Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 78 (1960)
Heft: 9: Sonderheft Stahlbau

Artikel: Die Stahlkonstruktion der Fabrikneubauten der AG. Brown, Boveri & Cie. im Birrfeld
Autor: Weidt, Artur
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-64844

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation
L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use
The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 02.10.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

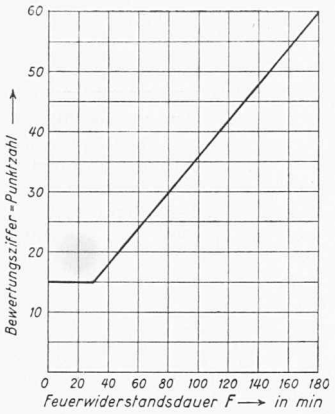


Bild 1. Feuerwiderstandsdauer F für verschiedene Punktzahlen

bei Feuerbelastungen bis zu 25 kg/m² nicht mehr verkleidet werden müssen. Wir müssen daher zwischen einer Feuerbelastung bis zu 25 kg/m² und grösseren Feuerbelastungen eine scharfe Grenze ziehen. Bei Feuerbelastungen bis zu 25 kg/m² spielt das Punktsystem keine Rolle, bis hier hin ist rein auf die Feuerbelastung abzustellen (moderne Bureau- und Geschäftshäuser in Stahlkonstruktion somit unverkleidet!). Ein Streichholz allein kann ohne genügenden Brennstoff nie einen gefährlichen Brand entfachen! Der von *Boué* [4]) vorgeschlagene Zusammenhang zwischen Bewertungsziffer und Schutzstufe (Feuerwiderstandsdauer F) wurde daher in Bild 1 den neuesten Erkenntnissen angepasst.

Aus *Tabelle III* ersieht man die Klassifikation der Stahlbauten, wobei hier eindeutig angegeben ist, dass bis zu einer Feuerbelastung von 25 kg/m² die Punktzahl keine Rolle spielt.

Da wir durch den Brandverhütungsdienst für Industrie und Gewerbe (BVD) wissen, dass die Feuerbelastung moderner Stahlhochbauten 8 bis maximal 25 kg/m² beträgt, bedeutet dies, sofern man das Punktsystem einführt oder aber auch nur auf die Feuerbelastung abstellt, dass bei neuzeitlichen Bureau- und Geschäftshäusern die Stahlkonstruktionen *nicht verkleidet* werden müssen [5]); denn die Ausbildung der Gebäude wird ja für Friedenszeiten und nicht für einen Kriegsfall mit Phosphorbomben durchgeführt! Gegen alle Konservativen und Besserwisser soll auch hier eindeutig und klar festgehalten werden, dass es durchaus unnötig ist, ein Gebäude mit einer maximalen kritischen Branddauer von rd. 20 Minuten so auszubilden, dass es einen Brand von 90 Minuten überstehen kann [6]). Denn ingenieurmässig berechnen die Statiker die Konstruktionen auch nur für die maximalen Lasten.

Um jedoch den «Streitfall» betreffend unverkleidete Stahlkonstruktionen in neuzeitlichen Bureau- und Geschäftshäusern zu beenden, sei gesagt, dass es sich dabei überhaupt nicht um einen «Streitfall» handelt, sondern lediglich darum, ob die neuesten Erfahrungen, Erkenntnisse und Schlussfolgerungen von den Behörden gewürdigt und angenommen werden. Dabei wissen wir schon jetzt, dass die schweizerischen aufgeschlossenen Feuerpolizei-Behörden mit uns einig sein werden.

Für diejenigen, die die Zukunft immer noch nicht voraussehen und nicht an den nie mehr zu bremsenden Fortschritt glauben, sei festgehalten, dass die Technische Kommission des Schweizer Stahlbauverbandes zusammen mit dem Deutschen Ausschuss für Stahlbau spätestens im Sommer 1960 eine kurz gefasste Publikation über Feuersicherheit von Stahlhochbauten (Punktsystem, Verkleidungen) herausgibt, eine Veröffentlichung, die als Grundlage der Diskussion mit den Feuerpolizeibehörden der europäischen Staaten dienen soll; eine Diskussionsbasis, welche die bestehenden Widersprüche abklärt und nach welcher einheitliche Feuerpolizei-Vorschriften abgefasst werden können.

Stets ist daran zu denken, dass wir ohne die konservativen «Bewahrer» nicht da wären, wo wir heute sind; jedoch ohne «Neuerer» jeder Fortschritt nicht nur gehemmt, sondern auch völlig aufgehalten würde. Die Stahlbauer sind keine Epigonen, sondern Männer mit eigenen, teilweise umwälzenden Ideen, und wir sind sicher, dass unsere neuen Ideen verwirklicht werden können.

[4]) *P. Boué:* Der Feuerschutz im Stahlhochbau, insbesondere von Stahlstützen. Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Heft 21. Deutscher Stahlbau-Verband, Köln, 1959, Abb. 1, S. 16.

[5]) *C. F. Kollbrunner:* Feuersicherheit der Stahlkonstruktionen. III. Teil. (Feuerversuche mit belasteten Stahlrahmen). Mitteilungen der Technischen Kommission, Heft 18. Verlag Schweizer Stahlbauverband, Zürich, Februar 1959.

[6]) *C. F. Kollbrunner:* Feuersicherheit im Stahlhochbau. Beilage «Technik», Nr. 1316 der «NZZ» vom 29. April 1959. — *M. Gretener:* Feuersicherheit im Stahlhochbau. Beilage «Technik», Nr. 3016 der «NZZ» vom 7. Oktober 1959. — *C. F. Kollbrunner:* Feuersicherheit im Stahlhochbau. Beilage «Technik», Nr. 4095 der «NZZ» vom 30. Dezember 1959. — *C. F. Kollbrunner:* Muss der moderne Stahlhochbau das Feuer fürchten? Stahlbau-Bericht Nr. 24, Dezember 1959 (14. Jahrgang). Verlag Schweizer Stahlbauverband, Zürich.

Adresse des Verfassers: Dr. *Curt F. Kollbrunner,* Witellikerstr. 50, Zollikon ZH.

Die Stahlkonstruktion der Fabrikneubauten der AG. Brown, Boveri & Cie. im Birrfeld

Von Dr.-Ing. **Artur Weidt,** Brugg

DK 624.94

Die eigentlichen Fabrikationsstätten im Birrfeld bestehen heute im wesentlichen aus drei Hallen von 36, 24 und 18 m Breite und je 270 m Länge (Bild 1). Die Grundrissabmessungen, die Höhen und die Krandispositionen wurden seinerzeit durch betriebstechnische Untersuchungen seitens der Firma Brown Boveri festgelegt. Als Baustoff für die Stützen hat man Stahl gewählt, weil er sich den Aenderungsanforderungen, wie sie sich zweifellos im Laufe der Zeit einstellen werden, leicht und ohne grosse Kosten anpassen lässt. Das Dach wurde als Schalenshed in Vorspannbeton ausgeführt, was den Vorteil des geringen Unterhalts und der relativ grossen Feuersicherheit hat.

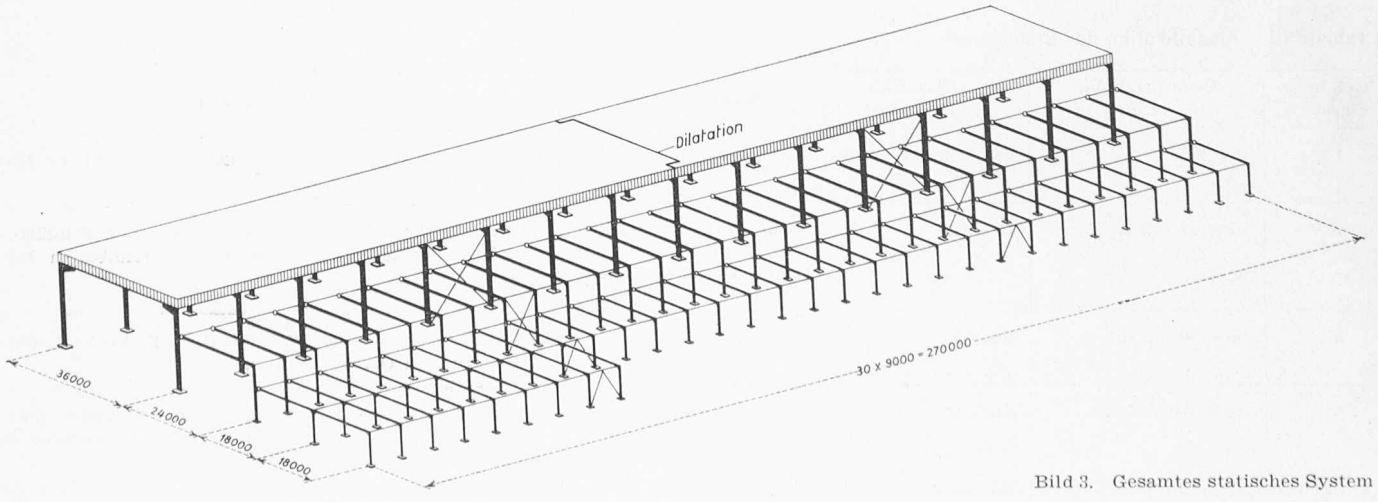


Bild 3. Gesamtes statisches System

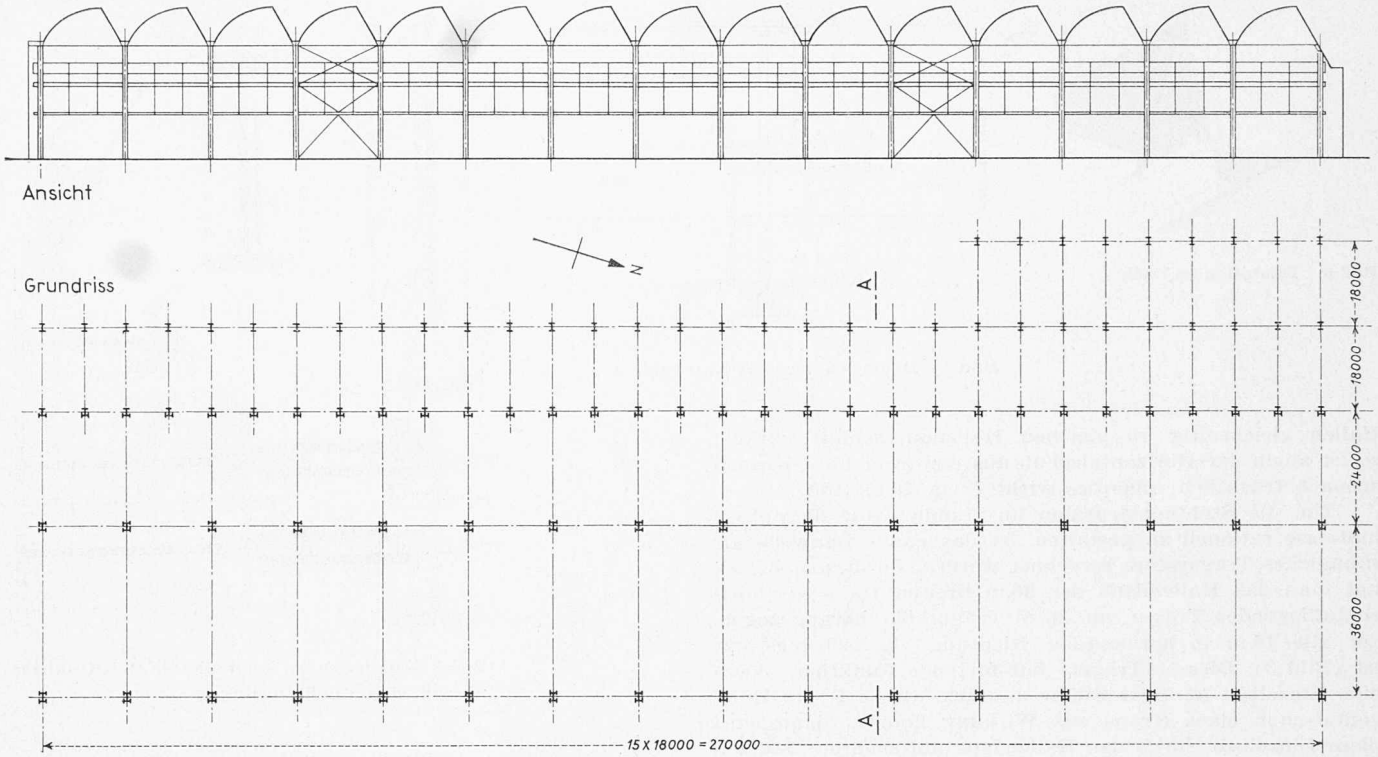


Bild 1. Ansicht und Grundriss der bisher erstellten Fabrikhallen im Birrfeld, Masstab 1 : 1600

Der Ingenieur, dem die Aufgabe gestellt ist, einen solchen Hallenkomplex zu entwerfen, muss sich zunächst über das statische System der tragenden Bauglieder klar werden. Im Querschnitt betrachtet (Bild 2) sind die Tragkonstruktionen in statischer Hinsicht als am Fuss im Baugrund elastisch eingespannte Rahmen zu berechnen. Dabei sind die Betonsheds, oder genauer gesagt die Shedrinnenpartien, die Rahmenriegel. Wir haben es also hier mit einer besonderen Art — wenn ich so sagen darf — «Verbundkonstruktion» zu tun: Rahmenstützen in Stahl, Rahmenriegel in Eisenbeton.

In den Hallen verkehren zahlreiche Krane. In der grossen, 36 m breiten Halle sind es allein acht Stück: oben zwei Krane von je 150 t Tragkraft — das Eigengewicht eines solchen Krans beträgt ebenfalls 150 t —, darunter zwei 60-t-Krane und noch weiter unten zweimal zwei Konsolkrane von je 10 t Tragkraft. In der 24 m breiten Halle verkehren drei 60-t-Krane, ferner zwei 40-t-Krane und darunter Konsolkrane. In den kleinen Hallen befinden sich 10-t-Krane. Ausserdem sind an zahlreichen Stützen Schwenkkrane von 1 t, 1,5 t oder 2 t Tragkraft angebracht. An den Stützen zwischen der 36 m breiten und 24 m breiten Halle sind allein neun Kranbahnen befestigt. Bekanntlich erfordert der Kranbetrieb — und zwar im besonderen durch die dabei entstehenden horizontal wirkenden Kräfte aus Schrägzug oder Katzbremsen — bei Rahmentragwerken einen nicht unerheblichen Mehraufwand an Stahl infolge der Biegemomente. Wenn hier auch nicht alle Krane in allen

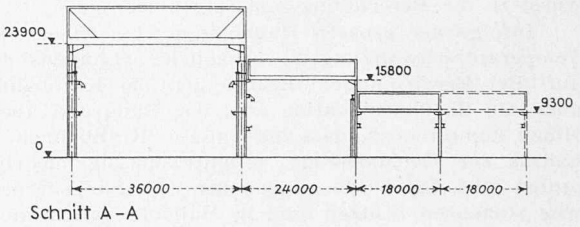


Bild 1a. Querschnitt 1:1600

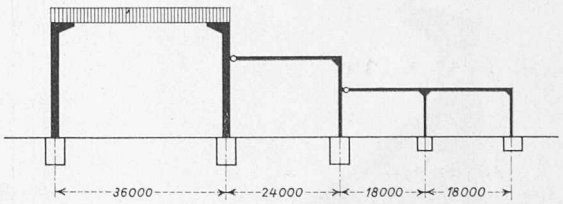


Bild 2. Statisches System im Querschnitt

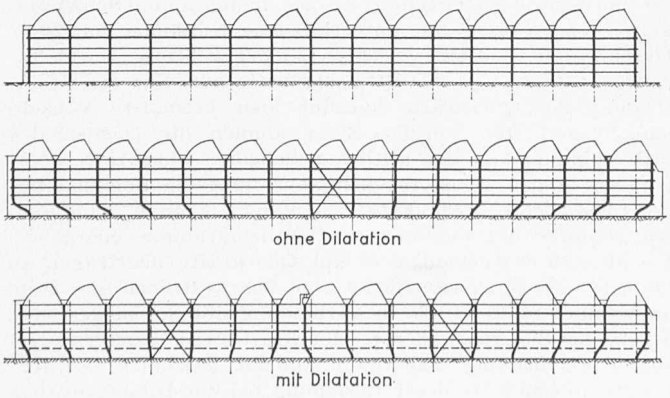


Bild 4. Verbiegungen der Stützen infolge Temperaturänderungen

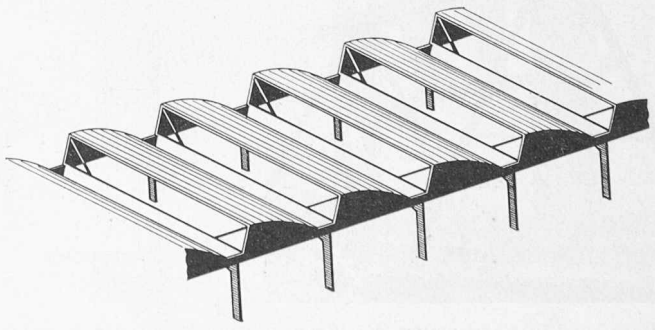


Bild 5. Teil des Daches der 36-m-Halle

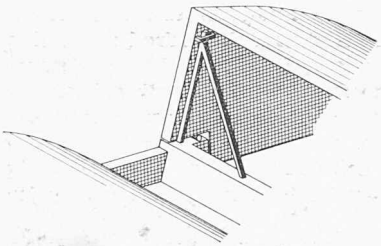


Bild 6. Dilatation im Dach

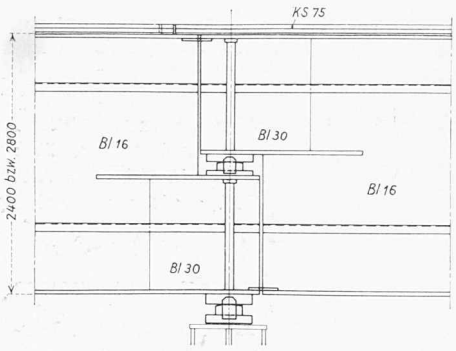


Bild 8. Dilatation der 150-t-Kranbahnen

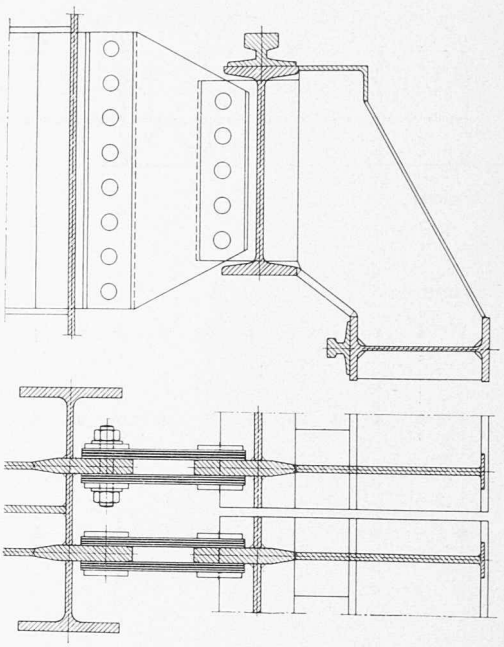
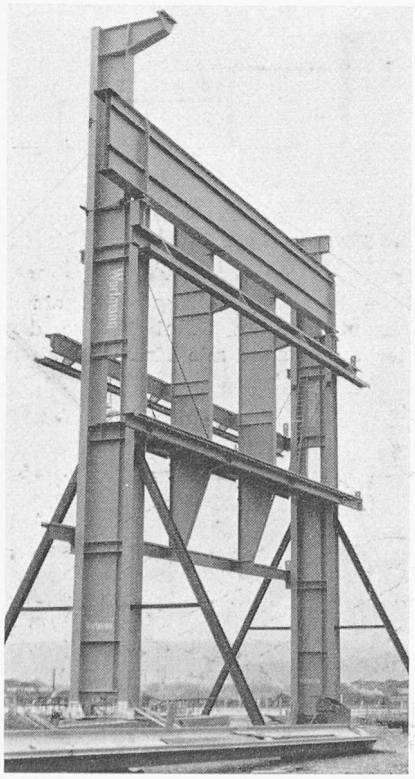


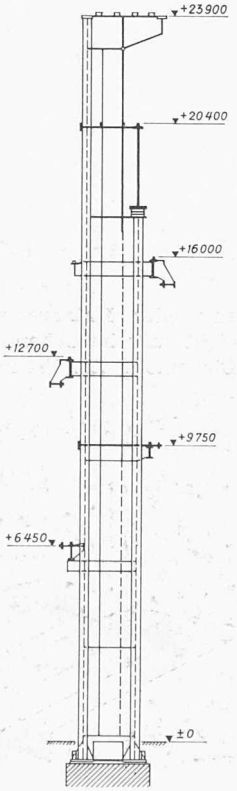
Bild 9. Dilatation der kombinierten 60-t-Kranbahn mit oberer Konsolkranbahn

Hallen gleichzeitig im gleichen Hallenquerschnitt wirken, so ist allein der Horizontalschub aus den zwei 150-t-Kranen schon beträchtlich; überdies wirkt er in 20 m Höhe.

Um die Stahlkonstruktion im Hinblick auf diese Verhältnisse rationell zu gestalten, ist das ganze Bauwerk als räumliches Tragsystem berechnet worden. Zu diesem Zweck hat man das Hallendach der 36 m breiten Halle als horizontalliegenden Träger von 36 m Trägerhöhe herangezogen, der alle 18 m in horizontaler Richtung elastisch gestützt ist (Bild 3). Dieser «Träger» hat folgende Funktion: Wenn eine Einzellast an einer Stütze angreift, also z. B. ein Horizontalschub eines Krans zur Wirkung kommt, dann wird diese Einzellast durch das Hallendach auf mehrere Stützen verteilt. Diese Wirkung ist teilweise auch hie und da bei anderen Fabrikhallen vorhanden, doch wird sie im allgemeinen rechnerisch nicht ausgeschöpft. Hier ist sie bewusst in die Berechnung einbezogen worden.

Infolge der grossen Hallenlänge von 270 m treten bei Temperaturschwankungen erhebliche Längenänderungen auf. Bei Erwärmungen dehnen sich die Kranbahnen und auch die Shedkonstruktion aus, der Baugrund aber nicht. Hinzu kommt noch, dass die unteren Kranbahnen im Verhältnis zur Gebäudelänge verhältnismässig niedrig angeordnet sind. Die Verbiegungen der vom Längsverband weit weg stehenden Stützen sind in Hallenlängsrichtung relativ gross, ergeben also in diesen Stützen sehr hohe zusätzliche Biegespannungen (Bild 4). Um diese Spannungen in angemessenen Grenzen zu halten, wurde eine Dilatationsfuge angeordnet und ausserdem die unterste Kranbahn gegenüber den Stützen frei dehnbar aufgelagert. Selbstverständlich geht die Dilatationsfuge auch durch das Dach. Dadurch wird das als «Verteilungsträger» wirkende Dach in zwei Teile geteilt (Bild 3). Die Verbindung ist so ausgebildet, dass hier zwar keine Biegemomente (Längskräfte an den Längsseiten), jedoch Querkräfte übertragen werden können.





Bilder 7 und 7a. Anordnung der Kranbahnstränge an der Stützenreihe zwischen der 36-m- und der 24-m-Halle

Die Abminderung der Biegemomente in den Stützen infolge der Dachscheibe hängt von der Angriffstelle der Last ab: Greift eine horizontal wirkende Kraft am Ende des Trägers oder der Scheibe an, dann wird sie ungleichmässiger verteilt, und die Verringerung der Biegemomente in den Stützen ist kleiner, als im Falle, wo die Last in der Mitte angreift. Im ungünstigsten Falle, also bei einem Lastangriff nahe am Hallenende, erhält hier die am ungünstigsten beanspruchte Stütze nicht mehr als etwa 27 % der Biegemomente, die bei fehlendem horizontalem Verteilungsträger auftreten würden. Oder gesamthaft betrachtet: Die für die Bemessungen massgebenden Biegemomente in den Stützen wären etwa 35 % grösser, wenn das 36-m-Hallendach nicht als Verteilungsträger herangezogen würde. Absolut betrachtet ist diese Reduktion erheblich, wenn man bedenkt, dass die Biegemomente in den Stützen in der Grössenordnung von 400 bis 500 mt liegen und die Normalkräfte rd. 1200 t betragen.

Die Uebertragung der Biegemomente in diesem Dach als horizontalem Verteilungsträger bietet keine Schwierigkeiten. Der Träger hat immerhin eine Nutzhöhe von 36 m. Die normale, seitlich verlegte Längsbewehrung reicht bereits zur Aufnahme der Biegezugkräfte aus. Für die Uebertragung der Querkräfte mussten aber besondere Vorkehrungen getroffen werden. Zwar können die Dachschalen in Verbindung mit den seitlichen Scheiben Querkräfte übertragen; in den Fensterebenen aber fehlt die Schubsteifigkeit. Die rechteckigen Fensteröffnungen würden beim Fehlen weiterer Massnahmen in Parallelogramme übergehen. Um das zu vermeiden, d. h. um Querkräfte übertragen zu können, sind je Fensterfläche zwei Schrägstreben aus Stahl angeordnet (Bild 5), die in Verbindung mit der biegesteifen Shedrinne die vorhandenen Querkräfte mit genügend geringer Verformung übertragen können. Besondere Vorkehrungen mussten in dieser Beziehung bei der Dilatationsfuge getroffen werden. Einerseits muss Dehnungsmöglichkeit

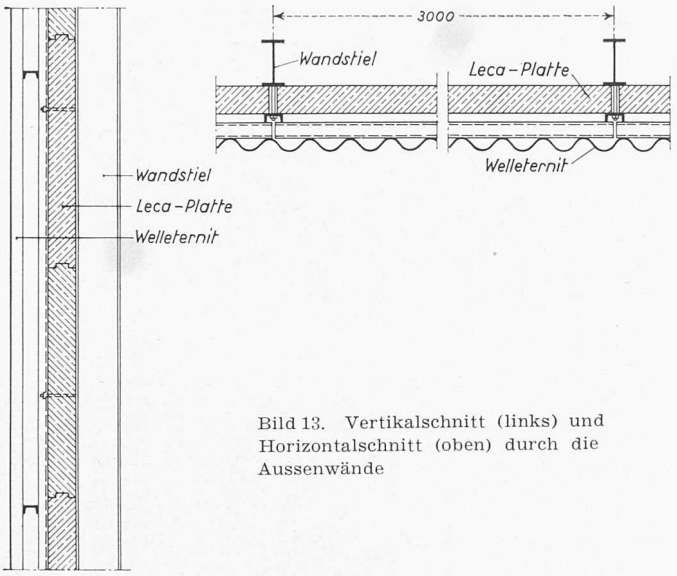


Bild 13. Vertikalschnitt (links) und Horizontalschnitt (oben) durch die Aussenwände

in Hallenlängsrichtung vorhanden sein, anderseits aber soll keine Querverschiebung möglich sein. Das ist so gelöst, wie es Bild 6 zeigt: Die schrägen Streben bilden in Verbindung mit je einer Endvertikalen mit der Rinne festverbundene Dreiecke, die gegenüber den Seitenscheiben des Nachbarsheds gleiten können. An den oberen Dreieckecken sind Gleitlager angeordnet, die ein Gleiten der Dreiecke gegenüber den Seitenscheiben in Hallenlängsrichtung gestatten.

Von den Kranbahnen sind in stahlbautechnischer Hinsicht vor allem diejenigen der 36-m-Halle von Interesse. Der Stützenabstand ist mit 18 m gegeben. In 20 m Höhe ist die grosse Kranfahrbahn angeordnet. Die Fahrbahnträger sind ebenso wie die Stützen vollwandig ausgebildet. Die Trägerhöhen betragen 2,80 m in der einen und 2,40 m in der anderen Axe. Es ist daher naheliegend, die darunter angeordneten kleineren Kranbahnen an den grossen Kranbahnen aufzuhängen, zumal die kleineren Krane nicht gleichzeitig am gleichen Ort eingesetzt sind wie die zwei 150-t-Krane. Die kleineren Kranbahnstränge sind in den Drittelspunkten aufgehängt (Bild 7), ihre Spannweiten betragen also 6 m. Da diese kleineren Kranbahnen nicht vertikal unter den 150-t-Bahnen hängen, treten horizontal wirkende Kräfte auf. Zu deren Aufnahme sind horizontale Scheiben angeordnet worden. Die oberen bilden gleichzeitig den Horizontalverband der 150-t-Bahn. Durch diese Gesamtanordnung ergibt sich nicht nur eine wirtschaftlichere, sondern auch eine steifere Konstruktion gegenüber der normalen, bei der alle Kranbahnen über 18 m gespannt wären. Nebenbei sei bemerkt, dass die Streben in Bild 7 zum Halten der Stützen gegen horizontale Belastungen (Wind) während der Montage dienten, bis das Betondach die Verbindung der Stützenköpfe hergestellt hatte. Die Baustellenstösse sind bei den 150-t-Bahnen mittels vorgespannter Schrauben aus hochfestem Stahl hergestellt worden. Bei den übrigen Kranbahnen sind die Baustellenstösse geschweisst. Die Kranschienen wurden auf allen Kranbahnen unterbrochen aufgeschweisst. Auf Bild 8 sieht man die Ausbildung der Dilatationsfuge der grossen Kranbahnen. Die Konstruktion ist dem Brückenbau entlehnt.

Einigen Ueberlegens bedurften die Dilatationen der kombinierten 60-t-Kranbahnen mit den oberen Konsolkranbahnen. Beim Befahren durch die 60-t-Krane versucht sich ein solcher Doppelstrang im Uhrzeigersinn zu verdrehen, beim Befahren durch die Konsolkrane im umgekehrten Sinne. Drehbewegungen dürfen aber nicht auftreten. Demgegenüber müssen sich die Kranbahnenden links und rechts von der Dilatationsfuge in Längsrichtung gegeneinander bewegen können. Die Lösung dieser Aufgabe geht aus Bild 9 hervor: Jedes Ende wird durch eine Anzahl dünne, 5 mm starke Bleche hoher Festigkeit gehalten. Diese Bleche lassen Bewegungen in Richtung der Kranbahnaxe zu, indem

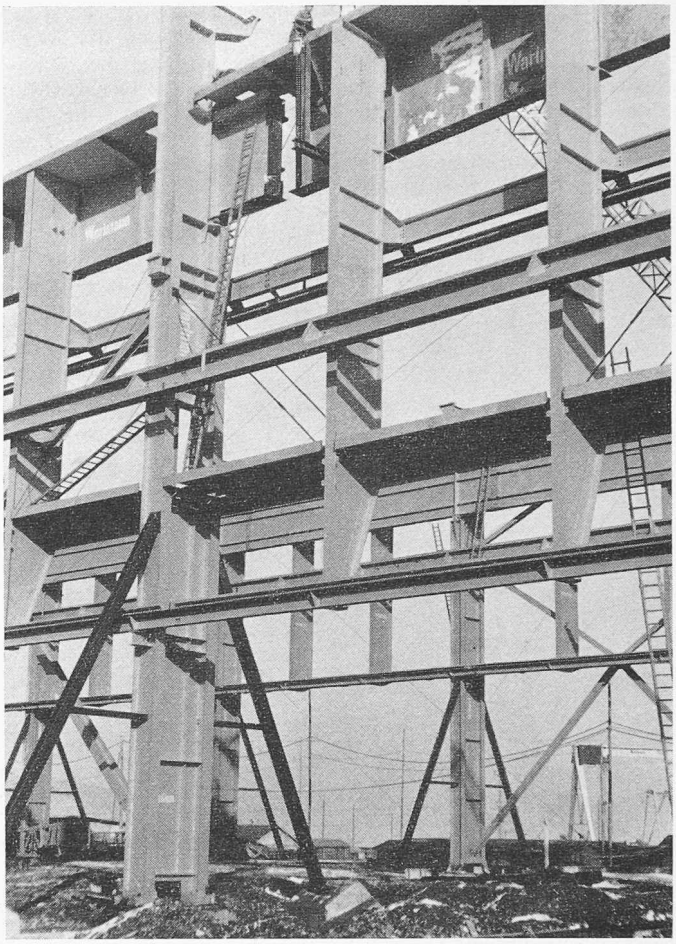


Bild 10. Teilansicht der Stahlkonstruktion

sie sich wie Federn verformen. Damit sie nicht aufeinander reiben, sind sie durch dünne Futter bei den Verschraubungen voneinander getrennt. Für Drehbewegungen um die Kranbahnlängsaxen sind die Bleche jedoch steif.

Wie bereits gesagt, ist die Konstruktion vollwandig ausgeführt, zum Teil in St. 37 und zum Teil in St. 42 (Bild 10). Die Stützen bestehen aus Breitflanschträgern DIN 70 bzw. DIN 80 als Gurte mit dazwischen geschweisstem Stegblech. Die Stützenbreite beträgt 2 m. Bild 11 zeigt den Stützenkopf einer Stütze der grossen Halle. Die Verbindung

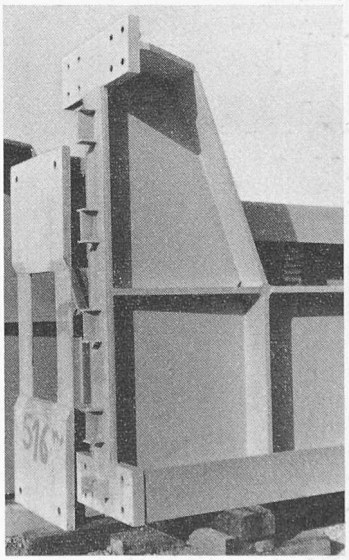


Bild 11. Kopf einer Stütze der 36-m-Halle, links daneben Fussplatte des Stützenfusses

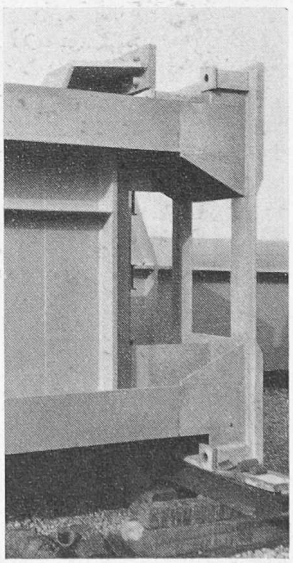


Bild 12. Fuss einer Stütze zwischen der 36-m- und der 24-m-Halle

zwischen Stützenkopf und Betonshed geschieht durch Rundanker aus hochwertigem Stahl zur Ueberleitung der Biegezugkräfte und durch Dübel zur Uebertragung der Schubkräfte. Im Grunde genommen entspricht die Konstruktion dem Anschluss eines eingespannten Stützenfusses im Fundament. In Bild 11 ist neben dem Stützenkopf die Fussplatte des Stützenfusses mit den Bohrungen für die Ankerschrauben zu sehen. Bild 12 zeigt den Fuss einer Stütze

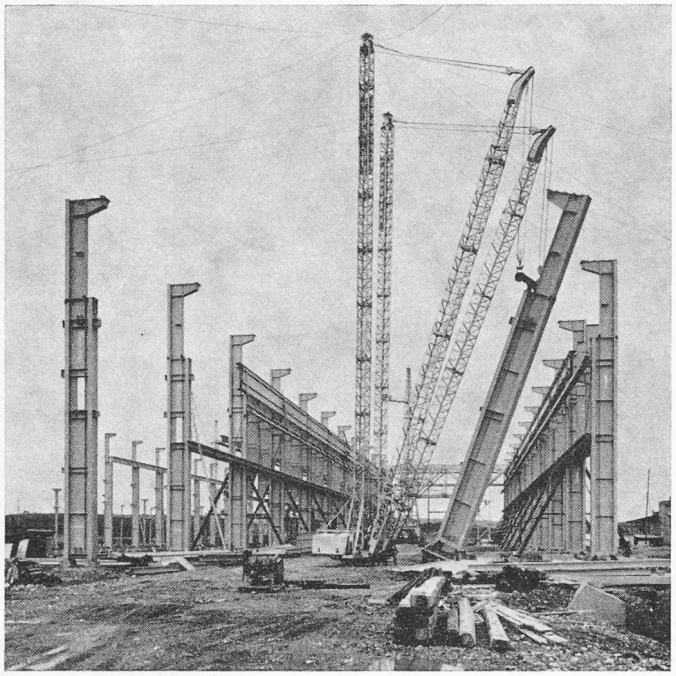


Bild 14. Montage einer Stütze der grossen 36-m-Halle

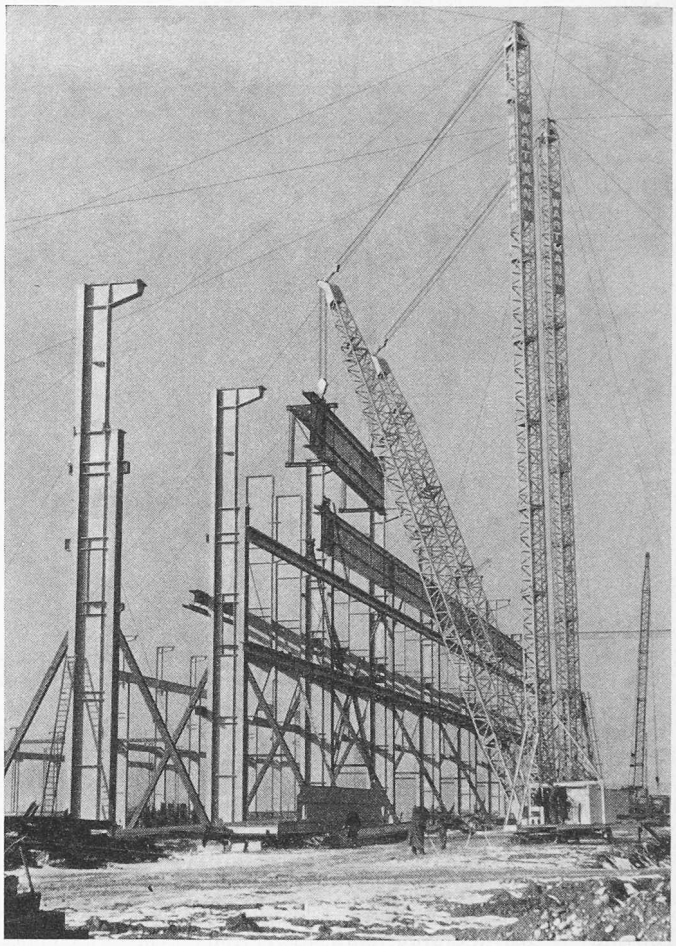


Bild 15. Montage eines Schusses der 150-t-Kranbahn

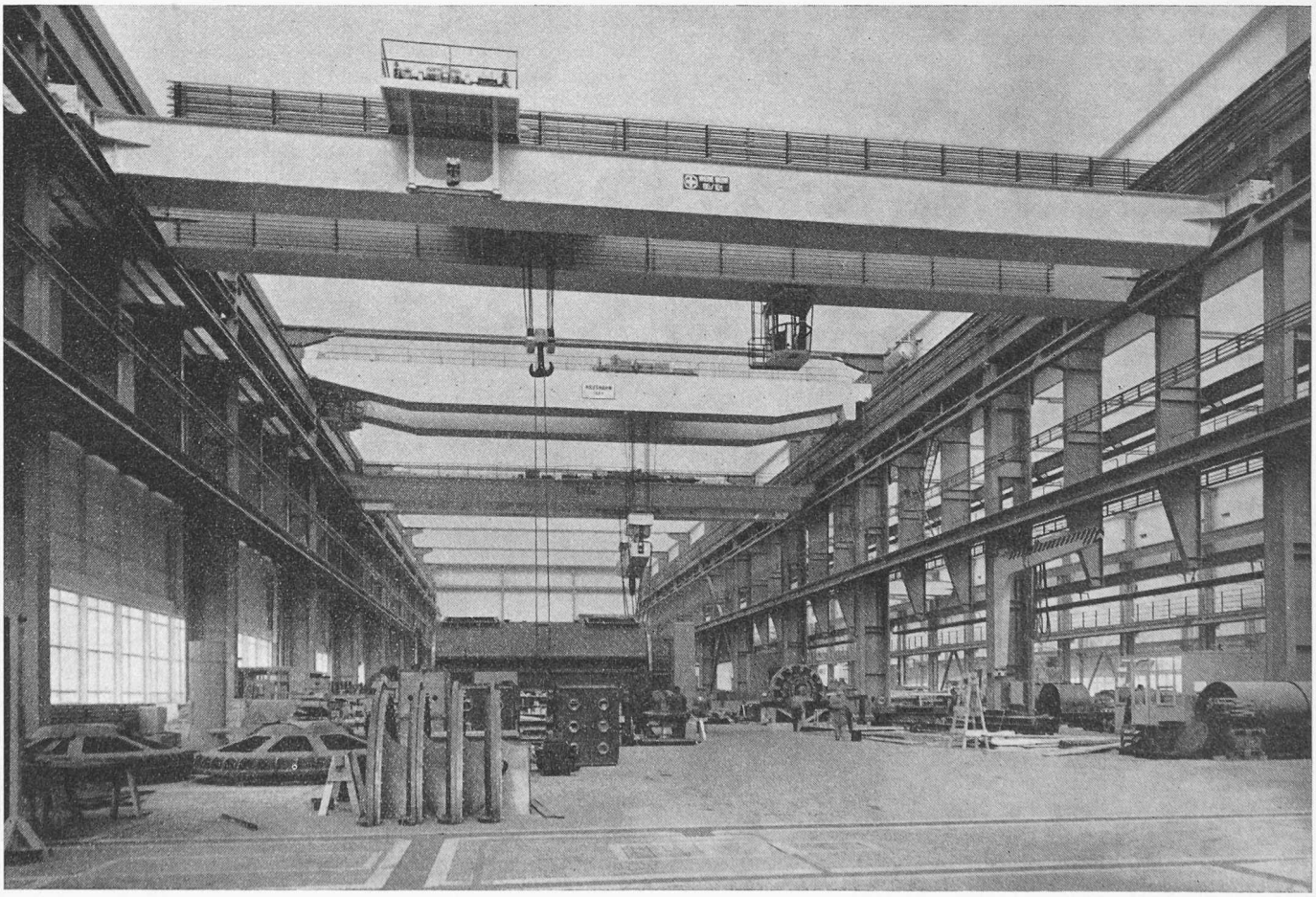


Bild 16. Blick in die 36-m-Halle

zwischen der 36-m- und der 24-m-Halle. Diese Stützenfüsse sind relativ klein gehalten, denn infolge der grossen vertikalen Last einerseits und der lastverteilenden und damit biegemomentvermindernden Dachscheibe anderseits ist die Exzentrizität, also das Verhältnis Biegemoment zu Normalkraft, klein. Die Resultierende fällt nicht ausserhalb der Fussplatte, so dass die Verankerungen lediglich für Montagezwecke angeordnet wurden. Im Betriebsfalle sind die Anker zugspannungsfrei.

Die Wände, deren tragendes Gerippe aus Stahl besteht, sind zweiteilig (Bild 13), d. h. für die Wärmeisolation und die Wetterhaut sind zwei getrennte Elemente vorhanden. Zur Wärmeisolation wurden «LECA-Platten» (aus Blähton hergestellt) auf die Wandstiele mittels durchgehenden U-Profilen aus Stahl befestigt. Nach der Plattenmontage wurden auf diesen U-Profilen Stahllatten (U 6½) aufgeschweisst, an welche dann als Wetterhaut Welleternit angeschlagen wurde.

Für eine rationelle Montage war es hier besonders wichtig, möglichst wenige grosse Elemente in der Werkstatt bereits zusammenzustellen. Die Stützen wurden in einem Stück auf die Baustelle gebracht. Die Montagestückgewichte betrugen bis zu 24 t. Die Stützen in der grossen Halle sind rund 24 m hoch. Alle Kranbahnen wurden in Schüssen von 18 m Länge montiert; und zwar jeweils einschliesslich zugehöriger Verbände bzw. Horizontalscheiben. Die Montage der grossen Stücke erfolgte mit zwei Derricks (Bilder 14 und 15); für die der kleinen Hallen hat man einen Autokran eingesetzt.

Der Entwurf und die Gesamtkonzeption der Stahlkonstruktion, deren Gewicht total 3200 t beträgt, stammen von der Firma *Wartmann & Cie. AG.*, die auch mit der Geschäftsführung, Planbearbeitung und Montage und einem Teil der Lieferung beauftragt wurde.

Adresse des Verfassers: Dr.-Ing. *Artur Weidt* in Firma Wartmann & Cie. AG., Brugg AG.

Neue Glennerbrücke der Rhätischen Bahn in Ilanz

DK 624.27

Von Ing. **U. Schlumpf**, Chur, und Ing. **W. Gebhardt**, Rheinfelden

1. Veranlassung zum Neubau

Die Rhätische Bahn hat sich gegenüber Kraftwerkgesellschaften verpflichtet, Maschinen und Transformatoren bis zu 93 t Stückgewicht von Chur nach Sils im Domleschg und nach Tavanasa zu transportieren. Zusammen mit dem zwölfachsigen Wagen von 66 t Tara ergibt sich eine Last von 159 t, die 13,25 t Achsdruck und 6,1 t Laufmetergewicht erzeugt. Die stählernen Fachwerkbrücken der Linie Reichenau-Tamins — Ilanz (zwei Vorderrheinbrücken und die Glennerbrücke, Bild 1) wurden 1902 erbaut für einen Zug mit drei Lokomotiven von 10,1 t Achsdruck und 4,2 t Laufmetergewicht. Bei der Elektrifikation der Linie im Jahre 1922 kamen Lokomotiven mit 11,0 t Achsdruck und 5,0 t Laufmetergewicht in Betrieb. Dieses Mehrgewicht konnte ohne Verstärkung der Brücken übernommen werden, da die zulässigen Materialbeanspruchungen nach der eidg. Verordnung 1913 rund 8 % höher angenommen durften als nach der Verordnung von 1892. Der neuen Belastungszunahme von 31 % (Achsdruck) bzw. 45 % (Laufmetergewicht) steht eine Erhöhung der zulässigen Spannungen nach S.I.A.-Norm 161 von 40 % gegenüber. Ausserdem sind aber erhöhte Stosszuschläge zu berücksichtigen. Nach den Vorschriften von 1892 und 1913 waren bei über 15 m Spannweite gar keine solchen in Betracht zu ziehen. Ferner war die Erhöhung der zulässigen Spannungen mit der Pflicht zur genaueren Berechnung der Bauwerke verbunden.

Dieser Punkt ergab die entscheidenden Ergebnisse bei der Nachrechnung der Stahlbrücken. Bei guter Konstruktion mit zentrischen Stabanschlüssen genügten die Querschnitte, bei exzentrischen Anschlüssen, die beim Bau rechnungsmässig nicht untersucht wurden, werden die Spannungen wesentlich zu hoch. Ferner genügen viele Anschlüsse mit schweisseisernen Nieten nicht, da für diese die zulässigen Spannungen nur unwesentlich erhöht wurden.

Die Untersuchung der drei Brücken hat ergeben, dass die Vorderrheinbrücken rationell verstärkt werden können, die Glennerbrücke jedoch nicht, da die ganze Fahrbahn und alle Fachwerkstabanschlüsse ungenügend sind.

2. Wahl der Bauart der neuen Brücke

Für die Projektierung wurden vier Stahlbaufirmen und zwei Ingenieurbureaux für Lösungen aus vorgespanntem Beton eingeladen. Eine Stahlbrücke könnte auf die bestehenden Widerlager abgesetzt werden, unter Erhöhung der Spannweite von 38,20 m auf 39,60 m zur günstigeren Fundamentdruckverteilung. Eine Betonbrücke wäre für die bestehenden Widerlager zu schwer geworden, weshalb man für eine solche eine neue Linienführung vorsah, was auch für den Bau vorteilhaft gewesen wäre.

Da sich das Glennerbett seit dem Bau der Brücke um etwa 1 m vertieft hat, konnte eine Tieferlegung der Brükkenunterkante um 40 cm vom Eidg. Oberbauinspektorat zugestanden werden. Zusammen mit einer Gleishebung von 20 cm durfte die Bauhöhe von 1,80 m der bestehenden Brücke auf 2,40 m erhöht werden; damit konnten auch Lösungen mit über den Trägern liegender Fahrbahn in Frage kommen.

Es wurde den Projektverfassern freigestellt, die Brücke mit Schottertrog zu versehen oder eine andere Gleislagerung vorzuschlagen. Die für Brücken mit Fahrbahn oben sehr knappe Bauhöhe und das bei Verwendung der bestehenden Widerlager beschränkte Brückengewicht drängten zur Ermöglichung einer niedrigen, leichten Gleisbauart. Der Submissionswettbewerb für Stahlbrücken und die öffentliche Ausschreibung eines Projektes aus vorgespanntem Beton ergab die in Tabelle 1 zusammengestellten Resultate.

Am billigsten kam eine Verbundträgerbrücke zu stehen dank des Vorschlages einer originellen Montagemethode: Bau der Brücke auf einem Stationsgleis, Einfahren über die alte Brücke und Absenken beider Brücken mit Hilfe von Hebeböcken. Da der Vorschlag auch bezüglich schweissgerechter Konstruktion des Stahlteiles befriedigte und eine breite Betonplatte für eine Brücke auf Stationsgebiet erwünscht ist, wurde er zur Ausführung ausgewählt.

Obschon der Ueberbau für eine vorgespannte Eisenbetonbrücke etwas billiger geworden wäre, hätten die erforderlichen neuen Widerlager und die Linienverlegung gesamte Mehrkosten von 47 000 Fr. verursacht. Die zwei nur wenig teureren Lösungen Nr. 2 und 3 wollte man wegen ungünstigen Unterhaltsverhältnissen nicht gerne wählen. Brücken mit unten liegender Fahrbahn sind wesentlich

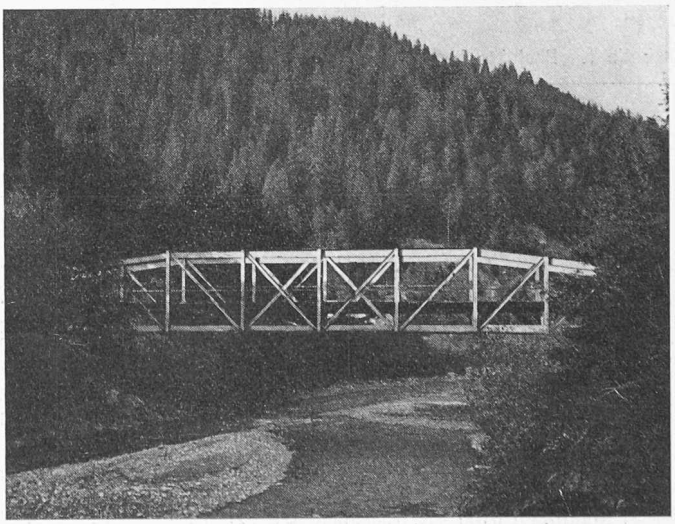


Bild 1. Alte Glennerbrücke der Rh. B. bei Ilanz, erbaut 1902