

VIIa. Anwendung des Stahles im Brückenbau und Hochbau

Objektyp: **Group**

Zeitschrift: **IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht**

Band (Jahr): **2 (1936)**

PDF erstellt am: **21.07.2024**

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

VII a 1

Formgebung stählerner Brücken.

L'esthétique des ponts métalliques.

The Aesthetics of Steel Bridges.

F. Eberhard,

Direktor der M.A.N. Mainz-Gustavsburg.

Der Formgebung stählerner Brücken wird neuerdings erhöhte Aufmerksamkeit zugewendet, so daß es reizt, aus der Fülle des Vorhandenen einige Beispiele und Gegenbeispiele herauszugreifen und sie kritisch zu betrachten.

Die Grundforderung aller Baukunst, den Zweck des Bauwerkes klar erkennen zu lassen, heißt für den Brückenbauer: das Hinübertragen der Fahrbahn über ein Hindernis deutlich zu zeigen. Am besten wird dieser Forderung entsprochen, wenn die Fahrbahn oben auf dem Tragwerk ruht, aber es ginge zu weit, jede



Fig. 1.

Straßenbrücke über den Rhein bei Neuwied.

untenliegende Fahrbahn abzulehnen. — Wollte man bei der Rheinbrücke Neuwied (Fig. 1) die Fahrbahn hoch oben auf das Tragwerk legen, so müßten die Rampen mehrere Kilometer lang werden; sie würden herrschen, anstatt als dienendes Glied die Straße heranzuführen. Das Ganze zerrisse als störender Fremdkörper die flache Landschaft. Die Gestaltung einer Brücke darf nicht am Widerlager aufhören, sie muß die Weiterführung des Verkehrsweges einschließen; nur dann wird sie in die Landschaft sich einfügen, einerlei, ob sie im Gebirge oder im Flachland zu bauen ist.

Als typische Flachlandbrücke gilt der schlankgestreckte Blechbalken der Reichsautobahn über den Main bei Frankfurt (Fig. 2) und der Straßenbrücke über die Elbe in Meißen (Fig. 3). Die Meißener Brücke mit der malerischen Albrechts-

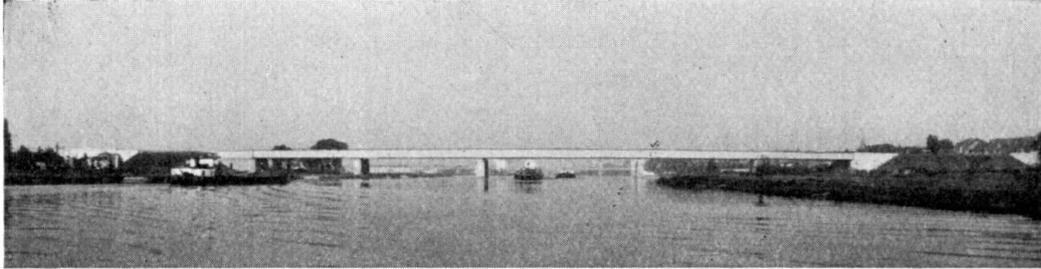


Fig. 2.

Autobahnbrücke über den Main bei Frankfurt.

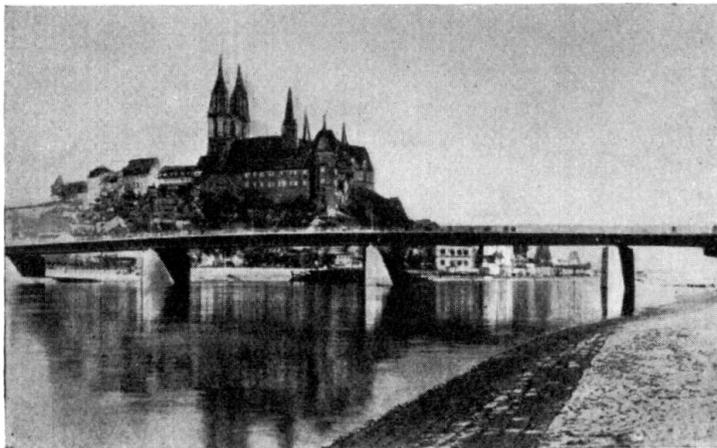


Fig. 3.

Straßenbrücke über die Elbe bei Meißen.

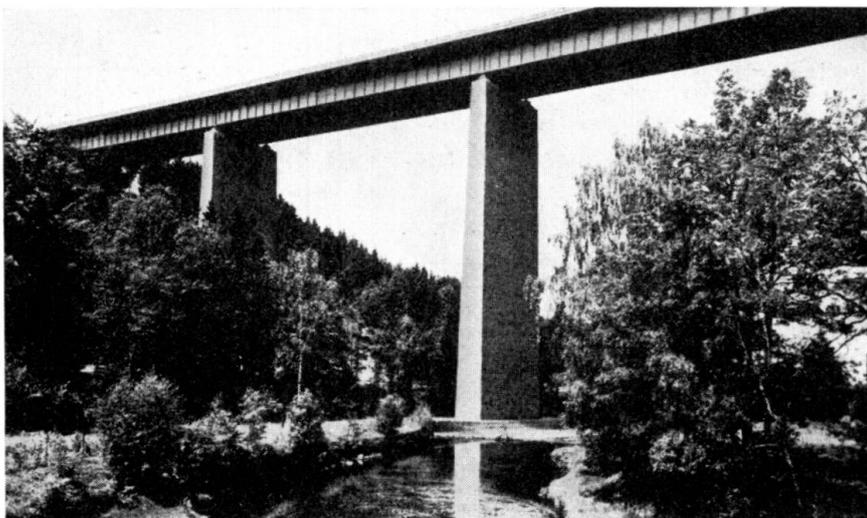


Fig. 4.

Reichsautobahnbrücke über die Freiburger Mulde.

burg im Hintergrund beweist, daß wir keine altertümelnden Formen hervorzukramen brauchen, um Alt und Neu zusammenzustimmen.

Daß sich der Blechbalken ebensogut in die gebirgige Landschaft einpaßt, sehen wir an der Autobahnbrücke über die Freiberger Mulde (Fig. 4).

Auch der gegliederte Balken fügt sich gut in die Flachlandschaft und in das Gebirge ein. Dies zeigt uns die Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel

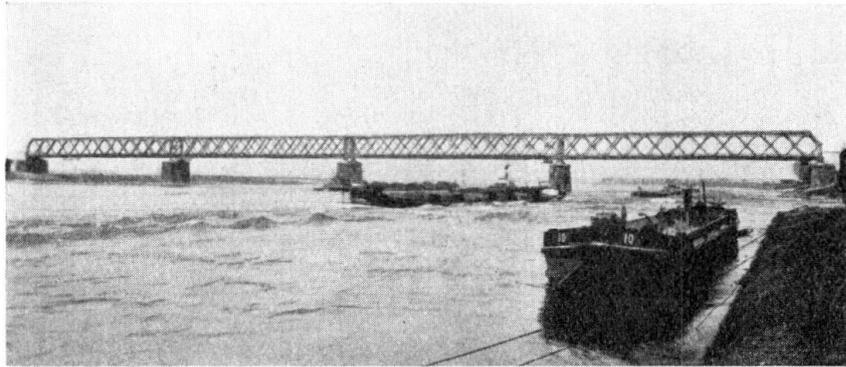


Fig. 5.

Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel.

(Fig. 5) und die Eisenbahnbrücke bei Freudenstadt (Fig. 6). *Nicht vollwandig oder gegliedert, nicht Flachland oder Gebirge ist das Entscheidende, die Kunst liegt in der peinlich sorgfältigen Abstimmung der Trägerhöhen, Stützweiten und Pfeilmassen, der Brückenbreite und Auskragungen.*

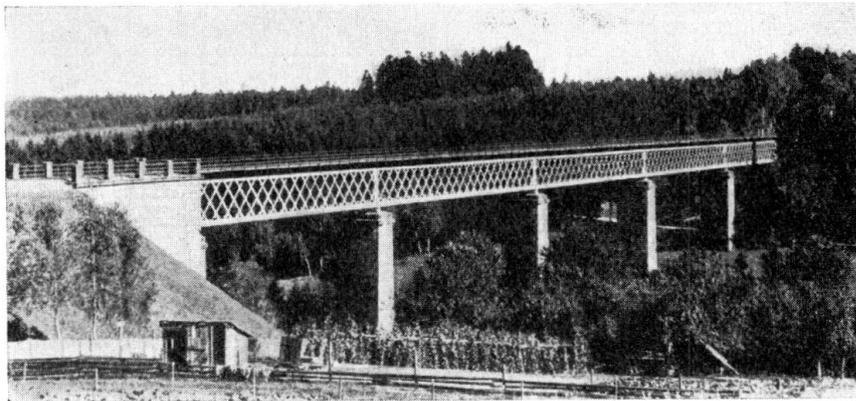


Fig. 6.

Lauterbadbrücke bei Freudenstadt.

Bei hochliegenden Brücken kann der Parallelträger sehr wohl neben dem Bogenträger bestehen. Der Bogen wirkt nur dann überzeugend, wenn zwischen dem Widerlager und dem Bogen ein für das Auge erkennbares Gleichgewicht besteht. Die sonst so wohlgelungene Brücke über den Mälarsee bei Stockholm (Fig. 7) leidet darunter, daß an den Widerlagern zu wenig Masse sichtbar ist.

Die Brücke über den Nordostseekanal bei Grünthal (Fig. 8) verdankt ihre Kühnheit und Eleganz der eindeutig richtigen Wahl der Kämpferpunkte. Das

scharfe Hervortreten der Fahrbahnlinie läßt den Nachteil des Wechsels von obenliegender zu untenliegender Fahrbahn zurücktreten.



Fig. 7.

Straßenbrücke über den Mälarsee bei Stockholm.

Weit weniger glücklich erscheinen die Bogenbrücken, bei denen der Bogen die Fahrbahn zwar überragt, aber sich nicht klar von ihr löst. Sie sehen die

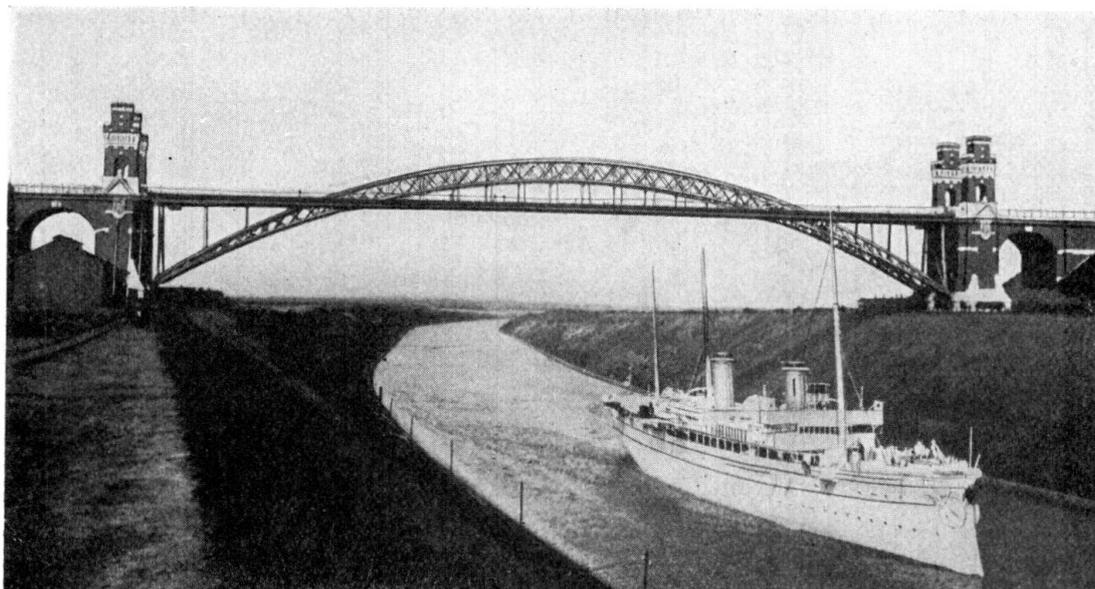


Fig. 8.

Straßenbrücke über den Nordostseekanal bei Grünthal.

Straßenbrücke bei Koblenz vor dem Umbau (Fig. 9) und sehen, wieviel die Brücke durch Hebung und Verbreiterung der Fahrbahn gewonnen hat (Fig. 10). Während bei dieser Brücke alle drei Öffnungen gleichgroße Stützweiten von 96 m haben, wachsen bei der Mainzer Rheinbrücke die Stützweiten vom Ufer zur Mitte von 87 auf 102 m an. Den meisten Beschauern wird es gar nicht zum Bewußtsein kommen, daß die unübertreffliche Harmonie der Mainzer Brücke

in dieser Steigerung der Stützweiten begründet liegt. Fig. 11 zeigt die Brücke nach ihrem Umbau. Ursprünglich trugen die Widerlager Zollhäuschen und die

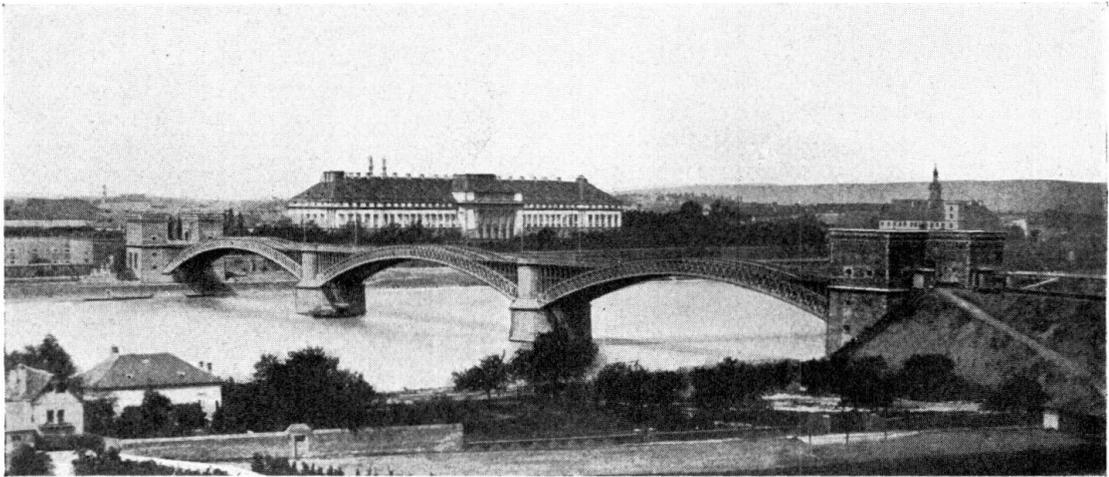


Fig. 9.

Rheinbrücke Koblenz vor dem Umbau.

Pfeiler ornamentale Aufbauten (Fig. 12). Dadurch war der schöne Schwung der Fahrbahn zerrissen und ebenso der Zusammenhang mit den Rampen. Horizontale und Vertikale durchdrangen sich und störten sich in ihrer Wirkung. Heute

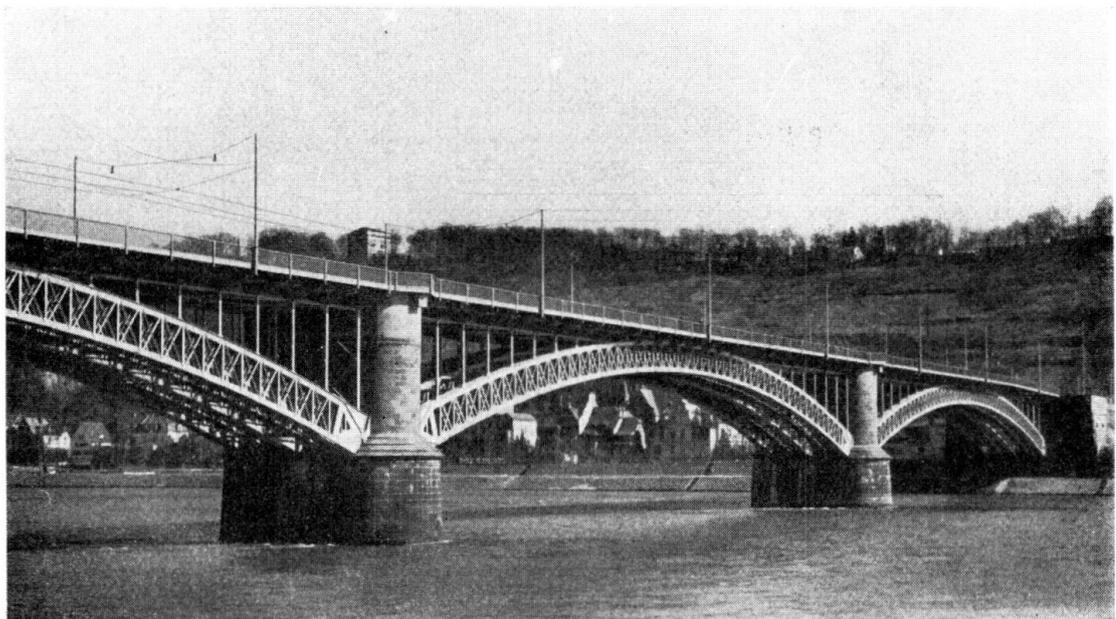


Fig. 10.

Straßenbrücke Koblenz nach dem Umbau.

herrscht eindeutig die Fahrbahn, deren Überführung der Zweck des Bauwerkes ist.

Nicht immer bietet die Natur dem Brückenbauer Täler von einigermaßen symmetrischem Querschnitt. Er braucht sich durchaus nicht zu scheuen, dieser

Unsymmetrie nachzugeben, ja er kann ihr noch besondere Reize abgewinnen. Der Entwurf der Autobahnbrücke über die Saale bei Lehesten (Fig. 13) zeigt

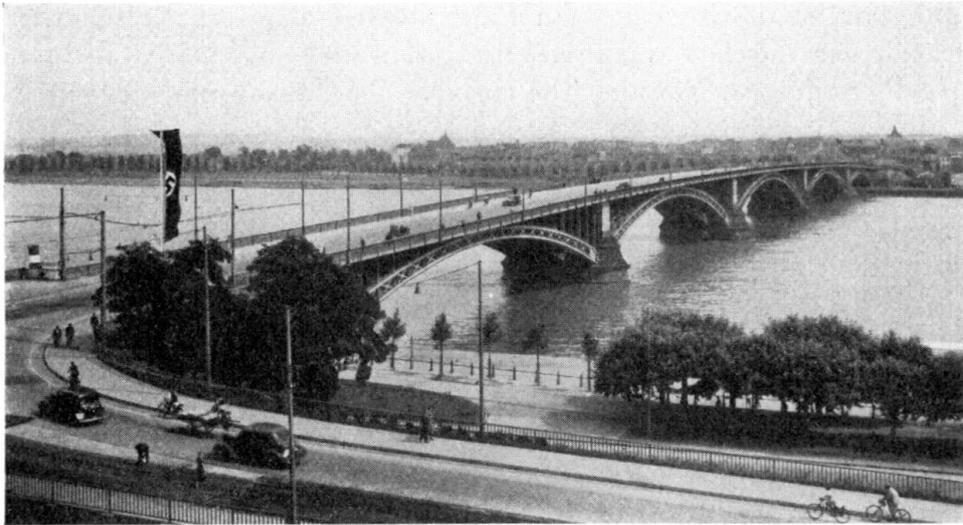


Fig. 11.

Straßenbrücke über den Rhein bei Mainz nach dem Umbau.



Fig. 12.

Straßenbrücke über den Rhein bei Mainz vor dem Umbau.

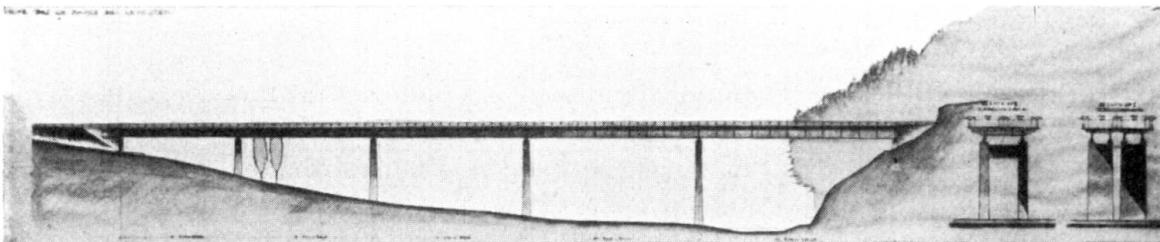


Fig. 13.

Entwurf der Autobahnbrücke bei Lehesten.

eine einseitige Steigerung der Stützweiten und der Umstand, daß die Fahrbahn in der Steigung liegt, bot die Möglichkeit, auch die Trägerhöhe entsprechend dem Wachsen der Stützweiten zu steigern.

Fast unlösbar ist die Aufgabe, ein harmonisches Bauwerk zu schaffen, wenn der Brückenbauer durch von außerhalb kommende Vorschriften behindert ist, seinen Regeln zu folgen. Für die Rheinbrücken bei Maxau und Speyer (Fig. 14)

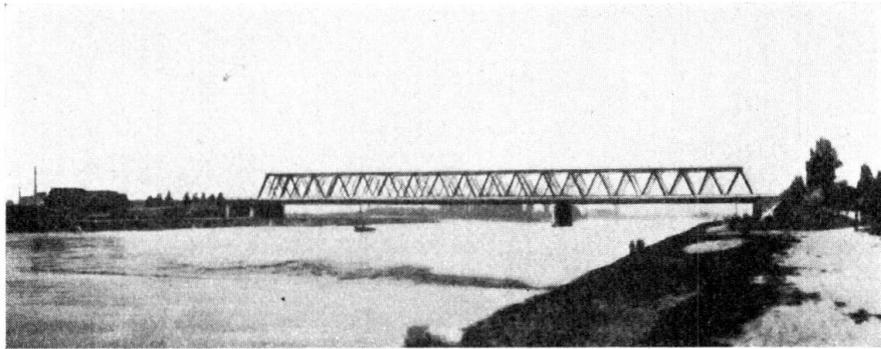


Fig. 14.

Entwurf. Rheinbrücke bei Maxau.

lagen solche unglücklichen Bedingungen vor. Durch die Krümmung des Stromes liegt die Schifffahrtsrinne und dadurch der Strompfeiler einseitig, aber dem Beschauer bleibt diese Unsymmetrie unverständlich, denn er kann ja ihren Grund nicht erkennen. Es hat sich gezeigt, daß die beherrschende Horizontale des Balkens die Unsymmetrie am wenigsten auffällig macht. Durch einen Bogen (Fig. 15) würde sie noch betont werden.

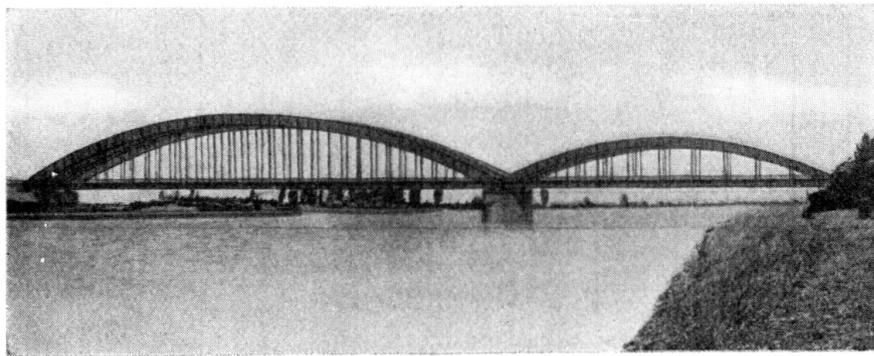


Fig. 15.

Entwurf. Rheinbrücke bei Maxau.

Brücken über mehrere Öffnungen müssen zusammengefaßt werden zu einem geschlossenen Brückenzug. Welch ein Unterschied zwischen der früheren Gitterbrücke bei Köln (Fig. 16), trotz der störenden Pfeileraufbauten, und den abgehackten Umrißlinien der Floridsdorfer Donaubrücke (Fig. 17).

Die Einheitlichkeit des Brückenzuges kann aber auch vollständig zerstört werden durch Unruhe der Gurtlinien, wie bei der Mainbrücke Haßfurt (Fig. 18). Auch die Straßenbrücke bei Wesel (Fig. 19) verliert durch das Anschwellen

der Gurten über den Stropfeilern und es stört besonders, daß gleichzeitig auch die Fahrbahnlinie unrein wird durch das Herabziehen der Untergurte.

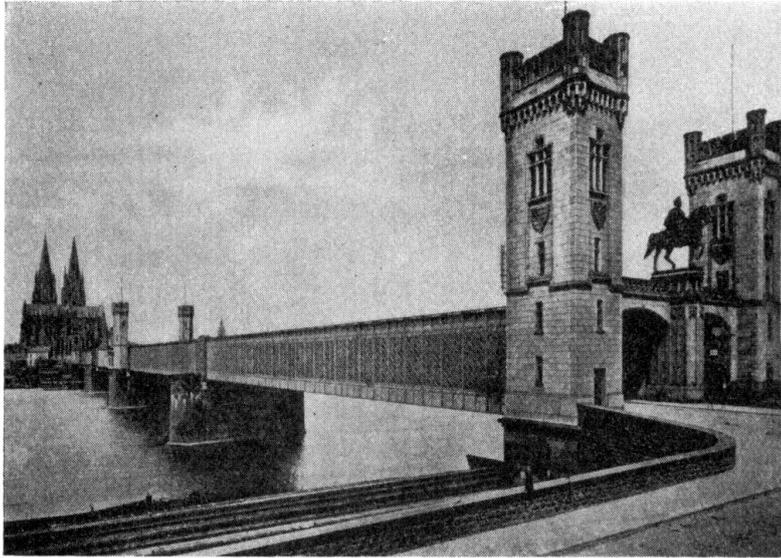


Fig. 16.

Alte Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Köln.

Wie körperhaft unsere alten feingliederten Balken wirken, haben Sie bei der Kölner Gitterbrücke gesehen. Daher die Rückkehr zum Vollwandbalken und daneben das eifrige Suchen nach Füllungen für den Fachwerkbalken, die den ornamentartigen Reiz der alten feinen Gliederung wieder erreichen sollen. Die Wiederaufnahme des Strebenfachwerkes ist ein solcher Versuch.

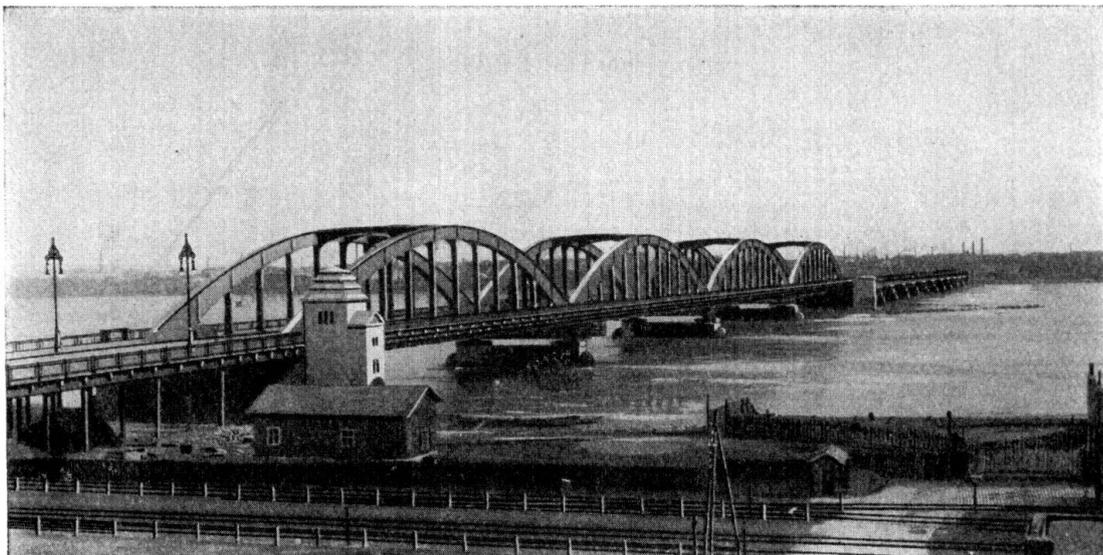


Fig. 17.

Floridsdorfer Donaubrücke.

Besser wirkt schon das Rautenfachwerk, das das Tragwerk mehr als Wand hervortreten läßt. Bei der Rheinbrücke Mannheim (Fig. 20) geht der End-

pfosten auf ganze Höhe durch, was etwas hart wirkt, aber besser ist, als den Endpfosten auf halber Trägerhöhe endigen zu lassen, wie bei der Eisenbahn-

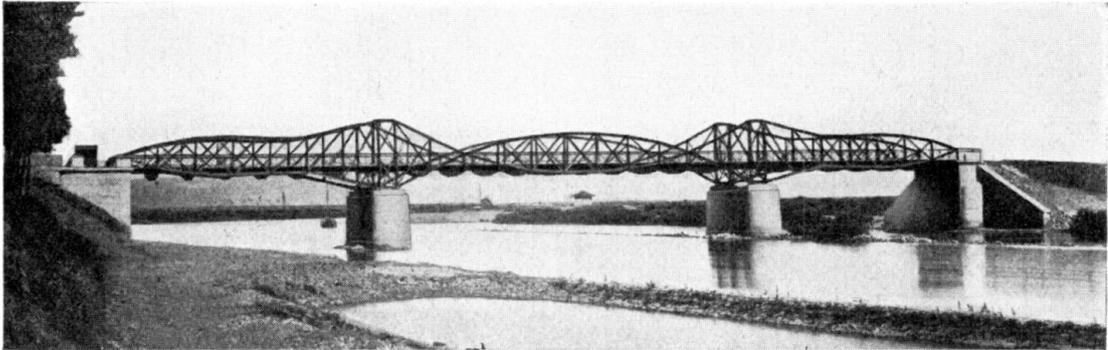


Fig. 18.

Straßenbrücke über den Main bei Haßfurt.

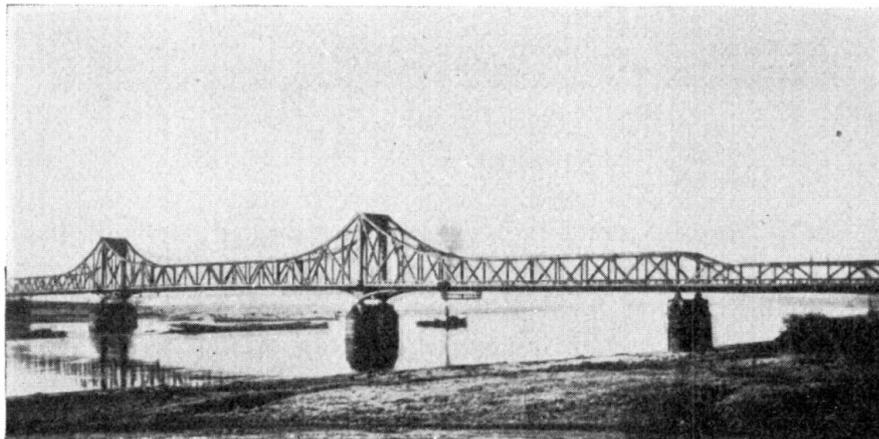


Fig. 19.

Straßenbrücke bei Wesel.

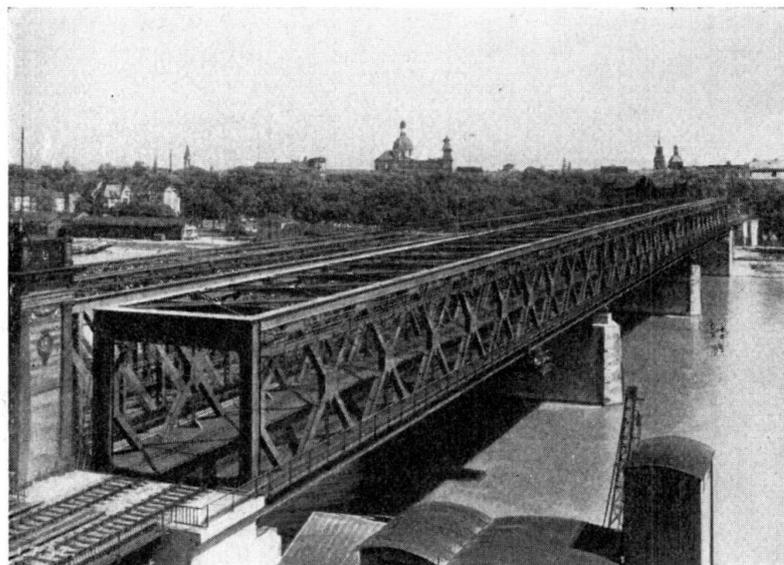


Fig. 20.

Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mannheim.

brücke Wesel (Fig. 21). Ein Endportal mit geknickten Stielen kann weder den Brückenbauer, noch den Laien begeistern.



Fig. 21.

Eisenbahnbrücke bei Wesel.

In dem Suchen nach einer neuen Gestaltung der Fachwerkfüllung liegt dem modernen Brückenbau noch eine Aufgabe vor, zu deren Lösung sich Ingenieur und Architekt in gemeinsamem Mühen zusammenfinden müssen.



Fig. 22.

Fußgängersteg bei Oberschönevide.

Die Grundform des Balkens mit der des Bogens zu vermischen, ergibt nur selten eine glückliche Lösung. Woher weiß der Beschauer, daß ein Bogen mit Zugband senkrechte Auflagerdrücke hat wie ein Balken? Wer beseitigt ihm die Zweifel bei dem Langer-Balken, ob der Bogen oder Versteifungsträger das

Haupttragglied ist? Nur wenn eine Hauptöffnung durch solch einen Bogen besonders hervorgehoben wird, kann die Brücke noch befriedigen.

Glücklicherweise haben wir gelernt, willkürliche Mischungen von Bogen und Balken, gegenläufige Kurven der Gurtlinien, zu vermeiden. Für eine Konstruktion wie der Steg bei Oberschöneweide (Fig. 22) haben wir nicht einmal in unserer Fachsprache einen Ausdruck. Bei der Norderelbebrücke Hamburg (Fig. 23) ist die Fahrbahn ein nebensächliches Anhängsel an dem Laien un-

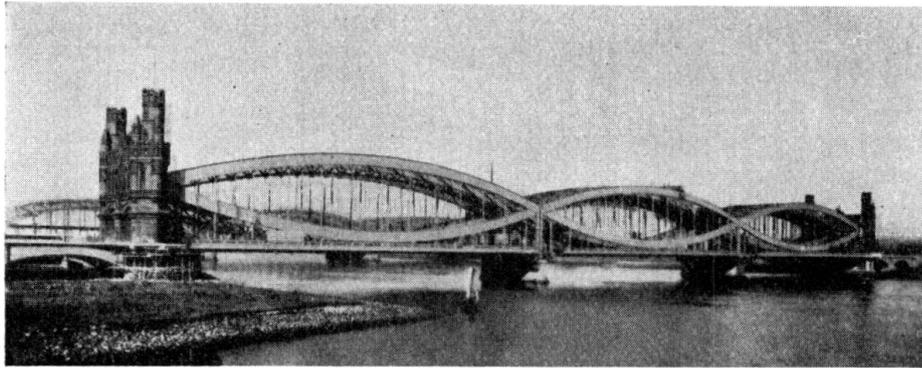


Fig. 23.

Norderelbebrücke bei Hamburg.

verständliche Konstruktionsmassen. Solche Bauwerke haben viel zu dem heute noch nicht überall ausgestorbenen Irrglauben beigetragen, eine Stahlbrücke sei ein Notbehelf, wenn eine Massivbrücke nicht mehr durchführbar ist.

Auch eine Vermischung von Balken- und Hängebrücke kann nicht befriedigen. Bei der Mainbrücke in Bamberg (Fig. 24) wird der Hängegurt, das reinste Zugglied, in seinem mittleren Teil zum Obergurt eines Balkens, also zu einem Druckglied, und damit ist die Verwirrung da. Denn es dürfen keinem Glied zwei wesensfremde Aufgaben zugemutet werden.

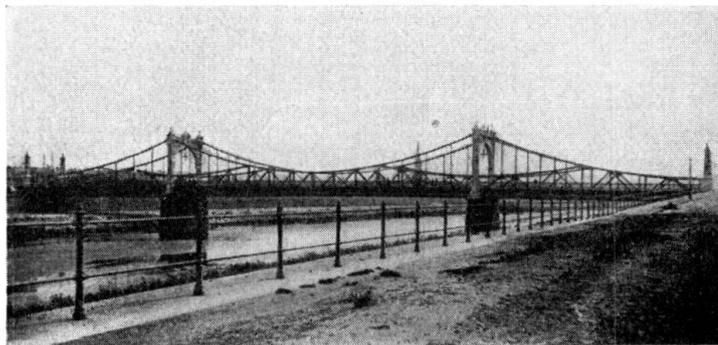


Fig. 24.

Straßenbrücke über den Main bei Bamberg.

Umso eleganter wirkt die reine Hängebrücke, nach der der Brückenbauer für große Stützweiten zuerst greifen wird. Sinnfällig stützen die Pylonen den Hängegurt, hängt die Fahrbahn an den Hängestäben, verteilt der Versteifungsträger die Lasten. Wie vielfältig die konstruktiven Möglichkeiten der Gestaltung sind,

zeigen die Pylonen der Philadelphia-Camden-Brücke (Fig. 25) und der Rheinbrücke Köln-Mülheim (Fig. 26).



Fig. 25.

Philadelphia-Camden-Brücke.

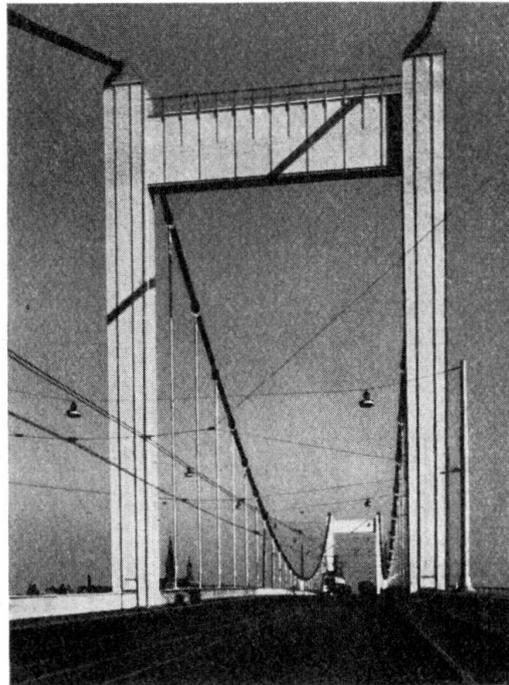


Fig. 26.

Rheinbrücke Köln-Mühlheim.

Zur Brücke gehören Widerlager und Pfeiler und heiß tobt oft der Kampf, ob Stahlpfeiler, ob Stein- oder Betonpfeiler. Bei den Autobahnbrücken sind wir

hier vor ganz neue Aufgaben gestellt, durch ihre große Breite. Die Aufgabe ist noch nicht gemeistert, doch schon sind glückliche Lösungen zu verzeichnen,

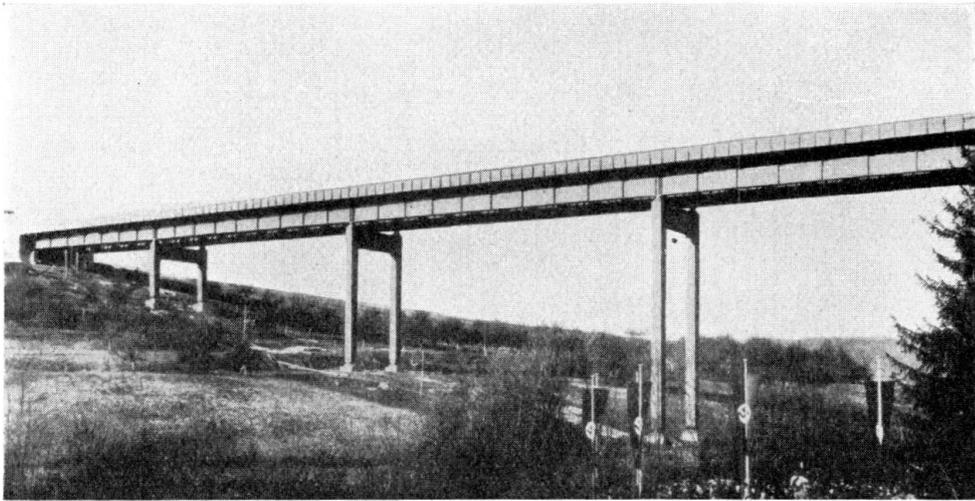


Fig. 27.

Autobahnbrücke über das Sulzbachtal.

wie bei der Sulzbachbrücke (Fig. 27) und der Brücke über die kleine Striegis (Fig. 28).

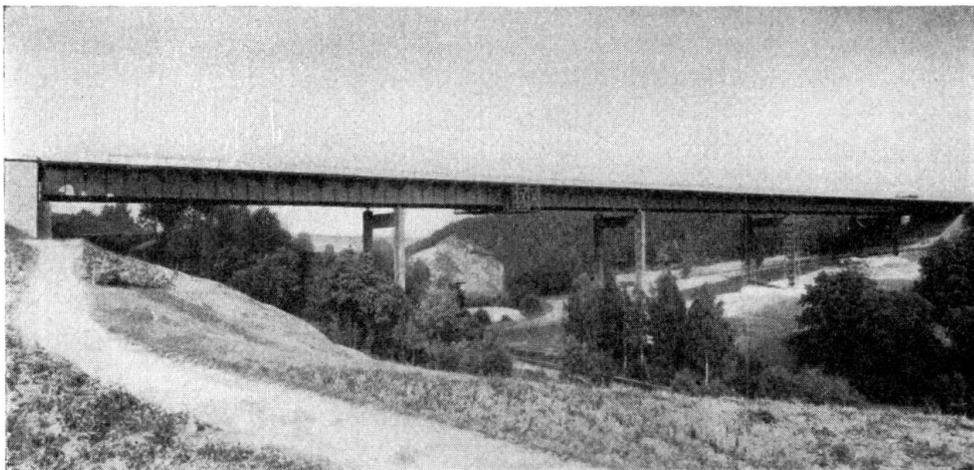


Fig. 28.

Autobahnbrücke über die kleine Striegis.

Die Richtung, in der die Formgebung stählerner Brücken marschiert, ist gekennzeichnet durch das Streben nach Klarheit und Wahrheit der Ausdrucksformen. Unter den durch Statik und Material gegebenen Möglichkeiten diejenige auszuwählen, die ungekünstelt ihren Zweck erfüllt, ist die Aufgabe des Brückenbauers. Eine Brücke ist kein Bauwerk für sich, sondern die Fortsetzung eines Verkehrsweges. Sie wird aber in dieser Gebundenheit zum Kunstwerk, wenn sie ihren Zweck des Tragens und Leitens des Verkehrs als Ganzes und in allen ihren Gliedern klar zum Ausdruck bringt.

VII a 2

Brücken, die nicht gebaut wurden.

Ponts qui n'ont pas été construits.

Unbuilt Bridges.

Dr. M. Klö n n e,
Dortmund.

Bei unseren Arbeitstagen und in der Fachliteratur stehen meist ausgeführte Bauwerke zur Diskussion. Wir besprechen ihre allgemeine Anordnung, ihre konstruktiven Einzelheiten und die Vor- und Nachteile, die sich aus dieser oder jener Ausführungsart ergeben.

Ich möchte den Blick lenken auf Brücken, die nicht gebaut wurden, oder genauer: auf Entwürfe, die nicht ausgeführt wurden — zumindest bei *dem* Bauvorhaben nicht ausgeführt wurden, für das sie geplant waren. Weiter möchte ich den Blick auf die Tatsache lenken, daß die äußere Form oder der gedankliche Inhalt solcher Entwürfe, die in der Planung stecken geblieben sind, oft später mit Erfolg wieder aufgegriffen wird. Nicht die „Tragik des zu früh

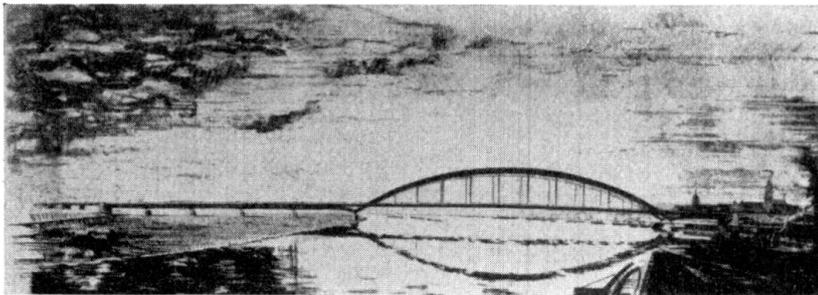


Fig. 1.

Geborenen“ möchte ich beklagen, aber darauf hinweisen, daß es für die Fachwelt durchaus lohnend ist, sich mit Entwürfen zu beschäftigen, die bei Wettbewerben „durchgefallen“ sind. Viel bestes Gedankengut schlummert in der Unsumme von Arbeit, die sich erste Brückenbauanstalten gemacht haben, Gedankengut, das vorteilhaft bei anderen Gelegenheiten nutzbar gemacht werden sollte.

Das bezieht sich sowohl auf den Entwurf als Ganzes, wie auf die Durchbildung von Einzelheiten.

Vorweg bemerke ich, daß ich die einzelnen Bauvorhaben mit Namen nennen werde. Ich bitte die Fachgenossen, mir diese Freiheit nicht zu verübeln; ich halte es jedoch für aufschlußreicher, als wenn ich die Entwürfe ohne nähere

Bezeichnung anführen würde. Ich bitte weiterhin um Nachsicht dafür, daß ich in der Hauptsache eigene Entwürfe besprechen werde, bei deren Gestaltung ich mitgewirkt habe.

Zunächst einige Beispiele zum Gesamtentwurf, zum Brückensystem:

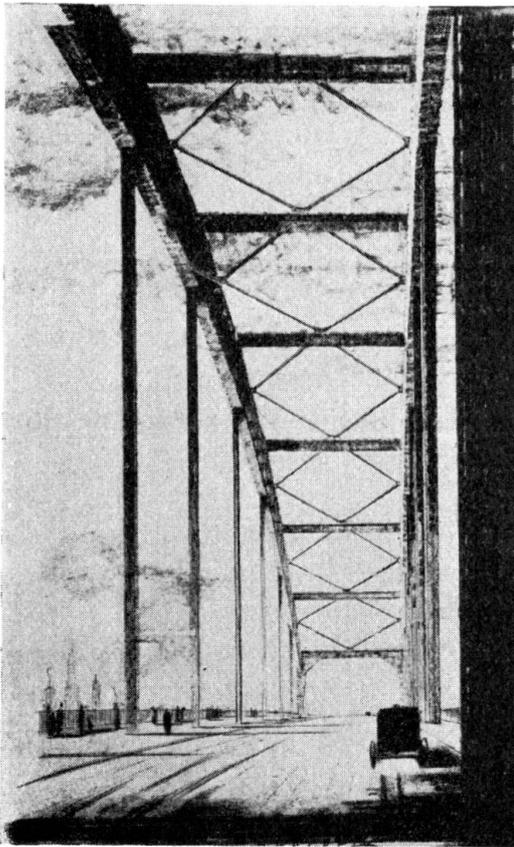


Fig. 2.

Bei dem Wettbewerb um die Rheinbrücke Köln-Mülheim wurde eine Bogenbrücke vorgeschlagen (Fig. 1), die mit ihrer Spannweite von über 300 m ein kühnes, beachtenswertes Bauwerk gewesen wäre, die technisch ausführbar und einwandfrei war und die den Vorteil geboten hätte, daß sie dem Autofahrer auf der Brücke völlig freien Blick auf den Rheinstrom gewährt hätte (Fig. 2). Aus Erwägungen, deren Würdigung hier zu weit gehen würde, wurde eine Hängebrücke gewählt.

Für die Überführung der Autobahn über die Elbe bei Hohenwarthe habe ich seinerzeit eine Hängebrücke angeboten (Fig. 3), deren leichte gefällige Form sich in das flache Landschaftsbild gut eingepaßt hätte und die ausgezeichnet mit dem langen Strang der Vorlandbrücken zusammenklang (Fig. 4). Zur Ausführung gelangte eine Fachwerkbrücke.

Für die Elbebrücke bei Dömitz schlug ich eine Fachwerkbrücke vor, deren Füllungstäbe nur aus Streben gleicher Neigung bestanden (Fig. 5). Da hier

nur zwei Hauptträger vorgesehen waren, hätte auch die Schrägdurchsicht ruhig gewirkt. Die Wahl fiel auf einen Langerbalken, d. h. auf einen Luftbogen.

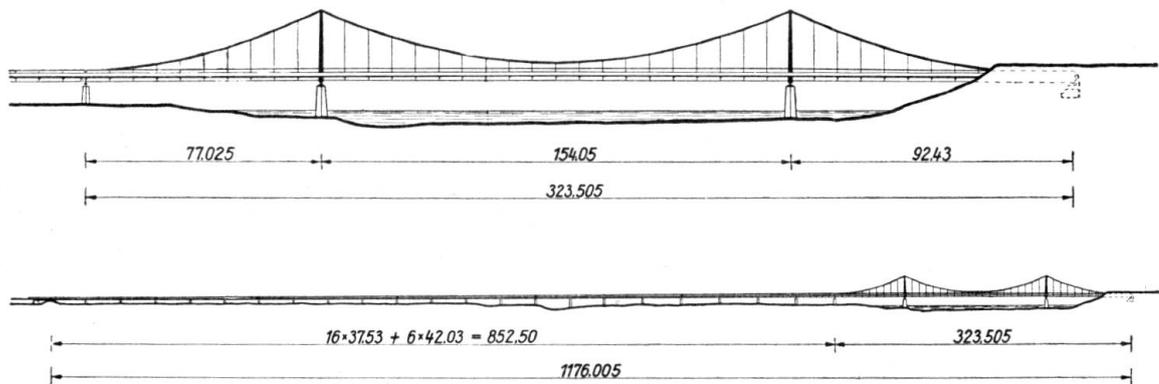


Fig. 3.

Damit schließt sich der Kreis, die Bogenbrücke wird zur Hängebrücke, die Hängebrücke zum Fachwerkträger, der Fachwerkträger zur Bogenbrücke. Obwohl

die weit gespannte Bogenbrücke und auch die Hängebrücke nicht zur Ausführung gelangten, glaube ich, daß sich Gelegenheit finden wird, aus den alten Entwürfen Anregungen zu schöpfen und in ähnlichen Fällen solche Systeme zu verwenden.

Was für Gesamtentwürfe gilt, gilt in vielleicht verstärktem Maß für bauliche Einzelheiten. Dafür nur zwei Beispiele:

Bei großen Talübergängen mit durchlaufenden Balkenhauptträgern werden neuerdings auch hohe stählerne Pendelstützen oder Pendelrahmen als Mittel-

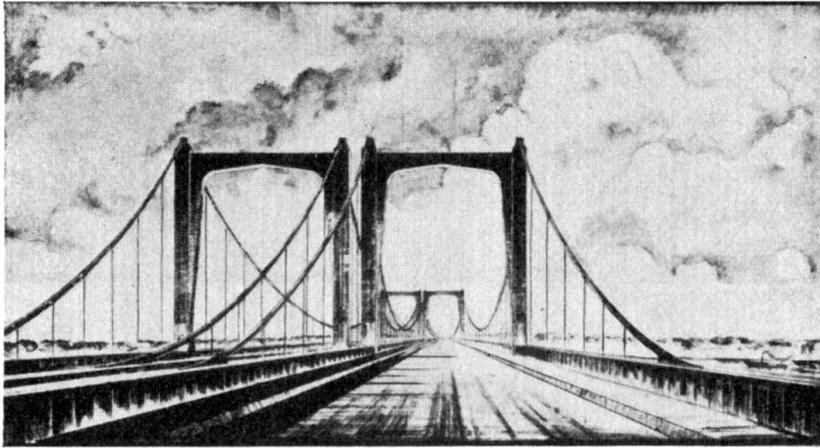


Fig. 4.

unterstützungen ausgeführt. Eine Gegenüberstellung dieser Bauart mit schlanken Betonpfeilern zeigen die beiden Entwürfe für die Muldenbrücke Siebenlehn (Fig. 6 und 7). Letzten Endes geht die Anwendung von Pendelportalen auch für große Höhen zurück auf einen Vorschlag, den ich seinerzeit für die Mangfallbrücke gemacht hatte, der aber damals abgelehnt wurde. Die Figuren 8 und 9

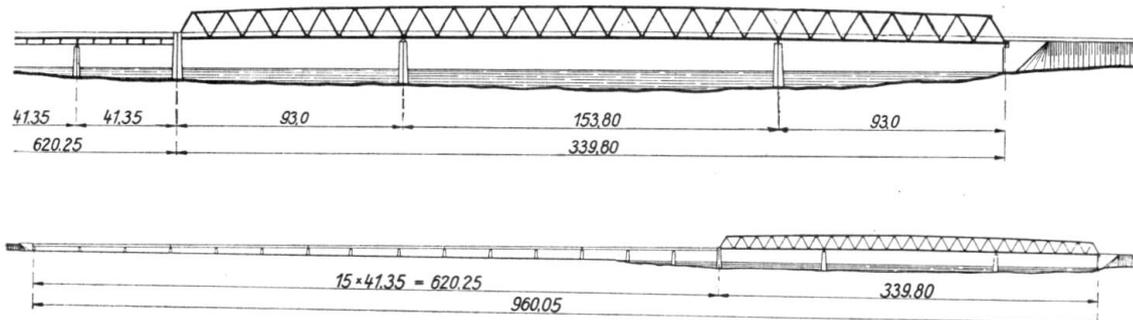


Fig. 5.

zeigen Ihnen eine Ansicht sowie eine Untersicht der Brücke, und zwar für die Varianten mit Vollwand- und mit Fachwerk-Hauptträgern.

Als zweites Beispiel hierzu die Frage des oberen Windverbandes. Es kann nicht bezweifelt werden, daß in ästhetischer Hinsicht der sogenannte Vierendeelverband sehr beachtlich ist, da er mit seinen einfachen Riegeln ohne Streben vorbildlich ruhig wirkt. — Für die Autobahnbrücke am Kaiserberg bei Duisburg habe ich 1934 einen solchen oberen Windverband vorgeschlagen (Fig. 10). Der

Auftraggeber zog aus statischen Gründen einen K-Verband vor. Neuere Brücken dieser Art werden heute mit Vierendeelwindverband ausgeführt, so die Autobahnbrücken über den Lech bei Augsburg und über den Rhein-Herne-Kanal bei Duisburg, letztere mit einer Stützweite von 140 m.

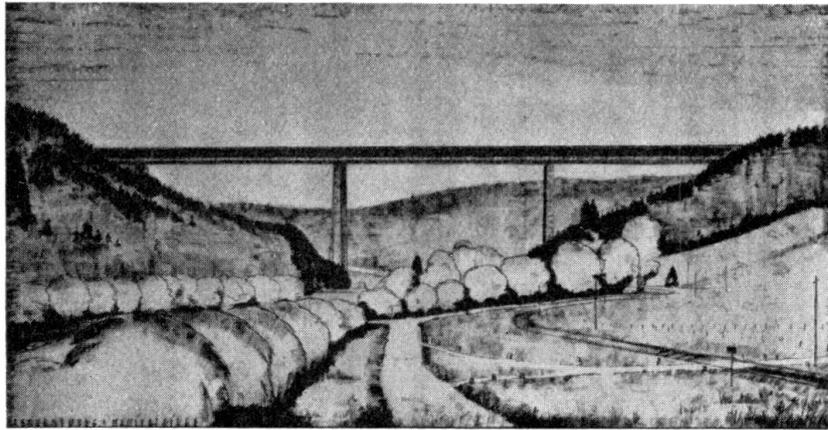


Fig. 6.

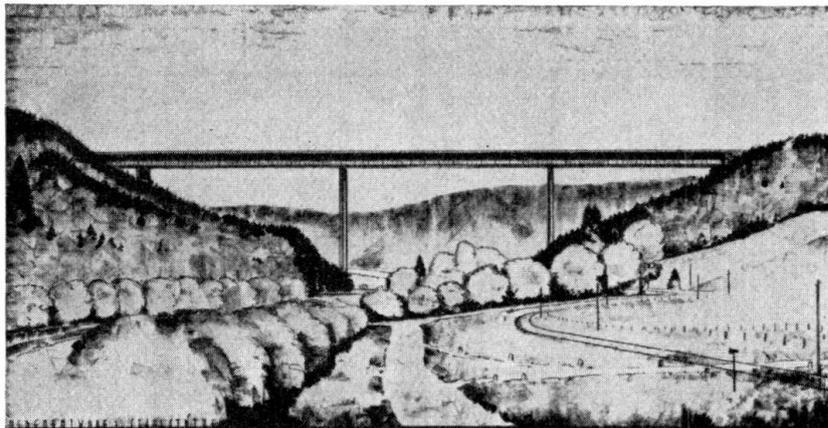


Fig. 7.

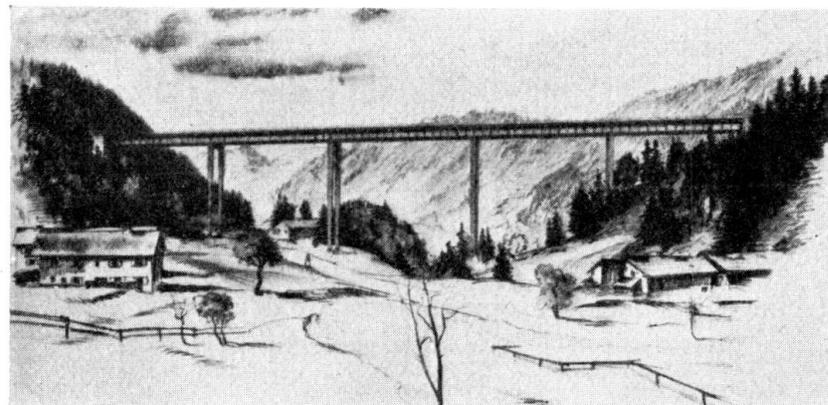


Fig. 8.

Zum Schluß noch ein Wort zum Thema Bogenbrücke. Es gibt eine ganze Reihe von Bauvorhaben, bei denen eine Bogenbrücke nicht nur technisch ver-

treibar und wettbewerbsfähig, sondern auch ästhetisch voll befriedigend ist. Die drohende Uniformierung parallelgurtiger Vollwand- und Fachwerkbrücken würde damit eine nicht unerwünschte Unterbrechung erfahren. Mit Bogenbrücken ziele ich hierbei auf echte Bogenbrücken ab, sei es mit oder ohne Zugband — nicht

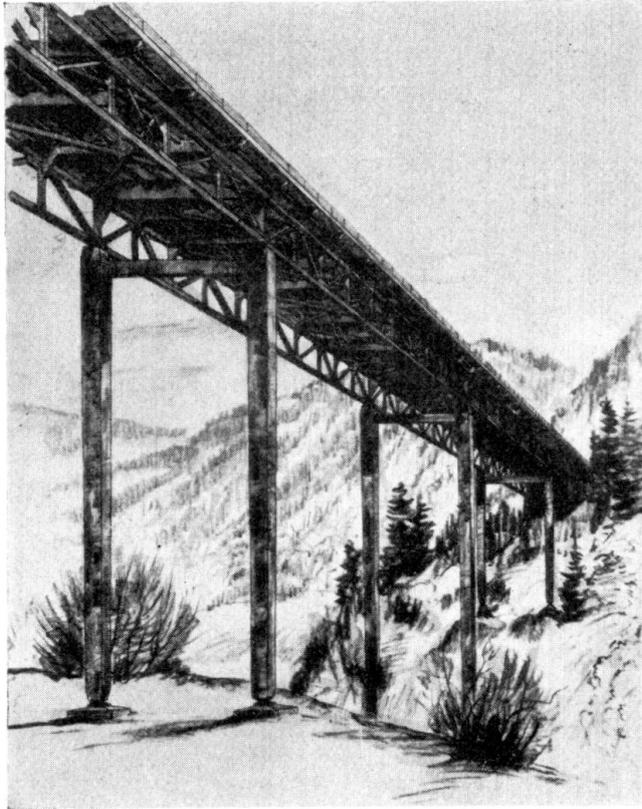


Fig. 9.

auf Langerbalken, die mit ihrem dominierenden Versteifungsträger ebenfalls die Waagerechte betonen. Auch Bogenbrücken über der Fahrbahn können sehr wohl anständig aussehen. Abgesehen von dem bereits gezeigten Beispiel des

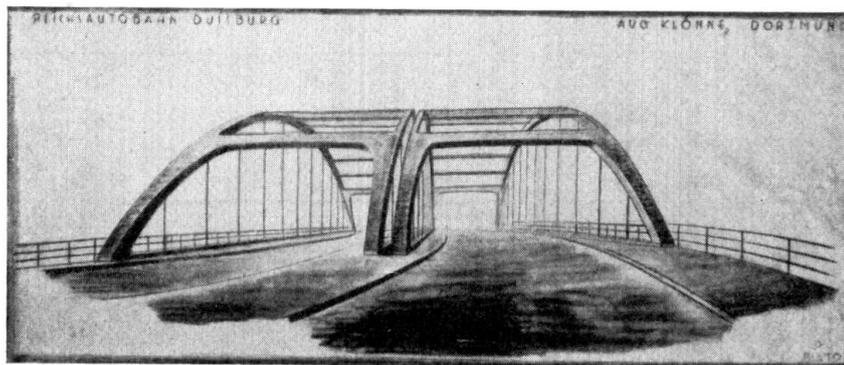


Fig. 10.

Bogenentwurfes für Köln-Mülheim führe ich Ihnen als Vergleich eines Langerbalkens mit einem Sichelbogen zwei Bilder vor, die Entwürfe für die Rhein-Herne-Kanal-Brücke darstellen (Fig. 11 und 12).

Das Hauptanwendungsgebiet der Bogenbrücken, sowohl der Sichelbogen als

auch der eingespannten Bogen, wird freilich die Überbrückung größerer Taleinschnitte bleiben, welche eine Anordnung des gesamten Bogens unter der Fahr-

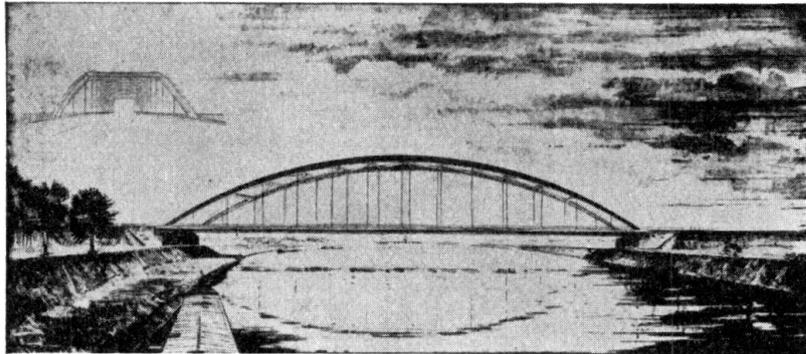


Fig. 11.

bahn gestatten. Die Fig. 13 eines eingespannten Bogens für die Helderbachtalbrücke mag die Wirkung dieser Bauform in der Landschaft veranschaulichen.

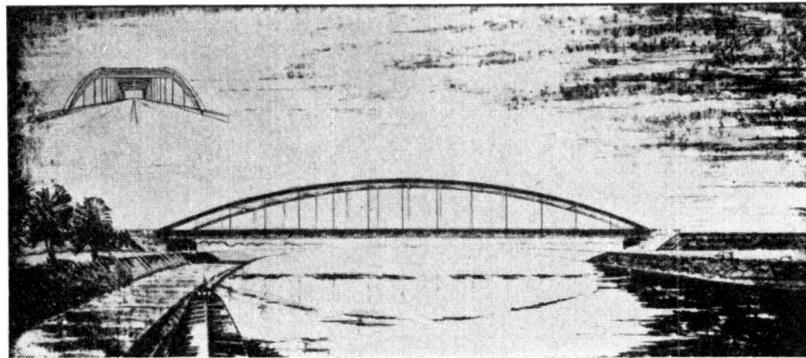


Fig. 12.

Die Hauptabmessungen des Entwurfes gehen aus den Figuren 14 und 15 hervor. Sie sehen einmal eine Überschneidung von Bogen und Streckbalken und beim

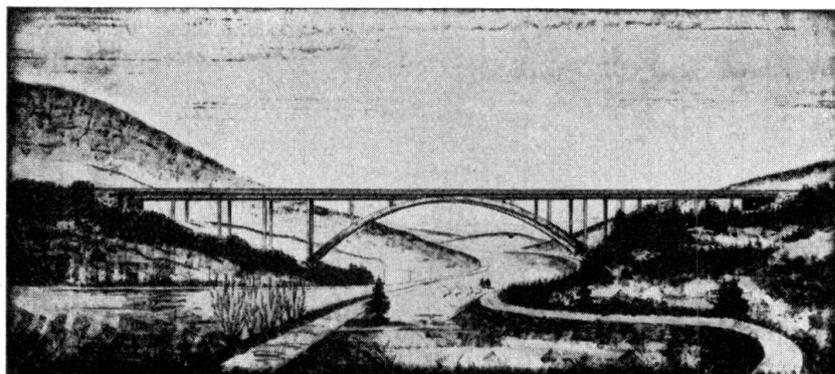


Fig. 13.

zweiten Bild eine Trennung dieser beiden Bauglieder. Die zweite Form würde ich vorziehen.

Ich hoffe, mit den kurzen Ausführungen gezeigt zu haben, daß auch Brücken-

entwürfe, die nicht ausgeführt wurden, der Betrachtung wert sind, ja daß sich in ihnen die Linien künftiger Entwicklung spiegeln können.

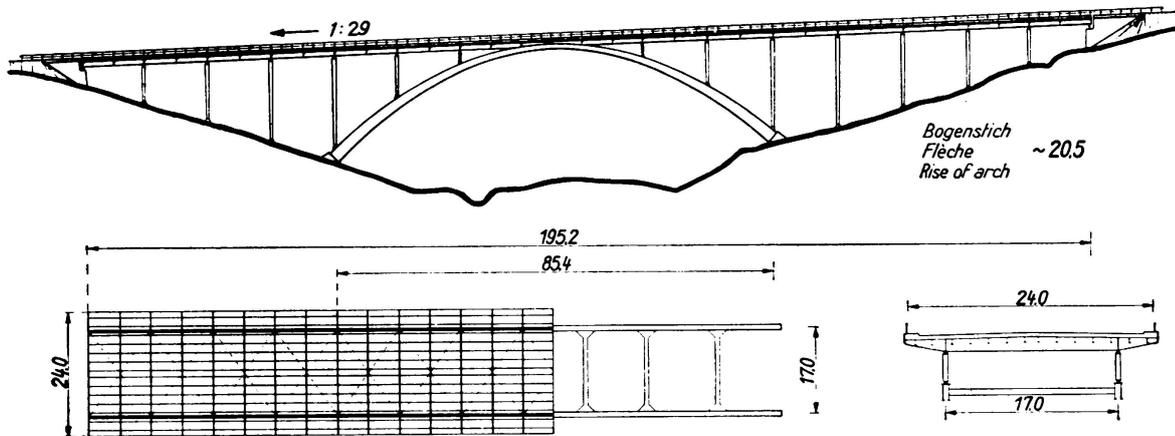


Fig. 14.

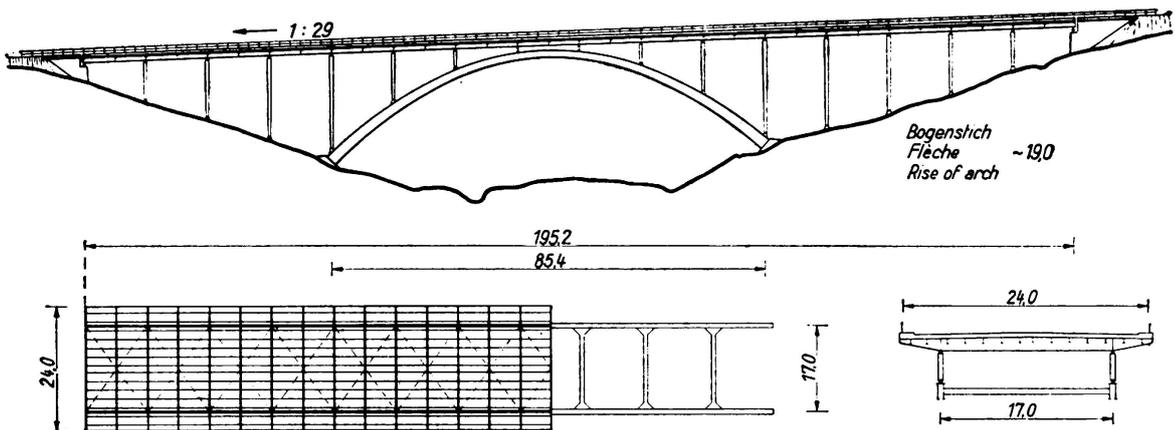


Fig. 15.

Wir wollen dabei daran denken, daß wir nicht Brücken bauen sollen, wie sie auch sein mögen, wenn sie nur halten, sondern — wie wir vom Menschen als erstes verlangen, daß er Charakter hat — verlangen wir auch von der Brücke, daß sie Charakter hat. Solche Brücken können nicht konstruiert, sie müssen gestaltet werden.

Der Ingenieur beweist erst dadurch seine Meisterschaft, daß er die Forderungen der Wirtschaftlichkeit in Einklang bringt mit den Geboten der Schönheit, die er niemals vernachlässigen darf.

VII a 3

Die Verwendung des Stahls beim Bau von Stahlkonstruktionen
in Italien.

L'application de l'acier aux constructions métalliques
en Italie.

Applications of Structural Steelwork in Italy.

Dr. Ing. A. Fava,

Chef de Service aux Chemins de fer de l'Etat, Rome.

1. Bekanntlich bildet in Italien der Stahl, wegen der Knappheit an Eisenerzen und Kohle, ein sehr kostbares Material. Daraus folgt, daß seine Verwendung auf die Fälle beschränkt bleibt, in denen er unbedingt notwendig oder anderen Materialien gegenüber vorteilhafter ist; in vielen Gebieten kann er indessen nicht mit seinem Konkurrent, dem Eisenbeton, wetteifern.



Fig. 1.

2. Eines der Gebiete, auf dem es allgemein notwendig ist, zum Stahl zu greifen, ist das Gebiet der Eisenbahnbrücken, weil häufig die notwendige Höhe nicht vorhanden ist, um Bögen aus Mauerwerk oder Eisenbeton zu errichten.

Das Netz der italienischen Staatsbahnen besitzt etwa 7000 Stahlbrücken mit einer Gesamtlänge von fast 100 km. In den letzten zehn Jahren ist etwa der dritte Teil dieser Brücken erneuert worden. Im allgemeinen mußten mit Ausnahme der Brücken unter 10 m Stützweite die alten Träger durch neue ersetzt werden.

Fig. 1 stellt einen Träger über drei Feldern dar, der wegen der konstruktiven Eigenheiten als typisch für die neuesten Konstruktionen betrachtet werden kann:

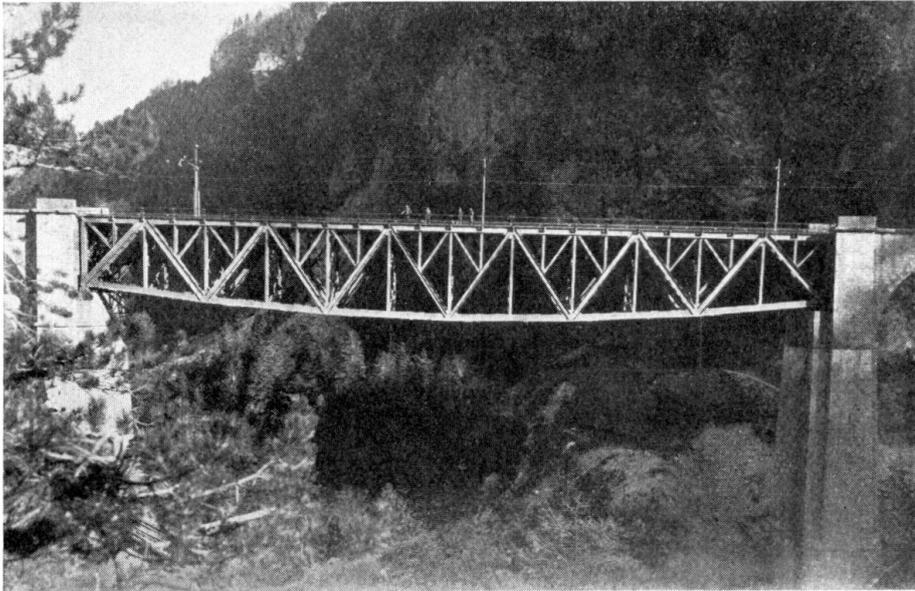


Fig. 2.

man wird daraus entnehmen, daß alle Trägerteile aus großen Profilen ohne Vergritterung bestehen. Die Unterdrückung des Fachwerks verleiht der Konstruktion ein ruhiges Aussehen und große Einfachheit.

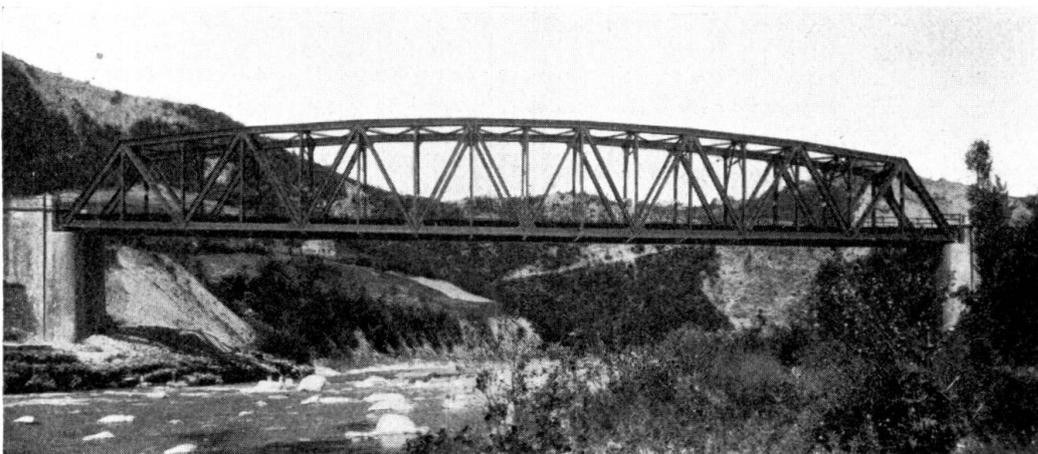


Fig. 3.

Fig. 2 zeigt eine größere Fachwerkbrücke mit obenliegender Fahrbahn und parabolischem Untergurt, Fig. 3 einen Halbparabelträger von etwa 90 m Spannweite, der für viele Brücken angewendet worden ist.

Fig. 4 stellt einen durchlaufenden Träger über zwei Feldern von je 77 m dar, bei welchem ausnahmsweise die Hauptträger als Fachwerk mit gekreuzten Streben gebildet werden, da sich in diesem besonderen Falle eine solche Anordnung wegen der sehr schiefen Überbrückung besser bewährte.

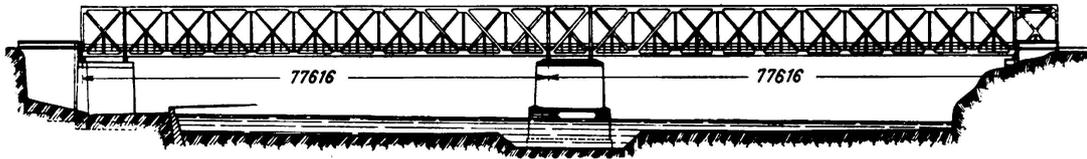


Fig. 4.

Zu diesem Träger sei bemerkt, daß vor einiger Zeit der Typ des durchlaufenden Trägers von den Staatsbahnen verlassen worden ist, weil man festgestellt hatte, daß viele dieser Träger während des Betriebes bemerkenswerte Stützen-Setzungen aufwiesen und dementsprechend große Änderungen der Kräfteverteilung.

Nun ist dieser Typ wieder aufgenommen worden, jedoch wird für eine genaue Registrierung der Höhenlage der Lager und für eine Korrektur der Fehler Sorge getragen.

Diese Arbeit wird mit geeichten hydraulischen Pressen und Präzisionsmanometern durchgeführt. Mit Hilfe der Pressen wird der Träger gleichzeitig von allen seinen Lagern abgehoben und die Hebung wird in der Weise reguliert, daß

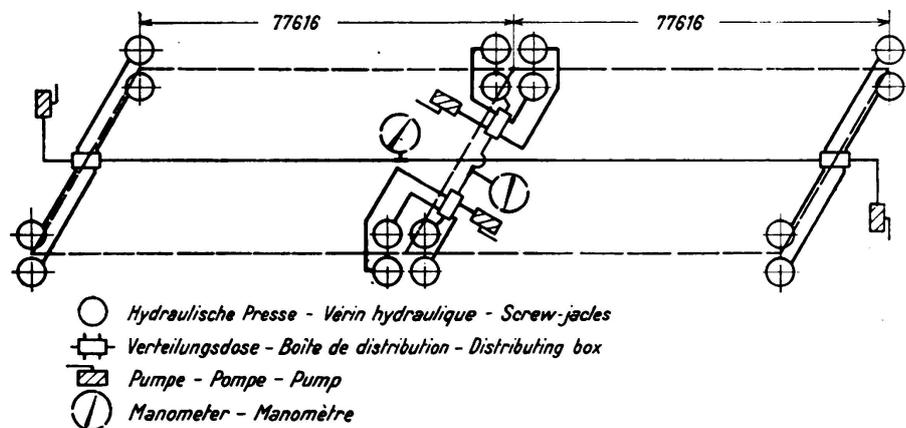


Fig. 5.

nach den Angaben der Manometer alle Reaktionen der Lager den theoretischen Reaktionen angepaßt werden.

Mit diesem Verfahren kann man nicht nur den Reaktionen die Werte zuweisen, die der Voraussetzung entsprechen, daß alle Lager auf einer Horizontalen liegen, sondern man kann auch experimentell und mit voller Sicherheit den Reaktionen selbst jene Werte zuweisen, die für die größte Wirtschaftlichkeit der Konstruktion am günstigsten wären.

Fig. 5 stellt schematisch die zum Nachstellen der Auflager des durchlaufenden Trägers der Fig. 4 benutzte Vorrichtung dar. Während dieser Untersuchung, die auch mit einer Messung der Spannungen in verschiedenen Trägerteilen ausge-

führt wurden, hat sich ergeben, daß ohne das Nachstellen sich sehr ungünstige Verhältnisse der Reaktionen gebildet hätten.

3. Sehr zahlreich und von verschiedenem Typ sind die ganz aus Stahl gebauten Hallen, die Gebäude mit Stahlskelett, Überdachung aus Stahl für zivile, indu-



Fig. 6.

strielle und militärische Bauten, die in letzter Zeit errichtet wurden. Auf diesem Gebiet hat sich die Schweißung, besonders Lichtbogen-Schweißung, in Italien sehr bewährt, sodaß anzunehmen ist, daß in wenigen Jahren die geschweißte Konstruktion die genietete vollständig verdrängen wird.

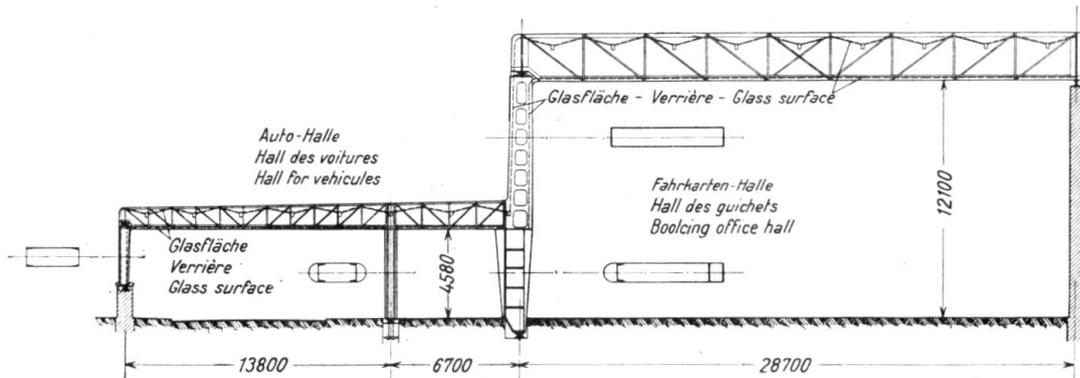


Fig. 7.

Von den vielen Beispielen seien die Stahl-Konstruktionen des neuen Bahnhofs in Florenz erläutert, die auch ein bemerkenswertes Beispiel für eine moderne geschweißte Konstruktion darstellen.

Sie sind in zwei Gruppen einzuteilen:

Die erste, welche die Einfahrtshalle für Autos und den Fahrkartenraum betrifft, bildet auch konstruktiv ein eng verbundenes Ganzes (Fig. 6 und 7). Ihre Tragkonstruktion besteht aus 8 großen Bindern zu drei Feldern, die durch Gelenke miteinander verbunden sind, um thermische Ausdehnungen zu ermöglichen. Sie haben zwei Glaswände, eine nach außen, aus Netzglas, die andere nach innen, mit Thermolux-Scheiben. Diese Glasflächen bilden ein zusammen-

hängendes Band, sowohl in der Horizontalen, als auch in der Vertikalen und ein bemerkenswertes Schmuckmotiv. Zwischen ihnen sind für die nächtliche Beleuchtung die Lichtquellen angebracht. Die äußere horizontale Glasfläche,



Fig. 8.

welche die Dachhaut bildet, sollte aus architektonischen Gründen eben sein; sie ist indessen zur einfacheren Entwässerung, aus doppeltgeneigten kleinen Elementen gebildet.

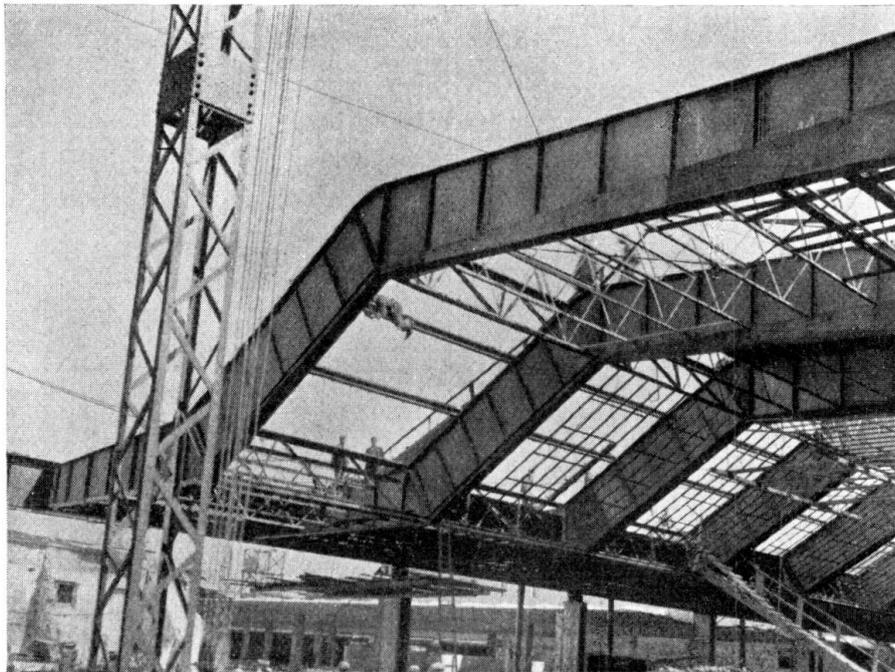


Fig. 9.

Die zweite Gruppe der Überdachung in Florenz betrifft die Haupthalle, Fig. 8 und 9. Das Tragwerk besteht aus einer Reihe großer vollwandiger Träger von 30 m Länge mit verschiedenem Doppel-T-Querschnitt, der durch Anschweißen von Flachstählen gebildet wurde.

Aus architektonischen Gründen haben sie eine sehr spezielle Form: sie bestehen aus zwei beinahe horizontalen Teilen auf verschiedenen Höhen, die untereinander durch einen stark geneigten Trägerteil verbunden sind. Wegen der außergewöhn-

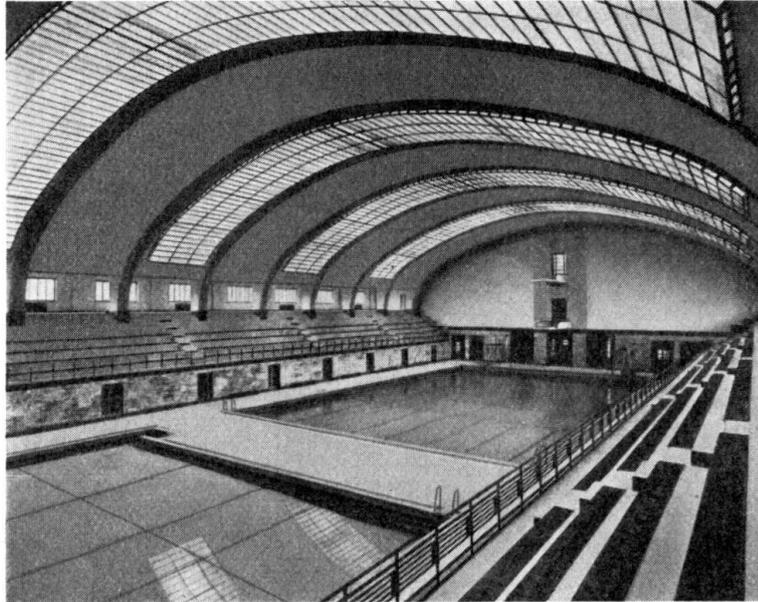


Fig. 10.

lichen Form dieser Träger wurden zur Festsetzung ihrer Ausmaße auch vorher Versuche an Modellen ausgeführt. Nach Vollendung der Arbeit bildeten die Träger Gegenstand einer sorgfältigen experimentellen Untersuchung.¹

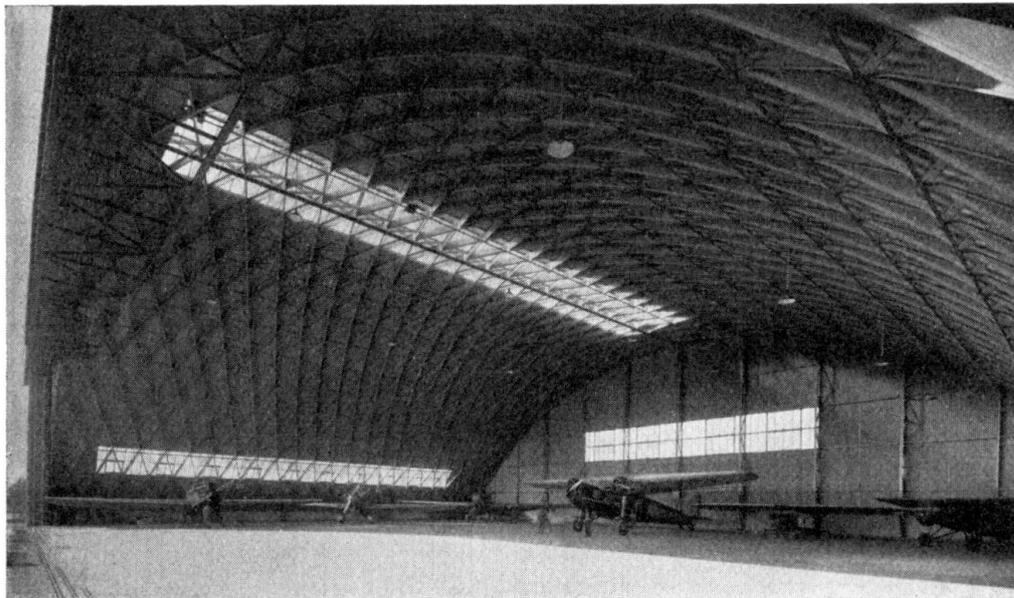


Fig. 11.

Alle sichtbaren Flächen der Stahlkonstruktionen von Florenz sind mit Kupfer metallisiert und sind dann bräuniert worden.

¹ Siehe Vorbericht Kongress Berlin 1936. S. 987.

Ein anderes Beispiel für eine Überdachung ist das Stadtbad in Mailand, Fig. 10, bemerkenswert auch wegen der Tatsache, daß man für diese Konstruktion zuerst an Eisenbeton gedacht hatte, sich aber dann in Anbetracht der Kürze der Zeit,

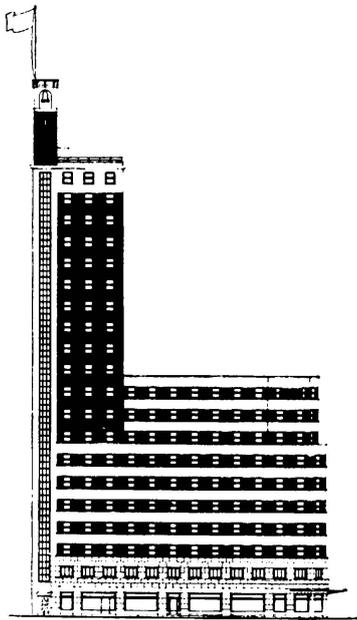


Fig. 12a.

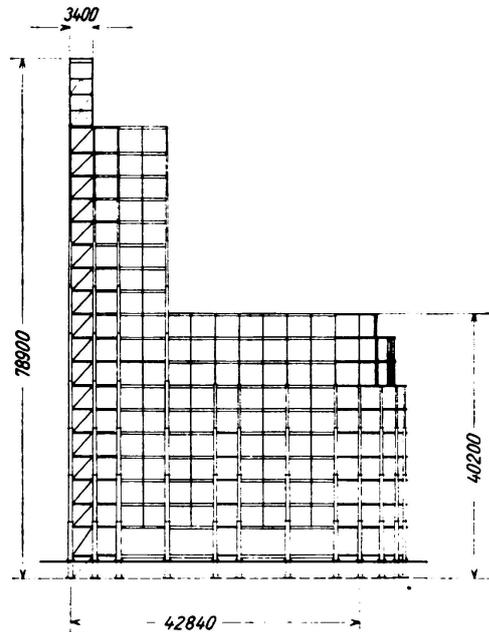


Fig. 12b.

in welcher die Arbeit ausgeführt werden sollte, dem Stahl zuwandte. Genial sind die Vorrichtungen für die Öffnung der Glastüren durch Feineinstellung, aber damit können wir uns hier nicht beschäftigen.

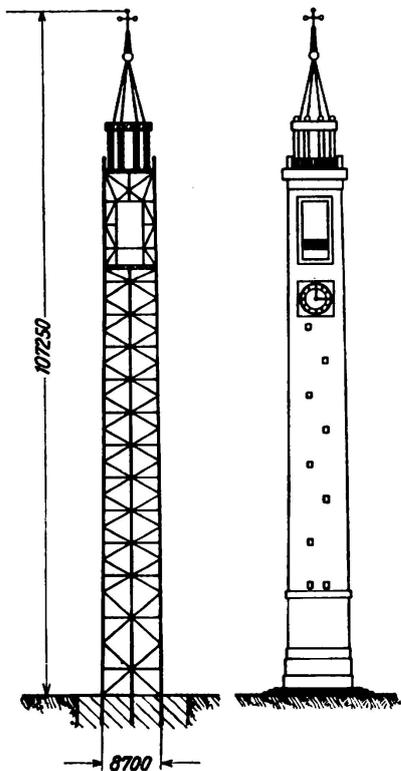


Fig. 13.

Getrennt von diesen Dachkonstruktionen stehen die Typen mit plattformigem Aufbau, die in befriedigender Weise die verschiedenen Probleme technischer Art lösen und auch bemerkenswerte architektonische und ästhetische Aufgaben bieten. Beachtenswerte Beispiele für sie haben wir in Italien besonders bei der Überdachung von Flugzeug- und Autoschuppen (Fig. 11).

4. In der Praxis der modernen Baukonstruktionen hat man die Vorzüge der Bauten mit Stahlskelett erkannt. Während in Italien die Konstruktionen mit Eisenbeton-Gerippe üblich sind, ist wegen der hohen Stahlkosten das Stahlskelett ziemlich selten.

Wegen seiner Bedeutung ist hierbei der neue Wolkenkratzer in Turin zu erwähnen, Fig. 12a und 12b, ein großes Bauwerk mit vollständig geschweißtem Stahlskelett, das sich etwa 80 m über dem Boden erhebt, und der Glockenturm von Sesto Calende, Fig. 13, der auch eine geschweißte Konstruktion hat und etwa hundert Meter hoch ist.

Aber mehr als sich über diese Spezialfälle zu verbreiten, halten wir es für angebracht, darauf hin-

zuweisen, daß hier in Italien ein Feld ist, auf dem die Konstruktionen mit Stahlskelett eine sichere Zukunft haben. Das ist das erdbebensichere Bauen.

Das Stahlskelett hat in der Tat die besten Voraussetzungen, um den Einwirkungen von Erdbeben zu widerstehen: Größte Leichtigkeit, größte spezifische Widerstandskraft und bemerkenswerte elastische Verformungsfähigkeit. Es bietet außerdem nicht geringere Vorteile praktischer Art, da es industriell in wenigen, von Spezialfabriken standardisierten Typen angefertigt werden kann, um dann am Orte schnell von einigen Schweißern montiert zu werden, wodurch man unabhängig wird von den örtlichen, häufig beschränkten Baumöglichkeiten.

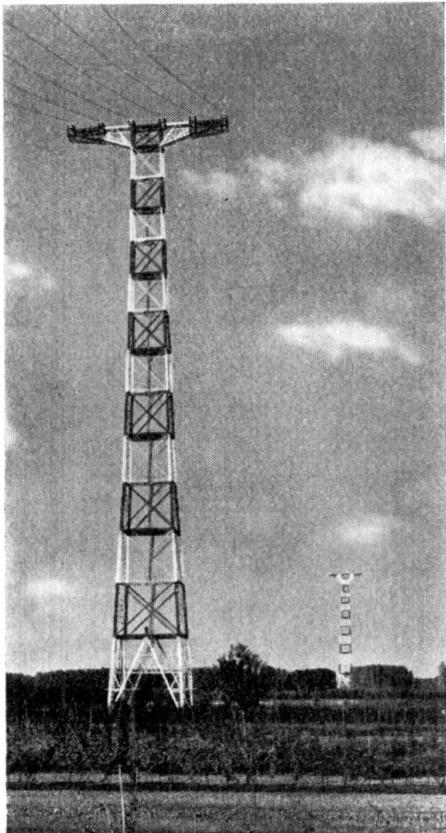


Fig. 14.

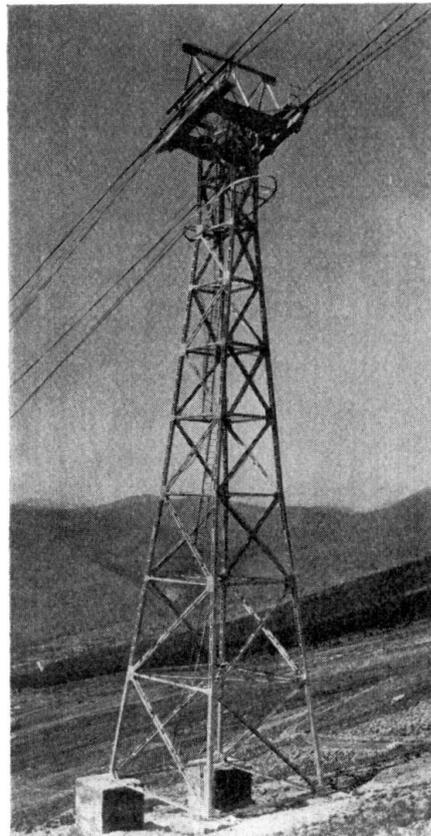


Fig. 15.

5. Angesichts der außerordentlichen Entwicklung, welche die elektrischen Anlagen in Italien erfahren haben, ist eines der umfassendsten Verwendungsgebiete für Stahl die Aufstellung von Masten für Energieleitungen. Zu diesen Konstruktionen sind wegen der Bedeutung der konstruktiven Probleme, die sie stellen, auch die Pylonen für Luftseilbahnen zu zählen, die ständig zahlreicher werden, und die Antennen für Rundfunkanlagen.

Es wäre sehr interessant, verschiedene Typen dieser Konstruktionen hier vorzuführen, um die Entwicklung zu verfolgen, die sie in Italien durchgemacht haben, aber wegen der Kürze der Zeit werden nur einige der bemerkenswertesten Beispiele angeführt.

Fig. 14 zeigt zwei große Masten von etwa 120 m Höhe für eine Überbrückung des Po in einer Spannweite von 1050 m.

Fig. 15 stellt einen der modernen Pylonen in geschweißter Konstruktion und zwar die Luftseilbahnstützen des Gran Sasso d'Italia und des Cervino mit einer Spannweite von etwa einem Kilometer dar.

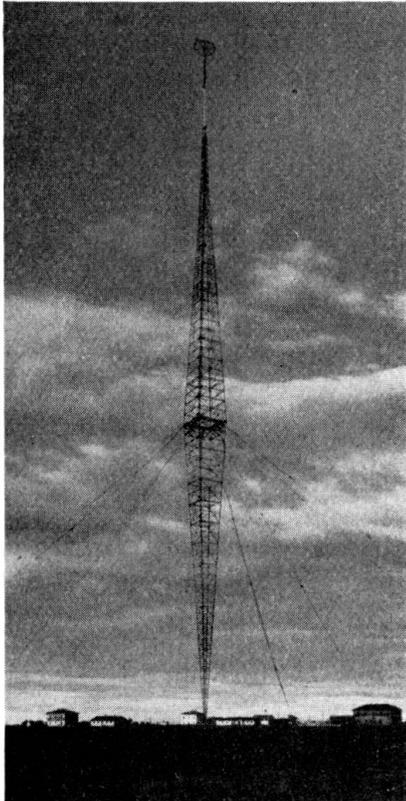


Fig. 16a.

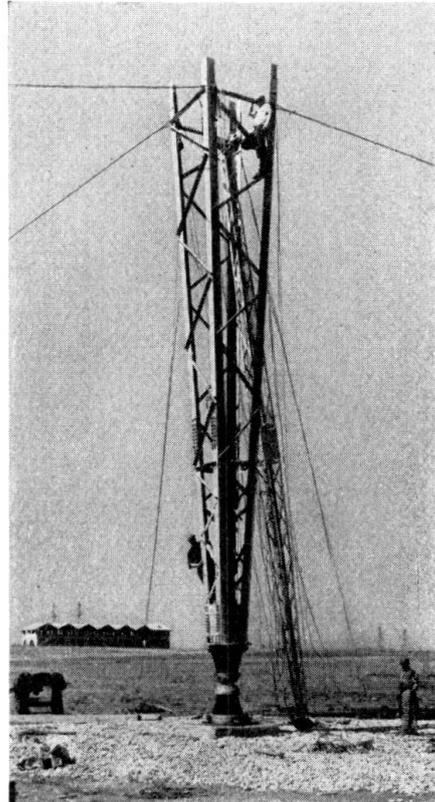


Fig. 16b.

Fig. 16a und 16b stellen den Sender von Roma S. Palomba dar, der eine der bedeutendsten Konstruktionen dieser Art ist. Er hat die bemerkenswerte Höhe von 267 m. Das Gesamtgewicht der Antenne beträgt 180 Tonnen, die Belastung des unteren Isolators 290 Tonnen.

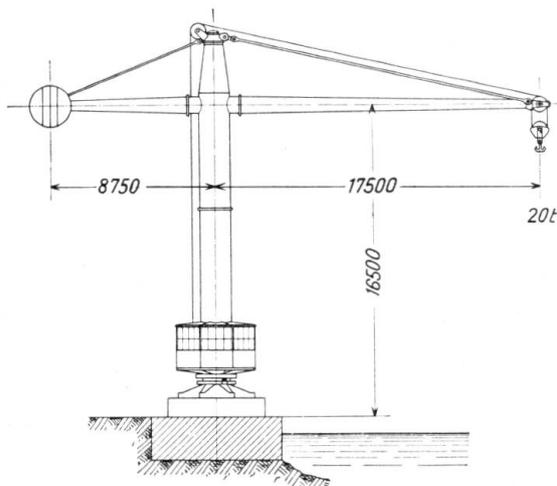


Fig. 17a.

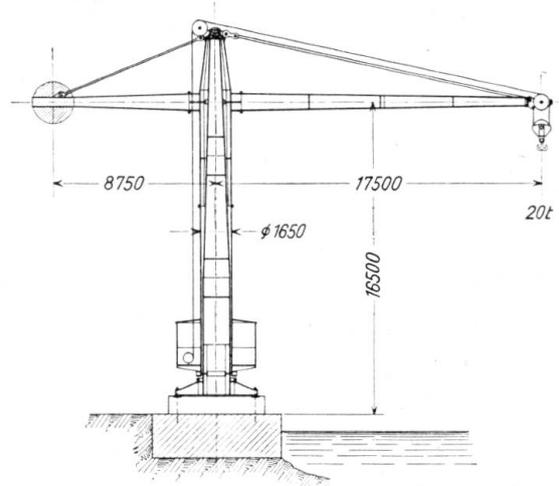


Fig. 17b.

6. Ein Konstruktionszweig, in welchem die italienische Industrie sich stark eingesetzt hat, sind Krane für Werften, Fabriken, Häfen, die in jedem Typ

und Ausmaß konstruiert werden mit weitgehender Verwendung der elektrischen Schweißung.

Auch hier würde es sich lohnen, die Entwicklung der verschiedenen Typen zu verfolgen; es sei hier nur der in Fig. 17a und 17b dargestellte Kran angegeben, welcher sich durch die Eleganz seiner Linienführung und die Art seiner

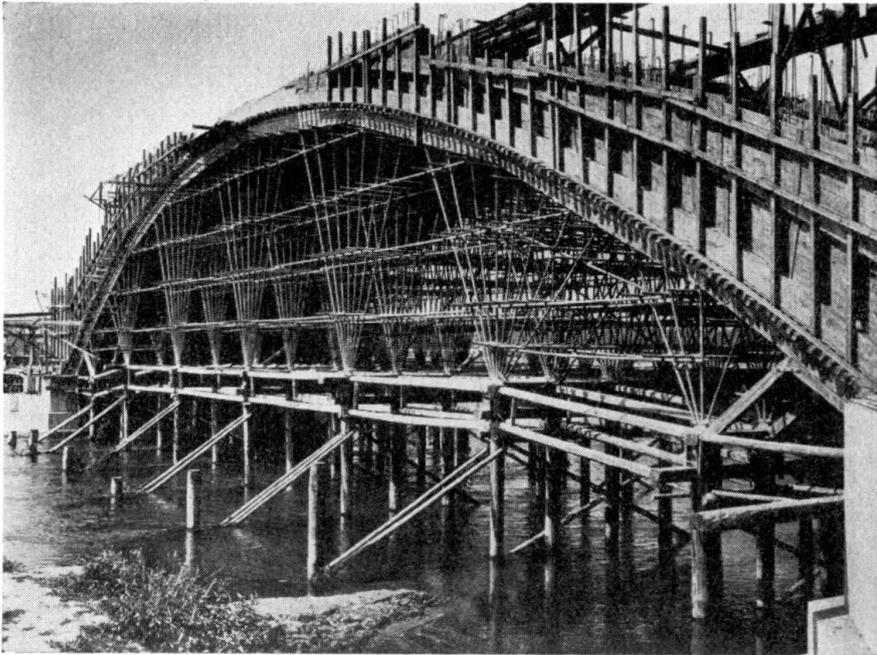


Fig. 18.

Durchführung auszeichnet. Er ist ganz aus geschweißten Blechen angefertigt. Der Vertikalarm besteht aus zwei ineinander gesteckten Rohren, das innere ist vollständig geschweißt, das äußere besteht aus Montagegründen aus zwei Teilen, die durch angeschraubte Flansche verbunden werden. Mit angeschraubten Flanschen sind auch die Verbindungen der beiden horizontalen Arme an der oberen Vertikalstrecke durchgeführt.

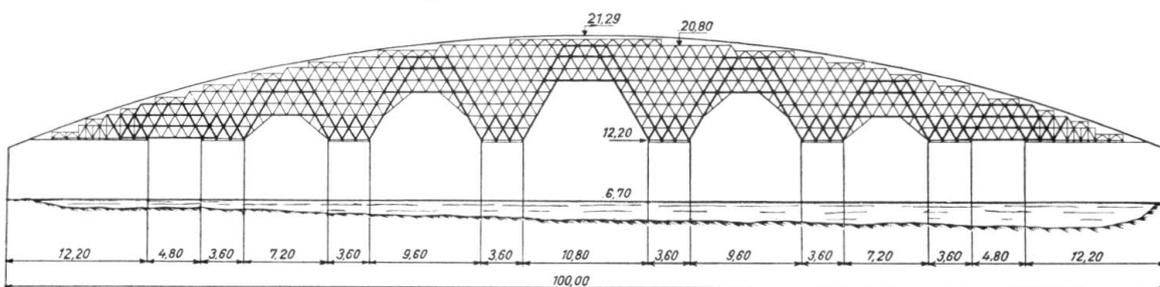


Fig. 19.

7. Zuletzt mögen einige Spezialkonstruktionen aus Rohren ohne Schweißung, aus halbhartem Stahl, angeführt werden, Konstruktionen, die in Italien eine weitgehende Entwicklung erfahren haben.

Fig. 18 stellt die Gerüste für eine Betonbrücke über den Tessin bei Pavia dar. Fig. 19 stellt ein großes Gerüst dar, für die neue im Bau befindliche Brücke über den Tiber als Zugang zum Stadion Mussolini, eine Brücke in Eisenbeton, die einen mittleren Bogen von 100 m Spannweite hat. Für dieses Gerüst sind 64,000 m Rohr und 54,000 m Verbindungen vorgesehen.

VIIa 4

Versuche mit Trägern, deren Stege durch angeschweißte Versteifungen verstärkt sind.

Essai sur poutrelles renforcées par des raidisseurs soudés à leur âme.

Experiments on Girders with Welded Web Stiffeners.

Dr. Ing. St. Bryła,

Professeur à l'Ecole Polytechnique de Varsovie (Pologne).

Um den Einfluß der an die Trägerstege angeschweißten Versteifungen zu ermitteln, sind Versuche angestellt worden:

1. an 16 Trägern N.P. 16, 20, 24 und 30 und
2. an 6 Trägern N.P. 32 und 34.

Sämtliche Träger wurden bei einer Tragweite von $L = 2$ m einem Biegeversuch unter der Einwirkung einer in der Mitte der Tragweite angreifenden Einzellast unterworfen.

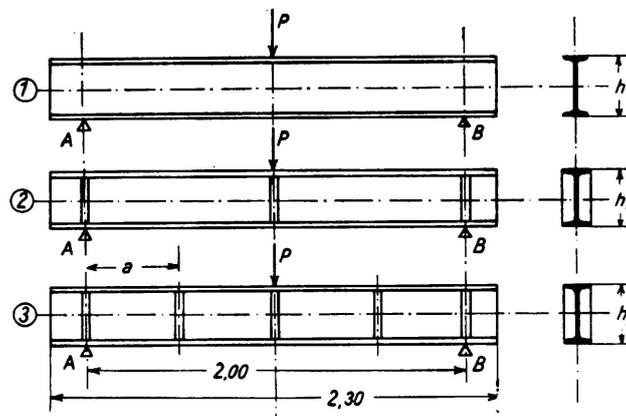


Fig. 1—3.

Drei Arten von Trägern wurden geprüft:

1. Träger ohne Versteifungen am Steg (Fig. 1);
2. Träger mit drei beidseitigen Versteifungen am Auflager und unter der Einzellast (Fig. 2);
3. Träger mit fünf beidseitigen Versteifungen in Abständen von 0,50 m (Fig. 3).

Die bei diesen Versuchen den Bruch der Träger herbeiführenden Höchstkräfte R sind in der Tabelle I zusammengestellt, wobei der Index jeweils die Anzahl der Versteifungspaare angibt.

Tabelle I.

NP	Bruchlast		
	R ₀	R ₃	R ₅
16	8,6 t	7,425 t	7,6 t
20	15,4	13,75	15,8
24	22,9	23,85	26,3
30	39,9	48,45	48,3
32	46,0	58,5	59,5
34	51,0	69,5	72,5

Der Vergleich der verschiedenen für die Differenz R₃ — R₀ erhaltenen Werte (Tabelle II) lehrt, daß bei den Trägern von verhältnismäßig großer Höhe die Anbringung von drei Versteifungen die Bruchlast R um so mehr steigert, je höher der Träger ist. Die Festigkeit der Träger N.P. 16 und 20 ist durch die Anbringung von Versteifungen nicht vergrößert worden. Die letzte Spalte der Tabelle gibt den Festigkeitszuwachs bei Anbringung von fünf Versteifungspaaren wieder. Für den Träger N.P. 16 ist eine Festigkeitsverringerung eingetreten. Bei den anderen Trägern steigt die Festigkeit mit der verhältnismäßigen Höhe des Trägers.

Tabelle II.

NP	R ₃ —R ₀		R ₅ —R ₃		R ₅ —R ₀	
	Tonnen	%	Tonnen	%	Tonnen	%
16	— 1,175	— 13,7	0,175	2,36	— 1,0	— 11,6
20	— 1,75	— 11,3	2,05	14,9	0,4	2,6
24	0,95	4,15	2,45	10,27	3,4	14,8
30	8,55	21,4	0,15	— 0,31	8,4	21,0
32	12,5	27,2	1,0	1,71	13,5	29,4
34	18,5	36,3	3,0	4,6	11,5	22,5

Die Sicherheitslast ist hier (für $\sigma = 1200 \text{ kg/cm}^2$ und $M = \frac{PL}{4}$ worin $L = 200 \text{ cm}$):

$$P_b = \frac{4 \cdot 1200}{L} W = 24 W. \tag{1}$$

Der Sicherheitskoeffizient $n = \frac{R}{P_b}$, d. h. der Quotient aus der Bruchlast und der Sicherheitslast, ist für jeden Versuchsfall in der Tabelle III wiedergegeben.

Tabelle III.

I NP	W cm ³	P _b Tonnen	n ₀	n ₃	n ₅
16	117	2,81	3,06	2,98	3,05
20	214	5,14	3	2,68	3,08
24	354	8,50	2,7	2,80	3,10
30	653	15,67	2,55	3,09	3,08
32	782	18,75	2,45	3,12	3,16
34	923	22,32	2,28	3,12	3,25

Wenn von den Trägern N.P. 16 und 20 abgesehen wird, so können wir feststellen, daß n_0 ab- und n_3 in dem Maße zunimmt, wie die Höhe des Trägers wächst; n_5 ändert sich fast nicht, überschreitet jedoch in jedem Falle n_0 .

Die Tabelle IV zeigt die Werte von σ , die sich ergeben, wenn für P die in der Tabelle I angegebenen Werte von Q und R und für W die in der Tabelle III angegebenen Werte eingesetzt werden. Auf diese Weise lassen sich die mit Trägern von verschiedenen Höhen erzielten Versuchsergebnisse auf ein gemeinsames Maß bringen.

Tabelle IV.

I NP	Zahl der beiderseitigen Versteifungen	Spannungen σ (erhalten durch Einsetzen der Werte von Q und R aus der Tabelle I für P in der Gleichung 1)	
		Q	R
16	0	29,5	36,8
	3	29	31,7
	5	29	32,4
20	0	29,2	36
	3	27,9	32,2
	5	31	36,9
24	0	26,2	32,4
	3	27,4	33,8
	5	29,7	37,2
30	0	23	30,6
	3	29,3	37
	5	30,2	37
32	0	—	29,4
	3	—	37,4
	5	—	38,0
34	0	—	27,7
	3	—	37,7
	5	—	39,3

Die in Fig. 4 bis 6 gezeigten Diagramme sind die graphische Darstellung der in der Tabelle IV enthaltenen Rechnungsergebnisse. Als Abszisse sind die Höhen der Träger in cm und als Ordinaten die Spannungen σ in kg/mm^2 aufgetragen. Für vollkommen homogenes Material der Träger und für ideale Versuchsbedingungen ohne Kippmöglichkeit, und wenn die Formel $\sigma = \frac{M}{W}$ bis zum Bruch Gültigkeit behalten hätte, wären die Kurven als waagerechte Linien ausgefallen.

Man erkennt, daß die Kurve 4 abfällt, während die Kurven 5 und 6 ansteigen. Das erste Ergebnis war vorauszusehen, während die beiden anderen Ergebnisse beweisen, daß die Verringerung der Festigkeit zu vermeiden ist, indem die Versteifungen an die Stege und an die Flansche der Träger angeschweißt werden. Der Grund für diese Erscheinung liegt darin, daß die Versteifungen dem Ausweichen des oberen Flansches vorbeugen.

Die Fig. 7 und 8 zeigen die Art und Bedeutung der Verformung. Die mit Versteifungen versehenen Träger nehmen nach dem Ausweichen die Form einer Welle an, mit einem Wendepunkt in der Mitte des Trägers (Fig. 7). Die Träger ohne Versteifungen (Fig. 8) nehmen nach dem Ausweichen die Form einer halben Welle an. Die Versteifungen begünstigen also die Wellungsbildung, was zur Wirkung hat, daß die das seitliche Ausweichen herbeiführende kritische Belastung erhöht wird.

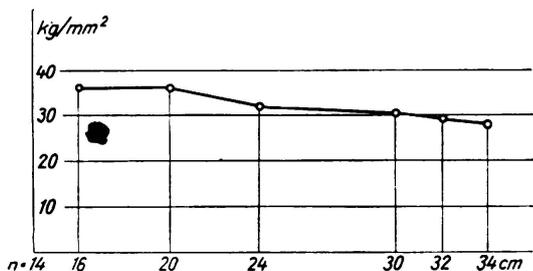


Fig. 4.

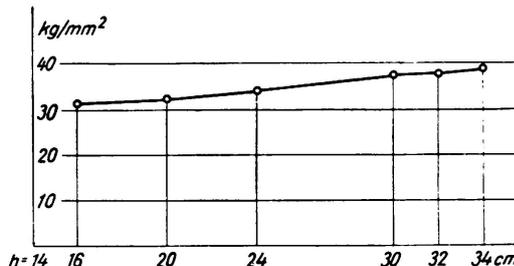


Fig. 5.

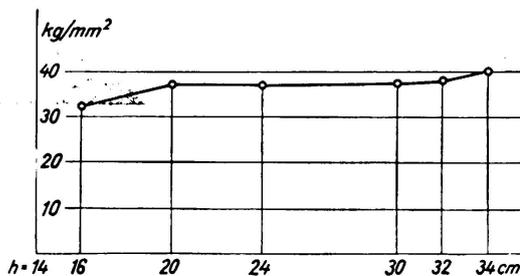


Fig. 6.

Dieselbe Erscheinung ist bei sämtlichen Trägern aufgetreten. Bei den mit Versteifungen versehenen Trägern haben sowohl der obere als auch der untere Flansch eine Ausweichung erfahren. Die Träger ohne Versteifungen sind gerade geblieben oder weisen nur eine geringe Ausweichung auf. Bei den Trägern ohne Versteifungen beobachtet man ein um so stärkeres Stauchen des oberen Flansches unter der Einzellast, je höher der Träger ist. Die Wirkung der Versteifungen auf die Formänderung der Träger ist um so bedeutender, je größer die Höhe dieser Träger ist. Daraus ergibt sich, daß die Biegezugfestigkeit der mit Versteifungen versehenen Träger fast erschöpft war und ihr Bruch nahe bevorstand. Im Gegensatz hierzu waren die Träger ohne Versteifungen von dem Bruch durch Biegung weit entfernt, als sie infolge Stauchung des Flansches durch die Einzellast nachgaben. Die Zerstörung der hohen Träger ohne Versteifungen schon bei verhältnismäßig geringen Spannungen σ scheint zu lehren, daß nicht diese Spannungen die entscheidende Rolle spielten, sondern vielmehr die Normalspannungen, die in waagerechten Querschnitten des Steges unmittelbar unter dem Flansch an der Stelle der Einzellast auftreten. Prof. *Huber* nennt sie Querspannungen¹ und widmet ihnen mehrere Kapitel seines Werkes. An anderer Stelle untersuchen wir diese Querspannungen genauer. Hier beschränken wir uns darauf, Ergebnisse anzugeben:

¹ *M. T. Huber*, Etudes sur les poutres en double T. Compte rendu de la Société Technique de Varsovie, 1925.

1. Die Verstärkung eines Doppel-T-Trägers mit Hilfe von Versteifungen, die an der Angriffsstelle der Einzellast an den Steg angeschweißt werden, erhöht die Biegefestigkeit. Diese Festigkeitssteigerung ist um so größer, je höher der Träger ist; nicht feststellbar bei einem Träger N.P. 16, erreicht sie 40%

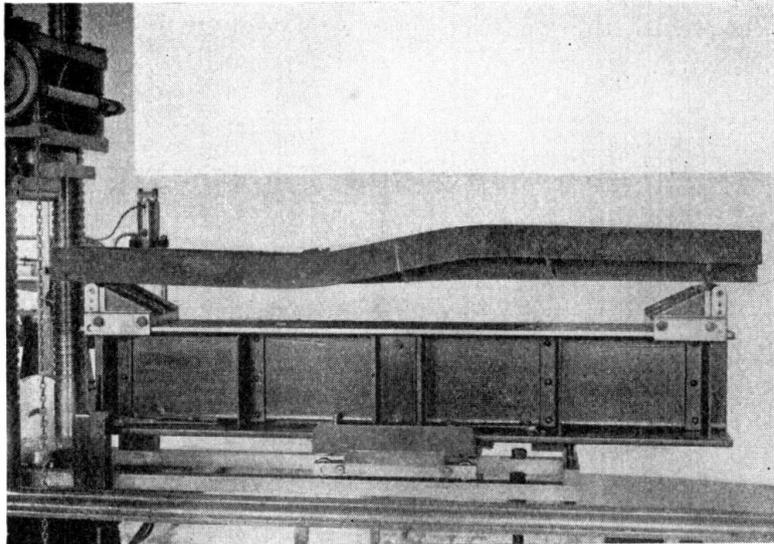


Fig. 7.

bei einem Träger N.P. 30. Das Anschweißen von Gurten an den Steg außerhalb der Angriffsstelle der Einzellast steigert gleichfalls die Festigkeit des Trägers, jedoch in geringerem Maße.

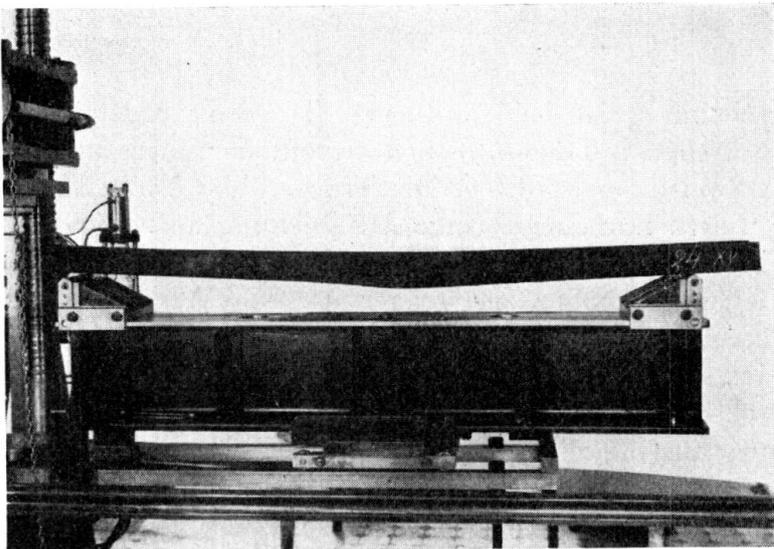


Fig. 8.

2. Die mit der Formel $\sigma = \frac{M}{W}$ erhaltenen Höchstspannungen müssen erniedrigt werden, wenn man es mit Trägern von großer Höhe zu tun hat. Diese Formel kann also nur für Träger von einer gewissen Höhe verwendet werden, um die Festigkeit der Träger, die durch Einzellasten beansprucht werden, zu bestimmen, denn diese Träger gehen nicht durch Bruch infolge Biegung, sondern infolge Stauchung des örtlich belasteten Flansches zugrunde. Durch Anschweißen der Versteifungen an der Stelle der Einzellast wird der Bruch durch Stauchung hinausgezögert, und die obige Formel kann weiter angewendet werden.

VII a 5

Lichttechnische und konstruktive Gesichtspunkte für die Anordnung weitgespannter Sägedächer mit Traggerippe aus Baustahl.¹

Les points de vue de l'éclairage et de la construction dans la
disposition des sheds de grande portée avec fermes métalliques.¹

illuminating and Constructional Considerations in the
Arrangement of Long Span Saw-Tooth Roofs with Steel
Frames.¹

Dr. Ing. H. Maier-Leibnitz,
Professor an der Technischen Hochschule, Stuttgart.

I. Bei den industriellen Eingeschoßbauten, dem einfachen Sonderfall mehrschiffiger Hallenbauten, wird die *bauliche Gestaltung* in erster Linie beeinflusst von der Art der Tageslichtzuführung, der Entlüftung, der Regenwasserableitung, der Kranausrüstung, sowie den nach Betriebsgrundsätzen zu wählenden Stützenentfernungen. Für die Gestaltung ist weiter die Forderung maßgebend, daß wirkungsvolle, ästhetisch befriedigende Räume und Baukörper geschaffen werden.

II. Für einen industriellen Eingeschoßbau gibt es, was die Anordnung der *Tageslichtzuführungsöffnungen* anbelangt, überraschend viele in der Praxis ausgeführte Möglichkeiten, die aber beleuchtungstechnisch von sehr unterschiedlichem Wirkungsgrad sind. Bei *Raupenoberlichtern*, ob sie mit schrägen oder senkrechten Glasflächen (Boileaudächern) versehen sind, ergeben sich ungleichmäßige und in den Spitzen im Grund übermäßig große Beleuchtungsstärken. Wie man dabei die Glasflächen auch legt, zu irgend einer Tageszeit dringen Sonnenstrahlen ein, wodurch während des Sommers sehr *unangenehme treibhausartige Temperaturverhältnisse* im Arbeitsraum entstehen und wodurch zu jeder Jahreszeit die Werksangehörigen bei ihrer Arbeit geblendet werden. Die Sonnenstrahlen sind auch vielfach für die Fabrikate unerwünscht.

Alle diese Nachteile werden bei *Sägedächern* vermieden. Sie garantieren in wirtschaftlich durchaus tragbarer Weise für die Stätten der Arbeit gleich gutes Licht wie in Künstlerateliers.

Für die Beurteilung der Güte und der Gleichmäßigkeit der Tageslichtzuführung wird zweckmäßigerweise der Begriff des Tageslichtquotienten benützt: T.Q. = *Verhältnis* der Beleuchtungsstärke eines z. B. waagrechten Flächen-

¹ Im Anschluß an das Referat VIIa 9 im Vorbericht: Entwicklungslinien im Stahlhochbau.

elements im Rauminnern zur Beleuchtungsstärke eines waagrechten Flächenelements unter freiem Himmel.²

Fig. 1 zeigt die T.Q.-Linien für ein neuerdings ausgeführtes Fabrikgebäude mit satteldachförmigen Oberlichtern mit den oben angeführten Nachteilen, denen auch durch das übliche Streichen der der Sonne besonders ausgesetzten Glasstreifen mit Kalkmilch und dergleichen nicht begegnet werden kann.

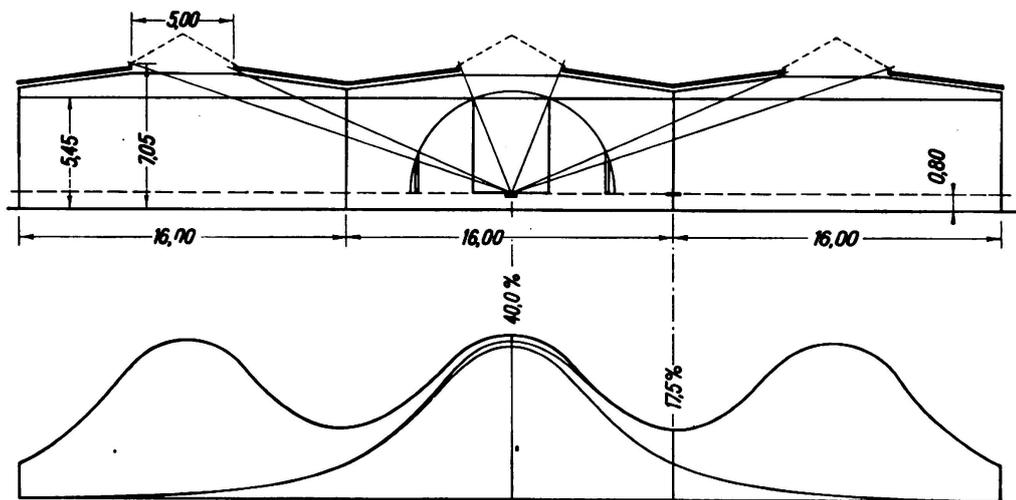


Fig. 1.

T.Q.-Linie für satteldachförmige Oberlichter.

Im Folgenden soll gezeigt werden, wie bei Sägedächern lichttechnische Überlegungen die Wahl der Neigung der undurchsichtigen und durchsichtigen Dachhaut, sowie die Breite der Glasstreifen wesentlich beeinflussen. In Fig. 2 sind für 7 m Sägedacheinheiten zwei Fälle gegenübergestellt:

- a) undurchsichtige Dachhaut 30° geneigt, durchsichtige Dachhaut 60° geneigt;
- b) undurchsichtige Dachhaut 30° geneigt, durchsichtige Dachhaut senkrecht.

Die Linien der T.Q. zeigen, daß im Fall a) wesentlich günstigere Verhältnisse vorliegen, als im Fall b). Für das auch im Folgenden herangezogene „charakteristische“ Raumelement in der Mitte der zweiten Sägedacheinheit beträgt der T.Q. im Fall a) 16,7%, im Fall b) 12,3%.

In Fig. 3 ist gezeigt, wie man die Sägedacheinheiten mit senkrechten Glasflächen [Fall c)] anordnen muß, damit in dem eben erwähnten „charakteristischen“ Flächenelement der T.Q. gleich groß ist, wie in dem Fall a). Man beachte den wesentlichen Mehraufwand an durchsichtiger und undurchsichtiger Dachhaut im Fall c) gegenüber dem Fall a). An der lichttechnischen Wirkung ändert sich nichts, wenn man, um an Kosten der Dachhaut zu sparen,

² Siehe Maier-Leibnitz, Der Industriebau, die bauliche Gestaltung von Gesamtanlagen und Einzelgebäuden, Berlin 1932, S. 74ff und DIN Blatt 5034. Bei den folgenden lichttechnischen Untersuchungen sind sehr lange Glasstreifen vorausgesetzt. Aus den Figuren geht die sehr einfache Konstruktion der T.Q. hervor.

in dem Fall c) die durchsichtige Dachhaut von der obersten Rinnenkante aus rechtwinklig zu der Fläche der undurchsichtigen Dachhaut führt, so daß die undurchsichtige Dachhaut eine Art Überhang bildet. Derartige Ausbildungen von Sägedächern kommen dann z. B. in Betracht, wenn man in nahe dem Äquator gelegenen Ländern die sehr steil einfallenden Sonnenstrahlen am Eintritt in den Raum hindern will.

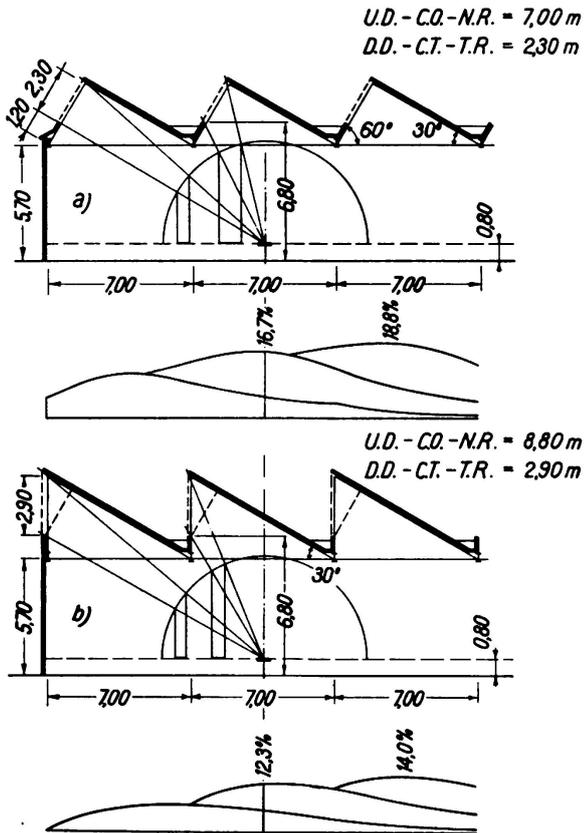


Fig. 2.

Sägedächer, 7 m-Einheit.

T.Q.-Linien für waagrechte Raumelemente.

- a) D.D. = Durchsichtige Dachhaut 60°.
U.D. = Undurchsichtige Dachhaut 30°.
- b) D.D. = Durchsichtige Dachhaut senkrecht.
U.D. = Undurchsichtige Dachhaut 30°.

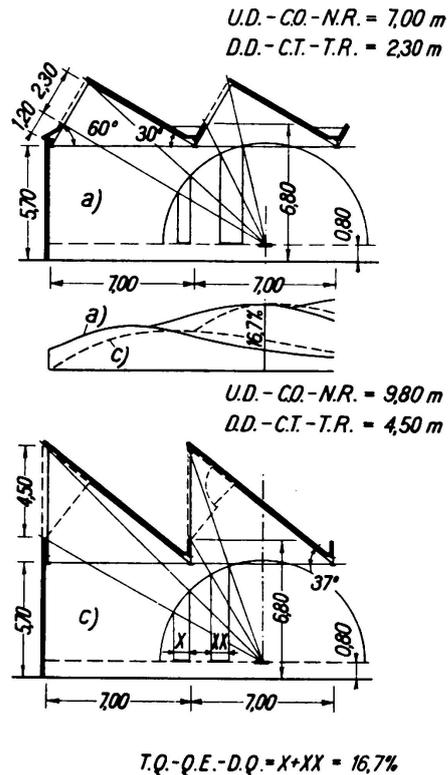


Fig. 3.

Sägedächer, 7 m-Einheit.

T.Q.-Linien für waagrechte Raumelemente.

- a) D.D. = Durchsichtige Dachhaut 60°.
U.D. = Undurchsichtige Dachhaut 30°.
- c) D.D. = Durchsichtige Dachhaut senkrecht,
U.D. = Undurchsichtige Dachhaut.

Aus Fig. 4 geht die Linie der T.Q. hervor für den Fall a₁), der grundsätzlich gleich ist wie der Fall a) abgesehen davon, daß die undurchsichtige Dachhaut einen Überhang hat, der bis zu einem Punkt geht, der senkrecht über dem untersten Punkt des Glasstreifens liegt. In dem „charakteristischen“ waagrechtenelement der zweiten Sägedacheinheit ergibt sich dabei ein T.Q. von 12,3%, d. h. = dem T.Q. des Falles b), während im Fall a) sich 16,7% ergab. Im Fall d) ist gezeigt, mit welcher Breite der Glasstreifen (1,7 m statt 2,30 m) auszukommen ist, um in dem „charakteristischen“ Flächenelement denselben T.Q. zu erhalten, wie in dem Fall a₁). Ordnet man im Fall d) den über-

stehenden Teil der undurchsichtigen Dachhaut beweglich an, so kann man sozusagen das Tageslicht dosieren und genau wie in dem Fall a₁) Sonnenstrahlen im ungünstigen Fall, also im Hochsommer, wirkungsvoll vom Rauminnern abhalten.

Man kann, ohne die T.Q. zu verschlechtern, weitere Ersparnisse an der durchsichtigen und undurchsichtigen Dachhaut machen, wenn man die Neigung der durchsichtigen Dachhaut ermäßigt, z. B. zu 45° geneigt annimmt.

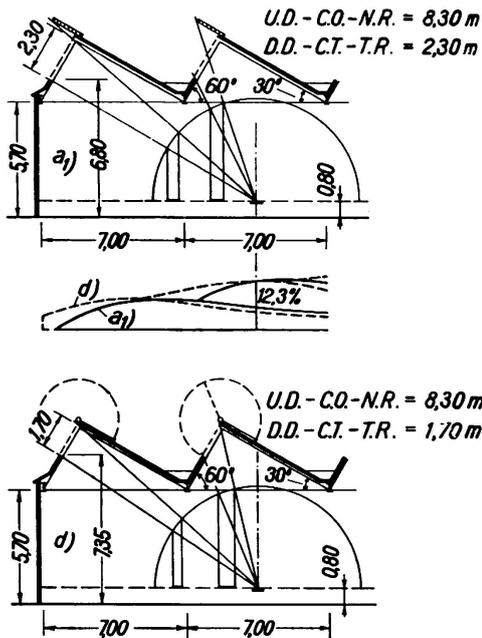


Fig. 4.

Sägedächer, 7 m-Einheit.

- T.Q.-Linien für waagrechte Raumelemente.
 a₁) D.D. = Durchsichtige Dachhaut 60° mit Überhang.
 U.D. = Undurchsichtige Dachhaut 30°.
 d) D.D. = Durchsichtige Dachhaut 60°.
 U.D. = Undurchsichtige Dachhaut 30°.

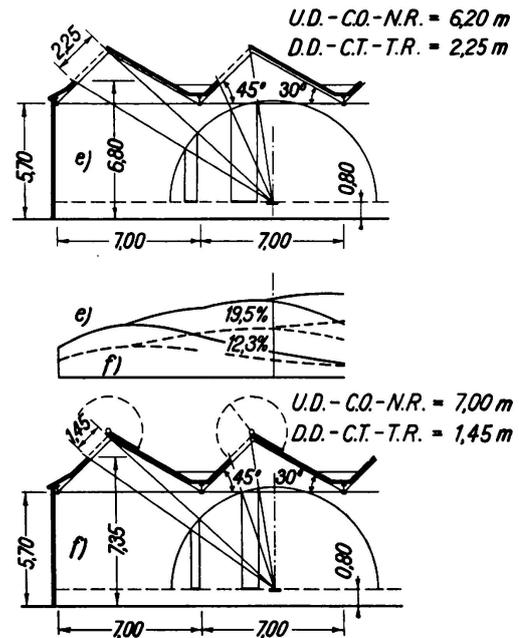


Fig. 5.

Sägedächer, 7 m-Einheit.

- T.Q.-Linien für waagrechte Raumelemente.
 e) D.D. = Durchsichtige Dachhaut 45°.
 U.D. = Undurchsichtige Dachhaut 30°.
 Rinnenoberkante gleich gewählt wie in den Fällen a) bis d).
 f) D.D. = Durchsichtige Dachhaut 45°.
 U.D. = Undurchsichtige Dachhaut 30°.

Fig. 5 zeigt zwei solche Fälle. Im Falle e) sind, was die Rinnen, insbesondere die Rinnenoberkante anbelangt, dieselben Verhältnisse gewählt, wie in den Fällen a) und a₁). In dem „charakteristischen“ Punkt ergibt sich ein T.Q. = 19,5 %.

Im Fall f) sind die Glasstreifen nur 1,45 m breit. Trotzdem erhält man in dem „charakteristischen“ Flächenelement denselben T.Q. = 12,3 % wie in den Fällen a₁), b) und d), wobei die 30° Neigung der undurchsichtigen Dachhaut beibehalten wird. In den beiden Fällen e) und f) ist angenommen, daß die drehbaren Klappen zur Dosierung des Tageslichts eingebaut werden. Der Fall f) nähert sich dem erstrebenswerten Kleinstwert für die Bau- und Betriebskosten.

In Fig. 6 sind die T.Q.-Linien eingezeichnet, die sich für senkrechte Flächenelemente bei den Fällen a) und b) ergeben.

III. Was bauliche Rücksichten im Bezug auf die Entwässerung und Entlüftung von Sägedachbauten anbelangt, so ist zunächst der Meinung, daß Sägedächer schwer entlüftet werden können, entgegenzuhalten, daß durch Lüftungs-

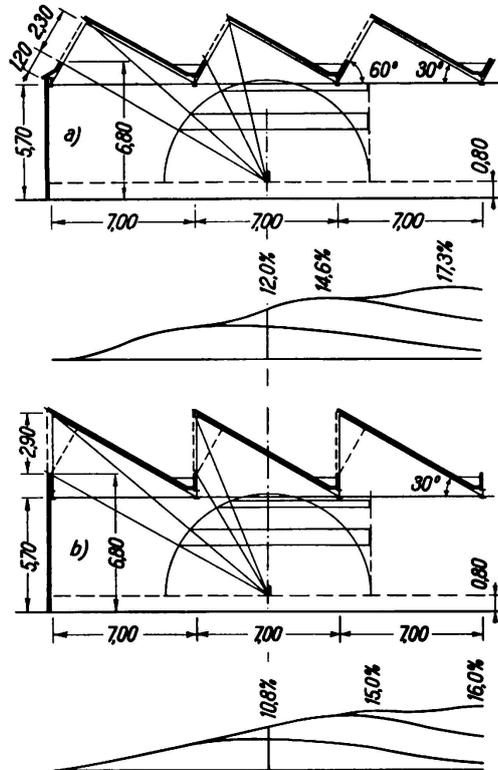


Fig. 6.

Sägedächer, 7 m-Einheit.
T.Q.-Linien für senkrechte Raumelemente.

a) D.D. = Durchsichtige Dachhaut 60°.

U.D. = Undurchsichtige Dachhaut 30°.

b) D.D. = Durchsichtige Dachhaut senkrecht.

U.D. = Undurchsichtige Dachhaut 30°.

klappen, wie sie Fig. 3 für den Fall c) zeigt, oder durch zweckmäßig verteilte im First der Sägedächer angeordnete schlotförmige Entlüfter eine mindestens ebenso gute Entlüftung wie bei satteldachförmigen Oberlichtern möglich ist.

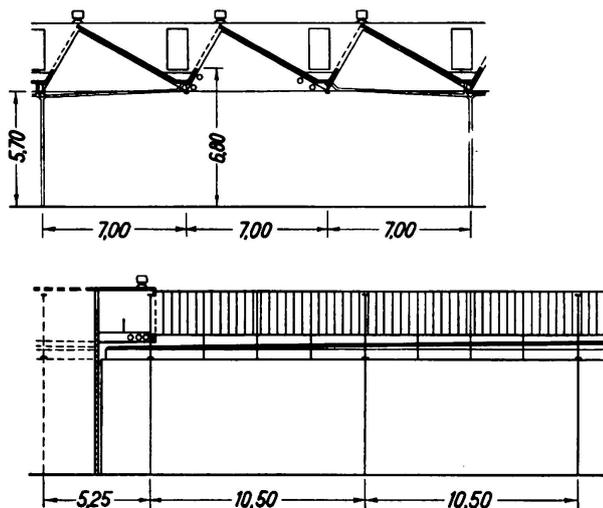


Fig. 7.

Besichtigungssteg an der Ost- und Westseite eines Baues.

Die Entlüftung wird wesentlich erleichtert, wenn, wie aus Fig. 7 hervorgeht, ein Besichtigungssteg entweder an der Ost- oder Westseite eines Sägedachbaus angeordnet wird. Von einem solchen Besichtigungssteg aus können die Sägedach-

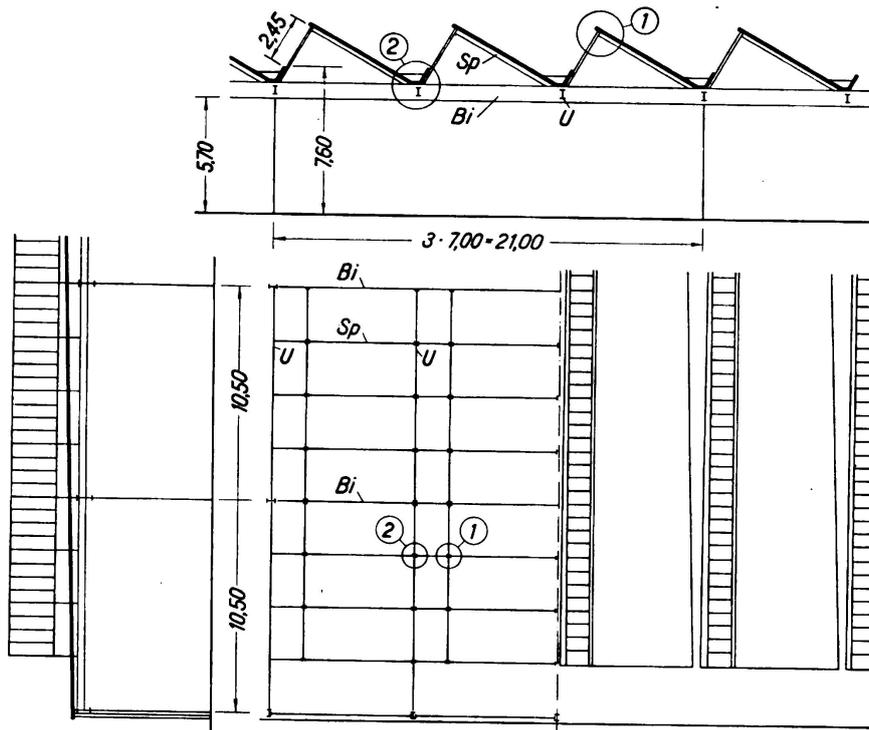


Fig. 8.

Fall A: Traggerippe für Felder von $21 \times 10,5$ m, vollwandige Hauptbinder in der Nord-Südrichtung.

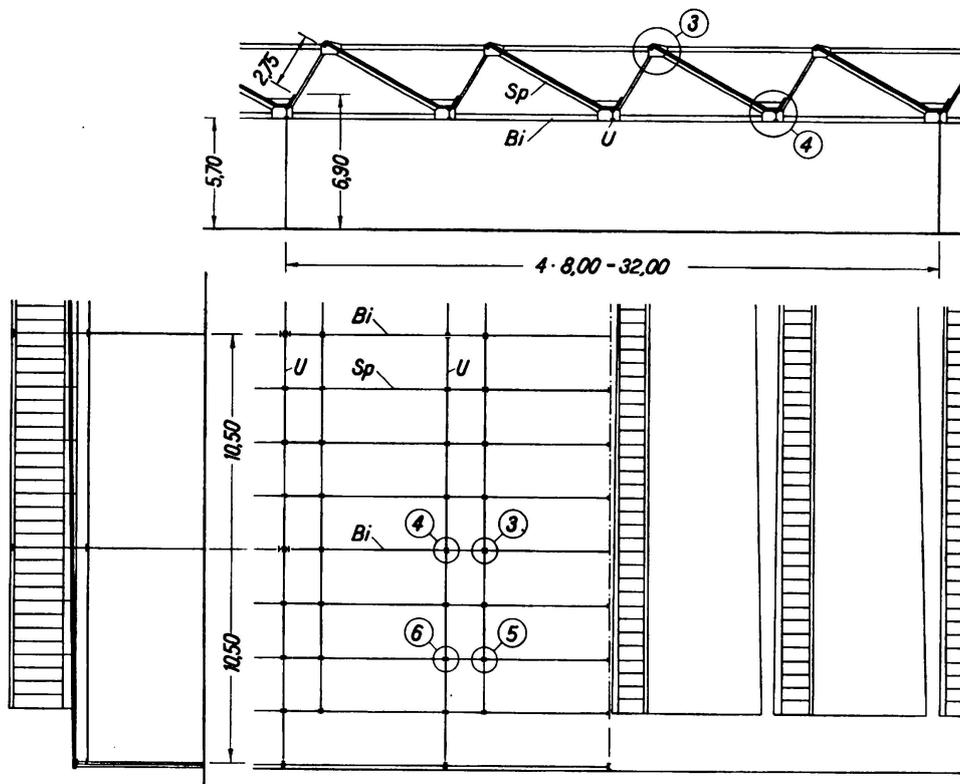


Fig. 9.

Fall B: Traggerippe für Felder von $32 \times 10,5$ m, Hauptbinder im Fachwerksystem in der Nord-Südrichtung.

rinnen leicht erreicht werden. Die inneren Sägedachräume sind lüftungstechnisch durch einen quer verlaufenden Hohlraum verbunden. An dem durchsichtigen

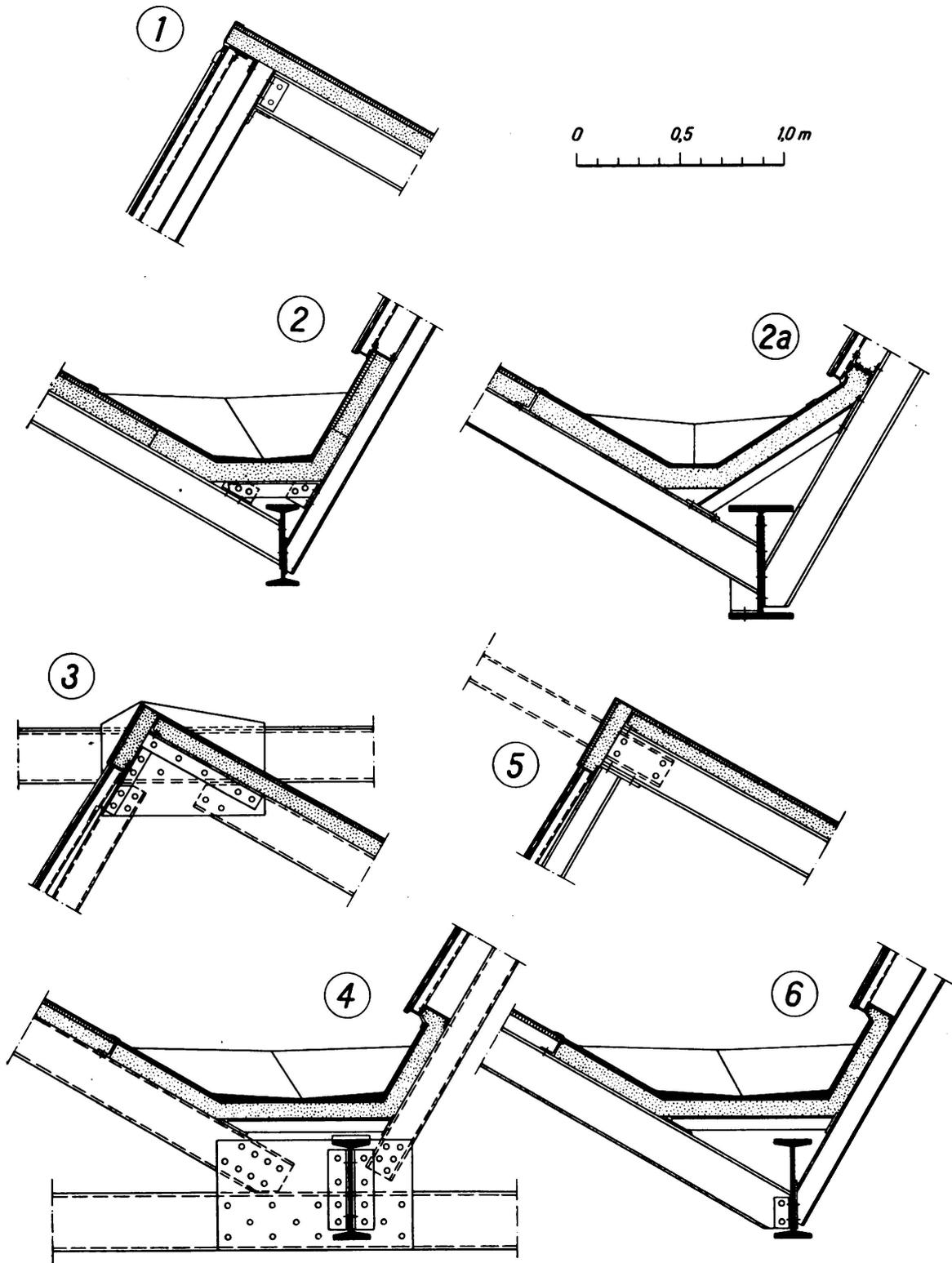


Fig. 10.

Einzelheiten des Traggerippes und der Anordnung der Dachhaut zu Fig. 8 und 9.
 (Linke Dachfläche in ⑥ sollte wie in ④ durchgehend punktiert sein).

Boden des Besichtigungssteiges können Leitungen in der Gebäudelängsrichtung verlegt und leicht nach den Sägedachinnenräumen eingeleitet werden. Die äußere Gestaltung des Eingeschoßbaus wird durch einen solchen Besichtigungssteg sehr erleichtert und damit der Einwand, den man gegen Sägedächer machen kann, nämlich den, daß bei Sägedächern unschöne Baukörper entstehen, entkräftet.

IV. Von den verschiedenen Möglichkeiten der *Anordnung der Traggerippe weitgespannter Sägedächer* sei nur diejenige herausgegriffen, bei welcher die wichtigsten Bauelemente, die Hauptbinder in der Nord-Süd-Richtung angeordnet werden, d. h. bei welcher große Stützenentfernungen in dieser Richtung vorgeschrieben sind. Dabei sind zwei Fälle zu unterscheiden:

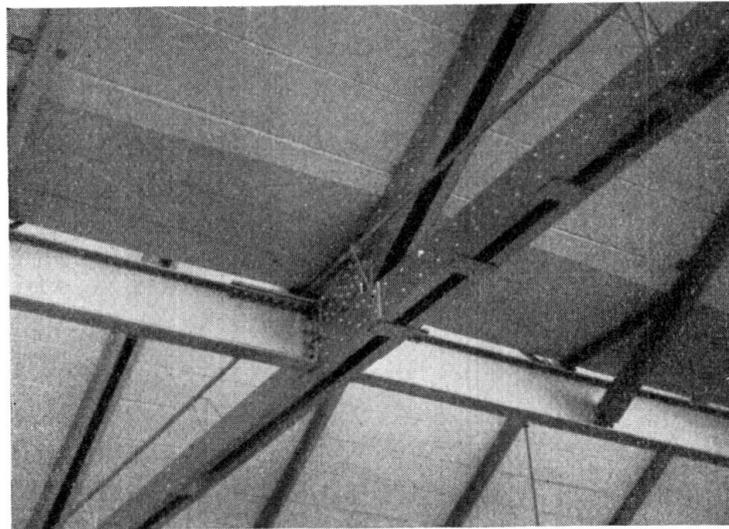


Fig. 11.

Untergurtnotenpunkt eines Hauptbinders in Fachwerkssystem.

Fall A: In der Fig. 8 sind die Stützenentfernungen $21 \times 10,5$ m. Das Traggerippe besteht in der Hauptsache aus den vollwandigen, als durchlaufende Träger angeordneten Hauptbindern (H.Bi.), den $10,5$ m weit gespannten Unterzügen (U) und den Sparren (Sp), auf denen unmittelbar die undurchsichtige Dachhaut in Form von Bimsbetonplatten lagert. Die Sägedachräume sind zwischen den Hauptbindern vollkommen frei von Konstruktionsteilen.

Fall B: Die 32 m weit gespannten Hauptbinder sind als durchlaufende Fachwerkträger angeordnet (Fig. 9). Die Unterzüge sind so angeschlossen, daß für ihre Wirkung als durchlaufender Balken einwandfrei gesorgt ist.

Die wichtigsten für die Gestaltung maßgebenden Einzelheiten sind für beide Fälle in Fig. 10 dargestellt. Bei dem Bau, zu welchem die Skizze 2a gehört, wurden die durchlaufenden Unterzüge mit Stützweiten von $10 + 19,5 + 19,5 + 10$ m ausgeführt.

In Fig. 11 sieht man im Lichtbild einen Untergurtnotenpunkt der Hauptbinder mit dem oben erwähnten Anschluß der Unterzüge an die Hauptbinder, sowie die unteren geneigten Flächen der Rinnen. Zwischen dem Unterzug und der Rinne ist auch an der tiefsten Stelle der Rinne soviel Platz gelassen, daß von einer Sägedacheinheit in die andere Leitungen geführt werden können.

VIIa 6

Betrachtungen über Vierendeel-Brücken großer Spannweite,
die vor kurzem in Belgien gebaut wurden.

Considérations sur l'étude de quelques ponts
Vierendeel de grande portée construits récemment
en Belgique.

Observations on the Design of New Belgian Vierendeel
Bridges of Wide Span.

R. Desprets,

Professeur à l'Université de Bruxelles.

Der Vierendeel-Träger ist für den Bau zahlreicher Straßen und Eisenbahnbrücken verwendet worden. Die wichtigste Anwendung für Eisenbahnen mit Normalspur ist kürzlich im Netz der belgischen Staatsbahnen bei Hérenthals über den Albert-Kanal und bei Malines gemacht worden, gelegentlich der Elektrifizierung der Linie Brüssel-Antwerpen. Diese Bauten wurden im Jahre 1934 beendet und sind im Betrieb.

I. Allgemeine Beschreibung.

Brücken von Hérenthals (Fig. 1).

Die Brücken von Hérenthals sind, in zwei Serien, ein- und doppelgleisig und haben drei Öffnungen, die durch Brückenpfeiler aus Beton voneinander getrennt sind.

Die schiefe Kreuzung der Eisenbahnlinien mit der Kanalachse und der Wunsch, Brücken mit normalen Lagern zu bauen, haben dazu geführt, Spannweiten von etwa 90 m für die mittleren Öffnungen und von 33 m für die seitlichen Öffnungen zu verwenden. Desgleichen war man der Meinung, daß es vorzuziehen sei, für jede Öffnung unabhängige Überbauten auf einfachen Lagern vorzusehen. Die mittleren Spannweiten werden mit geraden Vierendeel-Hauptträgern überbrückt: die seitlichen Öffnungen werden durch vollwandige Träger, die unter der Fahrbahn angeordnet sind, überbrückt.

Um die Breite der zwischenliegenden Brückenpfeiler auf ein Mindestmaß zu beschränken, hat man auf diesen Pfeilern nur bewegliche Lager vorgesehen; damit die Längskräfte zur Entlastung der Pfeiler auf die Widerlager übertragen werden, mußte die Fahrbahn des mittleren Trägers mit der Fahrbahn eines seitlichen Trägers verbunden werden.

Brücken von Malines (Fig. 2).

Die beiden Brücken von Malines überbrücken den Kanal von Löwen mit rund 63,50 m Spannweite und die Landstraße von Malines nach Löwen mit rund 90 m Spannweite. Diese Bauwerke der elektrifizierten Strecke Brüssel-Antwerpen sind einfache Balken mit Doppelspur. Die Hauptträger sind vom Vierendeel-Typ, diejenige der Brücke von 90 m entsprechen den Brücken von Hérenthals.

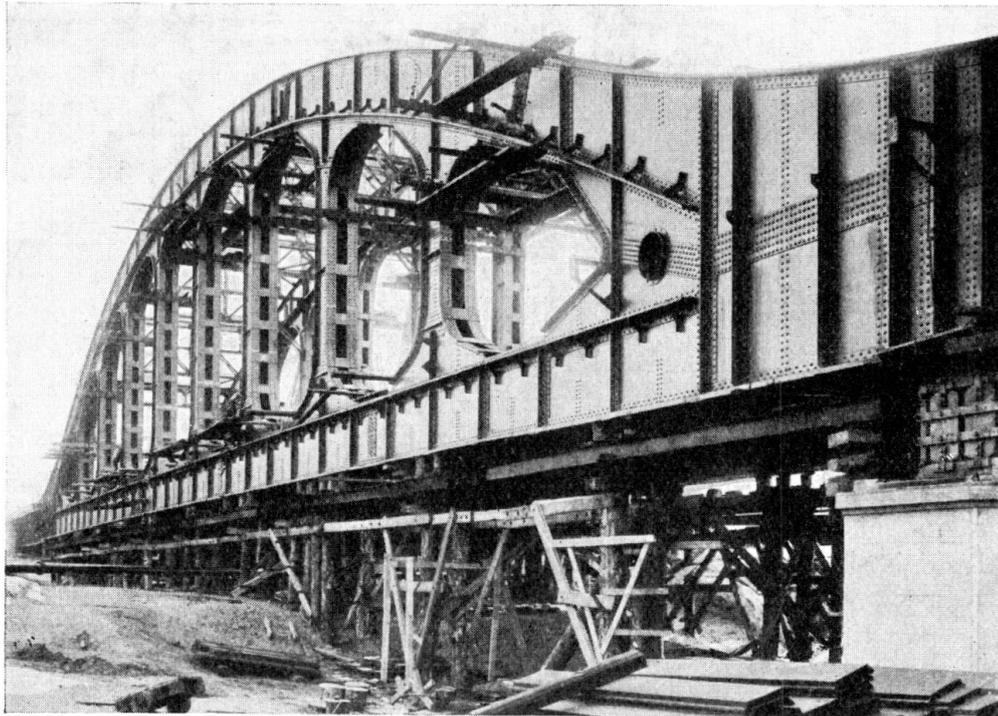


Fig. 1.

Eisenbahnbrücke mit Vierendeel-Hauptträgern; bewegliches Auflager.

II. Vierendeel-Hauptträger.

Die Vierendeel-Träger der Brücken von Hérenthals und von Malines haben im wesentlichen einen parabolischen Bogen mit einem Pfeilverhältnis von $\frac{1}{7}$ und mit elf Feldern. Sie konnten mit Hilfe der gleichen numerischen Tabellen berechnet werden. Diese Träger sind in all ihren Teilen in Kastenform ausgebildet, deren Breite genügend ist, um zur Durchführung von Unterhaltungsarbeiten einen Mann durchschlüpfen zu lassen. In Anbetracht der Notwendigkeit, Biegemomente mit verschiedenen Vorzeichen aufzunehmen, bestehen die Querschnitte aus I-Profilen. Sie bestehen wie gewöhnlich aus Stegblechen, Winkelleisen und Flacheisen. Für die Träger von 90 m Spannweite mußte man bei den doppelgleisigen Brücken Spezialprofile aus Winkelleisen mit 180 mm Flanschbreite verwenden. Wie bei den gewöhnlichen Kastenformen der Fachwerkträger sind die Lamellen vollständig auf der Außenseite des Kastens angeordnet. Jedoch sind sie in Anbetracht ihrer Breite zwischen zwei Winkelleisen eingefügt, die auf dem Steg befestigt sind; das freie Ende ist gegen jede

Neigung zur Beulung durch Aussteifungen in Winkeleisen gegen den Steg abgestützt.

Die Pfosten fügen sich in natürlicher Weise in die Kastenträger des Bogens und des Untergurtes ein und bilden ein außerordentlich starres System. Die Montagestöße der Pfosten befinden sich am Anfang der Übergänge der Pfosten zur Gurtung. Ihre genaue Lage ist gegeben durch die maximale nutzbare Breite der Knotenbleche. Das Stegblech des Pfostens wird zwischen den Stößen über die ganze Höhe des Trägers geführt.

Es ist zu bemerken, daß die Bogen- und Zugbandquerschnitte konstant bleiben. Diese Anordnung ist gerechtfertigt, wenn man in Betracht zieht, daß sich das

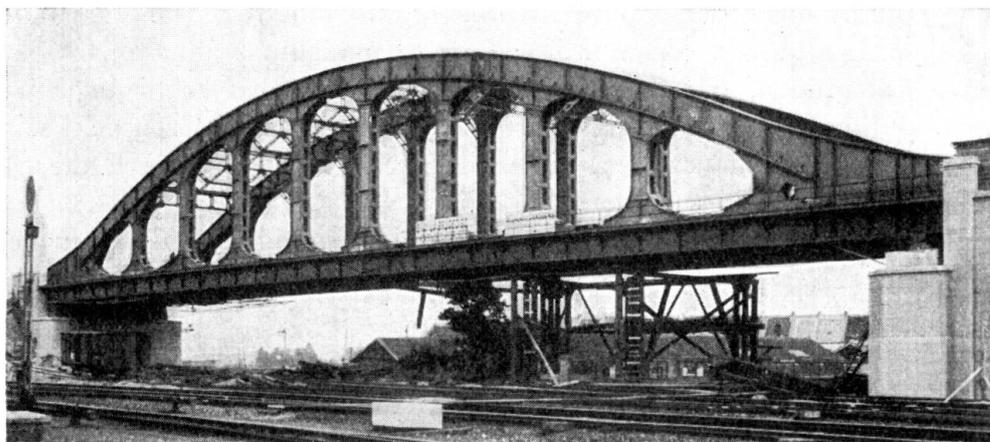


Fig. 2.

Eisenbahnbrücke über die Straße von Löwen nach Malines. Ansicht.

ganze wie ein einfacher Bogenträger mit Zugband unter gleichmäßiger Belastung verhält.

Die Kastenversteifungen, die Querschotten und die Querversteifungen bildeten den Gegenstand eines sehr tiefeschürfenden Detailstudiums, um ohne Übertreibung die größtmögliche Festigkeit im Querschnitt zu sichern.

Die Endscheiben, Verbindungsstücke zwischen Bogen und Untergurt haben wegen der großen Ausmaße der Fläche, die zu verwenden waren, ein eingehendes Studium erfordert; die Anzahl der Stöße mußte beschränkt werden und es waren genügende Versteifungen anzuordnen. Für den Unterhalt müssen alle Teile zugänglich sein. In mittlerer Höhe wurde eine horizontal liegende Längswand vorgesehen, die durch eine Reihe vertikal liegender Querwände ausgesteift ist. Mannlöcher erlauben den Zutritt zu allen so entstehenden Zellen.

Berechnungen.

Der Vierendeel-Träger ist durch das Fehlen der Diagonalen charakterisiert, was nach dem Schöpfer dieser Träger eine Vermeidung der Nebenspannungen zur Folge hat. Diese Nebenspannungen können in Fachwerken Werte annehmen, die das zulässige Maß überschreiten.

Ohne in eine erneute Diskussion eintreten zu wollen ist zu bemerken, daß man oft als Nebenspannungen Beanspruchungen bezeichnet hat, die Haupt-

spannungen sind. Man hat unter dieser Bezeichnung die Spannungen infolge außermittiger Anschlüsse eingeschlossen, die mit Genauigkeit bestimmt werden können und die, wie die Hauptspannungen, durch die wirkenden Kräfte erzeugt werden. Es wäre empfehlenswert jene Spannungen als Nebenspannungen zu bezeichnen, die durch die Verformung des Tragwerkes entstehen; in einem Fachwerk erzeugen die Verlängerungen und Verkürzungen der Stäbe Winkeländerungen, die die Nebenspannungen hervorrufen.

Selbstredend verschwinden diese Spannungen, wenn die Verformbarkeit der Knoten stärker hervortritt, indem sich letztere der Gelenkwirkung nähert; diese Spannungen verdienen die englische Bezeichnung „self relieving stresses“. Dieses Ergebnis kann dadurch erreicht werden, daß die Nietung ein gewisses Spiel aufweist, oder durch die Plastizität der Knotenbleche und der Stäbe. Spannungen in diesem Sinne sind weniger wichtig, als man manchmal annahm.

Es ist hinzuzufügen, daß alle Konstruktionen, die sich mehr oder weniger verformen, durch diese Spannungen in leicht schwankende Grenzen beeinflußt werden je nach den Hindernissen, die dem Spiel der Kräfte durch die Steifigkeit der Einzelteile bereitet werden.

Bei den Fachwerkträgern z. B. zeigen die Berechnungen und Versuche, daß diese Spannungen wesentlich proportional dem Steifigkeitsmaß $\left(\frac{I}{l}\right)$ des Stabes sind.

Die Träger wurden nach der vereinfachten Methode berechnet, die *Vierendeel* in seinem Lehrbuch über Baustatik angegeben hat. An Hand dieser Methode hat man Tabellen und Diagramme abgeleitet, die gestatten, für jeden belasteten Knotenpunkt die Werte der Querkräfte in den Momentennullpunkten der Pfosten anzugeben, ebenso die Biegemomente in den Gurtungen und in den Pfosten. Diese Berechnungsgrundlagen sind direkt anwendbar auf Träger von gleichen Verhältnissen (Pfeilverhältnis und Anzahl der Felder).

Wenn man den gleichmäßig und vollständig belasteten Träger betrachtet, so erkennt man, daß die Beanspruchung des Bogens in eine einfache Druckbeanspruchung längs der Achse übergeht, wobei das Zugband gleichmäßig gezogen wird; die Pfosten haben lediglich das Gewicht der Fahrbahn zu tragen.

Es ist interessant zu beobachten, daß in den mittleren prismatischen Teilen der Gurtungen die unter der Annahme einer Vollast berechneten Spannungen größer ausfallen als für teilweise Belastungen. Diese letzteren wären nur in den Übergängen der Pfosten in die Gurtungen ungünstiger, wenn diese prismatisch vorausgesetzt würden. Im Gegensatz dazu folgt die maßgebende Biegebeanspruchung der Pfosten aus einer teilweisen Belastung.

Bei der Betrachtung von Momentenflächen eines Gurtfeldes, berechnet auf Grund der gewöhnlichen Annahme eines konstanten Querschnittes über die ganze Feldlänge, erkennt man, daß für gewisse Belastungsfälle der Momentennullpunkt innerhalb der Pfostenbreite oder der Übergänge der Pfosten in die Gurtungen liegt. Unter Berücksichtigung der großen Zunahme der Querschnitte beim Übergang vom Pfosten in den Gurt und der Größe der Übergänge scheint es wenig wahrscheinlich, daß diese Momentennullpunkte, die identisch sind den Wendepunkten der elastischen Linie infolge reiner Biegung, wesentlich außerhalb der mittleren prismatischen Teile des Gurtes zu liegen kommen. Es läßt

sich daraus wenigstens schließen, daß die ursprüngliche Annahme eines konstanten Trägheitsmomentes zu verdächtigen Schlußfolgerungen führt, umsomehr, als die Übergänge gegenüber dem prismatischen Teil der Pfosten und Gurtungen stärker entwickelt sind. Die Grenze würde erreicht, wenn ein Träger aus einer Reihe von Dreiecken so gebildet würde, daß die Spitzen dieser Dreiecke in den Pfosten- und Gurtelementen liegen würden. Es ist somit schwierig der Berechnung eines Vierendeel-Trägers, die auf die Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes keine Rücksicht nimmt, eine große Genauigkeit beimessen zu wollen. Demzufolge scheint, daß eine einfache Berechnungsmethode, die die Momentennullpunkte im Innern der prismatischen Stabteile annimmt, Ergebnisse zeitigen kann, die genau genug sind und die nicht fehlerhafter zu sein brauchen als jene, die mit einer angeblich genaueren Methode erhalten werden. Eine solche Methode ist von dem deutschen Ingenieur *Engesser* erdacht und in der „Zeitschrift für Bauwesen“ 1913 beschrieben worden. *Engesser* setzt voraus, daß die Pfosten unendlich steif seien und folgert, daß die Wendepunkte der Gurtungen auf den Schwerlinien jedes Feldes der Träger liegen.

Die Festlegung der fiktiven Gelenkpunkte kann unmittelbar erfolgen und erlaubt eine einfache und rasche Berechnung der verschiedenen statisch bestimmten Teile des Trägers.

Die vergleichenden Berechnungen der Spannungen, durchgeführt für einen Träger von 100 m Spannweite einer eingleisigen Eisenbahnbrücke nach den beiden Methoden *Vierendeel* und *Engesser* zeigen, daß die angenäherte Methode *Engesser* ausreichende Resultate ergibt. Es ist indessen gerecht zu bemerken, daß schon vor *Engesser* *Vierendeel* selbst eine solche Vereinfachung für Träger mit parallelen Gurtungen angegeben hatte.

Es ist lehrreich zu bemerken, daß das Verhältnis der bezogenen Trägheitsmomente (Verhältnis des Trägheitsmomentes zur Stablänge) für Gurt- und Pfostenelemente eine grundlegende Bedeutung auf die Definition und die Wirkungsweise des Vierendeel-Trägers hat.

Die Grenzfolgerungen können leicht klar gelegt werden durch Anwendung der untenstehenden allgemeinen Beziehung (*Keelhoff*, Cours de stabilité)

$$\frac{(I'c)^3 + I''^3}{(I'c + I'')^3} \left[H_n^3 \frac{Z_n}{I_n} - H_{n-1}^3 \frac{Z_{n-1}}{I_{n-1}} \right] = \frac{3\lambda}{2} \frac{H_{n-1} + H_n}{I'c + I''} (M'_n + M''_n)$$

Wir betrachten ein Trägerfeld mit Pfostenlängen H_{n-1} , H_n und mit Trägheitsmomenten I_{n-1} , I_n . Die normale Breite des Feldes sei λ , die Trägheitsmomente des Ober- und Untergurtes, I' und I'' werden als konstant vorausgesetzt.

Der Obergurt bildet mit der Horizontalen einen Neigungswinkel φ derart, daß $\cos\varphi = c$ ist; der Untergurt ist horizontal. Legt man durch den Schwerpunkt des Feldes einen lotrechten Schnitt, so seien die Biegemomente des Ober- und Untergurtes mit M'_n , M''_n bezeichnet; Z_{n-1} und Z_n sind die horizontalen Querkräfte in den Wendepunkten der Pfosten.

Wir erinnern an die Grundannahmen,

$$\frac{M'}{M''} = \frac{I'c}{I''} \quad \text{und} \quad \frac{h'}{h''} = \frac{I'c}{I''}$$

h' und h'' bestimmen die Lage des Wendepunktes für einen Pfosten $H = h' + h''$. Um die Folgerungen in den Grenzfällen leichter ziehen zu können, nehmen wir an, daß $I' = I'' = I$ sei.

$$\frac{I}{\lambda} = \beta, \text{ bezogenes Trägheitsmoment des Untergurtes,}$$

$$\frac{I_n}{H_n} = \frac{I_{n-1}}{H_{n-1}} = \alpha, \text{ bezogenes Trägheitsmoment des Pfostens,}$$

$$\frac{1 + c^3}{(1 + c)^2} = K.$$

Die allgemeine Gleichung nimmt folgende Form an:

$$H_n^2 \cdot Z_n - H_{n-1}^2 \cdot Z_{n-1} = \frac{\alpha}{\beta} \cdot \frac{1}{K} \cdot \frac{3}{2} (H_{n-1} + H_n) (M'_n + M''_n)$$

wobei das Verhältnis $\frac{\alpha}{\beta}$ der bezogenen Trägheitsmomente der Pfosten und Gurtungen als ein Hauptbeiwert erscheint.

Die Grenzwerte für $\frac{\alpha}{\beta}$ sind unendlich und null. Der Wert $\frac{\alpha}{\beta} = \infty$ oder umgekehrt $\frac{\beta}{\alpha} = 0$ entspricht der Annahme von *Engesser*, daß die Pfosten

unendlich steif sind. Setzt man $\frac{\beta}{\alpha}$ in das erste Glied ein, so kann die Annahme

$\frac{\beta}{\alpha} = 0$ zusammengefaßt werden in $M'_n = 0$ und $M''_n = 0$. Wir schließen daraus, daß die Querschnitte der Gurtungen in der Schwerlinie des Feldes auf Biegung nicht beanspruchte Schnitte sind für irgendwelchen Belastungsfall. Wenn man nur die reine Biegung der Gurtungen betrachtet, so entsprechen diese Querschnitte den Wendepunkten. Bei einem Träger mit konstanter Höhe liegen diese Punkte in der Mitte jedes Feldes.

Der andere Grenzwert $\frac{\alpha}{\beta} = 0$ entspricht dem Fall wo die Pfosten eine verschwindende Steifigkeit haben. Dies ist tatsächlich der Fall beim Bogen mit Zugband mit dünnen Hängestangen für die Fahrbahn. Das gleiche würde zutreffen für zwei Parallelträger von gleicher Steifigkeit, verbunden durch vertikale Hängestangen.

$$H_n^2 \cdot Z_n = H_{n-1}^2 \cdot Z_{n-1}$$

$$Z_{n-1} = Z_n \cdot \frac{H_n^2}{H_{n-1}^2}$$

Z_{n-1} hat das gleiche Vorzeichen wie Z_n , weil das Verhältnis jenem der Quadrate der Pfostenhöhen entspricht. Unter der Annahme von vertikalen Lasten ist $\sum Z = 0$.

Im Falle eines Trägers mit parallelen Gurtungen reduziert sich die Beziehung $\sum Z = 0$, die angeschrieben werden kann zu

$$Z_n \cdot H_n^2 \cdot \sum_0^m \frac{1}{H^2} = 0 \text{ zu } Z_n = 0.$$

Alle Querkräfte in den Pfosten sind 0.

Falls ein Bogenträger mit Zugband und dünnen Hängestangen vorliegt, enthält die Summe $\sum Z_n$ ein Glied

$$Z_o = Z_n \cdot \frac{H_n^2}{H_o^2}.$$

Wenn Z_n von 0 verschieden wäre, so würde Z_o unendlich, weil $H_o = 0$ ist. Da jedoch der Wert von Z_o in diesem Falle bestimmt und endlich ist, weil dieser die horizontale Komponente der Normalkraft im Bogen ist, muß Z_n Null sein, damit Z_o endlich wird. Diese Folgerung führt zurück zur gewöhnlichen Definition des Bogens mit Zugband und mit dünnen Pfosten, die gelenkig am Bogen und Zugband angeschlossen sind.

Leere Seite
Blank page
Page vide