in den Jahren 1945 bis Ende 1960 in rund 300 Bahnhöfen die Gleise um zusammen 82 km verlängert. Die Modernisierung der Verschiebebahnhöfe wird einen weiteren Zuwachs an Gleislänge bringen. In Kärnten ist die Jauntalbahn mit einer Streckenlänge von fast 20 km im Bau. Auch die Zulegung eines zweiten Gleises in manchen Abschnitten eingleisiger Strecken wird vielleicht notwendig werden. Ein solches zweites Streckengleis wurde in den letzten Jahren in den Streckenabschnitten Pörschach—Velden, Föderlach—Villach und Bregenz—Lauterach zugelegt. Es wird also festgestellt, daß auch in Österreich mit einer gleichbleibenden Länge des Gleisnetzes gerechnet werden kann.

Entsprechend den Empfehlungen des Internationalen Eisenbahnverbandes (UIC) sind die Österreichischen Bundesbahnen bestrebt, die Gleisanlagen so zu verbessern, daß Güterwagen mit Achslasten bis 20 Mp (= 20 tm/sek²) auf allen Vollspurstrecken freizügig verwendet werden können. Dieses Ziel ist derzeit zu etwa 40 % erreicht. Im Jahre 1965 werden es voraussichtlich 56 % sein, da bis dahin alle Strecken ersten Ranges einen entsprechend verstärkten Oberbau haben werden. 1980 soll das Endziel mit 100 % erreicht sein.

Es wird getrachtet, bei allen Oberbauarbeiten durch Vergrößerung der Überhöhung, Verlängerung der Übergangsbogen und Verflachung der Überhöhungsrampen die Anlageverhältnisse zu verbessern und so die Voraussetzungen für die Erhöhung der Streckenhöchstgeschwindigkeit zu schaffen. Wo es wirtschaftlich vertretbar erscheint, werden zum Zwecke der Erhöhung der Streckenhöchstgeschwindigkeit auch großzügige Linienverlegungen durchgeführt. Seit 1945 wurden Richtungsverbesserungen an 159 Stellen ausgeführt, wodurch Geschwindigkeitserhöhungen um 10 bis 60 km/h möglich waren.

Erhöhung der größten zulässigen Achslasten und Erhöhung der Streckenhöchstgeschwindigkeiten bedeuten auch bei gleichbleibendem Verkehrsaufkommen eine größere Beanspruchung des Oberbaues. Selbstverständlich werden auch die größten Anstrengungen unternommen, um auch das Verkehrsaufkommen zu steigern.

Somit gelten die beiden Voraussetzungen für die Voraussage der UNO-Abteilung über den Stahlverbrauch der Eisenbahnen für Oberbaustoffe auch für Österreich. Trotzdem darf aber nicht mit einem steigenden Bedarf an stählernen Oberbaustoffen in Österreich gerechnet werden. Der Abbau der durch Kriegs- und Nachkriegs-

ereignisse bedingten Erneuerungsrückstände am Oberbau verlangt derzeit einen höheren Bedarf an Oberbaustoffen. Wenn diese Erneuerungsrückstände am Oberbau beseitigt sein werden, hoffen die Österreichischen Bundesbahnen mit einem jährlichen Soll an Oberbauauswechslungen von 300 km Gleis und 600 Weichen und Kreuzungen, wobei etwa zur Hälfte aufgearbeitete Altstoffe verwendet werden, das Auslangen zu finden. Somit wird der bleibende Bedarf der Österreichischen Bundesbahnen an neuen stählernen Oberbaustoffen bei etwa 30.000 Tonnen liegen. Die steigende Beanspruchung des Oberbaues hoffen die Ingenieure und Techniker der Österreichischen Bundesbahnen durch bereits eingeführte oder in Entwicklung oder Erprobung stehende Neuerungen in den Konstruktionen, im Werkstoff und in der Erhaltung des Oberbaues weitgehend abzufangen.

Allgemeine Grundsätze für die Verbesserungen am Oberbau

Jeder Änderung oder Neueinführung einer Konstruktion, Änderung oder Neueinführung eines Werkstoffes, Änderung oder Neueinführung einer Einbau- oder Erhaltungsarbeit muß eine Wirtschaftlichkeitsberechnung vorausgehen. Bei Änderung der Preise für die Oberbaustoffe oder der Löhne für die Einbau- und Erhaltungsarbeiten müssen solche Wirtschaftlichkeitsberechnungen mitunter wiederholt werden. Als Vergleichswert gelten die Jahreskosten für 1 m Gleis.

Die Österreichischen Bundesbahnen, ebenso wie die Deutschen Bundesbahn und auch andere Bahnverwaltungen, betreiben am Oberbau eine sogenannte „Stufenwirtschaft“. Neue Oberbaustoffe werden nur in den Streckengleisen und durchgehenden Hauptgleisen der besonders stark belasteten Strecken, also der Strecken ersten Ranges, eingebaut. Dort werden diese Stoffe nicht bis zum vollständigen Verbrauch belassen, sondern um so viel früher ausgebaut, daß diese rückgewonnenen Stoffe nach Aufarbeitung in weniger beanspruchte Gleise eingebaut, noch geraume Zeit bis zur Gleisunfähigkeit dort verbleiben können. Dadurch ist es zum Beispiel möglich, nur eine einzige Schienenform zu beschaffen. Würden in allen Gleisen neue Schienen eingebaut werden, so wären je nach der Beanspruchung in den verschiedenen Gleisen auch verschiedene Schienenformen neu zu beschaffen. Die Stufenwirtschaft gilt natürlich nicht nur für Schienen, sondern für alle Bauelemente des Oberbaues. Bei der Stufenwirtschaft haben die stählernen Oberbaustoffe eine erste und eine zweite, manchmal sogar eine dritte Liegedauer. In Summe ergibt dies die Lebensdauer.

Die Jahreskosten für 1 m Gleis werden nach der Zusammenstellung in Bild 2 berechnet.

Berechnung der Jahreskosten für 1 m Gleis	
Beschaffungskosten aller Stoffe Schienen, Schwellen, Kleineisen, Zwischenlagen, Schotter, einschl. Transport an die Einbaustelle, bei Zwischenlagerung einschl. aller hierbei an- fallenden Kosten	B
Verlegekosten einschl. Ausbau der alten Stoffe und Transport in das Oberbaustofflager sowie Abtransport des Abraumes	V ₁
Anlagewert	W=B+V ₁
<hr/>	
Verzinsung des Anlagewertes in %	p
<hr/>	
Gesamtkosten für die Erhaltung während der ersten Liegedauer L ₁	E ₁
Substanzverlust während der ersten Liegedauer durch Rost, Abrieb, vorzeitiger Verschleiß einzelner Teile, Verlust bei Ein- und Ausbau u. a.	S ₁
Kosten für die Aufarbeitung	K
Substanzverlust bei der Aufarbeitung	S
Verlegekosten bei der Wiederverwendung einschl. Ausbau der alten Stoffe usw.	V ₂
Gesamtkosten für die Erhaltung während der zwei- ten Liegedauer L ₂	E ₂
Substanzverlust während der zweiten Liegedauer durch Rost, Abrieb usw.	S ₂
Aufwand während der Lebensdauer L=L ₁ +L ₂	
$A=E_1+S_1+K+S+V_1+E_2+S_2$	
<hr/>	
Wert des Rückgewinnes am Ende der Lebensdauer	R
<hr/>	
Gesamtaufwand während der Lebensdauer	G=W+A-R
<hr/>	
Jahreskosten	$J = \frac{G}{L} + A \frac{p}{100}$

Bild 2: Berechnung der Jahreskosten für 1 m Gleis
Fig. 2: Calculation of annual expenditures for 1 meter of railway tracks

Selbstverständlich müssen bei einer solchen Wirtschaftlichkeitsberechnung Annahmen getroffen, manche Werte geschätzt werden, die für das Ergebnis eine Unsicherheit bedeuten. Liegedauer und Lebensdauer sind ebenso wie der Substanzverlust von den Abnutzungserscheinungen abhängig, die man über eine kurze Zeitspanne beobachtet und von denen ausgehend man auf die Abnutzung nach einem größeren Zeitraum schließt.

Eine oberbautechnische Maßnahme, die sich bei einer Bahnverwaltung bewährt, sich dort als wirtschaftlich zweckmäßig erwiesen hat, muß nicht unbedingt auch bei einer anderen Bahnverwaltung, etwa einer des Nachbarlandes wirtschaftlich zweckmäßig sein, auch wenn die technischen Voraussetzungen nahezu gleich sind. Sind Stoff-

kosten und Lohnkosten bei zwei Bahnverwaltungen verschieden, so werden auch die Jahreskosten für 1 m Gleis verschieden sein. Über die Lebensdauer ist zu sagen, daß man für die Lebensdauer der einzelnen Bauelemente nicht mehr als 60 Jahre annehmen darf. Bei einer größeren Lebensdauer ist es wahrscheinlich, daß das Bauelement durch den technischen Fortschritt schon eher als überholt gelten und ersetzt werden wird. Hohe Beschaffungskosten bei geringem Aufwand während der Lebensdauer und lange Lebensdauer ergeben im allgemeinen günstige Jahreskosten. Trotzdem wird mitunter auf die Einführung bzw. Beschaffung verzichtet werden müssen, wenn eben die bedeutenden Mittel für die Beschaffung nicht aufgebracht werden können.

Allgemeine Entwicklung am Oberbau in den letzten Jahrzehnten und in der Gegenwart

Hat in den letzten Jahrzehnten am Oberbau eine Entwicklung stattgefunden, ist eine solche auch jetzt noch im Gange und was ist für die Zukunft zu erwarten?

Bis in das dritte Jahrzehnt unseres Jahrhunderts hatten die Eisenbahnen so gut wie keine Konkurrenz durch andere Verkehrsmittel. Dieser Zustand durch 9 Jahrzehnte führte zu einer allmählich zunehmenden Verlangsamung in der Entwicklung besserer und preiswerterer Dienstleistungen und damit auch in der technischen Entwicklung. Erst durch die auf der Entwicklung des Benzin- und Dieselmotors fußenden Schaffung und Verbreitung leistungsfähiger Straßenfahrzeuge und der damit einsetzenden, rasch steigenden und derzeit sehr schweren Konkurrenz für die Eisenbahnen setzte wieder eine Entwicklung ein, die das Ziel hat, bessere und preiswertere Dienstleistungen zu erbringen, was nur durch wesentliche technische und organisatorische Verbesserungen möglich ist. Zahlreiche ältere Ideen und Vorschläge wurden nun hervorgeholt. Neues wurde entwickelt, erprobt und eingeführt. Auch am Oberbau haben die vergangenen 3 bis 4 Jahrzehnte eine bedeutende Entwicklung gebracht und diese Entwicklung ist auch noch im Fluß. Über diese Entwicklung und ihren derzeitigen Stand soll kurz berichtet werden.

Die Bauelemente am Oberbau

Von den Bauelementen des Gleises — den Schienen, den Schwellen, dem Kleineisen, das sind die Befestigungsmittel mit denen die Schienen auf den Schwellen festgehalten werden, und der Bettung — wird zunächst die Schiene betrachtet.

Die Schiene

Die Schienen bilden die Laufflächen für die darüberrollenden Räder und geben den Rädern die seitliche Führung. Sie werden heute in der Regel auf Querschwellen verlegt, werden also

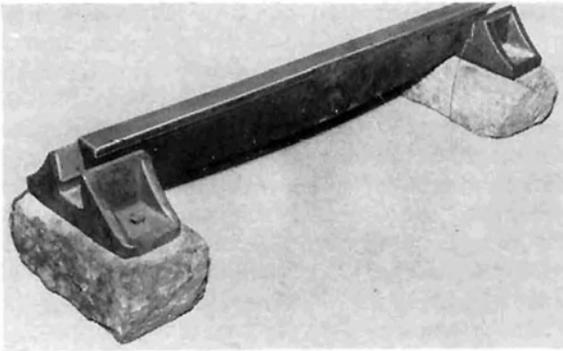


Bild 3: Gußeiserne Fischbauchschiene, die nach einem englischen Muster im Jahre 1825 für die Pferdeisenbahn Linz-Budweis angefertigt wurde

Fig. 3: Cast-iron fish-bellied rail, which was manufactured in 1825 in accordance with a British specimen for the Linz-Budweis horse tramway

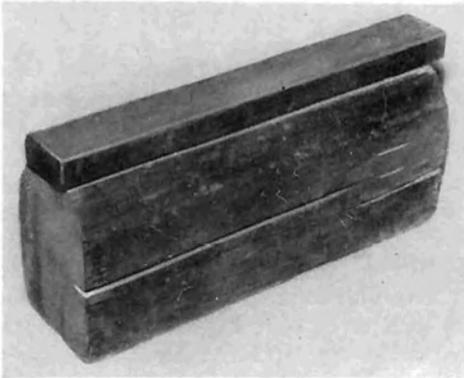


Bild 4: Flachschiene von der Lambach-Gmundener Pferdeisenbahn; war dort bis zur Einführung des Lokomotivbetriebes im Jahre 1855 in Verwendung

Fig. 4: Flat rail of the Lambach-Gmunden horse tramway; it had been in use until the introduction of locomotive traction in 1855

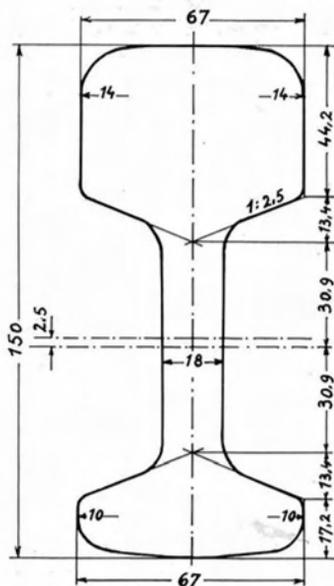


Bild 5: Stuhlschiene 1b der ÖBB, Querschnitt

Fig. 5: Bull-headed rail "1b" of the Austrian Federal Railways; cross-section

nur in bestimmten Abständen unterstützt und sind somit Durchlaufträger auf gleichabständigen, federnden Stützen. Sie müssen daher eine ausreichende Biegesteifigkeit besitzen.

Somit gehören die Fischbauchschiene (Bild 3) und die Flachschiene (Bild 4) aus der Frühzeit des Eisenbahnbaues der Geschichte an. Auch die in Anlehnung an den Querschnitt des Doppel-T-Trägers schon frühzeitig entwickelte Doppelkopfschiene oder Stuhlschiene (Bild 5), die wegen ihrer Form nicht unmittelbar auf die Schwelle aufgesetzt werden kann und die sich in England bis in die jüngste Zeit gehalten hat, gilt heute als überholt.

Bereits im Jahre 1832 führte der Amerikaner Stevens eine Schienenform ein, die durch ihren Fuß mit ebener Auflagefläche das unmittelbare Aufsetzen auf der Schwelle gestattet. Diese Schienenform, die „Breitfußschiene“, oft fälschlich Vignoles-Schiene genannt, wird heute fast ausschließlich im Eisenbahnwesen verwendet.

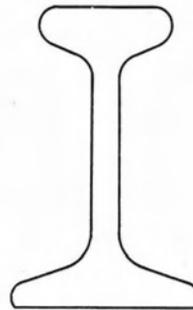


Bild 6: Breitfußschiene von Stevens, USA, aus dem Jahre 1832, Querschnitt

Fig. 6: Steven's (USA) flat bottom rail (1932); cross-section

An den Schienenquerschnitt werden eine Reihe von Forderungen erhoben:

1. Das Widerstandsmoment der Schiene gegen senkrechte Kräfte muß so groß sein, daß die festgelegte größte zulässige Achslast mit der größten zulässigen, gleichfalls festgelegten Geschwindigkeit gefahren werden kann. Dabei ist zu berücksichtigen, daß durch das Befahren der Schienenkopf abgenützt wird, die anderen Teile der Schiene durch Rost geschwächt werden. Zur Erzielung einer langen Lebensdauer muß für diese Abnützerserscheinungen im Querschnitt der neuen Schiene eine ausreichende Reserve vorhanden sein.

2. Das Widerstandsmoment der Schiene gegen waagrechten Kräfte muß so groß sein, daß die Seitensteifigkeit den Seitenkräften, wie sie beim Befahren von gekrümmten Gleisen mit Höchstgeschwindigkeit auftreten, entspricht. Auch hier muß für die während der Lebensdauer auftretenden Abnützerserscheinungen im Querschnitt der neuen Schiene eine ausreichende Reserve vorhanden sein.

3. Die Lauffläche des Schienenkopfes soll so geformt sein, daß die Berührungsverhältnisse zwischen Rad und Schiene möglichst günstig und die Flächenpressungen möglichst klein werden.

4. Der Schienenfluß soll möglichst breit sein, damit die auf die Schwelle oder Unterlagsplatte ausgeübte Flächenpressung nicht zu groß wird und die Schiene gegen Kippen ausreichend standfest ist.

5. Die Fläche des Schienenquerschnittes soll bei Erfüllung der angeführten Forderungen möglichst klein sein, damit wenig Werkstoff verbraucht wird. Weiters soll der Querschnitt so gestaltet sein, daß die Herstellung der Schiene durch Walzen möglichst einfach, die Einhaltung der vorgeschriebenen Maßtoleranzen ohne großen Aufwand möglich und der Spannungsverlauf im Schienenquerschnitt günstig ist.

Da sowohl das Bedürfnis nach größeren Geschwindigkeiten als auch das Bedürfnis nach Beförderung größerer Achslasten ständig gestiegen ist, wurden immer wieder neue Schienenquerschnitte eingeführt, so daß manche Eisenbahnverwaltungen eine Vielzahl von Schienenformen in ihren Gleisen liegen haben.

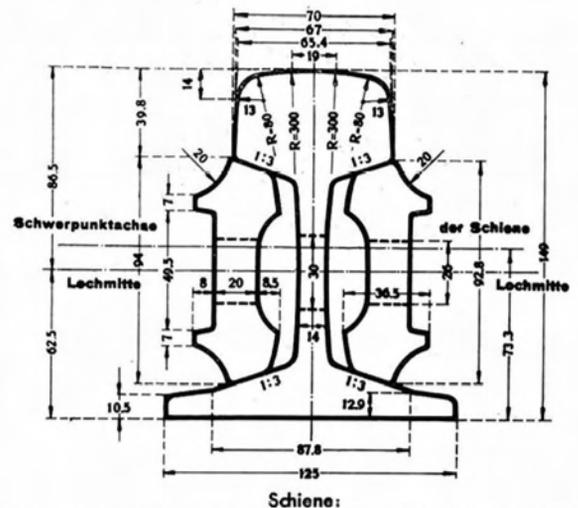
Wie bereits angeführt, empfiehlt der Internationale Eisenbahnverband die Ausrüstung aller Vollspurstrecken für Achslasten bis 20 Mp und hat hierfür zwei Schienenformen mit einer Metermasse von 54,4 und 60,4 kg entwickelt. Die Österreichischen Bundesbahnen, ebenso wie die Deutsche Bundesbahn, haben diese beiden Schienenformen nicht eingeführt, sondern halten an der Schienenform B, bei der Deutschen Bundesbahn S 49 bezeichnet, fest, da sie den Anforderungen hinsichtlich Achslast und Geschwindigkeit entspricht, infolge der geringeren Metermasse billiger ist (Bild 7).

Die Österreichischen Bundesbahnen verlegen im allgemeinen Schienen mit einer Mindestzugfestigkeit von 70 kp/mm² aus basischem SM- oder LD-Stahl, wie sie im Werk Donawitz der Oesterreichisch-Alpine Montangesellschaft erzeugt werden. Schienen aus LD-Stahl liegen seit 1955 im Gleis. In ihrem Verhalten unter der Betriebsbeanspruchung wurde bisher kein Unterschied gegenüber den Schienen aus SM-Stahl beobachtet. In wesentlich geringerer Menge werden auch verschleißfeste Schienen eingebaut, und zwar dort, wo infolge von Bogen mit kleinen Halbmessern erfahrungsgemäß große Seitenabnützungen des Schienenkopfes auftreten. Diese verschleißfesten Schienen bestehen aus Stahl mit 1,85% Mangan-gehalt, der im Elektroofen erschmolzen wird. Sie haben eine Mindestzugfestigkeit von 90 kp/mm², werden vom Werk Donawitz der Österreichisch-Alpine Montangesellschaft geliefert und haben sich bestens bewährt. Ihr Preis liegt rund 30% über dem Preis der Normalgüte-Schienen, die erste Liegedauer ist etwa 2 bis 2,5mal so lang.

Derzeit laufen Versuche mit Schienen aus Manganstahl, der nach dem LD-Verfahren erschmolzen wird, mit Schienen aus besonders legierten Stählen zwecks besonders hoher Verschleißfestig-

keit, weiters aus Stahl mit besonders hoher Streckgrenze zur Vermeidung von Verformungen des Schienenkopfes, wo solche bedingt durch die Anlageverhältnisse der Strecke und die sehr unterschiedlichen Fahrgeschwindigkeiten der Reise- und Güterzüge auftreten, schließlich auch Schienen, die eine besonders geringe Anfälligkeit hinsichtlich Riffelbildung (Bild 8) zeigen. Hierzu sei noch bemerkt, daß in den Gleisen der Österreichischen Bundesbahnen nur sehr wenige Schienen von Riffeln befallen wurden, weshalb diesem für viele Bahnverwaltungen so schwerwiegendem Problem bei den Österreichischen Bundesbahnen nur untergeordnete Bedeutung zukommt.

Besonders charakteristisch für die Entwicklung des Schienenweges ist der Übergang von kurzen zu immer längeren Schienen und schließlich zu langen, lückenlosen Gleisstücken. Diese Entwicklung war möglich durch die Fortschritte auf dem



Schiene: $G = \text{ca. } 49,43 \text{ kg p. m.}$; $F = \text{ca. } 62,97 \text{ cm}^2$; $J_x = \text{ca. } 1819 \text{ cm}^4$; $W_x = \text{ca. } 240 \text{ cm}^3$

Laschen:

Innen- und Außenlasche: $G = \text{ca. } 9,66 \text{ kg p. Stück}$; $F = \text{ca. } 21,9 \text{ cm}^2$
 $J_x = \text{ca. } 150,8 \text{ cm}^4$; $W_x = \text{ca. } 32,5 \text{ cm}^3$

Bild 7: Schiene und Lasche Form B (S49), Querschnitt
 Fig. 7: Rail and fishplate B (S 49); cross-section

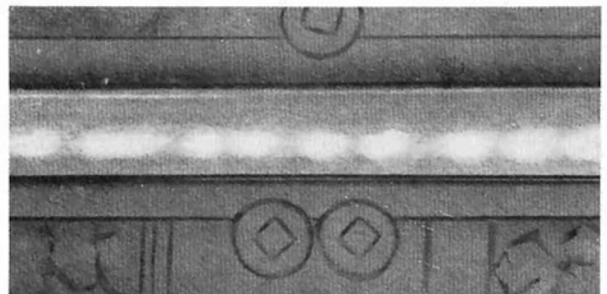


Bild 8: Schiene mit Riffeln
 Fig. 8: Rail with waviness in the horizontal plane



Bild 9: Lückenloses Gleis auf Stahlbetonschwellen der Form 12 zwischen Pottschach und Gloggnitz

Fig. 9: Long welded rail's track without joints laid on reinforced concrete sleepers type "12" (between Pottschach and Gloggnitz)

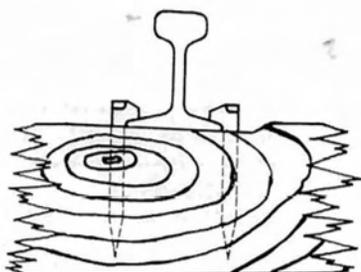


Bild 10: Schienenbefestigung auf Holzschwellen ohne Unterlagsplatte

Fig. 10: Fastening of rails on wooden sleepers without sole-plates

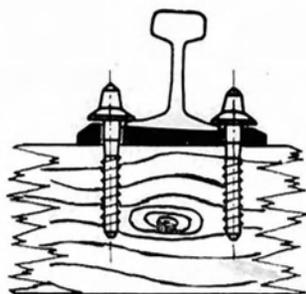


Bild 11: Unmittelbare Schienenbefestigung auf Holzschwellen mit Unterlagsplatte

Fig. 11: Immediate fastening of rails on wooden sleepers with sole-plates

Gebiet der Walztechnik, der Konstruktion der Befestigung der Schienen auf den Schwellen und vor allem der Schweißtechnik. Der Schienenstoß, für den eine ganz große Zahl der verschiedensten Konstruktionen entwickelt und erprobt wurden, ist nach wie vor die schwächste Stelle des Gleises. Am Stoß erfahren die Schienen den raschesten Verschleiß, der Stoß bedarf häufiger Erhaltungsarbeiten und wegen des Überfahrens einer Lücke in der Fahrfläche stört er die Reiseannehmlichkeit und verursacht eine stärkere Beanspruchung der Fahrzeuge. Man ist anfangs nur zögernd darangegangen, lange Schienen einzubauen und Schienen auf größere Längen zu verschweißen. Man kann heute das lückenlose Gleis als die Regelbauart des Gleises ansprechen und geht bei sehr vielen Bahnverwaltungen dazu über, Schienen von 45 m Länge und darunter nur dort zu verlegen, wo die technischen Voraussetzungen für das lückenlose Gleis fehlen. Diese Voraussetzungen sind ruhiger Untergrund und keine Bogen mit zu kleinen Halbmessern.

Die Deutsche Bundesbahn in Zusammenarbeit mit Professor Dr. Friedrich Raab in Karlsruhe haben auf diesem Gebiet hervorragende Pionierarbeit geleistet. Die Ergebnisse theoretischer Untersuchungen wurden durch Versuche am Prüfstand der Technischen Hochschule in Karlsruhe überprüft, bevor sie angewendet wurden. Untersuchungsergebnisse und praktische Erfahrungen wurden durch Veröffentlichung von Berichten und Abhandlungen allen interessierten Technikern zugänglich gemacht.

Die Österreichischen Bundesbahnen hatten bis Ende 1960 trotz der zahlreichen sehr kurvenreichen Strecken, wo das lückenlose Gleis nach den augenblicklichen technischen Erkenntnissen nicht anwendbar ist, bereits rund 9% der Streckengleise und durchgehenden Hauptgleise lückenlos verschweißt. Die längste durchgehend geschweißte Schiene ist 9,0 km lang. Wo das lückenlose Gleis nicht anwendbar ist, verlegen die Österreichischen Bundesbahnen je nach den Krümmungshalbmessern Schienen von 45 und 30 m Länge. Die Schienenlänge 45 m wird durch Verschweißen von Teilstücken nach dem Abbrennstumpfschweißverfahren erhalten, da leider neue Schienen mit Längen über 36 m in Österreich bisher nicht geliefert werden können.

Die Schwelle

Die Schwellen werden aus Holz, Stahl oder Beton hergestellt. Alle drei Baustoffe entsprechen insofern vollständig, als sich aus ihnen Querschwellen herstellen lassen, mit denen eine einwandfreie Gleislage erzielt werden kann.

Selbstverständlich weisen die verschiedenen Schwellenarten gewisse für die Baustoffe kennzeichnende Unterschiede auf. Die Wahl der Schwellenart wird also nur zu einem geringen Teil durch die technischen Eigenarten beeinflusst; es sind vor allem wirtschaftliche Gesichtspunkte entscheidend. Wegen der in den einzelnen Ländern

sehr unterschiedlichen Beschaffungskosten sind auch die Jahreskosten sehr unterschiedlich.

Die Befestigung

Die Befestigung der Schiene auf der Schwelle hängt zunächst vom Schwellenwerkstoff ab.

Die Befestigung auf den Holzschwellen erfolgte anfangs unmittelbar mit Nägeln oder Schrauben (Bild 10). Später wurden Unterlagsplatten verwendet und diese und die Schienen mit den gleichen Nägeln oder Schrauben an der Schwelle festgehalten (Bild 11).

Unter der Radlast wird die Platte in das federnde Holz der Schwelle eingedrückt. Bei der Entlastung, wenn die Radlast die Schwelle verläßt, schlägt der Schienenfuß aufwärts gegen die Köpfe der Schienennägel oder Schwellenschrauben. Diese Schläge werden mit der allmählich zunehmenden verbleibenden Eindrückung der Platte im Schwellenholz größer, Schwellenschrauben oder Nägel lockern sich. Dadurch wird die Übertragung der Seitenkräfte ungünstig, da die Reibung zwischen Unterlagsplatte und Schwelle bei gelockerten Schrauben oder Nägeln auch gering ist. Die Platte überträgt die Seitenkräfte zum überwiegenden Teil auf die Schrauben oder Nägel; die Löcher in den Schwellen werden geweitet, was eine weitere Lockerung der Schrauben oder Nägel zur Folge hat. In die geweiteten Löcher dringt Feuchtigkeit ein und führt bald zur Zerstörung der Schwelle.

Die Entwicklung folgte nun zwei verschiedenen Wegen. Einerseits war man bestrebt, die Befestigung der Unterlagsplatte auf der Schwelle von der Befestigung der Schiene auf der Unterlagsplatte zu trennen, andererseits trachtete man Schwellenschraube und Nagel durch einen federnden Nagel oder eine federnde Klammer zu ersetzen, so daß der Schlag nach oben bei der Entlastung der Schiene durch die zunehmende Kraft einer sich stärker spannenden Feder aufgefangen wird.

Der erste Weg führte über zahlreiche Entwicklungsstufen und Befestigungsarten zur Rippenplattenbefestigung, die sich in den vergangenen bald 40 Jahren ausgezeichnet bewährt hat (Bild 12 und 13). Die Rippenplatte ist mit 4 Schwellenschrauben auf der Schwelle festgeschraubt. Die Fläche der Unterlagsplatte, auf der der Schienenfuß aufliegt, ist durch zwei hohe Rippen begrenzt, die über den Schienenfuß hinausragen und nach denen diese Unterlagsplatte die Bezeichnung „Rippenplatte“ führt. Zwischen Schienenfuß und Rippenplatte wird eine etwa 5 mm starke Zwischenlage aus getränktem und gepreßtem Holz eingelegt. Beide Rippen haben in ihrer Mitte eine segmentförmige Ausfräsung. In diese beiden Ausfräsungen wird je eine Hakenschraube mit dem Kopf eingeschoben. Über jede der beiden Hakenschrauben wird eine Klemmplatte gesteckt. Das längere Stemmstück der Klemmplatte stützt sich gegen die Rippen-

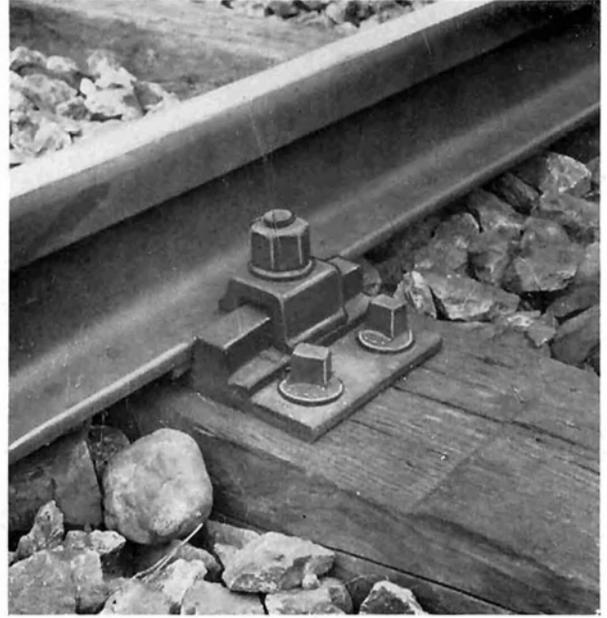


Bild 12: Rippenplattenbefestigung auf Holzschwellen

Fig. 12: Ribbed sole-plate fastening of rails on wooden sleepers

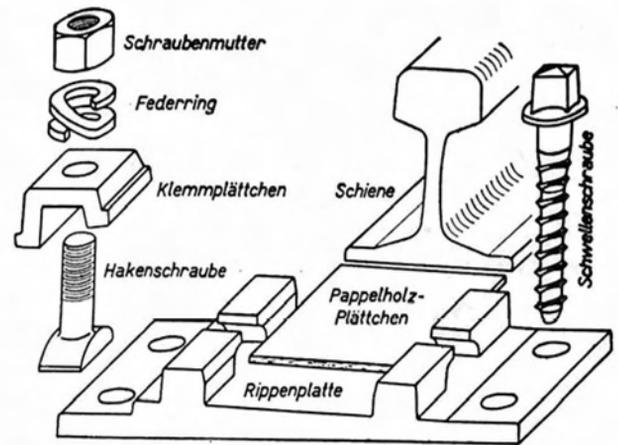


Bild 13: Einzelteile der Rippenplattenbefestigung auf Holzschwellen

Fig. 13: Component parts of rail fastening with ribbed sole-plates on wooden sleepers

platte, das um die Dicke des Schienenfußes kürzere Stemmstück stützt sich gegen den Schienenfuß. Nach der Klemmplatte wird ein Federring aufgesteckt und mit einer Mutter die Verbindung geschlossen. Die senkrechten Kräfte werden durch die Federwirkung der Holzzwischenlage und die Federwirkung des Federringes zwischen Klemmplatte und Schraubenmutter weitgehend gemildert. Die Seitenkräfte werden vom Schienenfuß auf die Rippe übertragen. Die Schwellenschrauben werden also nur auf Abscheren beansprucht, wobei allerdings der überwiegende Teil durch



Bild 14: Feder-
schrägnagel

Fig. 14: Resilient
rail spike

die Reibung zwischen Rippenplatte und Schwelle, die wegen des festen Schlusses sehr groß ist, aufgefangen wird. Manche Bahnverwaltungen legen auch noch zwischen dem Kopf der Schwelenschrauben und der Rippenplatte Federringe ein, um der der Eindrückung der Platte in die Schwelle folgenden Gegenbewegung entgegenzuwirken.

Die Österreichischen Bundesbahnen verwenden auf den stark belasteten Strecken für Holzschwellen fast ausschließlich Rippenplattenbefestigung. Alle Teile der Rippenplattenbefestigung werden in Österreich erzeugt.

Mit der Rippenplattenbefestigung ist die Entwicklung auf diesem Wege keineswegs abgeschlossen. Es liegen bereits Konstruktionen vor, wo Hakenschraube und Klemmplatte durch eine federnde Klammer ersetzt werden soll und das Nachziehen der Mutter der Hakenschraube und damit ein Teil der Erhaltungsarbeit entfällt. Der Delta-Spannbügel der Vossloh-Werke verwendet das Walzprofil der Rippenplatte für die Unterlagsplatte, die segmentförmigen Ausfräsungen der Rippen entfallen, dafür erhält jede Rippe zwei Löcher senkrecht zur Schiene, in die die beiden Enden des Spannbügels eingreifen. Die Federklammer der Fa. Everts & van der Weyden übernimmt die Rippenplatte samt den segmentförmigen Ausfräsungen der Rippen unverändert, so daß jederzeit Hakenschraube und Klemmplatte der Rippenplattenbefestigung durch diese Federklammer ersetzt werden können. In diese Richtung der Entwicklung gehört auch die Pandrol-Schienenklammerbefestigung der Fa. Lockspike in London, die von den Österreichischen Bundesbahnen — allerdings auf Stahlschwellen — versuchsweise verwendet wurde.

Die Entwicklung federnder Nägel, die nur mit einem Ende in der Schwelle sitzen, und federnder Doppelnägel, die mit zwei Enden in der Schwelle sitzen, führte zu verschiedenen Formen. Es sollen hier nur jene Arten angeführt werden, die bei den Österreichischen Bundesbahnen bereits in Verwendung stehen oder deren Einführung erwogen wird.

Der Federnagel von Rüpping wurde erstmals vor rund 25 Jahren eingebaut. Er hat ungefähr quadratischen Querschnitt und besteht aus einer doppelten Lage Bandstahl. Im Laufe der Entwicklung hat er eine nur geringfügige Änderung erfahren (Bild 14). Er ist sowohl mit als ohne Unterlagsplatte verwendbar. Eine Weiterentwicklung ist der Doppelschaftfedernagel (Bild 15 und 16), der ohne Unterlagsplatte verwendet wird. In größerem Umfang verwenden die Österreichischen Bundesbahnen auf weniger stark belasteten Strecken die Macbeth-Federklammer (= Omega-Spannagel) (Bild 17 und 18). In Tunneln werden verzinkte Federklammern (Rostschutz) verwendet. Diese Federklammer wird auch in Österreich erzeugt.

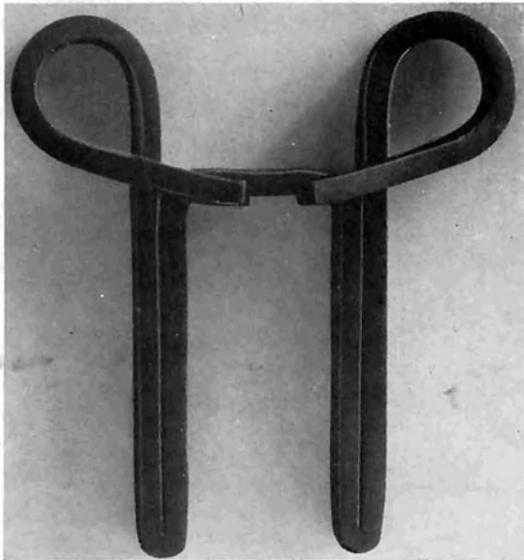


Bild 15: Doppelschaftfedernagel

Fig. 15: Doubleshank resilient rail spike



Bild 16: Doppelschaftfedernagelbefestigung

Fig. 16: Fastening of rails with double-shank resilient spikes

Die ausgezeichneten Erfahrungen mit der Rippenplattenbefestigung bei Holzschwellen lassen es erklärlich erscheinen, daß die Rippenplattenbefestigung auch bei Betonschwellen angewendet wird. Die vorgespannte Stahlbetonschwelle wird bei den Österreichischen Bundesbahnen ausschließlich mit Rippenplattenbefestigung ausgerüstet, wobei die beiden Schwellenschrauben je Rippenplatte mittels Holzdübel in der Schwelle verankert sind (Bild 19). Eine Verankerung der Schwellenschrauben ohne Dübel steht in Erprobung. Bei der in geringem Umfange verwendeten Zweiblockschwelle sind die beiden Rippenplatten auf dem Spurhalter aufgeschweißt (Bild 20).

Bei der Stahlschwelle gibt es grundsätzlich zwei Arten der Befestigung. Bei der unmittelbaren Befestigung ist die Schwellendecke gelocht (Bild 21). Durch diese Löcher werden Hakenschrauben durchgesteckt, auf diese wird je eine Klemmplatte aufgesteckt und mit einer Mutter die Verbindung geschlossen. Bei dieser Befestigungsart kommt es mit der Zeit zu einem Einreißen und Ausbrechen der Löcher in der Schwellendecke. Bei der mittelbaren Befestigung wird auf der Schwellendecke eine eigene Unterlagsplatte aufgenietet oder aufgeschweißt.

Bei der Aufarbeitung von altbrauchbaren Schwellen werden bei der Deutschen Bundesbahn grundsätzlich Rippenplatten aufgeschweißt. Auch die Österreichischen Bundesbahnen haben in den letzten Jahren ausschließlich solche mit Rippenplattenbefestigung eingebaut.

Weichen und Kreuzungen

Bei den Weichen und Kreuzungen ist es ein selbstverständliches Gebot der Wirtschaftlichkeit, mit möglichst wenig Grundformen das Auslangen zu finden. Daß nicht überhaupt eine einzige Grundform genügt, ist in den Forderungen der Gestalter der Bahnhofsgleisanlagen begründet.

Bei den einfachen Weichen ist das geometrische Bild durch den Halbmesser des gekrümmten Zweiges und die Neigung der beiden Zweige zueinander am Weichenende bereits weitgehend festgelegt. Der Weichenhalbmesser ist durch die Höchstgeschwindigkeit bestimmt, mit der der gekrümmte Zweig der Weiche befahren werden soll. Entsprechend ihren Planungsgrundsätzen für Bahnhofsanlagen haben die Österreichischen Bundesbahnen in den neuen Weichen der Schienenform B, die in den letzten 10 Jahren in Gemeinschaftsarbeit mit dem Werk Zeltweg der Oesterreichisch-Alpine Montangesellschaft entwickelt wurden, die Weichenhalbmesser 190 m, 300 m, 500 m und 1200 m entsprechend den Höchstgeschwindigkeiten im gekrümmten Zweig von 40, 50, 60 und 100 km/h gewählt (Bild 22). Das Ende der Weiche ergibt sich im allgemeinen aus der Konstruktion des Herzstückes. Da bei den Weichen mit dem Halbmesser 190 m

Bild 17: Macbeth-Federklammer (= Omega-Spannnagel)

Fig. 17: Elastic rail spikes type "Macbeth"



Bild 18: Federklammerbefestigung

Fig. 18: Fastening of rails with elastic spikes "Macbeth"



Bild 19: Vorgespannte Betonschwelle Form 11 mit Rippenplattenbefestigung

Fig. 19: Pre-stressed concrete sleeper type "11" with ribbed sole-plate fastening of rails



Bild 20: Zweiblock-Betonschwelle Form 22 mit Rippenplattenbefestigung
 Fig. 20: Concrete sleeper type "22" with ribbed sole-plate fastening of rails



Bild 21: Gelochte Stahlschwelle, Schwellendecke eingrisen
 Fig. 21: Drilled steel sleeper; top cracked

und 500 m am Weichenende eine für verschiedene Anwendungsfälle zu große Neigung der beiden Zweige zueinander erhalten wird, wurde für jeden der beiden Weichenhalbmesser auch noch eine Weichenform entwickelt, bei der der Weichenbogen bereits vor dem Herzstück endet, wo also auch im gekrümmten Zweig der Weiche das letzte Stück vor dem Weichenende gerade ist.

Bei den Kreuzungen war ursprünglich beabsichtigt, mit zwei Grundformen auszukommen, es ergab sich jedoch die Notwendigkeit, drei Grundformen zu entwickeln. Auch bei den einfachen und den doppelten Kreuzungsweichen wurden je zwei Grundformen entwickelt (Bild 23).

Selbstverständlich konnte bei der Festlegung der geometrischen Maße dieser Weichen und Kreuzungen nicht vollständig freizügig verfahren werden. Es mußte auf die geometrischen Maße der bereits im Gleis liegenden Weichen Rücksicht genommen werden. Wäre dies unterlassen worden, müßte bei Auswechslung auch nur einer einzigen erneuerungsbedürftigen Weiche die ganze Weichengruppe oder der ganze Bahnhofskopf umgebaut werden.

Eine Forderung, die an jede moderne Weiche und Kreuzung zu stellen ist und die auch von allen Weichen und Kreuzungen der Form B erfüllt wird, lautet:

Jede Weiche und jede Kreuzung muß zu einer Bogenweiche oder Bogenkreuzung verbiegbar sein.

Zur Erreichung einer flüssigen Linienführung ist es oft unerlässlich, Weichen mit zwei gekrümmten Zweigen zu verlegen (Bild 24). Während man früher der Auffassung war, daß jede solche Weiche vollständig durchkonstruiert werden muß, hat Ing. Siegle bei der ehemaligen Reichsbahndirektion Stuttgart Bogenweichen eingebaut, die durch Verbiegen von geraden einfachen Weichen nach einem beliebigen Halbmesser entstanden sind. Beim Verbiegen zur Bogenweiche können

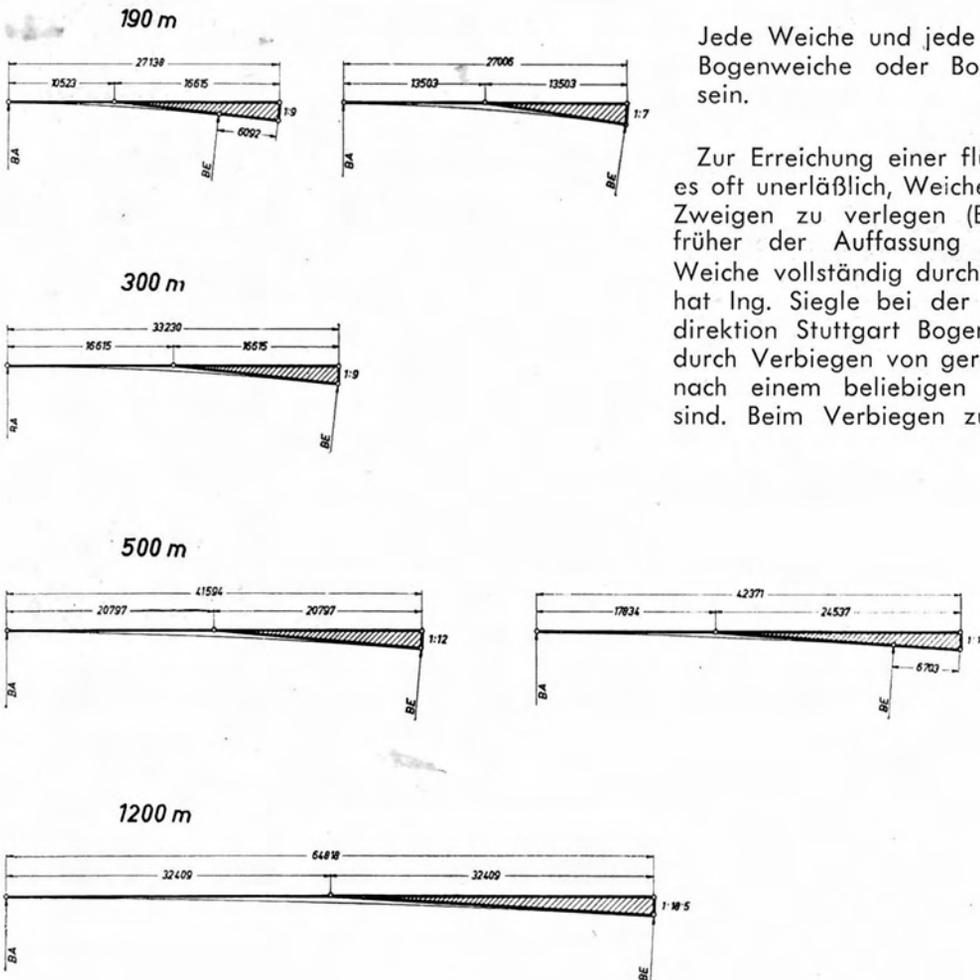


Bild 22: Die neuen Weichen der ÖBB

Fig. 22: The new rail points of the Austrian Federal Railways

Bild 23: Die neuen Kreuzungsweichen und Kreuzungen der ÖBB

Fig. 23: The new slip points and crossings of the Austrian Federal Railways

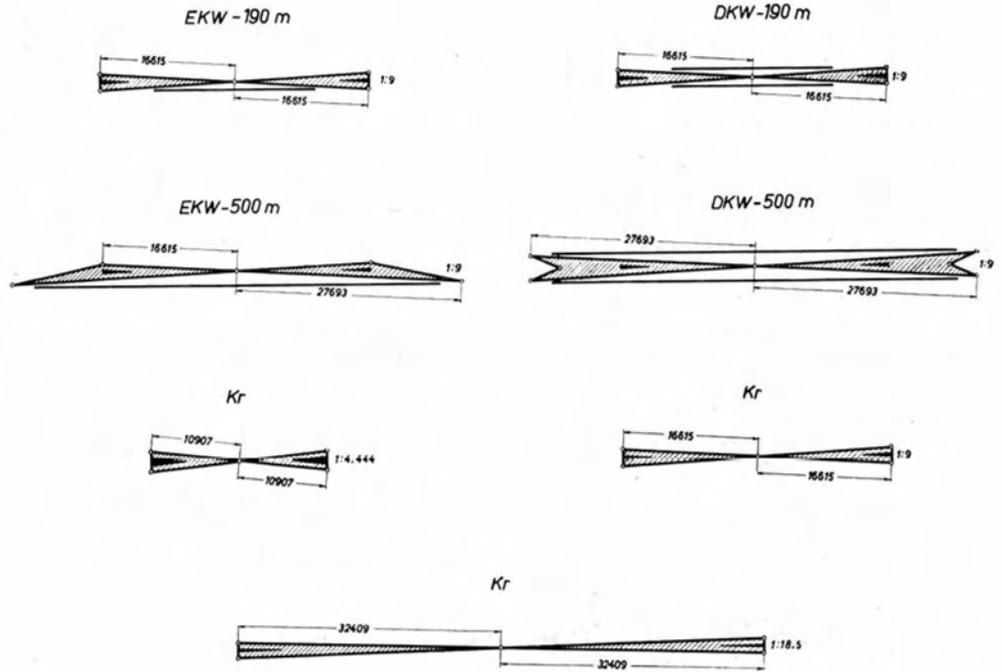


Bild 24: Innenbogenweiche im Bahnhof Landstraße

Fig. 24: Double-curve switch (with inside curve) at Landstrasse station



beide Zweige nach verschiedenen Richtungen gekrümmt sein; man spricht dann von einer Außenbogenweiche (Bild 25). Bei in gleicher Richtung gekrümmten Zweigen spricht man von einer Innenbogenweiche (Bild 26). Beim Verbiegen bleiben die Fahrkantenabstände auf jeder Schwelle erhalten, die Schwellen verdrehen sich fächerförmig zueinander. Zungenvorrichtung und Herzstück verbiegen sich, bleiben aber in Abmessung und Bearbeitung unverändert. Die Längenänderungen in den einzelnen Schienensträngen werden durch verlängerte oder verkürzte Zwischenschienen (in Bild 25 und 26 mit 1—4 bezeichnet) ausgeglichen.

Bei den Österreichischen Bundesbahnen werden jährlich im Durchschnitt über 40% der neuen Weichen als Bogenweichen verlegt. Die Bilder 27 und 28 zeigen Gleisentwicklungen mit Bogenweichen. Die flüssige Linienführung wäre verloren, sollten die Bogenweichen durch gerade Weichen ersetzt werden.

Selbstverständlich lassen sich nicht nur einfache Weichen sondern auch Kreuzungen und Kreuzungsweichen zu Bogenkreuzungen bzw. Bogenkreuzungsweichen verbiegen.

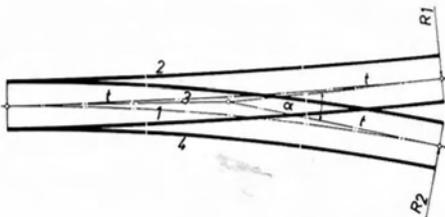


Bild 25: Außenbogenweiche

Fig. 25: Double-curve switch (with outside curve)

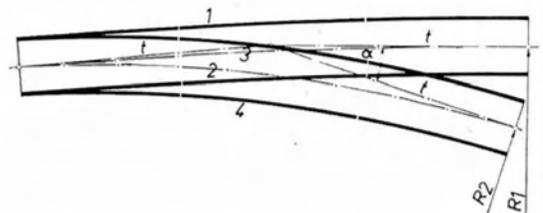


Bild 26: Innenbogenweiche

Fig. 26: Double-curve switch (with inside curve)



Bild 27: Bogenweichen am Nordkopf des Bahnhofes Semmering

Fig. 27: Double-curve points at the northern end of Semmering station



Bild 28: Bogenweichen am Südkopf des Bahnhofes Meidling

Fig. 28: Double-curve points at the southern end of Meidling station

Mit der Festlegung der geometrischen Form und der Verbiegung zu Bogenweichen und Bogenkreuzungen sind natürlich die Probleme der Weichenkonstruktion nicht erschöpft. Aus der Vielzahl dieser Probleme sollen nur einige angeführt werden.

Die Zungenvorrichtungen der Weichen bestehen aus den beiden festen Backenschienen und den beiden beweglichen Zungen, die je nach ihrer Lage die Fahrt nach dem einen oder anderen Zweig der Weiche erzwingen. Anfangs wurde jene Stelle, die die Bewegung der Zunge ermöglicht, als Gelenk ausgebildet (Bild 29). Das Gelenk bedeutet eine Unterbrechung der Fahrfläche und ist daher einem starken Verschleiß ausgesetzt gewesen. Diese Ausführung gilt heute als überholt. Die heute verwendeten Federschienenzungen sind an ihrem Ende auf das Profil der Normalschiene ausgeballt und mit der anschließenden Schiene verschweißt. Durch Ausfräsen des Schienenfußes dieser Schiene auf eine Länge von 2 bis 3 Schwellenfeldern wird eine Federstelle hergestellt, ohne daß die Fahrfläche unterbrochen wird. Die Schweißstelle wird durch eine kurze Lasche gesichert (Bild 30 und 31).



Bild 29: Zungengelenk einer Weiche Form XXIVa

Fig. 29: Joint of tongue (switch of rails XXIVa)

In der Entwicklung zur Federschienenzunge liegt die Federzunge; die Federstelle ist durch Querschnittverminderung statt in der Normalschiene im Zungenquerschnitt hergestellt. Bei diesen Zungen mußte die Federstelle zur Erhaltung der Tragfähigkeit durch eine besondere Platte unterstützt werden. Auch die Federzunge gilt heute als überholt.

Das Problem der Ausbildung der Zungenspitze ist ebenso befriedigend gelöst wie das Problem der Festhaltung der Zungen in den Endlagen — anliegend oder abliegend. Zu letzterem dient der seit Jahrzehnten bewährte Klammerspitzenverschluß.

Backenschienen und Zungen werden in der Regel aus Stahl mit 70 kp/mm² Mindestzugfestigkeit hergestellt. Bei den Österreichischen Bundesbahnen sind Versuche mit Backenschienen und Zungen aus Elektromanganstahl mit 90 kp/mm² Mindestzugfestigkeit im Gange. Versuche mit Zungen aus noch höher festem Stahl sind beabsichtigt.

Bei den Herzstücken sind die Schienenstränge an mehreren, beim einfachen Herzstück der einfachen Weiche an zwei Stellen unterbrochen, um den für den Spurkranz erforderlichen Raum freizugeben. Die Ausbildung dieser Lücken erfolgt so, daß der Radüberlauf möglichst allmählich erfolgt. So werden beim einfachen Herzstück die vor der Spitze anschließenden Schienen geknickt und ungefähr parallel zur Fahrkante der Herzspitze ein Stück fortgeführt und sollen am Radüberlauf gemeinsam mit der Herzspitze die Radlast tragen und sie nicht plötzlich sondern allmählich auf die Herzspitze übergehen lassen. Wären alle Radreifen gleich, dürfte man also beim Befahren eines Herzstückes keinen Stoß verspüren, vorausgesetzt, daß die Höhenlage der Herzspitze zur Flügelschiene an jeder Stelle des Radüberlaufbereiches dem Radreifenquerschnitt entspricht. Da durch die Abnutzung im Betrieb der Radreifenquerschnitt verändert wird, ist ein stoßfreier Radüberlauf in der Praxis nicht möglich. Deshalb sind die Herzstücke der Weichen und Kreuzungen jene Bauelemente, die den raschesten Verschleiß zeigen.

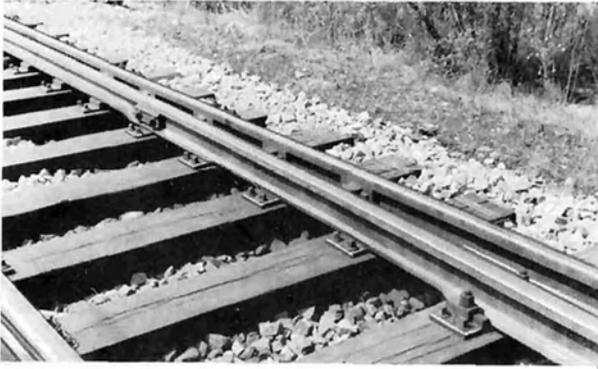


Bild 30: Federschienenzunge

Fig. 30: Spring rail tongue

Die Entwicklung führte von den aus gegossenen oder geschmiedeten Blöcken bestehenden Herzstücken (Bild 32) zu den aus Einzelteilen verschraubten Herzstücken, die sich leicht für Bogenweichen verbiegen lassen (Bild 33 und 34). Nun aber strebt wieder die Entwicklung den schraubenlosen Herzstücken zu, um einen langsameren Verschleiß zu erzielen. So wurden einerseits Herzstücke entwickelt, die im wesentlichen aus Elementen der verschraubten Herzstücke bestehen, doch wurden diese ganz oder teilweise miteinander verschweißt, wobei auch die Thermitschweißung versuchsweise angewendet wurde. Sie sind

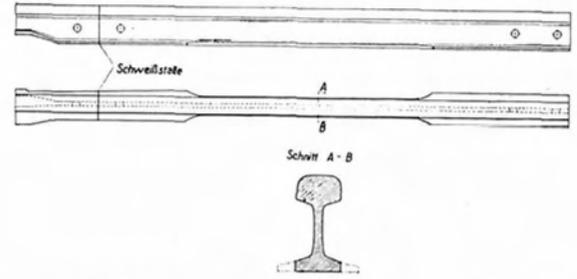


Bild 31: Federschienenzunge

Fig. 31: Spring rail tongue

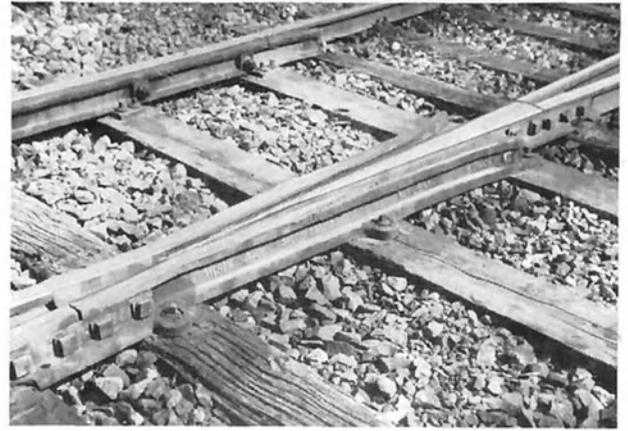


Bild 32: Blockherz aus dem Jahre 1904

Fig. 32: Solid frog (dating back to 1904)

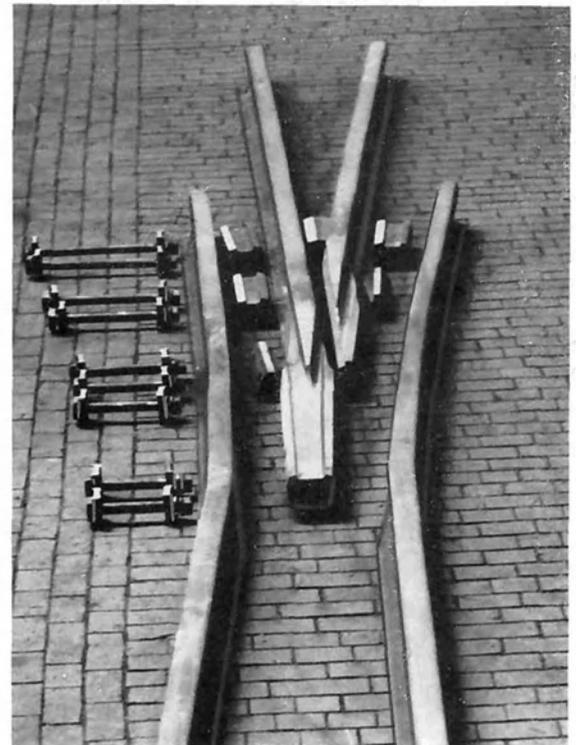


Bild 33: Verschraubtes Herz, Einzelteile

Fig. 33: Component parts of built-up frog

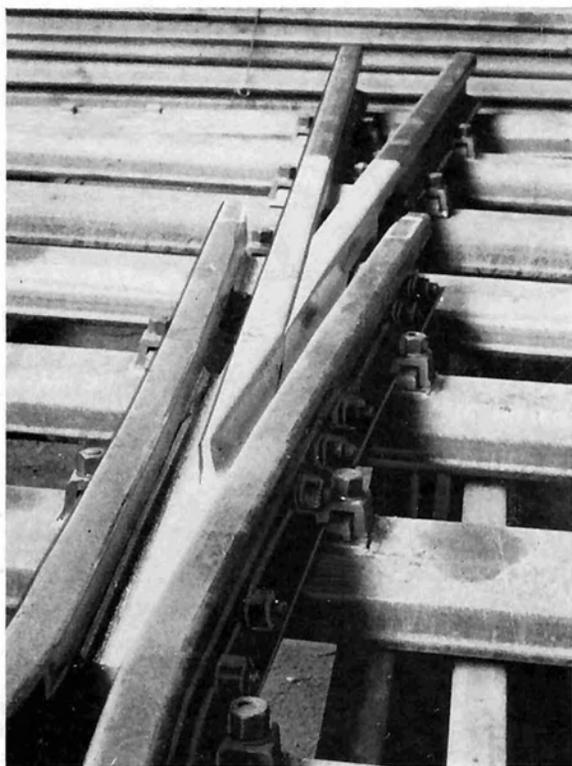


Bild 34: Verschraubtes Herz, zusammengebaut
Fig. 34: Built-up frog (finished)

aber nur beschränkt verbiegbare. Das gleiche hinsichtlich des Verbiegens gilt für Herzstücke, in denen der Radüberlaufbereich aus einem Block herausgearbeitet ist und daran die anschließenden Schienen angeschweißt sind (Bild 35).

Um die Lebensdauer der Herzstücke zu erhöhen, werden Herzspitzen und Flügelschienen im Radüberlaufbereich entweder offenvergütet, wobei auch besondere Stähle zur Verwendung kommen. Es wird also bei den Herzstücken getrachtet, sowohl Konstruktion als auch Werkstoff zu verbessern.

Der Rahmen dieses Referates gestattet es nicht, über die Entwicklung der Mechanisierung der Verlege- und Erhaltungsarbeiten zu berichten. Allgemein gelten für die Entwicklung am Oberbau folgende Ziele:

1. Fahren von Achslasten bis 20 Mp.
2. Höhere Fahrgeschwindigkeiten bei größtmöglicher Sicherheit und ruhigem Fahrzeuglauf.
3. Verlängerung der Lebensdauer, vor allem der ersten Liegedauer aller Bauelemente, im besonderen jener, deren Auswechslung ohne Beeinträchtigung der Betriebsabwicklung nicht möglich ist.
4. Größtmögliche Senkung der Einbau- und Erhaltungskosten durch entsprechende Konstruktion und Werkstoffwahl sowie die Verwendung von arbeitskräftesparenden Gleisbaumaschinen und Geräten.

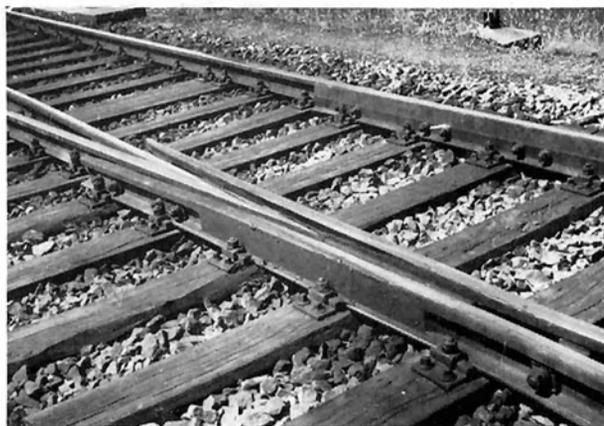


Bild 35: Herzstück mit eingeschweißtem Mittelblock; Konstruktion der Fa. Bochumer Verein

Fig. 35: Frog with welded intermediate block (constructed by Bochumer Verein)

Zu der eingangs gebrachten Vorhersage der UNO-Abteilung über den Stahlverbrauch der Eisenbahnen in der Zukunft sei noch ergänzend darauf hingewiesen, daß bei entsprechend leistungsfähigen Triebfahrzeugen und modernen Sicherungsanlagen die Eisenbahn jenes Verkehrsmittel ist, das zu Lande je gefahrenen Tonnenkilometer die geringste Zahl an Arbeitskräften benötigt und somit bei der zunehmenden Verknappung an Arbeitskräften auch in der Zukunft ihre Aufgabe zu erfüllen haben wird.

Dipl.-Ing. Werner Czuba,

Zentralinspektor der Österreichischen Bundesbahnen, Wien

Brückenbauten der Österreichischen Bundesbahnen

Dir.-Rat Dipl.-Ing. W. Tschepfer, Wien

Bevor ich auf das Thema meines Vortrages „Brückenbauten der Österreichischen Bundesbahnen“ im einzelnen eingehe, möchte ich Ihnen über den Umfang des Arbeitsgebietes das wir zu betreiben haben und über die Aufgaben unseres Brückendienstes einen kurzen Überblick geben.

Bei einer Betriebslänge von fast 6000 km haben wir 6143 Brücken. Von diesen haben 3063, also ungefähr die Hälfte, Tragwerke aus Stahl. Der Begriff „Brücke“ ist in der Statistik sehr umfassend. Es ist einerseits ein Tragwerk über einer Öffnung und nur unter einem Gleis eine Brücke, andererseits ein zwei- oder mehrgleisiges Tragwerk über mehrere Öffnungen wieder nur eine Brücke, obwohl doch zweifellos beide Objekte, selbst bei gleichen Stützweiten, sehr verschieden zu bewerten sind. Wir zählen daher für unseren Gebrauch nach Brückeneinheiten, wobei eine Einheit ein Tragwerk, unter einem Gleis, über einer Öffnung bedeutet. So gerechnet haben wir 5237 Stahlbrücken-Einheiten, mit einer Gesamtlänge von 66 000 m und einem Gesamtgewicht von 141 000 Tonnen (Bild 1).

Bild 1: Umfang des Brückendienstes der ÖBB

Fig. 1: Statistical data with regard to bridges by the Austrian State Railway

Betriebslänge	rd. 6000 km
Brücken insgesamt	6143
davon Eisenbahnbrücken	5103
Straßen- und Wegbrücken	1040
Brücken mit Tragwerken aus Schweiß Eisen oder Flußstahl	3063
Unter Berücksichtigung der Zahl der Öffnungen und der überführten Gleise	
Stahlbrückeneinheiten	5237
mit einer Gesamtlänge von	66 000 m
und einem Gesamtgewicht von	141 172 t
Anlagevermögen	2,8 Milliarden S

Im Anlagevermögen der Österreichischen Bundesbahnen stehen die stählernen Eisenbahnbrücken, einschließlich Mauerwerk, mit insgesamt 2,8 Milliarden Schilling zu Buch, das sind rund 9% des Anlagevermögens der baulichen Anlagen.

Ein kurzes Wort noch zu den Stützweiten. 85% aller Brücken haben Stützweiten unter 20 m. Unsere weitest gespannte Brücke hat eine Stützweite von 120 m, es ist dies die Trisannabrücke hier in Tirol, in der Strecke Innsbruck—Bludenz zwischen Landeck und dem Arlberg. Wir haben dann noch einige wenige Brücken mit Stützweiten um 100 m.

Von Belang sind ferner unsere Donauübergänge, insgesamt sieben, die in jeweils 3 bis 5 Öffnungen von ungefähr 80 m lichter Weite den Strom überbrücken.

Man kann nun aus diesen Angaben Schlüsse auf den jährlichen Arbeitsumfang ziehen, bzw. Angaben über den durchschnittlichen jährlichen Stahlbedarf bekommen. Wir rechnen mit einer durchschnittlichen Lebensdauer eines Stahltragwerkes von 60 Jahren. Diese Annahme scheint im ersten Augenblick mehr oder weniger willkürlich; tatsächlich haben wir auch Schweiß Eisenbrücken, die bereits mehr als 100 Jahre alt sind und andererseits mußten manche Stahltragwerke schon nach wenigen Jahrzehnten einem neuen Tragwerk weichen. Trotzdem ist die Annahme einer Lebensdauer von 60 Jahren auf Grund unserer Erfahrungen für die nachfolgenden Überlegungen gut geeignet.

Würde man die vorerwähnten 141.000 Tonnen in 60 Jahren geradlinig abschreiben, dann hätten wir eine jährliche Abschreibungsquote bzw. Erneuerungsquote von ungefähr 2350 Tonnen. Dieser Ansatz würde mit unserem tatsächlichen Verbrauch auch gut übereinstimmen, denn wir verbauen, im langjährigen Durchschnitt gesehen, rund 2500 Tonnen Stahl pro Jahr. Leider liegen aber die Verhältnisse nicht so einfach, denn es ist nun auch die Altersschichtung der Stahltragwerke zu berücksichtigen, weil ja in den 141 000 Tonnen Gewichte enthalten sind, die schon längst ausgewechselt sein sollten, die aber bisher aus den verschiedensten Gründen nicht ausgebaut werden konnten. Das heißt, wir haben außer der jährlichen Erneuerungsquote noch einen Rückstand oder „Nachholbedarf“, zu berücksichtigen. Die Altersschichtung unserer Stahltragwerke zeigt das nächste Bild (Bild 2).

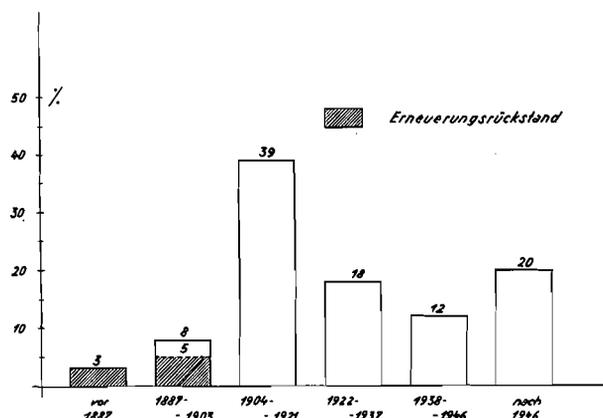


Bild 2: Altersschichtung der Stahltragwerke bei der ÖBB

Fig. 2: Schematic diagram of steel bridges built within certain periods, expressed in tons

Hier sind die Gewichte der in gewissen Bau-epochen gebauten Stahlbrücken als Prozentsatz des gesamten Stahlgewichtes bildlich dargestellt. Die Bauepochen sind so gewählt, daß sie mit den jeweils in Kraft gewesenen Brückenverordnungen, Brückenvorschriften usw. zusammenfallen.

Die Brücken, die vor 1887 gebaut wurden, sind aus Schweißeisen verschiedenster Herkunft, ebenso der größte Teil der Tragwerke aus der Zeit zwischen 1887 und 1903. Wenn auch bei diesen Brücken nicht immer das Schweißeisen die Ursache für eine notwendige Erneuerung ist — wir haben Schweißeisenbrücken, die in ausgezeichnetem Erhaltungszustand sind — so doch zumeist die Belastungsfähigkeit. Die schraffierten Flächen zeigen den Anteil, der schon hätte erneuert werden müssen — also den Nachholbedarf. Es sind dies rund 11 000 Tonnen. Wenn wir trachten, diesen Erneuerungsrückstand in den nächsten 10 Jahren aufzuholen, dann müßten wir, zuzüglich der normalen Erneuerungsquote, jährlich 3200 Tonnen Stahlbrücken bauen. Dieses Bauvolumen konnten wir bisher auf längere Sicht nicht erreichen. Der Fehlbetrag von 700 Tonnen erneuerter Brücken jährlich, macht in Geld ausgedrückt rund 12 Millionen Schilling aus. Wir haben für Brückenerneuerungen im langjährigen Durchschnitt rund 55 Millionen Schilling jährlich zur Verfügung, ein Betrag, der aus budgetären Gründen schwer aufgestockt werden kann, der aber auch im Hinblick auf die notwendige Verwaltungsarbeit, unsere personelle Kapazität voll auslastet.

Die für Brückenerneuerungen notwendigen Vorarbeiten, von der generellen Planung bis zur Ver-

gebung der Arbeiten an eine Stahlbauanstalt, werden von den Österreichischen Bundesbahnen durchgeführt; ebenso die Übernahme der angearbeiteten Konstruktion und die Überwachung der Baustellenarbeiten. Die laufende Erhaltung unserer Tragwerke besorgen wir in eigener Regie. Wir haben hierfür im ganzen Bundesgebiet 14 Brückenmeisterstellen mit insgesamt 400 Köpfen Erhaltungspersonal. Diesen Erhaltungspartien obliegen die laufend anfallenden kleinen Erhebungsarbeiten, die laufenden Revisionen und die Vorbereitung der alle 6 Jahre vorzunehmenden Hauptprüfungen.

Zum Abschluß dieses allgemeinen Überblickes möchte ich noch erwähnen, daß wir bei Aufstellung unserer Brückenentwürfe immer bemüht sind, die für den Eisenbahnbetrieb notwendige Sicherheit der Tragwerke auf wirtschaftlichste Weise zu erreichen und moderne Konstruktionen und Bauweisen anzuwenden. Die technischen Vorschriften für den Eisenbahnbrückenbau werden im Rahmen des Österreichischen Normenwerkes erstellt. Zu den allgemein gültigen Grundnormen stellen die Österreichischen Bundesbahnen Zusatznormen auf, die die Belange des Eisenbahnbrückenbaues erfassen, die im Fachnormenausschuß gemeinsam beraten und genehmigt werden. Diese Zusammenarbeit in den Fachnormenausschüssen hat sehr schöne Erfolge gebracht, wir können heute unsere Eisenbahnbrücken auf Grund der neuen Normen, bei ausreichender Sicherheit, wesentlich leichter und damit billiger bauen als früher.

Ich zeige Ihnen nun einzelne in den letzten Jahren ausgeführte Brückenbauten und beginne mit der Bregenzer Achbrücke in Vorarlberg.

Es handelt sich hier um den Neubau einer Brücke, der anlässlich des Baues des zweiten Gleises von Bregenz bis Lauterach notwendig wurde. Die Anlageverhältnisse waren durch den Bestand der vorhandenen Brücke gegeben. Die Pfeiler waren bereits seinerzeit für den künftigen zweigleisigen Ausbau in entsprechender Länge gebaut worden. Wir wählten einen durchlaufenden Fachwerksträger und konnten so, trotz der Schiefstellung der Pfeiler, die Brücke mit zum Gleis in senkrechter Achse stehenden Lagern ausführen. Die Stützweite jeder Öffnung beträgt 53,40 m. Der Hauptträger ist als parallelgurtiger, pfostenloser, einfacher Strëbenzug ausgeführt. Als Konstruktionshöhe, das ist die Höhe zwischen Konstruktionsunterkante und Schwellenoberkante, standen 950 mm zur Verfügung.

Die Brücke hat oberen und unteren Windverband. Die Streben an den Brückenenden und beide Streben an den zwischenliegenden Auflagern bilden mit den Windverbandsriegeln schrägliegende Zweigelenrahmen für die horizontale Abstützung des oberen Verbandes. Die Fahrbahn ist jeweils beim Auflagerquerträger an beiden Pfeilern unterbrochen, wodurch ein Zusammenwirken von Hauptträgern und Längsträgern bewußt ausgeschaltet wird. Jede Öffnung

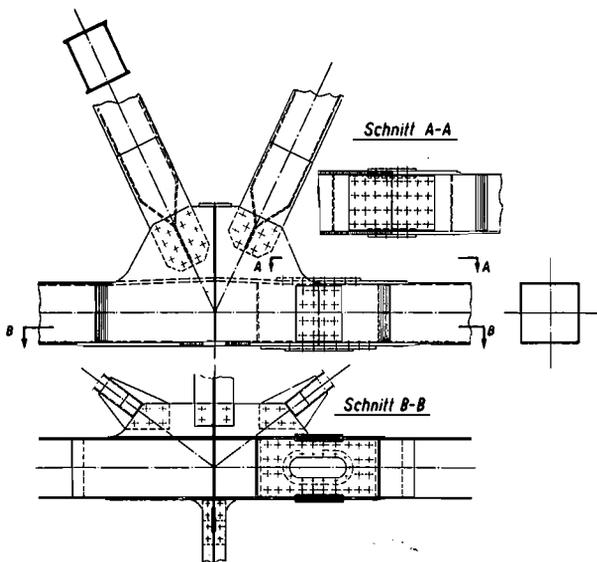


Bild 3: Bregenzer Achbrücke, Untergurten

Fig. 3: Bottom flanges of the "Bregenzerach Bridge"

ist daher mit einem Bremsverband ausgestattet. An der Außenseite ist ein Fuß- und Radweg von 2,50 m Breite für den öffentlichen Verkehr vorgesehen. Für die Hauptträger wurde St 44 T, für die Fahrbahn, Verbände und Lager St 52 T verwendet. Alle Konstruktionsteile sind geschweißt, nur die Baustellenverbindungen sind mit hochfesten, vorgespannten Schrauben der Qualität 10 K verschraubt.

Ich möchte an dieser Stelle einschalten, daß die Österreichischen Bundesbahnen seit dem Jahre 1958 im Brückenbau hochfeste, vorgespannte Schrauben, in immer stärker werdendem Ausmaß, als Verbindungsmittel verwenden. Wir haben bis jetzt rund 65.000 Stück Schrauben eingebaut, ohne daß ein Mißerfolg bekanntgeworden ist.

Im Bild 3 sind einige konstruktive Details dargestellt. Die Fachwerkstäbe sind alle als Hohlkasten ausgeführt. Diese Querschnittsform ist statisch günstig, für die Erhaltung vorteilhaft und erlaubt konstruktiv saubere Anschlüsse. Die Anarbeitung dieser Hohlkasten ist vielleicht für die Werkstätte unangenehmer, weil bei den Stoßstellen und bei den Anschlüssen der Streben ein hohes Maß an Passung verlangt werden muß, insbesondere wenn wie hier als Verbindungsmittel hochfeste, vorgespannte Schrauben verwendet werden. Die Vorspannkraft der Schrauben soll ja den Reibungsschluß sicherstellen und nicht für das Zusammenziehen von nicht genau genug passenden Stoßverbindungen verbraucht werden. Die ausführende Stahlbauanstalt, die Vereinigte Österreichische Eisen- und Stahlwerke AG., Linz, hat vor Beginn der Anarbeitung einen Fachwerksknoten mit einem Gurtstoß in Naturgröße angefertigt und gezeigt, daß die Anarbeitung den schärfsten Anforderungen hinsichtlich der Maßhaltigkeit gerecht werden kann.

Die Hohlkasten bieten für die Brückenerhaltung große Vorteile. Der Hauptträger wird klar und übersichtlich, es entfallen viele einspringende Ecken, abstehende Bleche usw. und damit unangenehme Schmutzwinkel. Das Tragwerk ist auch leichter zu streichen. Die Hohlkasten der Gurte sind an den Enden, vor dem Stoßquerschnitt, durch Schotte vollkommen luftdicht abgeschlossen, sie werden innen auch nicht gestrichen. Bei späteren Ausführungen dieser Art haben wir den luftdichten Abschluß bei der Abnahme in der Werkstätte durch Einpressen von Luft und Bestreichen der Nähte mit Seifenlösung überprüft.

An den Stegen der Gurte sind die Knotenbleche mit Stumpfnähten eingeschweißt. Das obere Deckblech ist im Knoten, der leichten Entwässerung wegen, dachförmig hochgezogen. Die Stöße sind zugänglich, es wurden im unteren Blech Manipulationsöffnungen vorgesehen, die durch abschraubbare Deckel wasserdicht verschlossen werden können. Bei den Diagonalen sind die obere und untere Platte des Hohlkastens an den Enden zur Mitte eingezogen, so daß dort ein I-förmiger Querschnitt entsteht und die Stäbe leicht ange-

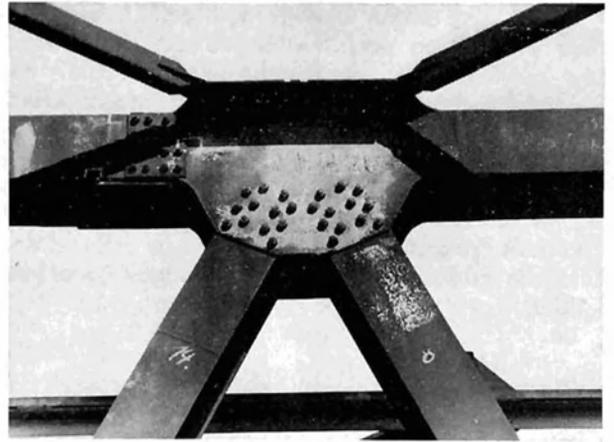


Bild 4: Bregenzer Achbrücke, Obergurtknoten
Fig. 4: "Bregenzerach" Bridge, Gusset plate

schlossen werden können. Die Fahrbahnträger sind geschweißte Vollwandträger. Bei einem Längsträgerabstand von 1600 mm konnten normale Gleisschwellen 26/16 cm verwendet werden.

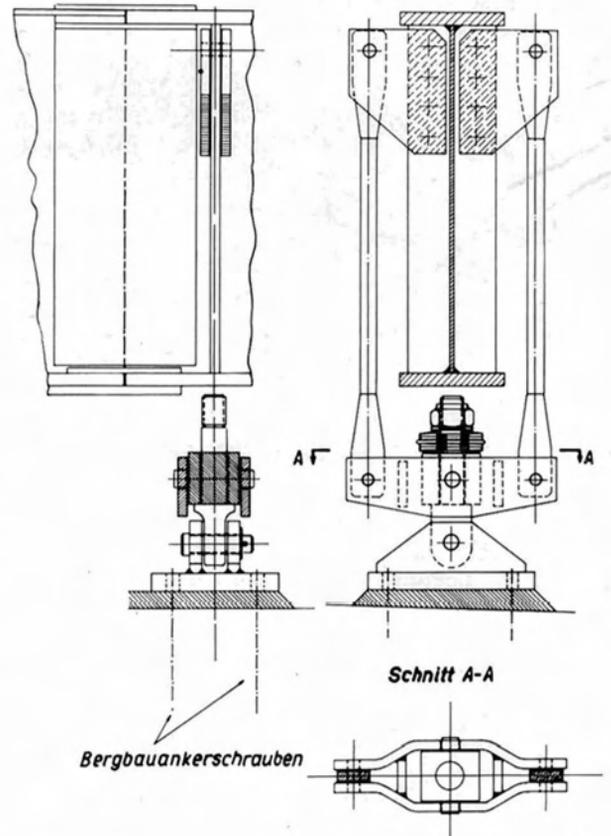


Bild 5: Bregenzer Achbrücke, Verankerung der Endquerträger im Widerlager

Fig. 5: Anchorage of end-cross girders in the abutment

Bild 4 zeigt einen Obergurtknoten. Zu beachten sind die kurzen Anschlußlängen der Diagonalen und die kleinen Knotenbleche — ein Vorteil der Reibungsverbindung. Der obere und untere Windverband sind als Rauten- und Kreuzstrebenfachwerk ausgebildet. Die Stäbe bestehen aus zwei gekanteten Blechprofilen, die einen Hohlquerschnitt bilden, sie werden an die Knotenbleche zentrisch angeschlossen. An den Brückenenden sind die Endquerträger ins Widerlager verankert (Bild 5).



Bild 6: Bregenzer Achsbrücke, fertig montiert
Fig. 6: "Bregenzerach" Bridge, Erection completed

Bild 6 zeigt die Ansicht der fertig montierten Brücke in Richtung der Brückenachse, rechts daneben das alte Tragwerk. Die Montage erfolgte in der endgültigen Lage. In der ersten Öffnung waren 2 Montagejoche vorgesehen, in der zweiten und dritten Öffnung wurde frei vorgebaut. (Die ganze Brücke wiegt ohne Lager 336 Tonnen, das sind auf die Länge bezogen 2,1 Tonnen je lfm.)

Als nächstes Objekt zeige ich die Brücke über den Straßenring am Praterstern nächst der Lasallestraße (Lasallestraßenbrücke) in Wien. Sie liegt im Bereich des neuen Wiener Nordbahnhofes und hat insgesamt 9 Gleise und drei Bahnsteige zu tragen.

Bild 7 stellt die gesamte Situation dar. An Stelle des alten „Pratersterns“, der nur rund um das Tegetthoffdenkmal verlief, ist ein neuer, wesentlich weiterer Verkehrsring getreten, der 7 Radialstraßen zusammenfaßt. Dieser Verkehrsring wird diametral vom neuen Nordbahnhof, in zweiter Ebene, durchschnitten. Im Bild ist der Grundriß des neuen Bahnhofes bereits zu erkennen, weil die Widerlager der drei Brücken, die den Straßenverkehr unter dem Bahnhof durchführen, bereits fertiggestellt sind. Im Hintergrund ist noch die alte Trasse der ehemaligen Verbindungsbahn zu sehen, die nun nicht mehr besteht. Die Lasallestraße ist ganz links zu sehen. Die beiden Widerlager und auch die Fundamente für die Stützenreihen sind bereits fertig.

Die generelle Planung dieses Objektes war nicht leicht. Einerseits stand nur die ungemein gedrückte Konstruktionshöhe von im Mittel 1,90 m zur Verfügung — das gibt bei durchgehendem Schotterbett eine Stahlblechhöhe von nur 1350 mm — andererseits war die zu überbrückende Verkehrsfläche im Grundriß nur von krummen Linien begrenzt. Beim Entwurf mußte schon darauf Rücksicht genommen werden, daß die Brücke bei voller Aufrechterhaltung des Straßenverkehrs montiert werden muß. Die Nivelette der Eisenbahn konnte nicht mehr gehoben werden und die Straße war bereits um das größtmögliche Maß abgesenkt worden. Es konnte nicht einmal die sonst übliche lichte Durchfahrts Höhe von 4,50 m erreicht werden, wir mußten uns mit 4,35 m begnügen. Der Grundriß mußte sich organisch der Linienführung der zu überbrückenden Verkehrswege anpassen. Nur ein Widerlager konnte gerade ausgebildet werden, das andere Widerlager und die Zwischenstützenreihen folgen der Krümmung der Straßenbahngeleise und der Fahrbahn. Es war naheliegend bei diesem Grundriß auch Lösungen in Stahlbeton oder Spannbeton zu suchen. Diese Bauweisen hatten aber erhebliche Schwierigkeiten dadurch, daß die erforderlichen schweren Rüstungen, bei Aufrechterhaltung des Straßenverkehrs und Wahrung gewisser Lichträume hierfür, nicht untergebracht werden konnten.

Den Entwurf in Stahl, der schließlich ausgeschrieben und auch durchgeführt wurde, zeigen Bild 8 und 9. Die Brücke ist in insgesamt 7 Einzeltragwerke aufgelöst, und zwar 4 Gleisstragwerke und 3 Bahnsteigtragwerke. Die Gleisstragwerke sind ein zweistegiger, geschlossener Kasten, der 1 Gleis trägt, zwei dreistegige Hohlkästen, die je 2 Gleise tragen und ein 8stegiger, torsionssteifer Trägerrost, der 4 Gleise trägt. Die 3 Bahnsteigtragwerke sind zweistegige Blechträgerbrücken, die unten geschlossen sind. Alle Tragwerke sind Durchlaufträger über 3 Öffnungen, die Stützweitenverhältnisse schwanken zwischen den Grenzen 1:1.5:1 und 1:1.2:1. Größte Einzelstützweite ist 26,7 m, größte Gesamtlänge 71,16 m.

Die Berechnung der Einzelkästen bot keine Schwierigkeiten. Die Auflagerdruckdifferenzen aus



Bild 7: Bauphase des neuen Nordbahnhofes über dem Praterstern in Wien

Fig. 7: Construction stage of the new link bridge via Praterstern

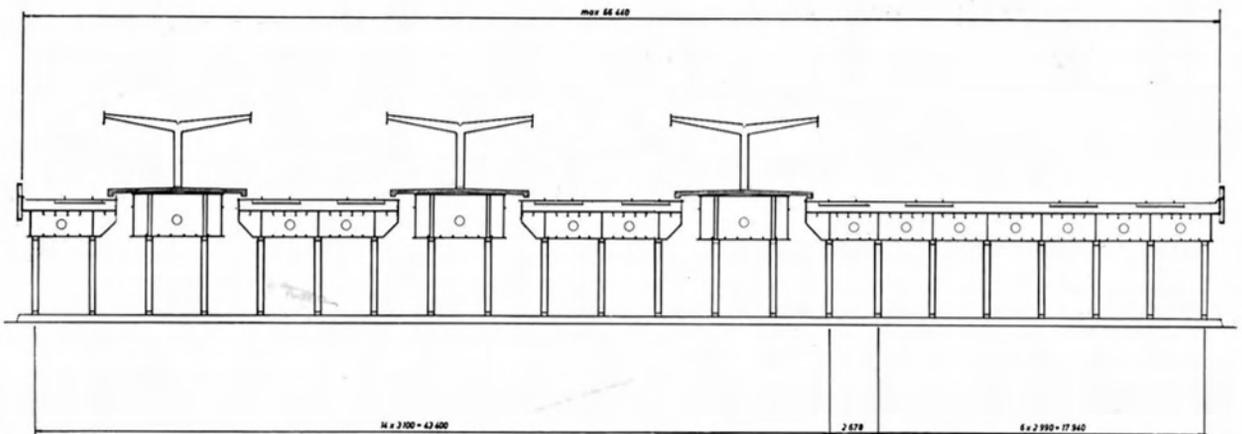
der Schiefe wurden rechnerisch genau erfaßt, sie bringen für das Tragwerk keine nennenswerte Entlastung. Das große Gleistragwerk, das aus 7 rostartig verbundenen Kästen besteht, wurde als torsionssteifer Trägerrost behandelt. Alle 4 m sind volle Querscheiben vorgesehen, mit einem Mannloch in jedem Kasten, dazwischen ist die obere ausgesteifte Platte auf durchlaufende Querträger abgestützt. Die Kästen sind alle schließbar, sie sind soweit abgeschlossen, daß im Inneren, außer einem Grundanstrich keine besonderen Rostschutzmaßnahmen durchgeführt werden mußten. Für die gesamte Konstruktion wurde Baustahl

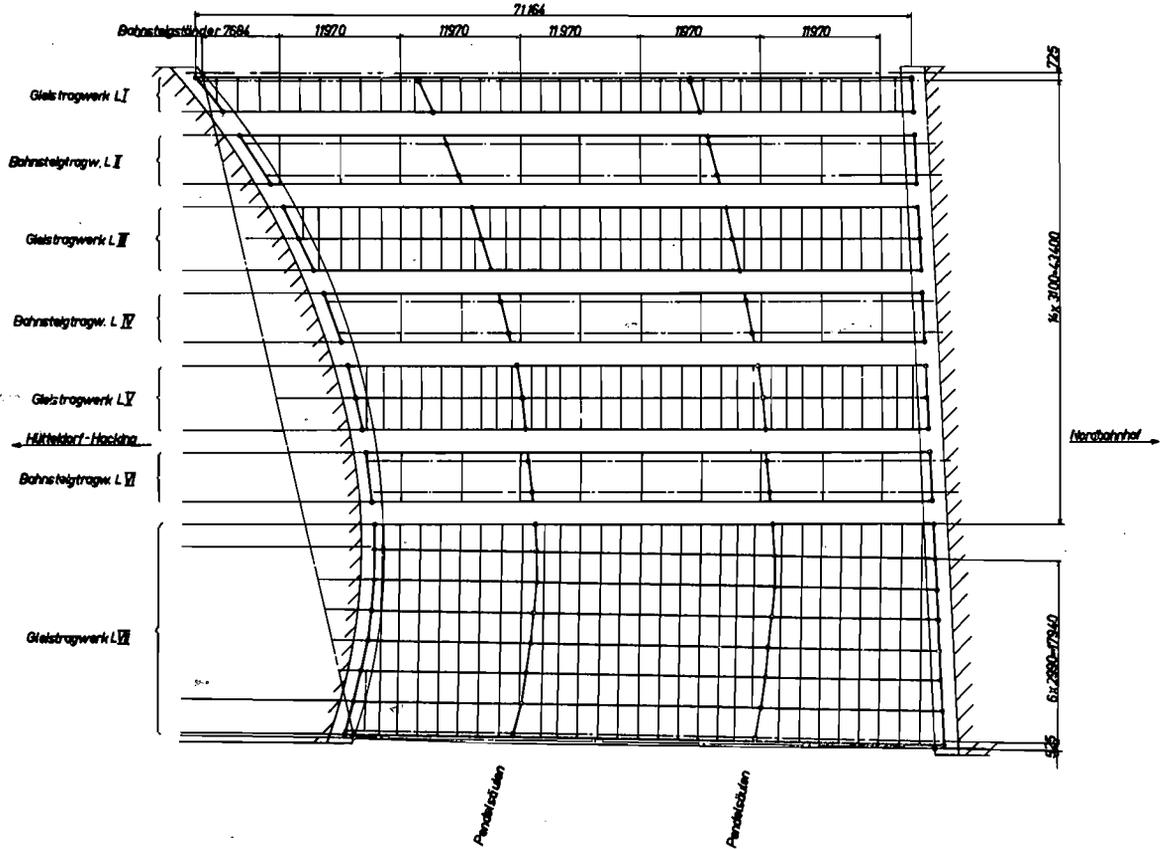
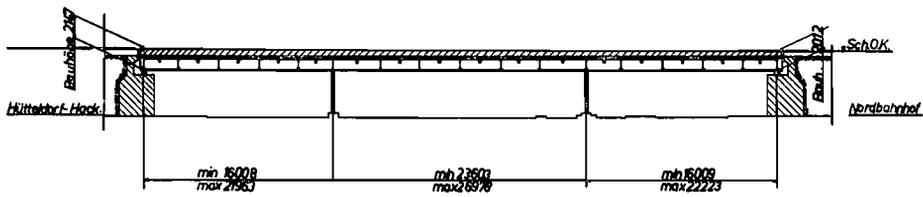
St 44 T verwendet, alle Baustellenverbindungen sind vernietet. Die Pendelstützen sind nahtlose Rohre der Qualität St 52.

Im Bild 10 ist ein Gleistragwerk und ein Bahnsteigtragwerk im Querschnitt dargestellt. Man erkennt die Anordnung der Hauptträger, der oberen und unteren ausgesteiften Platten, sowie der durchlaufenden Querträger. Zwei Meter vor und hinter dem dargestellten Querschnitt sind durchgehende, volle Querscheiben angeordnet. Die obere Platte trägt auf einer Ausgleichsbeton-schichte die Abdichtung, bestehend aus 3 geklebten, bitumisierten Glasgewebeklebebahnen. Darauf

Bild 8: Lasallestraßenbrücke Praterstern

Fig. 8: Link Bridge via Praterstern, cross section





Oben Bild 9: Lasallestraßenbrücke Praterstern, Längsschnitt und Draufsicht

Fig. 9: Link Bridge via Praterstern longitudinal section and plan view

Unten Bild 10a: Lasallestraßenbrücke Praterstern, Querschnitt Bahnsteigtragwerk

Fig. 10a: Link Bridge via Praterstern, cross section of platform supporting structure

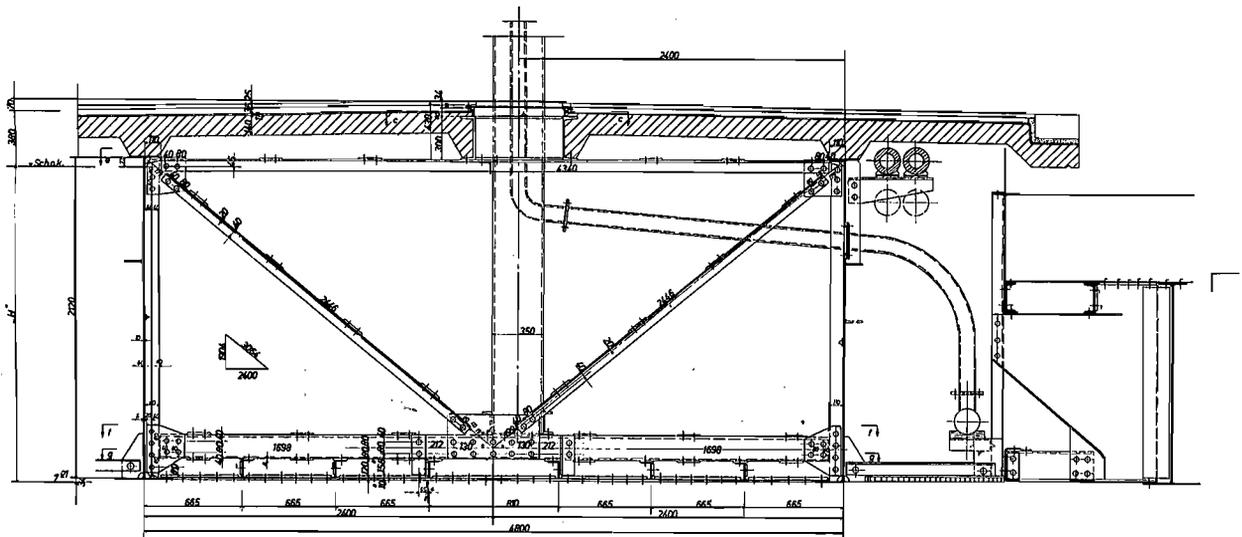


Bild 10b: Lasallestraßenbrücke Praterstern, Querschnitt Gleisragwerk

Fig. 10b: Cross section of track supporting structure

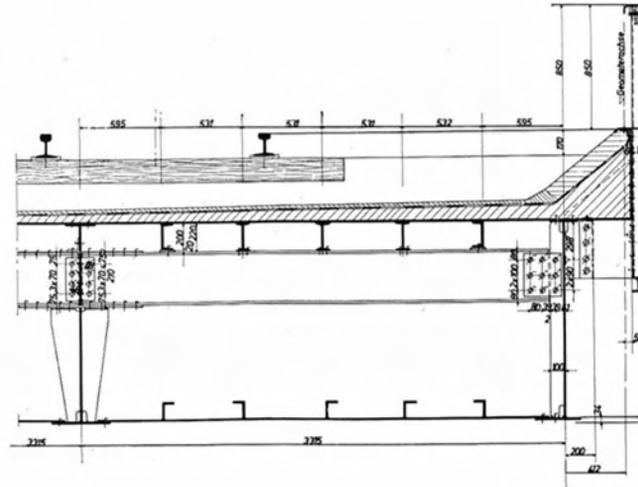
folgen 4 cm Schutzbeton. Das Schotterbett läuft durch, eine Anordnung, die speziell in Bahnhöfen notwendig ist, um bei späteren Änderungen des Gleisplanes, Anordnungen von neuen Kreuzungen usw. nicht behindert zu sein.

Für die Bahnsteigtragwerke stand natürlich wesentlich mehr Höhe zur Verfügung, es konnte eine Trägerhöhe von 2,14 m ausgeführt werden, die bei der an sich geringen Belastung der Bahnsteige vollkommen ausreichend war. Alle 6 m sind Querrahmen angeordnet, nur an den Stützenorten sind volle Scheiben vorgesehen. Die Stahlbetonplatte liegt auf den Querträgergurten auf, es ist mit keiner Verbundwirkung gerechnet. In dem dargestellten Querschnitt ist auch die Einspannung einer Stütze des Bahnsteigdaches zu sehen. Diese Bahnsteigdachstützen sind alle 14 m vorhanden.

Zwischen den Bahnsteigtragwerken und den Gleisragwerken, im Bild 10a rechts zu erkennen, entsteht zwangsläufig ein ungefähr 2,20 m hoher und 1,00 m breiter Raum, der unten durch Gitterroste begehbar abgeschlossen wurde. Diese Räume, die von unten durch die Gitterroste Licht erhalten, erleichtern die Revision der Tragwerke. Sie nehmen ferner diverse Versorgungsleitungen wie Kabel, Heizleitungen usw. und schließlich auch die Rohre für die Entwässerung der Gleisflächen und Bahnsteigdächer auf.

Die Projektierung der Entwässerung der Gleisragwerke bot beträchtliche Schwierigkeiten, weil zufolge der gedrückten Höhen nicht das für die Wasserableitung notwendige Quer- und Längsgefälle im Unterlagsbeton hergestellt werden konnte. Außerdem waren wir bestrebt, die Ableitung des Wassers soweit wie möglich aus dem geschlossenen Hohlkasten herauszuhalten, da dort jede Vereisung, Verschmutzung oder jeder Schaden im Ableitungssystem nur sehr schwer, oder fast gar nicht, von außen zu erkennen ist und im Inneren des Kastens unkontrollierte Zustände entstehen können. Wir haben daher die Längsentwässerung einem Rohrsystem zugewiesen, das in den vorerwähnten Räumen zwischen den Gleis- und Bahnsteigtragwerken untergebracht ist und in das in kürzeren Abständen die vollkommen geschlossenen Querleitungen aus den Gleisragwerken und die Abfallrohre der Bahnsteigdächer einmünden. Offene Rinnen wurden nirgends verwendet. Durch den unteren Abschluß mit Gitterrosten kann jeder Rohrschaden sofort bemerkt werden.

Die Montage der Tragwerke erfolgte von der Straße aus mit Hilfe eines Autokranes, der die Tragwerksteile von einem Lager übernahm und

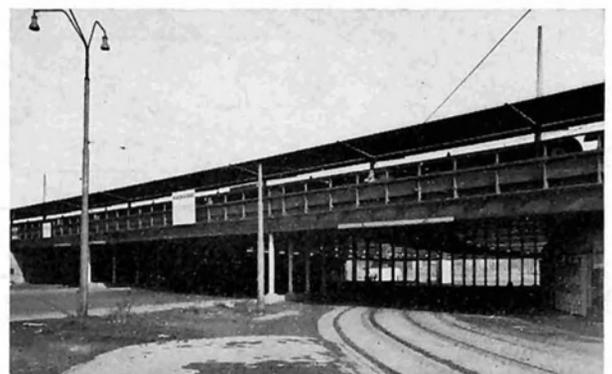


an Ort und Stelle versetzte. In der Mitte jeder Öffnung war noch jeweils ein Hilfsbock vorgesehen. Das Gesamtgewicht der Tragwerke beträgt 1347 Tonnen, mit Lagern, Pendelstützen und Gitterrosten 1410 Tonnen. Die Gleisragwerke wiegen auf die Grundrißfläche bezogen 415 kg/m².

Anläßlich einer Linienverbesserung der zweigleisigen Hauptstrecke Salzburg—Wörgl, zwischen den Bahnhöfen Fieberbrunn und St. Johann i. Tirol, mußte über die Pillersee-Ache eine zweigleisige Eisenbahnbrücke gebaut werden. Das Bauwerk über diesen an sich nicht bedeutenden Fluß, gewinnt durch den außerordentlich kleinen Kreuzungswinkel von weniger als 22° an Interesse. Bei einer schiefen Stützweite von 50 m stand eine Bauhöhe von 2,65 m zur Verfügung. Eine Brücke mit unten liegender, offener Fahrbahn kam nicht in Frage, weil bei den stark schiefen Brücken die Ausbildung der Endquerrahmen und die Lagerung der Fahrbahnträger an den Brückenenden schwierig werden und der offene Fahrbahnübergang nicht zufriedenstellend hergestellt werden kann. Ein Geradstellen des Tragwerkes vergrößert die Stützweite derart, daß diese Möglichkeit aus wirtschaftlichen Überlegun-

Bild 11: Fertiggestellte Eisenbahnbrücke über die Lasallestraße am Praterstern

Fig. 11: Railroad Bridge Overpass, Lasalle Street, Praterstern



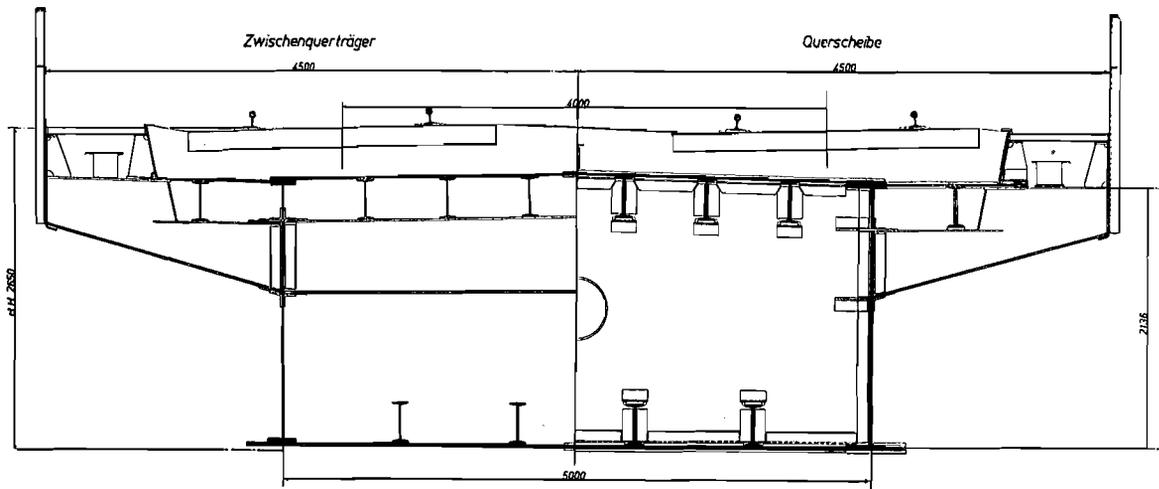


Bild 12: Pillensee-Achebrücke

Fig. 12: Pillensee Ache-Bridge

gen ausscheiden muß. Wir entschlossen uns zu einer geschlossenen Fahrbahn mit durchgehendem Schotterbett und es lag nahe, einen torsionssteifen Kasten, bei dem die Brückenschiefe auch statisch vorteilhaft ausgenützt werden kann, auszuführen.

Es wurde schließlich die im Bild 12 dargestellte Ausbildung eines 5,00 m breiten, zweistegigen Hohlkastens mit beiderseitigen Konsolen gewählt. Die sonst bei so stark schiefen Brücken in den spitzen Ecken auftretenden negativen Auflagerdrücke wurden durch entsprechendes Anheben dieser Ecken vermieden. Eine Verankerung hätte zwar eine weitere, geringfügige Reduktion der Feldmomente ergeben, doch wäre dabei die Beanspruchung des Fundamentes weitaus ungünstiger geworden, ohne daß dadurch eine weitere wesentliche Gewichtersparnis erzielt worden wäre. Die maximalen Momente des Tragwerks entsprechen einem Einfeldbalken von nur 38 m

Stützweite. Der Hohlkasten ist durch 4 volle Scheiben im Abstand von 12,50 m ausgesteift, dazwischen liegen alle 2,50 m Querträger, die die obere Fahrbahnplatte abstützen. An den Querträger- und Scheibenorten sind auch die Konsolen vorgesehen. Die Trägerhöhe ist $\frac{1}{19}$ der Stützweite, die Brücke wirkt in der Ansicht sehr schlank. Im schiefen Teil wurde der Kasten aus konstruktiven Gründen nicht geschlossen, er wirkt dort als U-förmiges Falzwerk. Die axonometrische Darstellung, die das Tragsystem verdeutlicht, zeigt Bild 13.

Die Stegblechstärken und Gurtstärken ändern sich nur wenig, das Material ist in allen Punkten der Konstruktion sehr gleichmäßig ausgenützt. Die Brücke ist aus St 44 T, sie wiegt 320 Tonnen. Dazu kommen noch 22 Tonnen St 37 für die Kabelkasten, die Dilatationen und Saumträger usw. Die Lager sind aus Stahlguß. In einer stumpfen Ecke ist ein festes Lager vorgesehen, die

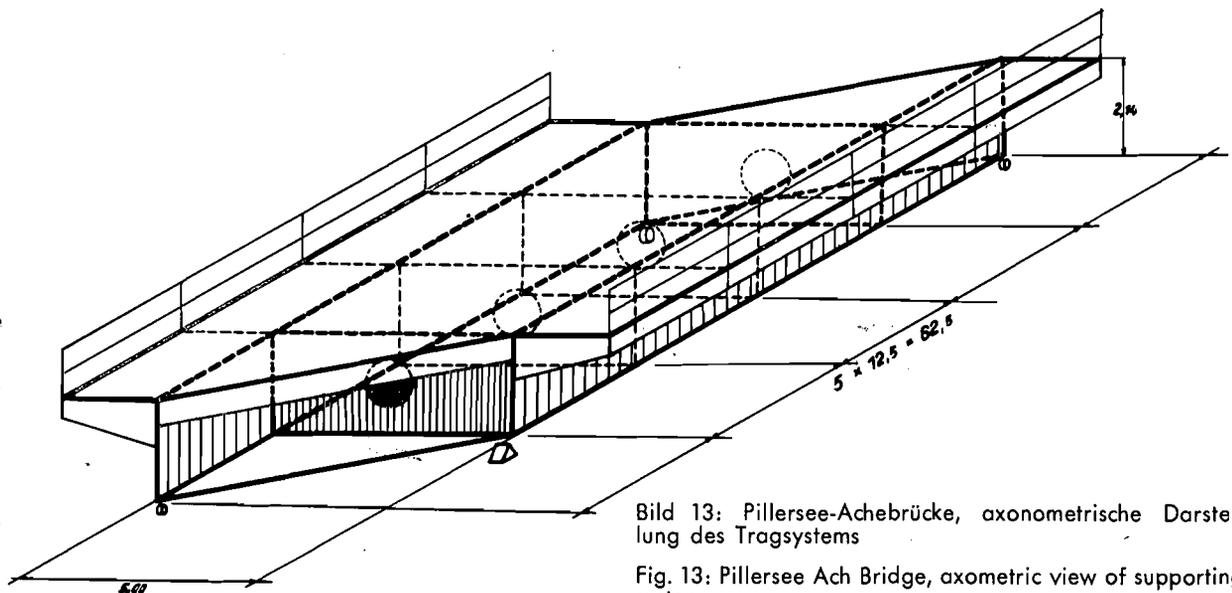


Bild 13: Pillensee-Achebrücke, axonometrische Darstellung des Tragsystems

Fig. 13: Pillensee Ach Bridge, axometric view of supporting system

übrigen 3 Lager sind beweglich. Die Lager sind alle als Punktkipplager ausgebildet, da die Querneigung größer werden kann als die Längsneigung. Die Lager in den stumpfen Ecken, die natürlich wesentlich größere Drücke aufzunehmen haben, wirken im Vergleich zur Brückenlänge verhältnismäßig schwer; Bild 14, das die Brücke in fertigem Zustand zeigt, läßt dies auch erkennen.

Der Einzelentwurf, die Lieferung und Montage der Brücke waren der Firma Waagner-Biro AG, Wien, übertragen worden. Das Tragwerk wurde zur Übernahme im Werk komplett zusammengebaut, dann zerlegt auf die Baustelle gebracht und auf Gerüst montiert.

Nachstehend einiges über die Nordbahn-Donaubrücke. Ich zeige Ihnen diese Brücke deshalb, weil sie, mit ihrem fast 5000 Tonnen Stahlgewicht, der größte Brückenschlag der Österreichischen Bundesbahnen seit Kriegsende ist. Weiters ist sie die erste große Brücke, die nach unseren neuen Normen für Eisenbahnbrücken entworfen wurde und bei der wesentlich an Gewicht gespart werden konnte. Der erste Entwurf wurde bereits im Jahre 1949 aufgestellt, dann aber nach Herausgabe der neuen Normen im Jahre 1953 vollkommen umgearbeitet, mit dem Erfolg, daß 400 Tonnen Baustahl, das sind 8% des Gesamtgewichtes, eingespart werden konnten.

Der Brückenzug zerfällt in 3 Teile, und zwar: Die Kai-Brücke, die eigentliche Strombrücke, die auf Bild 15 zu sehen ist und die Brücken über das Flutgebiet. Die ganze Brücke ist fast 900 m lang.

Die Strombrücke übersetzt mit 4 zweigleisigen Tragwerken von je 82,50 m Stützweite die Donau. Die Hauptträger sind Halbparabelträger mit fallenden und steigenden Streben und mit Pfosten. Feldweite ist 8,25 m, größte Hauptträgerhöhe 13,00 m. An einem Hauptträger sind kräftige Konsolen angeordnet, die einen Gehweg von 3 m Breite für den öffentlichen Verkehr tragen. Wir sind wegen der Halbparabelträger wiederholt angegriffen worden, weil sie unmodern und ästhetisch unbefriedigend sein sollen. Das mag richtig sein, aber sie waren mit großem Abstand billiger als die ästhetisch befriedigenderen Varianten mit parallelen Gurtungen und das mußte letzten Endes für die Wahl ausschlaggebend sein. Konstruktiv bietet die Brücke nichts Neues. Die Gurtungen sind noch in alter Art genietet, die Füllstäbe sind geschweißt, die Stöße und Anschlüsse genietet. Material der Hauptträger ist St 52 T und St 55 S, die Fahrbahnträger sind aus St 44 S. Die Strombrücke hat ein Gewicht von 6,2 Tonnen/lfm, das ist für eine zweigleisige Eisenbahnbrücke von 82,5 m Stützweite bestimmt nicht viel.

Das Flutgebiet wird mit 7 Durchlaufträgern über je 2 Öffnungen von 30 m Stützweite überbrückt. Die Kai-Brücke überbrückt mit 5 Öffnungen von 17,10 m die Verkehrsanlagen des Handelskais. Für den ganzen Brückenzug, ohne Lager, wurden 4955 Tonnen Baustahl gebraucht. Die Montage der Brücke



Bild 14: Pillersee-Achebrücke bei St. Johann in Tirol
Fig. 14: Pillersee Ache-Bridge, St. Johann Tirol

erfolgte teils auf Gerüst, teils im freien Vorbau. Entwurf, Anarbeitung und Montage des ganzen Brückenzuges waren aufgeteilt auf die Firmen: Vereinigte Österreichische Eisen- und Stahlwerke AG, Linz, Waagner-Biro AG, Wien und Wiener Brückenbau- und Eisenkonstruktions AG, Wien.

Zum Abschluß bringe ich nun eine Brücke, die eben montiert wird, die Draubrücke im Zuge der im Bau befindlichen Jauntalbahn, im östlichsten Teil des Bundeslandes Kärnten. Nach dem ersten Weltkrieg wurden Gebiete von Kärnten abgetrennt, darunter auch das Drautal ab der Einmündung des Lavanttales, mit dem Eisenbahnknotenpunkt Unterdrauburg. Dadurch war die Eisenbahnverbindung von zwei wichtigen Wirtschaftsgebieten und die Verbindung des Lavanttales zur Landeshauptstadt Klagenfurt unterbrochen. Diese Unterbrechung war für die wirtschaftliche Entwicklung der betroffenen Gebiete naturgemäß sehr hemmend und es war der jahrzehntelange Wunsch der Bevölkerung, sowie der maßgeblichen Stellen, diesem Übelstand durch die Schaffung einer Eisen-

Bild 15: Nordbahnbrücke Wien
Fig. 15: North Railroad Line Bridge, Vienna



bahnverbindung vom Lavanttal zum Kärntner Drautal, die nur auf österreichischem Gebiet verläuft, abzuhefen. Dieser Wunsch konnte nun endlich verwirklicht werden.

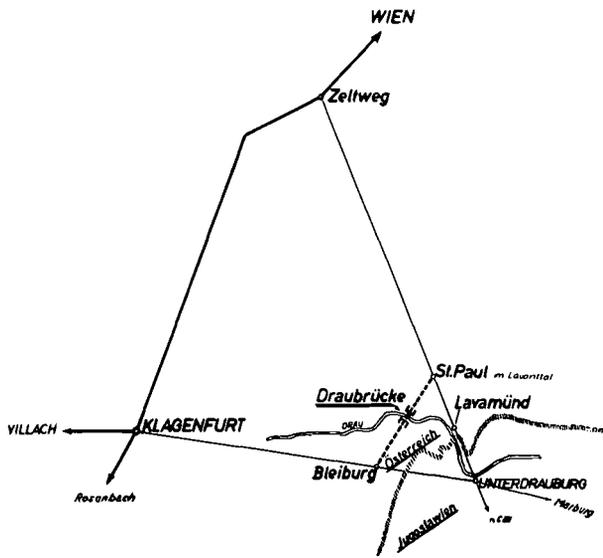


Bild 16: Jauntalbah-Draubücke, Lageplan
 Fig. 16: Drau Bridge of Jauntal line, situation plan

Nach gründlichen Trassenstudien entschied man sich für eine Verbindung der Orte St. Paul im Lavanttal mit Bleiburg an der alten Südbahnlinie Marburg—Franzensfeste gelegen (Bild 16). Diese neue Bahn ist fast 20 km lang. Die Trassierung konnte eine Kreuzung mit dem Draufloß nicht vermeiden und die an dieser Stelle notwendige

Brücke, die Draubücke oder Jauntalbrücke genannt, weil das Drautal in diesem Teil auch Jauntal heißt, möchte ich nun zeigen.

Die Drau hat sich in diesem Bereich in die diluvialen Schotterablagerungen des Draugletschers, die eine Mächtigkeit von fast 100 m erreichen, bis auf das Grundgebirge eingegraben. Durch den 4 km unterhalb des Brückenortes vor 20 Jahren erfolgten Bau des Kraftwerkes Schwabegg wurde dann der Flußspiegel wieder um 16 m gehoben, so daß er heute rund 80 m unter dem umliegenden Gelände liegt. Die alte Drausohle ist mit rezenten Fein- und Feinstsandablagerungen des Staubeckens im Durchschnitt 14 m hoch bedeckt. Nach einem sehr umfangreichen und eingehendem Variantenstudium wurde die in Bild 17 dargestellte Anordnung der Pfeiler und Widerlager der Ausschreibung zugrundegelegt.

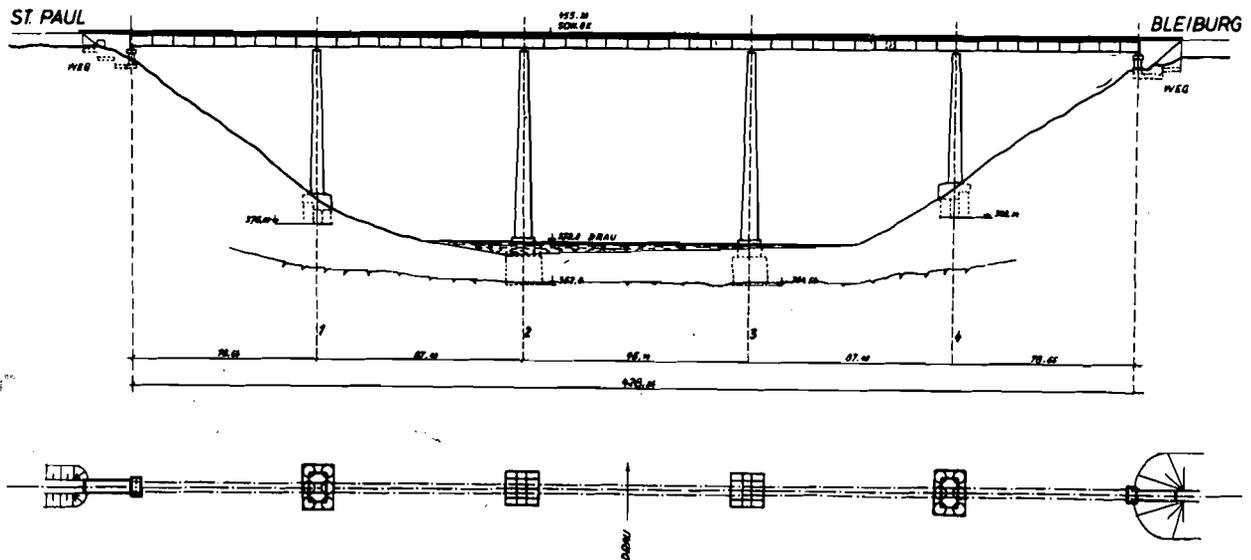
In der Ausschreibung des Stahltragwerks sah der Amtsentwurf einen parallelgurtigen Fachwerkträger mit versenkter Fahrbahn vor, doch erwies sich der von der Firma Waagner-Biro AG, Wien, vorgeschlagene Blechträger mit schrägestellten Wänden als wesentlich wirtschaftlicher, weil er eine direkte Auflagerung der Brückenhölzer auf die Haupttragwände erlaubte und so die ganze Fahrbahnkonstruktion entfallen konnte. Bevor ich auf die Stahlkonstruktion näher eingehe, möchte ich nur noch das wesentlichste über die Fundierung und den Bau der Pfeiler sagen.

Die beiden Flußpfeiler sind auf dem Grundgebirge, 16 m unter dem mittleren Wasserspiegel gegründet. Es wurde eine Druckluftgründung ausgeführt, die Caissons waren 15 x 15 m groß, sie sind bis 17 m abgesenkt worden.

Die Hangpfeiler stehen in den diluvialen Schottern, die stellenweise zwar verfestigt, oft aber auch sehr beweglich waren. Wir wählten eine

Bild 17: Jauntalbah-Draubücke, Genereller Entwurf

Fig. 17: Drau Bridge of Jauntal line, tender particulars



offene Brunnengründung, so daß jede Erschütterung des Hanges vermieden wurde. Unter jedem Hangpfeiler sind 6 Brunnen von je 4,50 m Durchmesser angeordnet. Die Fundierungstiefe ist so gewählt, daß gegen die Möglichkeit des Auftretens von Gleitflächen eine rechnerische Sicherheit von 1,4 vorhanden ist. Die Pfeiler selbst sind hohl, der Breitseite nach durch 2 lotrechte Wände und der Höhe nach alle 12 m durch Querscheiben ausgesteift. Die Wandstärken bewegen sich zwischen 60 und 40 cm. Im Bild 18 ist ein Hangpfeiler und ein Flußpfeiler zu sehen, im Bild 19 ist die Gesamtanordnung gut zu erkennen.

Die Gesamtlänge, die zu überbrücken war, beträgt 430 m. Diese ist in 5 Öffnungen unterteilt von rund $78 + 87 + 96 + 87 + 78$ m. Die Brücke liegt in der Horizontalen (Bild 20).

Als Tragwerk wurde ein über 5 Öffnungen durchlaufender Hohlkasten gewählt, mit einer Höhe von 5,00 m, das ist $\frac{1}{19}$ der größten Stützweite. Der Durchlaufträger hat auf den beiden hohen Flußpfeilern feste Lager, alle anderen Lager sind beweglich. Diese Anordnung mußte getroffen werden, weil die Wirkung der Bremskraft auf nur einen Pfeiler, zu hohe Bodenpressungen ergeben hätte. Die bei dieser Anordnung auftretende, aus der Temperaturänderung herrührende Wechselwirkung zwischen Tragwerk und Pfeiler ist gering. Der Querschnitt des Kastens ist trapezförmig (Bild 21), er ist unten 4,50 m und oben 2,00 m breit. Die untere Breite von 4,50 m ergibt sich aus der notwendigen Umsturz-sicherheit, die obere Breite von 2,00 m gestattet noch die direkte Auflagerung von Brückenhölzern der Abmessung 24/26 cm. Unterstrom sind in Höhe des Untergurtes Konsolen vorgesehen, die einen 1,5 m breiten Gehweg für den öffentlichen Verkehr tragen.

Der Hohlkasten ist an beiden Enden offen, er ist für die Brückenrevisionen auf der Bodenplatte und auf einem in halber Höhe liegenden Revisionssteg begehbar. Die Stehbleche sind horizontal überlappt gestoßen, die oberen und unteren Gurtplatten sind mit Schweißnähten angeschlossen. Die Stehblechstärken sind im oberen und unteren Teil verschieden, sie schwanken je nach Beanspruchung oben zwischen 12 und 18 mm, unten zwischen 14 und 20 mm. Die Gurtplatten haben oben das Profil 300.20 und unten 550.20, an der unteren Gurtplatte ist für die Montage der Brücke eine Lancierschiene angeschweißt. Die Materialverteilung ist bei dieser Brücke wesentlich durch die Montage bestimmt, ich komme später noch darauf zurück. Die obere Platte, die wegen der Entwässerung in der Mittellinie leicht geknickt ist, ist mit den Gurtplatten vernietet, ihre Mindeststärke ist 14 mm, an den Stützen ist sie 30 mm stark. Beide Platten sind im Querschnitt voll wirksam mitgerechnet. Die untere Platte liegt an der Unterseite der unteren Gurtplatten an und ist mit diesen ebenfalls vernietet. Ich erwähne bei dieser Gelegenheit, daß wir bei dieser Brücke aus ganz bestimmten Gründen, auf die



Bild 18: Jauntalbahndraubrücke, Hangpfeiler und Flußpfeiler.

Fig. 18: Jauntal Railroad Bridge spanning the Drau River, River pier and riverbank pier

Bild 19: Jauntalbahndraubrücke, Gesamtanordnung der Pfeiler

Fig. 19: Jauntal Railroad Bridge spanning the Drau River, Total arrangement of piers



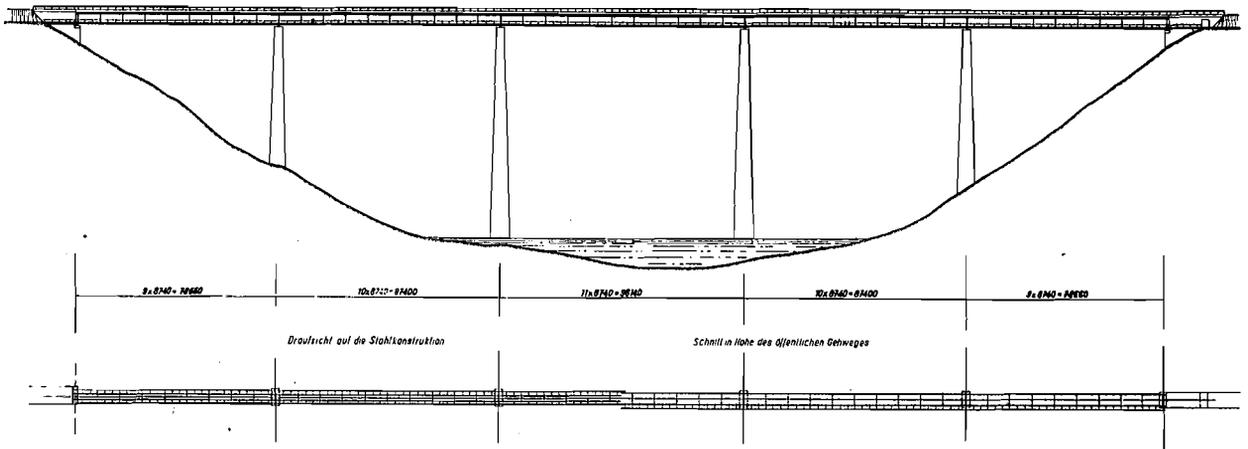


Bild 20: Jauntalbahn-Draubücke, Ansicht und Draufsicht

Fig. 20: Drau Bridge Jauntal line, view and plan view

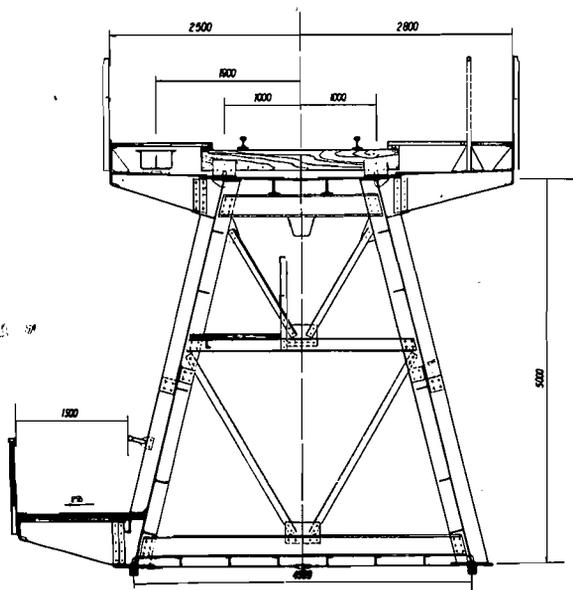


Bild 21: Jauntalbahn-Draubücke, Kastenquerschnitt

Fig. 21: Drau Bridge Jauntal line, cross section of box type girder

ich hier nicht näher eingehen will, alle Baustellenverbindungen genietet haben, ansonsten hätten wir sicher hochfeste, vorgespannte Schrauben verwendet. Alle Werkstattverbindungen sind geschweißt. Die untere Platte hat einen durchgehenden Nietstoß in der Brückenachse, ihre Stärke schwankt zwischen 12 und 16 mm.

Im Hohlquerschnitt ist alle 8,74 m zur Formhaltung ein fachwerkartiger Torsionsverband vorgesehen, an diesen Orten ist das Hauptträgerstehblech innen und außen durch Flachbleche ausgesteift. Zwischen diesen Querrahmen sind am Stehblech noch in den Drittelpunkten Innensteifen an-

geordnet. Weiters hat das Stehblech innen noch 5 horizontal liegende durchlaufende Streifen. An den Widerlagern und Pfeilern sind zur Ableitung der horizontalen Kräfte, kräftige geschlossene Rahmen angeordnet. An den Orten der Innensteifen sind Querriegel vorgesehen, die den Revisionssteg tragen. Die obere Platte ist in Brückenachse mit 2 halben I-Profilen, die untere Platte mit 6 Winkel ausgesteift. Die Brückentafel wird zur Mitte entwässert. Die Längsrinne hat in jeder Öffnung 3 Abfallrohre, die durch die untere Platte durchstoßen und ins Freie münden. Für den Transport an die Baustelle ist die Brücke in Schüsse von rund 17,50 m Länge geteilt.

Für den Kastenträger wurde teils St 52 T und teils St 44 T verwendet, je nachdem welche Qualität im Hinblick auf die Beanspruchung jeweils erforderlich war. Im Bild 22 ist die Verteilung der Stahlqualitäten dargestellt, ferner sind die Materialstärken eingetragen.

In den hochbeanspruchten Querschnitten an den Stützen ist St 52 T eingebaut, auch sind dort, speziell in der oberen Platte, die größten Blechstärken. In Feldmitte ist ebenfalls hochwertiger Stahl vorgesehen. Dies ist vor allem durch den Montagevorgang bedingt. Das Tragwerk wird je zur Hälfte an beiden Ufern zusammengebaut und dann zur Mitte vorgeschoben. Dadurch treten in den Querschnitten der Feldmitte die größten Kragmomente auf, die wesentlich größer sind als die Maximalmomente aus den Haupt- und Zusatzlasten. Für die Montage wurde eine Beanspruchung von 90 % der Proportionalitätsgrenze zugelassen.

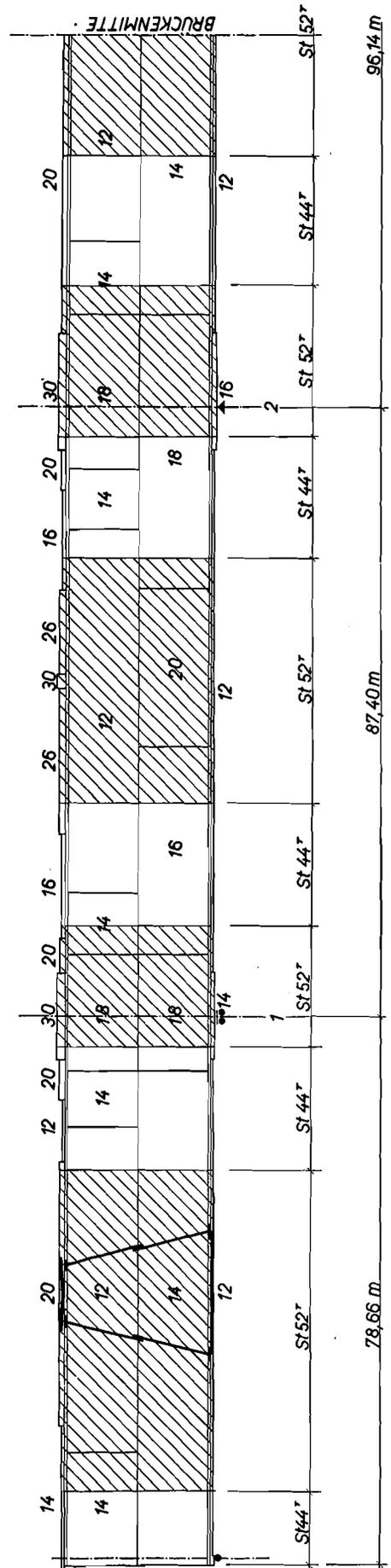
Die Lager der Brücke sind geschweißt aus dem Sonderstahl der VOEST, Alfort 52, vergütet. Auf jedem Widerlager ist ein Einrollenlager, auf jedem Hangpfeiler ein Zweirollenlager und auf den beiden Flußpfeilern je ein festes Lager angeordnet. Bei den festen Lagern sind die Lagerunterteile aus Blechen dachförmig zusammengebaut und durch seitliche Schotte abgeschlossen (Bilder 23, 24, 25).

Bild 22: Jauntalbahndraubrücke, Stahlqualitäten und Materialstärken

Fig. 22: Drau Bridge Jauntal line, steel qualities and thickness of material

An beiden Brückenenden sind im Gleis Schienenauszugsrichtungen notwendig, die die Dilatation zwischen Brücke und festem Land im Gleis überbrücken. Diese Schienenauszugsrichtungen erlauben eine Bewegung in Brückenachse, bis zu 200 mm. Nun wäre aber im ungünstigsten Fall die Bewegung am Brückenende aus Temperatur und Bremskraft 240 mm, also größer als sie unsere Schienenauszugsrichtungen zulassen. Hierbei ist mit einem Temperaturspiel von $\pm 35^\circ$ und einer Bremskraft von 370 Tonnen gerechnet. Aus diesem Grunde haben wir eine besondere Bremsverankerung vorgesehen, die zwar das Temperaturspiel des Tragwerkes frei erlaubt, die Bremskräfte aber direkt in die beiden Landwiderlager, unter Schonung der beiden hohen Flußpfeiler, ableitet. Dadurch entfällt in der Dilatation an den Brückenenden der von der Bremskraft herrührende, sehr wesentliche Anteil aus der elastischen Verformung der hohen Pfeiler.

Diese, von Herrn Dr. techn. Cichocki der Wagner-Biro AG., Graz, vorgeschlagene Bremsverankerung zeigt im Schema das Bild 26. In jedem Widerlager ist, fest verbunden mit diesem, ein Zylinder angeordnet, in dem sich ein Kolben, der durch eine Kolbenstange mit dem Tragwerk gelenkig verbunden ist, frei bewegen kann. Die Räume vor und hinter dem Kolben an dem einen Brückenende sind nun, wie das Bild zeigt, mit den entsprechenden Räumen des Zylinders am anderen Brückenende durch Rohrleitungen verbunden. Der ganze Apparat ist mit Hydrauliköl mit einem Stockpunkt unter minus 40 Grad gefüllt. Die Wirkungsweise geht aus dieser Schemazeichnung hervor. Im Falle einer Temperaturänderung, die sich ja bei der genau symmetrischen Anordnung des Tragwerkes und der festen Lager nach beiden Seiten gleichmäßig und gegensinnig auswirken muß, wird das Öl in der einen Leitung nach links und dieselbe Menge Öl in der anderen Leitung nach rechts transportiert. Es wird also keinerlei Rückwirkung auf das Tragwerk ausgeübt. Anders im Falle einer auf die ganze Tragwerkslänge einwirkenden Kraft, wie sie die Bremskraft ist, die also eine gleichsinnige Bewegung der Kolben hervorrufen möchte. Dann kann keine Kolbenbewegung auftreten, weil die kommunizierenden Zylinderräume jeweils beide unter Druck stehen. Somit wird über das System Tragwerk, Kolben, Flüssigkeit, Zylinder, Widerlager, an jedem Brückenende die halbe Bremskraft in die Widerlager abgeleitet und die Pfeiler sind von der Bremskraft entlastet. Das wäre die an sich einfache Wirkungsweise dieser Bremsverankerung. In Wirklichkeit liegen die Verhältnisse etwas



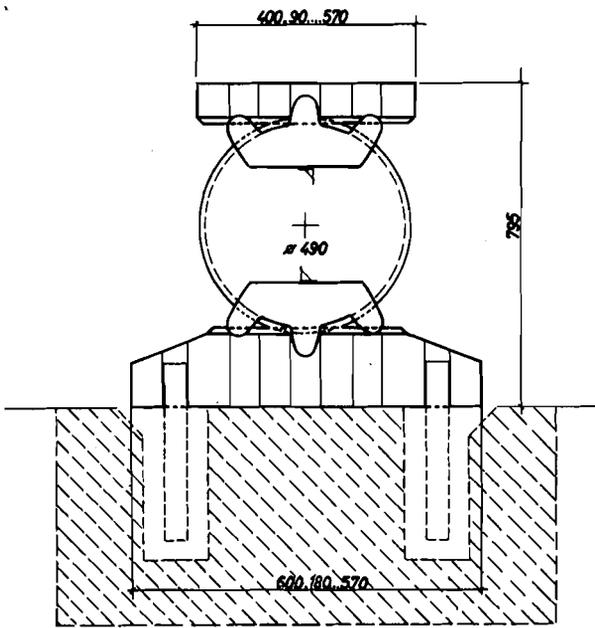


Bild 23 links oben: Einrollenlager der Widerlager
 Fig. 23 upper left: Double roller bearings. Abutment

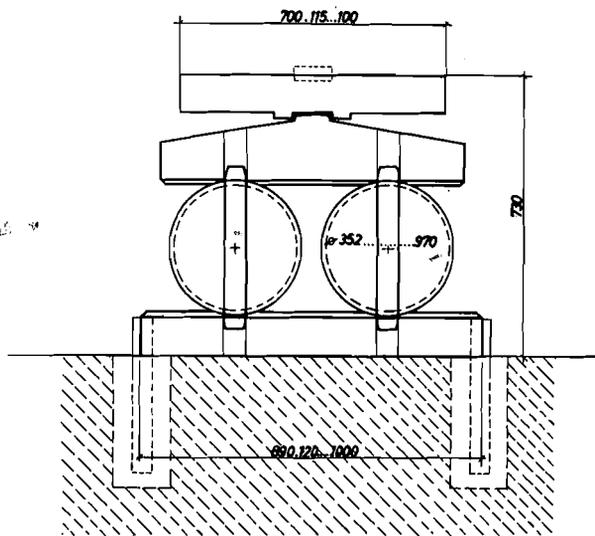


Bild 24 Mitte: Zweirollenlager der Hangpfeiler
 Fig. 24 left centre: Double roller bearings of bank piers

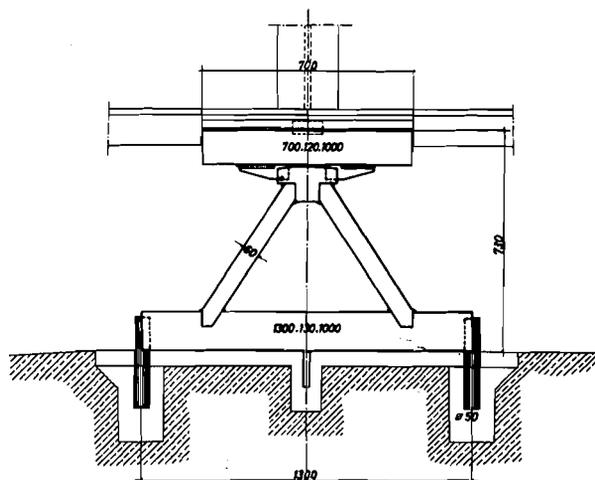


Bild 25 links unten: Festes Lager auf den Flußpfeilern
 Fig. 25 lower left: Stationary bearing on the river piers

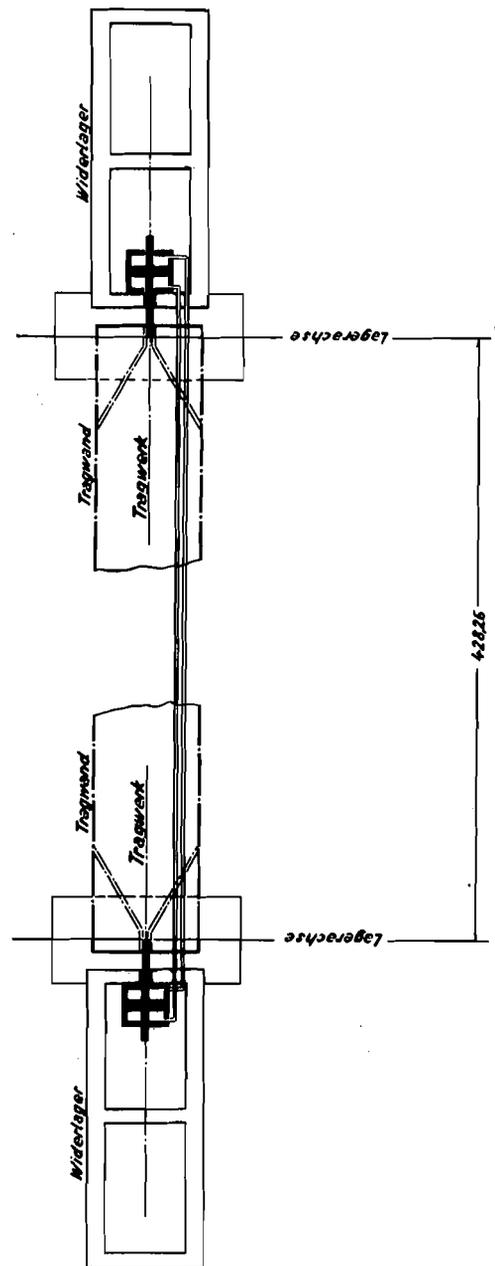


Bild 26: Schema der Bremsverankerung
 Fig. 26: Schematic diagram of brake anchoring

Bilder 27 und 28 oben und Mitte: Jauntalbahndraubrücke, Montage

Fig. 27 and 28 top and centre: Jauntal Railroad Bridge erection stage

komplizierter, es treten im ungünstigsten Fall im System Drücke von über 1000 atü auf. Diese zu beherrschen ist aber nicht Sache des Stahlbauers sondern Aufgabe des Maschinenbaues. Die geschilderte Anordnung ist, so lange sie klaglos funktioniert, zweifellos geeignet, zu große Dilatationen an den Brückenenden zu verhindern. Sollte aber einmal aus irgendeinem Grunde die Bremsverankerung nicht funktionieren, so ist auch für diesen Fall vorgesorgt, daß weder Pfeiler noch das Tragwerk im Bestand gefährdet sind und der Eisenbahnbetrieb sicher durchgeführt werden kann.

Die beschriebene Konstruktion der Draubrücke ist von einer Bietgemeinschaft der Firmen Vereinigte Österreichische Eisen- und Stahlwerke AG. und Waagner-Biro AG. entworfen und ausgeführt worden. Auch die Montage wird von diesen beiden Firmen, genau je zur Hälfte, besorgt. Das Gewicht der reinen Tragkonstruktion ist 1555 Tonnen, das sind 3,6 Tonnen/lfm, für eine eingleisige Eisenbahnbrücke mit maximaler Stützweite von 96 m sehr wenig. Das Gesamtgewicht mit Lagern und öffentlichem Gehweg kommt auf 1760 Tonnen.

Wie bereits erwähnt, wird die Brücke je zur Hälfte auf beiden Seiten der Drau gleichzeitig montiert. Im Bereich hinter den Widerlagern sind entsprechende Lagerplätze eingerichtet, wo die mit Lkw antransportierten Tragwerksteile mittels Portalkran entladen werden.

Der Zusammenbau der Konstruktion (Bild 27) erfolgt auf einer Längsverschubbahn, die Widerlager durften vorerst nur bis zur Höhe der Auflagerbänke hergestellt werden. Hinter jedem Widerlager wurden 130 m Brücke zusammengebaut und diese dann über die Rollenbatterien, die am Bild 28 gut zu erkennen sind, vorgefahren. Die Rollenbatterien sind nach dem Prinzip des doppelten Waagebalkens gebaut, sie zerlegen den Auflagerdruck der vorkragenden Konstruktion je Tragwand in 4 gleiche Einzeldrücke von maximal 70 Tonnen. An den Untergurten der Konstruktion sind über die ganze Länge der Brücke Lancierschienen angeschweißt. Der Vorschub erfolgt mittels Seilzügen, die im Widerlager verankert sind, mit einer Geschwindigkeit von ungefähr 1,00 m pro Minute. Ein Gegenhalt ist vorgesehen. Es hat sich gezeigt, daß die beste Tageszeit für das Vorschieben die frühen Morgenstunden sind, weil bei hochstehender Sonne, durch einseitige Bestrahlung, Verformungen der Konstruktion auftreten, die beim Vorschub zu Zwängungen führen. Im Bereich der Lancierrollen sind die hydraulischen Pressen stationiert, die die not-

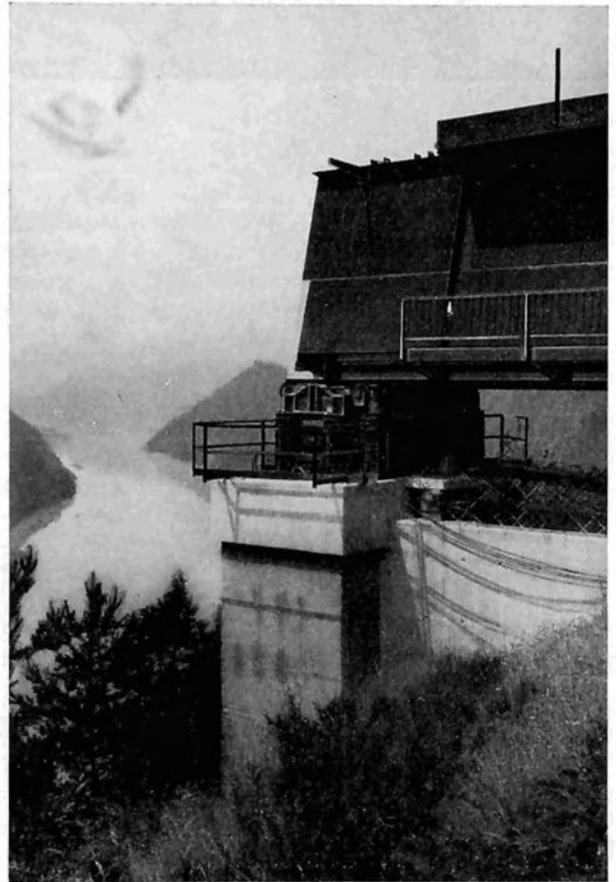
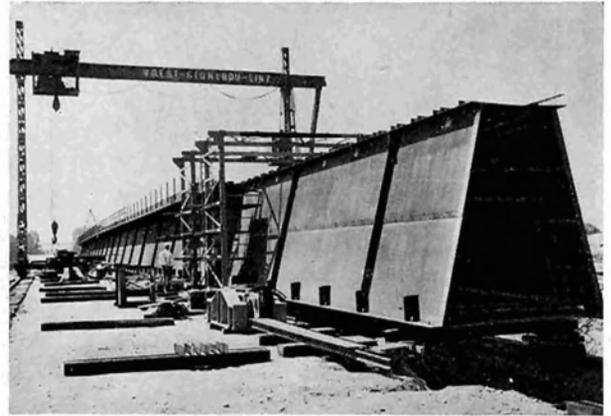


Bild 29 unten: Vorschub des Tragwerkes
Fig. 29: Launching of superstructure



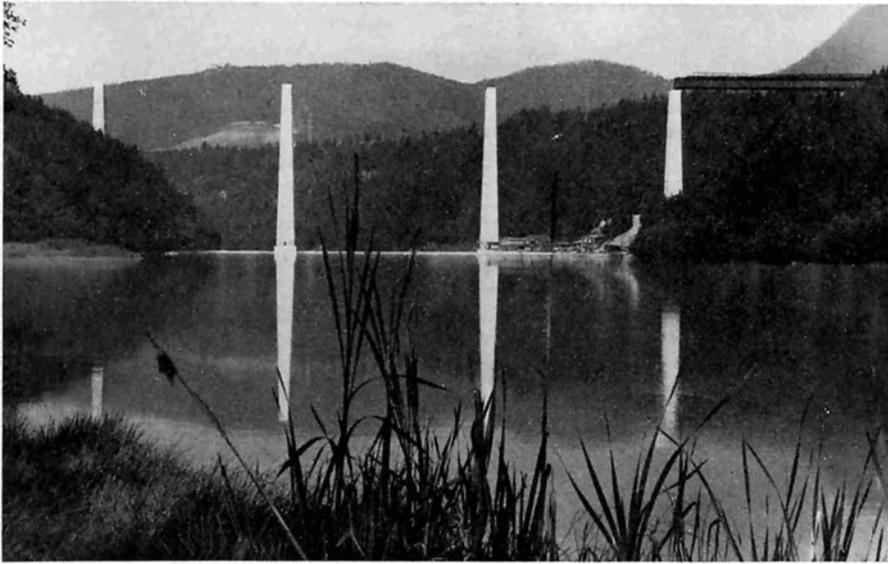


Bild 30: Jauntalbahn-Draubrücke, Gesamtansicht während des Tragwerk-Vorschubes

Fig. 30: Jauntal Railroad Bridge spanning the Drau River, total view in the launching stage

wendigen Höhenkorrekturen erlauben. Die Höhen werden so eingerichtet, daß beim Zusammentreffen der beiden Brückenhälften der Mittelstoß ohne Zwängung geschlossen werden kann. Nach dem Schließen des Mittelstoßes wird die Brücke abgesenkt, die Rollenbatterien werden ausgebaut und die Lager eingebaut.

Bild 29 zeigt den Vorschub des Tragwerkes über die erste Öffnung bis zum Erreichen des ersten Pfeilers. Beim Vorschub über die zweite Öffnung, die um 9 m länger ist als die erste, würden die Spannungen im Tragwerk so groß werden, daß zu wenig Reserven für die Windlast und eventuellen Stoßwirkungen verbleiben. Auch die erforderliche Beulsicherheit im Stegblech wäre dann nicht mehr vorhanden. Es wird daher in diesem Fall, zur Verringerung der Kragmomente und Auflagerdrücke, ein 10 m langer, leichter Montageschnabel verwendet (Titelbild).

Bild 30 zeigt noch einmal die Ansicht der ganzen Brücke, die rechte Öffnung ist bereits überdeckt.

Meine Damen und Herren, am Ende meiner Ausführungen hoffe ich, Ihnen einen Überblick über die Aufgaben des Brückendienstes der Österreichischen Bundesbahnen gegeben zu haben. Die kurzen Beschreibungen einiger ausgeführter Objekte sollten Ihnen zeigen, welchen Weg wir bei der Lösung der uns gestellten Aufgaben gehen.

Es war nicht Zweck meines Vortrages über besondere statische Probleme, die bei vielen der gezeigten Brücken aufgetreten sind, zu referieren,

auch Fragen der Anarbeitung, wie sie fast bei jedem Tragwerk auftreten, wollte ich nicht berühren. Meine Aufgabe war es, Ihnen den Eisenbahnbrückenbau vom Standpunkt des Ingenieurs aus, der für die Sicherheit der Tragwerke zu sorgen hat und der für die richtige Verwendung öffentlicher Gelder verantwortlich ist, vorzutragen.

Wir wollen bei Einhaltung der nötigen Sicherheiten möglichst wirtschaftlich bauen. Wir setzen dabei die wirtschaftlichste Lösung nicht unbedingt der billigsten Lösung gleich. Wir wollen aber die Wirtschaftlichkeit auch nicht dadurch erreichen, daß wir die zulässigen Inanspruchnahmen immer höher hinauftreiben. Wir wollen so wirtschaftlich bauen, daß wir das Tragsystem und den Baustoff zweckmäßig wählen, auch im Hinblick auf die künftige Erhaltung, daß wir das Kräftespiel im Tragwerk rechnerisch richtig erfassen und die Materialverteilung diesem Kräftespiel anpassen. Auch die Besonderheiten der Werkstätte und der Montage müssen berücksichtigt werden. Das ist der Weg, auf dem wir versuchen, sparsam zu bauen und ich hoffe, daß es uns gelungen ist und weiter gelingen wird, diesen Weg zu verfolgen.

Nun ist es mir noch ein Bedürfnis, Ihnen, sehr geehrter Herr Präsident, und damit dem österreichischen Stahlbauverband dafür zu danken, daß Sie mir Gelegenheit gegeben haben, hier zu sprechen und Ihnen meine sehr geehrten Damen und Herren danke ich für Ihre Aufmerksamkeit.

Dipl.-Ing. Walter Tschepfer
Direktionsrat der Österreichischen
Bundesbahnen, Wien

Stählerne Straßenbrücken in Tirol

Von Landesoberbaurat Dipl.-Ing. Josef Gruber, Innsbruck

Der Bau stählerner Straßenbrücken mit mittleren Spannweiten hat sich in seiner technischen Entwicklung in Tirol ähnlich wie in allen übrigen Ländern vollzogen. Ein Blick auf die Geschichte der Tiroler Stahlbrücken ist daher ein Blick auf die Geschichte des Stahlbrückenbaues schlechthin. Tirol kann unter den bestehenden Straßenbrücken noch kein besonderes Ausstellungsstück verzeichnen. Südlich von Innsbruck sind aber zur Zeit die Unterbauarten für die Europabrücke im Gange, für eine Brücke, die ob ihrer außergewöhnlichen Abmessungen das Interesse der Öffentlichkeit wie der Fachwelt findet. Ich werde daher meinen Bericht über die bestehenden Straßenbrücken kurz halten, um Zeit für ein ausführliches Referat über die Europabrücke zu gewinnen.

Sie haben Innsbruck als Tagungsort für die Österreichische Stahlbautagung 1961 gewählt, eine Stadt, die an der Brücke über den Inn entstanden ist und ihren Namen und das Stadtwappen von dieser Brücke herleitet. Wenn die Zweckmäßigkeit der Verwendung des Baustoffes Stahl für die Herstellung der Brückentragwerke erst zu beweisen wäre, so könnte die Geschichte dieser Innsbrucker Innbrücke diesen Beweis liefern. Das Hochwasser vom Juni 1871 zerstörte die Innbrücke bei der Ottoburg, die letzte aus einer langen Reihe hölzerner Brücken an dieser Stelle, deren erste aus dem Jahre 1180 urkundlich nachgewiesen ist und denen allen ein Fehler gemeinsam war: zu kleine Durchflußöffnungen mit zu vielen, den Hochwasserabfluß behindernden Jochen. Wenngleich es im Laufe der Jahrhunderte gelungen war, durch Ausführung weiter gespannter Holzbogentragwerke an Stelle der ursprünglichen einfachen Balkenlagen die Feldweiten mehr als zu verdoppeln und die Zahl der Joche von acht auf drei zu ermäßigen, so war dieser Entwicklung durch das Holz als Baustoff für die Brückentragwerke eine Grenze gesetzt, die zu überschreiten dem Eisen vorbehalten blieb. Als nach dem Katastrophenschaden von 1871 die Innsbrucker Innbrücke abermals zu errichten war, bot dieser neue, andernorts bereits erprobte und bewährte Baustoff die Möglichkeit zu noch größeren Öffnungen. So entstand vor 90 Jahren als erste Fachwerksbrücke Tirols die Innsbrucker Innbrücke in ihrer bis heute erhaltenen Gestalt. Gitterträger in gegenseitigem Abstand von 7 m mit dreimal 25 m Stützweiten tragen die 6 m breite Fahrbahn und die beiden ursprünglich 1,50 m breiten, später auf 2,50 m verbreiterten Gehwege. Die außen liegenden Gehwege mit dem Gelände und dem Saumträger verdecken die Hauptträger, so daß die Brücke in der Ansicht beinahe leicht wirkt.

Den großen Fehler, die viel zu schmale Fahrbahn, zeigt die Draufsicht. Die besondere Konstruktion als Tragbrücke gestattete zwar die bereits erwähnte nachträgliche Verbreiterung der außen liegenden Gehwege, nicht aber die Verbreiterung der Fahrbahn. Die Brücke ist dem zunehmenden Straßenverkehr nicht anzupassen. Zum Abtrag des noch guten Tragwerkes konnte man sich aber nie entschließen, und deshalb wurde in den Jahren 1930/31 eine neue Brücke an anderer Stelle für die Innsbrucker Westausfahrt geschaffen. Seither dient die alte Innsbrucker Innbrücke nur noch dem innerstädtischen Verkehr, der Verbindung des Stadtteiles Hötting mit dem Stadtkern.

Welche Freizügigkeit in der Aufteilung der Verkehrsflächen bieten hingegen selbst bei beschränkter Bauhöhe die Vollwandtragwerke mit Stahlbetonfahrbahnplatten. Die 1939 als Deckbrücke mit vier vollwandigen Hauptträgern fertiggestellte Mühlauer Innbrücke an der Innsbrucker Osteinfahrt unterhalb der Hungerburg gibt zwischen den Geländern auf 17 m Breite Raum für die Fahrbahn mit dem Straßenbahngleis und für die breiten Gehwege. Ihr Erbauer hat damals die Möglichkeit die der Stahl bot im Interesse der Straßenführung weit ausgenutzt, hat mehrere zusätzliche Meter Stützweite in Kauf genommen und hat die Brücke schief zum Uferverlauf der Richtung des Verkehrsstromes angepaßt. Die Brücke ist als genietetes Tragwerk mit einem Stahlverbrauch von rund 240 kg/m² ausgeführt. Ihre Errichtung war erforderlich, als die Verkehrsverhältnisse an der alten Brücke unerträglich wurden. Hier stand die in den Jahren 1838 bis 1843 von Joseph von Duile erbaute Kettenbrücke, als technische Glanzleistung einer vergangenen Generation bestaunt und als Innsbrucker Wahrzeichen gehütet. Als bei ihrem Bau die Wahl zwischen einer Holzbogenbrücke mit zwei Stein Pfeilern und dem damals neuen System der Kettenbrücke zu treffen war, wurde der letzteren der Vorzug gegeben, weil sie, wie es hieß „der Würde der höchsten Regierung und dem geläuterten Geschmack der Baukunst und des jetzigen Zeitgeistes“ besser entsprach. Duile glaubte damals die Brückenfrage für mindestens 200 Jahre gelöst zu haben, doch kaum 100 Jahre später mußte sein kühnes Werk durch eine neue, dem neuen Verkehrserfordernis entsprechende Brücke ersetzt werden. Die Tragfähigkeit reichte nicht mehr aus, und an den 4 m breiten Einfahrtsportalen stauten sich die Fahrzeuge.

Ich habe Duile, den Erbauer der Kettenbrücke erwähnt. Man kann diesen Namen nicht nennen ohne dabei an die Blütezeit des Tiroler Straßen-



Bild 1: Mühlauer Kettenbrücke erbaut 1838–43, abgetragen 1938

Fig. 1: Mühlauer Chain Bridge, built 1838–43; removed 1938

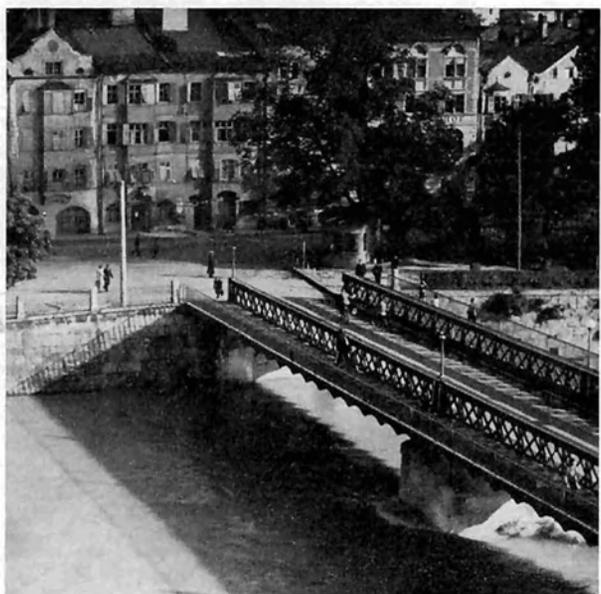


Bild 2: Innsbrucker Innbrücke, erbaut 1871–73

Fig. 2: Innsbrucker Inn Bridge, built 1871–73



Bild 3: Innsbrucker Innbrücke

Fig. 3: Inn Bridge, Innsbruck

baues zu denken und die kühnste Tiroler Straße zu erwähnen, die unter seiner Oberleitung in den Jahren 1852 bis 1856 erbaut wurde, die Vintschgauer Straße, die von Landeck inaufwärts zum Reschenscheideck die Verbindung zum Südtiroler Vintschgau und nach Italien vermittelt. Ingenieure und Arbeiter haben unter den schwierigsten Voraussetzungen eines der kühnsten Ingenieurbauwerke Tirols geschaffen. In fast senkrecht ansteigenden Wänden wurde streckenweise das Profil für die 7 m breite Straße dem Felsen abgerungen. Galerien schützen die Straße vor Lawinen, Steinbogenbrücken überspannen tief eingeschnittene Klüfte, Wildbäche und Schotterriesen. Diese Brücke fügt sich so gut in die Felslandschaft ein, daß ihr Bild wohl auch im Kreise von Stahlbauern gezeigt werden darf. Niemand wird bedauern, daß an dieser Stelle keine Stahlbrücke entstanden ist.

Leider gibt es in Tirol eiserne Zeugen der Vergangenheit, die weder schön sind, noch ihrer Aufgabe voll gerecht werden. Zur Entschuldigung ihrer Erbauer muß allerdings gesagt werden, daß die Entwicklung des Straßenverkehrs zum heutigen Ausmaß damals nicht voraus zu ahnen war. Das Gefühl für die Anpassung der Bauwerke an die Umgebung wurde leider allzu oft durch die Geldknappheit und übertriebene Sparsamkeit unterdrückt. Es ist eine alte Weisheit, daß richtiges Bauen und übertriebenes Sparen gleichzeitig nicht möglich ist.

1886, als die ersten benzingetriebenen voll betriebssicheren Fahrzeuge von Daimler und Benz in das Blickfeld der Öffentlichkeit rollten, erhielt Kufstein seine heute noch in unveränderter Form bestehende eiserne Innbrücke. Sie ist eine dieser vielen Brücken mit Halbparabeltragwerken, die ohne Rücksicht darauf, ob sie zur Umgebung oder Landschaft passen nur deshalb ausgeführt wurden, weil sie billiger waren, größere Feldweiten gestatteten und größere Lebensdauer erwarten ließen. Diese Brücke wurde bereits während ihrer Errichtung von der Bevölkerung abgelehnt. Man nahm es den Planern übel, daß sie mit der Fahrbahnbreite von kaum 5 m und den beiden nur 90 cm breiten Gehwegen nicht einmal dem bereits bestehenden Verkehrserfordernis Rechnung trugen. Die Brücke hatte als einzige im Raume Kufstein den gesamten Durchzugsverkehr aufzunehmen, und hat dem Ortsverkehr und als Zufahrt und Zugang zum Bahnhof zu dienen. Die Chronik berichtet von der Mißstimmung der Kufsteiner über die Verschandelung ihres schönen Stadtbildes die schließlich so weit ging, daß man von jeglicher Feier bei der Brückenübergabe absehen mußte.

Aber auch in der freien Landschaft oder in „ländlicher Umgebung“ stören diese Fachwerke im allgemeinen. Das Bild der im Jahre 1905 erbauten Telfser Innbrücke zeigt, wie schlecht sich die hohen Tragwerke zu den niederen Häusern gesellen. Der Vergleich mit der im Jahre 1949 fertiggestellten Zirler Innbrücke fällt unbedingt zu Gunsten der letzteren aus. Diese Brücke ist die

erste in Tirol errichtete Brücke mit Verbundtragwerk, bei der also durch die schubfeste Verbindung der Stahlbetonfahrbahnplatte mit dem Stahltragwerk diese beiden Bauelemente zu gemeinsamer Lastübertragung herangezogen werden. Diese Brücke mußte an der Stelle der alten hölzernen Innbrücke, die in den letzten Kampfjahren ein Opfer des zweiten Weltkrieges wurde, errichtet werden.

Daß die Parabelfachwerke in der Landschaft nicht unbedingt abzulehnen sind, zeigt die 1882 erbaute Trisannabrücke auf der Arlbergbahn bei Wiesberg. Sie ist die größte und kühnste Brücke Tirols; ihre Stützweite von 120 m und die Höhe von 86 m werden erst durch die Europabrücke überboten. Die Montage des 465 t schweren Halbparabeltragwerkes, also ohne dem später zur Verstärkung eingebauten Untergurt erfolgte auf einem, das Talprofil ausfüllenden hölzernen Lehrgerüst, zu dem etwa 5500 m³ Holz zusammengefügt waren. Nach den heutigen Preisen würden sich die Kosten des Stahltragwerkes und jene der Einrüstung für die Montage ungefähr die Waage halten.

Viel einfacher vollzog sich die Montage des Vollwandtragwerkes der Öztaler Achbrücke auf der Wiener Bundesstraße, das auf einer Talseite zusammengebaut und mit Seilzug über die Felder zum gegenüberliegenden Widerlager gezogen wurde. Die Brücke wurde 1938/39 als geschweißte Vollwandkonstruktion mit einem Tragwerksgewicht von 220 kg/m² ausgeführt. Die 32 m über das Gelände aufragenden Pfeiler sind aus Öztaler Gneis hochgemauert. Das Stahltragwerk ist 180 m lang, die Hauptöffnung 50 m weit gespannt. Man würde diese Brücke wohl, wenn sie heute zu errichten wäre in derselben Form herstellen, nur könnte man beim Stahltragwerk mindestens ein Drittel des Gewichtes einsparen.

Bald nach dem letzten Krieg stand die Straßenverwaltung vor der Aufgabe, in Wattens die alte baufällige hölzerne Innbrücke durch eine leistungsfähige neue Brücke zu ersetzen. Der aufstrebende Industriort Wattens bedurfte dringend einer leistungsfähigen Verbindung zu der am anderen Innufer vorbeiführenden Bahn. An die Herstellung massiver Brückenpfeiler war nicht zu denken, weil die zur Baugrubenumschließung erforderlichen Stahlspundwände damals nicht beschafft werden konnten. Mit schlanken, holzverschalteten Stahlrohrojochen konnte hier ein Ausweg gefunden werden. Die Feldweiten zwischen den Jochen sind mit fast 20 m gerade so groß, daß sie dem Hochwasser mit dem dabei unvermeidlichen Treibholz unbehindert Abfluß gewähren, die Joche mit 50 cm Konstruktion sind schlank genug, daß sie keinen nennenswerten Aufstau erzeugen.

Und nun das Bild der Rattenberger Innbrücke, eines mit Holz verschalteten Stahltragwerkes. Ich weiß, der Ingenieur ist entsetzt, wenn er erfährt, daß eine Stahlkonstruktion hinter einer Holzverschalung verborgen wird. Hier mußte der Brückenbauer dem Landschaftler eine Konzession ein-



Bild 4: Kufsteiner Innbrücke, erbaut 1886

Fig. 4: Inn Bridge, Kufstein, built 1886



Bild 5: Wattener Innbrücke, erbaut 1948/49

Fig. 5: Inn Bridge Wattens, built 1948-49



Bild 6: Mühlauer Innbrücke, erbaut 1937/39

Fig. 6: Inn Bridge Mühlau, built 1937-39

räumen. Zum Bild von Rattenberg, der ältesten Stadt Tirols gehören die beiden Steinpfeiler und das Holzverschalte Tragwerk einer über 100 Jahre alten Innbrücke genau so, wie die graue mittelalterliche Häuserreihe am Inn, an deren Ende diese Brücke den Inn überquert. Das alte Holzbogentragwerk war den neuen Verkehrslasten nicht gewachsen. Durch eine neue, auch nach außen hin moderne Brücke sollte das alte Stadtbild nicht gestört werden, und deshalb erfolgte der Brückenumbau als verkleidetes Verbundtragwerk unter möglichster Erhaltung der alten Ansicht. Der Fachmann vermutet hinter der Holzverschalung kein so schlankes Holzbogentragwerk, aber der Laie läßt sich gerne täuschen.



Bild 7: Ötztaler Achebrücke, erbaut 1938/39

Fig. 7: Ötztaler Ache Bridge, built 1938–39

Die Hohe Brücke über die Gurgler Ache vor Obergurgl im hintersten Ötztal liegt in einer Straßenkurve mit 80 m mittlerem Halbmesser. Das verdrehsteif ausgebildete Verbundtragwerk folgt dieser Krümmung, und hat bei einer Stützweite von 37 m im Grundriß einen Bogenpfeil von 2,17 m.

Die Bildserie stählerner Straßenbrücken ließe sich natürlich noch fortsetzen, und bei jeder Brücke schiene mir eine Besonderheit erwähnens-

wert. Aus Zeitmangel muß ich jedoch davon absehen.

Betrachtet man die Entwicklung des Stahlbrückenbaues für eine mittlere Stützweite von der Seite des Stahlverbrauches so stellt man fest: Für eine 45 m weit gespannte Fachwerksbrücke benötigte man vor 70 Jahren etwa 360 kg/m² Walzprofile und Bleche. Heute sind bei geschweißter Ausführung eines Blechträgers mit Vollverbund 150 kg/m², das heißt, etwa 40 % davon erforderlich. Konstruktiv hat sich in den 70 Jahren der Wandel vom Fachwerk zum Vollwandträger, von der genieteten zur geschweißten Ausführung, und von der reinen Stahlkonstruktion zum Verbundtragwerk vollzogen. Und die Gewichtsverminderung geht weiter. Die Statik macht sich zur besseren Ausnutzung der Stahlquerschnitte die Torsionssteifigkeit der Kastentragwerke zu Nutze. Die geschlossenen Kästen, deren Inneres dem Angriff der atmosphärischen Luft und damit der Rostbildung weitgehend entzogen ist, sollen eine Herabsetzung der Mindestblechstärken rechtfertigen. Die orthotrope Platte mit dem unmittelbar auf ihr haftenden Fahrbahnbelag bringt eine Reduzierung der ständigen Last gegenüber der Stahlbetonplatte mit Isolierung, Schutzbeton und Fahrbahnbelag in der Größenordnung der gleichmäßig verteilten Verkehrslast.

Vorläufig bringen diese Maßnahmen nur bei großen Spannweiten wirklich wirtschaftliche Vorteile. Und damit darf ich wohl auch zu unserer größten Tiroler Stahlbrücke, zur Europabrücke überleiten.

Die Europabrücke

Wer in der Hauptreisezeit mit dem Kraftwagen von Innsbruck über die Brennerstraße nach dem Süden fährt, der wird sich auf dem kurvenreichen Anstieg über den Schönberg bald in eine Fahrzeugkolonne eingereiht finden.

Über den Brenner führt der kürzeste Weg und der niedrigste Alpenübergang von Deutschland nach Italien. Dem gewaltig angestiegenen Straßenverkehr ist die alte Brennerstraße kaum noch gewachsen, und Verkehrsspitzen mit über 18 000 Fahrzeugen je Tag übersteigen ihre Leistungsfähigkeit. Die Bundesstraßenverwaltung mußte sich daher zum neuzeitlichen Ausbau dieser Straße entschließen.

Damit der Ausbau aber auch der Verkehrszunahme in absehbarer Zeit noch entspricht, erfolgt er autobahnmäßig. Nach den verkehrswissenschaftlichen Untersuchungen von Prof. Feuchtinger umfaßt das internationale Einzugsgebiet einer Autobahn über den Brenner das Gebiet Mittel- und Osteuropa zwischen Rhein und Weichsel. Südlich der Alpen liegt ganz Italien mit Ausnahme der Nordwestecke um Turin innerhalb ihres Einzugsgebietes.

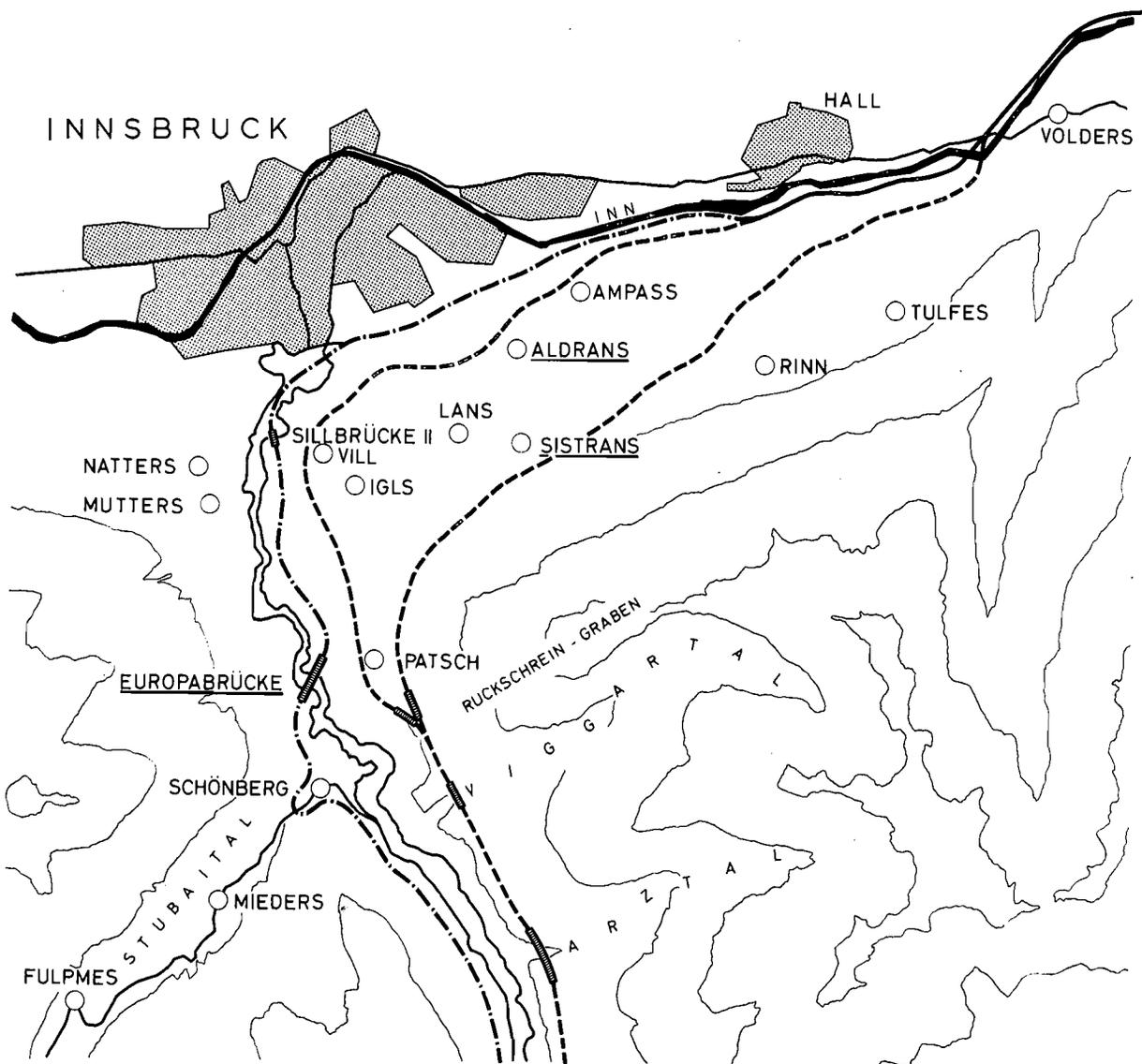


Bild 8: Brenner Autobahn: Trassenvergleich im Raume Innsbruck

Fig. 8: Brenner Autobahn, comparison of project line within the Innsbruck zone

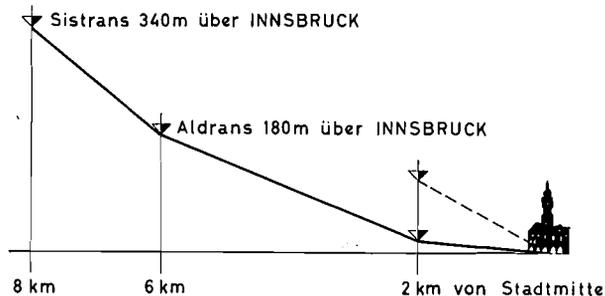
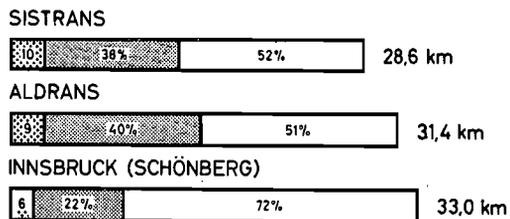


Bild 9: Trassenvergleich: Anschlußstellen
Fig. 9: Comparison of project line: connection points

LINIENVERGLEICH VOLDERS - STEINACH GRUND-BEANSPRUCHUNG



LEGENDE:

 DURCHFAHRENE SIEDLUNGSGEBIETE
 LANDWIRTSCHAFTLICHE FLÄCHEN
 WÄLDER u. UNPRODUKTIVE FLÄCHEN

Bild 10: Trassenvergleich: Grundbeanspruchung
Fig. 10: Comparison of project line: ground claims

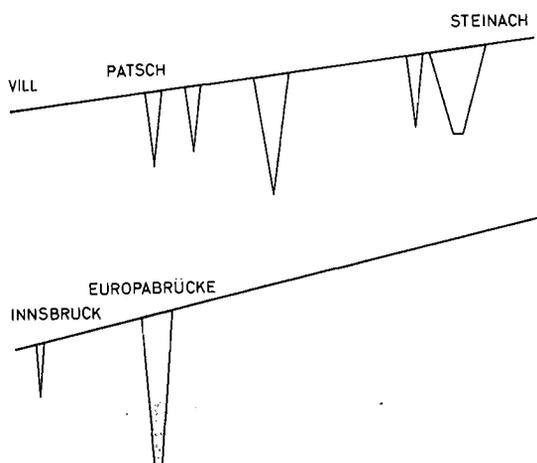


Bild 11: Trassenvergleich: Brücken
 Fig. 11: Comparison of project line: bridges

Das österreichische Teilstück der Brennerautobahn wird einmal von Kufstein, durch das Inntal, über Innsbruck und das Wipptal zum Brenner die Verbindung des deutschen Autobahnnetzes mit dem italienischen vermitteln. Zur Zeit sind allerdings erst Bauarbeiten auf einem 8 km langen Abschnitt südlich von Innsbruck im Gange. Als größter Kunstbau dieser Strecke wird zwischen den Ortschaften Patzsch und Schönberg die Europabrücke das Silltal überqueren. Vor der Erörterung der brückenbautechnischen Probleme sei ein Blick auf die Autobahntrassierung geworfen. Jede Brücke ist ja Bestandteil eines Verkehrsweges; ihre Anlageverhältnisse werden daher weitgehend von den verkehrstechnischen und den straßenbaulichen Belangen bestimmt und weil im allgemeinen die großen Böschungflächen des Erdbaues unter den Grünverbauungen vernarben, findet letzten Endes selbst die großzügigste und kühnste Straßenführung allein in den Kunstbauten, in den großen Brücken ihren sichtbaren Ausdruck. Die Visitenkarte des österreichischen Teilstückes der Brennerautobahn wird die Europabrücke sein.

Grundsatz für die Trassierung der Autobahn im allgemeinen ist wie bei jeder Straße das Streben nach größter Wirtschaftlichkeit und weitestgehender Schonung von Baugebiet und landwirtschaftlich wertvollem Boden. Aus verkehrstechnischen Gründen ist die Autobahn möglichst an wirtschaftliche Kernpunkte, sei es an solche der Industrie oder des Fremdenverkehrs heranzuführen, damit sie über ihre Bedeutung als internationaler Fernverkehrsweg hinaus auch dem örtlichen Interesse gerecht wird. Solche Ziele sind selbstverständlich die Landeshauptstadt Innsbruck und das Stubaital mit seiner Kleineisenindustrie und der gletschergeschmückten Bergwelt. Im Raum Innsbruck lösten sich aus einer Reihe von Trassierungsvorschlägen schließlich drei Linien als tech-

nisch möglich und vertretbar heraus; eine Trassenführung über Sistrans, eine über Aldrans im südöstlichen Mittelgebirge und eine hart am Innsbrucker Stadtrand. Es sei vorweggenommen, daß der letzte der drei Vorschläge zur Ausführung bestimmt wurde. Die Anschlußstelle für Innsbruck wäre bei der Variante Sistrans 8 km von Innsbruck entfernt, 340 m über der Stadt. Für die Variante Aldrans sind die entsprechenden Vergleichsmaße 6 km bzw. 180 m. Die dritte Lösung berührt unmittelbar die Stadt, so daß die Zufahrt ab Stadtmitte etwa 2 km beträgt. Die Verteilung der Grundinanspruchnahme auf verbauten Gebiet, Landwirtschaftsgrund usw. ist der Abbildung zu entnehmen. Auch dieser Vergleich rechtfertigt die Trassenwahl. Es wurde nun noch untersucht, ob bei den anderen Trassen eine Brücke von der etwas außergewöhnlichen Größenordnung der Europabrücke zu vermeiden gewesen wäre. Schematisch ist der Vergleich in der Abbildung dargestellt. Den 5 Brücken der oberen Linie mit einer Gesamtlänge von 3,5 km stehen zwei Brücken, die Sillbrücke II und die Europabrücke mit zusammen 1 km Länge gegenüber. Die Brücken der oberen Linie würden zwar die Höhe der Europabrücke nicht erreichen, die baugelogischen Voraussetzungen wären aber keineswegs günstiger und die Gründungsprobleme nicht einfacher, die Gesamtkosten aber erheblich größer. Der Entschluß zum Bau der Europabrücke war also nicht durch einen Wunsch, eine bautechnische Sensation zu schaffen, beeinflusst, sondern ausschließlich vom Ergebnis der trassierungstechnischen Studien bestimmt.

Die Herstellung der Brücke war im Herbst 1958 zur Anbotstellung öffentlich ausgeschrieben worden. Über die Ausschreibung und das Anbotsergebnis wurde bereits berichtet. (Siehe Stahlbau-Rundschau, 5. Jahrgang, Heft 2/1959.)

Die Europabrücke quert das tiefe Tal der Sill, das hier einer großen geologischen Störung und stofflichen Grenze der in Richtung SE-NW streichenden Sillstörung, folgt. Nordöstlich sind die Quarzphyllite der Tuxer Voralpen, südöstlich Gneise der Otztaler Masse. Der Fels baut die unteren Teile der Gehänge auf, während die oberen Teile von einer interglazialen Schotterdecke gebildet werden. Die angenommene Hauptzone der Sillstörung muß im Bereich des Talbodens durchziehen. Sie ist im Brückenbereich vom Talschutt verhüllt und wurde durch die Pfeilerfundamente und die Beschürftungen herum in ausreichender Entfernung von diesen Bauwerken festgestellt. Die Sillstörung ist aber nicht nur auf die stoffliche Grenze zwischen Quarzphyllit und Gneis eng begrenzt, sondern parallel zu ihr durchsetzen mehr oder weniger mächtige Mylonitklüfte, sozusagen als begleitende Störungen das angrenzende Gestein. Aus diesen Baugrundverhältnissen ergab es sich, daß die Fundierungen im Schotterbereich einfach herzustellen waren, während die Gründungen in den Felsbereichen zum Teil recht

EUROPABRÜCKE ANSICHT UND GRUNDRISS

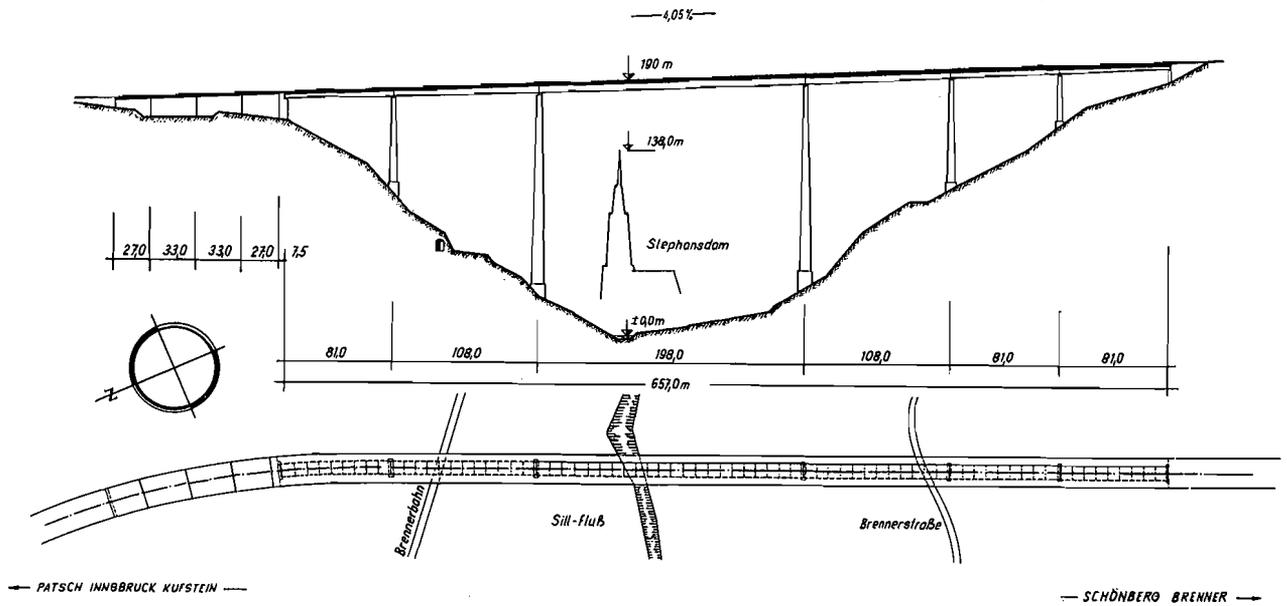


Bild 12: Europabrücke, Längsschnitt

Fig. 12: Europe Bridge, longitudinal section

erhebliche Schwierigkeiten verursachten. Die tiefbaulichen Belange der Brücke liegen aber zu weit vom Thema der Stahlbautagung ab, daß ich mich auch hier mit einigen Lichtbildern vom Tiefbau und dem Hinweis auf Veröffentlichungen in Fachzeitschriften begnügen muß. (Österr. Ingenieur-Zeitschrift, Heft 2, Jahrg. 4/1961 und „Der Bauingenieur“, 36. Jahrgang 1961, Heft 9.)

Die Europabrücke erhält eine gesamte Bauwerkslänge von 815 m, bei einer Gesamtstützweite von 784,5 m. Eine Vorlandbrücke mit einem über 4 Felder mit zusammen 120 m Stützweite durchlaufenden Spannbetontragswerk vermittelt unterhalb der Ortschaft Patsch die Einfahrt zur Hauptbrücke. Die Fahrbahn steigt mit 4% an und liegt 190 m über dem Sillfluß.

Die Ausführung der Hauptbrücke erfolgt nach dem Wahlentwurf einer Bietgemeinschaft der beiden österreichischen Stahlbauunternehmen Vereinigte Österreichische Eisen- und Stahlwerke AG., Linz und Waagner-Biro AG., Wien—Graz, und der Bauunternehmungen Universale Hoch- und Tiefbau, Wien, Isola-Lerchbaumer, Spittal an der Drau, und Innerebner und Mayer, Innsbruck. An der Bearbeitung des Anbots-Wahlentwurfes hat Professor Beer, Graz, beratend mitgewirkt. Das Bundesministerium für Handel und Wiederaufbau hat Herrn Prof. Beer die Überprüfung des Ausführungsentwurfes übertragen. Der Entwurf behält vom Amtsentwurf das System der Balkenbrücke mit schlanken Stahlbetonhohl Pfeilern. Der Pfeilerquerschnitt ist in der Abbildung dargestellt. Die Knoten beziehen sich auf den höchsten Pfeiler II, dessen Schaft 146,5 m über den Sockel aufragt. Im Nenner der in Bruchform geschriebenen Knoten

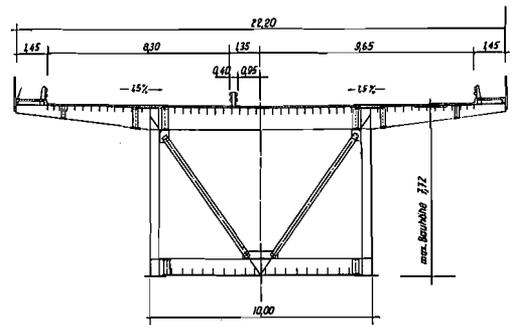


Bild 13: Europabrücke, Querschnitt

Fig. 13: Europe Bridge, cross section

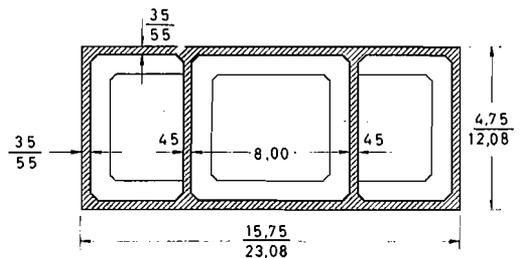


Bild 14: Pfeiler II, Schaftquerschnitt

Fig. 14: Pier II, pier body



Bild 15: Europabrücke, Blick gegen das Stubaital
 Fig. 15: Europe Bridge, view towards the Stubaital

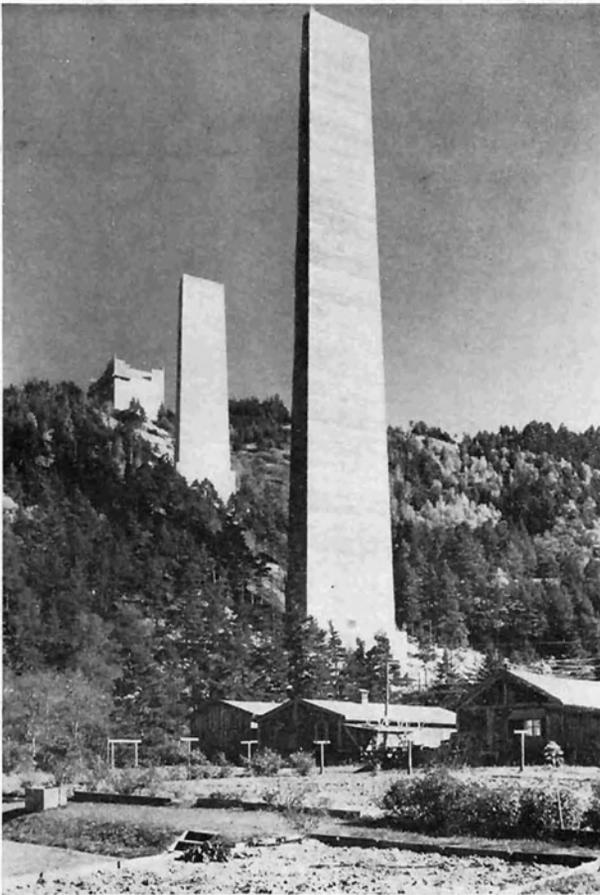


Bild 16: Europabrücke, Pfeiler I und II
 Fig. 16: Europe Bridge, pier I and II

stehen die Abmessungen des Schafffußes, im Zähler jene des Pfeilerkopfes. Dieser Pfeiler ist mit seiner Gesamthöhe von 181 m über Fundamentsohle bzw. 160 m über Gelände der höchste Brückenpfeiler der Welt in Massivbauweise. Die Betonierung der Pfeilerschäfte erfolgt mittels einer kombinierten Gleit- und Kletterschalung nach dem System der Siemens-Bauunion, München. Die nach oben abnehmenden Pfeilermaße werden durch ortsfeste Schalungskeile zwischen den Gleittafeln erreicht.

Das Stahlfachwerk des Amtsentwurfes ersetzt der Wahlentwurf durch einen torsionssteifen Vollwandträger, der kontinuierlich über 6 Felder von $81 + 108 + 198 + 108 + 2 \times 81$ m, zusammen also über 657 m durchläuft. Außer der konstruktiven Zweckmäßigkeit und der ästhetisch ansprechenden Form besitzt dieses Tragwerkssystem den Vorzug großer Seiten- und Torsionssteifigkeit, ein Vorteil, der bei der Lage der Brücke im Erdbebengebiet mit Erdbeben bis Stärke VIII nicht unterschätzt werden darf.

Für die Wahl der Stützweiten waren zwei Gesichtspunkte maßgebend:

1. Aus architektonischen Gründen wachsen die Feldweiten zur Brückenmitte entsprechend der Hangneigung an, so daß die Feldweiten und die Pfeilerhöhen in einem harmonischen Verhältnis zueinander stehen. Über dem flachen Talboden liegt das große Mittelfeld zwischen den beiden hohen Pfeilern II und III richtig. Die Wirkung wird noch dadurch betont, daß die Tragwerkshöhe, die im Mittelfeld 7,70 m beträgt, gegen die beiden Brückenenden auf 5,60 bzw. 4,70 m ausklingt.

2. Für die Montage ist es selbstverständlich von besonderem Vorteil, mit kleinen Randfeldern zu beginnen und die notwendigen Montagegerüste für den Freivorbau nur am Rande des Tales möglichst niedrig ausführen zu müssen. Die hohen Pfeiler der Brücke führten zu einem Lagerungssystem, das auf den ersten Blick ungewöhnlich erscheint. Das Brückentragwerk ist nämlich auf den beiden hohen Pfeilern fest gelagert. Da auch Bewegungslager von Brücken nicht reibungslos wirken, wären auch bei Anordnung von Rollenlagern im Spannungsnachweis für die beiden Pfeiler II und III, wie allgemein üblich, 3% des vertikalen Auflagerdruckes als Horizontalkraft am Pfeilerkopf anzusetzen gewesen. Die beiden Pfeiler sind aber infolge ihrer großen Höhe so elastisch, daß auch bei Anordnung von Festlagern aus der Temperatureinwirkung keine größeren Horizontalkräfte entstehen. Die Bremskräfte und ebenso die nicht unerheblichen Erdbebenkräfte verteilen sich jedoch günstiger auf beide Pfeiler.

Bei der Größe der Stützweiten stand das Streben nach einer möglichst leichten Fahrbahnkonstruktion im Vordergrund. Als Lösung empfahl sich daher die orthotrope Stahlplatte mit einem 5 cm Asphaltmastixbelag, der mit einem Haftmasseüberzug auf der durch Sandstrahlung entrosteten Stahlhaut haftet. Durch die orthotrope

Platte, die zugleich Fahrbahnträger und Teil des Brückentragwerkes ist, war aber auch organisch richtig die Vollwandträgerkonstruktion vorgegeben. Um Gewicht an Stegblechen bei genügend großer Stegblechhöhe zu sparen, kam nur ein zweistegiges Tragwerk in Frage, das aus Gründen der Torsionssteifigkeit unten durch einen als orthotrope Platte ausgebildeten Untergurt zum Kasten geschlossen wurde. Dies erfordert keinen Mehraufwand, da die erforderlichen Untergurtquerschnittflächen kaum mehr unter den Stegen von Einzelhauptträgern unterzubringen wären. Durch die Torsionssteifigkeit ist aber die Abhängigkeit der Hauptträgerbelastung von der Stellung der Last im Querschnitt nicht mehr gegeben, das heißt, auch Lasten am äußersten Rand der Konsole belasten den Brückenquerschnitt fast gleich wie in Brückenachse stehende Lasten. Es konnte daher auch eine nachträgliche Verbreiterung der Brücke von 4 Spuren und 19,90 m Breite zwischen den Geländern auf 5 Spuren und 22,20 m durchgeführt werden, ohne daß der Hauptträgerabstand geändert werden mußte.

Die Brücke weist im Querschnitt zwei Fahrspuren und eine Kriechspur für die Bergfahrt, zwei Fahrspuren für die Talfahrt und zwei außen liegende Gehwege auf. Die Gehwege dienen nicht nur einem örtlichen Verkehrsbedürfnis; sie sollen zur besseren Ausnutzung der Fahrbahnfläche dadurch beitragen, daß die Kraftfahrer nicht aus Angst vor dem Blick in die Tiefe einen Respektabstand vom äußeren Fahrbahnrand halten. Auf die Kriechspur für die Talfahrt konnte zur Kosteneinsparung verzichtet werden, weil talwärtsfahrende Lastkraftwagen den übrigen Verkehr kaum behindern, und weil eine Umleitung dieses Lastverkehrs auf die bestehende Brenner Bundesstraße zu Zeiten des Spitzenverkehrs durchaus möglich ist.

Bei der Betrachtung des Querschnittes mag auf den ersten Blick erstaunlich erscheinen, daß auch das untere Gurtblech so eng ausgesteift ist wie die obere für Radlasten bemessene orthotrope Platte. Dies rührt daher, daß beim Freivorbau praktisch jede Untergurtplatte auf die Druckseite zu liegen kommt und daher beulsicher auszusteifen ist. Der enge Abstand rührt von den dünnsten, nur 10 mm starken Blechen her, die alle 45 cm abzustützen waren, um die volle Ausnutzung der zulässigen Spannung zu ermöglichen.

Die unteren Querträger sind alle 3 m angeordnet, und wirken als Beulsteifen. Alle 9 m ist ein Fachwerkquerverband zur Haltung der Querschnittsfigur angeordnet. Die Stegbleche sind 12 mm, in kurzen Bereichen über den Auflagern 14 und 16 mm stark. Sie sind alle 3 m durch vertikale Steifen unterteilt und durch relativ viele Längssteifen gestützt.

Das Brückendeck ist wie folgt konstruiert:

Auf die Hauptträger stützen sich die Querträger im gegenseitigen Abstand von 1,50 m mit ihren 6,10 m weit auskragenden Konsolen ab. Die

Enden der Konsolen tragen die Saumträger, die auf Grund ihrer Höhe und Steifigkeit wesentlich zur gleichmäßigen Lastverteilung auf die Konsolen beitragen. Die Längsrippen haben einen Abstand von 370 mm. Das Flachblech ist durch oben aufgeschweißte Flachstäbe wesentlich versteift, so daß sich für den Fahrbahnbelag die gleiche Steifigkeit des Bleches ergibt, wie sie bei einem unversteiften Blech bei 30 cm Abstand der unteren Längsrippen vorhanden ist. Den Flachstäben war in erster Linie die Aufgabe zugewiesen, das Haften des Fahrbahnbelages am Deckblech zu verbessern.

Das Wipptal ist wegen seiner Föhnstürme bekannt. Dem Windeinfluß auf die Brücke war daher ein besonderes Augenmerk zuzuwenden, und zwar in folgenden 3 Problemen:

1. Sind die statischen Windbeanspruchungen durch die Normwerte ausreichend genug erfaßt?
2. Treten durch den Wind dynamische Beanspruchungen auf, die die Sicherheit des Bauwerkes im Bauzustand oder nach dessen Fertigstellung gefährden?
3. Besteht bei Windstärken, die auf der freien Strecke einen Verkehr einwandfrei zulassen auf der Brücke eine besondere Gefährdung wegen der exponierten Lage?

Zu 1: Als erstes war zu erkunden, ob im Wipptal in der Höhe der Brückentrasse Windstärken zu erwarten sind, die einen höheren Staudruck erzeugen, als der ONORM entspricht, das heißt, ob Windgeschwindigkeiten über 140 km/h auftreten. Zwar liegen langjährige Beobachtungen der Universität Innsbruck und des Flughafens Innsbruck vor, die guten Aufschluß über die jahreszeitlichen Schwankungen geben, doch sind die örtlich zu erwartenden Spitzen danach nur zu schätzen. In Brückennähe war daher eine Station zur laufenden Windbeobachtung einzurichten. Auf einem Fachwerksmast wurden hierfür Geber für die Windgeschwindigkeit in 5,12 und 24 m über dem Gelände angebracht, für die Windrichtung ein Geber an der Spitze.

Die Messungen haben als wesentliches Ergebnis gezeigt, daß Spitzengeschwindigkeiten von 100 km/h im Frühling und Herbst zuweilen auftreten, daß jedoch 140 km/h höchstens als einmalige Böenspitzen zu erwarten sind. Der Staudruck nach der Norm mit 110 kg/m^2 ist daher für die sichere Bemessung der Brücke ausreichend.

Als nächstes war der Widerstandsbeiwert c_n , den die Norm mit 1,6 festlegt, zu überprüfen. An der Technischen Hochschule Graz wurden von Prof. Winter Widerstandsmessungen im Windkanal für den ganzen Brückenquerschnitt sowie für den Querschnitt in verschiedenen Montagestadien durchgeführt. Das Ergebnis für den endgültigen Querschnitt bestätigte den Wert für horizontale Windkräfte weitgehend unabhängig vom Anströmwinkel. Gleichzeitig traten jedoch vertikale Windkräfte in Erscheinung, die von der Größenordnung der horizontalen Windkräfte wa-

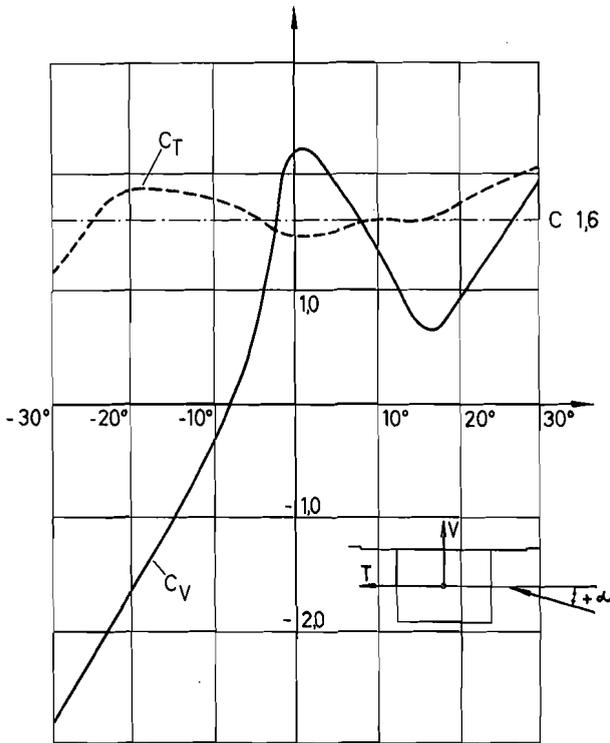


Bild 17: Modelluntersuchung im Windkanal: Widerstandsbeiwerte
 Fig. 17: Model experiment in the wind channel: resistance of coefficient

gen. Der Verlauf der vertikalen Windkräfte in Abhängigkeit vom Anströmwinkel zeigt, daß für Anstellwinkel größer als -10° die vertikalen Kräfte nach oben wirken, das Tragwerk also entlasten und Einfallswinkel steiler als -10° das Tragwerk belasten. Um Auskunft über den Wind-einfall zu erlangen, wurde nach Fertigstellung des Pfeilers IV, auf dessen Krone ein eigens dafür entworfenes Windmeßgerät installiert. Dieses Gerät zeigt die Abweichungen der Windrichtung von der Horizontalen bei gleichzeitiger Messung der Windgeschwindigkeit an. Die Messung bestätigte, daß der Wind bei größeren Geschwindigkeiten Böen aufweist, daß also eine gleichmäßige Anströmung bei höheren Geschwindigkeiten nicht erfolgt; sie zeigte weiter, daß die Windrichtung im Mittel von der Horizontalen nur wenig abweicht. Durch Böen werden gleichmäßig schnelle Schwankungen nach beiden Seiten von diesem Mittelwert aufgeschrieben. Die Geschwindigkeit des Böenwechsels ist dabei im Verhältnis zur Eigenfrequenz des Tragwerkes so groß, daß für die statische Wirkung auf das Tragwerk nur der Mittelwert der Windrichtung maßgebend ist.

Zu 2: Der nach rechts abfallende Ast der vertikalen Windkräfte bei steigendem Anstellwinkel zeigte die Neigung des Brückenquerschnittes zur aerodynamischen Instabilität, das heißt, daß bei hohen gleichmäßigen Windgeschwindigkeiten Schwingungen auftreten könnten. Um die

kritische Geschwindigkeit festzustellen, über welcher die Tragwerksdämpfung nicht mehr ausreicht, selbsterregte Schwingungen zu vermeiden, wurden dynamische Windkanalversuche durchgeführt. Für die niedrigste kritische Geschwindigkeit ist die niedrigste Eigenfrequenz maßgebend. Die niedrigste Torsionsfrequenz und Biegefrequenz des Tragwerkes wurden theoretisch bestimmt. Als Grundlage für die Dämpfung einer Durchlaufträgerbrücke mit orthotroper Platte wurden an einer Donaukanalbrücke, die von Waagner-Biro zur Entwurfszeit in Montage war, Schwingungsversuche durchgeführt und die Dämpfung ermittelt. Auf dieser Basis wurde ein dynamisch ähnliches Modell gebaut und mit diesem an der TH Graz Schwingungsversuche durchgeführt. Als Ergebnis konnte festgestellt werden, daß die wahrscheinliche Tragwerksdämpfung ausreicht, die kritische Windgeschwindigkeit auf über 120 bis 140 km/h zu heben. Da aber stetige Winde dieser Geschwindigkeit nicht mehr vorkommen, ist das Tragwerk als dynamisch stabil zu betrachten.

Zu 3: Um die Windwirkung auf Fahrzeuge festzustellen, wurden im Windkanal an verschiedenen Stellen des Fahrbahnquerschnittes Staudruckmessungen durchgeführt. Dabei zeigte sich, daß im ganzen Bereich zwischen den Geländern stark verwirbelte Strömung herrscht, so daß der Staudruck auf die Fahrzeuge immer kleiner ist, als der ungestörten Windgeschwindigkeit entspricht.

Der Staudruck ergab sich dabei auf den Außenspuren größer als an den Innenspuren. Um die Verhältnisse zu verbessern, wurden Versuche mit

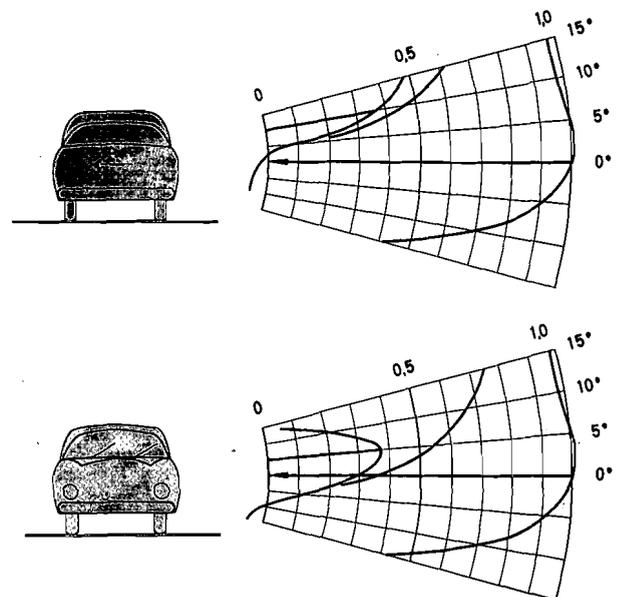


Bild 18: Staudruck auf Fahrzeuge
 Fig. 18: Head pressure on vehicles

einem Geländer durchgeführt, das waagrechte Sprossen in Form von Leitschaukeln hatte. Die Versuche ergaben eine wesentliche Herabsetzung des Staudruckes auf die Fahrzeuge in jeder Fahrspur. Der Strömungsverlauf im Querschnitt ließ vermuten, daß die Wirkung des Geländers weniger auf die Schaufelwirkung als auf die Absperrwirkung des nahezu vollen Geländers zurückzuführen ist. Die Versuchswiederholung mit vollwandigen Brückengeländern ergab dann sogar geringfügig günstigere Verhältnisse.

Mittelwerte des Versuchsergebnisses sind im Diagramm dargestellt, und zwar oben für die dem Wind zugekehrte Fahrbahn, unten für die abgewandte. Die Ordinaten zu den Linien rechts außen entsprechen dem Staudruck der ungestörten Windgeschwindigkeit, das heißt, diesem mit Vergleichswert 1 bei horizontaler Anströmung angenommenen Wind wären die Fahrzeuge ausgesetzt, wenn die Brücke keine oder nur offene Geländer hätte. Die mittlere der 3 Kurven zeigt die Staudrücke wie sie bei Vorhandensein von vollwandigen Geländern zu erwarten sind. Die linke Linie gibt Aufschluß darüber, wie eine zusätzliche Windblende zwischen den beiden Richtungsfahrbahnen die Verhältnisse noch wesentlich verbessert. Der Einfluß dieser Windblende macht sich ganz besonders auf der dem Wind abgekehrten Seite bemerkbar, und ist gerade dort von besonderer psychologischer Bedeutung, weil nur die Fahrzeuge auf der dem Wind abgewandten Fahrbahn über die Brücke hinaus in die Tiefe abgetragen würden. Unter Umständen könnte auch die Einrichtung einer Windwarnung an der Brücke der Verkehrssicherheit dienen. Dies wäre durch Warnschilder mit entsprechender Beschriftung möglich, die von einem Windgeber selbstständig gesteuert werden, oder einfacher durch Windsäcke, wie sie Oberbaurat Vatter an Brücken in Oberösterreich erprobt.

Die Montage des Stahltragwerkes beginnt an beiden Brückenenden. Zuerst werden in 17 und 35m Entfernung von den Widerlagern Montagetürme errichtet und auf diesen die ersten Brückenstücke aufgelegt und zusammengebaut. Von hier aus erfolgt nun die Montage im Freivorbau. Zur Aufnahme der ganz erheblichen Kragmomente wird das Tragwerk im Widerlager nach unten verankert.

Der Freivorbau vollzieht sich in der Weise, daß jeweils die 9 m langen Hauptträgerstücke mittels des Vorbaukranes auskragend montiert werden. Die Hauptträgerstöße werden dabei hochfest verschraubt. Die Untergurtbleche mit 3m Breite werden zwischen die Hauptträger eingerichtet, jeweils mit dem vorhergehenden Gurtblech verschweißt und anschließend mit dem Hauptträgerflansch vernietet, die Längsrippen hochfest verschraubt. Drei Untergurtplatten ergeben die Länge eines Hauptträgerstückes. Der Zusammenbau des Obergurtes vollzieht sich in derselben Weise. Die Untergurtplatte dient dabei bereits als Montageplattform.

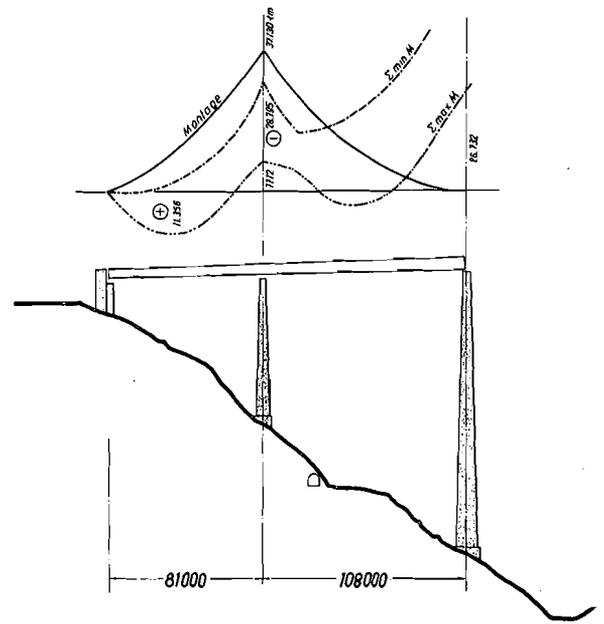


Bild 19: Freivorbau von Pfeiler I zum Pfeiler II, Momentenverlauf

Fig. 19: Free launching from pier I to pier II distribution of moments

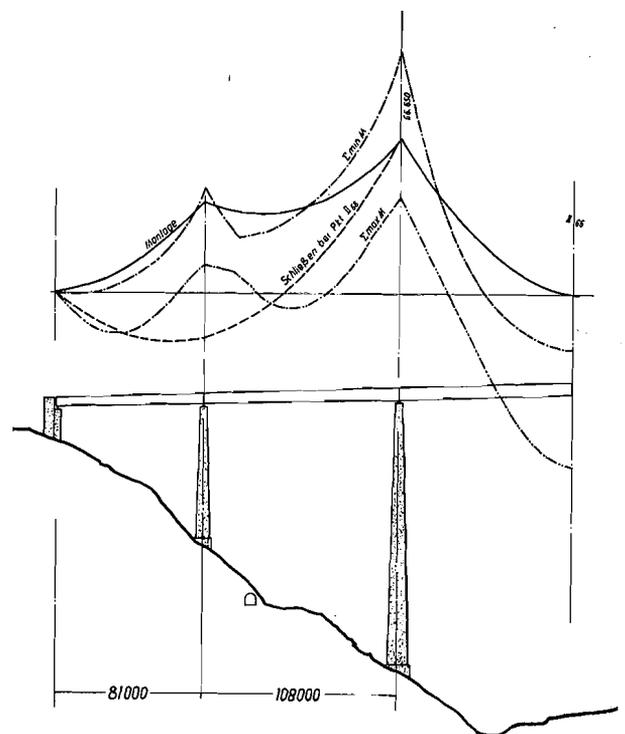


Bild 20: Freivorbau von Pfeiler II zur Brückenmitte

Fig. 20: Free launching from pier II towards bridge center

Bei der Montage leistet der Revisionswagen als Montagewagen bereits Dienst. Der Revisionswagen ist zweiteilig, ist jedoch normalerweise zu einem nach oben offenen U zusammengeslossen. Beim Passieren der Pfeiler lediglich werden die beiden Brückenhälften in Brückenmitte getrennt und die Arbeitsbühnen nach außen geschoben. Den wechselnden Stegblechhöhen können die vertikalen Schenkel des U durch Hubtürme, die in vertikalen Führungen verschiebbar sind, angepaßt werden. Mit Hilfe dieses Wagens ist es möglich, zu sämtlichen Stoßverbindungen während des freien Vorbaues der Brücke über dem Tal auf stählernen, durch Geländer gesicherten Arbeitsbühnen gefahrlos zu gelangen.

Der Freivorbau bringt es mit sich, daß bei der Montage sehr große negative Momente entstehen. Dabei war anzustreben, möglichst wenig Konstruktionsmaterial für diese Montagezustände zusätzlich aufzuwenden. Die größte Schwierigkeit verursacht dabei nicht das 198 m Mittelfeld, sondern die 108 m Seitenfelder, da bei diesen der Kragarm länger ist und weit geringere Querschnitte für das Tragwerk benötigt werden als für die dem großen Feld benachbarten Stützen.

Beim Vorbau zum Pfeiler II ist über dem Pfeiler I ein negatives Stützmoment von 37.100 tm aufzunehmen, dem im fertigen Bauwerk bei Überlagerung aller Einflüsse ein Minimalmoment von 28.800 tm gegenübersteht. Hierbei ist allerdings noch nicht berücksichtigt, daß ab Feldmitte der Vorbauquerschnitt reduziert wird. Zuerst werden auf 18 m die seitlichen Konsolen weggelassen, auf den nächsten 18 m auch die orthotropen Platten; im letzten Abschnitt werden nun noch die beiden Stege als Montageschnabel vorgebaut. Nach dem Erreichen des Pfeilers werden durch Heb- und Senkbewegungen an den Stellen, an welchen die weggelassenen Teile einzubauen sind, Momentnullpunkte erzeugt, um ein volles Mitwirken aller Teile sicherzustellen.

Hier sei ein Hinweis auf den Baustahl gegeben. Bei der Tragwerkskonstruktion wurde auf kleine ständige Last, also auf geringes Stahlgewicht aus wirtschaftlichen Gründen besonderer Wert gelegt. Es wird daher, soweit dies möglich ist, ein Mindestprofil in St 37 T ausgeführt, und wo dies

nicht mehr ausreicht, die Momentendeckung durch bessere Stahlgüte erreicht. Neben St 37 T kommt daher auch St 44 T zur Verwendung. Für die hochbeanspruchten Tragwerksteile wird ein hochwertiger, sprödebruchsicherer und selbst bei niedrigen Temperaturen hervorragend schweißbarer Sonderstahl verwendet, der die Werksbezeichnung Alfort-Stahl führt und von den Vereinigten Österreichischen Eisen- und Stahlwerken, Linz, im LD-Verfahren hergestellt wird. Seine Zugfestigkeit entspricht dem St 52 T mit 52 bis 64 kg/mm². Darüber hinaus wird die relativ hohe Elastizitätsgrenze von 29 kg/mm² garantiert, ein Wert, dem als Spannungsgrenze für den Montagezustand besondere Bedeutung zukommt.

Für die Stoßverbindung am Bau wurden sämtliche Arten von Verbindungsmitteln gewählt, und zwar werden die horizontalen Stöße der Hauptträger am Vormontageplatz genietet, die lotrechten Stegstöße mit H.V.-Schrauben geschlossen. Die Stumpfstöße der orthotropen Gurtplatten werden an der Baustelle geschweißt, während die Längsnähte zwischen den Gurtplatten und den Hauptträgern — um Schrumpfbewegungen zu vermeiden, erst nach dem Schweißen der Stumpfnähte — abgenietet werden. Alle übrigen Anschlüsse der orthotropen Platte werden hochfest verschraubt.

Vorläufig allerdings sind erst die ersten Teile der Stahlkonstruktion im Werk zur Abnahme räumlich zusammengebaut. Die Montage an der Baustelle wird in den nächsten Tagen beim Widerlager in Schönberg und im Frühjahr 1962 auf der Patscher Talseite einsetzen. Die Schaulustigen an der Brennerstraße, die jetzt den Fortschritt der Tiefbauarbeiten mit Interesse verfolgen, werden dann eine der kühnsten Stahlbaumontagen miterleben.

Zwischen dem Bau der alten Innsbrucker Innbrücke, eines Gitterträgers mit 25 m Feldweiten und dem 198 m weit gespannten Vollwandtragwerk der Europabrücke liegen 90 Jahre Entwicklung des Stahlbaues. 90 Jahre, in denen Technik und Ideologien unseren Lebensraum und die Lebensführung veränderten. Unverändert aber bleiben unsere Berge, die als krönende Silhouette über das Gebilde von Menschenhand aufragen.

OBR. Dipl.-Ing. Josef Gruber
Landesbauamt Innsbruck

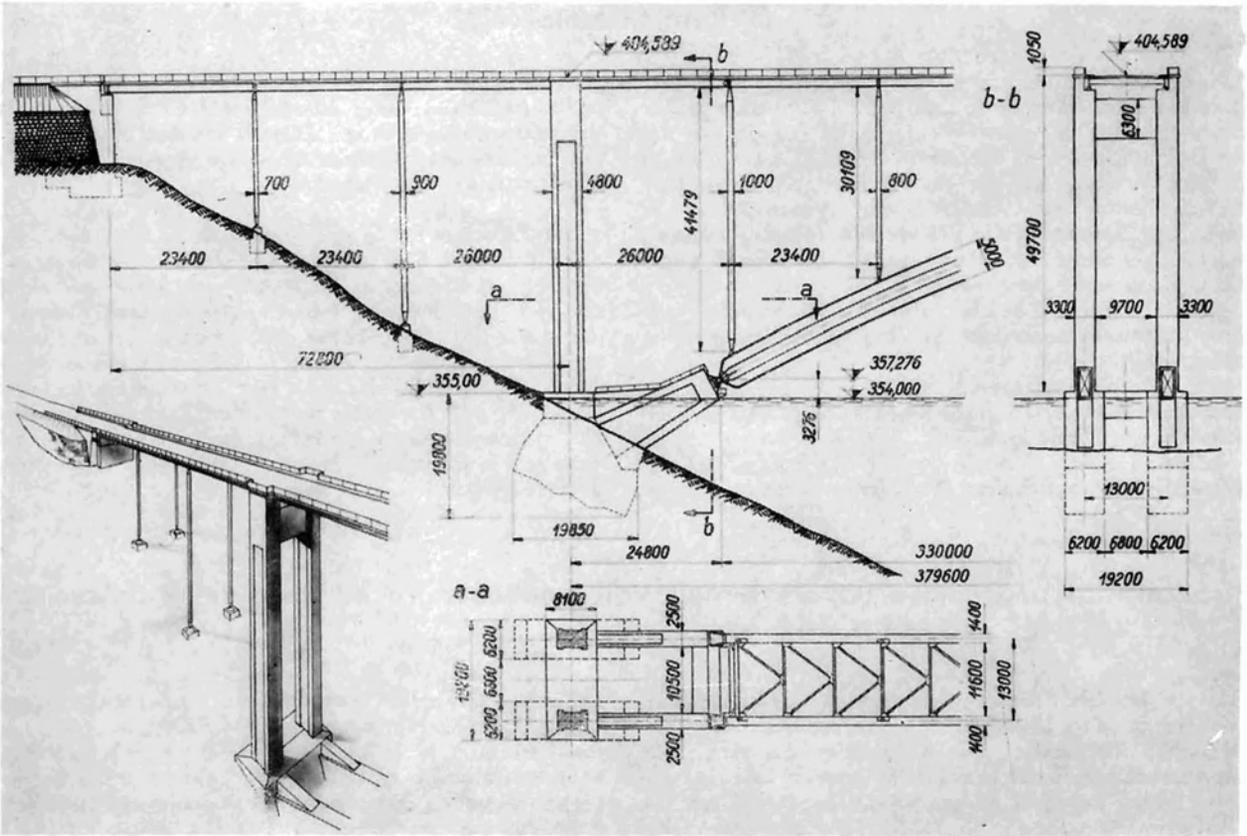
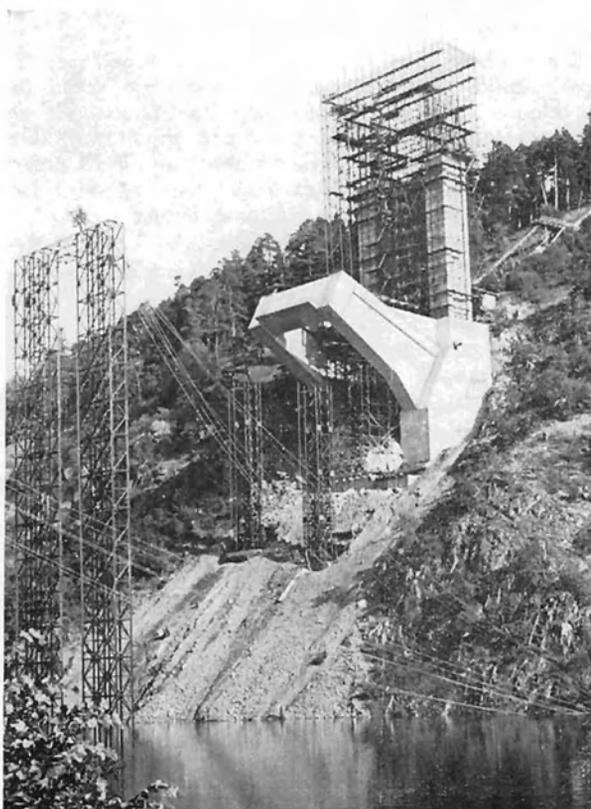


Bild 2: Entwurfseinzelheiten am linken Ufer

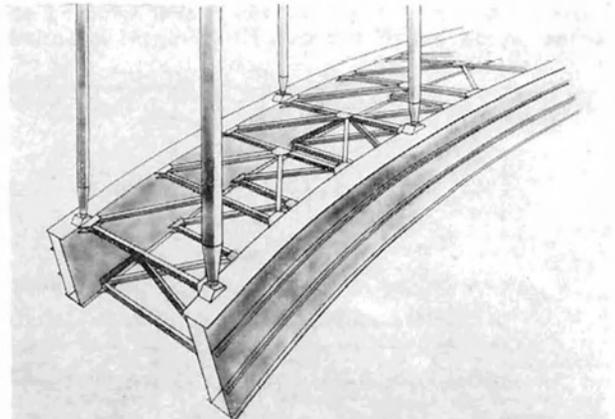
Bild 3: Bogenwiderlager am rechten Ufer nach Beginn des Staues



1. Der progressive Entwurf der Hauptträgerkonstruktion nach der sogenannten „Theorie der abgestuften Sicherheitskoeffizienten“.
2. Die Fahrbahnkonstruktion als Durchlaufträger großer Länge in Verbundbauweise für lotrechte und waagrechte Kräfte.
3. Lagerung und Dilatation der Fahrbahnkonstruktion auf den Pfeilern über den Bogenkämpfern.
4. Entwurf der Windverbände als Raumtragwerke.
5. Die Nachstellbarkeit der Kämpfergelenke unter einer Bogenlängskraft von 3600 t unter Eigengewicht der Brücke.

Leider fehlt es an der Zeit, um Einzelheiten dieser Probleme näher zu erörtern.

Bild 4: Anordnung der Bogenverbände



Bemessung der Wände von Vollwandträgern

Von Dozent Dipl.-Ing. Josef D j u b e k, Preßburg

Der Vortragende weist eingangs auf die bekannte Tatsache hin, daß mit dem Erreichen der kritischen Beulspannung eines ausgesteiften Stegbleches die Tragfähigkeit des Vollwandträgers bei weitem noch nicht erschöpft ist. Es besteht ein grundsätzlicher Unterschied zwischen dem Verhalten eines gedrückten Stabes und dem der Stegbleche vollwandiger Träger, dem die bisher geltenden Berechnungsvorschriften nicht entsprechend Rechnung tragen würden.

Im Zuge der in der Tschechoslowakei im Gange befindlichen Neuregelung der Berechnungsvorschriften für Baukonstruktionen auf Grund ihrer Grenzzustände wurde ein Vorschlag ausgearbeitet, nach dem die rechnerische Sicherheit gegen Ausbeulen der Stegblechfelder vollwandiger Träger nicht mehr konstant, sondern im Hinblick auf die kritische Spannung veränderlich und von der Schlankheit des Stegbleches abhängig festgesetzt werden soll.

Bild 2 zeigt die Form der Ausbiegungsfläche dieser Stegblechwand unter einer Belastung, die 4,6fach größer ist als die kritische Belastung, die für die Beulung des Bleches maßgebend ist. Die Ausbiegungen des Bleches wurden stereophotogrammetrisch bestimmt und mit Meßbühren überprüft.

Bild 3 zeigt den Verlauf der Normalspannungen in der mittleren Stegebene bei einer 4,6fachen Überschreitung der kritischen Belastung. Die Spannungen wurden auf einer vollautomatischen Transistorrechenmaschine Elliott 803 berechnet. Das Diagramm zeigt für diese, die kritische Beanspruchung überschreitende Belastung eine Zunahme der Normalspannungen in der Druckzone und eine Abnahme in der Zugzone. Die Plastifizierung des Querschnittes ist daher in der Druckzone zuerst zu erwarten, was sich auch bei den Versuchen bestätigte.

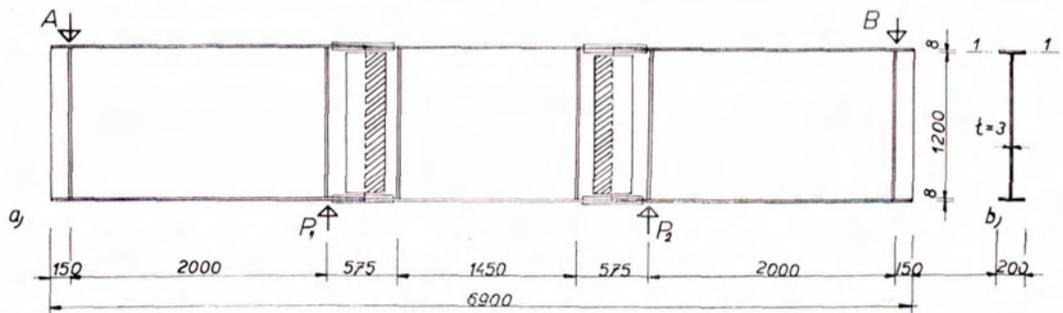


Bild 1: Versuchsträger

- a) Versuche mit einem durch reine Biegung beanspruchten Vollwandträger:
Der in Bild 1 dargestellte geschweißte Vollwandträger wurde, wie in Bild 1 wiedergegeben, belastet, so daß das Mittelfeld nur durch Biegung beansprucht wird.
- b) Einführung einer reduzierten Stegblechstärke $t_r = \varphi \cdot t$. Der Koeffizient φ kleiner oder gleich Eins gibt die Verminderung der Tragfähigkeit des ausgebeulten Stegbleches infolge der zusätzlichen Spannungen an. Er ist im allgemeinen von der Art der Belastung, ihrer Größe,

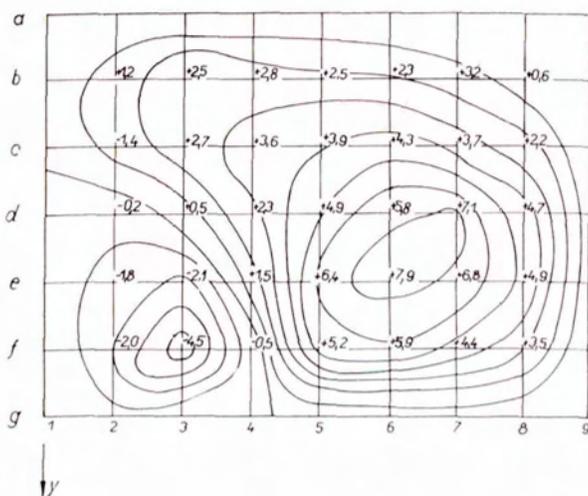


Bild 2: Ausbiegungsfläche des Stegblechmittelfeldes des Trägers nach Bild 1 unter 4,6facher Überschreitung der kritischen Belastung. Die Ausbiegungen sind in Millimeter angegeben

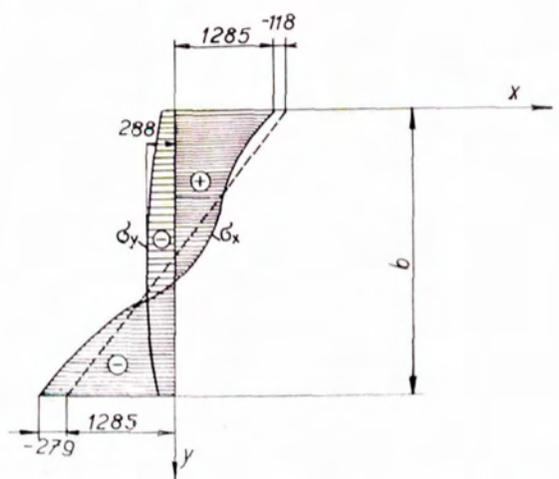


Bild 3: Spannungsverlauf σ_x und σ_y in kg/cm^2 in der mittleren Stegebene des in Bild 1 gezeigten Versuchsträgers bei 4,6facher Überschreitung der kritischen Belastung

dem Verhältnis der Seiten des Stegblechfeldes $\alpha = a/b$ und der Plattenschlankeheit b/t abhängig.

Nach einem Vergleich der auf experimentellem Weg ermittelten Tragmomente mit den unter Berücksichtigung der reduzierten Stegblechstärke errechneten Pla-

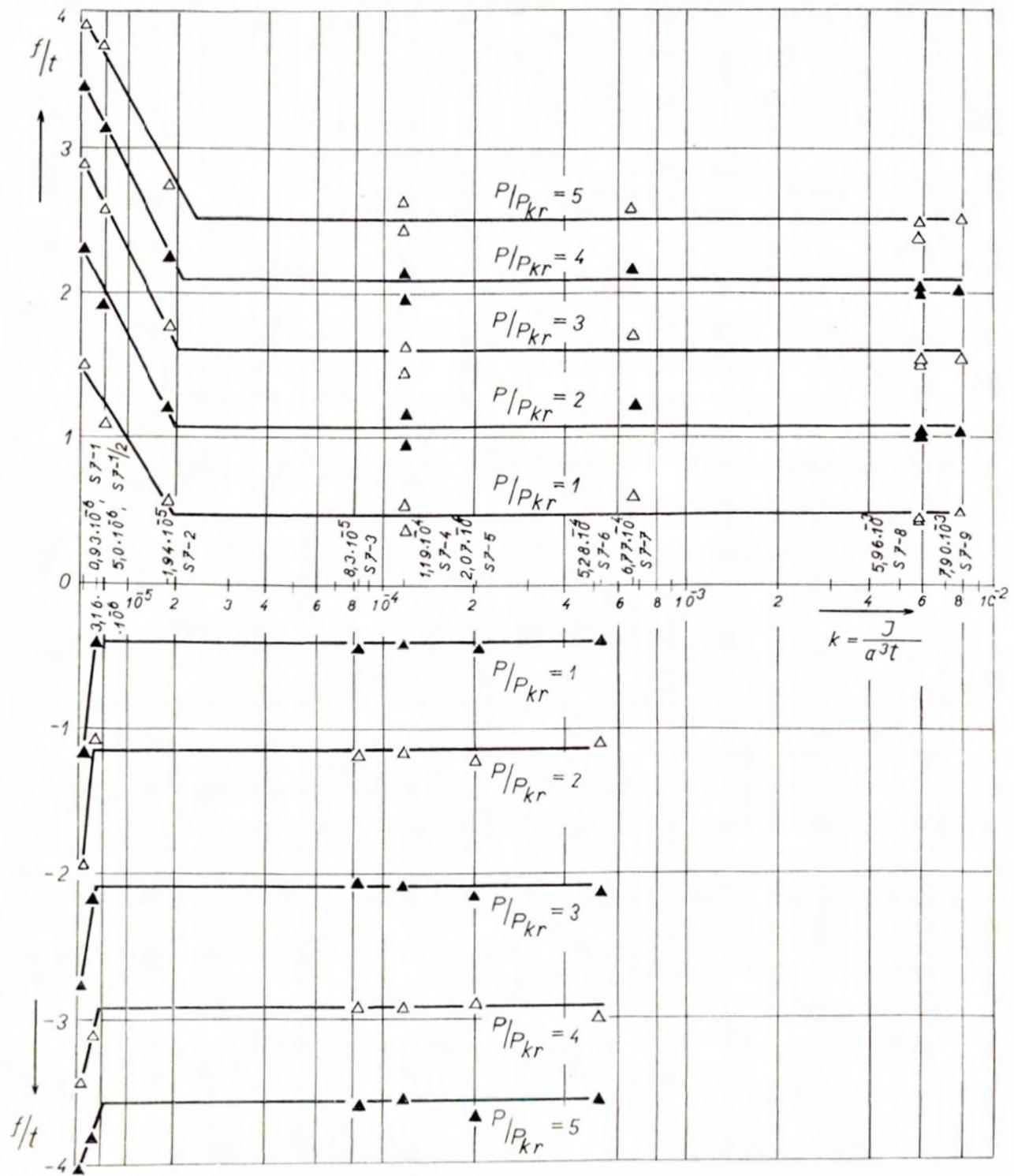
stifizierungsmomenten folgen Angaben über die Bestimmung der Schubkraft, die von einem im überkritischen Bereich beanspruchten Stegblech noch übertragen werden kann.

Für den Koeffizienten φ wird nach Analyse von zahlreichen bisher theoretisch ermittelten Resultaten und Versuchsergebnissen folgende einfache Formel vorgeschlagen:

$$\varphi = a - b/n$$

Hiebei sind a und b Konstante und $n = P/P_{kr}$ gibt das Verhältnis zwischen der Last des im überkritischen Be-

Bild 4: Abhängigkeit der relativen Ausbiegungen f/t eines Stegbleches mit dem Seitenverhältnis $a/b = 1,20$ von der Biegesteifigkeit der Gurtungen in Trägerebene für verschiedene, überkritische Belastungen



reich liegenden untersuchten Zustandes und der kritischen Last an. Empfohlen wird $a = 0,2$ und $b = 0,8$. Für $P = P_{kr}$ wird $\varphi = 1$.

- c) Einfluß der Biegesteifigkeit der Gurtungen in Trägerebene auf das Verhalten des Stegbleches. R o c k e y (Engineering 1957, Seite 791) beschäftigte sich als erster ausführlicher mit der Frage, wie groß die Biegesteifigkeit der Gurtungen in Trägerebene sein muß, um die Membrankräfte eines ausbeulenden Stegbleches aufnehmen zu können. Er empfiehlt für die Mindeststeifigkeit die Bedingung

$$\frac{I_{\min}}{a^3 \cdot t} = 0,00035 \cdot \left(\frac{T}{T_{kr}} - 1 \right)$$

für ein schubbeanspruchtes Feld und den Bereich $1 \leq \frac{T}{T_{kr}} \leq 4$. Hierin ist I das Trägheitsmoment des Gurtes

bezogen auf die eigene Schwerachse 1-1 (siehe Bild 1) senkrecht zur Trägerebene, a die Entfernung der Queraussteifungen des Trägers und t die Stegblechstärke. Gurtungen mit geringerer Steifigkeit wären nach R o c k e y nicht in der Lage, die Membranspannungen des ausgebeulenden Stegbleches bei überkritischen Belastungen aufzunehmen. R o c k e y schließt daraus, daß Träger mit Gurtungen geringerer Steifigkeit ihre Tragfähigkeit sofort verlieren, wenn das Stegblech ausbeult. Dagegen zeigen Versuche, die in der Tschechoslowakei mit Trägern nach Bild 1 durchgeführt wurden, wesentlich günstigere Ergebnisse. Dieser Träger, dessen Gurtsteifigkeit

$$k = \frac{I}{a^3 \cdot t} = 0,93 \cdot 10^6$$

ist, ertrug sowohl bei reiner Biegung wie auch bei reinem Schub oder kombinierter Beanspruchung durch Schub und Biegung das Vierfache der für die Stegblechbeulung kritischen Belastung, ohne die Fließgrenze in den Gurtungen oder im Stegblech zu erreichen.

Die Gurtsteifigkeiten wurden hierauf durch Anschrauben zusätzlicher Gurtbleche oder Profilstähle im mittleren Trägerteil variiert und die Ausbiegungen des Stegbleches und die zugehörigen Spannungen für die verschiedenen Belastungsstufen ($P/P_{kr} = 1$ bis 4) gemessen. Die relativen Ausbiegungswerte f/t sind in Bild 4 aufgetragen und mit Dreiecken gekennzeichnet. Wo Zwischenpunkte für die gleiche Belastung einander benachbart übereinander liegen, wurden zwei Versuche gemacht, deren Ergebnisse erwartungsgemäß etwas streuen. Die empirisch gefundenen Punkte wurden durch Gerade miteinander verbunden, die nach der Methode der kleinsten Quadrate ermittelt wurden.

Die gleichen Versuche für das Seitenverhältnis $a/b = 2$, bei dem weniger günstige Ergebnisse zu erwarten sind, sind derzeit im Gange.

- d) Schlußfolgerung.

Die Bemessung der Stegbleche vollwandiger Träger nach ihrem wirklichen Tragverhalten an Stelle der bisherigen Festlegungen die die Beulspannung des Bleches zugrunde legten, verspricht eine wesentliche Herabsetzung des Stahlaufwandes vollwandiger Konstruktionen. Natürlich setzt diese Konzeption eine weitere genaue Bestimmung des Koeffizienten φ voraus. Derzeit sind in der Tschechoslowakei theoretische Untersuchungen und Versuche mit dieser Zielsetzung im Gange.

Man sieht, daß bei Gurtsteifigkeiten über $k = 0,0000194$ die Ausbiegungen des Stegbleches fast unabhängig von der Steifigkeit des Gurtes bleiben.

Auf Grund dieser Ergebnisse kann man als kleinste Gurtsteifigkeit

$$k = 0,00002$$

empfehlen. Das bedeutet, daß die Gurtungen geschweißter Träger mit üblichen Abmessungen ausreichend steif sind, um die Membrankräfte des unter überkritischen Belastungen ausbeulenden Stegbleches aufnehmen zu können.

Die ungünstigeren Ergebnisse von R o c k e y sind wahrscheinlich mit der gewählten Form des Versuchselementes zu erklären.

*

An den Bericht des Herrn Doz. Dipl.-Ing. D j u b e k schloß sich eine lebhafte Diskussion an, in der hauptsächlich zwei Standpunkte eingenommen wurden. Einerseits wurde die Meinung vertreten, daß der wirtschaftliche Gewinn bei extrem dünnen Stegblechwänden nicht so bedeutend wäre, um ihre Nachteile bei definitiven Bauwerken in Kauf zu nehmen. Andererseits wurden die Bemühungen um die Wirtschaftlichkeit der Bemessungsmethoden, wie sie in allen Industrieländern derzeit in ähnlicher Weise laufen wie vom Berichterstatter vorgetragen, als erfolgversprechend positiv beurteilt.

Auf Anfragen über verschiedene Einzelheiten und Ergebnisse der Untersuchungen gab Herr Prof. Dr. Ing. F a l t u s, Technische Hochschule Prag, bekannt, daß die Untersuchungen in der Tschechoslowakei noch im vollen Gange wären, so daß derzeit kein abschließendes Urteil möglich wäre. Sobald die Untersuchungen einen gewissen Abschluß erkennen ließen, würde darüber definitiv berichtet werden.

Schlußwort

Direktor Dr.-Ing. H u g o S c h ö n, Präsident des Österreichischen Stahlbauverbandes

Meine sehr geehrten Damen und Herren!

Mit dem Vortrag des Herrn Oberbaurat Gruber über die Europabrücke, durch den wir einen fesselnden Einblick in die großzügige Konzeption dieses imponierenden Ingenieurbauwerkes gewinnen konnten, und den interessanten Kurzberichten der beiden Herren aus der Tschechoslowakei ist der Vortragsteil unserer diesjährigen Tagung zu Ende gegangen. Ich hoffe, daß es gelungen ist, bei unserem Streifzug

durch die verschiedenen Anwendungsgebiete des Stahles im Dienste des Verkehrs einen Überblick über die Bedeutung des Baustoffes Stahl und der daraus hergestellten Konstruktionen für dieses lebenswichtige Gebiet der Technik zu geben.

Wir werden morgen vormittag bei unserer ersten Exkursion Gelegenheit haben, die Baustelle der Brenner Autobahn und der Europabrücke zu besichtigen, und uns von der Kühnheit dieses Bauwerkes an Ort und Stelle überzeugen können.

Der Nachmittag des Samstages führt uns zur Seil-
schwebebahn auf die Nordkette und der Sonntag zur
österreichischen Zugspitzbahn. Meine Damen und
Herren, Sie werden sich vielleicht fragen, warum wir
diese Anlagen, die schon auf einen jahrzehntelangen
Bestand zurückblicken können, in unser Exkursions-
programm aufgenommen haben. Der Grund hierfür
liegt nicht nur in der großen landschaftlichen Schön-
heit, die die Umgebung dieser Bahnen auszeichnet,
sondern vor allem in dem Umstand, daß diese alten
Anlagen in den letzten Jahren zur Erhöhung ihrer
Leistungsfähigkeit wesentlich modernisiert und um-
gebaut wurden. Beide Bahnen sind damit ein sinn-
fälliges und überzeugendes Beispiel der vielseitigen

Wandelbarkeit und Anpassungsfähigkeit des Baustof-
fes Stahl. Diese Eigenschaften ermöglichen die ver-
schiedensten Umbauten und Verstärkungen an den
aus Stahl gefertigten Konstruktionen und zeichnen
den Baustoff Stahl vor allen anderen Baustoffen aus.

Damit schließe ich mit nochmaligem herzlichen
Dank an die Herren Vortragenden, die sich der Mühe
der Vorbereitung und Durchführung ihrer Referate
unterzogen haben, und an Sie alle, meine Damen
und Herren, die diesen Vorträgen mit Aufmerksam-
keit und Interesse bis zum Schluß gefolgt sind, den
ersten Teil der Österreichischen Stahlbautagung 1961
und wünsche Ihnen allen noch ein paar interessante
und genußvolle Tage in diesem schönen Land Tirol.

Extracts

Tendency in Developing Aerial Ropeways

by Prof. Dr. techn. E. Czitary, Wien Page 4

Subject of this paper is the aerial ropeway equipped
with hauling and carrying ropes for passenger services.
After brief definition of the two ropeway systems mainly
applied – the "to-and-fro" (single reversible), and the
"jig-back" (double reversible) systems, the historical deve-
lopment of these conveying means in Austria is briefly
discussed. So far, Austria possesses 48 such installations
with 60 sections, and besides of these 96 chair lifts and
388 ski lifts.

In the follow, the two above mentioned ropeway systems
are compared from the point of efficiency, operation
safety, and economy, whereat some technical particulars,
such as ropes, cabins, supports, driving winch gears and
stations are also mentioned.

It is stated that nowadays the "to-and-fro" system attain

a speed of 10 m/sec, easily allowing a cabin capacity
of 60 passengers, so that at a ropeway length of 2 km,
an efficiency of 500 persons per hour may be reached
in economical manner. By this high efficiency combined
with simplicity in construction, the "to-and-fro" system
rather appears to be preferred. In case of the "jig-back"
ropeway which installation easier and independent from
the ropeway length allows high efficiencies, efforts are
being made to improve its economy by increasing the
speed from 3,0 to 3,5 m/sec, and by an automatic control
of the cabins in the stations.

The total amount invested for passenger ropeways and
chair lifts in Austria, reaches almost 2milliard Austrian
Schilling. Aerial ropeways show utilization of about 30%,
while chair lifts reach about 12,5% only.

Steel in Service of Short Distance Conveyance, and the Duties of Conveying Devices

by Prof Dr. techn. J. Billich, Wien Page 14

The present problems in manufacturing conveying de-
vices involve the questions of handling increasingly hea-
vier single loads and quantities at growing speeds, yet
requiring a minimum of space for operation, improved
protection against accident, less expenditure in main-
tenance, and a minimum of labor force under aggravat-
ing operation conditions. The problems can be faced only
by measures of influential effect on each other, taken in
the lines of steel engineering, mechanical engineering
and electrical engineering. As from the side of steel en-
gineering, the contribution for meeting these require-
ments comprises improvement of load assumptions,

establishing of more accurate calculation methods, techno-
logical advantages in respect of material, and construc-
tive solutions with regards to light construction. In these
connections it is closer referred to projects carried out by
the Austrian industry. From the point of steel engineering
loading bridges, foundry- and stripper cranes, steel mill
equipment, travelling platforms, and other kinds of crane
constructions, like gantry cranes, indoor cranes, wharf
cranes, etc. are briefly discussed. Finally the author refers
to the enormous consumption of steel for theatre stage
equipment which in Austria had been remarkably increas-
ing, since the end of last war.

Railways as Steel Consumer under Particular Consideration of Railroad Track

by Dipl.-Ing. W. Czuba, Wien Page 37

Examinations carried out by the UNO Department for Economic and Social Affairs have proved that a remarkable share (8,7 %) of world steel production is held by railways. About half of this quantity is consumed in track material. It is expected that the future world steel demand for track material will gradually increase. Whether this also applies to Austria, is subject to closer investigations.

Although given assumptions might let expect that also Austria will increase its share in world steel consumption

for track material, it is stated that in view of the fact that all repair work due to war damages, and post-war events, as well as all outstanding replacement work on tracks has been carried out on large scale, the Austrian State Railways (ÖBB) will rather decrease their steel consumption in track material to approx. 30.000 t per year.

General principles are then discussed with regards to improvements in track design, the general scheme for economy hereto, as well as some brief survey is given about the present status of developments in this line.

Bridges in Service of the Austrian Federal Railways

by Dipl.-Ing. W. Tschepfer, Wien Page 51

The report is introduced by a survey on existing bridges, and the tasks of bridge service. Annually, about 2500 t steel bridges are built. Five major bridge structures, erected in the last few years, are discussed in details.

There is a continuous truss girder of 3x53,40 m span, which for the sake of bridge maintenance, is most reasonably designed of sections of the closed box type. The gusset plates are welded in the chord webs. Site connections and joints are executed with friction grip high tensile bolts.

The report is continued by the question of economic application of torsional stiff box girders in a bridge

superstructure, carrying 9 tracks of a railway station over a metropolitan thoroughfare, and also in a double-track railway bridge crossing a small river at an angle of 22°. In both cases the torsional stiff box girders allow a very effective design with low bending moments.

Finally, it is reported about erection of a single-track railway bridge, crossing as continuous girder of 78+87+96+87+78 m spans a valley in 90 m height. The superstructure of the latter shows a trapez hollow box allowing the bridge timber to rest on the main girders directly without using stringers, so that considerable weight is saved.

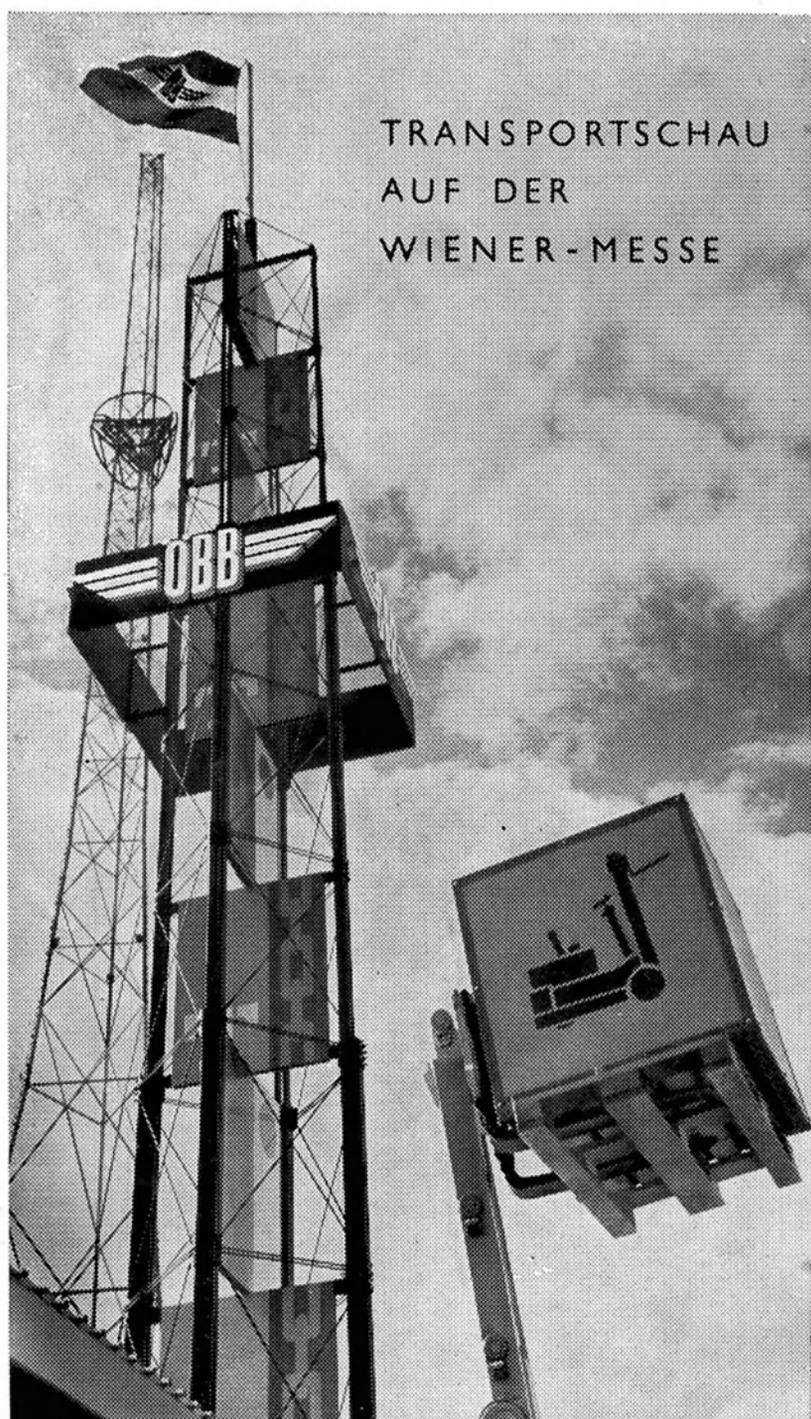
Steel Road Bridges in Tyrol

by Dipl.-Ing. J. Gruber, Innsbruck Page 67

In course of building the Brenner Road, as a section of the future Brenner Autobahn, at present, the highest bridge of Europe – the "EUROPE BRIDGE" – is under construction in the south of Innsbruck between the two villages Patsch and Schönberg. By this gigantic bridge structure of 815 m length, the Autobahn will span the Sill-Valley in 190 m height above valley floor. The supporting steel structure of the main bridge, a torsional-stiff plate girder of box type, is extending continuously over 6 spans of 81+108+198+108+2x81 m.

Primarily, this report is devoted to the preliminary studies and planning work of the bridge in respect of road building. Of the bridge itself, so far approximately

80% structure are carried out, and erection of the superstructure is just commenced. The report is introduced by a general survey on existing road bridges in Tyrol, being more or less a reflection of the history on steel road bridges, beginning with the oldest bridge, the "Innsbrucker Innbrücke", which after 1871 was executed as a truss girder bridge with 3 x 25 m spans. Photographs taken from various truss girder and plate girder bridges, continue the review of development in building steel bridges in Tyrol, covering a period of more than 90 years. From the truss girder bridge of 25 m span, steel engineering has taken straight course to the 198 m span plate girder construction of the Europe Bridge.



TRANSPORTSCHAU
AUF DER
WIENER-MESSE

ZUSE

**Pionier auf dem Gebiet
programmgesteuerter
Rechenanlagen**

Dr. Konrad Zuse baute 1941 die erste programmgesteuerte Rechenanlage der Welt (Z 3)

ZUSE entwickelte 1960 zwei alphanumerische Rechenanlagen in Transistor-Technik mit Ein- und Ausgabe über Lochstreifen, Lochkarten und Drucker – und einen Lochstreifen- bzw. Lochkartengesteuerten volltransistorischen Zeichentisch

ZUSE Z 23

Binäre Transistor-Rechenanlage mit großer Flexibilität durch analytischen Code

Geeignet für die Probleme der Forschung, Kerntechnik, Geodäsie, Optik, Bautechnik, Industrie, Behörden.

Rechenzeiten im festen Komma:

190 000 Additionen/min
4 500 Multiplikationen oder Divisionen/min

im gleitenden Komma:

5 600 Additionen/min
3 000 Multiplikationen oder Divisionen/min

Speicherzellen zur Aufnahme von je 11 Dezimalstellen (40 bit Wortlänge):

240 im Magnetkernspeicher · 8192 auf der Magnetrommel · 1 Mill. je Magnetbandeinheit

ZUSE Z 31

Dezimale Transistor-Rechenanlage nach dem Baukastenprinzip

Zur Datenverarbeitung für Banken, Sparkassen, Versicherungen, Forschung, Technik, Industrie, Handel, Behörden.

Preiswerte Grundausführung und große Anzahl kleinerer Baueinheiten erlauben Gerätekombinationen, die praktisch jedem Verwendungsgebiet angepaßt werden können.

Hohe Ein- und Ausgabegeschwindigkeit und laufende Kontrollen durch spezielle Sicherheitscode erschließen dieser alphanumerischen Rechenanlage ein weites Feld, besonders in der kaufmännischen Datenverarbeitung.

In der Minute:

140 000 Additionen und 2000 Multiplikationen.
Speicherzellen mit je 10 Dezimalstellen u. Vorzeichen:

Bis zu 9 000 im Magnetkernspeicher
6 000 je Magnetrommel
750 000 je Magnetbandeinheit

Zuse-Elektronik, Wien

I., Canovagasse 5, Tel. 65 33 88

Generalvertretung für Österreich der

ZUSE KG - BAD HERSFELD
Elektronen-Rechenanlagen

Kennen Sie Ihre Arbeitsreserven im Bürobetrieb?

„wie“-Bücher

- 1 Klein, Wie löst man Raumprobleme des Büros. 2. Auflage, 64 Seiten, 27 Abb. Kart. S 49,-.
- 2 Winkler, Wie stellt man von Hand- auf Maschinenbuchhaltung um. 56 Seiten. Kart. S 34,50.
- 3 Dr. Stubenrecht, Lochkarten im Klein- und Mittelbetrieb. 2. Auflage, 96 Seiten, 79 Abb. Kart. S 69,10.
- 4 Boje, Wie erzielt man rationelle Arbeitsplätze im Büro. 80 Seiten, 58 Abb. Kart. S 34,50.
- 5/6 Boje, Wie senkt man Schreibkosten. 112 Seiten, 16 Abb. Kart. S 69,10.
- 7/8 Dr. Munter, Wie bucht und fakturiert man elektronisch. 88 Seiten, mit 17 Abb. S 69,10.
- 9 Fischer, Büroeinrichtung in Beispielen! 56 Seiten, 25 Abb. S 49,-.
- 10/11 Boje, Rationelles Fakturieren. 120 Seiten, zahlreiche Abb. S 69,10.
- 13/14 Gericke/Hansmann, Rationelle Werbearbeit durch Organisationsmittel. 112 Seiten, davon 64 Bildseiten. S 69,10.

Dr. Munter, Maschinell Buchen und Fakturieren. 104 Seiten, zahlreiche Abb. S 82,-.

Dr. Munter, Buchungsmaschinen. 138 Seiten, zahlreiche Abb. S 106,50.

Tatham/Gehrke, Kosten sparen im Büro. Rationelle Arbeitsmethoden und Arbeitsmittel für kleinere und mittlere Büros. 112 Seiten. S 62,-.

Dr. Scheiblers Wirtschaftsgrundrisse

- Nr. 1: „1000 volkswirtschaftliche Fragen und ihre Beantwortung.“ 3. Auflage, 112 Seiten. S 36,-.
- Nr. 2: „1000 betriebswirtschaftliche Fragen und ihre Beantwortung.“ 4. Auflage, 112 Seiten. S 43,20.
- Nr. 3: „1000 juristische Fragen – kompendienhaft zusammengestellt und beantwortet.“ 120 Seiten. S 43,20.
- Nr. 4: „Wirtschaftsstatistik in Theorie und Praxis.“ 116 Seiten. S 49,-.

Die meisten Unternehmen verfügen noch über „stille Arbeitsreserven“ in der Verwaltung, die in sehr vielen Fällen ohne nennenswerte Investitionen aufzulösen sind. Angesichts eines allgemeinen Mitarbeitermangels kommt es mehr denn je zuvor darauf an, diese Rationalisierungsmöglichkeiten auszunutzen. Insbesondere das Rechnungswesen mit Betriebs- und Finanzbuchhaltung, sowie die Auftragsbearbeitung und Fakturierung bieten zahlreiche Möglichkeiten, die vorliegenden Arbeitsmengen schneller und rationeller zu erledigen.

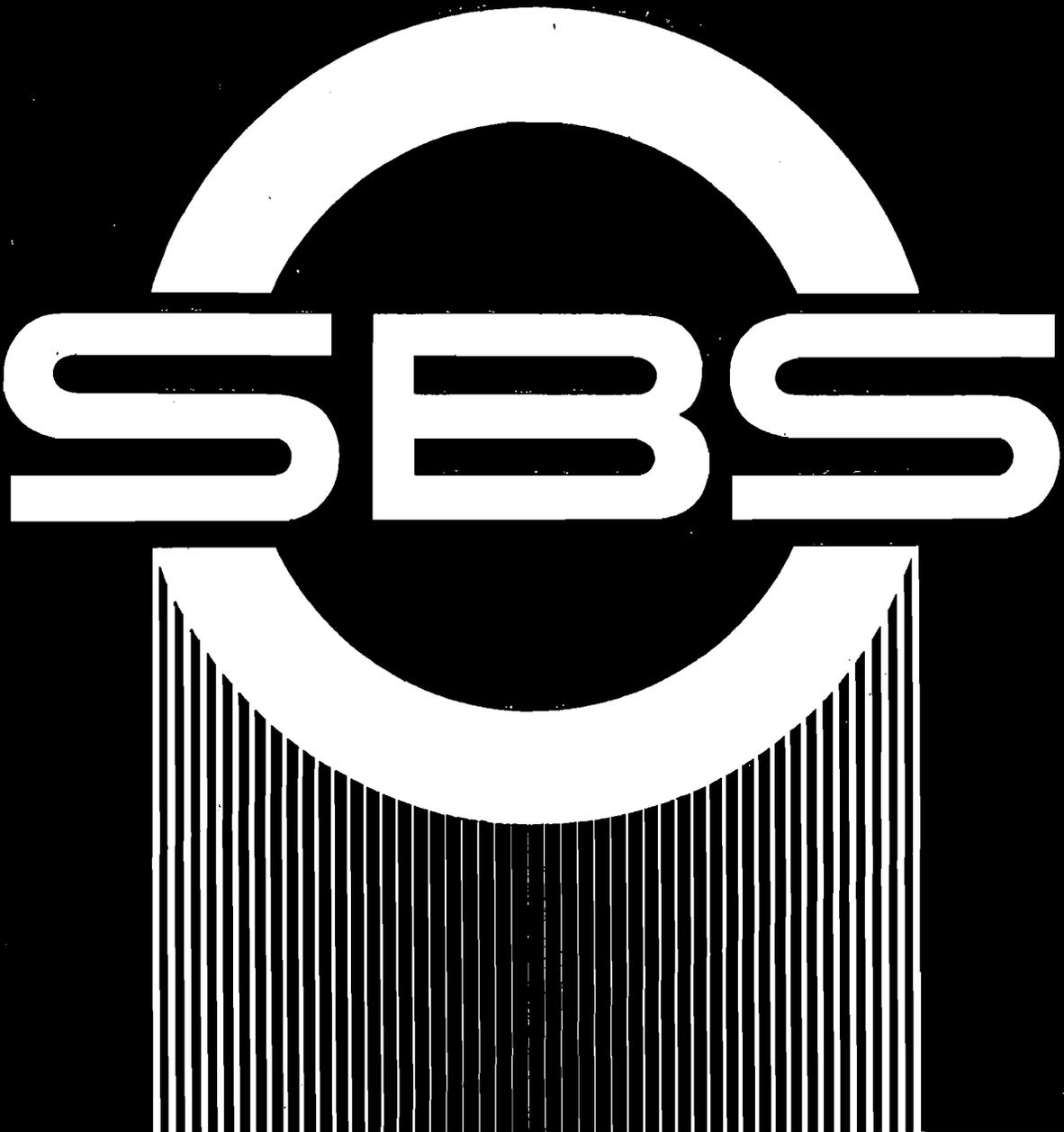
Die vorstehenden Bücher, die zum größten Teil der WIE-Buchreihe angehören, zeigen Ihnen anschaulich und leicht verständlich, WIE Sie diese stillen Reserven – mit und ohne Investitionen – aktivieren können. Diese Bücher geben Ihnen unmittelbar auswertbare Rezepte, die ganz konkret sagen, WIE man's macht.

Bitte richten Sie Ihre Bestellung noch heute an Ihren Buchhändler oder an den

**DIPL.-ING. RUDOLF BOHMANN
INDUSTRIE- UND FACHVERLAG**

WIEN I, CANOVAGASSE 5

FERNRUF 65 86 85



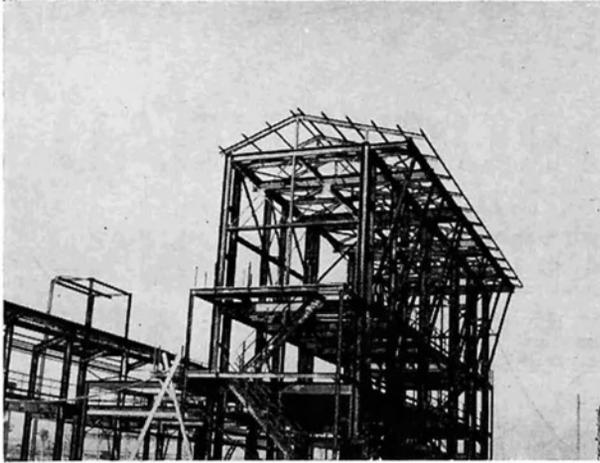
SBS

Nahtlose Stahlrohre

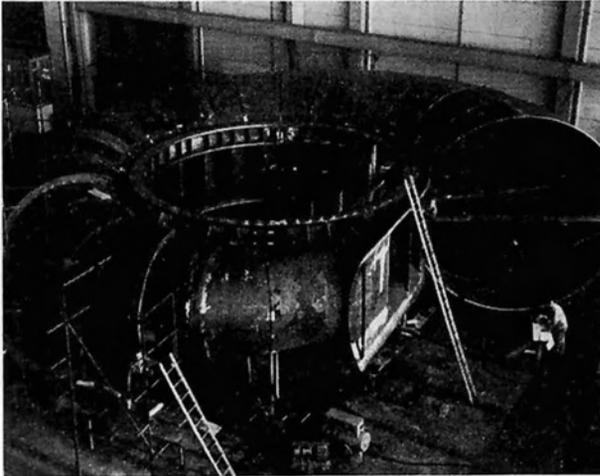
SCHOELLER-BLECKMANN
STAHLWERKE AKTIENGESELLSCHAFT

ROHRVERKAUF: Wien I, Tuchlauben 13, Tel.: 63 06 91, FS.: 1765

Auch zu beziehen durch den Fachgroßhandel



Stahlkonstruktion für eine Raffinerie



Geschweißte Turbinenspirale



Rundlaufkran für Atomreaktor



STAHLHOCHBAU

HALLENKONSTRUKTIONEN
jeder Art

STAHLKONSTRUKTIONEN
für den industriellen Ausbau

STAHLKONSTRUKTIONEN
für Förderanlagen

STAHLGERÜSTE
für Freiluftschaltanlagen

SEILBAHNSTÜTZEN

BUNKER und SILOANLAGEN

GESCHWEISSTE BLECHKONSTRUKTIONEN

SCHWEISSKONSTRUKTIONEN
für den Schwermaschinenbau

KRANBAU

FÜR ALLE TRAGFÄHIGKEITEN
mit Hand- und Elektroantrieb

LAUFKRANE
für Montage, Gießerei, Bekohlung

HALBPORTAL- und PORTALKRANE

DERRICK-KRANE

MAGNET- und GREIFERKRANE

SPEZIALKRANE

MASCHINENFABRIK
ANDRITZ
ACTIENGESELLSCHAFT
Graz-Andritz Austria



WIENER BRÜCKENBAU UND EISENKONSTRUKTIONS- AKTIENGESELLSCHAFT

Zentralbüro: Wien X, Hardtmuthgasse 131–135

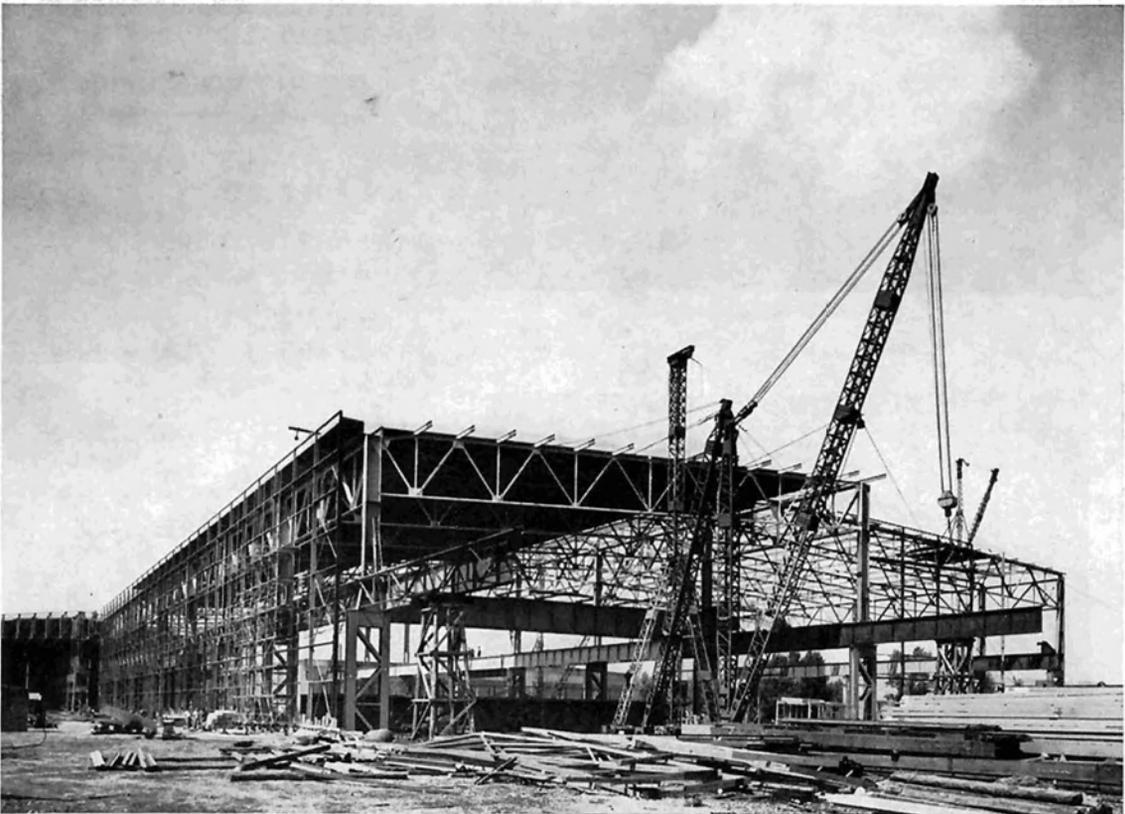
Postfach: Wien 67

Telefon: 64 36 86, Fernschreiber: 1785

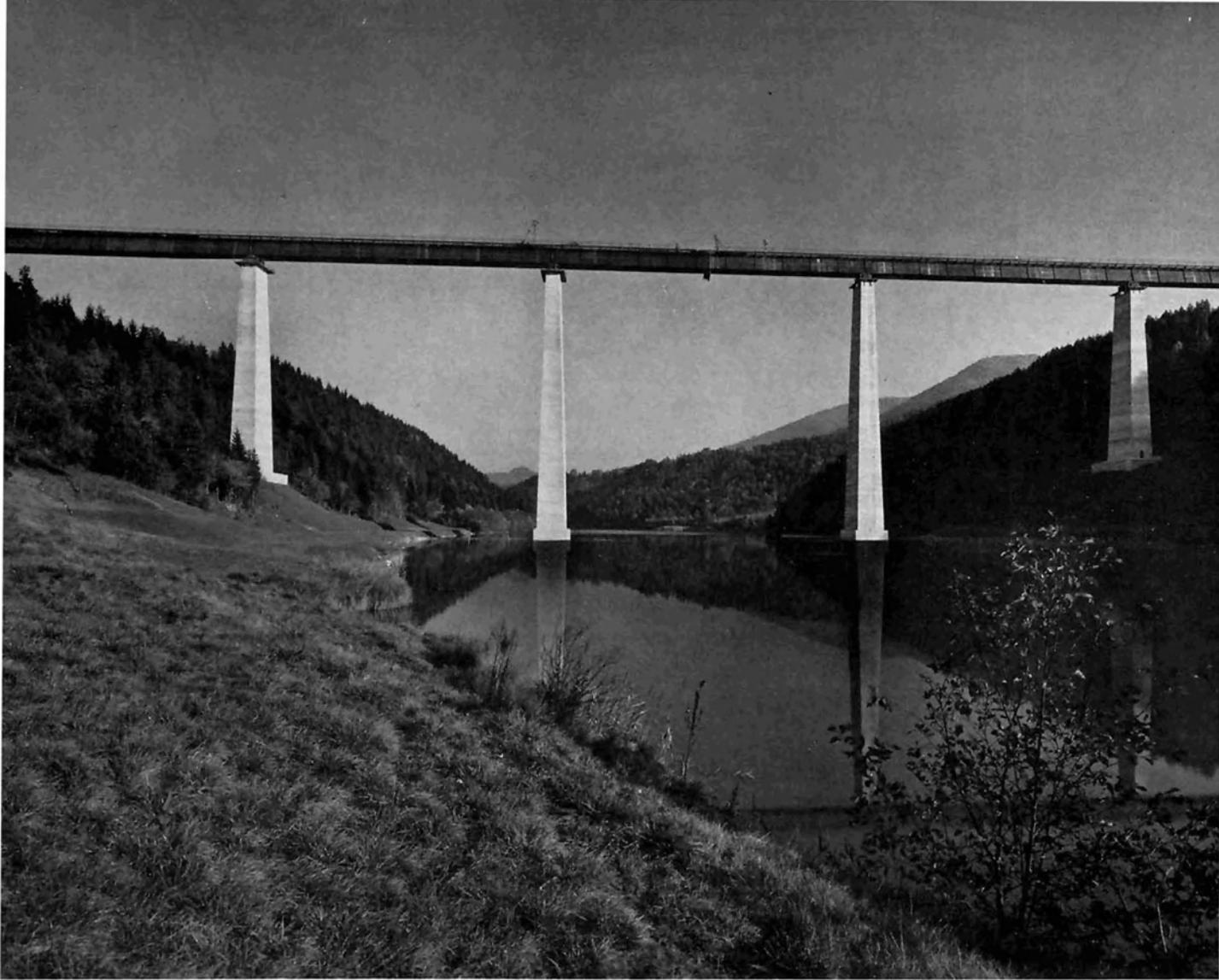
Telegramm-Adresse: Brückenbau Wien

Drei Werke in Wien

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



Montage einer Industriehalle, ca. 2000 t



Brückenbau

In Kärnten, am Oberlauf der Drau, entstand die größte Eisenbahnbrücke Österreichs, die gleichzeitig zu den größten Brücken Europas zählt. Von vier mächtigen Pfeilern getragen, spannt sich die Stahlkonstruktion in 90 m Höhe über das Drautal. Die Brücke ist 428,60 m lang und erforderte die Verarbeitung von 1760 t Stahl. Dieses Gemeinschaftswerk, ausgeführt von den Firmen Waagner-Biro A.G. und VOEST, wird eine direkte Verbindung der Strecke Bleiburg nach St. Paul ermöglichen. (Bisher mußte jugoslawisches Gebiet überquert werden.)

WAAGNER-BIRÓ
WIEN AKTIENGESELLSCHAFT GRAZ





Tradition und Erfahrung



MIT EINER MEHR ALS 1000JÄHRIGEN ENTWICKLUNG DES EISENWESENS UM
DEN STEIRISCHEN ERZBERG BEGRÜNDEN DEN GUTEN RUF DES

Alpine-Stahles

OESTERREICHISCH-ALPINE MONTANGESELLSCHAFT
WIEN I, FRIEDRICHSTRASSE 4



Untersbergbahn:

**DIE MODERNSTE UND SICHERSTE
PENDELBAHN EUROPAS AUF DEN
UNTERSBERG BEI SALZBURG**

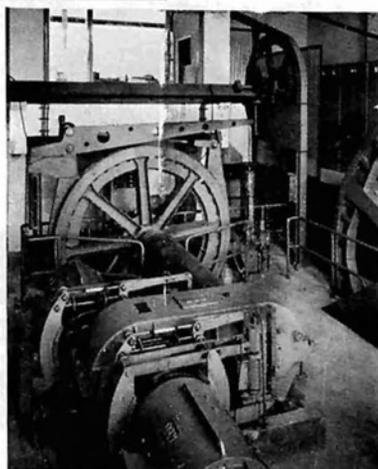
Seillänge 3000 m

Höhenunterschied 1300 m

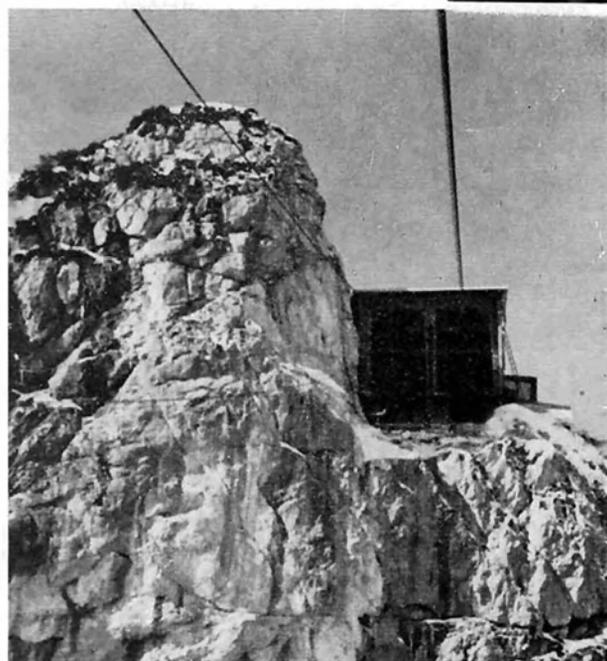
2 Seilstützen

2 Kabinen zu je 50 Personen

Fahrzeit 7 Minuten



***Fortschritt
in Ihrem
Dienst***



Weiters wurden folgende Anlagen von uns ausgeführt:

LÜNERSEE

MUTTERSBERG

VALLUGA

GALZIG

PENKEN

KITZBÜHLER HORN

ROFAN

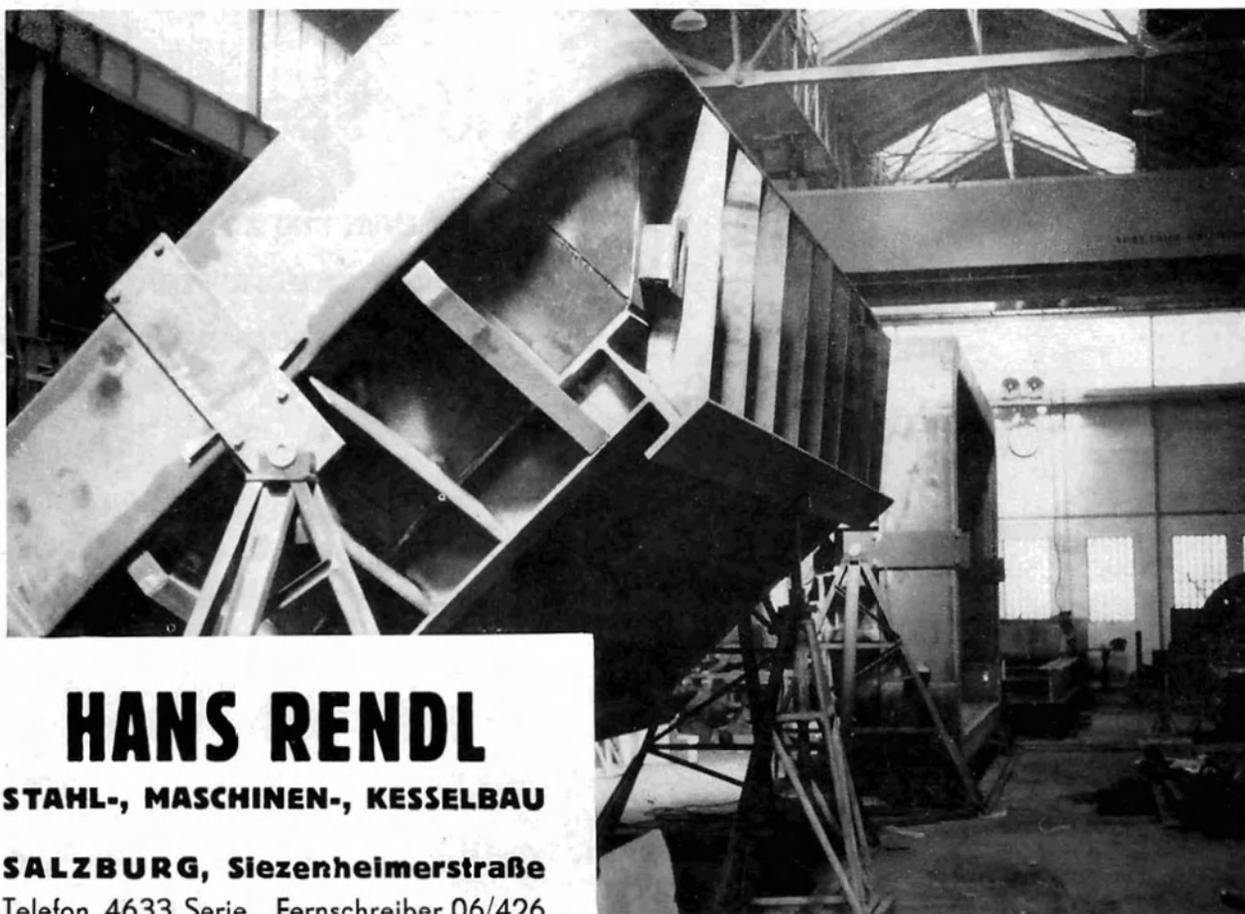
STUBACH-WEISSEE

SIMMERING - GRAZ - PAUKER A. G.

Wien VII, Mariahilfer Straße 32

Tel.: 93 35 35

FS.: 01 2767



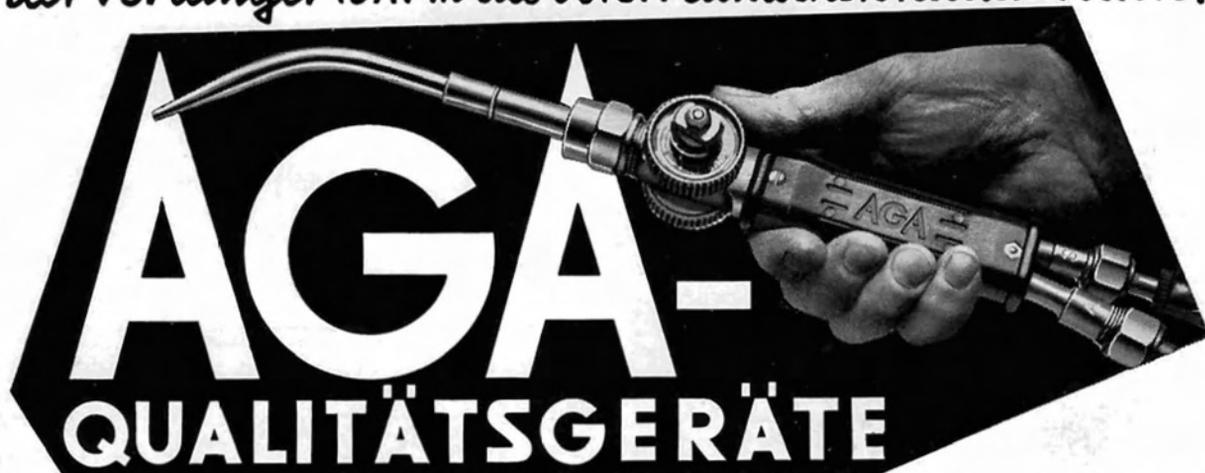
HANS RENDL

STAHL-, MASCHINEN-, KESSELBAU

SALZBURG, Siezenheimerstraße

Telefon 4633 Serie Fernschreiber 06/426

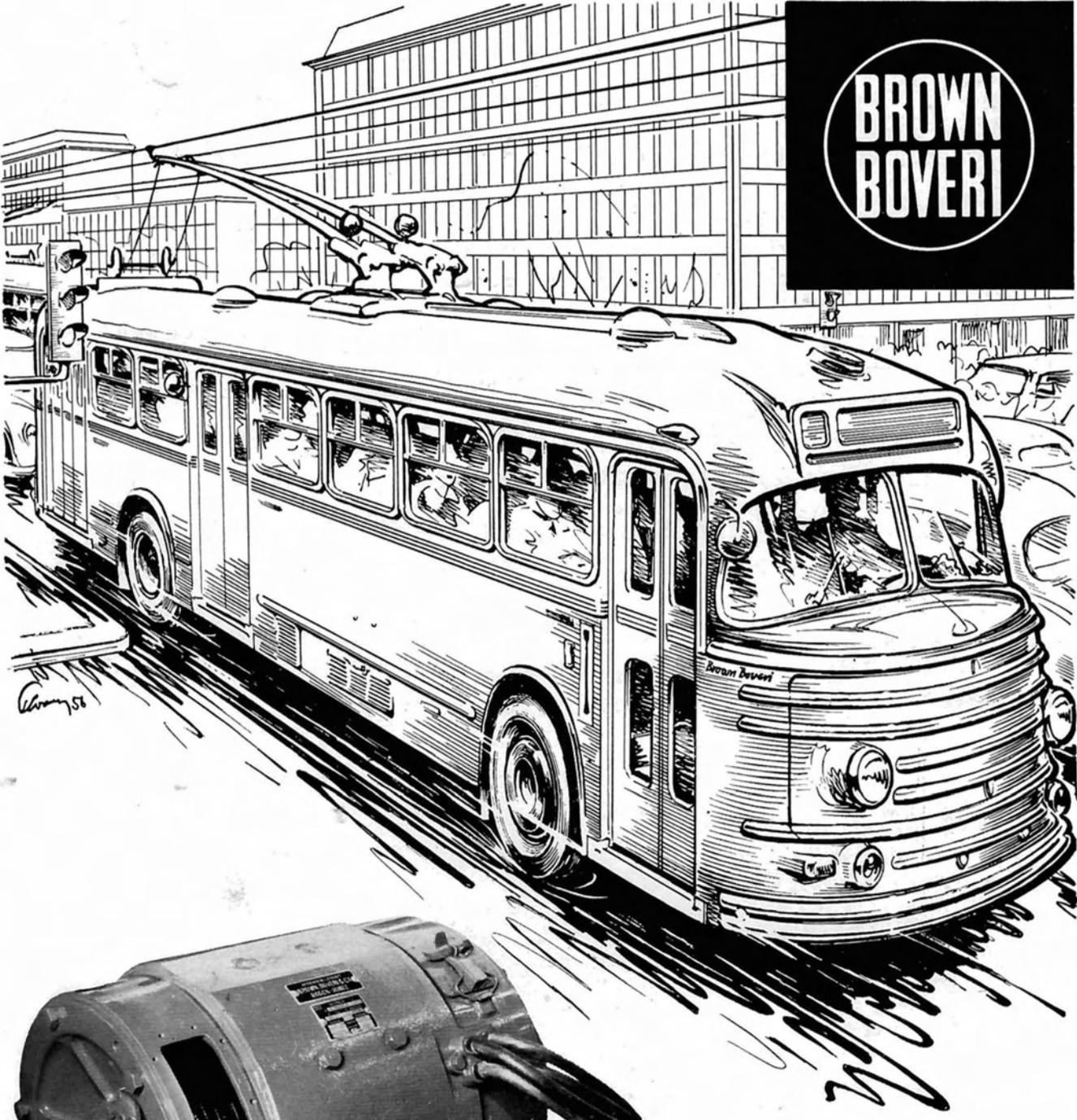
GUTES ÖSTERREICHISCHES WERKZEUG-
der verlängerte Arm des österreichischen Facharbeiters!



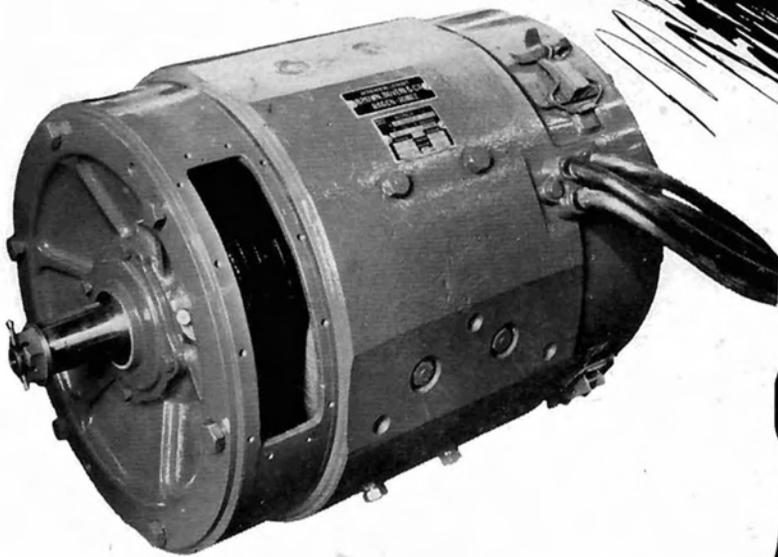
AGA-
QUALITÄTSGERÄTE
*zum Schweißen - Schneiden - Löten und für
alle anderen autogenen Metallbearbeitungs-Verfahren
ergänzen das Können von Kopf und Hand zum
erfolgsicheren Dreiklang!*

VERKAUFSTELLE FÜR WIEN: WIEN 6., LEHARGASSE 3

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



**BROWN
BOVERI**



OBUS AUSRÜSTUNG

Wiener Frühjahrsmesse, Messegelände, Halle VII, Stand 747-749

OESTERREICHISCHE BROWN BOVERI-WERKE AKTIENGESELLSCHAFT

Seit über 80 Jahren

Technische Anstriche, Sandstrahlentrostung und Spritzmetallisierung

O. M. MEISSL & CO.

Gesellschaft m. b. H.

Wien III, Marxergasse 39 Telefon 72 42 01 Fernschreiber 3403

SCHUTZANSTRICHE

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

SANDSTRAHLENTROSTUNGEN, SPRITZ-METALLISIERUNGEN

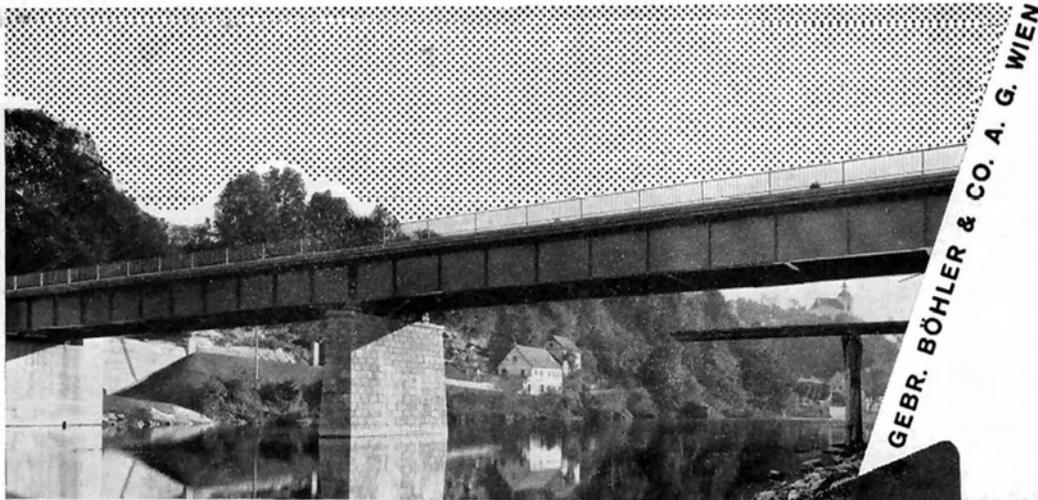
MIT LANGJÄHRIGER GARANTIE



ÖSTERR. ROSTSCHUTZGESELLSCHAFT

R. SCHEBESTA & CO.

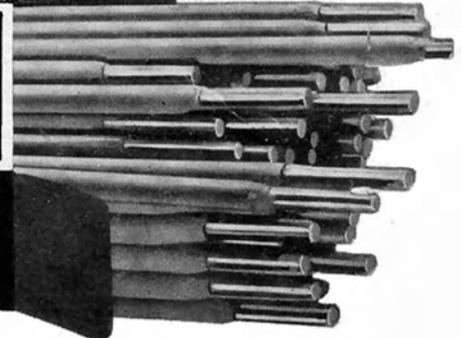
WIEN X, FERNKORNGASSE 88, TEL. 64 33 70



GEBR. BÖHLER & CO. A. G. WIEN



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



ELEKTRODEN FÜR DEN BRÜCKENBAU

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
- Mehrfachdreherschrauber
- Hochleistungs-Stichsägen
- Werkzeuge aller Art für Industrie, Berg- und Straßenbau, Baugewerbe, Gießereien usf.



Schlagschrauber mit Drehmomentkontrolle beim Anziehen von hochfesten Schrauben im Brückenbau



Alleinvertretung für Österreich:

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

Saltis

**DREHMOMENTSCHLÜSSEL mit
einstellbarer SELBSTAUSLÖSUNG**
für alle Schraubverbindungen, DBP

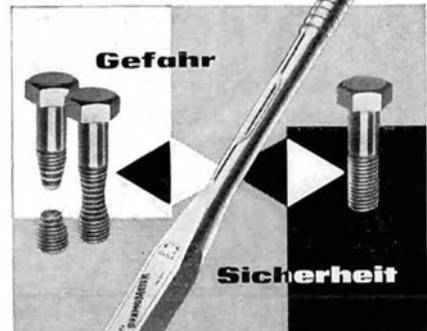


führend seit 1937
25 verschiedene
Modelle:
doppelt geeicht
von
0-200 mkg
0-1500 ft. lbs.
0-17500 inch. lbs.

Nur mit
Tellerfedern
ausgerüstet,
daher robust,
genau, unverwü-
stlich, und auch für
ungeschulte Kräfte
verlässlich und unfehlbar
in der Handhabung.

Alleinvertretung:
WERKZEUG- & TECHNOMARKT
Georg Maikl
Wien XIV, Zyklamengasse 63
Tel.: 92 78 674

Sie haben die Wahl



Verwenden Sie für
alle wichtigen Schraubverbindungen
den
Drehmomentschlüssel
mit automatischer Auslösung



DREMO METER

**DAS WERKZEUG HOHER PRÄZISION UND RENTABILITÄT
für Rechts- und Linksgewindeschrauben**

Diverse Modelle
ein- und doppelarmig von 0-200 mkg

Generalvertretung:
COMPENSIT GES. M. B. H.

Wien II, Heinstraße 16, Telefon 55 86 09

Auch im Fachhandel erhältlich

Für die Erhaltung der Stahlflächen größter Bauwerke haften alle Konzern-Unternehmungen der

Materialschutz Gesellschaft

m. b. H.

GRAZ

LINZ

MADRID

WIEN I, Kärntner Ring 3, Telefon 52 43 54, Fernschreiber 01-1185 – Vertretungen im In- und Ausland

Formelsammlungen und Tabellenbücher

Formel- und Tabellenbuch für das metallverarbeitende Gewerbe.

Von Friedrich Bzoch und Dr.-Ing. Nonnenmacher. 3., erweit. u. verb. Aufl. 304 Seiten, 255 Abb. Kart. S 38,-.

Kleines Formel- und Tabellenbuch für Metallbearbeitung. Von Hintschig/Watzke/Nonnenmacher. 1958. 3., verb. Aufl. 120 Seiten, 124 Abb. S 28,-.

Werkstatt-Tabellen. Band 1. Von Dipl.-Ing. Krist. 1961, 5. Aufl. 747 Seiten, 4000 bildl. Darst. S 221,-.

Krist-Tabellen

Tabellenbuch 14 „Spanlose Metallbearbeitung“

Zu beziehen im DIPL.-ING. RUDOLF BOHMANN INDUSTRIE- UND FACHVERLAG, Wien I, Canovagasse 5

Tabellenbuch 15 a „Bohren-Senken-Reiben“
Tabellenbuch 15 b „Drehen-Gewindeschneiden“
Tabellenbuch 15 c „Feilen-Schaben-Hobeln-Stoßen-Räumen“

Tabellenbuch 15 d „Sägen-Fräsen“

Tabellenbuch 15 e „Schleifen-Polieren-Honen-Läppen“

Von Dr.-Ing. Thomas Kirst. Umfang jedes Buches etwa 160 Seiten, Format DIN A 5, erstklassiger Tabellenansatz; in Buchform gebunden, mit abwaschbarem Plastik-Einband. Band S 68,-.

Krist-Tabellen der Praxis. Band I: Schweißen – Schneiden – Löten. 600 Seiten, 1500 techn. Zeichnungen. Taschenformat-Plastikeinband S 194,-.



Feuerverzinkungen

Brunner Verzinkerei

Brüder Bablik

WIEN XVIII,
SCHOPENHAUERSTRASSE 36

Telefon: 33 46 36 Serie

Fernschreiber: 1791

Tel.-Adresse: Zingagefer



SPRITZVERZINKUNGEN

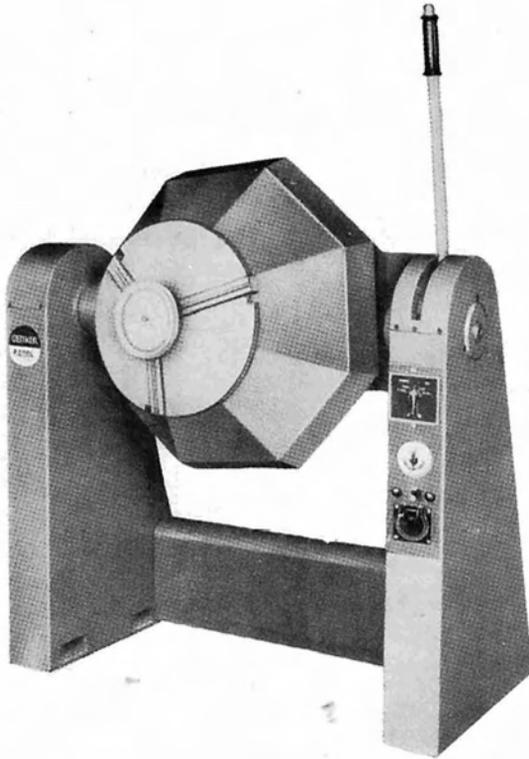
Metallisierwerk Salzburg

Salzburg, Karolingerstraße 7
Tel. 57 05

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

OETIKER ROTOL

GLEITSCHLIFF- und POLIERGLOCKEN und -TROMMELN für das Entgraten, Grob- und Feinschleifen, Entrostern und Polieren von Massenteilen



ROTOL-GLOCKEN

Inhalt 8 bis 150 Liter

Einhebelbedienung

Durch Hohlwelle kontinuierliche Spülung während des Betriebes

Rasches Beschicken und Entleeren

Automatischer Tag- und Nachtbetrieb

ROTOL-FÄSSER

Inhalt 20 bis 400 Liter

Stufenloses Getriebe von 6 bis 30 U/min

Kontinuierliche Spülung durch Hohlwelle

Rasches Beschicken und Entleeren

Automatischer Tag- und Nachtbetrieb

OETIKER-VIBRATOREN

Inhalt 50 bis 100 Liter

Für sehr große Stückzahlen

Verminderung der Arbeitszeiten 50 bis 80 %

„VIBRASLIDE“-VIBRATOREN (Lizenzfabrikation)

Drei Funktionen:

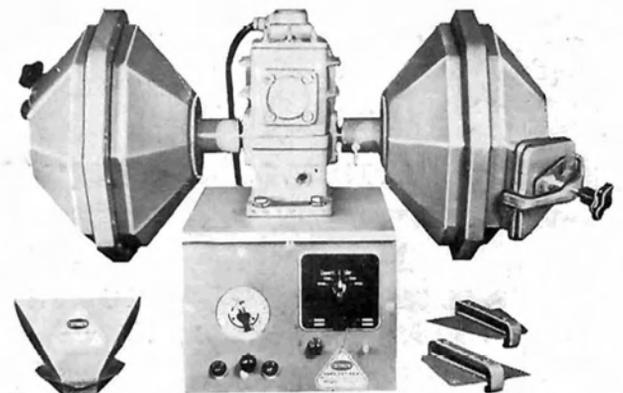
1. Als klassische Drehtrommel
2. Als einfacher Vibrator
3. Als Trommel schwingend und drehend zugleich

Musterberatung kostenlos bei unserer Wiener
Vertretung:



Hans Oetiker

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





PHILIPS

Elektronische Waagen

und automatische

Dosieranlagen

für alle Spezialprobleme

PHILIPS GmbH., Abt. Industrie, Wien I, Makartg. 3 57 87 37



75. Wiener Internationale Messe

11.-18. März 1962

INDUSTRIE

GEWERBE

LANDWIRTSCHAFT

Eisen und Stahl / Maschinen / Apparate / Geräte und Werkzeuge / Elektrotechnik / Mechanik

In- und ausländische Werkzeugmaschinen und Spezialmaschinen neuester und bewährter Konstruktion

Umfassende Schau von Präzisions-Werkzeugmaschinen

ZWEIRAD- UND ZUBEHÖR-AUSSTELLUNG

Die beiden Messeanlagen – Messpalast und Messegelände – sind täglich von 9 bis 18 Uhr, Weinkost und Lebensmittelmesse bis 20 Uhr geöffnet. Der Messpalast bleibt Dienstag, 13. März, bis 21 Uhr geöffnet.

BITTE MERKEN SIE VOR:
**WIENER INTERNATIONALE
HERBSTMESSE:**
9.-16. SEPTEMBER 1962

Besuchen Sie die neue 14.000 m² große JUBILÄUMSHALLE auf dem Messegelände!