

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang

BERLIN, 25. Mai 1928

Heft 22

Reiseeindrücke in der Schweiz und in dem der Schweiz benachbarten Lande Liechtenstein.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Schaper.

Kürzlich hatte ich Gelegenheit, mich in der Schweiz über sehr lehrreiche Brückenumbauten und über die Verwendung von Siliziumstahl für einen größeren Brückenbau zu unterrichten.¹⁾ Die dabei gewonnenen Eindrücke sind so anregend, daß ihre Veröffentlichung von allgemeinem Interesse sein dürfte.

1. Umbau der eingleisigen Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Ragaz auf der Strecke Sargans—Chur.

Die alte Brücke (Abb. 1 u. 2) ist eine in den Jahren 1855/57 in der Hauptsache aus Lärchenholz nach der Bauart von Howe erbaute Holzbrücke. Die Hauptträger liegen über der Fahrbahn und laufen über die

Die alte Brücke, die bis vor wenigen Wochen ihrer Zweckbestimmung gerecht geworden ist und in der ein gutes Stück lehrreicher Geschichte des Brückenbaues verkörpert ist, hat nun aus Gründen der Betriebssicherheit, die wegen mancher Schwächen der Holzkonstruktion und vor allem wegen der großen Feuersgefahr bedroht war, einem neuzeitlichen schönen Eisenbauwerk (Abb. 3) weichen müssen. Es ist ein Überbau mit vollwandigen, durchlaufenden Hauptträgern und versenkter Fahrbahn. Die alten, noch tadellos erhaltenen Pfeiler und Widerlager dienen auch dem neuen Überbau zur Unterstützung.

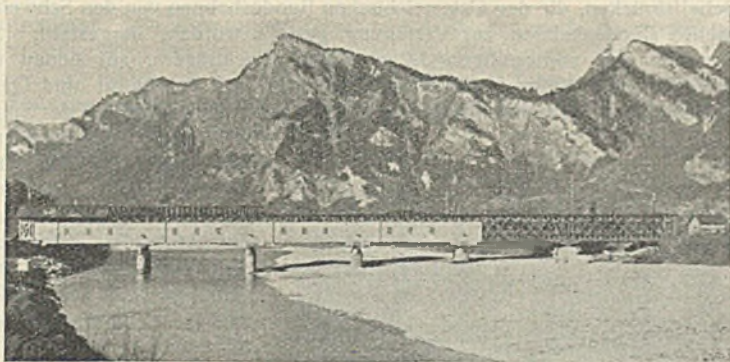


Abb. 1. Die alte Brücke.

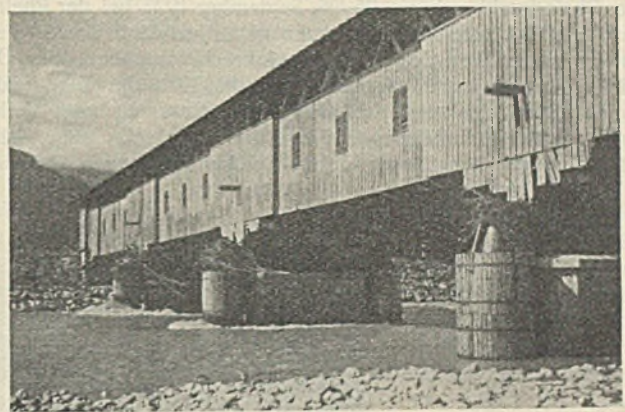


Abb. 2. Die alte Brücke.

sechs Öffnungen mit je rd. 24 m Stützweite durch. Sie sind aber so stark bemessen worden, daß sie auch bei der Zerstörung eines Pfeilers für eine Stützweite von 48 m noch genügend Tragfähigkeit besaßen. Diese Vorsorge erwies sich als sehr zweckmäßig; denn schon im Jahre 1860 zerstörte ein schweres Hochwasser einen Pfeiler.

Jeder der beiden Hauptträger besitzt drei und über den Pfeilern sogar fünf Tragwände. Die Schienen ruhen auf hölzernen Querträgern, die auf den unteren Gurtungen der Hauptträger aufliegen. Die ganze Brücke ist zum Schutz gegen Witterungseinflüsse überdacht und seitlich bis auf einen Rauchschlitz (Abb. 1 u. 2) verkleidet.²⁾ Die ursprünglichen

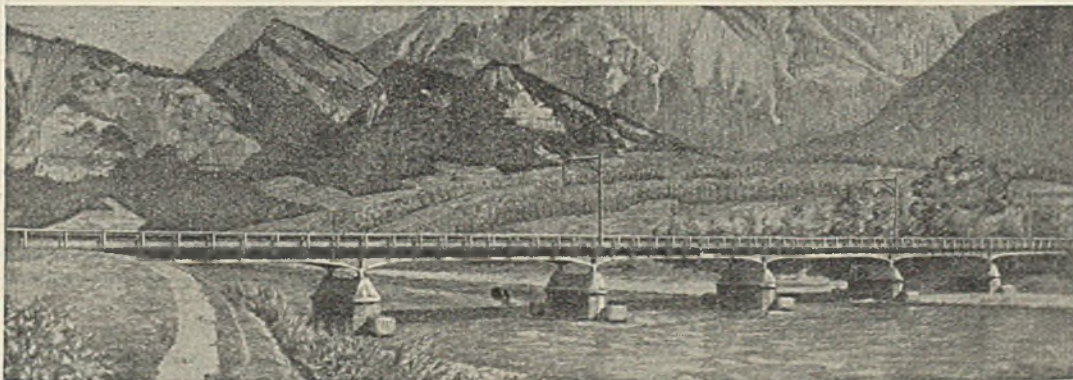


Abb. 3. Die neue Brücke.

Pfeiler bestanden aus geramnten Holzpfahljochen. In den Jahren 1865 und 1866 wurden oberhalb und unterhalb der Brücke in der Verlängerung der Joche gußeiserne Röhrenpfeiler von 1,74 m äußerem Durchmesser im Druckluftverfahren abgesenkt, weil man die Pfahljochen nicht für sicher genug hielt (Abb. 2). Die Köpfe der Röhrenpfeiler wurden durch schweißeiserne Querträger, auf die die Hauptträger abgestützt wurden, verbunden. Zur weiteren Sicherung sind in den Jahren 1899 und 1900 die zwischen den Röhrenpfeilern stehengebliebenen Pfahljochen durch pneumatisch gegründete massive Pfeiler ersetzt worden (Abb. 2).

¹⁾ Herr Sektionschef Bühler von den Schweizerischen Bundesbahnen hatte in dankenswerter Weise selbst die Führung übernommen und dafür gesorgt, daß mir alle gewünschten Auskünfte erteilt wurden.

²⁾ Die Abb. 1 stellt die schon im Umbau begriffene Brücke dar. Der größte Teil der Überdachung und ein Teil der seitlichen Verkleidung sind bereits entfernt.

Der Einbau des neuen Überbaues mußte ohne wesentliche Betriebsstörung in nächtlichen Betriebspausen durchgeführt werden. Der neue Überbau konnte so schmal gehalten werden, daß er nach Fortnehmen eines Teiles der fünften innersten Wand jedes Hauptträgers über den Pfeilern in den alten hölzernen Überbau eingefahren werden konnte (Abb. 4).

Er wurde auf dem nahegelegenen Bahnhof Sargans in einzelnen Teilen von 18 bis 30 m Länge zusammengebaut, vernietet und mit dem Oberbau versehen. Unter die alte Brücke wurde ein hölzernes Arbeitsgerüst gehängt, von dem aus die schweren verdübelten hölzernen Querträger ausgebaut und durch leichtere eiserne I-Träger

ersetzt wurden. Dies war nötig, da es nicht möglich gewesen wäre, die schweren hölzernen Querträger in den nächtlichen Betriebspausen auszubauen. Die einzelnen Teile des fertig vernieteten Überbaues wurden nun in nächtlichen Betriebspausen, die jeweils von 22 bis 5 Uhr dauerten, auf zwei niedrigen Drehschemelwagen vom Bahnhof Sargans zur Baustelle befördert, in die alte Brücke eingefahren, hier mit Winden von den Wagen abgehoben und an zwei Spindelabsenkvorrichtungen angehängt. Diese umfaßten zwei Querträger des neuen Überbaues und waren oben auf eisernen Querträgern gelagert, die auf den Obergurten der alten Brücke lagen. Nachdem alsdann der Oberbau, die vorübergehend eingebauten eisernen Querträger und der untere Windverband der alten Brücke entfernt waren, konnte der neue Überbau auf die Pfeiler abgesenkt werden (Abb. 5). Auf die gleiche Weise wurden die anderen Einzelteile des Überbaues nacheinander eingebaut und schließlich durch Vernieten ihrer aneinanderstoßenden Enden in einen durchlaufenden Überbau verwandelt.

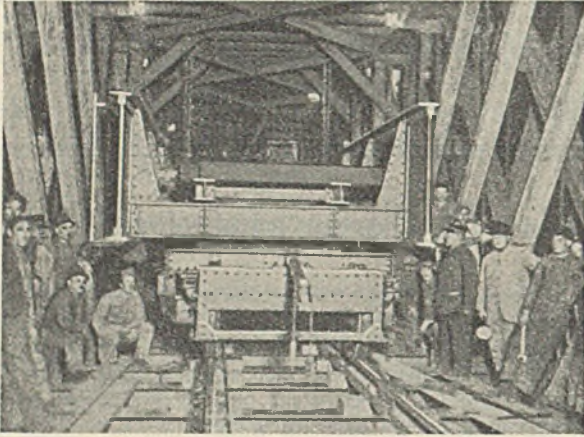


Abb. 4.
Einbau der neuen Brücke.

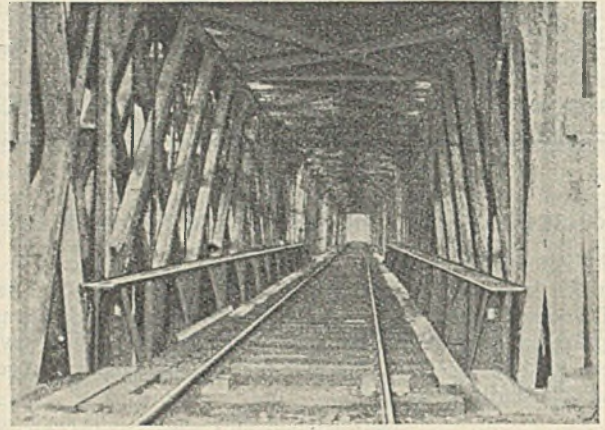


Abb. 5.
Die neue Brücke innerhalb der alten in richtiger Lage.

2. Eisenbahn-Notbrücke zwischen Buchs und Schaan.

Der Rheindurchbruch am 25./26. September 1927 bei der Rheinbrücke der Österreichischen Bundesbahnen gehörigen Linie Buchs—Feldkirch hatte einen großen Teil des an die Rheinbrücke anschließenden Damms und einen Überbau der Rheinbrücke zerstört (Abb. 6). Eine endgültige Wiederherstellung der zerstörten Bahnbauten kam nur nach Vollendung des fortgespülten Rheindeiches in Frage und hätte sehr lange Zeit beansprucht. Der auf der Linie Buchs—Feldkirch liegende internationale Schnellzugverkehr Zürich—Wien verlor eine solche lange Unterbrechung nicht. Die Österreichischen Bundesbahnen entschlossen sich daher, die Lücke in Damm und Brücke mit einer Eisenbahnnotbrücke zu schließen. Die Länge der Lücke betrug 315 m, sie wurde in vier Öffnungen durch 45 m weit gestützte Überbauten mit Fachwerkhauptträgern und mit tiefliegender Fahrbahn (Abb. 7 u. 8), in sechs Öffnungen durch vollwandige, 20 m weit gestützte Überbauten mit hochliegenden Fahrbahn (Abb. 7) und in einer Öffnung durch einen gleichen Überbau von 10 m Stützweite geschlossen. Zur Unterstützung der Überbauten dienen Holzjoche, die 6 bis 7 m über Gelände hoch sind und auf gerammten, 7 m langen Holzpfählen aufgebaut sind. Im ganzen mußten 270 Pfähle gerammt werden. Mit der Handramme wurden zwei, mit der elektrisch angetriebenen Ramme bis zu vier Pfähle an einem Tage gerammt. Die vier Fachwerk-Notbrücken sind Roth-Wagner-Brücken, ein Brückensystem, das sich im Kriege zur schnellen Wiederherstellung zerstörter Brücken ausgezeichnet bewährt hat und auch hier seine große Brauchbarkeit wieder bewiesen hat. Der an den unversehrten Teil der Rheinbrücke sich anschließende Überbau wurde zum größeren Teil auf festem Gerüst und dann wie auch die anderen Überbauten ohne Gerüst im freien Vorbau zusammgebaut (Abb. 9 u. 10). Zum Vorbau diente ein auf den Obergurten laufender, zweiarmiger Kran. Beim Vorbau wurden die Gurtungen der Hauptträger über den Pfeilern durch besondere Laschen zusammengeschlossen, die nach beendeter Aufstellung entfernt wurden, damit jeder Überbau in einen Träger auf zwei

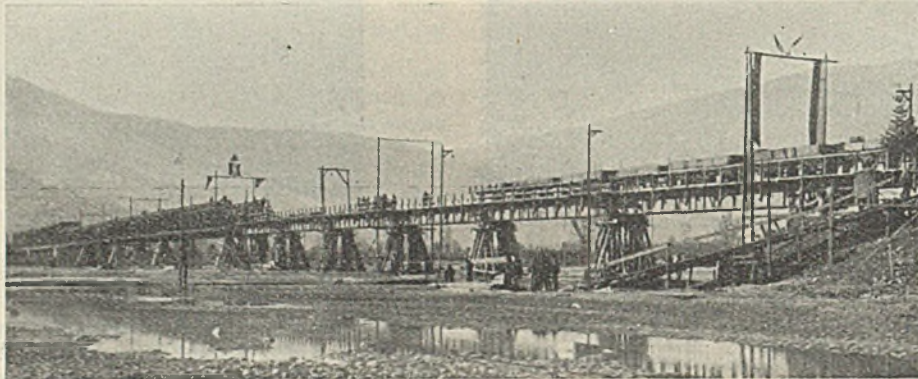


Abb. 7. Die Notbrücke.

Stützen verwandelt wurde. Jeder Überbau, der 138 t wiegt und 7000 Schrauben (Abb. 10) erfordert, wurde in vier Tagen zusammgebaut, eine sehr beachtenswerte Leistung. Die anderen Überbauten wurden aus schweizerischen Behelfsbrücken, die den Österreichischen Bundesbahnen von den Schweizerischen Bundesbahnen zur Verfügung gestellt wurden, hergestellt. Sie bestehen aus vollwandigen 1,2 m hohen Blechträgern, auf denen die Schwellen unmittelbar aufliegen. Sie wurden mit den Wind- und Querverbänden auf dem anschließenden Damm zusammgebaut, an der Spitze mit einem leichten Schnabel versehen (Abb. 11), vorübergehend in der Längsrichtung zu einem durchlaufenden Träger zusammengeschlossen und dann von einer Lokomotive über die Öffnungen geschoben, wobei sie über den Stützpunkten auf fest mit diesen verbundenen Rollen liefen (Abb. 12). An den Rollböcken waren seitlich auch wagerechte kleine Rollen (Abb. 12) angebracht, die zur seitlichen Führung der Überbauten dienten. Nachdem die Überbauten in ihre endgültige Lage vorgeschoben waren, wurden sie mit Wasserdruckpressen, die unter kleinen, außen an den Hauptträgern angebrachten Konsolen (Abb. 12) faßten, von den Rollen abgehoben und nach deren Entfernung auf die Lager abgesetzt. Mit den Arbeiten wurde am 10. Oktober 1927 begonnen, am 15. November waren sie in der Hauptsache beendet. Durchschnittlich waren 280 bis 300 Mann auf der Baustelle beschäftigt.

3. Eingleisige Eisenbahnbrücke über den Aarekanal bei Brügg aus St-Steel.

Angeregt durch die Ausführungen von Brücken der Deutschen Reichsbahn in St-Steel haben sich auch die Schweizerischen Bundesbahnen

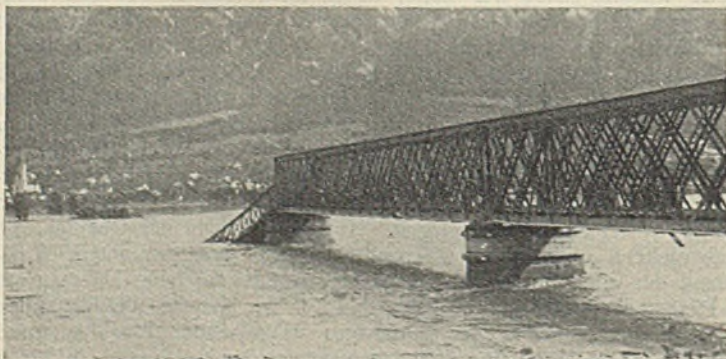


Abb. 6. Die teilweise zerstörte Rheinbrücke bei Buchs.

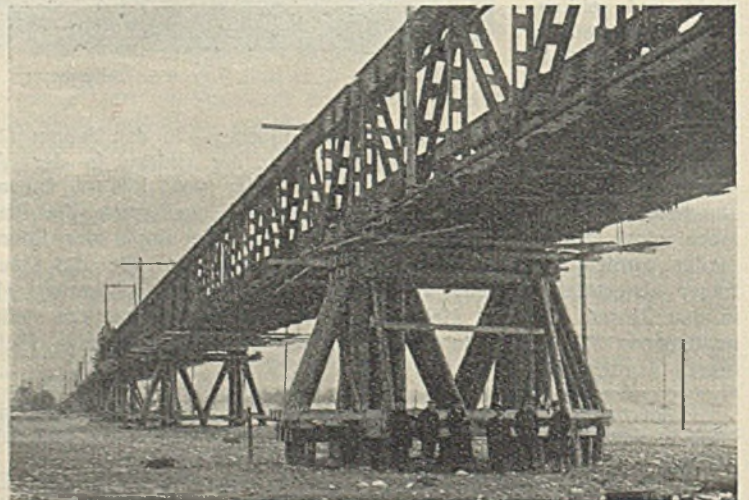


Abb. 8. Die Fachwerküberbauten der Notbrücke.

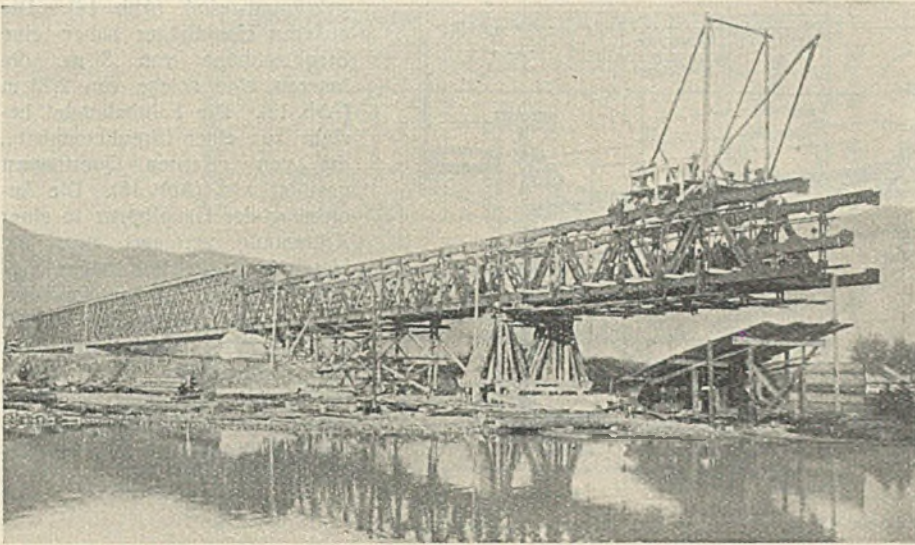


Abb. 9. Zusammenbau der Fachwerküberbauten.

entschlossen, die Verwendung dieses neuen Brückenbaustoffes zu erproben. Sie bauen gegenwärtig die eingleisige Eisenbahnbrücke über den Aarekanal bei Brügg aus Si-Stahl. Die Brücke hat fachwerkartige, über zwei Öffnungen durchgehende Hauptträger von der in der Abb. 13 dargestellten Form. Die Stützweite mißt in jeder der beiden Öffnungen 55 m. Das Eisengewicht des Überbaues beträgt 300 t. Die Ausführung der Brücke

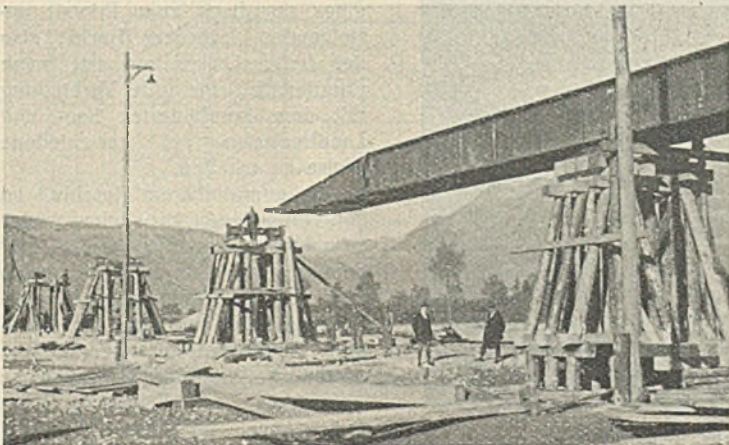


Abb. 11. Einbau der vollwandigen Überbauten.

liegt in den Händen der Eisenkonstruktionswerkstätten von C. Wolf & Cie. in Nidau bei Biel, die von den Dipl.-Ing. Béguin und Bohnenblust geleitet werden. Der Si-Stahl wurde von der Wendel in Elsaß-Lothringen und von der Burbacher Hütte geliefert. Ich hatte Gelegenheit, mir das Material und die Werkstattarbeiten eingehend anzusehen und mich mit den oben genannten Leitern der Werkstätten, Meistern und Arbeitern über die Erfahrungen bei der Verarbeitung des Si-Stahles zu unterhalten. Der Baustoff ist durchaus einwandfrei und gleichmäßig. Bei der Bearbeitung

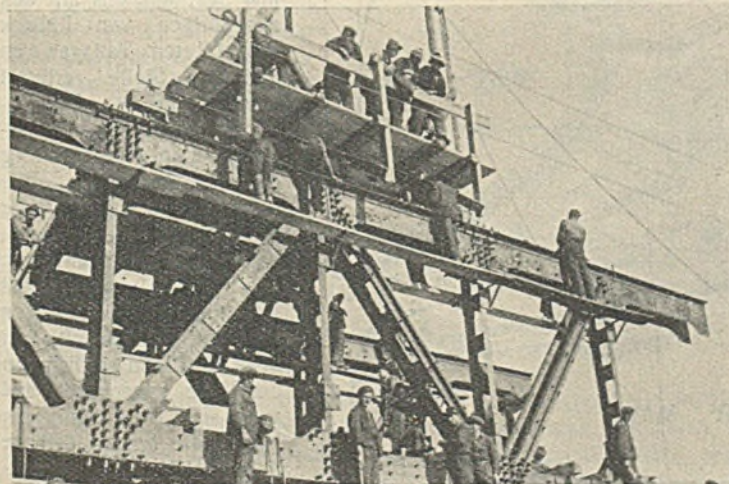


Abb. 10. Freier Vorbau der Fachwerküberbauten.

ergaben sich keine Überraschungen. Überlappungen kamen nicht vor. Die Leiter der Werkstätten erklärten dagegen, daß bei St 37 von ihnen öfter Überlappungen festgestellt wären. Der Baustoff erfüllte bei den Güteprüfungen die Bedingungen, denen die Vorschriften der Deutschen Reichsbahn zugrunde lagen, glatt. Ganz besonders sei hervorgehoben, daß Breiteisen von 20 mm Dicke Streckgrenzen nicht unter 36,2 kg/mm² bei 55,5 kg/mm² Zerreiβfestigkeit aufwies. Nach den übereinstimmenden Aussagen aller Beteiligten war ein nennenswerter Mehrverbrauch an Kraft beim Bohren, Sägen und Schneiden nicht festzustellen. Die Arbeiter erklärten sogar, daß sich der Si-Stahl leichter bohre als St 37. Mit einem einzigen Bohrer der Firma Günther in Frankfurt a. M. waren bereits 200 lfd. m gebohrt, der Bohrer war noch so gut erhalten, daß er für weitere 200 lfd. m ausreichte. Das Nieten bereitete keine Schwierigkeiten, Risse in den Nietköpfen wurden nicht festgestellt. Die Arbeiten mit dem PreBlutmeißel waren allerdings schwieriger als bei St 37. Unzugängliche Fugen, die bei der Unterhaltung Schwierigkeiten machen könnten, wurden zugeschweiβt. Auch die Schweiβarbeiten, bei denen umhüllte Elektroden verwendet wurden, gingen glatt vonstatten. Die Wendel lieferte zum ersten Male Si-Stahl. Nach zwei kleinen Vorversuchen ist es diesem Stahlwerk gelungen, einen einwandfreien Si-Stahl herzustellen. Wenn die Wendel so schnell, ohne Erfahrungen zu besitzen, einen guten Si-Stahl liefern und die kleine, aber gut und zielbewußt geleitete Brückenbauanstalt von C. Wolf & Cie. gleich beim ersten Versuch die Arbeiten für eine Si-Stahl-Brücke ohne Schwierigkeiten durchführen konnte, so werden unsere großen Stahlwerke und unsere großen erfahrenen Brückenbauanstalten erst recht Si-Stahl anstandslos liefern und bearbeiten können.

wendet wurden, gingen glatt vonstatten. De Wendel lieferte zum ersten Male Si-Stahl. Nach zwei kleinen Vorversuchen ist es diesem Stahlwerk gelungen, einen einwandfreien Si-Stahl herzustellen. Wenn die Wendel so schnell, ohne Erfahrungen zu besitzen, einen guten Si-Stahl liefern und die kleine, aber gut und zielbewußt geleitete Brückenbauanstalt von C. Wolf & Cie. gleich beim ersten Versuch die Arbeiten für eine Si-Stahl-Brücke ohne Schwierigkeiten durchführen konnte, so werden unsere großen Stahlwerke und unsere großen erfahrenen Brückenbauanstalten erst recht Si-Stahl anstandslos liefern und bearbeiten können.

Wir sollten mit allen Kräften die Herstellung und Verwendung des Si-Stahles fördern; wir haben in dem Si-Stahl einen idealen Baustoff für große Brücken, mit dem unsere Eisenbauanstalten im Auslande wieder



Abb. 13. Eisenbahnbrücke über den Aarekanal bei Brügg.

wettbewerbsfähig werden können. Das Ausland bringt unserem deutschen Si-Stahl großes Interesse entgegen. Die Sowjet-Union will große Eisenbahn- und Straßenbrücken über den Dnjepr in Si-Stahl bauen, die ostchinesischen Bahnen haben Eisenbahnbrücken in Si-Stahl in Auftrag gegeben, und nach zuverlässigen Mitteilungen angesehenen deutscher Fachleute, die Amerika kürzlich besucht haben, erkennt man in Amerika unseren deutschen Si-Stahl als den für große Brücken besten Baustoff der Welt an. Es wäre kurzfristig, wenn wir angesichts dieser Tatsachen nicht alles tun würden, um dem Si-Stahl zum Siege zu verhelfen.

4. Eingleisige Eisenbahnbrücke über die Aare in Olten.

Die Schweizerischen Bundesbahnen haben kürzlich in Olten eine alte abgängige Brücke durch einen eisernen Überbau ersetzt, dessen Hauptträger vollwandig sind, über drei Öffnungen mit rd. 35 m Stützweite durchlaufen und ebenso wie das Gleis nach einem Halbmesser von 305 m

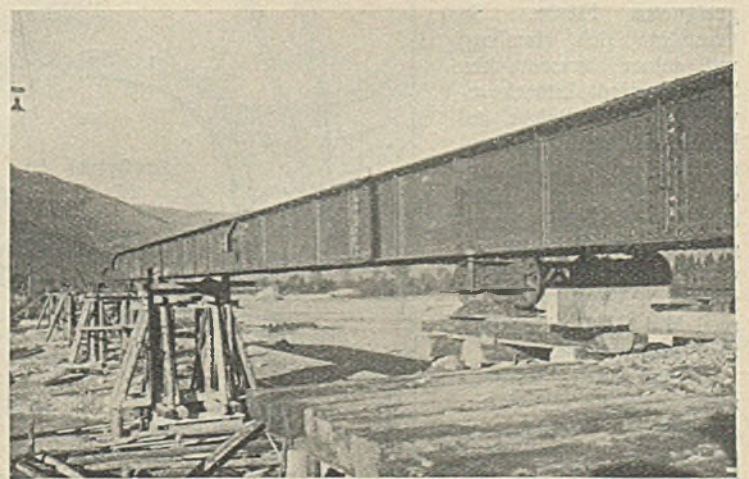


Abb. 12. Einbau der vollwandigen Überbauten.

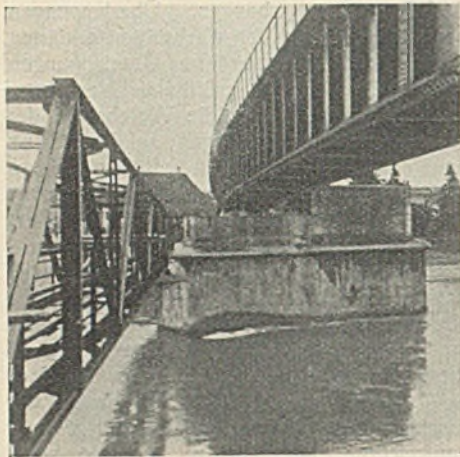


Abb. 14. Aarebrücke in Olten.

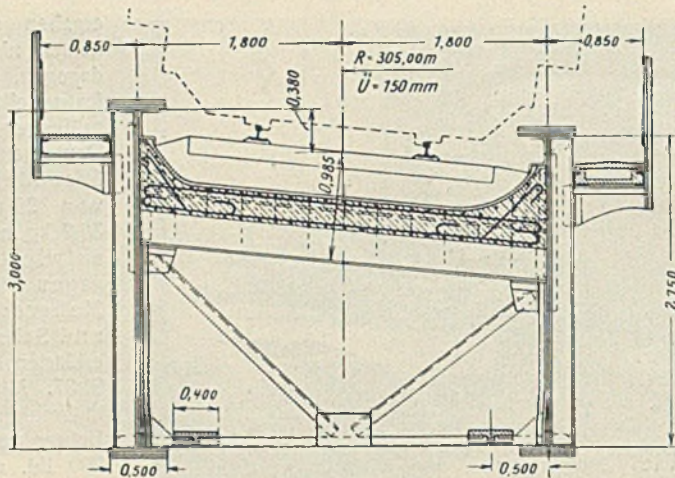


Abb. 15. Querschnitt.

gekrümmt sind (Abb. 14). Die äußeren Hauptträger haben eine Stegblechhöhe von 3 m, die inneren eine solche von 2,75 m (Abb. 15). Die Fahrbahntafel besteht aus einer Eisenbetonplatte, die von eisernen Querträgern gestützt wird (Abb. 15). Die Anordnung der Hauptträger in einer Krümmung verteuert zwar die Herstellung der Hauptträger, verbilligt aber die Fahrbahnkonstruktion und gibt vor allem ein äußerst befriedigendes Brückenbild, das im vorliegenden Falle leider durch eine tiefer liegende öffentliche, von der Stadt Olten erbaute Fußgängerbrücke stark beeinträchtigt wird.

Seeflughalle des Hanseatischen Flughafens auf dem Priwall bei Travemünde.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberbaudirektor Leo, Hamburg.

Vorgeschichte. In dem stark angewachsenen deutschen Flugverkehr (Lufthansa: 1926 6,1 Mill. km rd. 56 000 Personen, 1927 9,2 Mill. km rd. 102 000 Personen, also Anwachsen rd. 50 %)

Osten verbundene Halbinsel (Flugaufnahme Abb. 1 und Lageplan Abb. 2) — von Lübeck mit der Bahn, auf der guten Landstraße von 20 km Länge und im Flugzeug von Hamburg in rd. 1/2 Stunde erreichbar — wird im Süden vom Pötenitzer Wiek begrenzt; dieser See bietet einen geschützten Hafen von über 5 m Wassertiefe und der notwendigen Rolllänge. Aber auch von der allerdings nur flach zum Priwall ansteigenden Lübecker Bucht, also der freien Ostsee aus ist, wenn erforderlich, eine gute Verbindung mit dem kombinierten See- und Landflughafen auf verschiedene Weise zu schaffen.

spielte der Wasserflugverkehr bisher noch eine geringe Rolle. Alle Anzeichen deuteten aber in den letzten Jahren darauf hin, daß gerade dem Wasserflugverkehr wegen der Möglichkeit der Überwindung großer Entfernungen und damit der Ausnutzung des Vorzuges des Flugverkehrs — der großen Geschwindigkeit — eine starke und schnell steigende Bedeutung zukommt. Es war daher an der Zeit, daß man sich in Deutschland mit der Frage der Anlage von Wasserflughäfen an verschiedenen Stellen beschäftigte und geeignete Plätze für kombinierte Land- und Wasserflughäfen in verkehrstechnisch günstiger und geschützter, im Winter eisfreier Lage und mit ausreichender Wassertiefe für die tiefgehenden größeren Wasserflugzeuge suchte.



Abb. 1. Der Priwall aus der Vogelschau.

Hamburg wäre als Mittelpunkt des unterelbischen Wirtschaftsgebietes, wegen seiner Lage im internationalen Verkehrsnetz sowie wegen der Nähe der See für die Anlage eines Seeflughafens an sich sehr geeignet gewesen; die bei der heutigen Entwicklung des Seeflugverkehrs für einen Seeflughafen noch erforderliche große Rolllänge von 1500 bis 2000 m und der lebhafteste Schiffsverkehr in der Elbe erschwerten aber hier die Bereitstellung einer geeigneten Fläche. So vereinigte sich Hamburg mit seiner hanseatischen Schwesterstadt Lübeck sowie mit dem Reiche auf Lübecks Vorschlag, um gemeinsam auf einer besonders geeigneten Fläche des lübeckischen Staatsgebietes, dem Priwall, mit den dafür zunächst bereitgestellten Mitteln von nur rd. 1 Mill. R.-M. einen Seeflughafen zu errichten.

Lage und Anordnung des neuen Flughafens. Der Priwall, eine durch die Trave von Travemünde getrennte, mit dem Gebiete Mecklenburgs im

besserungs- und Bergehallen nötigen Seeflughallen entwickeln.

Nach gemeinsamem Programm und nach dem hamburgischerseits gemäß den Erfahrungen auf dem Hamburg-Fuhlsbütteler Flughafen aufgestellten Entwurf ist zunächst eine solche Halle mit einem Kostenaufwande von rd. 650 000 R.-M. erbaut; sie möge nachstehend kurz behandelt werden, während die Gesamtanlage des kombinierten Land- und Seeflughafens mit den zugehörigen von Lübeck ausgeführten Anlagen an anderer Stelle erörtert werden wird.

Allgemeine Anordnung und Ausbildung der Seeflughalle. Wie bei den Fuhlsbütteler Hallen sind die Bureau-, Lager- und Werkstatträume der Fluggesellschaft, nebst Kantinen und Waschräumen für eine Belegschaft von etwa 160 Mann seitlich von der Halle angeordnet, und zwar an einer Seite der Halle; die andere östliche Seite erhält nur einen seitlichen turmartigen Anbau, der den Zweck erfüllt,



Abb. 2. Lageplan des Hanseatischen Flughafens Lübeck-Travemünde.

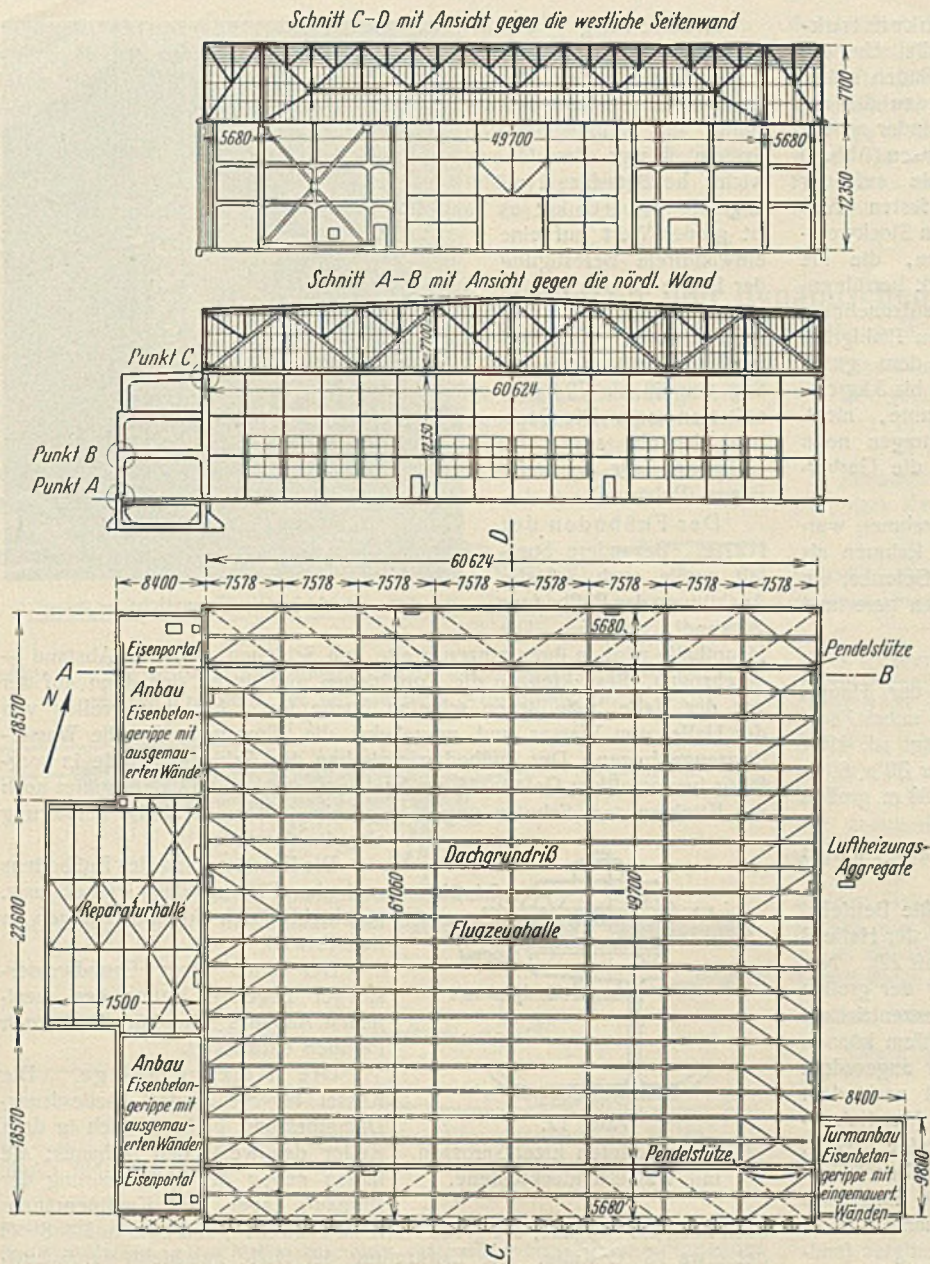


Abb. 3. Grundriß und Schnitte der Halle.

einen guten architektonischen Abschluß zu bilden und den geöffneten Toren einen sicheren Halt zu bieten. Auch in ihm sind Räume für die Flughafenverwaltung untergebracht.

Die Grundfläche der Halle wurde mit 60×60 m so bemessen, daß vier Flugzeuge, z. B. vom Typ des Dornier-Superwal ($26,5 \times 28,5$ m), mit Flügeln gleichzeitig untergebracht werden können. Bei der Bemessung der lichten Torhöhe von 12 m wurde davon ausgegangen, daß auf Slipwagen montierte Flugzeuge mit einem gewissen Spielraum für ihre weitere Entwicklung in die Höhe durch die Toröffnung bequem hindurchgehen können. Auf Anordnung von Stützen in der Toröffnung wurde wie bei Halle B in Fuhrbüttel verzichtet, um die Bewegung der ein- und ausfahrenden Flugzeuge nicht zu beschränken.

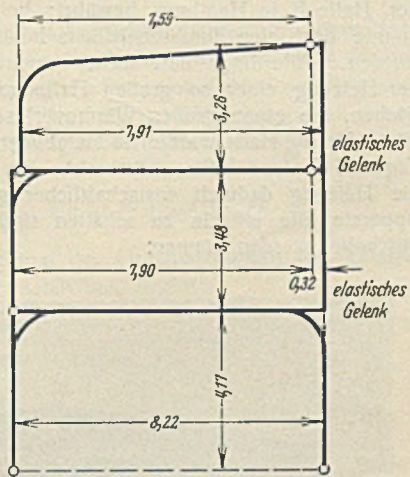


Abb. 5. Systemskizze der 2 Rahmen.

An der östlichen und auf der nördlichen rückwärtigen Seite der Halle wurde die Möglichkeit geschaffen, die jetzt eingebauten, aus Eisen und Stein gebildeten Fachwerkwände herauszunehmen und, wenn später erforderlich, eine Erweiterung der Halle nach Osten und nach Norden eine Ein- und Ausfahrt einzurichten.

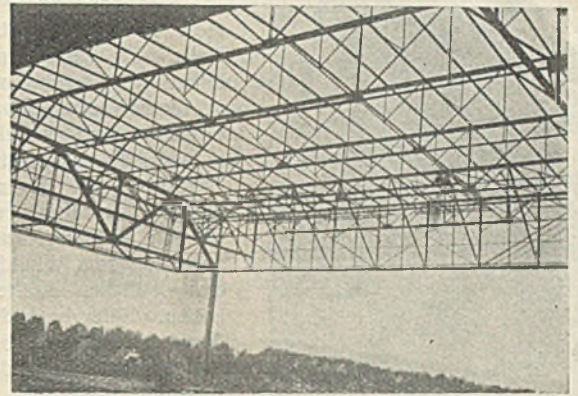


Abb. 4. Pendelsäule.

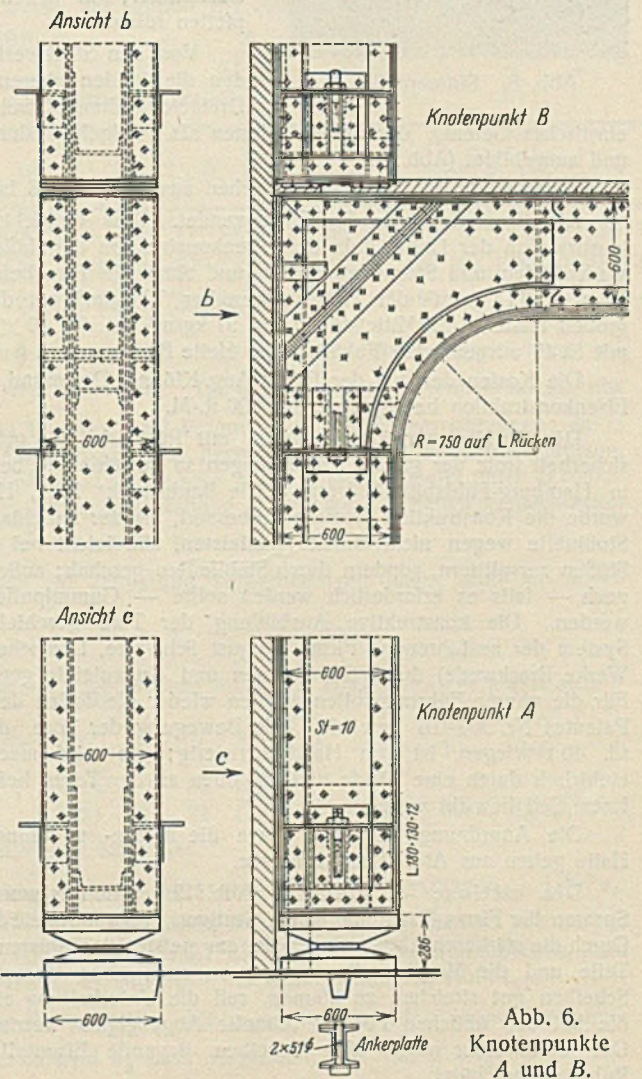


Abb. 6. Knotenpunkte A und B.

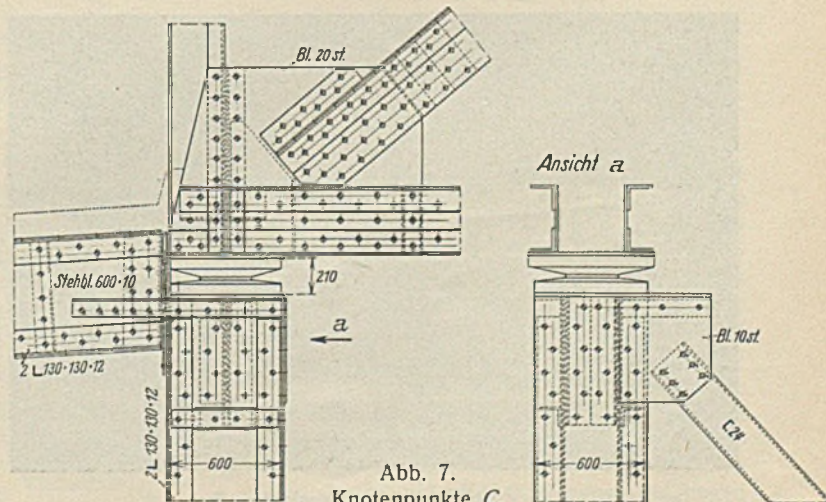


Abb. 7. Knotenpunkte C.

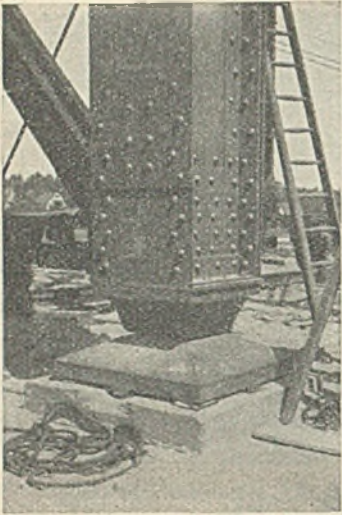


Abb. 8. Stützenfuß.

System und Eisenkonstruktion der Halle (Abb. 3). Um die Halle nach Westen und Süden später öffnen zu können, wurden die angeordneten zwei Hauptbinder an der Ostseite durch Pendelstützen (Abb. 4) unterstützt, während sie auf der Westseite mit ihren festen Auflagern auf zwei schweren Stockwerkrahmen gelagert wurden, die die gesamten vom Winddruck herrührenden seitlichen Kräfte aufzunehmen haben. Einer besonderen Pfahlgründung bedurfte es bei dem guten sandigen Baugrunde, dem bis 5 kg/cm^2 zugemutet werden konnte, nicht. Die zwei Hauptbinder tragen neun Dachbinder, auf denen die Gerberpfetten ruhen.

Von den Stockwerkrahmen wurden die beiden oberen Rahmen als Dreigelenkrahmen (zwei Gelenke, ein elastisches Gelenk), der untere Rahmen als Zweigelenkrahmen berechnet und ausgebildet (Abb. 5).

Einzelheiten der Konstruktion gehen aus Abb. 6 bis 8 hervor.

Als Baustoff wurde St 37 verwendet. Das Gewicht der Hauptkonstruktion der Halle, d. h. der Eisenkonstruktion der Halle nebst Fachwerkwänden und Stockwerkrahmen und ohne die Tore beträgt rd. 410 t (d. s. rd. 114 kg/m^2 der Halle gegenüber 72 kg/m^2 bei der $30 \times 60 \text{ m}$ großen Halle A mit Mittelstütze und 97 kg/m^2 bei der $40 \times 80 \text{ m}$ großen mit St 48 ausgeführten Fuhrsbütteler Halle B).

Die Kosten der von der Firma Aug. Klönne, Dortmund, ausgeführten Eisenkonstruktion betragen rd. 175 000 R.-M.

Die Torkonstruktion wurde mit Rücksicht auf größte Betriebssicherheit trotz der großen Abmessungen so gewählt wie bei der Halle B in Hamburg-Fuhrsbüttel (vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 22). Nur wurde die Konstruktion insofern verbessert, als der Anschlag der großen Stoßkräfte wegen nicht durch Holzleisten, die leicht bei exzentrischen Stößen zersplittern, sondern durch Stahlfedern geschah; außerdem können noch — falls es erforderlich werden sollte — Gummipuffer angeordnet werden. Die konstruktive Ausbildung der Tore geschieht nach dem System der ausführenden Firma (August Schwarze, Deutsche Metalleisenwerke Brackwede) durch Stahlrahmen und eingienietete gepreßte Bleche. Für die oberen Führungsrollen wurden wieder die Rollen des Breestschen Patentes Nr. 306 416 gewählt. Die Bewegung der Tore, die insgesamt rd. 40 t wiegen, ist von Hand schwierig; sie wird mechanisch oder elektrisch durch eine Winde und ein oben an den Toren befestigtes (endloses) Seil bewirkt werden.

Die Anordnung der Tore sowie die Außen- und Innenansicht der Halle gehen aus Abb. 9 bis 11 hervor.

Die kittlose Verglasung (Abb. 12). Hierfür wurde die neue Sprosse der Firma G. Zimmermann, Stuttgart, verwandt, die Elzet-Sprosse. Durch die stärkeren Abmessungen der am meisten dem Rosten ausgesetzten Teile und die Möglichkeit, die Sprosse auch ohne Herausnehmen der Scheiben gut streichen zu können, soll die Unterhaltung erleichtert werden. Die bei den üblichen Formen schnelle Abgängigkeit verringert werden. Der unmittelbar unter den Scheiben liegende Eisenteil wird durch Ruberoid geschützt.

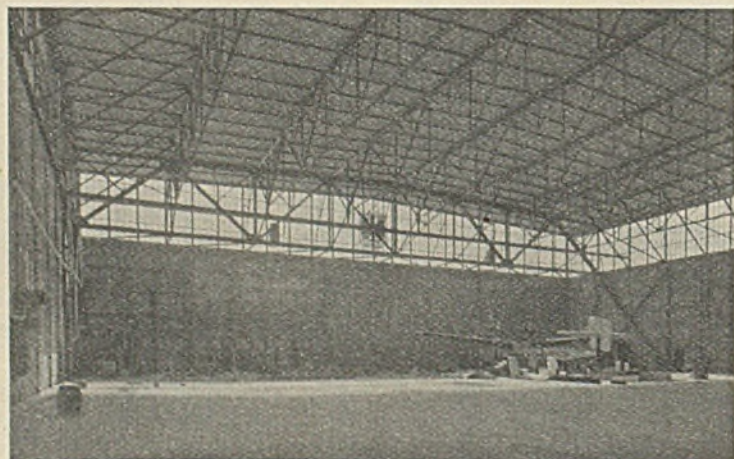


Abb. 10. Innenansicht.

Eindeckung der Halle. Das Dach der großen Halle sowie der Ausbesserungshalle besteht aus Hohlsteinen System Eisag; das Gewicht beträgt für 1 m^2 ungefähr 60 bis 65 kg; es ist großer Wert auf eine einwandfreie Befestigung der Decke an den Pfetten gelegt worden, da durch Wind nach den bisher gemachten Erfahrungen ein Sog von 60 bis 70 kg/m^2 auftreten kann. Die Dachhaut besteht aus einer einfachen Lage teerfreier Pappe (Ruberoid).

Der Fußboden der Halle. Besondere Sorgfalt mußte auch auf die Ausbildung des Fußbodens verwandt werden. Die Haupthalle wird in ihrer ganzen Breite von Schienen — in 5 m Abstand — durchzogen, diese kreuzen die Torschienen und setzen sich dann auf der vor der Halle befindlichen schiefen Ebene fest. Auf ihnen rollen von der Halle zum Wasser und umgekehrt die Slipwagen, die die Wasserflugzeuge tragen. Der Fußboden zwischen den Schienen wurde in sorgfältig hergestelltem Gefälle 15 cm hoch aufbetoniert und kann später noch mit Klinkern zum Schutze gegen chemische und mechanische Zerstörung abgedeckt werden.

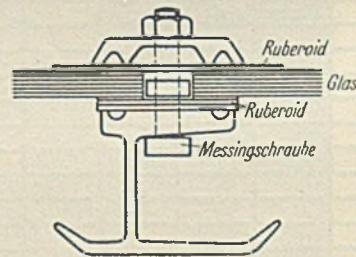


Abb. 12.

Die verwendeten Elzet-Sprossen mit Walzeisendeckschiene.

Die Entwässerung des Fußbodens und der Flächen des Daches usw. geschieht durch Tonrohrleitungen in den Privall.

Der unter dem Grundwasserspiegel liegende Keller des westlichen Anbaues wird künstlich durch Pumpen entwässert.

Die Heizungsanlage. Die Kessel für die Zentral-Niederdruck-Dampfheizung befinden sich in dem Keller des westlichen Anbaues; sie haben neben der Entwässerung der Bureau-, Lager- und Kantinenräume auch noch die Aufgabe, die große Halle zu erwärmen, und zwar auf $+ 8^\circ \text{C}$ bei etwa 15°C Kälte. Die Erwärmung der Halle geschieht durch Luftheizungsapparate (System Prof. Junkers), die, an neun Stellen (vergl. Abb. 3) angebracht, die heiße Luft in die Halle treiben. Besonders wichtig waren nach dem Plan der ausführenden Firma (Ottensener Eisenwerk A.-G.) die beiden über den Toren angebrachten Apparate, die dort mit einem Wärmeschleier die kalte Luft abhalten. Diese Anordnung hatte sich auch bei der Halle B in Hamburg bewährt; bei 15°C Kälte in diesem Winter konnte dort eine durchschnittliche Innentemperatur von $+ 9^\circ \text{C}$ erreicht werden. Allerdings darf nicht verschwiegen werden, daß die Kosten der Heizung einer so großen Halle mit den weiten Tor- und Fensterflächen, die einen großen Wärmeverlust bedingen, recht erheblich sind; allein für die Halle wurden in Hamburg an dem oben erwähnten kältesten Tage 16 Zentner Koks verbraucht. An weniger kalten Tagen läßt sich die Heizung dadurch wirtschaftlicher gestalten, daß die Motoren der Apparate alle einzeln zu schalten sind und auch noch auf halbe Last geschaltet werden können.

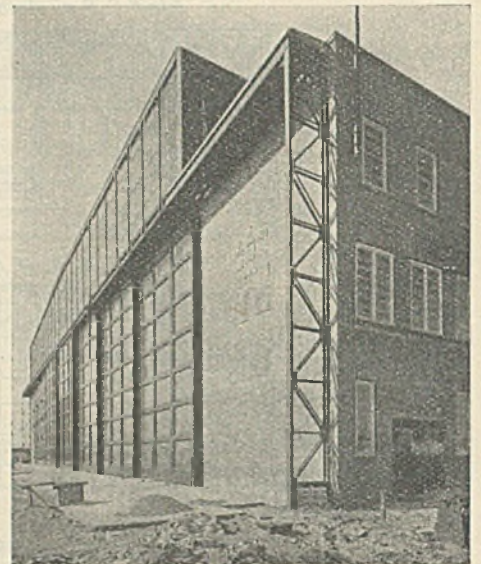


Abb. 9. Toransicht.

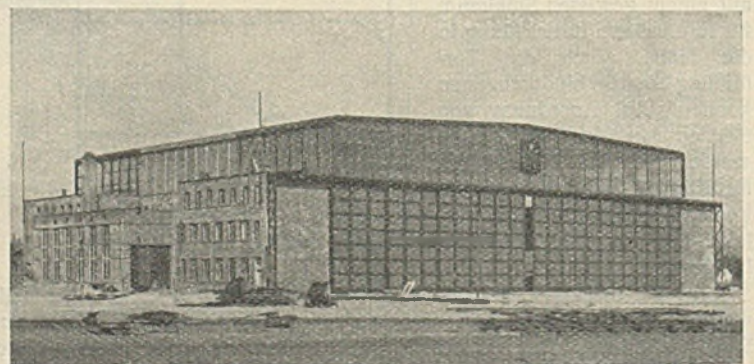


Abb. 11. Außenansicht.

Architektonische Ausbildung der Halle. Für die von Herrn Oberbaudirektor Dr. Schumacher, Hamburg, behandelte architektonische Gestaltung der Halle ist die Anordnung der senkrechten seitlichen Fensterwände der Halle kennzeichnend, durch die eine hohe, gute Tagesbeleuchtung erzielt wurde. — Die Beton- und Mauerfläche des westlichen Anbaues, des kleinen östlichen turmartigen Anbaues und der Halle sind an den Außenwänden mit Bockhorner Klinkern verblendet.

Ausführung. Die ungünstige Witterung des letzten Winters hat

den im Mai 1927 begonnenen Bau so verzögert, daß er erst im März d. J. fertiggestellt werden konnte.

Schlußbemerkung. An dem Entwurf der Halle sowie ihrer konstruktiven Durchbildung waren in erster Linie die Herren Baurat Upfegger und Diplomingenieur Horn und Peschges vom Ingenieurwesen Hamburg beteiligt, die auch den ersten Entwurf des kombinierten Flughafens mit dem Verfasser und mit der Lübecker Wasserbaudirektion bearbeitet haben.

Prüfung von Schwingungen und dynamischen Spannungen an Brücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Baurat Dipl.-Ing. Julius Oelschläger, Wismar a. d. Ostsee.

Für die Prüfung von Schwingungen und dynamischen Spannungen an Brücken sind viele Apparate gebaut, die oft weit auseinandergehende Ergebnisse liefern. Von den in Abb. 1 bis 3 wiedergegebenen Diagrammen ist das oberste mit einem Instrument aufgenommen, das den später entwickelten Bedingungen für die Aufnahme von Schwingungen und dynamischen Spannungen entspricht; das mittlere arbeitet in annähernder

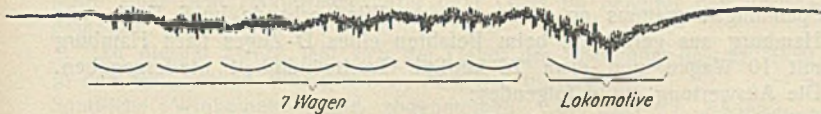


Abb. 1. Dynamische Spannungen, wenn die Eigenfrequenz höher als die Frequenz der untersuchten Schwingung ist.

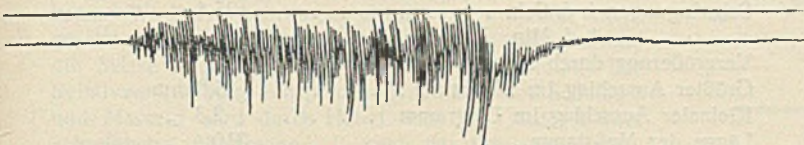


Abb. 2. Dynamische Spannungen bei Resonanz von Eigenschwingungen des Instruments und untersuchten Schwingungen.

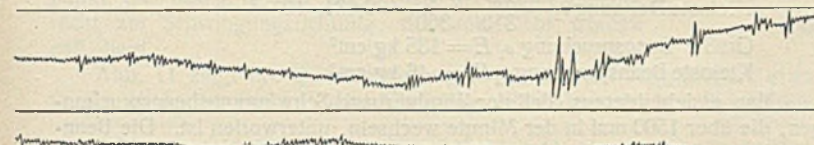


Abb. 3. Dynamische Spannungen, wenn Eigenfrequenz des Instruments niedriger als die Frequenz der untersuchten Schwingung ist.

Resonanz mit den Schwingungen, das unterste ist ein Diagramm, bei dem die Eigenfrequenz des Meßinstruments unter der Frequenz der auftretenden Schwingungen lag. Aus dem Vergleich ersieht man, daß sowohl die Frequenz als auch die Amplitude, die ein Maß der dynamischen Spannung darstellt, in allen drei Fällen verschieden wird. Die üblichen Instrumente haben Eigenfrequenzen zwischen 90, 1750 und über 18 000 in der Minute. Daraus erklären sich schon im voraus die Unterschiede der Ergebnisse.

Ist M eine Masse, die harmonische Schwingungen mit dem Ausschlag $a_k \sin \omega t$ macht, m eine zweite Masse, die bei dem M entsprechenden Ausschlag den Ausschlag a_m hat, wobei $M \gg m$ ist, sind beide Massen durch eine elastische Kraft mit der Federkonstanten c verbunden und ist die relative Verschiebung beider Massen $a = a_m - a_k \sin \omega t$, so gilt

$$m \cdot \frac{d^2 a}{dt^2} + k \cdot \frac{da}{dt} + ca = m a_k \omega^2 \sin \omega t.$$

k ist die Dämpfung, die proportional der Geschwindigkeit der Relativverschiebung ist. Die Lösung der Gleichung ergibt:

$$a = a_k \cdot \frac{\omega^2 \sqrt{m c}}{\sqrt{(v^2 - \omega^2)^2 m c + k^2 v^2 \omega^2}} \cdot \sin(\omega t - \varphi)$$

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\omega k}{(v^2 - \omega^2) m}$$

$$v = \sqrt{\frac{c}{m}}$$

Letzterer Wert ist die Eigenschwingungszahl von m unter Einwirkung der Kraft c . Das in der genauen Lösung für a noch auftretende Exponentialglied ist weggelassen, da es, wie mathematische Untersuchungen lehren, keinen merklichen Einfluß auf das Ergebnis hat und weil die zu untersuchenden Schwingungen harmonisch gedämpft und nicht aperiodisch sind. Der Ausschlag der Masse m wird daher

$$a_m = a_k \cdot \sin \omega t + a.$$

Dies zeigt:

Der gegebene Ausschlag $a_k \cdot \sin \omega t$ wird bei m

1. in der Amplitude verändert,
2. in der Phase verschoben.

Zunächst werde der Einfluß der Phasenverschiebung geprüft. Setzt man nach Frank

$$D = \frac{k}{2 \sqrt{m c}},$$

so ergibt sich nachstehende Tabelle:

$\frac{v}{\omega}$	∞	100	10	5	1	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{100}$	0
$D=0,5$	0	+0° 40'	+5° 50'	11° 40'	90° 0'	166° 20'	174° 10'	179° 20'	180° 0'
$D=1$	0	1° 10'	11° 20'	22° 30'	90° 0'	157° 30'	168° 40'	178° 50'	180° 0'
$D=2$	0	2° 20'	21° 50'	39° 50'	90° 0'	140° 10'	158° 10'	177° 40'	180° 0'

Mit zunehmender Dämpfung steigt also die Phasenverschiebung bei Werten $\frac{v}{\omega} < \approx 5$ sehr stark. Da die Schwingungsmeßinstrumente aus dünnen Hebeln bestehen und besondere Dämpfungsvorrichtungen, da ja gerade die Schwingungen klar hervortreten sollen, vermeiden müssen, so ist die Dämpfung D und k sehr klein, praktisch meist unter $D=0,5$. Damit kann die Phasenverschiebung in den meisten Fällen vernachlässigt werden, wenn $\frac{v}{\omega} > \approx 5$ bis 4 ist.

Sofern man die Dämpfung vernachlässigen kann, wird mit $k=0$ der Wert

$$a_m = a_k \cdot \frac{v^2}{v^2 - \omega^2} \cdot \sin \omega t.$$

Mit dem Werte $\omega t = \frac{\pi}{2}$ erreicht a_m einen Höchstwert; es ergibt sich

$\frac{v}{\omega}$	∞	100	10	5	4	2	1	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{100}$
$\frac{a_m}{a_k} = 1$		10 000	100	25	16	4	∞	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{99}$	$\frac{1}{9999}$

Die Tabelle lehrt folgendes:

Für Werte $\frac{v}{\omega} > 4$ wird der von m gemachte Ausschlag $a_m < 1,067 a_k$ d. h. der ursprüngliche Schwingungsausschlag a_k zeigt sich bei m mit einer Vergrößerung von weniger als 6,7%. Dieses Maß kann praktisch in Kauf genommen werden; es entspricht der Aufzeichnung in Abb. 1.

Wird $\frac{v}{\omega} = 1$, so ergäbe sich $a_m = \infty$. Da jedoch immer Dämpfung vorhanden ist, so wird a_k stark vergrößert, wie Abb. 2 zeigt.

Wird $\frac{v}{\omega} < 1$, so nähert sich bei Werten $\frac{v}{\omega} < \frac{1}{2}$ a_m mehr und mehr einer Geraden, was aus Abb. 3 ersichtlich. Zwischen $\frac{1}{2} < \frac{v}{\omega} < 1$ ergibt sich ein ganz kleines Gebiet, bei dem brauchbare Werte a_m erhalten werden könnten. Graphisch ist vorstehendes Ergebnis in Abb. 4 dargestellt.

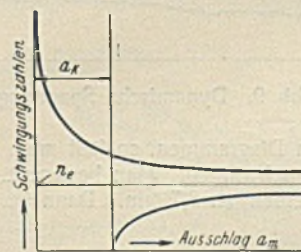


Abb. 4. Diagramm der Ausschläge bei verschiedenem

$$\text{Verhältnis } \frac{v}{\omega} = \frac{n_e}{n}.$$

Damit ergibt sich für alle Meßinstrumente, die Schwingungen und dynamische Spannungen anzeigen oder registrieren sollen, grundsätzlich für weitgehenden praktischen Gebrauch die Bedingung, daß die Eigenschwingungszahl mindestens das Vierfache der zu prüfenden Schwingungszahl betragen muß.

Da nun bei Brückenuntersuchungen minütliche Schwingungen von über 7000 auftreten können, so scheiden die Instrumente mit 90 und 1750 hier aus. Das Instrument mit 18 000 Eigenschwingungen

in der Minute ist der Vibrograph und der Spannungsmesser von Dr.-Ing. J. Geiger, der durch Sonderanordnung zur Registrierung von Schwingungszahlen über 60 000 in der Minute gebracht werden kann.

Vorstehende Bedingung ist nicht nur vom Geber zu erfüllen, sondern gilt in gleicher Weise auch vom Empfänger, also insbesondere vom Schreibzeug. Abb. 5 stellt schematisch die allgemeine Anordnung, Abb. 6

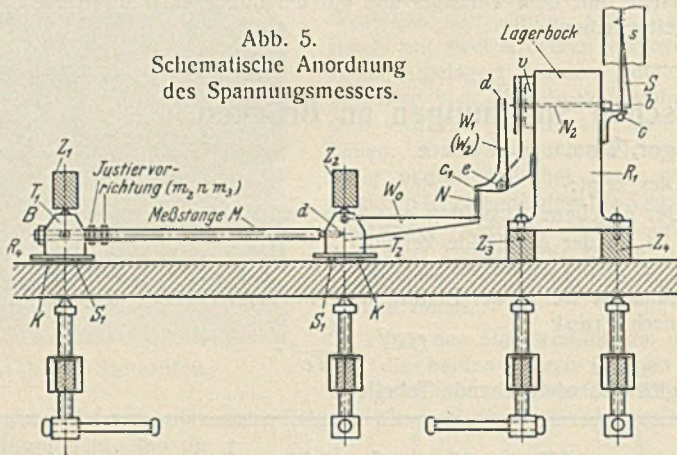


Abb. 5. Schematische Anordnung des Spannungsmessers.

die praktische Anordnung des Geigerschen Spannungsmessers für Brückenuntersuchungen dar. Der Empfänger besteht aus Meßstange M, die bei T₁ nach allen Seiten drehbar gelagert ist und die Justier Vorrichtung m₂ n m₃ besitzt. Bei T₂ wird die Spitze d der Meßstange in den Winkelhebel W₀ geleitet. Das andere Ende von W₀ greift durch die Nadel N den Winkelhebel W₁ an, der durch Auswechslung eine andere Übersetzung (W₂) er-

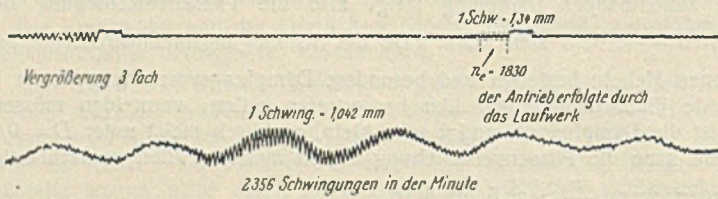


Abb. 7.

Bestimmung der Schwingungen für Zeitmarkierung und Diagramm.

halten kann. W₁ drückt durch die Nadel N₂ auf den Schreibhebel S des Empfängers; seine Spitze s schreibt auf das Diagrammpapier, das durch ein Gehwerk betätigt wird. Die Geschwindigkeit des Diagrammpapiers ist in weiten Grenzen, 0,2 bis 10 m/Min., veränderlich. Zwecks Auswertung der Diagramme wird, wie Abb. 7 zeigt, noch eine elektromagnetische Zeitmarkierung benutzt. Außer dieser ist noch eine zweite Markierung möglich, die von Hand oder selbsttätig wichtige Punkte auf dem Diagrammpapier verzeichnet.

Die Länge einer Sekunde zwecks Feststellung der Schwingungen wird auf folgende Weise bestimmt. Zunächst wird mit beliebiger Papiergeschwindigkeit durch ein Sekundenpendel oder von Hand nach jeder Sekunde ein Zeichen gegeben, wodurch ein Schreibstift mit einer Blattfeder von einem kleinen Elektromagneten angezogen und freigegeben wird. Darauf wird aus verschiedenen Messungen die Länge einer Sekunde, z. B. zu 54,9 mm, bestimmt. Ist die Länge von zehn Federschwingungen hierbei 18 mm, so ist die Zahl der Federschwingungen in der Minute

$$n_e = \frac{54,9 \cdot 10}{18} \cdot 60 = 1830.$$

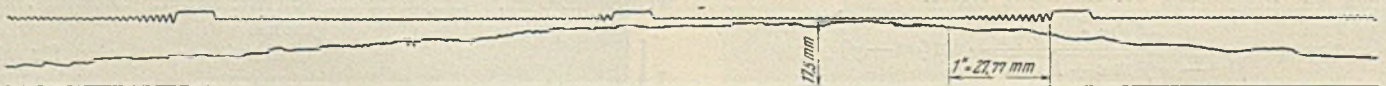


Abb. 9. Dynamische Spannungen an einem Pfeiler der Brücke.

Läuft nun das Instrument zur Aufnahme von Diagrammen, so läßt man, unabhängig von der Zeit, die Feder beliebig schwingen. Man bestimmt dann beispielsweise fünf Schwingungen derselben zu 6,7 mm. Dann ist die Länge einer Sekunde des Diagramms

$$l = \frac{1830}{60} \cdot \frac{6,7}{5} = 40,9 \text{ mm.}$$

Diese Länge, auf das Diagramm übertragen, ergibt 39,3 Schwingungen in der Sekunde oder 2358 Schwingungen in der Minute, wobei an dieser Stelle eine Schwingung = 1,042 mm wird.

Die wirkliche Länge der Veränderung der Meßstrecke wird durch das Hebelübersetzungsverhältnis bestimmt. Es kann entweder rechnerisch oder durch Versuch festgelegt werden und schwankt für derartige Untersuchungen zwischen 60 bis 680.

Im nachstehenden seien einige Diagramme wiedergegeben, die bei Untersuchungen an der neuen Elbbrücke¹⁾ zwischen Hamburg und Harburg vorgenommen wurden. Zunächst ist in Abb. 8 ein Stück des Spannungsdiagramms an einem unteren Windverbande im 6. Felde von Hamburg aus gerechnet, beim Befahren eines D-Zuges nach Hamburg mit 10 Wagen und etwa 25 km/Std. Geschwindigkeit wiedergegeben. Die Auswertung ergibt folgendes:

Federschwingungen der Zeitmarkierung . . .	3000/Min.
Sekundenlänge des Diagramms $\frac{3000 \cdot 10}{60 \cdot 16} =$	31,25 mm
Schwingungen i. d. Sek.	25,4
„ i. d. Min.	1524
Vergrößerung durch Hebel	360
Größter Ausschlag im Diagramm	6,8 mm
Kleinster Ausschlag im Diagramm	2,3 „
Länge der Meßstange	310 „
Größte Dehnung $\epsilon_1 = \frac{6,8}{310} \cdot \frac{1}{360} =$	$6,152 \cdot 10^{-5}$
Kleinste Dehnung $\epsilon_2 = \frac{2,3}{310} \cdot \frac{1}{360} =$	$2,081 \cdot 10^{-5}$
Größte Beanspruchung $\epsilon_1 E =$	135 kg/cm ²
Kleinste Beanspruchung $\epsilon_2 E =$	46 kg/cm ² .

Man ersieht hieraus, daß der Windverband Schwingungsbeanspruchungen, die über 1500 mal in der Minute wechseln, unterworfen ist. Die Beanspruchung durch die bewegte Last, am Versuchstage herrschte völlige Windstille, geht über 135 kg/cm², wobei die Faser in $\frac{1}{4}$ von der Außenkante des Winkels beobachtet wurde.

Vergleicht man dieses Diagramm mit den anderen der aufeinanderfolgenden Züge aller Art in beiden Richtungen, so ergeben sich ähnliche Werte, wobei es vorkommt, besonders wenn die Lokomotive die Meßstelle überfahren hat, daß die kleinste Spannung auf und unter Null fällt, sich also in eine, wenn auch geringe Druckspannung verwandelt.

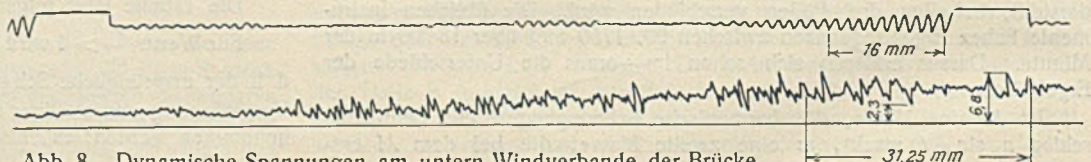


Abb. 8. Dynamische Spannungen am unteren Windverbande der Brücke.

Die Prüfung des 7. Pfeilers von Hamburg aus ergab, wie Abb. 9 zeigt, langsam verlaufende Schwingungen von kleiner Amplitude.

Die Auswertung ergibt:

1440 Schwingungen in der Minute,
347 kg/cm ² größte Beanspruchung

für einen Personenzug nach Hamburg mit 13 Wagen und etwa 15 km/Std. Geschwindigkeit.

Die anderen Diagramme sind ähnlich; es zeigt sich, daß bei schneller fahrenden Zügen die größte Beanspruchung, die in $\frac{1}{7}$ von Außenkante des C-Flansches gemessen ist, teilweise kleiner wird.

¹⁾ Die Versuche wurden durch das Entgegenkommen der Eisenbahndirektion Altona und der Herren Baurat Lohse und Amtmann Knauff, denen an dieser Stelle der Dank für diese Versuchserlaubnis ausgesprochen sei, ermöglicht.

Die Kante des Knotenbleches am Bogenanfang der Brücke zeigt eine sehr langsam verlaufende Schwingung, deren Ausschlag eine geringe Zug- und Druckbeanspruchung ergibt.²⁾

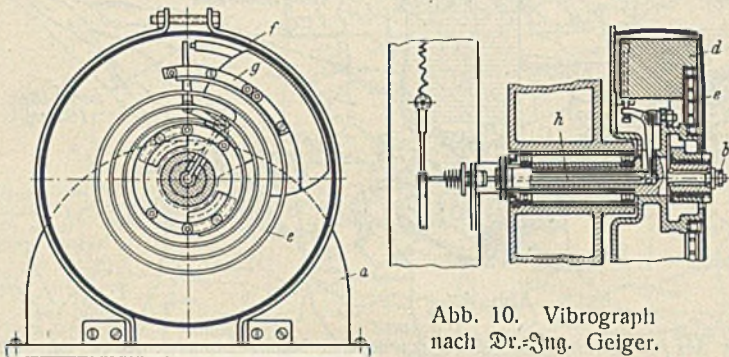


Abb. 10. Vibrograph nach Dr.-Ing. Geiger.

Weiterhin wurden noch die Schwankungen der Brücke, etwa in der Mitte über dem Hauptträger unter dem Gleis im Scheitel des Bogens gemessen.³⁾

Zu diesem Zweck läßt sich der Geber des Spannungsmessers leicht in den Geigerschen Vibrographen, Abb. 10, umwandeln. Sämtliche Winkelhebel sind abgenommen. In einer durch Bandage f festgehaltenen Scheibe c befindet sich an der Spiralfeder e eine träge Masse d, die in beliebiger Richtung gegen die Lotrechte eingestellt werden kann. Wird das Instrument auf die zu prüfende Stelle gesetzt, so macht es dessen Schwingungen mit, während die Masse d infolge ihrer Trägheit in Ruhe bleibt. Die Relativverschiebung entsprechender Punkte von Scheibe c und Masse d wird durch Hebel nach der Nadel h zum Schreibhebel übertragen. Je nach der Schwingungsrichtung wird die träge Masse gegen die Lotrechte verstellt, und zwar so, daß die Ebene durch den Schwerpunkt der Masse d und die Achse der Nadel h senkrecht zur Schwingungsrichtung, die untersucht werden soll, liegt.

Abb. 11 zeigt die Querschwingungen des unteren Hauptträgers etwa in der Mitte der Brücke beim Übergang eines Güterzuges. Der größte

²⁾ Vergl. auch „Die Bautechnik“ 1927, Heft 41, Grundzüge für ein Verfahren zur dynamischen Untersuchung von Brücken, von Prof. N. Streletzky, Moskau.

gesamte Schwingungsausschlag errechnet sich zu $8 \cdot \frac{1}{6} = 1,33 \text{ mm}$, das Diagramm läßt weiter über die Hauptschwingungen ganz schwache Oberschwingungen gelagert erkennen.

Am Scheitel des Brückenbogens ergaben sich ähnliche Schwingungen, deren Amplitude etwa nur $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{4}$ der unteren war.

Am Eckpfeiler der Brücke wurden die lotrechten Schwingungen gemessen, die in Abb. 12 dargestellt sind. Sie lassen ebenfalls Oberschwingungen erkennen.

Ob diese Oberschwingungen sich aus den Ermüdungserscheinungen, wie sie von Prof. N. Streletzky in den Arbeiten des wissenschaftlich-technischen Ausschusses beim Volkskommissariat für Verkehrswege, Heft 13 (1925), 5. Sammelheft des Bureaus für Ingenieuruntersuchungen, beschrieben sind, erklären lassen, können erst ausgedehnte und zahlreiche Vergleichsversuche ergeben.

Durch diese Versuche ist dargetan, daß die statischen Beanspruchungen einzelner Stäbe sich von den dynamischen infolge von Schwingungen stark unterscheiden und daß zur Klärung dieser Frage ein ausgedehntes Versuchsmaterial, das sich auf alle Brückensysteme und alle Brückenteile erstreckt, nötig ist. An Hand dieser Untersuchungen wird es erst möglich sein, die Formeln für die Schwingungserscheinungen an Brücken nachzuprüfen, um dann mit Hilfe der Ergebnisse über Drehschwingungen und Biegungsschwingungen von Baustoffen und deren Zusammenhang mit Schub-

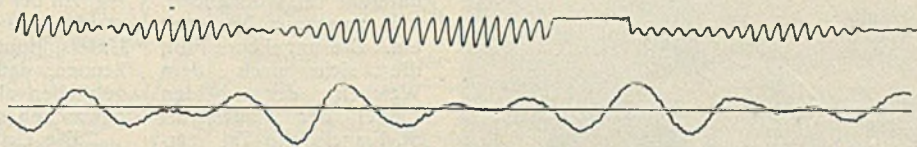


Abb. 11. Querschwingungen am unteren Hauptträger der Brücke.

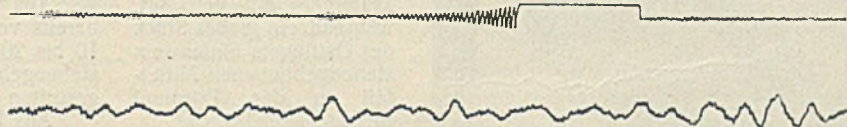


Abb. 12. Lotrechte Schwingungen an einem Eckpfeiler der Brücke.

und Dreh- oder Biegebungsbeanspruchung und Dämpfungsfähigkeit die bestgeeignete Materialsorte und die richtige zulässige Beanspruchung zu wählen.

³⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 3 u. 4, Stoßbeanspruchungen und Schwingungen der Hauptträger statisch bestimmter Eisenbahnbrücken, von Prof. Dr. W. Hort.

Vermischtes.

Der Bruch der St.-Francis-Staumauer. Zu den vielen Unglücksfällen auf dem Gebiete des Talsperrenbaues trat am 12. März durch den



Abb. 1.

Bruch der St.-Francis-Staumauer ein neuer hinzu, der viele Opfer an Menschenleben forderte und ungeheuren Sachschaden verursachte. Die Mauer war nach einem Berichte in Eng. News-Rec. vom 22. 3. 1928 zum Abschluß eines Staubeckens des St.-Francisquito-Tales von 47 Mill. m³ erbaut. Sie liegt 19,3 km aufwärts von der Einmündung dieses Tales in den St.-Clara-Fluß, der von dieser Stelle aus etwa 80 km westwärts in den Ozean fließt.

In Abb. 1 ist die Staumauer in ihrem ursprünglichen Zustand kurz nach der Fertigstellung wiedergegeben. Der Grundriß war, wie aus Abb. 2 ersichtlich, bogenförmig. 2,5 km talabwärts vom Staubecken lag das ebenfalls zerstörte zugehörige Kraftwerk der Los-Angeles-Zentrale, und zwar 72 km nördlich von Los Angeles. Die St.-Francis-Staumauer war dazu bestimmt, das von einem weiter aufwärts gelegenen Kraftwerk abfließende Wasser nochmals für ein zweites abzufangen.

Der Staudamm bestand aus einer massiven Betonkonstruktion, die sich in ihrem mittleren, also in ihrem höchsten

Teile 62,5 m über die Talsohle erhebt. Der Querschnitt dieses stehengebliebenen Teiles ist in Abb. 3 dargestellt. Die Unterkante des Betonkörpers liegt hier etwa 9,1 m unterhalb der Talsohle, während die Seitenflügel weniger tief gegründet wurden. Am östlichen Abhang und in Talmitte wird der Baugrund von Grauwackenschiefer gebildet. Auf der westlichen Talseite liegt ein rotes Trümmergestein, das keine große Druckfestigkeit hat. Kurz vor dem Bruch sollen geringfügige Durchsickerungen durch die Felsmassen beobachtet worden sein, aus denen jedoch noch nicht auf irgendwelche Gefahr für das Bauwerk geschlossen werden konnte. Auch waren nur belanglose Dehnungsrisse in radialer Richtung der bogenförmigen Mauer beobachtet worden, die nur als gewöhnliche Erscheinungen angesprochen werden konnten, zumal von vornherein keine Dehnungsfugen vorgesehen waren. Ebenso lagen auch keine geologischen Ursachen wie Senkungen oder Erdbeben vor, die irgendwelche Befürchtungen für die Staumauer ergaben.

Die Standsicherheit der Mauer war ohne Rücksicht auf die Bogenwirkung lediglich nach der Verteilung der Gewichtsmassen ermittelt worden (Schwergewichtmauer).

Die Sohle des Betonkörpers sollte nach der Berechnung an der rückwärtigen Kante eine für zulässig erachtete Pressung von 12,9 kg/cm² und

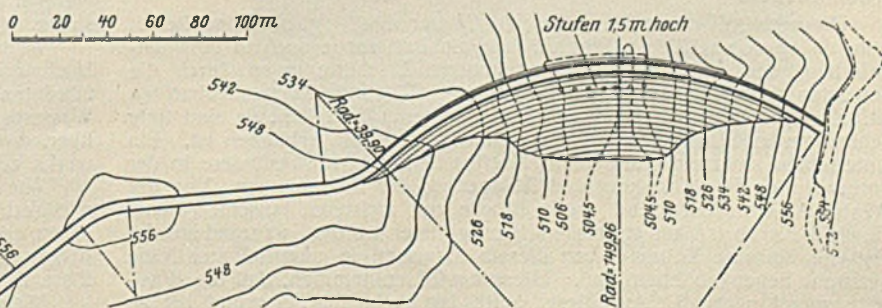


Abb. 2.

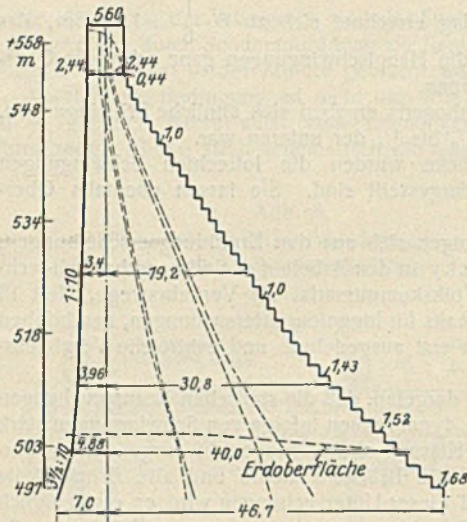


Abb. 3.

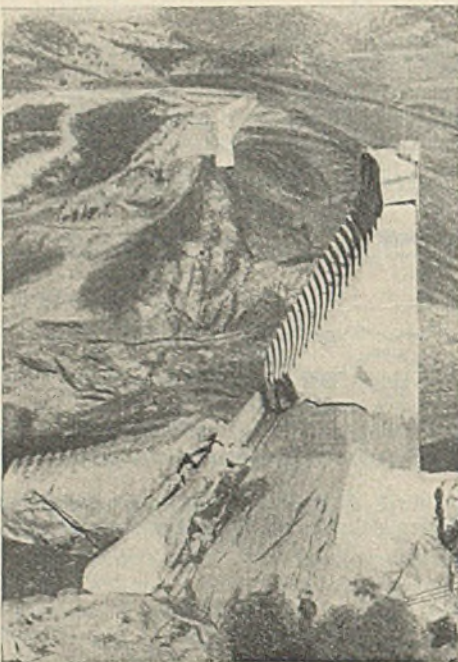


Abb. 5.

Stunden. Die in dieser Zeit zurückgelegte Strecke von 74 km läßt also auf eine stündliche Geschwindigkeit von etwa 24 km oder auf 6,7 km/Sek. schließen. Näheres über die Flutkurve wird sich vielleicht noch aus den Aufzeichnungen des Wasserstandmessers, der auf dem stehengebliebenen Mittelteil anscheinend erhalten geblieben ist, bzw. aus den an den Talhängen zurückgelassenen Merkmalen ermitteln lassen. Wie gewaltig die Kraft der Flutwelle gewesen ist, läßt sich aus den Abschürfungen im Tal und aus den mitgeführten riesigen Betonblöcken erkennen.

Aus Abb. 5, die einen Blick vom Ostabhang auf die westliche Seite darstellt, ist zu erkennen, daß nicht nur die ganze Betonmasse, sondern auch der an den Fuß der Mauer angrenzende Fels vollkommen weggerissen ist. Dieses Merkmal wird nach dem Bericht als ein Anzeichen dafür erachtet, daß die größere Wassermenge sich durch diese Tal-seite ergossen hat.

Aus dem von einem Augenzeugen kurz nach dem Ereignis aufgestellten Berichte sind noch die aus der Nachprüfung der Trümmer und deren Lage gewonnenen Anschauungen über die Ursache des Bruches erwähnenswert.

Hiernach soll der mittlere Teil der Mauer unbewegt stehengeblieben sein, da an den seitlichen Bruchflächen am Fuß sowie auch in dem darunterliegenden Fels trotz der ungeheueren Erschütterungen durch die bewegten Gewichtsmassen keine Spur von Zerstörungen zu beobachten ist. Zu den beiden Seiten des stehengebliebenen Mittelstückes sind tiefe Schluchten entstanden, in denen nichts Hinderndes verblieben ist. Ein Unterschied zwischen den beiden Talseiten zeigt sich insbesondere in der vorerwähnten Fortbewegung und Ablagerung der Betonmassen. Von der Westseite der Mauer sind große Blöcke von mehreren tausend Tonnen Gewicht bis zu 0,8 km stromabwärts mitgerissen worden, während auf der Ostseite einzelne Trümmer von diesem Mauerteil in unmittelbarer Nähe verstreut liegengeblieben sind. Hieraus wird entnommen, daß die Westseite zuerst nachgab. Auf dieser Seite ist auch der Felsgrund bis zu 4,5 m unterhalb der ursprünglichen Betonsohle mitgerissen. Es war nicht festzustellen, ob die weniger tiefe Gründung der Seitenflügel gegenüber

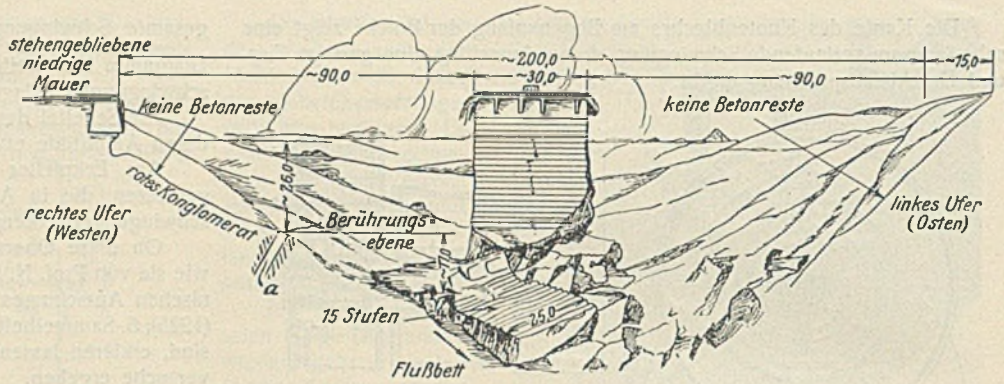


Abb. 4.

an der Vorderkante eine solche von 10,7 kg/cm² auf den freigelegten gewachsenen Felsboden ausüben.

Der Bruch trat ganz unerwartet für die im unteren Tal Wohnenden, und zwar zur Nachtzeit ein. Die ungeheure Flut, die sich nach dem Weichen der beiden Flügel der Mauer ins St.-Francisquito-Tal ergoß, riß die westliche Hälfte der Staumauer in Trümmern mit sich fort, während ein großes Stück des Ostflügels hinter dem stehengebliebenen Mittelteil in den Talgrund rutschte (Abb. 4).

Die Flutwelle folgte dem vielfach gewundenen St.-Francisquito-Tal und schlug an den entgegenstehenden steilen Abhängen hoch empor. Sie zerstörte außer dem im Tal gelegenen Kraftwerk viele Straßen- und Brückenbauwerke sowie auch einen Teil der Süd-Pacific-Eisenbahnlinie, die dem St.-Clara-Fluß folgt, und erreichte die an diesem Fluß gelegene Stadt St. Paula nach drei

der des mittleren Teiles die Ursache des Nachgebens gewesen ist. Bemerkenswert ist ferner noch, daß (vergl. Abb. 4) der Fels am Westabhang durch eine weiche Zwischenschicht (a) unterbrochen ist. Das Gefüge dieser Zwischenschicht ist vom Wasser so stark zersetzt, daß es mit der bloßen Hand gelockert werden kann. Oberhalb dieser Schicht ist das rote Gestein ebenfalls vom Wasser angegriffen. Die Felssohle besitzt danach nicht mehr die beim Bau der Mauer vorgefundene Festigkeit.

An der Ostseite ist der Fels von erdigen Bestandteilen überschwemmt worden, so daß eine Felsprobe nicht entnommen werden konnte. Aus Unterspülungen unterhalb des stehengebliebenen Mittelstückes ist zu erkennen, daß Teile des felsigen Untergrundes an der Betonsohle haftengeblieben sind, während darunterliegende Höhlungen bis 4,5 m tief ausgewaschen sind.

Die Ursache zu dem Bruch der Mauer ist also anscheinend in der mangelnden Festigkeit des durch das Wasser veränderten Baugrundes zu suchen.

Aus weiteren Berichten in Eng. News-Rec. ist noch zu erwähnen, daß bereits vor dem Bruch der Mauer etwa lotrecht herunterlaufende Risse in 10 bis 20 m Abstand zu beobachten waren. Ferner war auch der später stehengebliebene Mittelteil von hindurchgesickerter Feuchtigkeit an der gestuften hinteren Seite der Mauer bereits erkennbar abgegrenzt.

Aus Wassermarken, die an dem Betonkörper haften, ist schließlich noch zu entnehmen, daß das Becken kurz vor dem Bruch der Mauer bis zu deren Krone gefüllt war, während früher meist ein niedrigerer Wasserstand vorhanden gewesen ist.

Statische Folgerungen für die Berechnung von Stauwänden.

Aus dem Standhalten des mittleren Teiles der St.-Francis-Staumauer lassen sich allein schon wichtige Schlüsse auf die tatsächlich auftretenden Beanspruchungen gewölbter und gerade verlaufender Stützwände ziehen.

Eine Standsicherheitsberechnung, die sich nur auf die Ermittlung der Bodenpressungen eines aus der Mauer durch zwei radiale Schnitte herausgetrennt gedachten Teiles bezieht, ist nur eine Untersuchung für den ebenen Spannungszustand. Ein solcher Nachweis trägt jedoch keineswegs den räumlichen Verhältnissen Rechnung. Ebensowenig ist es ein einwandfreier Nachweis für die Haltbarkeit einer stehenden, gewölbten Wand, wenn man nur die Spannungen in den lotrechten radialen Querschnitten entsprechend der Gewölbewirkung von Abhang zu Abhang würdigen würde.

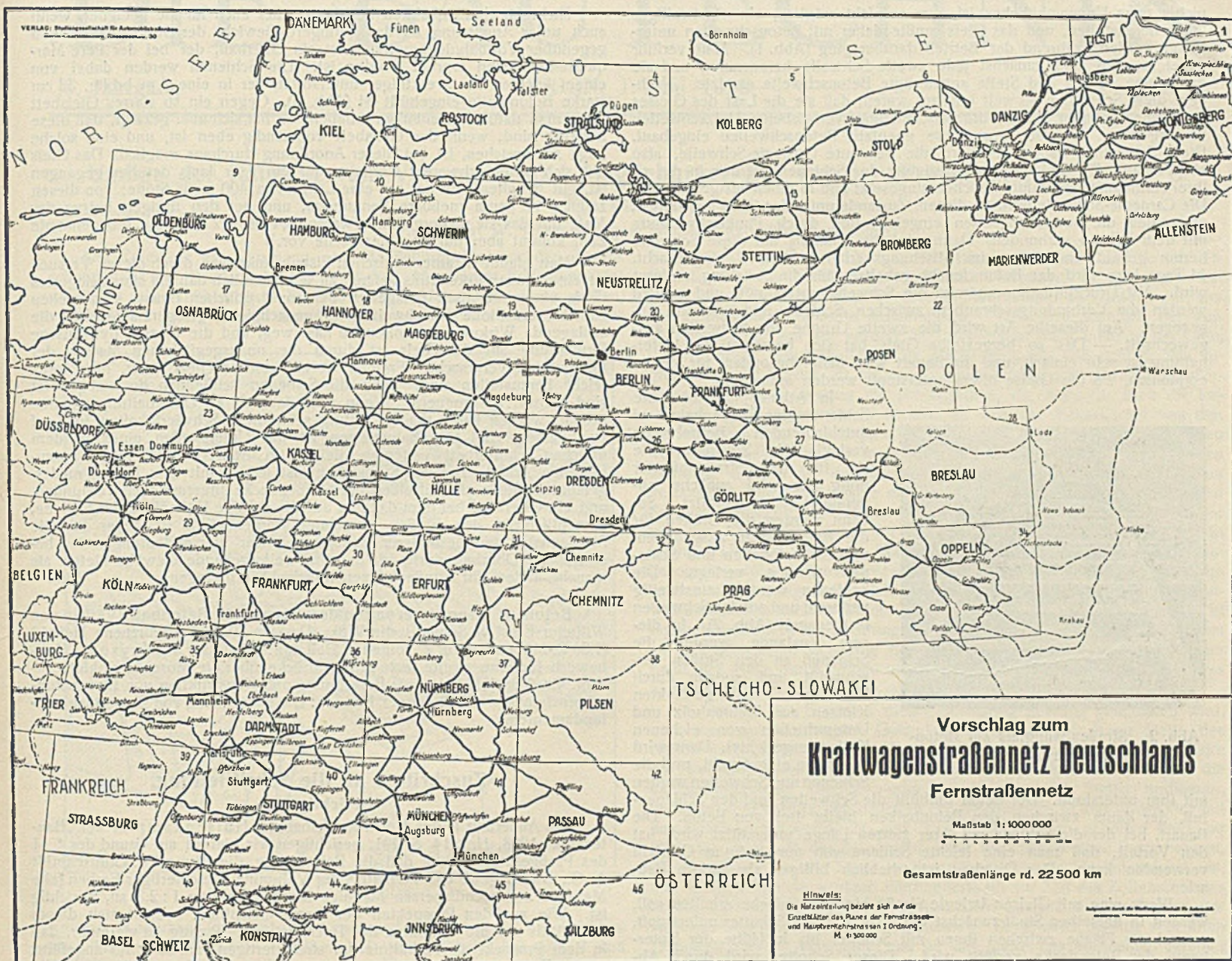
Bei gewölbten Staumauern mit verbreitertem Fuß handelt es sich also zweifellos um ein räumlich wirkendes Gebilde. Dies ist dann statisch eine stehende Gewölbekappe mit Gewölbewirkung in wagerechter Richtung und mit einer elastischen, teilweisen Einspannung an den in verschiedener Höhe gelegenen Fußpunkten der Mauer. Durch das elastische Rückwärtsneigen einzelner nebeneinanderstehend gedachter Mauerprismen tritt wegen ihrer Lage im Kreise ein seitliches Nähern und mithin schon aus diesem Grunde zweifellos eine Bogenwirkung ein, und zwar um so mehr, je geringer der Widerstand aus der Standfestigkeit ist.

Wenn man einen beliebigen Gewölbestreifen, der gleichmäßig verteilte Last trägt und dessen Stützlinie für diesen Belastungsfall nach der Mittelebene des Gewölbes verläuft, etwa im Scheitel an der entsprechenden Durchbiegung durch eine Stützung hindern würde, so wird die Stützlinie im Scheitel nach der hohlen Bogen-seite hin abgelenkt. Während bei der anfänglichen Bogenwirkung nur Normalspannungen in den lotrechten radialen Bogenfugen waren, treten jetzt zu beiden Seiten der Scheitelstütze erhebliche Querkräfte und mithin auch Scherspannungen in Richtung der Radien hinzu. Je starrer die Mittelstütze widersteht oder je nachgiebiger die seitlichen Bogenteile sind, um so mehr nehmen die Normalspannungen im Bogen ab und die Scherspannungen an der Mittelstütze zu.

Wenn die Scherkräfte in einem im Scheitel gestützten Gewölbe die Höchstgrenze übersteigen, so tritt ein plötzliches Rutschen in den gefährdeten Fugen auf. In diesem Augenblick gehen aber die aus dem Wasserdruck herrührenden statischen Kräfte in dynamische Wirkungen über, die eine wesentlich größere Gefahr für die Standsicherheit des Bauwerks bedeuten.

Wie nun aus den Bruchfugen der St.-Francis-Mauer ersichtlich und wie auch aus dem festgestellten nachgiebigen Baugrunde unter den Seitenteilen erkennbar ist, scheint also der Spannungsverlauf entsprechend dem obigen Beispiel eingetreten zu sein, zumal schon vor dem Bruche die Risse zu beiden Seiten des Mittelteiles vorhanden waren.

Wenn andererseits infolge von ungleichen Senkungen des Baugrundes beispielsweise nicht lotrechte, sondern schräge Risse in einer solchen Wand entstehen würden, so wäre eine Standsicherheitsberechnung ledig-



lich nach dem seitlich wirkenden Wasserdruck noch bedenklicher, da wegen der schrägen Abtrennung eines Mauerstückes von dem übrigen Teile sowohl mehr wie weniger Wasserdruckfläche für den unter dem abgetrennten Teil liegenden Fuß der Wand in Frage kommen kann. Es erscheint danach also auch bedenklich, eine nach der Standsicherheit bemessene Wand ohne bestimmte lotrechte Fugen in einem Stück zu betonieren, wobei es gleichgültig ist, ob die Wand gerade oder gekrümmt im Grundriß verläuft.

Aus vorstehendem folgt also, daß Untersuchungen, die sich lediglich auf ebene Gebilde beziehen, d. h. auf solche aus gleichartig gebildeten und belasteten Streifen, für große Stauwände nicht zutreffen. Nur eine solche Untersuchung, die auch die räumliche Wirkung berücksichtigt, kann für bogenförmige oder gerade Stauwände in Betracht kommen, um den bei verschiedener Bodenfestigkeit stets auftretenden ungleichen wagerechten Scherspannungen mit Sicherheit Rechnung zu tragen. Es handelt sich also in solchen Fällen um die Untersuchung einer ebenen oder gekrümmten Platte nach den bekannten Theorien, bei denen die Durchbiegungen der ganzen Wand durch eine in zwei Richtungen gekrümmte Fläche berücksichtigt werden.

Zs.

Das deutsche Hauptstraßennetz. Die Abbildung zeigt den von der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau aufgestellten Vorschlagsplan zum Ausbau eines deutschen Hauptstraßennetzes. Die in der Karte wiedergegebenen Fernstraßenzüge umfassen eine Gesamtlänge von rd. 22 500 km. Die Karte ist im Vierfarbendruck im Maßstabe 1:1 000 000 erschienen und zum Preise von 2 R.-M. je Stück durch die Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau, Charlottenburg 2, Knesebeckstraße 30 zu beziehen.

Neben dieser Karte der deutschen Fernstraßen hat die Studiengesellschaft auch ein Netz der deutschen Hauptverkehrsstraßen I. Ordnung ausgearbeitet und in einer Karte im Maßstabe 1:300 000 niedergelegt. Bedingt durch den großen Maßstab, wurde die Karte für das gesamte deutsche Reichsgebiet in 46 Einzelblätter aufgeteilt, die eben-

falls zum Preise von 2 R.-M. je Stück von der Studiengesellschaft erhältlich sind.

Die auf der beigefügten Abbildung ersichtliche Netzeinteilung kennzeichnet die Blatteinteilung der Karte M. 1:300 000.

Amerikanischer Straßenbahnoberbau. Die amerikanischen Straßenbahnen haben in bezug auf den Oberbau eine Anzahl Besonderheiten entwickelt; es seien hier einige von ihnen nach Berichten aus dem Electric Railway Journal herausgegriffen. In San Antonio in Texas wird



Abb. 1. Straßenbahngleis mit Betonschwellen.

das Straßenbahngleis auf eine besondere Art mit Betonschwellen besonderer Bauart versehen. Im allgemeinen werden dort die Straßenbahngleise 14 Tage stillgelegt, wenn ein Betonbett hergestellt werden soll. Der Betrieb wird während dieser Zeit auf ein einseitiges Gleis umgelegt. An einer Stelle, wo die Straßenbahn die Verschiebegleise einer Eisenbahn kreuzt, eine Anordnung, die bei uns unmöglich wäre, in Amerika aber

nichts ganz Ungewöhnliches ist, war es nicht möglich, ein einstweiliges Gleis herzustellen, und das Gleis mußte daher mit Betonschwellen unterbettet werden, während der Betrieb darüber ging (Abb. 1). Man verfuhr dabei so, daß man zunächst jede zweite Schwelle herausnahm und sie durch eine an Ort und Stelle angefertigte Betonschwelle ersetzte. Nachdem diese Schwellen so weit erhärtet waren, daß sie die Last des Gleises aufnehmen konnten, wurden die zwischen ihnen verbliebenen Holzschwellen herausgerissen und an ihrer Stelle ebenfalls Betonschwellen eingebaut. Diese Schwellen haben als Kern die bekannte Carnegie-Schwelle, also ein I-Eisen. Die Bolzen zur Befestigung der Schienen werden in die zu ihrer Aufnahme bestimmten Löcher eingesetzt und in ihnen festgeschweißt. Die Carnegie-Schwelle wird in diesem Zustande unter das Gleis geschoben, es werden die Bewehrungsseisen eingelegt und durch Punktschweißung mit dem I-Eisen verbunden. Dann wird die Schalung um diese Schwelle herum gebaut und Beton im Mischungsverhältnis 1:2:4 eingebracht. 14 Tage lang wird der Beton feucht gehalten, bis die Schalung entfernt wird. Mit Druckluftschlämmern wird die Schwelle unterstopft, und endlich werden die Verbindungsschrauben zwischen Schiene und Schwelle angezogen. Auf dieselbe Art wird die zweite Gruppe von Schwellen ausgewechselt. — Das so hergestellte Gleis hat sich bewährt; die Unterhaltung ist sehr einfach, und die Bauart wird daher besonders für Stellen empfohlen, wo die Gleise öfters unterstopft werden müssen.

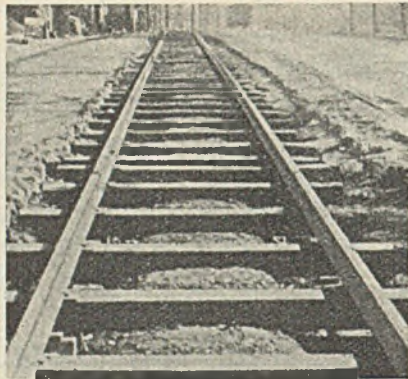


Abb. 2. Straßenbahngleis auf Betonschwellen.

In Atlanta hat man die Schienen der Straßenbahn auf durchlaufenden Betonbalken verlegt. Die Erdkrone, wie sie für das Straßenpflaster nötig ist, wird zunächst abgerammt oder gewalzt. Sodann werden die Gräben für die Betonbalken ausgehoben, und die Schwellen und Schienen werden verlegt. Die Schienen werden einstweilig verlascht und auf den Schwellen festgenagelt (Abb. 2). In diesem Zustande werden die Schienen an den Stößen verschweißt und sodann durch Unterlagern von getränkten Klötzen aus Tannenholz und Unterschieben von eichenen Keilen ausgerichtet. Dann wird der Beton eingebracht, und die Schienen und Schwellen werden

mit ihm unterstopft. Der Beton umhüllt die Schwellen und den Schienenfuß, der Raum zwischen den Betonbalken bleibt frei von Beton. Die Bauart, bei der die Schiene auf ihrer ganzen Länge unterstutzt wird, hat den Vorteil, daß man eine leichte Schiene von nur 40 kg/m Gewicht verwenden kann. Der Oberbau ist erheblich billiger als andere Bauarten.

Wenn eine mit Gleisen belegte Straße eine Betondecke erhalten soll, werden in derselben Stadt zunächst die Schwellen mit Schotter unterstopft, worauf die Fläche zwischen ihnen mit Schotter bis in Höhe der Unterkante der Betondecke verfüllt wird. Dieser Schotter wird durch Abrammen verdichtet und dann mit dünnflüssigem Mörtel im Mischungsverhältnis 1:1½ begossen. Jedem Sack Zement wird etwa 1,5 kg Chlorzinkbeimengung — zu welchem Zweck, sagt unsere Quelle nicht; da es sich aber nicht nur um Winterarbeit, also um Verhinderung des Gefrierens handeln kann, muß damit wohl beabsichtigt sein, den Mörtel bis zum Erhärten feucht zu halten. Als bald nach dem Aufbringen des Mörtels wird auch die Betondecke hergestellt. In 24 Stunden können alle diese Arbeiten ausgeführt werden, und dann kann sofort der Verkehr zugelassen werden.

Schweißen hat im amerikanischen Straßenbahnoberbau große Bedeutung erlangt. Nicht nur werden, wie eben geschildert, die Schienenstöße vielfach verschweißt, sondern das Schweißverfahren dient namentlich

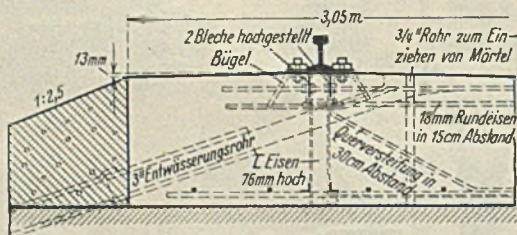


Abb. 3. Oberbau in Betonbett.

auch zur Herstellung von Weichen und Kreuzungen und wird vielfach zu deren Unterhaltung angewendet. Wenn bei Auflaufherzstücken die Spurrille so weit abgenutzt ist, daß der Radflansch nicht mehr aufläuft, wird sie durch Aufschweißen einer Einlage ausgefüllt, und dann wird die Spurrille in den richtigen Abmessungen ausgeschliffen. Bei abgenutzten Weichenzungen schiebt man die Beilageplättchen nicht mehr nur unter, sondern schweißt sie fest. Damit und mit ähnlichen Instandsetzungsarbeiten ist die Lebensdauer besonders beanspruchter Gleisteile erheblich verlängert worden.

Nicht für Straßenbahnen bestimmt, aber auch für sie geeignet, wenn auch unter Anpassung an das geringere Gewicht der Straßenbahnwagen gegenüber Vollbahnlokomotiven, ist ein Oberbau, der bei der Pere Marquette-Eisenbahn erprobt worden ist. Die Schienen werden dabei von einem leichten Fachwerkträger unterstutzt, der in eine 3 m breite, 53 cm starke Betonplatte eingehüllt ist (Abb. 3). Gegen ein so starres Gleisbett kann man natürlich Bedenken erheben; es hat sich aber gezeigt, daß diese hinfällig sind, wenn das Gleisbett vollständig eben ist, und eine solche Lage zu erreichen, ist bei dieser Anordnung durchaus möglich. Das Gleis hat sich unter schwerem Verkehr, der ein Jahr lang darüber gegangen ist, gut gehalten. Es hat auf eine Länge von 400 m 68 Stöße; von diesen zeigten 42 kaum meßbare Senkungen, und bei den übrigen betrug das Maß, um das sie niedergefahren waren, 0,4 bis 1,2 mm; die letztgenannte Zahl kommt aber nur an einer Stelle vor.¹⁾

Man glaubt in amerikanischen Eisenbahnkreisen durch diesen Versuch zu einer neuen Erkenntnis gelangt zu sein, nämlich daß ein starr gelagertes Gleis einem elastisch gelagerten der sonst üblichen Bauart vorzuziehen ist. Da die Stöße verschweißt und unnachgiebig gelagert sind, fällt die schlagende Wirkung der rollenden Last weg, und die einzige dynamische Einwirkung auf das Gleis ist durch die unausgeglichenen Massen der Lokomotive verursacht. Freilich ist ein solches Gleis teuer, nicht ganz leicht herzustellen und, wenn die Schienen schließlich doch abgenutzt sind, schwer zu erneuern. Wenn aber dadurch an Unterhaltungsarbeiten gespart werden kann, mag es richtig sein, diese Schwierigkeiten in Kauf zu nehmen. Bei Eisenbahngleisen ist das Unterstopfen eines in dem üblichen Schotterbett verlegten Gleises im Betriebe eine leicht auszuführende Arbeit. Bei der Straßenbahn ist jedoch mit dem Heben niedergefahrener Stöße ein Aufreißen der Straßendecke unvermeidlich verbunden, und ein Oberbau, bei dem dauernd auf die richtige Höhenlage der Schiene, namentlich an den Stößen gerechnet werden darf, ist daher für die Straßenbahn von besonderer Bedeutung. Der hier andeutungsweise beschriebene Oberbau dürfte dafür eine weitergehende Gewähr bieten als manche andere für Straßenbahnen übliche Anordnungen. Wkk.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 20. Mai erschienene Heft 10 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Professor H. Kayser: Wettbewerb für eine zweite feste Straßenbrücke über die Mosel in Koblenz. — Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel: Berechnung und Konstruktion von Eisenbetonschornsteinen. — Dipl.-Ing. G. Ehlers: Die Berechnung von Dampfturbinenfundamenten.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Berichtigung.

Die Äußerung II des Herrn Reichsbahnrat Hülsenkamp in der „Bautechnik“ 1928, Heft 14, S. 201, berichtigen wir hiermit auf Grund des § 11 des Preßgesetzes dahin, daß die Behauptung, die Firma Th. Goldschmidt A.-G., Essen, gebe das Verhältnis der Volumina streichfertiger Farben (alte Mennige zur hochdispersen Mennige Marke Tego) zu 1:2,3 an, unrichtig ist. Wie aus den Prospekten der Firma ersichtlich, bezieht sich dieses Verhältnis auf die Volumina der Trockenpulver. Richtig ist vielmehr, daß in dem Prospekt als Verhältnis der streichfertigen Farben 1:1,5 angeführt wird. Damit entfallen, wie auch aus anderen Gründen verständlich, die Schlussfolgerungen des Herrn Hülsenkamp, wonach man es bei streichfertiger Tegomennige mit einem schäumigen Gebilde zu tun habe.

Th. Goldschmidt Aktien-Gesellschaft.

Erwiderung.

Prof. Dr. Eibner ermittelte das Verhältnis der Volumina von alter Mennige zur hochdispersen Mennige als 1:2,3. Die Firma Th. Goldschmidt A.-G., Essen, gibt nach Untersuchungsergebnissen von Prof. Eibner und anderen Prüfungsstellen das Verhältnis der Ausgiebigkeiten dieser beiden Mennigen als zwei- bis dreifach an. Unter Zugrundelegung gleicher Schichtdicke bei den verglichenen Mennigen wurde daher und in Anbetracht der Eibnerschen Ermittlungen auf dasselbe Volumenverhältnis geschlossen. Tatsächlich ist, wie jetzt festgestellt wurde, von Th. Goldschmidt das Volumenverhältnis auf dem Prospekt mit 1:1,5 bezeichnet. Bei dem großen Unterschiede von 1:2,3 und 1:1,5, der nunmehr zutage tritt, kann man entweder auf ungleichmäßiges Material oder auf einen Irrtum von Prof. Eibner schließen. Für die von Herrn Prof. Eibner untersuchte hochdisperse Mennige treffen meine Ausführungen nach wie vor zu.

Hülsenkamp.

¹⁾ Näheres über diesen Oberbau siehe Organ f. d. Fortschritte d. Eisenbahnwesens 1927, Heft 11 vom 15. Juni, S. 206.

INHALT: Reiseindrücke in der Schweiz und in dem der Schweiz benachbarten Lande Liechtenstein. — Seeflughalle des Hanseatischen Flughafens auf dem Priwall bei Travemünde. — Prüfung von Schwingungen und dynamischen Spannungen an Brücken. — Vermischtes: — Bruch der St.-Francis-Staumauer. — Deutsches Hauptstraßennetz. — Amerikanischer Straßenbahnoberbau. — Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Zuschriften an die Schriftleitung.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.