

Alle Rechte vorbehalten.

Wettbewerb zum Neubau der Hochzoller Straßenbrücke.

Von Dipl.-Ing. Karl Knab, Bauamtmann am Straßen- und Flußbauamt Augsburg, unter Mitwirkung von Regierungsbaumeister Heinrich Hubinger, Augsburg.

I. Einleitung.

Die bestehende eiserne Straßenbrücke über den Lech bei Augsburg-Hochzoll (Abb. 2) wurde im Jahre 1890/91 von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg erbaut. Ihr Konstrukteur war der spätere Inhaber des

Lehrstuhles für Brückenbau an der Technischen Hochschule München, Prof. Wilhelm Dietz †. Die Brücke besitzt 81,6 m Stützweite, 5 m Fahrbahnbreite und beiderseitige Fußgängerwege mit je 1 m Nutzbreite; die beiden Bogenträger liegen über der Fahrbahn. Nach einer Benutzungsdauer von nur 36 Jahren muß die Straßenbrücke, da sie in ihren Abmessungen und in ihrer Tragfähigkeit den heutigen Verkehrsbedürfnissen nicht mehr genügt, durch einen Neubau ersetzt werden.

Die örtlichen Verhältnisse, wie sie durch den Fluß, die zu überführende Straße, die bestehende und künftige Bebauung auf dem beiderseitigen Ufergelände gegeben sind, lassen es zu, den neuen Flußübergang der Straße in Eisen- oder in Massivbauweise auszuführen.

Da bei der Größe der Bauaufgabe ausführliche Vorarbeiten als Grundlage für die Bearbeitung eines baureifen Entwurfes herzustellen waren, wurde zur Gewinnung von Vorentwürfen ein Wettbewerb unter den in Bayern ansässigen Brückenbauern veranstaltet und in dem Ausschreiben die Wahl des Brückenüberbaues bzw. der Baustoffe dem Konstrukteur freigestellt.

II. Wettbewerbsbedingungen.

a) Allgemeine Bedingungen.

Der Wettbewerb wurde vom Straßen- und Flußbauamt Augsburg, dem der Neubau der Straßenbrücke als Dienstaufgabe obliegt, ausgeschrieben. An Preisen wurden vorgesehen ein 1. Preis mit 6000 R.-M., ein 2. Preis mit 4000 R.-M. und ein 3. Preis mit 2000 R.-M.

Weitere Entwürfe konnten zum Preise von 1000 R.-M. angekauft werden. Das Preisgericht war auf Grund einstimmigen Beschlusses berechtigt, die Preise im Rahmen des Gesamtbetrages von 12 000 R.-M. auch in anderer Weise zu verteilen.

Der bayerische Staat übernahm keine Verpflichtung, einen der preisgekrönten Entwürfe zur Ausführung zu bringen, behielt sich vielmehr vor, die in sein Eigentum übergegangenen Entwürfe teilweise der Bauausführung zugrunde zu legen und im Bedarfsfalle die Vergabe der Arbeiten im engeren oder öffentlichen Wettbewerb auszuschreiben.

Das Preisgericht setzte sich aus sechs Ingenieuren und drei Architekten zusammen.

Die Bekanntgabe des Wettbewerbes fand Ende Dezember 1926 statt. Der Endtermin zur Einreichung der Entwürfe wurde auf den 28. März 1927 festgesetzt, so daß für die Bearbeitung 3 Monate zur Verfügung standen.

Die allgemeinen Bedingungen des Wettbewerbes entsprachen im wesentlichen den Grundsätzen für das Verfahren bei Wettbewerben auf dem Gebiete der Baukunst, aufgestellt vom Verband deutscher Architekten- und Ingenieurvereine und dem Bund deutscher Architekten (Wettbewerbsausschuß).

b) Besondere Bedingungen.

Die Fahrbahn der neuen Straßenbrücke wurde vierspurig und mit Rücksicht auf die Überführung eines Doppelgleises der Städtischen Straßenbahn den Wünschen der Stadt Augsburg entsprechend mit einer nutzbaren Breite von 11 m, die beiderseitigen Fußgängerwege mit je 3 m Breite vorgesehen.

Die neue Straßenbrücke kommt nahe an die Stelle der alten zu stehen.

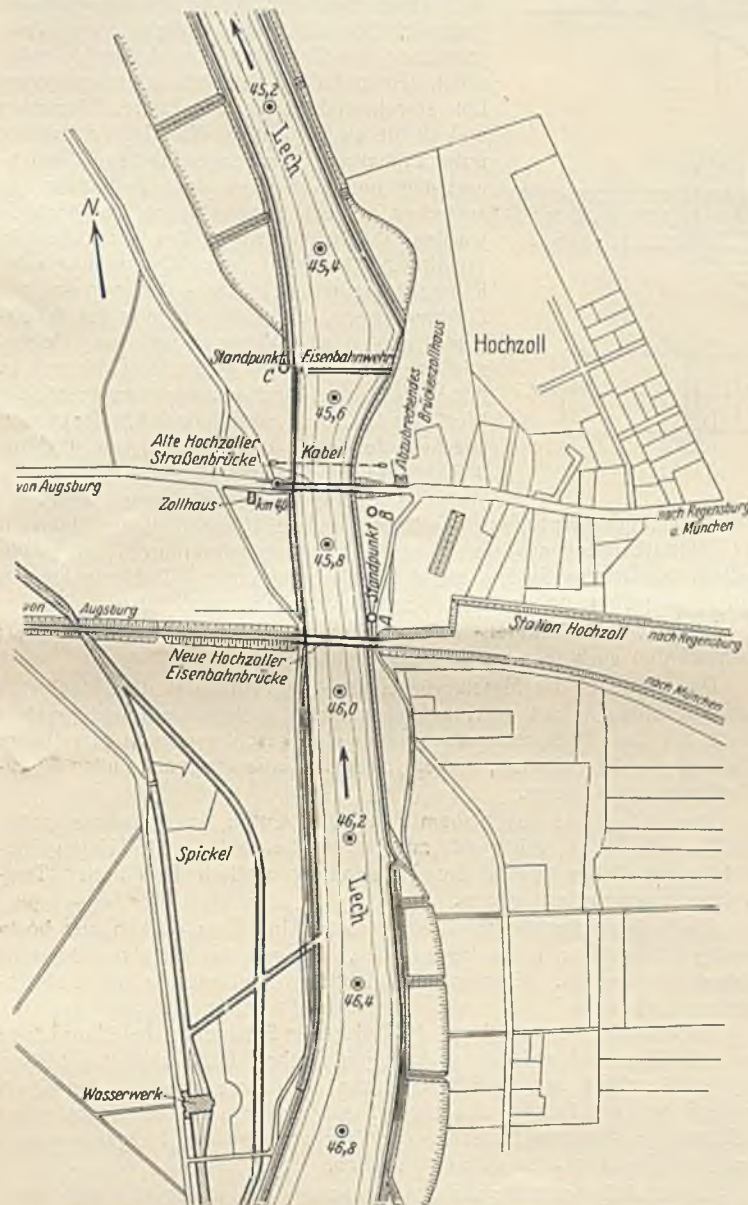


Abb. 1. Übersichtsplan.

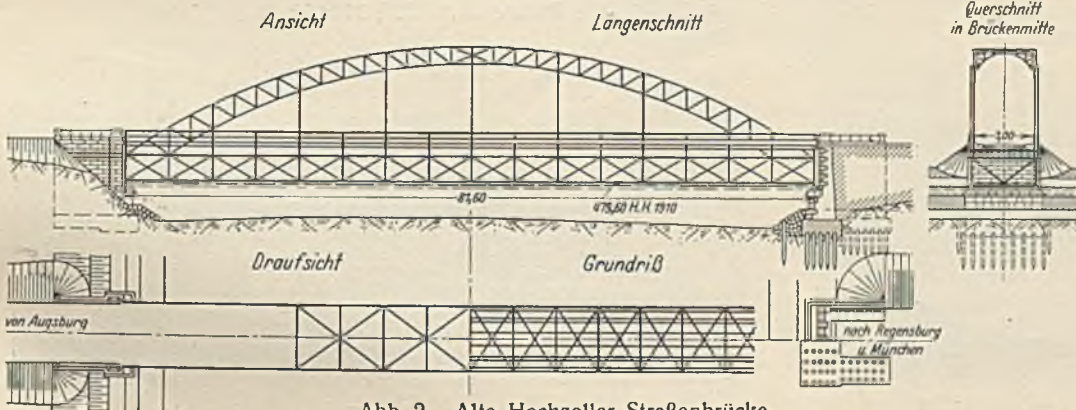


Abb. 2. Alte Hochzoller Straßenbrücke.

Die Achse der neuen Brücke wurde dem endgültigen Ausbau der Straße auf den beiden Flußufern entsprechend in den Planunterlagen des Wettbewerbes unverrückbar festgesetzt. Weiter wurde die für die unschädliche Hochwasserabfuhr erforderliche lichte Weite zwischen senkrechten Brückenwiderlagern mit 82 m angegeben. Bezüglich der Höhenlage der neuen Straßenbrücke wurde bei eisernen Überbauten eine freie Schwimmhöhe von mindestens 1 m über dem höchstbekannten Hochwasser und hochwasserfreie Lage der Auflager verlangt. Für den Entwurf von Massivbrücken wurde zugestanden, mit den Kämpfern im Höchsfalle bis zu 2 m ins HW einzutauchen und die Fahrbahn in Brückenmitte möglichst nicht

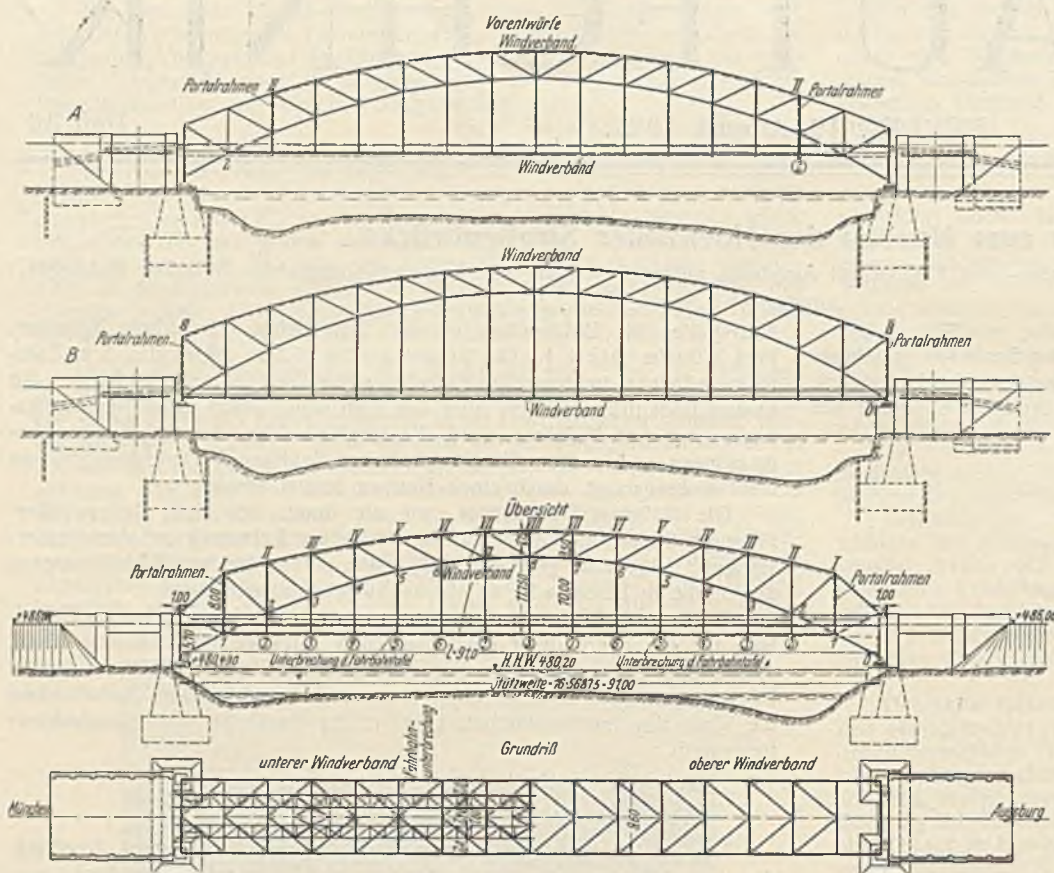


Abb. 3. Neue Hochzoller Eisenbahnbrücke.

mehr als 2 m gegenüber der bestehenden Brückenfahrbahn zu heben. Als äußerstes zulässiges Maß der Brückenhebung im Scheitel wurden 3 m festgesetzt. Für die Brückenrampen war im Höchstfalle ein Steigungsverhältnis von 2,5 ‰ für anwendbar erklärt.

Die neue Straßenbrücke sollte nur eine Öffnung erhalten, jedoch wurde die Ausführung eines Pfeilereinbaues grundsätzlich nicht ausgeschlossen.

Als höchstzulässige Beanspruchung des in einer Tiefe von rd. 8 m unter der Flußsohle anstehenden blauen Flinzletten wurden 5 kg/cm² festgesetzt.

Als Belastungsannahmen für die statischen Untersuchungen wurde die deutsche Industrienorm (DIN) Nr. 1072 für Straßenbrücken erster Klasse zugrunde gelegt. Für Eisenbrücken wurden die Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn vom 25. Februar 1925 (BE)¹⁾ als bindend erklärt; für Eisenbetonkonstruktionen wurde auf die geltenden polizeilichen Vorschriften verwiesen.

III. Ergebnis des Wettbewerbes.

Das Wettbewerbausschreiben zeitigte 41 Hauptentwürfe, von denen 20 Entwürfe Eisen-, 21 Entwürfe Massivkonstruktionen anwenden. Der gemittelte Preis aus den bindenden Angeboten für Eisenbrücken beträgt 640 000 R.-M., für Massivbrücken 770 000 R.-M. Eine wesentliche Verbilligung wird durch den Einbau eines Pfeilers weder bei den Massiv- noch bei den Eisenbrücken erreicht.

Die Entwürfe für Eisenbrücken bringen in der Hauptsache Balken-, Rahmen- und Bogenkonstruktionen mit oben- und untenliegender Fahrbahn in Fachwerkauflosung oder in vollwandiger Ausbildung.

Der bewährte Grundsatz, daß diejenigen Straßenbrücken die schönsten sind, von deren Fahr- und Gehbahn aus nach allen Seiten

freie Sicht möglich ist, kommt somit im vorliegenden Falle wieder zur Geltung.

Um die unruhig wirkenden Fachwerke zu vermeiden, verwendet eine Reihe von Eisenentwürfen geschlossene vollwandige Hauptträger, die dem Auge eine ruhige Fläche darbieten, und bildet sie zur Abminderung der Konstruktionshöhen als Kastenquerschnitte aus.

Während die verlangte Brückenlösung den Eisenkonstrukteur vor keine außergewöhnliche Aufgabe stellte, bedeutete der Entwurf einer Massivbrücke mit einer Öffnung eine technische Leistung, für die ausgeführte Vorbilder gleicher Abmessungen nicht vorhanden sind. Die Aufgabe des Konstrukteurs bestand bei dem Entwurf einer massiven Brücke im wesentlichen darin, den Schub der Brücke durch leichte Ausgestaltung des Gewölbes samt Aufbauten möglichst klein zu halten, eine möglichst wenig vom Lot abweichende Lage der Endresultierenden und damit eine günstige Widerlagergestaltung unter Einhaltung der vorgeschriebenen Bodenpressung und Ausschluß der Gleitgefahr anzustreben. Diese konstruktiven Forderungen wurden durch Auflösung des Gewölbes in Tragrippen, kastenförmigem Querschnitt oder Rahmenkonstruktion, durch Auskrägung der Fußgängerwege, durch Auskrägung der Widerlager und durch Verwendung von Gegengewichten zu erreichen versucht. Wieweit es den einzelnen gelungen ist, zeigen am besten die Werte für den Schub aus Eigengewicht der ganzen Brücke, die sich in den Grenzen von 4000 bis 9550 t bewegen. Dementsprechend erhalten die Widerlager Längen zwischen 15 und 25 m.

In richtiger Beurteilung der Untergrundverhältnisse hat die Mehrzahl der Massivbrückenentwürfe Dreigelenkbogenkonstruktionen, also ein statisch bestimmtes System zur Anwendung gebracht. Zweigelenkbogen und eingespannte Bogen wurden nur vereinzelt vorgeschlagen.

Die Gewölbe sind meist in Eisenbeton- oder Melanbauweise aufgelöst; doch wurden auch massive Gewölbe bearbeitet.

Die Mehrzahl der Massivbrückenentwürfe verblendet die aufgelösten Gewölbeaufbauten mit durchlaufenden Gewölbestirnmauern und erreicht damit bei dem flachgespannten Bogen eine geschlossenere und ruhigere Wirkung als die Entwürfe, die die luftigen Aufbauten nach außen in Erscheinung treten lassen.

Der Untergrund aus blauem Flinzletten wurde zur Aufnahme großer Schübe als nicht genügend zuverlässig beurteilt. Die Untergrundverhältnisse ließen ferner die Verwendung statisch bestimmter Tragsysteme angezeigt erscheinen.

Zweigelenkbogenkonstruktionen wurden bei Eisenbrücken aus hochwertigen Baustoffen nicht beanstandet, dagegen bei Massivbrücken als bedenklich erachtet. Eingespannte Massivbrücken wurden als undurchführbar bezeichnet.

Mit Rücksicht auf die Lage der Brücke im Stadtgebiet bei einer Länge von rd. 90 m und auf den endgültigen Ausbau der Straße im beiderseitigen Anschluß an die Straßenbrücke wurde vorgezogen, den Querverkehr auf der Brücke unbehindert aufrechtzuerhalten und von einer vollständigen Trennung zwischen der Fahrbahn und den Fußgängerwegen durch die Brückenkonstruktion abzusehen.

Hinsichtlich der äußeren Form bevorzugte das Preisgericht mit Rücksicht auf die neue Eisenbahnbrücke (Abb. 3, untere Bilder²⁾ bei den

¹⁾ Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

²⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 20, S. 287, Abb. 7.

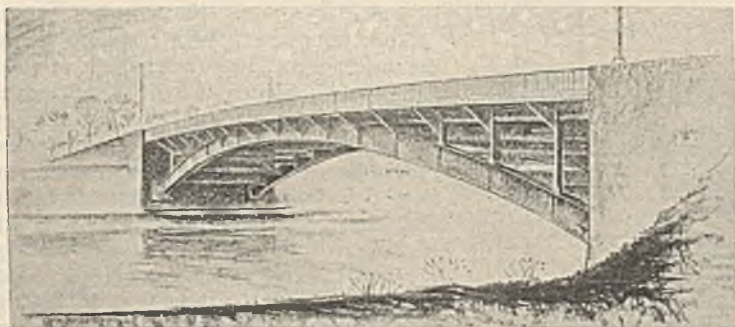


Abb. 4. Kennwort: „Freie Sicht III“, Vorschlag 1.



Abb. 7. Kennwort: „Freie Sicht III“, Vorschlag 2.

eisernen Brücken die Lösungen, die das Tragwerk vollständig unter die Fahrbahn legen und an Stelle des unruhigen Fachwerks vollwandige Träger verwenden.

Bei den Massivbrücken gefielen die Entwürfe mit ruhiger, geschlossener Flächenwirkung der Bogen und kräftig betonierten Widerlagern. Starke Auskragung der Gehwege über die Gewölbestimmen wurde als weniger befriedigend bezeichnet, weil dadurch der Gewölbescheitel in der Ansicht geschwächt erscheint.

Von der Zuerkennung eines 1. Preises wurde abgesehen, und die Preise im Rahmen des vorgesehenen Gesamtbetrages von 12000 R.-M. wurden in der Weise verteilt, daß zwei 2. Preise zu je 4000 R.-M. und zwei 3. Preise zu je 2000 R.-M. ausgesetzt wurden. Drei Entwürfe wurden zum Preise von je 1000 R.-M. zum Ankauf bestimmt.

IV. Preisverteilung.

a) Eiserne Brücken.

Einen 2. Preis erhielt der Entwurf mit dem Kennwort: „Freie Sicht III“, Vorschlag 1, und einen 3. Preis der Entwurf mit dem Kennwort: „Freie Sicht III“, Vorschlag 2. Als Verfasser der beiden Entwürfe zeichneten die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Nürnberg, Philipp Holzmann A.-G., München, und Dipl.-Ing. Jul. Th. Schweighart, Architekt in Augsburg.

Angekauft wurde der Entwurf mit dem Kennwort: „Schwabenland“, verfaßt von der Firma Gg. Noell & Co., Maschinen- und Eisenbahnbedarfabrik, Brückenbauanstalt in Würzburg, in Verbindung mit Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung Nürnberg, und Professor L. Ruff der Kunstgewerbeschule Nürnberg.

b) Massive Brücken.

Ein 2. Preis wurde dem Entwurf mit dem Kennwort: „Freie Sicht II“ zuerkannt; Verfasser Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung Nürnberg, in Verbindung mit Firma Gg. Noell & Co., Würzburg, und Professor L. Ruff der Kunstgewerbeschule Nürnberg.

Einen 3. Preis erhielt der Entwurf mit dem Kennwort: „Weiß und Blau“, Firma Wayss & Freytag A.-G., Niederlassung München, in Verbindung mit Prof. Paul Bonatz in Stuttgart.

Angekauft wurde der Entwurf mit dem Kennwort: „Lechbogen“, Bauunternehmung Leonhard Moll in München (Ingenieurentwurf von Dr.-Ing. L. Pistor in Firma Leonhard Moll, München), in Verbindung mit Architekt K. Bässler, München; ferner der Entwurf mit dem Kennwort: „Beton und Eisen“, bearbeitet von der Firma Gebr. Rank, München.

V. Beschreibung der preisgekrönten und angekauften Entwürfe.

a) Eiserne Brücken.

1. Freie Sicht III, Vorschlag 1 (Abb. 4 bis 6). Blechbogenbrücke mit 1/13 Pfeilverhältnis als Zweigelenkbogen konstruiert. Das Tragwerk der Brücke liegt unter der Fahrbahn, die in Brückenmitte um 2,65 m über die Planie der gegenwärtigen Straßenbrücke gehoben ist. Die Kämpfergelenke sind hochwasserfrei angeordnet; die verlangte freie Schwimmhöhe über HHW ist vorhanden. Als Hauptträger des Tragwerkes dienen unter den Bordsteinen der Fahrbahn zwei doppelwandige Blechbogen in Sichelform. Die Blechbogen sind im Scheitel 1,7 m und an den Kämpfern 1,3 m hoch. Als Querträger dienen vollwandige genietete Träger, die

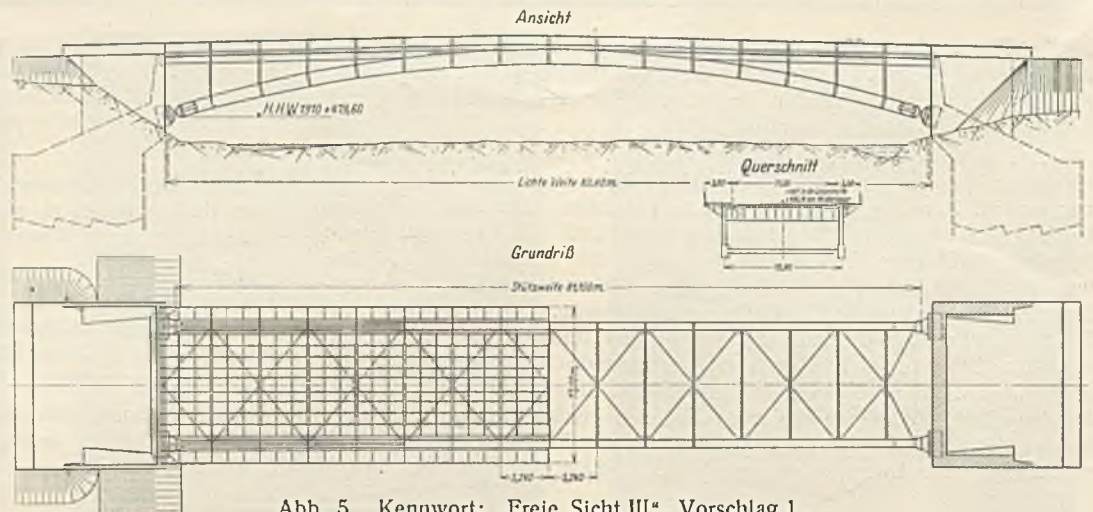


Abb. 5. Kennwort: „Freie Sicht III“, Vorschlag 1.

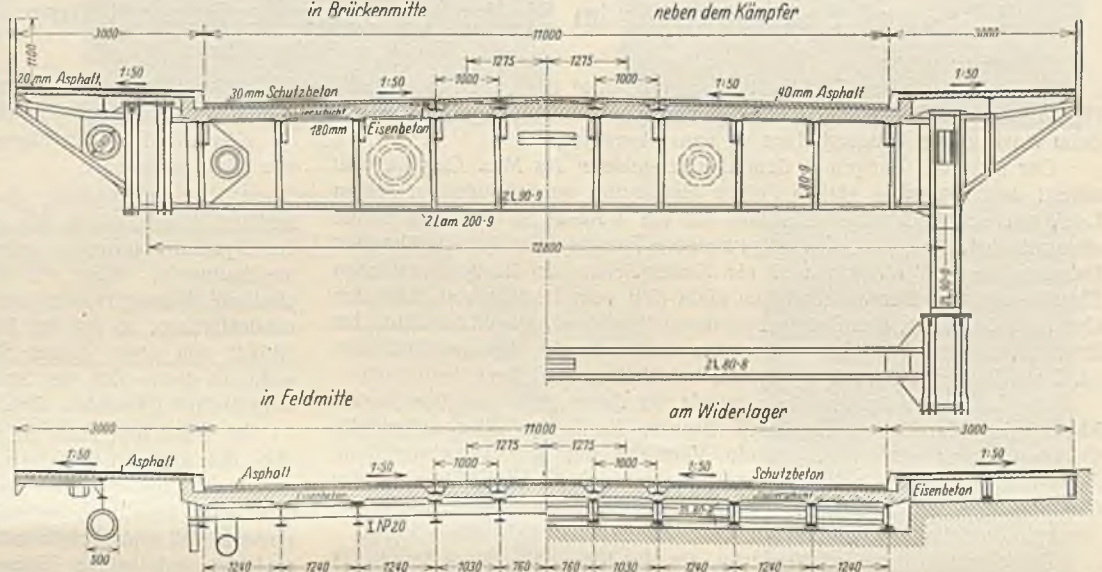


Abb. 6. Kennwort: „Freie Sicht III“, Vorschlag 1. Querschnitt.

dem Kennwort: „Weiß und

zum Teil unmittelbar auf den Hauptträgern, zum Teil auf Säulen aufgelagert sind, die ihrerseits auf die Blechbogen abgestützt sind. Die Straßenträger zwischen den Querträgern bestehen aus Walzprofilen. Die beiderseitigen Fußgängerwege sind auf ihrer ganzen Breite ausgekragt.

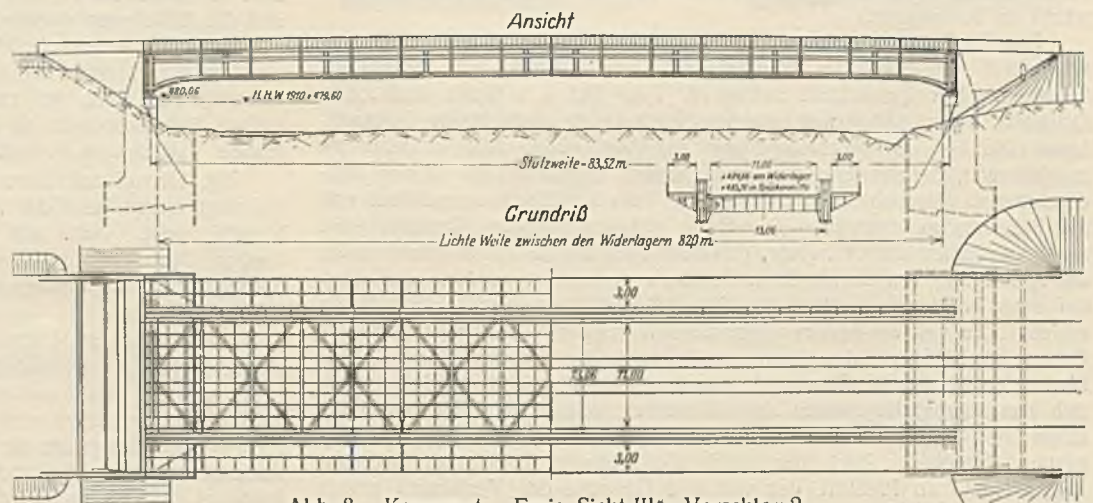


Abb. 8. Kennwort: „Freie Sicht III“, Vorschlag 2.

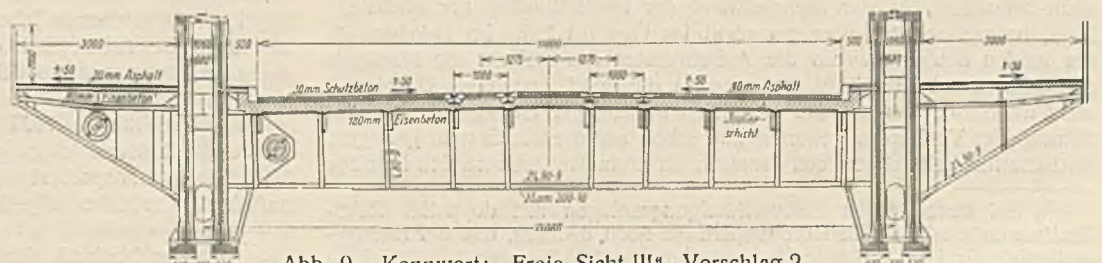


Abb. 9. Kennwort: „Freie Sicht III“, Vorschlag 2.

In der Ebene der Fahrbahn und in der Bogenachse sind zwei Windverbände vorgesehen. Ausführung der Konstruktion in der Hauptsache mit St 48. Gesteigungskosten bei einem Eisenbedarf von 466 t mit 674000 R.-M. als bindend veranschlagt.

2. Freie Sicht III, Vorschlag 2 (Abb. 7 bis 9). Der Entwurf, eine Blechbalkenbrücke ohne Mittelpfeiler, hebt den Scheitel der Brücke nur um rd. 70 cm gegenüber der alten Fahrbahn. Die Höhenlage des Hochwasserspiegels im Brückenquerschnitt und die verlangte freie Schwimmhöhe über ihn lassen nicht zu, die vorgesehenen doppelwandigen Blechbalkenträger mit 83,52 m Stützweite und 4,05 m Stehblechhöhe ganz unter der Fahrbahn unterzubringen. Sie ragen daher bis Brüstungshöhe über die Fahrbahn hinaus und trennen diese vollständig von den beiderseitigen über die Haupttragwände ausgekragten Fußgängerwegen. Die Verfasser bezeichnen die Anordnung dieser kastenförmigen Trennungswände zwischen Fahrbahn und Gehweg, die jeden Querverkehr auf der Brücke ausschließen, mit Rücksicht auf den zunehmenden Schnellverkehr als verkehrstechnischen Vorzug.

Als Querträger dienen vollwandige genietetete Träger, als Straßenträger Walzprofile. Der Windverband liegt in Höhe des Untergurtes der Querträger. Die Blechbalkenträger werden in Siliziumbaustahl hergestellt; ihre Durchbiegung bleibt mit 1/890 der Stützweite innerhalb der zulässigen Grenzen.

Die massiven Betonwiderlager erhalten bei Vorschlag 1 und 2 eine lichte Weite von 82 m und werden in offener Baugrube mit Larssen-Spundwänden unter Wasserhaltung auf Flnzletten gegründet.

Die Fahrbahn wird von einer 18 bis 20 cm starken Eisenbetonplatte getragen. Die Stärke der Fahrbahnplatte wird unter den 18 cm hohen Trambahnschienen abgemindert. Zum Ausgleich dieser Verschwächung sind unter den Schienen Längsträger und eine besonders kräftige Plattenbewehrung angeordnet.

Weitere Einzelheiten sind aus den Abbildungen zu ersehen. Das bindende Angebot lautet bei einem Eisenbedarf von 837 t auf 720 000 R.-M. (Fortsetzung folgt.)

Bohr- und Sprengtechnik im Stollenbau unter Berücksichtigung des Sprengluftverfahrens.

Alle Rechte vorbehalten.

Von P. v. Fellner, Berlin.

In der italienischen Zeitschrift „Sincronizzando“ 1925, Heft 12 u. 1926, Heft 1 erörtert Ing. Ciampi die Anwendung des Sprengluftverfahrens beim Ausbau des Wasserstollens an dem Marmore.

Der Marmore entspringt dem Quellengebiet des Mte. Cervino und nimmt dann zwischen steilen Felsen eingebettet gegen Südosten seinen Lauf, um schließlich bei Chatillon im Val' d'Aosta in die Dora Baltea einzumünden. Die im Kraftwerk gewonnene Energie dient der aufblühenden Industrie des Val' d'Aosta und als Kraftspeicher für die nordwestlichen Eisenbahnlinien. Der Wasserstollen zieht sich vom Becken von Maën am Osthange des Tales, den Gebirgszug durchschneidend, gegen Südosten bis Promiod, beginnt bei 1320 m Seehöhe und endet im Wasserschloß nach rd. 9 km Lauf mit etwa 2‰ Gefälle bei 1300 m Seehöhe.

Die Luftverflüssigungsanlage wurde im Jahre 1924 von der Società idroelettrica Piemontese Lombarda Ernesto Breda in Lillaz aufgestellt. Vorausgegangen waren eingehende Versuche mit dem Verfahren beim Ausbau des Wasserkraftwerkes bei Chlavenna durch die Società idroelettrica Cisalpina, die zur Zufriedenheit der Fachleute verliefen (s. Fellner, das Sprengluftverfahren im Stollenbau, „Die Bautechnik“ 1924, Heft 23).

Der Sprengluftgesellschaft Berlin, als der führenden Firma für dieses Verfahren, wurde die Lieferung der notwendigen Behelfsmittel, wie Transport- und Tauchgefäße, der geeigneten Zündstoffe und Patronen übertragen. In richtiger Erkenntnis der Wichtigkeit, von Haus aus Leute bei der Arbeit zu haben, die das neue Verfahren aus der Praxis heraus kannten, wurde der Sprengingenieur Ullrich mit der Anlage gleichzeitig übernommen. Ich selbst hatte Gelegenheit, während einiger Wochen den Vorarbeiten beizuwohnen und auch später noch die Arbeiten selbst und deren Fortschritt zu besichtigen.

Das bei diesen Arbeiten anstehende Gestein war fast durchweg kompakter Amphibolit im Wechsel mit Granit, Gneis und Dolomitenkalkstein. Der Querschnitt betrug rd. 7 m² bei 3 m Breite und 2,3 m Ortshöhe. Zur Abbohrung standen Preßluftabohrmaschinen Ingersoll-Lyner Nr. 248 mit Wasserspülung zur Verfügung, mittels deren es möglich war, Bohrlöcher von 53 mm Durchm. beginnend bis 43 mm Enddurchmesser abzubohren. Sie waren für 4 bis 6 at Druck eingerichtet und auf Spannsäulen montiert. Die Härte des anstehenden Gesteins geht wohl am besten daraus hervor, daß zeitweilig bis zu 350 Bohrkrone für die Abbohrung von 25 bis 30 m Bohrloch verbraucht wurden, und doch hat auch in diesem Gestein das Sprengluftverfahren einen vollen Erfolg erzielt. Die von der Sprengluftgesellschaft gelieferten Carbenpatronen der Brisanz Db 1925 ersetzen das Dynamit Gomma B vollkommen und blieben hinter der Brisanz des Gomma A nur wenig zurück. Wirtschaftlich erwies sich das Sprengluftverfahren allen Verfahren weitaus überlegen, und die Ersparnisse mit ihm übersteigen 35 bis 40 %, insbesondere in äußerst hartem Gestein.¹⁾ Auch der durch die größeren Bohrlocher bedingte Mehraufwand an Preßluft, der von den Gegnern des Verfahrens immer wieder in die Wagschale geworfen wird, kann seine Wirtschaftlichkeit nicht schmälern, da der Mehraufwand der Preßluftkosten nur höchstens 20 % betrug, somit weiter gar nicht ins Gewicht fiel. Im Durchschnitt der beiden Baujahre waren die Auffahrkosten des Stollens mit flüssigem Sauerstoff um 25 bis 35 % geringer als die mit Dynamiten. Dabei darf nicht übersehen werden, daß die ersten Monate der experimentellen Einführung des Verfahrens gehörten und schon aus diesem Grunde geringere Wirtschaftlichkeit zeigten, daß demnach im normalen fortlaufenden Betriebe

¹⁾ Bei neuzeitlichen Luftverflüssigungsanlagen mit doppelter Rektifikationsssäule erhöhen sich die Ersparnisse noch dadurch, daß der Energieverbrauch für 1 kg erzeugten Sauerstoff nur noch 1,5 gegen bisher 3 kWh beträgt.

die Ersparnisse trotz der Herstellung von Bohrlöchern mit größerem Durchmesser bedeutend höher sind.

Ciampi faßt die Eigenschaften des Verfahrens für den Stollenbau wie folgt zusammen:

a) Die Anwendung des Sprengluftverfahrens hat insofern großen sozialen Vorteil, als es alle Gefahren ausschaltet, die bei der Verwendung des Dynamits auftreten (gefrorene Patronen, nicht explodierte Rückstände im Haufwerk). Wenn ein Bohrloch aus irgend einem Grunde nicht explodierte (Versager) oder aus irgend einem Grunde eine Patrone nicht gezündet wurde, so hat der flüssige Sauerstoffsprengstoff den Vorteil, nach Ablauf von einer halben Stunde keinerlei Gefahr mehr zu bilden, da während dieser Zeit der Sauerstoff verdampft ist und die Patronen völlig ungefährlich geworden sind.

b) Wenn nun auch bei diesem Verfahren die Gefahrenquellen gegenüber den anderen Verfahren stark herabgemindert werden, so ist es doch notwendig, die mit flüssigem Sauerstoff getränkten Patronen mit einer gewissen Vorsicht zu behandeln. So ist es Vorschrift, die Patronen ohne starken Stoß oder Druck in das Bohrloch einzubringen, sowie sich davor zu hüten, mit offener Flamme oder Lampe an die Patrone zu kommen. (Aus dem letzteren Grunde empfiehlt sich die elektrische Zündung, da bei ihr das Zunahekommen mit einer Flamme zur Zündung der Zündschnur vermieden wird.²⁾)

c) Das Verfahren verlangt Bohrmaschinen zur Abbohrung von Bohrlochern mit 42 mm Durchm.; aus diesem Grunde ist es weniger angezeigt bei der Arbeit in weichem Gestein mit normalen Handbohrmaschinen. Dort aber, wo das Gestein hart oder am härtesten (dura o durissima) ist und die Abbohrung starken Staub verursacht, der schädlich für die Mineure ist (Staub, der durch die Wasserspülung der Kolonnenbohrmaschinen entfernt wird, während Handbohrmaschinen also nicht angewandt werden können), und dort, wo es schließlich darauf ankommt, mit der Arbeit schnell fortzuschreiten, da bringt die Anwendung des Verfahrens einen großen Vorteil auch in wirtschaftlicher Hinsicht (über 25 %) mit sich.

Ing. Ciampi hat diese Sätze geschrieben, bevor noch die Arbeiten beendet waren, und der Abschluß gibt ihm, insbesondere betreffs der Unfälle recht. Nach mir kürzlich gewordenen Mitteilungen sind beim Ausbau des Marmore-Wasserstollens insgesamt 20 tödliche Unfälle bei Sprengarbeiten zu beklagen gewesen, wovon nicht einer auf das Sprengluftverfahren fiel.

Abb. 1 zeigt die Luftverflüssigungsanlage in Lillaz, Abb. 2 den Transport des flüssigen Sauerstoffes in 15-l-Metalltransportgefäßen der Sprengluftgesellschaft Berlin auf der Seilbahn von der Erzeugungsanlage zu den 2 bis 4 km entfernten und 200 bis 400 m höher liegenden Arbeitsorten, Abb. 3 die Hilfsgeräte für das Sprengluftverfahren, rechteckige und zylindrische Tauchgefäße und elektrische Zünder, Abb. 4 das Tränken der Patronen, Abb. 5 die Arbeit an der Stollenbrust mit aufgestellten Ingersoll-Lyner-Bohrmaschinen auf senkrechten Spannsäulen mit Wasserspülung.

Die nebenstehende Tabelle (S. 501) ist ein Aufzeichnungsbild über eine einmonatliche Arbeit mit dem Sprengluftverfahren und zeigt deutlich die gute Anwendungsmöglichkeit und den Erfolg des Sprengluftverfahrens im Stollenbetriebe.

Als im Frühjahr 1926 die Arbeiten am Marmore vollendet waren, wurde die Luftverflüssigungsanlage zum zweiten Ausbau bei Verres im Val' d'Aosta transportiert und gleichzeitig mit einem zweiten Trennapparat auf rd. 1200 m Höhe aufgestellt. Auch hier hat das Verfahren vom ersten

²⁾ Dieser Nachteil der Zündschnur wird durch Aufbringung guten Besatzes aufgehoben.



Abb. 1. Luftverflüssigungsanlage.



Abb. 3. Hilfsgeräte.



Abb. 5. Arbeit im Stollen.

Betriebsangaben Breda nach Ing. Ciampi, Sincronizzando, Januar 1926.

Querschnitt	Täglicher			Bohrlöcher		Bohrmeter		täglich Verbrauch				Durchfahres Gestein	
	Attacken	Vortrieb in m	Ausbruch in m ²	Zahl	Je m ³	gesamt	Bohrlochlänge	Bohrschneidn Patronen	O ₂ kg	Patronen m ³	O ₂ m ³		O ₂ je Patrone
7,36	3	4,05	29,60	69	3,85	112	1,65	276	225	180	7,6	6,05	0,80
7,36	4	4,40	32,40	92	3,80	117	1,28	240	252	208	7,8	6,45	0,82
7,36	3	4,00	29,50	69	3,89	132	1,55	168	218	180	7,4	6,15	0,83
7,52	4	5,00	37,80	91	5,21	136	1,50	205	246	221	6,5	5,85	0,90
7,68	3	3,20	24,50	68	3,65	88	1,30	197	222	193	9	7,90	0,87
7,84	4	4,70	36,00	89	3,55	139	1,45	187	240	204	6,7	5,70	0,85
8,30	3	3,50	29,00	66	2,90	84,5	1,28	190	217	200	7,5	6,90	0,92
7,68	4	4,20	32,10	88	3,65	116	1,32	211	264	212	8,2	6,60	0,83
7,68	4	4,50	34,50	88	3,48	104	1,30	310	242	213	7,2	6,20	0,88
7,84	3	3,40	26,60	68	2,54	85	1,25	244	220	190	8,4	7,15	0,87
7,84	4	4,00	31,40	82	2,60	98,5	1,20	229	235	211	7,5	6,75	0,90
7,84	4	4,00	31,40	85	3,24	102	1,20	224	241	200	7,0	6,38	0,82
7,84	3	3,30	25,90	67	2,57	83	1,24	182	180	150	6,5	5,80	0,83
7,84	4	4,10	32,10	89	3,12	89	1,20	173	210	188	5,6	5,85	0,89
8,00	4	4,00	32,00	91	3,80	114	1,25	137	242	205	7,6	6,45	0,85
8,00	3	3,00	24,00	64	3,39	81	1,27	188	175	156	7,3	6,50	0,89
8,00	3	3,00	24,00	69	3,55	86,5	1,26	208	240	192	10,0	8,0	0,80
8,00	4	4,00	32,00	89	3,34	89	1,20	233	228	205	7,1	6,40	0,90
8,00	3	3,00	24,00	62	3,20	76	1,22	197	260	239	10,9	9,95	0,91
8,00	3	3,70	29,50	67	3,00	88	1,32	166	220	195	7,5	6,60	0,88
7,84	3	3,60	28,30	68	3,11	88	1,30	151	190	172	6,7	6,10	0,91
8,16	4	3,40	27,80	65	3,00	83	1,27	256	210	180	7,6	6,50	0,86
7,84	4	4,00	31,40	89	3,35	87	1,18	218	228	210	7,2	6,70	0,92
7,60	3	3,30	25,00	66	2,65	83	1,25	193	236	206	9,5	8,20	0,87
7,80	3	3,50	27,25	66	3,45	87	1,27	210	190	173	7,0	6,35	0,91
7,68	4	4,00	30,50	87	3,60	102	1,17	163	235	190	7,7	6,25	0,80
7,84	3	3,70	29,00	64	2,75	81	1,26	189	210	186	7,2	6,40	0,88
7,04	3	3,80	26,80	67	3,43	91,8	1,37	174	215	179	7,9	6,65	0,83
7,10	4	4,20	29,90	86	3,33	99	1,15	184	240	180	7,0	6,05	0,86
7,10	4	3,80	27,00	88	3,58	96,8	1,10	196	245	210	8,8	7,80	0,86
7,10	4	4,00	28,40	92	3,90	110	1,20	167	240	212	8,5	7,50	0,87
7,70	4	3,80	29,30	77	3,43	88	1,28	235	228	199	7,7	6,39	0,83

Kompakte, harte, zähe Amphibolite

Granit
Gneis
Kristall
Schiefer

Durchschnitt



Abb. 2. Transport auf Seilbahn.



Abb. 4. Das Tauchen.

3 kg/m³, so sank in der Zeit der Fortschritt auf 1,4 m, und der Sprengstoffbedarf stieg auf 4,5 kg Gomma A für 1 m³ Ausbruch. Und auch in diesem härtesten, verspannten, verworfenen Material, unberechenbar in seiner Reiß-, Spreng- und Abgleitfähigkeit gibt der flüssige Sauerstoff als Sprengstoff in nichts dem Gomma A u. B nach. Allerdings geschossen von einer Mannschaft, die seit zwei Jahren mit dem Sprengstoff vertraut, Lust und Liebe zu seiner Anwendung hatte und jeden, auch den kleinsten Vorteil ausnutzte, um die Erfolge zu steigern, eine Belegschaft, die am eigenen Körper die geringere Gefahren- und Unfallmöglichkeit des Verfahrens gegenüber der Anwendung von Dynamiten erfahren hatte. Insbesondere im Winter bei den dort herrschenden Normaltemperaturen von -10° und darunter ist der Transport der Gelatinesprengstoffe auf kleinen Lastkraftwagen über die engen, stark vereisten Gebirgsstraßen stets gefahrvoll und unsicher. Dieser Übelstand fällt beim Sprengluftverfahren vollständig aus.

An die Flüssigluffterzeugungsanlage angebaut ist eine Patroneneinrichtung, in der aus teilweise fertig angeliefertem Mischgut mit einheimischen Arbeitskräften die für die Arbeit notwendigen Patronen erzeugt werden. Zu der Arbeitstelle Fenster 1 führt eine „Piana inclinata“ (Bremsberg) mit bis zu 85% Steigung und 300 m Länge. Die gefüllten Transportgefäße werden, in eigene Drahtkörbe eingesetzt, in die Wagen gehängt und so in stets senkrechter Lage befördert.

Zum zweiten Fenster wird der flüssige Sauerstoff vorerst bis zur Talstation mittels Kleinautos von dort auf einem rd. 500 m langen Bremsberge mit bis zu 65° Steigung bis zum Stollenmund weiter befördert. Die Anlieferung geschieht zur Schichtmitte, und zwar für jedes Ort und jeden Abschub 45 bis 50 l flüssiger Sauerstoff und 70 bis 75 Oxyliquit-Patronen der Brisanzstärke Oxyliquit Db 40/300. Das Trockengewicht der

Tage seiner Anwendung an nur gute Arbeit geleistet und die gleichen Ersparnisse wie am Marmore erzielt. Dieser Plan sieht einen rd. 5 km langen Stollen vor, der an zwei Anschlägen und drei Fenstern mit je zwei Attacken aufgeföhren wird. Der Querschnitt ist 7 m². Von den drei Fenstern werden die beiden nördlich gelegenen mit flüssigem Sauerstoff, das dritte Fenster und die beiden Anschläge mit Dynamit beschossen; letztere stehen in weicherem Gestein, während Fenster 1 u. 2 in härtestem verspannten Granit stehen, der teilweise mit Gneis und Hornblende wild verworfen ist; oft ziehen sich unregelmäßig Quarzadern und -kegel durch das Gestein und erschweren Bohr- und Sprengbetrieb. Zu allem Überflusse tritt auch Serpentin unregelmäßig auf. Es ist erklärlich, daß es dann manchmal notwendig wird, einzelne Abschläge zweimal zu besetzen. Auch Gegenversuche mit Gomma A u. B zeitigten die gleiche Wirkung. War vorher der tägliche Fortschritt an einer Ortsbrust nicht unter 4 lfd. m bei einem durchschnittlichen Sprengstoffverbrauch von

Patronen betrug 140 g, die Aufsaugung 440 g Sauerstoff. Einschl. sämtlicher Verdampfungsverluste betrug der Bedarf je Patrone 900 g in der Anlage erzeugten flüssigen Sauerstoffes, wobei die Ausnutzung noch nicht rationell durchgeführt war. Der Preis des erzeugten flüssigen Sauerstoffes betrug je 1 rd. 1,5 Lire, der der Patronen 2 Lire für 1 Stück. 2 $\frac{1}{2}$ bis 3 Patronen Db ersetzen 1 kg Gomma B, dessen Preis zurzeit 21 Lire beträgt. Die Kosten der 1 kg Gomma in seiner Wirkungsstärke gleichen Menge flüssigen Sauerstoffes beträgt daher:

$$\begin{array}{r} 2,7 \text{ l O}_2 = 4,05 \text{ Lire} \\ 3 \text{ Patronen} = 6 \\ \hline 10,05 \text{ Lire} \end{array}$$

Zu diesen Kosten kommen noch erhöhte Ausgaben für Zündmaterial mit 1,2 Lire für 3 Patronen, ferner die erhöhten Kosten für die Abbohrung von Bohrlöchern mit größeren Durchmessern. Wenn man annimmt, daß die Abbohrungskosten von 1 m Bohrloch bei 35 mm Durchm. im Mittel an Preßluft usw. 1 Lire kostet, so ist nach Versuchen der Mehraufwand für je weitere 5 mm Durchm. bei gleichbleibender Maschine rd. 9 bis 10%. Wenn daher für die flüssige Luft bei den Ausbauten im Durchschnitt 45 mm Bohrlöcher gebohrt werden, so ist der Kostenmehraufwand 20% oder 20 Cent je Bohrmeter, da aber andererseits auf 1 Bohrmeter rd. 1 kg Dynamit entfallen, so stellt sich der Kostenvergleich von 1 kg Gomma B gegenüber flüssigem Sauerstoff wie folgt:

$$\begin{array}{r} \text{Gomma B} = 21 \text{ Lire}, \quad 2,7 \text{ l O}_2 \text{ zu } 1,5 \text{ Lire} = 4,05 \text{ Lire} \\ 3 \text{ Patronen zu } 2 \text{ „} = 6 \text{ „} \\ \text{Mehrkosten Zündung} = 1,20 \text{ „} \\ \text{Abbohrung} = 0,20 \text{ „} \\ \hline \text{zus. } 11,45 \text{ Lire} \end{array}$$

also Gomma B = 100%, flüssige Luft = 54,3%, d. h. eine Ersparnis von rd. 45%. Allerdings verringern sich diese Ersparnisse dann, wenn noch die Amortisation der Anlage eingeschlossen werden muß. Daß jedoch auch diese keinen nachteiligen Einfluß auf die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens ausübt, soll die anschließende Berechnung dartun.

Bei einer Länge von 2,4 km und einem Querschnitt von 7 m² des auszubauenden Stollens wird eine Menge von 16 800 m³ Stein ausgebrochen. Da der Bedarf an Sprengstoff rd. 3 kg/m³ beträgt, ergäbe dies einen Gesamtaufwand von 50 400 kg Gomma B, d. h. 1 060 000 Lire. Da aber nach obigem bei Anwendung des Sprengluftverfahrens eine Ersparnis von 45% eintritt, so steht eine Summe von rd. 500 000 Lire zur Tilgung und Verzinsung des investierten Kapitals zur Verfügung. Eine Anlage von 25 kg Stundenleistung, wie sie für die vorgenannten Arbeiten in Frage käme, kostet aber einschl. Fracht, Verzollung, Antransport, Montage und des notwendigen Gefäßparkes rd. 250 000 Lire, so daß bereits in der halben Arbeitszeit die Anlage vollkommen abgeschrieben ist.³⁾ Die vorstehenden Ausführungen zeigen also, daß das Sprengluftverfahren auch im Stollenbetriebe wirtschaftlich angewandt wird, nachdem es in allen anderen Zweigen der Sprengtechnik seit längerer Zeit festen Fuß gefaßt hat.

Erfahrungen aus dem Spreng- und Bohrbetrieb.

Aber es muß eindringlich davor gewarnt werden, das Verfahren aus Eigenem entwickeln zu wollen und die Hilfe der Kreise oder Firmen, die sich seit Jahrzehnten mit ihm beschäftigen, abzulehnen, vielleicht nur aus dem Grunde, weil die Einführungskosten mit 1000 bis 2000 R.-M. zu hoch erscheinen. Überall dort, wo ernstlich an die Anwendung herangegangen wurde, wo Verständnis für die Kinderkrankheiten beim Erlernen der Anwendung des Verfahrens vorhanden war, anfänglich geringe Erfolge in den ersten ein bis zwei Monaten der Einführung des Verfahrens, zu eifriger Schulung der Belegschaft und hartem Dahintergreifen Veranlassung gaben, da hat das Verfahren festen Fuß gefaßt und immer mehr an Anhängern, nicht nur in der Belegschaft, sondern auch in der technischen Leitung gewonnen. Es kann nach allen Erfolgen kein Zweifel mehr darüber sein, daß das Verfahren sich für den Stollenbau hervorragend eignet.⁴⁾

Allerdings ist Voraussetzung für einen nachhaltigen Erfolg die Anwendung aller der Hilfsmittel, die den Erfolg vorbereiten und sichern. Eine einmalige etwas erhöhte Ausgabe für tadelloses Bohrgerät erhöht nur die Ersparnisse und macht sich mehrfach bezahlt.

Darum ist auch der Bohrtechnik ein erhöhtes Augenmerk zu schenken, und als besonderes Erfordernis in den Vordergrund zu stellen, daß bei der Abbohrung, besonders in hartem und härtestem Gestein, zuerst stets die Zentralbohrlöcher gebohrt werden und erst nach deren Fertigstellung die Hilfs- und Kranzbohrlöcher abzubohren sind. Denn deren Länge und Stellung muß von den ersteren abhängig sein, will man nicht unliebsame Überraschungen erleben. Es kommt nur zu oft, gerade im härtesten Gestein vor, daß sich die Bohrlöcher nur unregelmäßig lang abbohren lassen, sei es wegen Bruches von Bohrstäben, sei es wegen plötzlich auftretender Abgleitflächen im Gestein, die ein weiteres Angreifen der Bohrkronen ver-

³⁾ Die obige Berechnung ist auf der Grundlage der bisherigen Luftverflüssigungsanlagen aufgestellt, bei Aufstellung einer neuzeitlichen Anlage, wie in Fußnote 1 ausgeführt, würde mit einer bedeutend kleineren und daher billigeren Anlage das Auslangen gefunden werden.

⁴⁾ Zurzeit steht schon ein großer Stab von sachverständigen Sprengluft-Ingenieuren und Mineuren zur Verfügung, die Interessenten vom Stammhause (Sprengluft-Ges. Berlin) jederzeit namhaft gemacht werden.

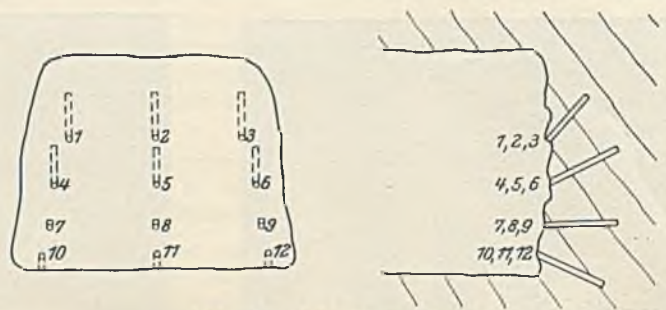


Abb. 6. Abbruch zur Firste.

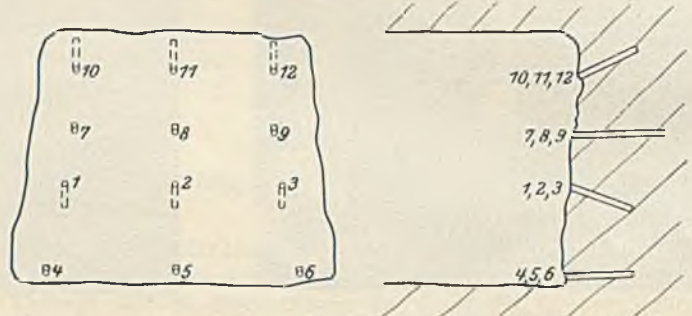


Abb. 7. Einbruch zur Sohle.

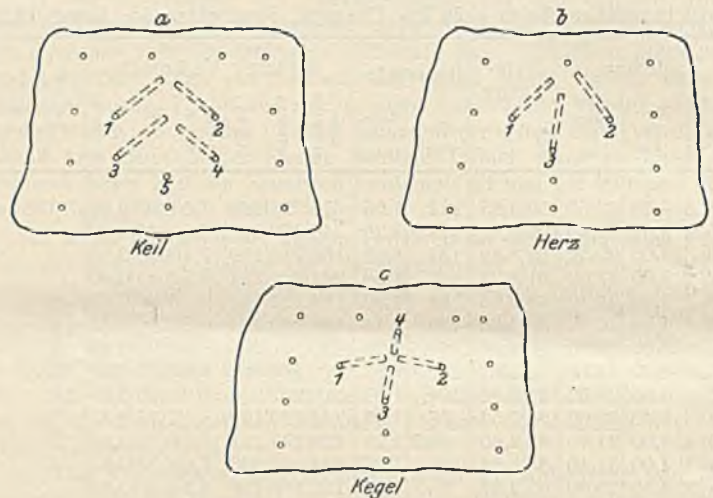


Abb. 8. Zentraleinbohrung.

hindern und den Bohrstaß ableiten. Wird nun umgekehrt verfahren, werden also zuerst die Kranzbohrlöcher und dann erst der Einbruch gebohrt, so ist es möglich, daß die ersteren den letzteren gegenüber zu kurz oder schlechter noch zu lang geraten und der Schießeffekt darunter leidet. Möglichst zueinander geneigte Einbruchlöcher, die sich im Tiefsten so weit als möglich nähern, ohne sich jedoch zu treffen, sind 75% des Gesamterfolges. Die Hilfs- und Kranzbohrlöcher länger als den Einbruch zu bohren, mag in weichem Gestein noch manchmal sprengtechnisch möglich sein, nie aber in hartem, zähem Gestein. Andernteils ist Überbohrung Verschwendung an Zeit, Bohrmaterial und Munition, vermindert erheblich den Schießeffekt des Sprengstoffes, da seine Hauptenergie zur Expansion an einem Punkte des Bohrloches vergeudet wird und dessen Vorgabe er niemals abwerfen kann. Nicht dort wird technisch gute Arbeit geleistet, wo ein System festgelegt und nach diesem ständig geschossen wird, sondern nur dort, wo jeder einzelne Bohreransatz zweckmäßig durchdacht geschieht, nur dort, wo man im Wechsel der Art und Weise der Abbohrung sieht, daß eine frische Beweglichkeit in der Erfassung der Bohrarbeit vorhanden ist. Dort werden aber auch die Erfolge liegen, der Fortschritt der beste und auch die Wirtschaftlichkeit klar zu erkennen sein. Abb. 6 bis 9 sollen nur Anhaltspunkte für praktische Abbohrmethoden sein, ohne Anspruch auf ihre immer mögliche Anwendung zu erheben. Es sind Bilder, aus der Praxis entnommen, die zu Versuchen im Wechsel anregen sollen.

Mag grundsätzlich das Bestreben vorherrschen, die ganze Ortsbrust auf einmal abzuschließen, um dadurch nur einmal in der Schicht die Wartezeit bis zum Abzug der Nachschwaden und nur einmal die Abräumungszeit für das geworfene Material vor Ort von der Gesamtarbeitszeit zu verlieren, so erscheint es doch nicht immer angängig, unbedingt an dieser Einteilung festzuhalten. Insbesondere dann, wenn es in ganz hartem, zähem Gestein immer wieder vorkommt, daß beim Beschuße lange Büchsen stehen bleiben, die durch Nachladen — wenn, so nur mit großer Sprengstoffvergeudung, — entfernt werden können, halte ich es nach allen Versuchen für unbedingt wirtschaftlich angezeigt, zuerst den Einbruch mit zwei oder drei Hilfslöchern abzubohren und abzuschließen, die weitere Abbohrung aber erst dann vorzunehmen, bis der Erfolg der Einbruchlöcher klar vor einem liegt. Es ist unrichtig, wenn behauptet wird, daß diese Art mehr Zeit erfordert; gewiß nach Minuten berechnet, nicht aber berechnet nach dem

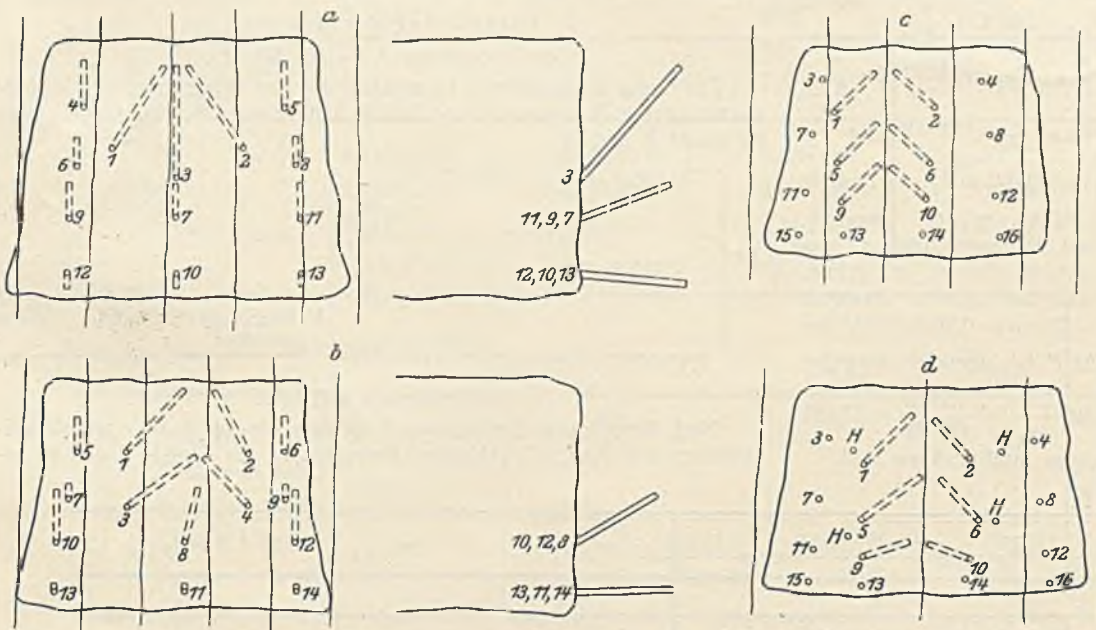


Abb. 9. Lage der Hilfs- und Kranzbohrlöcher zum Einbruch.

Zeitverbrauch für ein aufgefahrenes lfd. Stollenmeter, und auf den kommt es schließlich beim Abschluß der Arbeiten an. Dasselbe gilt auch bei allen den Beschüssen, bei denen das Gestein im Abschlag selbst unregelmäßig geschichtet ist. Nur der Einbruch, ob er nun in der Mitte an irgend einem Stoße, in der First oder in der Sohle gelegen ist, kann uns ein Bild von der Sprengmöglichkeit geben. Überladungen und damit Sprengstoffvergeudungen werden dadurch vermieden, abgesehen von der nicht zu unterschätzenden wertvollen Schulung der Mineure im wirtschaftlichen Denken und Arbeiten.

Aber auch die Wahl des Sprengstoffes muß mit der Bohrtechnik Hand in Hand gehen und sich nach der Schießbarkeit des anstehenden Materials richten. Mögen in 80 % aller Fälle die brisantesten Sprengstoffe (Dynamit und neuerdings flüssiger O₂-Sprengstoff) jede Schwierigkeit überwinden. Es kommt aber nur allzuoft vor, daß nach einem Abschlage die Leute ratlos vor ihrer Arbeit stehen, weil der Sprengstoff nicht restlos gearbeitet

den Sprengstoff unmittelbar umgebende Gestein zertrümmert und gegen das Feste verdichtet, durch die Weichheit und Durchlässigkeit des anstehenden Materials konnten die Druckgase des Sprengstoffes früher sich im Gestein verlieren, ehe sie abwertende Arbeit zu leisten brauchten, während im ersteren Falle sie wenigstens dort noch ihre Kraft entfalteten, wo keine zu schwere Arbeit mehr zu leisten war. In beiden Fällen wäre es angezeigt gewesen, weniger brisante Sprengstoffe anzuwenden, oder aber im ersten Falle wenigstens die Sprengstoffsäule im Bohrloch möglichst zu strecken.

Im Bergbau, wo die Sprengstoffkosten nur einen geringeren Anteil der Gesamtgewinnungskosten des Materials darstellen, ist man eifrig bestrebt, durch Ausbau der Spreng- und Bohrtechnik wirtschaftlicher zu arbeiten; um wieviel mehr wäre dies im Stollenbau am Platze, wo die Sprengstoffkosten einen bedeutend höheren Anteil für 1 aufgefahrenes Stollenmeter ausmachen.

Berechnung gewölbter Talbrücken auf hohen, elastischen Pfeilern bei räumlichem Kraftangriff mittels des Formänderungsverfahrens.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ing. Robert Schwarz, Konstrukteur der Deutschen Technischen Hochschule in Brünn.

(Schluß aus Heft 34.)

2. Windbelastung $w = 100 \text{ kg/m}^2$. Die Windangriffsflächen der Pfeiler werden durch wagerechte Trennungslinien in den Teilmitten in 15 (Pfeiler III) Einzelflächen geteilt. Die in den Schwerpunkten dieser Flächen angreifend gedachten Windlasten ω_1 bis ω_{15} verursachen in den Pfeilerpunkten 1—14 (Teilmitten) die Biegemomente M_{xp}^0 , womit nach Bildung der entsprechenden Summenwerte mit Gl. 32a die Pfeilerkopferschiebungen Δ_{xp}^0 , Δ_{zp}^0 und nach Gl. 31 die Einspannungswerte M_{xp} , 3_{zp} gegeben sind (Tabelle c, d).

Tabelle c.

Last	ω in t	Last	ω in t	Punkt	M_{xp}^0	Punkt	M_{xp}^0
ω_1	0,370	ω_8	1,742	1	0,2405	8	118,0
ω_2	0,833	ω_9	1,675	2	2,470	9	156,0
ω_3	1,033	ω_{10}	2,442	3	8,200	10	213,0
ω_4	1,349	ω_{11}	2,573	4	22,00	11	280,0
ω_5	1,303	ω_{12}	2,337	5	36,00	12	347,0
ω_6	1,214	ω_{13}	3,358	6	54,00	13	449,0
ω_7	1,622	ω_{14}	4,842	7	83,00	14	616,0
		ω_{15}	3,083				

Tabelle d.

Pfeiler	Wind auf die unbelastete Brücke $w = 100 \text{ kg/m}^2$			
	$\frac{E}{\mu_p} \cdot \Delta_{xp}^0$	$\frac{E}{\mu_p} \cdot \Delta_{zp}^0$	M_{xp} tm	3_{zp} t
I	934 05	— 15,940 46	13,171	3,684
II, IV	2,984 05	— 93,639 11	45,965	7,433
III	3,600 05	— 127,457 51	58,757	8,620

Einspannungswerte.

b) Bogenberechnung (Abb. 8).

1. Ermittlung der Festwerte km . Eine Bogenhälfte wird nach festen Bogengrößen $\frac{J_s}{J} = \mu = 0,2615$ in zehn Teile geteilt, und die Größen ψ' werden für die Teilmitten nach Gl. 3 sowie $\nu = 0,2083 \psi' \cdot \frac{h^2 + b^2}{b^2}$ berechnet. Tabelle e enthält alle grundlegenden Werte für die weitere Bogenberechnung. Die Lage des Poles O ist mit Gl. 12a bestimmt.

Tabelle e.

Punkt	b m	h m	ψ'	ν	$\sin \varphi$	$\cos \varphi$
1	0,900	3,67	3,400	12,49	0,045	0,999
2	0,910	3,68	3,403	12,31	0,135	0,992
3	0,925	3,69	3,405	12,00	0,226	0,975
4	0,945	3,70	3,410	11,60	0,317	0,949
5	0,970	3,72	3,415	11,10	0,409	0,913
6	1,010	3,75	3,422	10,50	0,500	0,866
7	1,054	3,78	3,430	9,90	0,595	0,805
8	1,120	3,82	3,440	9,06	0,687	0,728
9	1,200	3,88	3,451	8,23	0,779	0,628
10	1,300	3,94	3,463	7,34	0,865	0,503
k	1,350	3,98	—	—	0,903	0,432

Die Werte a' , b' sind hierbei für den vorliegenden Kreisbogen vom Halbmesser $r = 10,845$ vereinfacht nach Gl. 13a zu berechnen. Man findet $o = -\frac{80,2731}{82,710} = -0,9705 \text{ m}$. O liegt demnach oberhalb des Bogen Scheitels S . Nun werden mit den Gl. 15a die Nennergrößen $\delta_{xx} \dots$ und deren reziproke Werte n_x, n_y, n_z berechnet, wobei p und q mit Gl. 16a für den Kreisbogen zu bestimmen sind:

$$r - o = 10,845 - (-0,970^3) = 11,815^3, \delta_{xx} = 165,420 \cdot \frac{\mu}{E},$$

$$\delta_{yy} = 64,063 \cdot \frac{\mu}{E}, \delta_{zz} = 1509,626 \cdot \frac{\mu}{E},$$

$$n_x = 0,006\,045 \cdot \frac{E}{\mu}, n_y = 0,015\,61 \cdot \frac{E}{\mu}, n_z = 0,000\,662 \cdot \frac{E}{\mu}.$$

Mit $f = 9,63$ m, $f - o = 9,63 - (-0,970^3) = 10,6005$ und $\frac{l}{2} = 11,45$ m sind nach den Gl. 21 bis 26 die Werte k', k'', m', m'' gegeben; sie werden in der folgenden Tabelle Ia und Ib angeschrieben, wobei die oberen Zeichen für k'', m'' , die unteren für k', m' gelten. Für die weitere Berechnung wurde, da das ganze Bauwerk aus einem einheitlichen Baustoff besteht, $E = \mu = 0,2615$ t/m² gesetzt, so daß $\frac{E}{\mu} = 1$ wird. Derselbe Wert für E ist demnach auch bei den Pfeilerwerten p zu berücksichtigen, so daß $\frac{E}{\mu p} = \frac{0,2615}{0,0191} = 13,691$ folgt, womit alle p -Größen der Tabelle b noch zu multiplizieren sind.

Ia				Ib		
Bewegung	$\bar{k}_{x(x,y,z)}$	$\bar{k}_{y(x,y,z)}$	$\bar{k}_{z(x,y,z)}$	$m_{x(x,y,z)}$	$m_{y(x,y,z)}$	$m_{z(x,y,z)}$
$\int \varphi_x = 1$	$\pm 0,080\,482$	$\pm 0,080\,402$	$\mp 0,007\,022$	$\mp 0,080\,482$	$\pm 0,080\,402$	$\pm 0,007\,022$
$\int \varphi_y = 1$	$\pm 0,080\,402$	$\pm 0,102\,450$	$\mp 0,007\,584$	$\pm 0,080\,402$	$\pm 0,071\,230$	$\pm 0,007\,584$
$\int z_z = 1$	$\mp 0,007\,022$	$\mp 0,007\,584$	$\pm 0,000\,6624$	$\pm 0,007\,022$	$\pm 0,007\,584$	$\mp 0,000\,6624$

2. Windbelastung. In gleicher Weise wie bei den Pfeilern (Abb. 8) wird die Windangriffsfläche des Bogens und Parapetes durch Lotrechte in den Mitten der Teile in 22 Streifen zerlegt und werden die Windlasten \bar{w}_1 bis \bar{w}_{11} in den Schwerpunkten dieser Teilflächen angreifend gedacht. Diese Lasten verursachen in den Teilmitten die Momente $\mathfrak{M}_{x_b}^o, \mathfrak{M}_{y_b}^o$ und Querkkräfte $\mathfrak{Q}_{z_b}^o$, mit welchen Größen nach Gl. 36 die Biegemomente \mathfrak{M}_y^o und Drillungsmomente \mathfrak{M}_l^o errechnet werden. In Tabelle f sind die bezüglichen Werte zusammengestellt. Die oberen Zeichen gelten für die rechte, die unteren für die linke Bogenhälfte. Für den vorliegenden symmetrischen Belastungsfall folgt nach Berechnung der entsprechenden Summenwerte nach Gl. 35a

$$\bar{x}_y = +1,6651 \text{ tm.}$$

Tabelle f.

Punkt	Windlasten in t	Punkt	$\mathfrak{M}_{x_b}^o$ tm	$\mathfrak{M}_{y_b}^o$ tm	\mathfrak{M}_b^o tm	\mathfrak{M}_l^o tm	$\mathfrak{Q}_{z_b}^o$ t
\bar{w}_1	0,0955	1	$\pm 0,040$	$= 0,0233$	$= 0,025\,07$	$\pm 0,038\,91$	$\pm 0,0955$
\bar{w}_2	0,1901	2	$\pm 0,150$	$= 0,200$	$= 0,218\,7$	$\pm 0,121\,8$	$\pm 0,2856$
\bar{w}_3	0,2058	3	$\pm 0,350$	$= 0,550$	$= 0,615\,4$	$\pm 0,217\,0$	$\pm 0,4914$
\bar{w}_4	0,2331	4	$\pm 0,680$	$= 1,180$	$= 1,335\,4$	$\pm 0,217\,12$	$\pm 0,7245$
\bar{w}_5	0,2691	5	$\pm 1,230$	$= 2,050$	$= 2,374\,8$	$\pm 0,284\,5$	$\pm 0,9937$
\bar{w}_6	0,3183	6	$\pm 2,150$	$= 3,160$	$= 3,811\,5$	$\pm 0,281\,9$	$\pm 1,3120$
\bar{w}_7	0,3953	7	$\pm 3,680$	$= 4,710$	$= 5,981\,1$	$\pm 0,159\,9$	$\pm 1,7073$
\bar{w}_8	0,4688	8	$\pm 6,100$	$= 6,650$	$= 9,031\,9$	$\pm 0,127\,7$	$\pm 2,1761$
\bar{w}_9	0,5821	9	$\pm 9,855$	$= 9,050$	$= 13,360$	$\pm 0,861\,1$	$\pm 2,7582$
\bar{w}_{10}	0,7022	10	$\pm 15,761$	$= 11,960$	$= 19,649$	$\pm 2,417\,6$	$\pm 3,4604$
\bar{w}_{11}	2,230	k	$\pm 20,076$	$= 13,200$	$= 23,800$	$\pm 3,230\,0$	$\pm 4,0838$
		Pf	$\pm 43,211$	$= 21,545$	—	—	$\pm 5,6904$

Nach Gl. 34 ergeben sich die Einspannungswerte der Bogenkämpfer mit $\mathfrak{M}_{x_b} = -43,211$ tm, $\mathfrak{M}_{y_b} = +19,8799$ tm, $\mathfrak{Q}_{z_b} = +5,6904$ tm. Mit den entsprechenden Pfeilerwerten nach Tabelle d ergeben die Gl. 38 die Einspannungswerte der einzelnen Knotenpunkte des Grundsystems. Bei gleichen Bogen wird $\mathfrak{M}_{x_b} = \mathfrak{M}_{x_b}'' = \mathfrak{M}_{x_b}'$ usw. Die Einspannungswerte werden in Tabelle g angegeben.

Tabelle g.

Pfeiler	Windlast 100 kg/m ²	
	\mathfrak{M}_x tm	\mathfrak{Q}_z t
I	-73,250	+15,065
II, IV	-40,456	+18,8138
III	-27,6642	+20,0008

B. Berechnung der Bogenreihe.

a) Teilsysteme 1 (I-III, III-B).

Die Werte k' der Tabelle Ia ergeben mit den entsprechend ($\times 13,691$) multiplizierten Pfeilerwerten der Tabelle b die Festgrößen der Gleichungen für Punkt II und IV.

$$\text{II, IV} \left\{ \begin{array}{l} + 0,828\,4 \int \varphi_x + 0,013\,95 \int z_z \\ \quad \quad \quad = -\mathfrak{M}_x \\ \quad \quad \quad + 0,725\,29 \int \varphi_y = -\mathfrak{M}_y \\ + 0,013\,95 \int \varphi_x + 0,003\,302\,5 \int z_z \\ \quad \quad \quad = -\mathfrak{Q}_z \end{array} \right. \begin{array}{c} -1 \quad 0 \quad 0 \\ 0 \quad -1 \quad 0 \\ 0 \quad 0 \quad -1 \end{array} \begin{array}{c} + 40,456 \\ 0 \\ -18,814 \end{array} \begin{array}{c} + 16,80 \\ 0 \\ -6,65 \end{array}$$

tm
Wind
Wärme

b) Teilsystem 2 (I-B).

Nach Berechnung der Systeme 1 werden die zu den Verschiebungseinheiten von Punkt III gehörigen Bewegungen der Punkte II und IV er-

mittelt und in Tabelle III angeschrieben, wobei die oberen Zeichen für Knotenpunkt II, die unteren für Knoten IV gelten. Nun berechnet man die Größen $[k']_I, [k'']_I$ bei frei beweglichen Nachbarknoten II und IV nach

III.

Bewegung Knoten III	$\int \xi_{III(x,y,z)}$	$\int \eta_{III(x,y,z)}$	$\int \zeta_{III(x,y,z)}$
$\int \varphi_x^{III} = 1$	$\pm 0,143\,14$	$\pm 0,110\,86$	$\mp 2,730\,90$
$\int \varphi_y^{III} = 1$	$\mp 0,146\,12$	$\mp 0,098\,21$	$\pm 2,913\,66$
$\int z_z^{III} = 1$	$\mp 0,012\,76$	$\mp 0,010\,46$	$\pm 0,254\,48$

der angegebenen Art (S. 481), sowie die Einspannungswerte $[\mathfrak{M}_x]_I, [\mathfrak{Q}_z]_I$ mit Rücksicht auf die Beweglichkeit von II und IV. Die Festwerte der Gleichungen für Knoten III ergeben sich, mit Einsatz der entsprechenden Größen p für Pfeiler III, nach Gl. 27.

$$\text{III} \left\{ \begin{array}{l} 0,705\,37 \int \varphi_x + 0,017\,19 \int z_z \\ \quad \quad \quad = -\mathfrak{M}_x \\ \quad \quad \quad + 0,610\,75 \int \varphi_y = -\mathfrak{M}_y \\ 0,017\,19 \int \varphi_x + 0,002\,252 \int z_z \\ \quad \quad \quad = -\mathfrak{Q}_z \end{array} \right. \begin{array}{c} -1 \quad 0 \quad 0 \\ 0 \quad -1 \quad 0 \\ 0 \quad 0 \quad -1 \end{array} \begin{array}{c} + 142,004 \\ 0 \\ -30,609 \end{array} \begin{array}{c} + 47,78 \\ 0 \\ -11,436 \end{array}$$

tm
Einspannung I
Wind
Wärme

Die Lösungen obiger Gleichungen liefern mit Tabelle III sämtliche Knotenpunktbewegungen.

c) System 3 (A-B).

In ähnlicher Weise wie oben werden zunächst die zu den Bewegungseinheiten von Knoten I gehörigen Verschiebungen aller anderen Knotenpunkte II, III, IV festgelegt und in Tabelle [III]₂ zusammengestellt.

Knoten IV.

Bewegung Knoten I	$[\int \xi_1(x,y,z)]_2$	$[\int \eta_1(x,y,z)]_2$	$[\int \zeta_1(x,y,z)]_2$
$\int \varphi_x^I = 1$	+0,020 791 6	-0,017 487 2	-0,406 754
$\int \varphi_y^I = 1$	+0,023 360 3	-0,019 633 0	-0,457 047
$\int z_z^I = 1$	-0,001 882 4	+0,001 583 6	+0,036 827

Weiter werden die Festwerte der Gl. I sowie die Einspannungswerte mit Berücksichtigung des frei beweglichen Nachbarknotens II berechnet. Die Gleichungen lauten:

$$\text{I} \left\{ \begin{array}{l} + 1,135\,16 \int \varphi_x - 0,045\,79 \int \varphi_y + 0,061\,10 \int z_z \\ \quad \quad \quad = -\mathfrak{M}_x \\ -0,045\,79 \int \varphi_x + 1,066\,145 \int \varphi_y + 0,004\,215 \int z_z \\ \quad \quad \quad = -\mathfrak{M}_y \\ + 0,061\,100 \int \varphi_x + 0,004\,215 \int \varphi_y + 0,008\,272 \int z_z \\ \quad \quad \quad = -\mathfrak{Q}_z \end{array} \right. \begin{array}{c} + 181,336 \\ + 117,728 \\ -24,984 \end{array} \begin{array}{c} + 83,985 \\ + 42,810 \\ -7,192 \end{array}$$

tm
Wind
Wärme

Bewegung Knoten I	Knoten II.			Knoten III.		
	$[\Delta \xi_{1(x,y,z)}]_2$	$[\Delta \eta_{1(x,y,z)}]_2$	$[\Delta \zeta_{1(x,y,z)}]_2$	$[\Delta \xi_{1(x,y,z)}]_2$	$[\Delta \eta_{1(x,y,z)}]_2$	$[\Delta \zeta_{1(x,y,z)}]_2$
$\Delta \varphi_x^1 = 1$	+ 0,175 569 4	- 0,085 550 8	- 3,369 716	+ 0,064 157 7	- 0,039 823 1	- 1,365 753 6
$\Delta \varphi_y^1 = 1$	+ 0,182 327 3	- 0,069 942 4	- 3,626 878	+ 0,071 744 0	- 0,043 960 4	- 1,529 334 4
$\Delta z_z^1 = 1$	- 0,015 700 4	+ 0,008 165 4	+ 0,312 402	- 0,005 812 8	+ 0,003 620 0	+ 0,123 776 8

IV.

Bewegungsabschnitt	Knoten I			Knoten II		
	$\Delta \varphi_x$	$\Delta \varphi_y$	Δz_z	$\Delta \varphi_x$	$\Delta \varphi_y$	Δz_z
1 System 1, Knoten II und IV frei				155,86		- 6 355,22
2 Knoten III frei				330,76	266,903	- 6 515,86
3 System 2 (I-B), (1 + 2)				486,62	266,903	- 12 871,08
4 Knoten I frei	553,316	162,605	- 7 190,171	239,68	- 117,417	- 4 700,48
5 System 3 (A-B), (3 + 4)	553,316	162,605	- 7 190,171	726,30	149,586	- 17 571,56

Bewegungsabschnitt	Knoten III			Knoten IV		
	$\Delta \varphi_x$	$\Delta \varphi_y$	Δz_z	$\Delta \varphi_x$	$\Delta \varphi_y$	Δz_z
1 System 1, Knoten II und IV frei				155,86		- 6 355,22
2 Knoten III frei	654,108		- 18 583,975	330,76	- 266,903	- 6 515,86
3 System 2 (I-B), (1 + 2)	654,108		- 18 583,975	486,62	- 266,903	- 12 871,08
4 Knoten I frei	88,955	- 55,209	- 1 894,347	28,83	- 24,259	- 564,19
5 System 3 (A-B), (3 + 4)	743,063	- 55,209	- 20 478,322	515,45	- 291,162	- 13 435,27

Die Auflösung dieser Gleichungen liefert mit Tabelle [III]₂ die Bewegungen aller Knotenpunkte bei Lüftung der Einspannvorrichtung des Knotens I. Die Pfeilerkopferschiebungen der drei Bewegungsabschnitte werden übersichtlich in einer Tabelle IV zusammengestellt.

Die Rückberechnung der statisch unbestimmten Größen x_x, x_y, x_z aus obigen Verschiebungen liefert nach Gl. 40 mit dem Werte $\mathfrak{K}_y = +1,6561$ t die gesuchten 15 Unbekannten der 5felderigen Bogenreihe. Tabelle V gibt eine Zusammenstellung dieser Größen.

V.
Windbelastung 100 kg/m².

Statisch unbestimmte Größen	Öffnung 1	Öffnung 2	Öffnung 3	Öffnung 4	Öffnung 5
x_x tm	- 3,344	- 1,046	- 0,101	+ 1,376	+ 3,116
x_y tm	- 0,873	+ 1,868	+ 4,862	+ 5,348	- 2,880
x_z t	+ 7,415	+ 5,724	+ 1,327	- 3,636	- 10,312

In ähnlicher Weise wurde das System auch für einen Temperaturunterschied zwischen vorn und rückwärts berechnet. Um für beliebige Wärmeunterschiede und Zahlenwerte E die zugehörigen Spannungswerte rasch ermitteln zu können, ist die Berechnung für $\Delta t = 1^\circ$ und $E = 1,000\,000$ t/m² durchgeführt worden. Die Einspannungswerte sind bei den einzelnen Gleichungen II, IV, III, I angegeben, die 15 statisch unbestimmten Größen in Tabelle V' eingetragen.

Mit den statisch unbestimmten Größen der Tabellen V, V' wurden nun die Momenten- und Querkraftlinien der Bogen und Pfeiler nach Gl. 42 ermittelt. Ihr Verlauf ist aus Abb. 9 u. 10 (S. 506) zu ersehen, woselbst auch die entsprechenden Größtwerte eingetragen sind. Wie zu erkennen ist, werden die Pfeiler bedeutend entlastet, die Bogen aber erhalten ganz erhebliche Mehrbelastungen.

VI.
Öffnung 5.

Belastung	k^l		k^r		S	
	τ kg/cm ²	σ_b kg/cm ²	τ kg/cm ²	σ_b kg/cm ²	τ kg/cm ²	σ_b kg/cm ²
Wind 170 kg/m ²	4,87	± 4,20	6,29	± 6,60	3,50	± 0,24
in % von $\sigma_g + \sigma_p$	—	27,0 %	—	42,3 %	—	1,6 %
Temperatur $\Delta t = 5^\circ E = 2\,100\,000$ t/m ²	14,75	± 12,85	9,67	± 11,40	7,82	± 2,99
in % von $\sigma_g + \sigma_p$	—	82,5 %	—	73,2 %	—	19,8 %
Eigenlast + Verkehr, $\sigma_g + \sigma_p$	—	+ 15,6, + 3,8	—	+ 15,6, + 3,8	—	+ 15,0, + 0,0

V'.

Wärmewirkung.

$\Delta t = t_v - t_r = 1^\circ. E = 1\,000\,000$ t/m².

Statisch unbestimmte Größen	Öffnung 1	Öffnung 2	Öffnung 3	Öffnung 4	Öffnung 5
x_x tm	- 1,251	- 0,349	- 0,1122	+ 0,464	+ 1,145
x_y tm	+ 2,747	+ 5,042	+ 4,800	+ 5,047	+ 2,059
x_z t	+ 2,621	+ 2,155	+ 0,5855	- 1,3665	- 3,748

C. Spannungsberechnung.

Wie man ersieht, treten im rechten Endfelde 5 die größten Wirkungen auf, und es werden darum die Spannungen in den beiden Kämpferpunkten k^l, k^r und im Scheitel S dieses Feldes berechnet.

1. k^l linker Kämpfer. $Q_z = -6,228$ t, $M_b = +88,108$ tm, $M_l = -51,859$ tm.

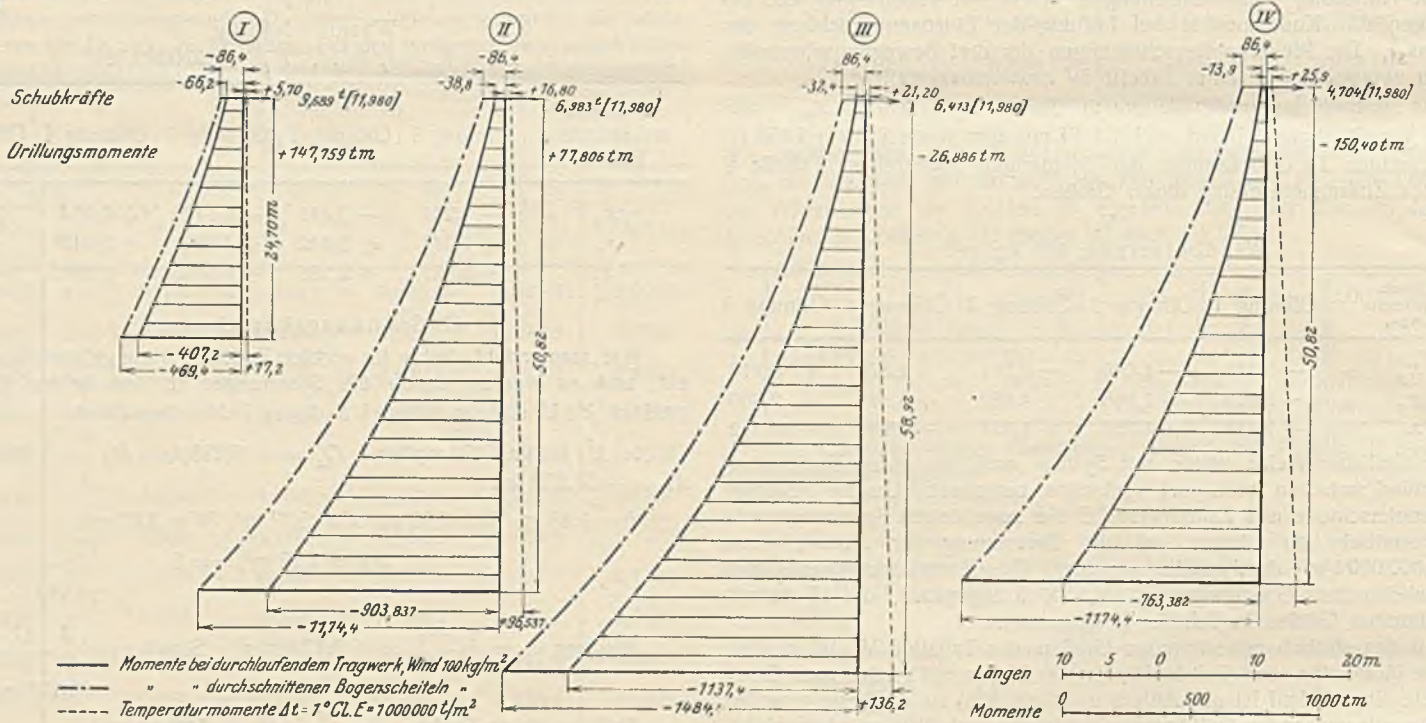
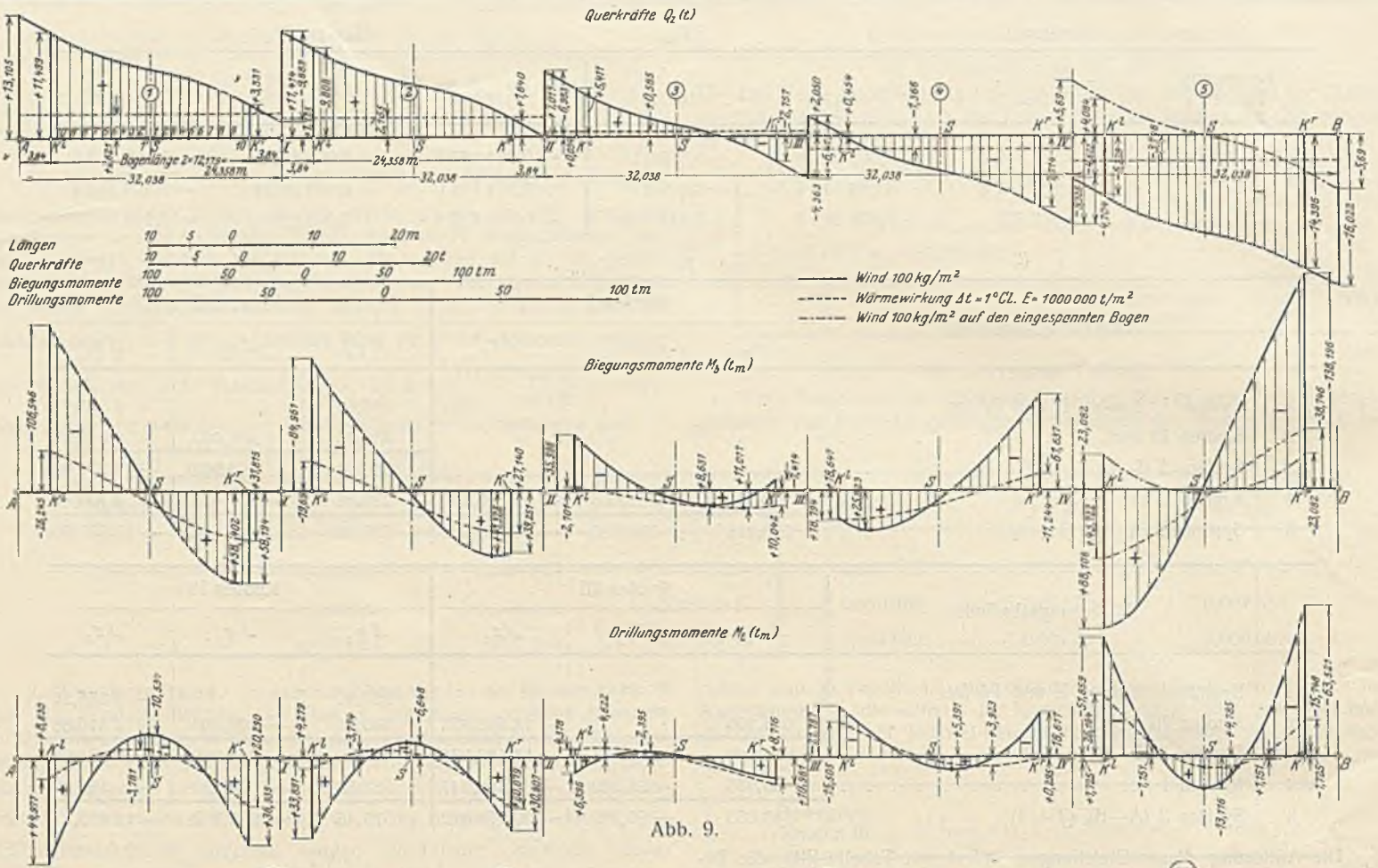
$b = 1,35$ m, $h = 3,98$ m, $F = 5,37$ m², $W = 3,57$ m³,

$b^2 h = 7,25$ m³, $\psi = 3 + \frac{2,6}{h} + 0,45 = 3,766$.

Biegung $\sigma_b = \pm \frac{M_b}{W} = \pm 2,47$ kg/cm², Schub $\tau_s = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{F} = 0,174$ kg/cm².

Drillung (nach Bach) $\tau_d = \frac{\psi}{b^2 h} \cdot M_d = 2,69$ kg/cm².

Gesamte Schubspannung $\tau = \tau_s + \tau_d = 2,864$ kg/cm².



2. k^r rechter Kampfer. $Q_z = 14,396$ t, $M_b = -138,196$ tm, $M_t = 63,521$ tm.

Abmessungen so wie bei k^l , $\sigma_b = \pm 3,88$ kg/cm², $\tau_s = 0,402$ kg/cm², $\tau_d = 3,30$ kg/cm², $\tau = 3,70$ kg/cm².

3. S Bogenseitel. $Q = -10,312$ t, $M_b = -2,880$ tm, $M_t = +13,116$ tm.

$b = 0,90$ m, $h = 3,672$ m, $F = 3,30$ m², $W = 2,022$ m³, $b^2 h = 2,973$, $\psi = 3,573$.
 $\sigma_b = \pm 0,142^3$ kg/cm², $\tau_s = 0,468$ kg/cm², $\tau_d = 1,575$ kg/cm², $\tau = 2,043$ kg/cm².

Für Windkräfte von 170 kg/m² sind die entsprechenden mit 1,7 multiplizierten Spannungen in Tabelle VI (S. 505) eingetragen; die zusätzlichen Windspannungen erreichen den erheblichen Betrag

von 42,3 % der Spannungen aus Eigengewicht und Verkehr, und auch die Schubspannung wächst auf den recht beträchtlichen Wert von 6,29 kg/cm² an. Tabelle VI (S. 505) enthält auch die Warmespannungen für $\Delta t = 5^\circ$ und $E = 2\,100\,000$ t/m².

Wie bei dem weithin sich erstreckenden, ohne Dehnungsfugen zusammenhängenden Bauwerke mit starken Abmessungen zu erwarten war, erreichen die Temperaturspannungen besonders hohe Werte. In Wirklichkeit wird jedoch die Temperaturverteilung im Innern der Bogen und namentlich der kräftigen Pfeiler keinesfalls der vorausgesetzten Bedingung gradlinigen Verlaufes entsprechen und können daher die angegebenen Werte kein richtiges Bild der wirklich auftretenden Warmespannungen geben. Hinsichtlich der Windbelastung sind aber mit hinreichender Annäherung die berechneten Spannungswerte zu erwarten.

(Eingegangen am 7. April 1926.)

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 20. August erschienene Heft 16 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Regierungsbaumeister a. D. H. G. Schwegler: Mehrstöckige Autogaragen. — Dipl.-Ing. Franz R. Habicht: Die Kunst-Betonarbeiten in der Erlöserkirche in Grünberg in Schlesien. — George E. Beggs: Der Gebrauch von Modellen bei der Lösung von statisch unbestimmten Systemen. — Dipl.-Ing. Adolf Bühler: Zur Anwendung des Modellverfahrens von Professor Beggs. — Magistratsbaurat Künzel: Baukontrolle des Betons. — Ingenieur Max Gensbaur: „KL-Lagerung“. Zugfestigkeit, Raumbeständigkeit und kurzfristige Zementprüfung.

Technische Hochschule Karlsruhe. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Fabrikbesitzer Friedrich Kirchoff in Iserlohn, in Anerkennung seiner hervorragenden technisch-wirtschaftlichen Leistungen und der Förderung wissenschaftlicher Aufgaben auf dem Gebiete der Zementindustrie.

Zum Ehrensator ist ernannt worden Franz Brans in Heidelberg, Direktor der Portland-Cementwerke Heidelberg-Mannheim-Stuttgart A.-G., in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um den wirtschaftlichen Ausbau der Süddeutschen Zementindustrie.

Das Polytechnikum Friedberg in Hessen, das eine Mittelstellung zwischen den Technischen Hochschulen und den Technischen Mittelschulen einnimmt und für das ein Professor der Technischen Hochschule Darmstadt als Staatskommissar bestellt ist, besitzt Abteilungen für Maschinenbau, Elektrotechnik, Bauingenieurwesen und Architektur. Nachdem am 29. Oktober 1926 gelegentlich der Feier des 25 jährigen Bestehens der Anstalt ein neues Gebäude für die Maschinenbau-Abteilung eingeweiht wurde, das u. a. ein gut ausgestattetes Maschinenlaboratorium enthält, wird im Oktober d. J. ein zweiter Neubau für die elektrotechnische Abteilung der Benutzung übergeben werden, der allen Ansprüchen auf eine zeitgemäße Ausbildung zum Elektro-Ingenieur gerecht wird. Beide Teilgebäude sind durch einen Verbindungsbau zu einem großartig entworfenen Bauwerk von monumentaler Wirkung vereinigt. Die Anstalt wird heute von mehr als 600 Schülern besucht. — Die Stadt Friedberg in Hessen liegt am Rande des Taunus, 3 km von Bad Nauheim, 23 km von Bad Homburg und 33 km von Frankfurt a. Main entfernt. Kostenfreie Zusendung der Drucksachen der Anstalt durch das Sekretariat.

Herstellung eines Entwässerungskanals in Tunnelbauweise. Die Ausführung eines etwa 1,6 km langen Sammlers für die Entwässerung von Akron (Ohio) bietet nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 24. März 1927 Gelegenheit zu einem Vergleich dreier verschiedener Bauverfahren: Nachdem nämlich etwa 154 m des Kanals bereits 1923 gebaut, die weiteren Arbeiten dann jedoch zunächst eingestellt und erst im Dezember 1926 wieder in Angriff genommen waren, wurde an geeigneter Stelle in der Nähe über Tage eine Kompressoranlage aufgestellt und vom

eingerichtet: Da das alte Backsteinmauerwerk hierzu nicht luftdicht genug war, wurde es ebenso wie der Ansatz des Schachtes an der Außenseite mit Zementmörtelputz abgedichtet. Der nächste Schacht war bei Station 9 + 03 vorgesehen, von wo aus man im Schildvortrieb (Cant and Shield Construction) und mit kreisrundem Querschnitt weiter vorgehen wollte. Als jedoch die Abraumförderung bis dorthin gelangt war, wurde es immer schwieriger, den zum Ausgleich des starken Wasserandranges erforderlichen Luftdruck aufrechtzuerhalten, so daß man den schon niedergetriebenen Schacht wieder verschloß, teilweise zuschüttete und bei Station 12 + 53 mittels Senkbrunnen einen neuen Schacht baute, das bisherige Ausbauverfahren also noch auf weitere 106 m (350 Fuß) beibehielt. Dieser Schacht wurde zunächst auf etwa 6 m Tiefe ausgehoben und verzimert; alsdann wurde in Ringen von 1,50 m Höhe ein 3,65 m weites Eisenrohr mit verlaschbaren Enden hinabgetrieben. Im Innern dieses Rohres wurde auf dem genügend versteiften Schling die 32,5 m starke Wand aufgemauert und dadurch der Schacht vermöge seines Eigengewichtes abgesenkt. Als stärkere Grundwassermengen angetroffen wurden, deckte man das Rohr mit einer Betonplatte ab, durch die ein 4,8 m langes Rohr für die Material- und Förderschleuse hindurchgeführt wurde. Als dann wurden die oberen Rohrringe angeschlossen, die Backsteinausmauerung fertiggestellt und die weiteren Absenkungs- und Aushubarbeiten unter Druckluft ausgeführt, sobald die Schneide des Brunnenschlings etwa 1,20 m unter der Sohle des zukünftigen Kanals angelangt war. Hierauf wurde der Tunnel durch den Schacht weiter vorgetrieben und eine neue Luftkammer, die 20 m lang und breit genug für den jetzt einsetzenden Schildvortrieb war, gebaut, endlich die Abdeckplatte mit der Rohrschleuse entfernt und der Vortrieb begonnen. Ohne Zwischenfälle gelangte man damit durch dünne, wechselnde Lagen von blauem, mit wasserführenden Sandschichten durchsetztem Ton bis Station 22 + 90, wo der Tunnel für die Anlage einer neuen Luftkammer verbreitert wurde. Nach ihrer Fertigstellung wurde die Kompressorstation von ihrem bisherigen Standort wieder in die Nähe verlegt und bei Station 21 + 87 ein neuer Schacht niedergetrieben. In gleicher Weise gelangte man bis Station 43 + 65, von wo ab der Rest der Strecke in offener Baugrube zu vollenden war, da die Überdeckung hier nur noch 10 m betrug und sich weiterhin ständig verminderte, zumal auch der Boden aus lockerem Sand und Kies bestand, wodurch die Erhaltung des erforderlichen Luftdruckes und die Wasserhaltung schwierig wurde. Der äußere Durchmesser des Vortriebschildes betrug 2,06 m, seine Länge 3,05 m, die Konstruktion bot keine Besonderheiten. Die Einteilung der Ausbau- und Abraumarbeiten war bei beiden Tunnelquerschnitten die gleiche; es wurde in ununterbrochenem Betrieb in drei Achtstundenschichten gearbeitet. Bei der Ausführung des Sammelkanals in offener Baugrube wurde zunächst mit 4, am Schluß mit 2 Schalungs-Einheiten, und zwar in einer Zehnstundenschicht gearbeitet. Einen Vergleich für die Arbeitsleistungen bei allen drei Bauverfahren gibt die nachstehende Übersicht:

	Ausbruch, Abraum u. Zimmerung in lfd. m je 8-Std.-Schicht		Ausmauerung in lfd. m je 8-Std.-Schicht	
	im Mittel	Höchstleistung	im Mittel	Höchstleistung
Türstockzimmerung (ovaler Querschnitt)	0,76	1,28	3,20	4,70
Schildvortrieb	2,13	4,27	3,60	7,37
(Kreisquerschnitt)	0,82	—	3,90	—
				Ki.

Die Pancevo-Brücke. Es sind über diese Brücke in der letzten Zeit wiederholt Nachrichten veröffentlicht worden, die in der einen oder anderen Hinsicht mehr oder weniger große Unrichtigkeiten enthalten, so daß die nachstehende Mitteilung über die wirklichen Verhältnisse nicht überflüssig erscheint.

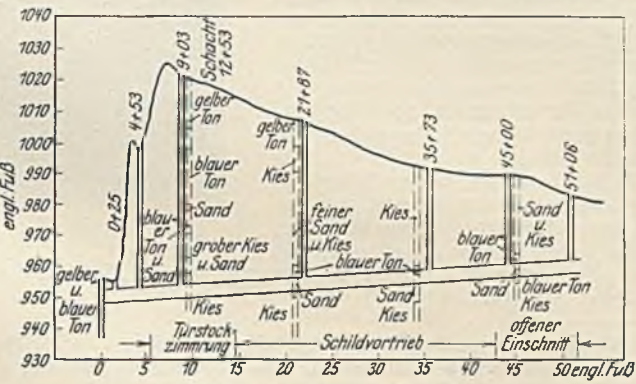


Abb. 1. Längenschnitt.

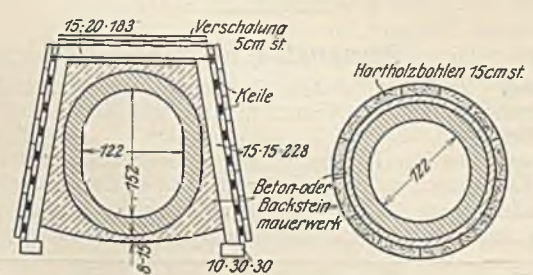


Abb. 2a. Türstockzimmerung. Abb. 2b. Schildvortrieb.

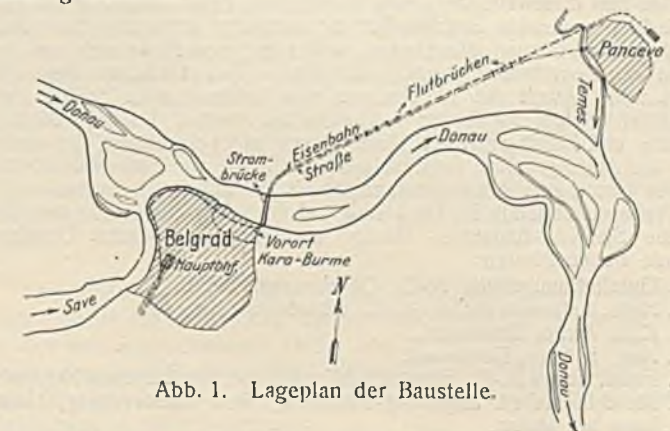


Abb. 1. Lageplan der Baustelle.

Endschachte des alten Bauabschnitts in Station 4 + 53 mit dem Ausbau des in Abb. 2a dargestellten Tunnelquerschnitts mittels Türstockzimmerung („Cap and Leg Construction“) begonnen. Der Kanal war auch hier mit dem in Abb. 2b wiedergegebenen kreisförmigen Querschnitt 1,22 m ϕ geplant. Zur Erzielung einer größeren Arbeitshöhe wurde jedoch auf Vorschlag der ausführenden Firma der senkrechte Durchmesser auf 1,52 m vergrößert. Ein Teil des alten Kanals wurde erweitert und als Luftkammer

Durch den Friedensvertrag wurde der südliche Teil Ungarns, an die Donau und an die Save grenzend, dem serbischen Staat einverleibt. Die Hauptstadt Serbiens, Belgrad, auf dem rechten Donauufer und an der Mündung der Save gelegen, hat mit dem neu hinzugewonnenen Landesteil nur eine Bahnverbindung, die durch eine Eisenbahnbrücke über die Save vermittelt wird. Der südöstliche Teil dieses Gebietes ist von Belgrad zurzeit nur durch Dampfverbindungen zu erreichen. Die

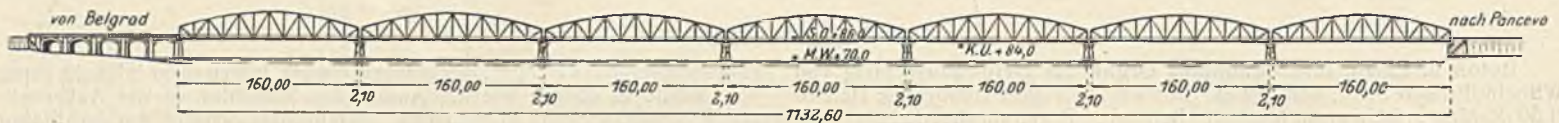


Abb. 2. Ansicht des Brückenzuges.

ehemals ungarische Bahn endet in dem Städtchen Pancevo, das etwa 20 km stromab von Belgrad, auf dem rechten Ufer der Tamis, etwa 2 km vor deren Mündung in die Donau liegt.

Um nun an diese Bahn Anschluß zu erhalten, wird, wie Abb. 1 zeigt, eine Bahnlinie zwischen Belgrad und Pancevo gebaut, die unter

Eine hölzerne Jochbrücke von 62,20 m Höhe und 272 m Länge ist soben in den waldigen Gebirgsgegenden des Nordwestens der Vereinigten Staaten fertiggestellt. Nach Eng. News-Rec. vom 28. April 1927 ist sie von der Pacific States Lumber Co. in Tacoma (Wash.) für die Überführung ihrer Holzförderbahn über den in tiefer Schlucht fließenden

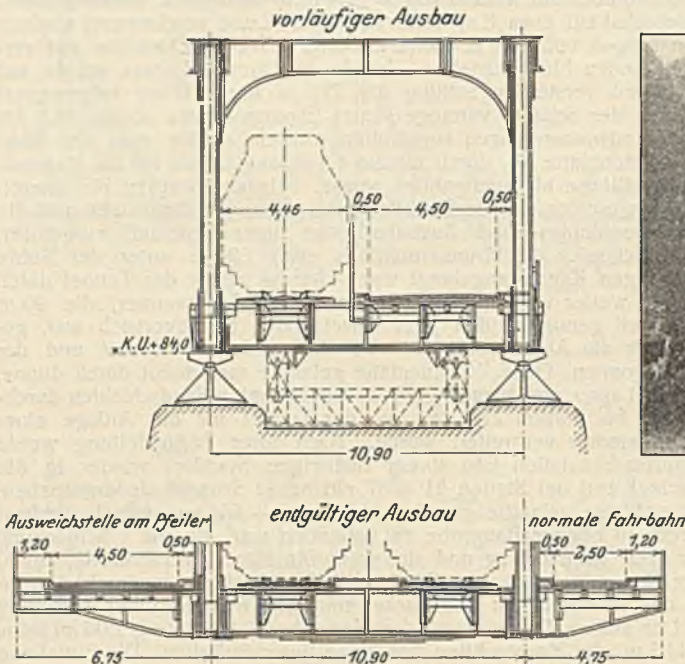


Abb. 3. Brückenquerschnitt.

anderen Brückenbauten auch einen solchen über die Donau erforderlich macht, der jetzt unter dem Namen Pancevo-Brücke bekanntgeworden ist.

Die Brücke wird unmittelbar unterhalb Belgrads bei Kara Burma, der ehemaligen Richtstätte unter der Türkenherrschaft, in der Nähe des Schlachthofes errichtet. Sie wird hier durch eine am Save- und Donauufer entlanggeführte Bahn an den Hauptbahnhof Belgrad angeschlossen. Es ist geplant, später eine gerade Verbindung zwischen Brücke und Bahnhof durch den Bau eines Tunnels unter der Stadt herzustellen.

Die Donau, die an dieser Stelle etwa 1250 m breit ist, wird mit sieben eisernen Überbauten von je 160 m Stützweite überbrückt, an die sich auf dem Belgrader Ufer noch einige massive Bogen anschließen. Eine Darstellung der Ansicht des Brückenzuges gibt Abb. 2.

Die Brücke dient zur Überführung einer eingleisigen Eisenbahn und einer zweispurigen Straße; sie wird jedoch so eingerichtet, daß später die Eisenbahn zweigleisig übergeführt werden kann. Bei diesem späteren Ausbau werden außerhalb der Hauptträger auf Konsolen zwei Fahrwege für Automobile mit danebenliegenden Fußwegen angeordnet. Die Tragkonstruktion wird von vornherein so bemessen, daß die spätere Erweiterung ohne einschneidende Änderungen vorgenommen werden kann. Die beiden Ausbaustadien zeigt Abb. 3.

Den Bau dieser Brücke sowie der noch in dem Flutgebiet der Donau erforderlich werdenden Brücken hat die serbische Regierung einer Anzahl von deutschen Firmen übertragen, und zwar, soweit es sich um Lieferungen aus Deutschland handelt, auf Kosten des serbischen Reparationskontos und, soweit die Lieferungen und Leistungen in Serbien selbst ausgeführt werden, auf Kosten des serbischen Staates. Da die endgültigen Entwürfe und damit auch die Kosten noch nicht festliegen, ist auch die Höhe der Auftragsumme noch nicht bekannt. Sie wird indessen einschließlich des Unterbaues etwa zwischen 20 bis 25 Mill. R.-M. liegen.

Vertragschließende Parteien sind auf deutscher Seite: für den Unterbau die Siemens-Bauunion, Berlin, und für die eisernen Überbauten folgende sieben Firmen:

1. Gutehoffnungshütte A.-G., Oberhausen/Rheinl.,
2. Hein, Lehmann & Co., A.-G., Düsseldorf-Oberbilk,
3. C. H. Jucho, Dortmund,
4. Aug. Klönne, Dortmund,
5. Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen/Niederrhein,
6. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, Gustavsburg bei Mainz,
7. Vereinigte Stahlwerke A.-G., Dortmunder Union, Dortmund.

Dieses Konsortium hat den Vereinigten Stahlwerken, Dortmunder Union, die Federführung und die gesamte Entwurfsbearbeitung übertragen.

Unterbeteiligt an der Lieferung sind außerdem noch sechs weitere deutsche Brückenbauanstalten.

Vertraglich ist der gesamte Bau in vier Jahren fertigzustellen, das ist also Mitte des Jahres 1931.

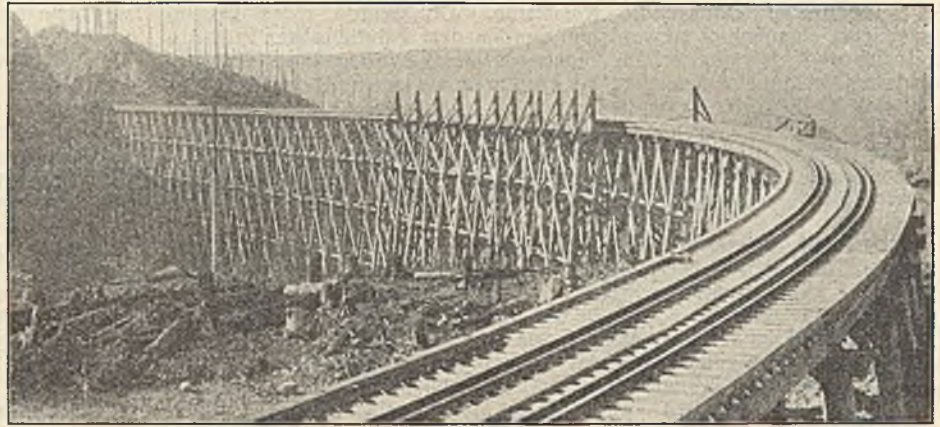


Abb. 1.

Cedar Creek gebaut und sowohl bemerkenswert als Ingenieurbauwerk an sich wie auch wegen der Großzügigkeit, mit der die genannte Gesellschaft die Ausbeutung der dortigen Holzschätze betreibt.)

Für den Bau der Brücke, die nach Abb. 1 in einer Krümmung der Bahn liegt, dienten große, mindestens 200 Jahre alte Douglas-Tannen langsamen Wachstums von den benachbarten Holzplätzen. Außer der zweigleisigen Fahrbahn hat das Bauwerk noch zwei Plattformen in 24 und 39 m Höhe und überspannt das eigentliche Flußbett in etwa 24 m Stützweite. Die in Abb. 2 wieder gegebene Einzelaufnahme dieses Punktes zeigt die Ausbildung der schrägen Joche, für die 508 Rundhölzer von rd. 43 m Länge und 30 bis 35 cm oberem, 66 bis 71 cm unterem Durchmesser sowie 131 170 lfd. m Zimmerholz verwendet wurden. Diese großen Zahlen verschwinden freilich fast angesichts der monatlich von der Gesellschaft geschnittenen Holzmengen von 2,1 bis 2,4 Mill. lfd. m.

Die Brücke ist auf festen Felsen gegründet, wozu man eine Bauzeit von nur 110 Achtstunden-Arbeitstagen brauchte; die Felsarbeiten für den Anschluß an das Südufer der Schlucht erforderten außerdem noch 125 Arbeitstage von 16 Stunden Arbeitsdauer.

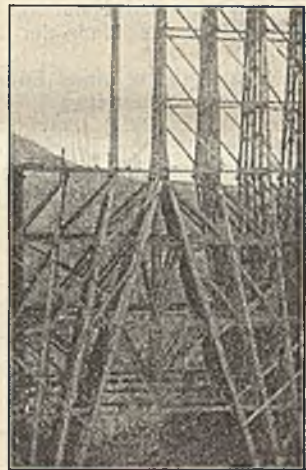


Abb. 2.

1) Vergl. hierzu auch „Proceedings“ Maiheft 1927: Die Holzindustrie in den Staaten des Nord-West-Pacific. (Zeitschriftenschau für das gesamte Bauingenieurwesen, Stichwort Allgemeines XIII a 21.)

Personalnachrichten.

Preußen. Verliehen ist dem Regierungs- und Baurat Ehrenberg bei der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau eine Beförderungsstelle der Gruppe A. 11.

Überwiesen ist der Regierungsbaumeister des Wasser- und Straßenbauhofes Kurt Griesert dem Kultur-Bauamt in Landsberg a. W.

Einberufen wurde der Regierungsbaumeister des Wasser- und Straßenbauhofes Rieder bei der Landwirtschaftlichen Wasserbauverwaltung.

INHALT: Wettbewerb zum Neubau der Hochzoller Straßenbrücke. — Bohr- und Sprengtechnik im Stollenbau unter Berücksichtigung des Sprengluftverfahrens. — Berechnung gewölbter Talbrücken auf hohen, elastischen Pfeilern bei räumlichem Kräftangriff mittels des Formänderungsverfahrens. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Technische Hochschule Karlsruhe. — Polytechnikum Friedberg in Hessen. — Herstellung eines Entwässerungskanales in Tunnelbauweise. — Pancevo-Brücke. — Hölzerne Jochbrücke von 62,20 m Höhe und 272 m Länge. — Personalnachrichten.