DER BAUINGENIEUR

11. Jahrgang 6. Juni 1930 Heft 23

DIE HOCHBRÜCKE BEI ECHELSBACH.

Vortrag, gehalten auf der 33. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 18. März 1930.

Von Prof. Dr.-Ing. E. h. Spangenberg, München.

Auf der 31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins im Frühjahr 1928 habe ich einen Vortrag über den Wettbewerb für die Moselbrücke Koblenz[1]) mit dem Wunsche geschlossen, daß auch in Deutschland bald einmal ein gewölbter Bogen von mehr als 100 m Weite gebaut werden möchte. Damals war nicht anzunehmen, daß dieser Wunsch sehr rasch in Erfüllung gehen würde. Heute kann rückblickend festgestellt werden, daß noch im Herbst des gleichen Jahres mit dem Bau einer 130 m weit gespannten deutschen Eisenbetonbogenbrücke begonnen worden ist, mit der Hochbrücke bei Echelsbach in Bayern, die Abb. 1 nach ihrer Vollendung im Dezember 1929 zeigt. Eine besondere Freude ist mir dadurch bereitet worden, daß die Gedanken, die ich vor 5 Jahren im Deutschen Beton-Verein als einen zweckmäßigen Weg für den Bau weitgespannter Wölbbrücken entwickelt habe, bei diesem Bauwerk zum ersten Male in großem Maßstabe in die Wirklichkeit umgesetzt worden sind, und daß es mir durch das Vertrauen der Bayerischen Staatsbauverwaltung beschieden war, dabei an verantwortlicher Stelle mitzuwirken.

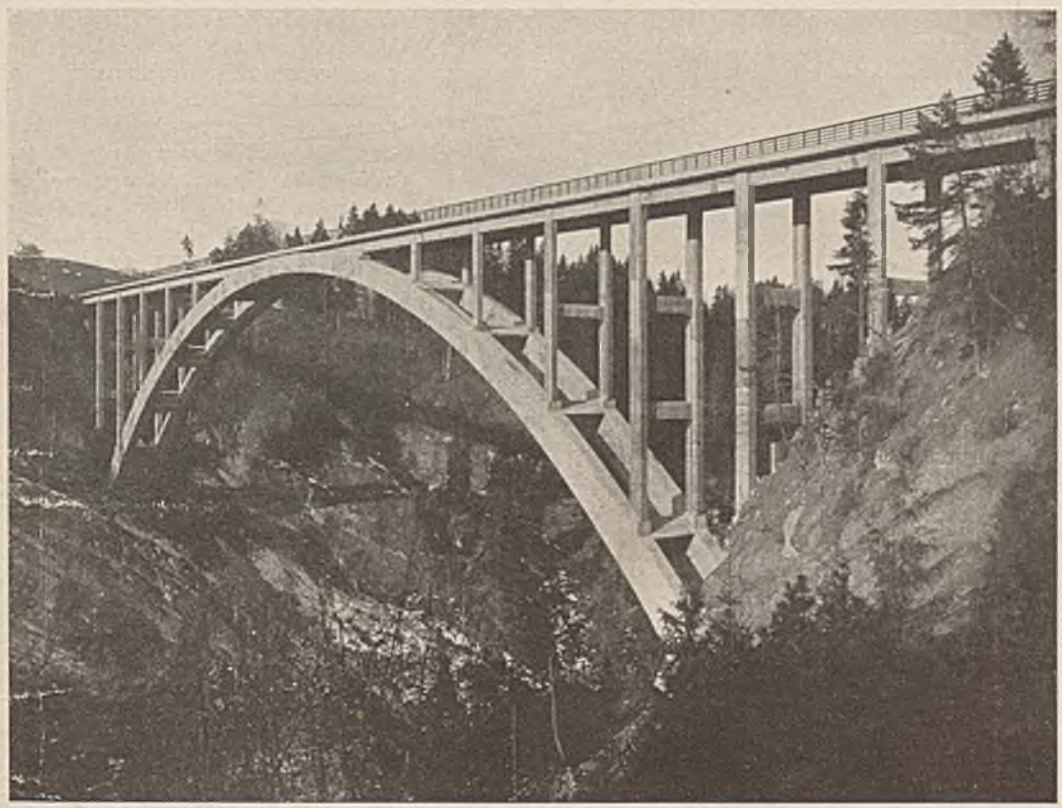

Abb. 1. Ansicht der Brücke von Südosten.

Die Hochbrücke bei Echelsbach liegt im bayerischen Alpenvorland und dient zur Überführung einer Staatsstraße über die 80 m tiefe Talschlucht der Ammer. Es ist die alte Handelsstraße, die von Augsburg über Landsberg a. Lech, Oberammergau und Garmisch nach Innsbruck führt. Bis jetzt kreuzte diese Straße die Ammer etwas südlich der Brückenbaustelle unten im Talboden, den sie mit sehr scharfen Kurven und mit Steigungen bis zu 20% erreichte, so daß dieses Straßenstück, die sogenannte Echelsbacher Steige, ein starkes Verkehrshindernis war. Abb. 2 zeigt im Lageplan den alten gewundenen Straßenzug und die umfangreiche Straßenverlegung, welche die Beseitigung der bisherigen verlorenen Steigung von 80 m und die Überwindung des Tales an seiner engsten Stelle ermöglichte. Die Ammer fließt dort fast genau von Süden nach Norden und durchbricht in einer engen Schlucht einen westöstlich verlaufenden Felsriegel aus älterem Molassesandstein, so daß die Gründungsverhältnisse für eine Bogenbrücke sehr günstig waren. Der Brückenbau erfolgt im Rahmen des großzügigen Straßenbauprogramms, das die Bayerische Staatsbauverwaltung unter der Leitung von Ministerialrat Vilbig z. Zt. durchführt; den unmittelbaren Anstoß zum Bau gaben die in diesem Jahre stattfindenden Oberammergauer Passionsspiele, die einen starken Autoverkehr auf dieser Straße erwarten lassen, da sie die Zufahrt nach Oberammergau von Westen her bildet.

Zur Lösung der Bauaufgabe wurde von der Baubehörde ein Wettbewerb[2]) veranstaltet, bei dem von 25 Bewerbern insgesamt 50 Entwürfe, teils in Eisenbeton, teils in Eisenkonstruktion eingereicht wurden. Bei ihrer Beurteilung hatte das Preisgericht auftragsgemäß außer der technischen Durchbildung und der schönheitlichen Wirkung vor allem auch die Wirtschaftlichkeit der Entwürfe zu berücksichtigen, weil beabsichtigt war, mit dem Bau baldigst zu beginnen und einem der Preisträger die Ausführung zu übertragen. Es mußten daher bei der Preisver-

[1]) Vergl. Spangenberg, Die Entwürfe für weitgespannte Gewölbe bei dem Wettbewerb Moselbrücke Koblenz. „Der Bauingenieur" 1928, Heft 38/39.

[2]) Vergl. Ertl, Wettbewerb für den Bau einer Hochbrücke über die Ammer bei Echelsbach. „Zement" 1928, S. 1382, sowie Kayser, Wettbewerb für eine Straßen-Hochbrücke über die Ammer bei Echelsbach in Bayern. Zentralblatt der Bauverwaltung 1929, Nr. 25, 27, 30 und 32.

teilung viele sonst sehr gute Entwürfe wegen zu hoher Kosten ausscheiden. Den ersten Preis erhielt ein Entwurf der Wayss & Freytag A.-G., der einen Viadukt mit 5 eingespannten Eisenbetonbogen von etwa 30 m Lichtweite auf schlanken Eisenbetonpfeilern vorsah. Mit dem zweiten Preis wurde ein von der Firma Hochtief, Aktiengesellschaft für Hoch- und Tiefbauten vorm. Gebr. Helfmann, Filiale München, in Verbindung mit dem Ingenieurbüro Streck & Zenns und dem Architekten Kahr in München eingereichter Entwurf ausgezeichnet. Er löste die Bauaufgabe durch Überbrückung der Talschlucht mit einem 130 m weit gespannten, steifbewehrten Dreigelenkbogen, der in zwei Rippen mit hohlem Kastenquerschnitt aufgeteilt war. Das ist der Entwurf, welcher später der Ausführung zugrunde gelegt wurde. Den dritten Preis erhielt ein Entwurf der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, ein vollwandiger, eiserner Zweigelenkbogen von 141 m Spannweite. Mit zwei weiteren Preisen wurden noch die Entwürfe der Firmen Hüser & Cie. und Karl Stöhr ausgezeichnet, die gleichfalls die Lösung mit einem großen steifbewehrten Bogen, jedoch mit etwas geringeren Spannweiten als der mit dem zweiten Preis bedachte Entwurf vorschlugen.

Abb. 2. Lageplan.

Mit den Trägern der beiden ersten Preise hat dann der Vorstand des Straßen- und Flußbauamtes Weilheim, Oberregierungsrat Ertl, eingehende Verhandlungen geführt, um die Grundlagen für die Vergebung des Baues zu schaffen. Dabei wurde der mit dem zweiten Preis ausgezeichnete Entwurf in seinen Betonabmessungen nicht unwesentlich verstärkt, ferner wurde bei ihm in Anlehnung an den Entwurf der Firma Hüser & Cie. auch für die Fahrbahnstützen und die Fahrbahnlängsträger steife Bewehrung vorgesehen, um den geplanten Freivorbau der eisernen Gitterbogen einwandfrei durchführen zu können. Damit erhielt der Entwurf eine nicht unbeträchtliche Eisenkonstruktion, was dazu beigetragen hat, daß ihn der bayerische Minister des Innern, Dr. Stützel, zur Ausführung gewählt hat, um auch der Eisenindustrie einen Teil des Bauauftrages zukommen zu lassen. Außerdem hat aber die Überbrückung des Tales durch einen großen Bogen im Vergleich zu der schon häufig angewandten Viaduktlösung doch auch auf den Nichtfachmann großen Eindruck gemacht und die Entscheidung wesentlich mitbestimmt. Entsprach sie auch nicht dem Urteil des Preisgerichtes, so war sie doch im Interesse des technischen Fortschrittes sehr zu begrüßen, zumal so günstige örtliche Verhältnisse für den Bau einer weitgespannten Massivbrücke in Deutschland selten zu finden sein werden.

Die Bedeutung des gewählten Entwurfes liegt nicht nur in seiner Spannweite von 130 m, sondern vor allem in der Tatsache, daß der große Bogen mit steifer Bewehrung und ohne Lehrgerüst über der tiefen Talschlucht erbaut worden ist. Dabei wurde das hier im Jahre 1924[3]) vorgeschlagene Bauverfahren benutzt, das eine Vervollkommnung des bekannten Systems Melan darstellt und dessen Anwendung auf große Spannweiten erst ermöglicht. Nach diesem Verfahren kann man ja der steifen Bewehrung eine genau zu berechnende Vorspannung erteilen und den Beton frei von Eigenlastspannungen halten. Diese Vorteile werden dadurch erreicht, daß man zunächst eine Kiesbelastung von dem gleichen Gewicht wie das des Bogenbetons auf die an der Eisenkonstruktion angehängte Schalung aufbringt und diese Vorbelastung dann entsprechend dem Fortschritt der Betonierung allmählich wieder entfernt, so daß die Gesamtbelastung der Eisenkonstruktion während des Betonierens konstant bleibt. Damit sind alle Unklarheiten in der Spannungsverteilung zwischen Beton und Eisen ausgeschaltet, und es können

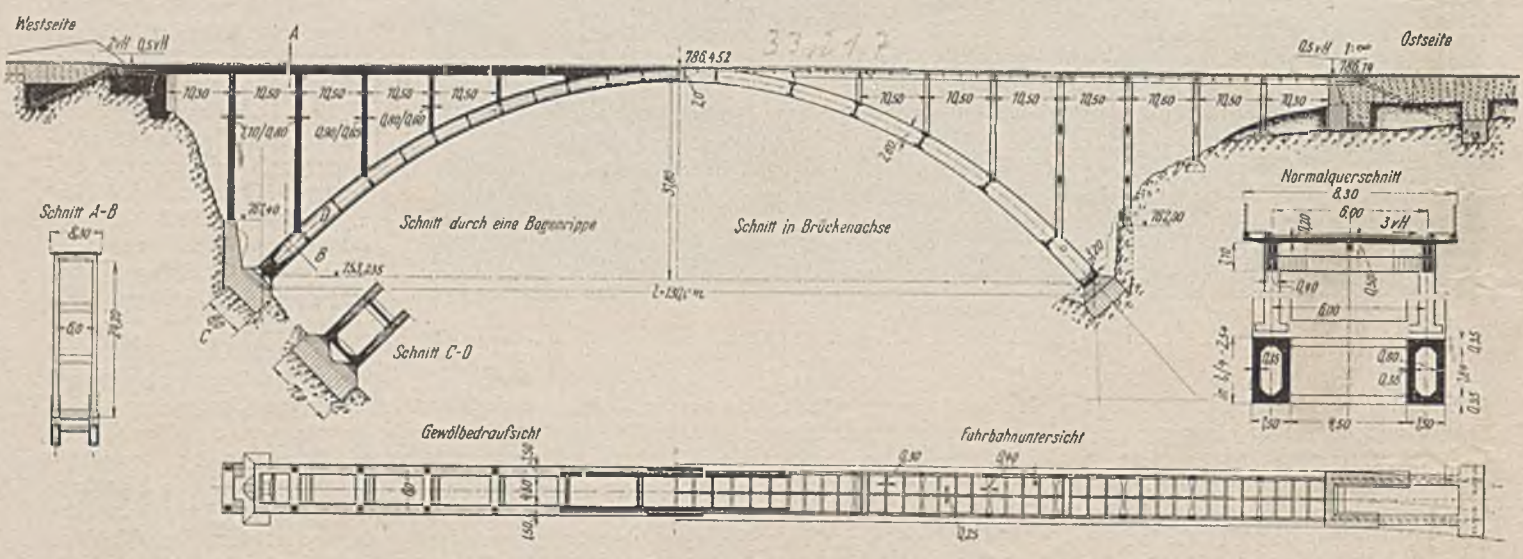

Abb 3. Übersichtszeichnung der Eisenbetonkonstruktion.

[3]) Spangenberg, Eisenbetonbogenbrücken für große Spannweiten „Der Bauingenieur" 1924, Heft 15 und 16.

unbedenklich die zulässigen Beanspruchungen beider Baustoffe voll ausgenutzt werden. So war es bei der Echelsbacher Brücke — zum erstenmal bei einer Eisenbetonbogenbrücke — möglich, als Längsbewehrung hochwertigen Stahl mit wirtschaftlichem Vorteil zu verwenden. Das Bauverfahren mit der Kiesvorbelastung war bereits in dem mit dem 2. Preis ausgezeichneten Entwurf vorgesehen, wie auch bei den meisten anderen Wettbewerbsentwürfen mit steifbewehrten Eisenbetonbogen. Übrigens ist dieses Verfahren im Jahre 1929 noch ein zweitesmal zur Anwendung gekommen, bei der Stromöffnung der von der Firma Hüser & Cie. im vergangenen Sommer fertiggestellten Brücke über die Sieg bei Menden, einem Bogen mit angehängter Fahrbahn von 60 m Spannweite.

Nach Abschluß des Bauvertrages ernannte mich die Bayerische Staatsbauverwaltung zum Sachverständigen für diesen Brückenbau. Damit hatte ich nicht nur die Prüfung der gesamten statischen Berechnung durchzuführen, sondern auch die Entscheidung über alle wichtigen statischen und konstruktiven Fragen zu treffen, so daß der Ausführungsentwurf in vielen Punkten von mir beeinflußt worden ist. Im Bauvertrag war festgelegt, daß die ausführende Firma, die A.-G. für Hoch- und Tiefbauten, vorm. Gebr. Helfmann, alle von dem staatlichen Sachverständigen für nötig erachteten Maßnahmen ohne Mehrforderung auszuführen hatte. Dadurch war mir die Voraussetzung für eine wirksame Mitarbeit gegeben, gleichzeitig natürlich aber auch eine begreifliche Beschränkung in bezug auf Abänderungen des dem Bauvertrage zugrunde liegenden Entwurfes auferlegt. Die Ausarbeitung des Bauentwurfes und die Aufstellung der sehr umfangreichen statischen Berechnungen erfolgte durch das Ingenieurbüro Streck & Zenns, unter der ausgezeichneten Leitung meines früheren Assistenten, Dipl.-Ing. Gerhart. Bei der Prüfung der Berechnungen haben mich meine beiden jetzigen Assistenten, Dipl.-Ing. Stiegler und Dipl.-Ing. Jauch, in dankenswerter Weise unterstützt. Den Entwurf für die Eisenkonstruktion der steifen Bewehrung hat das Eisenwerk Kaiserslautern bearbeitet, dem auch die Lieferung und die Montage dieser Konstruktion übertragen war. Es ist mir ein Bedürfnis, an dieser Stelle zum Ausdruck zu bringen, daß die Zusammenarbeit mit allen am Bau beteiligten Ingenieuren überaus angenehm und ersprießlich war, und daß besonders die A.-G. für Hoch- und Tiefbauten, unter Leitung von Regierungsbaumeister Köhl und Dr.-Ing. Kestler, keine Mittel gescheut hat, um die technisch einwandfreie und mustergültige Ausführung des Bauwerkes zu gewährleisten. Die Bauführung für die Firma hatte Dipl.-Ing. Bögershausen, mit der staatlichen Bauleitung waren vom Straßen- und Flußbauamt Weilheim Bauamtmann Düll und Regierungsbaumeister Hubinger betraut. Alle drei Herren haben mit großer Umsicht und Sorgfalt ihres Amtes gewaltet.

Der Ausführungsentwurf, Abb. 3, ist nicht mehr wie der Wettbewerbsentwurf als Dreigelenkbogen, sondern aus später darzulegenden Gründen als Zweigelenkbogen ausgebildet worden. Er hat bei einer Spannweite von 130 m einen Stich von 1 : 4,5 und besteht aus zwei hohlen kastenförmigen Rippen, die in 6,0 m Achsabstand voneinander liegen und durch 10 I-förmige sowie zwei U-förmige Querrippen, letztere an den Kämpfern, gegeneinander versteift sind. Die beiden Bogenrippen haben eine gleichbleibende Breite von 1,5 m, ihre Höhe wächst von 2,0 m am Scheitel bis auf 3,2 m am Kämpfer. Die Kästen haben eine Wandstärke von 35 cm und sind in ihrem Innern durch Querschotten versteift, die in doppelt so großer Anzahl wie die Querversteifungen zwischen den Bogenrippen angeordnet sind. Um die Innenschalung der Kästen entfernen und den Hohlraum später begehen zu können, besitzen die Querschotten Mannlöcher und die Seitenwände eiserne Zugangstüren in der Nähe der Kämpfer. An den Gelenken sind die Bogenrippen als volle Rechtecksquerschnitte ausgebildet, um eine gute Druckübertragung zu gewährleisten. Die in den Fels eingesprengten Widerlager sind für beide Bogenrippen gemeinsam und haben eine größte Breite von 11,0 m. Der Aufbau auf den beiden Bogenrippen besteht aus ein- und mehrstöckigen Eisenbetonrahmen, die 10,5 m Abstand voneinander haben und die 8,3 m breite Fahrbahntafel tragen. Die Stärkenabmessungen der Rahmenstützen nehmen aus statischen und architektonischen Gründen mit wachsender Höhe zu und betragen bei 24 m größter Rahmenhöhe 1,1 × 0,8 m. In der gleichen Weise wie der Bogenüberbau sind auch die Anschlüsse der Brücke an die Steilhänge der beiden Ufer konstruiert, so daß sich eine vollkommen einheitliche Ausbildung des 180 m langen Überbaues zwischen den beiden oberen Endwiderlagern ergibt, was für die architektonische Wirkung der Brücke sehr von Vorteil ist.

Die Hauptlängsträger der Fahrbahn haben ebenfalls 6,0 m Achsabstand und sind 1,10 m hoch und 0,4 m breit; zwischen ihnen, den Querträgern und einem sekundären Längsträger spannt

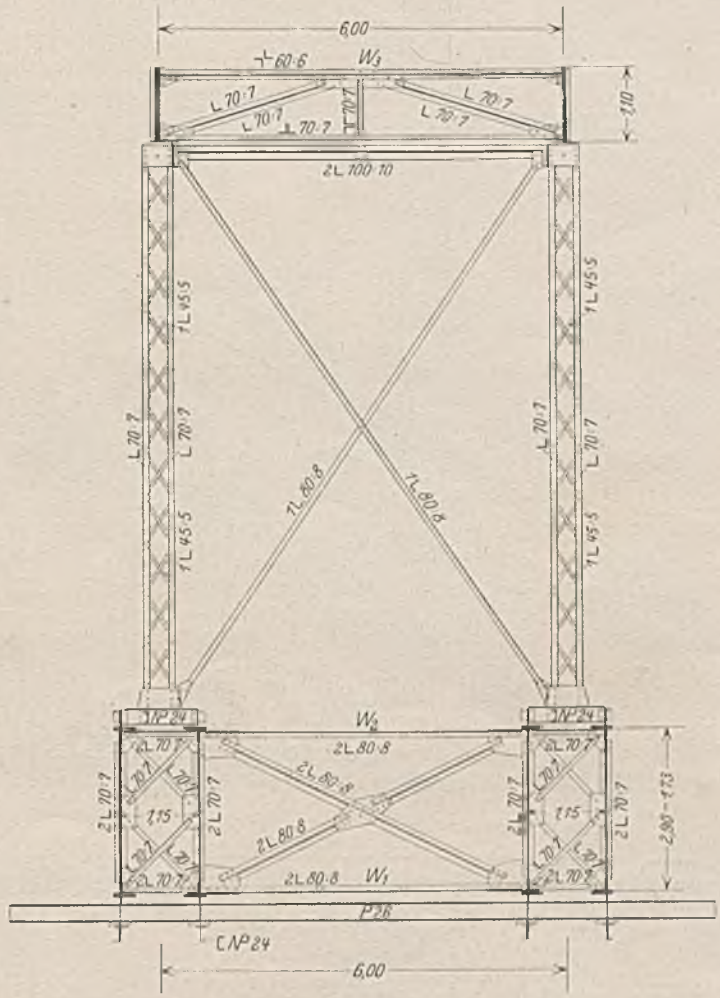

Abb. 4. Querschnitt der Eisenkonstruktion für die steife Bewehrung.

sich die kreuzweis bewehrte Fahrbahnplatte von 20 cm Stärke, während die Fußwege mit den Kabelkanälen seitlich auskragen. Die Fahrbahnkonstruktion ist durch vier Dehnungsfugen unterteilt, die auf jeder Seite im zweiten Feld neben dem Scheitel und in dem Feld über den Gelenken liegen. Sie sind in einfachster Weise durch konsolartige Auskragungen der Längsträger unter Anordnung von zwei Querträgern neben der Fuge gebildet.

Die Abb. 4 und 5 zeigen die Einzelheiten der Eisenkonstruktion für die steife Bewehrung, während die Gesamtanordnung aus Abb. 6 zu ersehen ist. Die beiden in 6,0 m Achsabstand voneinanderliegenden Fachwerkbogen bestehen entsprechend dem Eisenbeton-Kastenquerschnitt aus je 2 gegeneinander verstrebten Tragwänden. Die Gurtquerschnitte sind aus Winkeleisen und Deckflacheisen gebildet, die Füllungsstäbe aus Winkeleisen. Zwischen den beiden Bogenrippen liegt außer den Querverbänden ein oberer und ein unterer Windverband W_1 und W_2, Abb. 4.

Wie bereits eingangs erwähnt, haben zur Durchführung der Freimontage des eisernen Bogens auch die Fahrbahnstützen und die Hauptlängsträger der Fahrbahntafel steife Bewehrung erhalten.

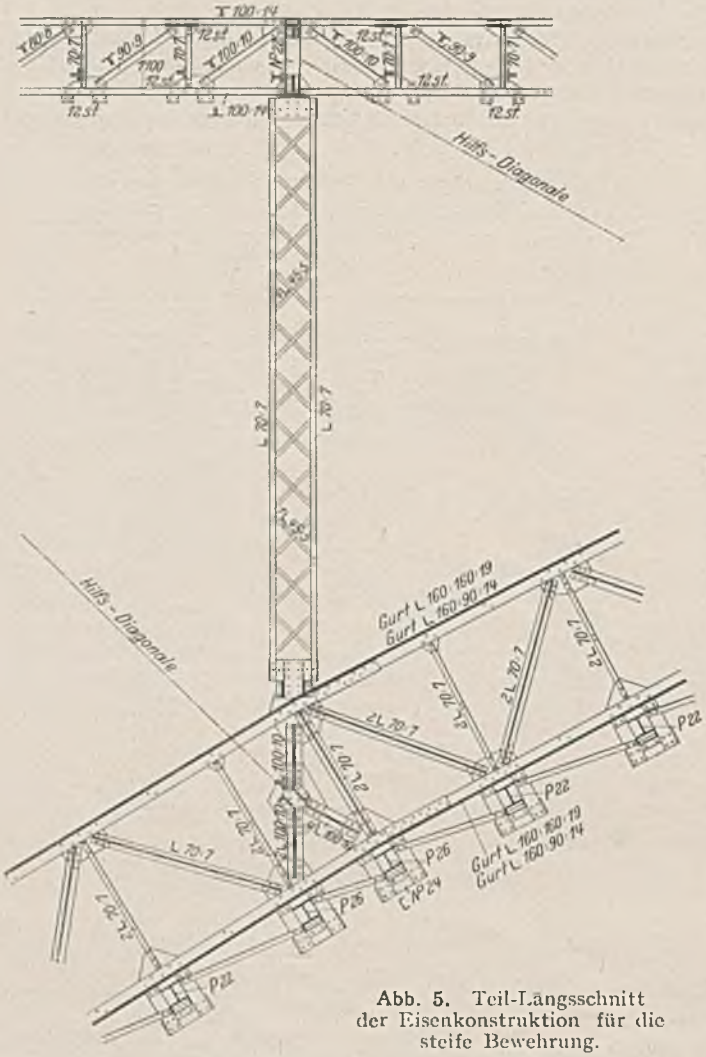

Abb. 5. Teil-Längsschnitt der Eisenkonstruktion für die steife Bewehrung.

Abb. 4. Die Gurtquerschnitte der Bogenrippen und der Fahrbahnlängsträger bestehen aus hochwertigem Baustahl St. 48, während für alle übrigen Teile der Eisenkonstruktion Baustahl St. 37 verwendet wurde. In Abb. 5 erkennt man auch die Konstruktion für die Anhängung der hölzernen Schalung an die Untergurtknoten der Fachwerkbogen. An Verlängerungen der Knotenbleche sind zwei Flacheisen angeschraubt, die unten durch eine U-Eisen-Traverse miteinander verbunden sind. Auf dieser U-Eisen-Traverse liegen, durch Hartholzkeile justierbar, Peiner Träger auf, welche die Querträger für die später zu beschreibende hölzerne Schalung bilden. Die Aufhängekonstruktion wurde ein zweites Mal an den Fahrbahnlängsträgern für die Einschalung der Fahrbahntafel verwendet. Diese Längsträger sind in der Eisenkonstruktion als durchlaufende Träger ausgebildet, die vom Bogenscheitel bis zu den beiden Endwiderlagern ohne Unterbrechung durchgeführt sind. Wie weiter unten beschrieben, wurden diese Träger später nach Fertigstellung der Eisenbetonkonstruktion an den Stellen durchschnitten, wo die Dehnungsfugen in der Fahrbahntafel angeordnet sind.

Die Montage der ganzen Eisenkonstruktion erfolgte im Freivorbau mit Rückverankerung im Felsen der beiden Steilufer. Für diesen Bauvorgang wurden in die einzelnen Felder des Bogenüberbaues zwischen Fahrbahnlängsträgern und Fachwerksbogen schräge Hilfsdiagonalen eingezogen, sodaß für den Freivorbau zwei große Konsolträger mit Dreiecksfachwerk entstanden, deren untere Druckgurte die Bogenrippen und deren obere Zuggurte die Fahrbahnlängsträger bildeten, welche hinter den Brückenwiderlagern an den Teilhängen verankert waren. (Abb. 7.) Nur beim Beginn der Montage wurden für die Bogenteile an den Kämpfern eiserne Hilfsgerüste benutzt, die später wieder außer Wirksamkeit gesetzt wurden. In Abb. 7 ist ein solches Hilfsgerüst sowie auch einer der beiden Montagekrane von 6 t Tragkraft dargestellt, die für den Zusammenbau der Eisenteile verwendet wurden.

Die Berechnung der geschlossenen Eisenkonstruktion unterscheidet sich im Prinzip nicht von der Berechnung einer eisernen Straßenbrücke, nur fehlen die eigentlichen Verkehrslasten, und zu den ständigen Lasten kommt außer dem Eigengewicht und dem Gewicht der Montagebühne als ausschlaggebend das Gewicht des Bogenbetons bezw. der Kiesvorbelastung hinzu.

Zur Auswertung der Einflußlinien für die Stabkräfte des Bogens wurde mit den beiden Montagekranen in ungünstigster Stellung und außerdem mit einer veränderlichen Belastung

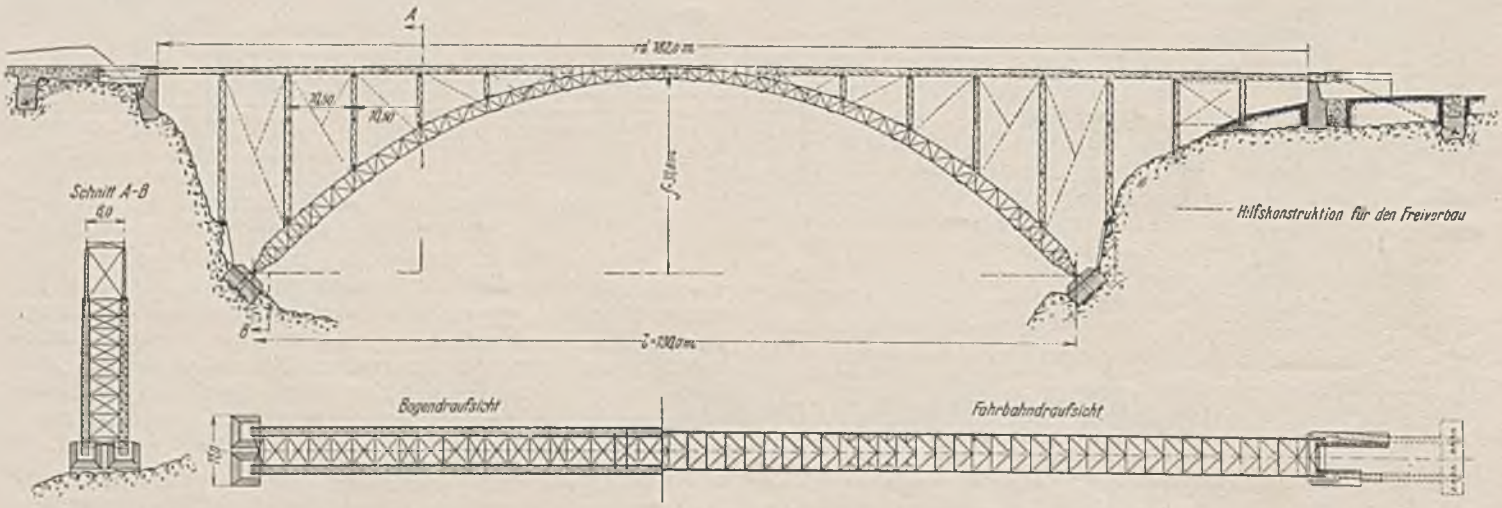

Abb. 6. Übersichtszeichnung der Eisenkonstruktion für die steife Bewehrung.

Beide bestehen aus Ständern und gekreuzten Diagonalen, für die wie für alle übrigen Verbände Winkeleisen verwendet sind. Die Fahrbahn-Längsträger sind Parallelträger mit Ständerfachwerk, die in der Ebene ihres Obergurtes durch einen als K-Fachwerk ausgebildeten Windverband W 3 verbunden werden,

von 1 t/m Brückenlänge gerechnet, um die Teilbelastungen beim Aufbringen der Kieslast und bei anderen Bauvorgängen zu berücksichtigen. Wegen der geringen Brückenbreite war die Berechnung auf Winddruck besonders wichtig. Durch die Fahrbahnlängsträger konnte der Bogen selbst

von einem Teil der Windkräfte entlastet werden, gleichwohl war eine Zugverankerung an den Kämpfergelenken erforderlich, solange der Eisenbogen noch nicht die Kiesvorbelastung trug. Die statische Berechnung für die Freimontage war ziemlich umständlich, da alle einzelnen Vorbauzustände untersucht werden mußten. Die größte Zugkraft in der oberen Rückverankerung ergab sich dabei zu 140 t pro Bogenrippe. Auch für die Freimontage war die Zugverankerung unten an den Gelenken mit Rücksicht auf die Aufnahme der Windkräfte notwendig. Sie erhielt dabei eine größte Beanspruchung von 260 t pro Rippe, die durch vier Flacheisen aufgenommen wurde. Die Stabilität der großen Konsolträger des Freivorbaues habe ich übrigens nur für 150 kg/m² Winddruck verlangt. Für höhere Winddrücke bis 250 kg/m² wurde die Mitwirkung von Hilfsseilen vorausgesetzt, die teils am Bogen, teils an den Fahrbahnlängsträgern befestigt und in Betonklötzen an den Steilufern verankert waren. Auf jeder Seite eines Konsolträgers waren 5 Drahtseile von 20 mm ∅ nach einem solchen Betonklotz zusammengeführt. Jedes Seil wurde mit einer Kraft von rund 2 t angespannt, was durch Messung mittels eines Dynamometers kontrolliert wurde.

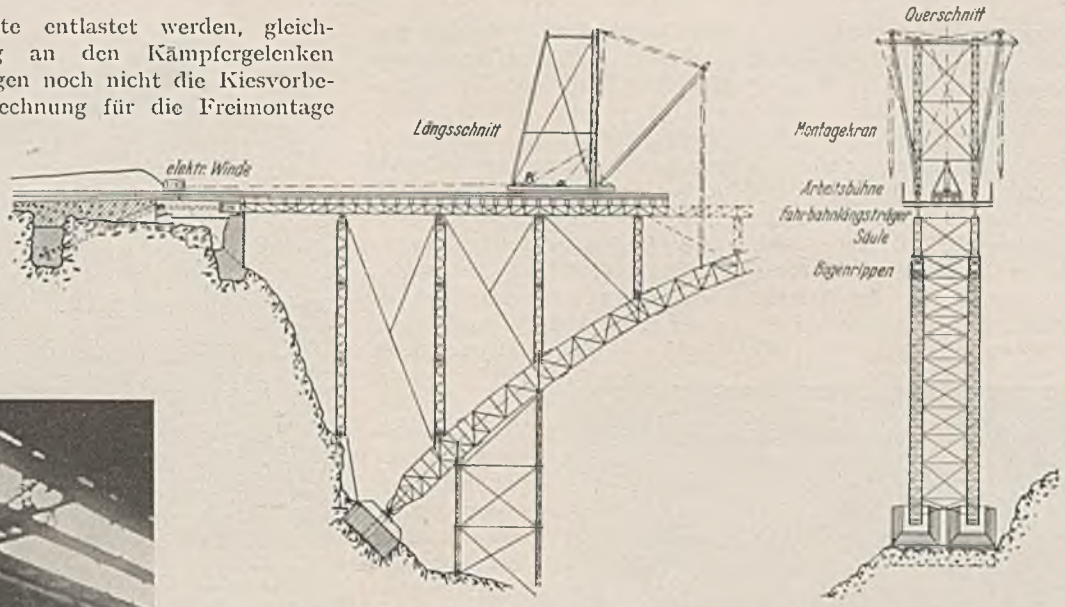

Abb. 7. Montagevorgang für die Eisenkonstruktion der steifen Bewehrung.

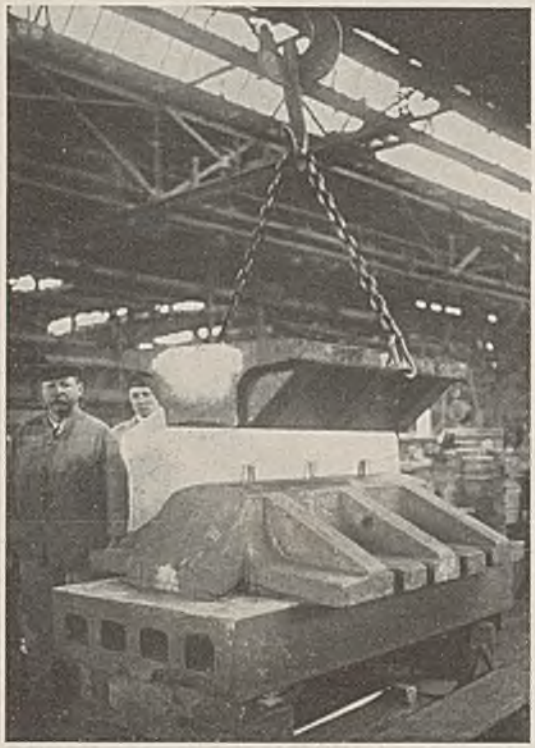

Abb. 8. Ober- und Unterteil eines Kämpfergelenkes in der Werkstatt.

Den Beginn der Montage des eisernen Bogens bildete das Versetzen der Kämpfergelenke, die in bekannter Weise als Stahlgußwälzgelenke mit Kupillensicherung ausgebildet sind. Der größte Gelenkdruck beträgt 2000 t, wovon rd. 400 t von der Wirkung des Winddruckes herrühren. Die Wälzflächen haben Radien von 50 und 75 cm und erhalten eine rechnungsmäßige größte Pressung von 6600 kg/cm². Abb. 8 zeigt die beiden Stücke eines solchen Gelenkes in der Werkstatt. Bemerkenswert sind die beiden seitlich angegossenen Nasen, die zur provisorischen Aufstellung der Gelenke gebraucht wurden. Die Abb. 9 gibt die allgemeine Anordnung des Widerlagers mit den beiden Gelenken und dem Bogenanfang, wobei die schlaffe Bewehrung des Widerlagers und Bogens weggelassen ist, um die Zeichnung nicht unklar zu machen. Die Gurte der eisernen Fachwerkbogen sind nach den Gelenken hin zusammengezogen und durch entsprechende Blechwände ausgesteift. Die provisorische Windverankerung ist gleichfalls in der Zeichnung angedeutet. Sie wurde nach Aufbringen der Kieslast durchschnitten und

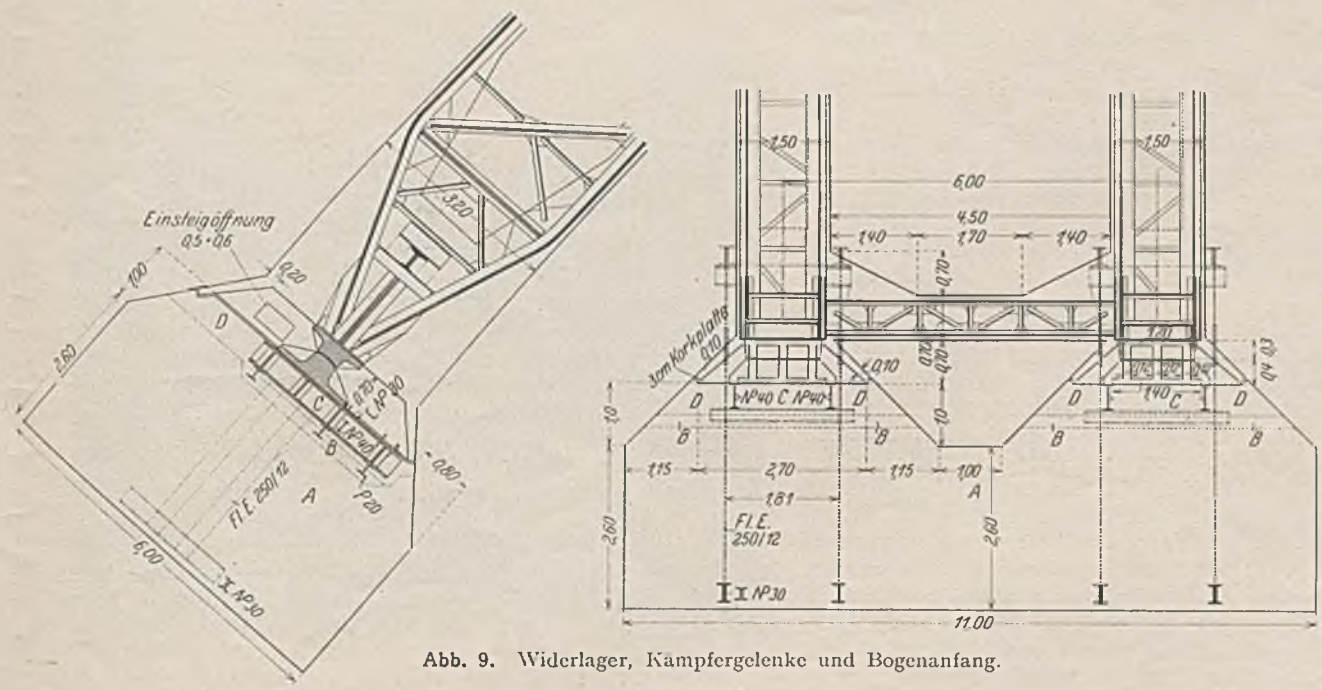

Abb. 9. Widerlager, Kämpfergelenke und Bogenanfang.

wieder entfernt, soweit sie nicht in die Widerlager einbetoniert war. Abb. 10 gibt eine gute photographische Aufnahme von einem Kämpfergelenk mit dem Bogenanfang und der Flacheisen-Verankerung.

Es ist charakteristisch für die Kämpfergelenke eines steifbewehrten Bogens, daß die obere Auflagerfläche des Gelenkes kleiner als die untere ist (vgl. Abb. 9). Die Größe dieser Auflagerflächen hängt ja von der zulässigen Betonpressung in diesen Flächen ab, die hier zu rd. 100 kg/cm² angenommen wurde. Während die untere Fläche den vollen Gelenkdruck von 2000 t auf den Beton der Widerlager überleiten muß, wird bei der oberen Auflagerfläche am Bogen der Kämpferdruck aus Bogeneigengewicht mit rd. 900 t unmittelbar durch die Eisenkonstruktion auf das Gelenk übertragen, so daß der Beton hier nur noch 1100 t aufzunehmen hat und also eine kleinere Auflagerfläche des Gelenkes als unten am Widerlager nötig ist. Während der Montage bis zum Bogenschluß ruhten die Gelenke mittels ihrer seitlichen Nasen auf einem Unterbau aus I-Trägern, so daß erforderlichen Falles jederzeit ein Anheben oder Verschieben der Gelenke mit Hilfe von hydraulischen Pressen zur Regulierung des Montagevorganges möglich gewesen wäre. Erst nach Bogenschluß wurde der Beton C (Abb. 9) unter den Gelenken eingebracht und die beiden I-Träger, auf welche sich die Gelenke mit ihren Nasen stützten, durch einen Längsschnitt in der Mitte der Stege durchgebrannt, so daß sie nicht mehr als Auflager für die Gelenke dienten. Schließlich wurden dann noch die außerhalb des Trägerrostes liegenden Betonteile D betoniert. Der ganze Gelenkkörper hat übrigens später eine Umkleidung aus Eisenbeton erhalten, um die Gelenke vor Verschmutzung zu schützen.

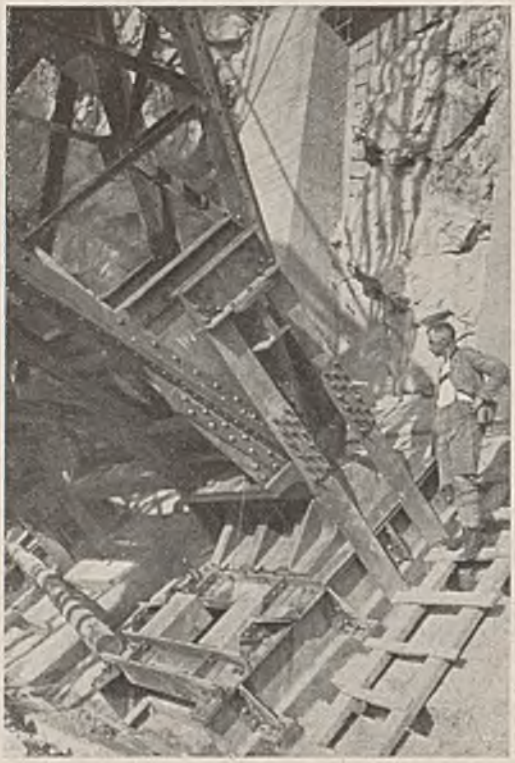

Abb. 10. Kämpfergelenk mit provisorischer Flacheisenverankerung.

Nach dem Versetzen der Gelenke konnte mit der Montage der eisernen Gitterbogen begonnen werden. Abb. 11 zeigt den Freivorbau am rechten Ufer und läßt das Hilfsgerüst für die Bogenteile am Kämpfer sowie die hölzerne Montagebühne gut erkennen. Eine Gesamtaufnahme in einem etwas späteren Bauzustand gibt die Abb. 12, auf der sich die beiden Bauspitzen bereits bis auf 30 m genähert haben. Im einzelnen ging der Freivorbau so vonstatten, daß immer zuerst die beiden inneren Tragwände der Bogenrippen für ein Feld vorgebaut und durch die Windverbände miteinander verbunden wurden. Dann folgten die beiden äußeren Tragwände in dem betreffenden Feld. Anschließend wurden die schrägen Hilfsdiagonalen eingezogen, sodann die Säulen aufgestellt und die Längsträger montiert, worauf das nächste Feld in Angriff genommen werden

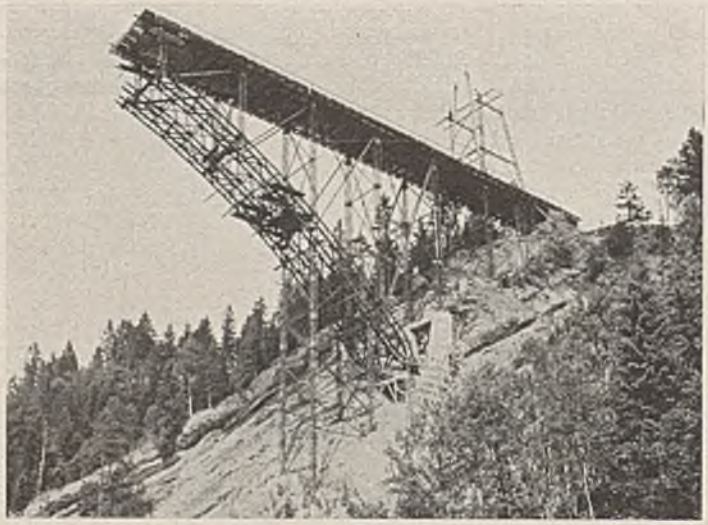

Abb. 11. Beginn des Freivorbaues der steifen Bewehrung am rechten Ufer.

Abb. 12. Gesamtansicht des Freivorbaues der steifen Bewehrung.

Abb. 13 Montagearbeit an der Bauspitze.

konnte. Die Aufnahme von der Bauspitze (Abb. 13) zeigt gerade den Zustand, wie die innere Tragwand einer Rippe mit dem oberen und unteren Windverband bereits montiert ist und die äußere Tragwand versetzt wird. Auch an der Teilaufnahme (Abb. 14) der beiden aufeinander zustrebenden Enden der

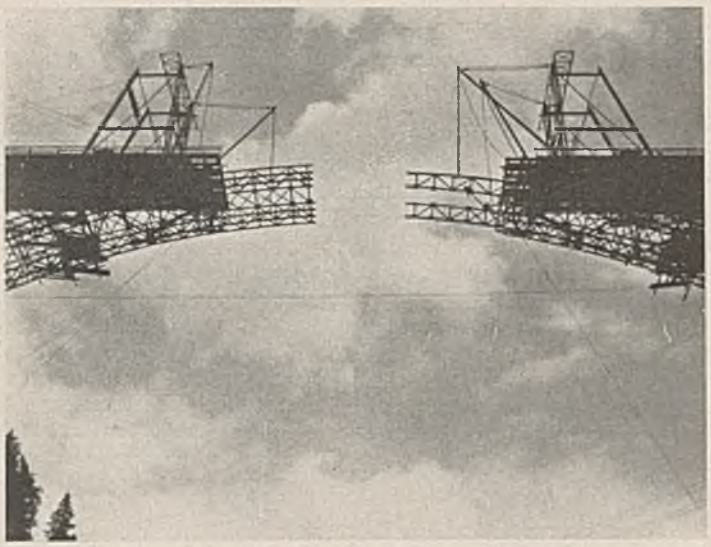

Abb. 14. Die Spitzen der beiden Bogenhälften mit den Baukranen kurz vor Bogenschluß.

Konsolträger erkennt man wieder gut den Bauvorgang für die Tragwände der Bogenrippen. Rechts werden die beiden unteren Tragwände vorgestreckt, während links schon alle vier Tragwände mit den Windverbänden montiert sind. Abb. 15 zeigt den Bogenschluß, der Anfang Juli 1929 erfolgte und sehr gut gelang. Die gegenseitige Abweichung der beiden Bauspitzen betrug der Höhe wie der Breite nach nur 1,5 cm. Die Breitenabweichung konnte mittels eines Flaschenzuges leicht an den Bauspitzen selbst beseitigt werden, so daß ein Verschwenken der Kämpfergelenke nicht nötig wurde. Die Korrektur in der Höhenlage wurde dagegen durch Öldruckpressen bewirkt, die an beiden

Abb. 15. Schluß des eisernen Gitterbogens.

Ufern zwischen den Fahrbahnlängsträgern und den Rückverankerungen bei den oberen Widerlagern eingeschaltet waren (Abb. 16). Mit diesen Pressen wurden auch die 4 cm Scheitelsenkungen beseitigt, die durch das Eigengewicht der Konstruktion bei dem Freivorbau entstanden waren. Damit kam jede Presse unter einen Druck von rd. 140 t. Der Schluß des Bogens wurde nun in der Weise vorgenommen, daß das Paßstück im Scheitel bei kühler Morgentemperatur eingesetzt wurde. Im Laufe des Tages dehnte sich dann der Bogen unter dem Einfluß der Sonnenwärme so weit aus, daß der Druck in den Pressen und damit die Zugkraft in den Längsträgern und in der Verankerung bis auf $^1/_3$ des Wertes von 140 t abnahm, wie durch Beobachtung der Manometer festgestellt wurde. Der Bogen hatte sich also schon beinahe selbsttätig zur Kraftwirkung gebracht; durch Nachlassen der Pressen wurde das letzte Drittel des Verankerungszuges beseitigt und damit die volle Bogenwirkung hergestellt. Nach Bogenschluß konnten die Hilfsdiagonalen entfernt werden und die Schalungsarbeiten für die Eisenbetonkonstruktion beginnen. Das gute Gelingen der Eisenkonstruktion ist der ausgezeichneten Werkstattarbeit und der vortrefflich durchgeführten Montage des Eisenwerks Kaiserslautern unter Leitung des Montageinspektors Sandhöfel zu danken.

Bevor ich die konstruktiven Einzelheiten der Verbandkonstruktion und den weiteren Bauvorgang behandle, sollen die wichtigsten statischen Fragen besprochen werden. Als die Ausarbeitung des Bauentwurfs begonnen wurde, schien es mir nötig, vor allem drei Hauptfragen zu prüfen und zu entscheiden: 1. die Seitenstabilität der Brücke, 2. die Querschnittsform der Bogenrippen und 3. das statische System des Bogens.

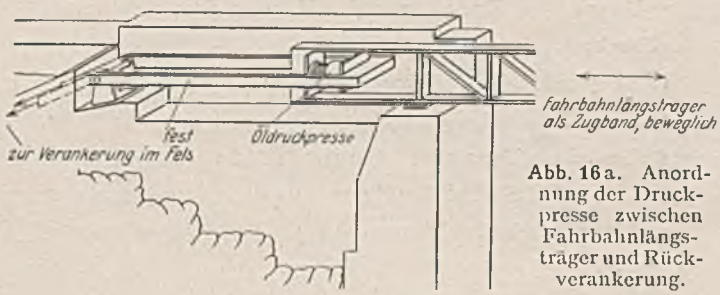

Abb. 16a. Anordnung der Druckpresse zwischen Fahrbahnlängsträger und Rückverankerung.

Abb. 16b. Schema für die Bewegung einer Bogenhälfte bei Betätigung der Druckpressen.

Wie bereits bei der Beschreibung der Eisenkonstruktion erwähnt, hat die Aufnahme der Windkräfte besondere Schwierigkeiten bereitet, da die Breite der Brücke für die große Spannweite von 130 m sehr gering ist. Der Achsabstand der beiden Bogenrippen beträgt nur 6,0 m und ist auf die ganze Bogenlänge konstant. Ich habe vorgeschlagen, den Abstand der Bogenrippen nach den Widerlagern hin zunehmen zu lassen, um die Seitenstabilität des Bogens zu erhöhen und die großen Windbeanspruchungen in der Gegend der Kämpfer beim Freivorbau, im geschlossenen Eisenbogen und im fertigen Bauwerk zu vermindern. Leider war diese Änderung nicht mehr möglich, da die Eisenkonstruktionsfirma wegen der leichteren Herstellung der Konstruktion und der einfacheren Durchführung des Freivorbaues nicht von der parallelen Anordnung der beiden Bogenrippen abgehen wollte. Außerdem hätte eine solche grundsätzliche Änderung vermutlich auch eine Bauverzögerung zur Folge gehabt.

Die zweite Überlegung betraf die zweckmäßigste Querschnittform für die beiden Bogenrippen. Dabei war zu prüfen, ob mit Rücksicht auf die steife Bewehrung statt des vorgeschlagenen Kastenquerschnittes vielleicht die Rechtecks- oder I-Form für die Ausführung der Rippen zweckmäßiger sei. Der hohle Kastenquerschnitt hat ja für schlaff bewehrte Eisenbetonbogenbrücken großer Spannweite in neuerer Zeit eine steigende Verwendung gefunden, wie die Tabelle 1 zeigt, die fünf französische, eine englische und zwei deutsche Ausführungen aufweist. Der

Hauptvorteil des hohlen Rechteckquerschnitts liegt in dem günstigen Verhältnis zwischen Widerstandsmoment und Querschnittsfläche, also in der großen Kernweite. Während diese beim Rechteckquerschnitt ein Sechstel der Höhe ist, beträgt sie z. B. bei dem hier verwendeten armierten Kastenquerschnitt rd. ein Viertel der Höhe. Dieser Querschnitt bringt daher besonders für solche Bogen Gewichtsersparnisse, bei denen der Einfluß der Biegungsmomente überwiegt. Das ist aber bei den steifbewehrten Bogen der Fall, da ja im Eisenbetonquerschnitt die Grundspannungen aus dem Bogeneigengewicht fehlen. Ein Rechtecksquerschnitt würde für einen solchen Bogen erheblich größere Zugspannungen ergeben als der Hohlquerschnitt. Außerdem besitzt dieser auch eine größere Steifigkeit in vertikaler Richtung, was für die Knicksicherheit in der Tragwandebene wichtig ist, die ja bei weitgespannten Eisenbetonbogenbrücken beachtet werden muß. Der I-förmigen Rippe ist der Kastenquerschnitt aber durch seine große Seitensteifigkeit überlegen, was bei dieser schmalen Brücke ganz besonders wertvoll war, da die Bogenrippen für die Aufnahme der Windkräfte ja zugleich die Gurte eines auf horizontale Biegung beanspruchten Rahmenträgers sind, dessen Pfosten die Querversteifungen zwischen den beiden Rippen bilden.

Tabelle I.

Gewölbte Brücken mit Kastenquerschnitten.

A. Frankreich.			
1. Seinebrücke bei St. Pierre-du-Vauvray 1923		131,8	1 : 5,3
2. Caille-Brücke bei Cruseilles 1928		139,8	1 : 5,2
3. Pont de la Tournelle, Paris 1929		73,0	1 : 10,0
4. Marne-Brücke bei Neuilly 1929		70,0	1 : 9,5
5. Elorn-Brücke bei Plougastel 1930		180,0	1 : 5,4
B. England.			
6. Tweed-Brücke bei Berwick 1928		110,0	1 : 7,9
C. Deutschland.			
7. Lech-Brücke bei Augsburg 1928		84,4	1 : 11,9
8. Hochbrücke bei Echelsbach 1929		130,0	1 : 4,1

Diese großen statischen Vorzüge des Kastenquerschnittes ließen es geboten erscheinen, die Bedenken wegen der bei der steifen Bewehrung schwierigen Betonierung zurückzustellen. Die günstigen Erfahrungen bei der Ausführung dieses Kastenquerschnittes haben die Richtigkeit der getroffenen Entscheidung bestätigt.

Die dritte Überlegung betraf die Wahl des statischen Systems für den Bogen. Während der Wettbewerbsentwurf und auch der Bauvertrag einen Dreigelenkbogen vorsah, habe ich mich für den Zweigelenkbogen entschieden. Wenn in dem Taschenbuch von Foerster[4] gesagt ist, daß ich neuerdings sehr für den Zweigelenkbogen eingetreten sei, so trifft dies nur für mittlere Spannweiten und mittlere Pfeilverhältnisse zu[5]. Bei der hier vorhandenen Spannweite von 130 m, dem großen Stich des Bogens und dem guten Fels als Baugrund hätte ich für einen schlaff bewehrten Bogen normaler Ausführung zweifellos den eingespannten Bogen als statisches System gewählt, wie ich auch in meinem Referat auf dem Wiener Brückenbau-Kongreß ausgesprochen habe, daß der Eingelenk- und Zweigelenkbogen nach den bisherigen Erfahrungen für weitgespannte Gewölbe keine wirtschaftlichen oder statischen Vorteile zu bieten scheine[6].

[4] Vergl. Foerster, Taschenbuch für Bauingenieure, 5. Auflage, II. Band, Seite 145.

[5] Vergl. Spangenberg, Über einige grundsätzliche Fragen bei der Konstruktion gewölbter Brücken. „Die Bautechnik" 1927, Nr. 25 und 27.

[6] Vergl. Spangenberg, Weitgespannte Wölbbrücken, Bericht über die 2. Internationale Tagung für Brückenbau und Hochbau, Wien, bei Julius Springer, Seite 403 ff.

Bei dem steifbewehrten Bogen sprechen aber besondere Gründe für die Wahl des Zweigelenkbogens. Einmal sind die Kämpfergelenke für die Montage der eisernen Fachwerkbogen und für etwaige Korrekturen beim Bogenschluß sehr wertvoll, sodann sind auch für die Berechnung des eisernen Fachwerkbogens, namentlich wegen der sehr fehlerempfindlichen Berechnung der Füllstäbe, klare Auflagerbedingungen durch Kämpfergelenke sehr erwünscht. Aber auch für den Verbundbogen ist der Zweigelenkbogen in statischer Beziehung hier besonders günstig. Wegen der geringen Brückenbreite sind die Windbeanspruchungen in der Nähe der Kämpfer sehr groß, sie steigen bis auf 2,4 kg/cm². Beim eingespannten Bogen sind nun auch die Spannungen aus den Hauptkräften an den Kämpfern sehr erheblich, so daß die Größtwerte der Randspannungen einschließlich Wind hohe Werte erreichen und beim steifbewehrten Bogen wegen des Fehlens der Grundspannungen aus dem Eigengewicht namentlich unzulässig große Zugspannungen auftreten. Beim Zweigelenkbogen dagegen nehmen ja die Spannungen aus den Hauptkräften nach dem Kämpfer zu sehr stark ab, so daß sich auch bei fehlenden Grundspannungen aus Eigengewicht dort noch erträgliche Zugspannungen aus Haupt- und Windkräften ergeben. Es waren also konstruktive und statische Erwägungen, die in diesem besonderen Falle zur Wahl des Zweigelenkbogens geführt haben.

Den besten Überblick über das statische Verhalten des gewählten Zweigelenkbogens geben die beiden Spannungstabellen 2 und 3. In Tabelle 2 sind die beiden Fugen herausgegriffen, die im Abstand 1/8 vom Scheitel und vom Kämpfer liegen. Die Vorspannung in den Gurten der Eisenkonstruktion infolge Eigengewicht, Gewicht der Schalung und des Bogenbetons beträgt i. M. 1200 kg/cm². Die Betonspannungen aus den ständigen Lasten setzen sich aus kleinen Zugspannungen infolge Entfernung der Schalung, aus ganz geringen Schwindspannungen — auch ein Vorteil des Zweigelenkbogens — und aus den Spannungen infolge des Überbaugewichts zusammen. Die Beanspruchung aus den ständigen Lasten sind gering, weil eben rd. 20—25 kg/cm² Druckspannung aus dem Eigengewicht des Betonbogens fehlen. Auch die Temperaturspannungen sind bei dem steilen Zweigelenkbogen sehr niedrig, trotzdem wegen der exponierten Lage der Brücke in rd. 800 m Meereshöhe mit 20° Temperaturunterschied gerechnet worden ist.

Die Verkehrslasten sind die einer Straße erster Klasse mit dem halben Stoßzuschlag wie für eine eiserne Brücke gleicher Spannweite. Die Bogenachse und die Bogenstärken sind so gewählt worden, daß die Spannungen aus den Hauptkräften in der Gegend der Kämpfer kleiner waren als am Scheitel, weil am Scheitel die Spannungen aus Wind sehr klein, am Kämpfer dagegen recht erheblich sind. Als größte Druckspannung ergibt sich 62,4 kg/cm², als größte Zugspannung 34,2 kg/cm². Die Spannungsermittlung für solche steifbewehrte Bogen erfolgt, wie es hier geschehen ist, zweckmäßig nach dem Zustand I, da ja die Eisen auf der Zugseite immer eine große Druckvorspannung haben und ihr Querschnitt so groß ist, daß er stets zur Aufnahme der Zugkräfte ausreicht. Man hat dabei den Vorteil, daß man sich auch Rechenschaft über die auftretenden größten Biegezugspannungen gibt, was bei diesen steifbewehrten Bogen ohne Grundspannung aus Eigengewicht von Bedeutung ist. Es erschien mir zulässig, diesen Wert mit 35 kg/cm² zu begrenzen, da die auftretenden Höchstspannungen ja nur Eckspannungen aus einer unwahrscheinlichen Kombination aller möglichen Belastungsfälle einschließlich Wind sind und der hier verwendete Beton eine hohe Qualität besitzt. Bei der von Melan erbauten Brücke über die Grande Eau in der Schweiz beträgt dieser Wert ohne Windbeanspruchung 37 kg/cm². Auch muß man sich daran erinnern, daß z. B. bei einem normalen rechteckigen Eisenbetonbalken, der für $\sigma_b = 60$ kg/cm² und $\sigma_e = 1200$ kg/cm² auf Biegung dimensioniert ist, der Wert σ_{bz} zwangläufig 38,7 kg/cm² beträgt.

Tabelle 2. Spannungen in kg/cm², nach Zustand I. Druckspannungen positiv, Zugspannungen negativ.

	Fuge im Abstand 1/8 vom Scheitel d = 2,27 m, k = 0,56 m F_i = 2,78 m², W_i = 1,55 m³		Fuge im Abstand 1/8 vom Kämpfer d = 2,84 m, k = 0,71 m F_i = 3,29 m², W_i = 2,35m³	
	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u
Eisenvorspannung σ_{ev}	+ 1260	+ 1165	+ 1185	+ 1264
Betonspannungen σ_b:				
infolge Entfernung der Schalung	— 1,5	— 1,4	— 1,5	— 1,5
aus Überbau	+ 19,0	+ 10,6	+ 17,7	+ 11,9
infolge Schwinden t = —15°	+ 1,9	— 1,9	+ 0,6	— 0,6
aus den ständigen Lasten	+ 19,4	+ 7,3	+ 16,8	+ 9,8
infolge Temperatur t = ±20°	± 2,5	± 2,6	± 0,8	± 0,8
Aus Verkehrsbelastung:				
positive Einflußflächen	+ 33,1	— 28,7	+ 23,1	— 21,4
negative Einflußflächen	— 23,7	+ 28,0	— 20,9	+ 25,4
infolge der Hauptkräfte				
Grenzfall 1	+ 55,0	— 24,0	+ 40,7	— 12,5
Grenzfall 2	— 6,8	+ 37,9	— 4,9	+ 36,1
infolge 150 kg/m² Wind bei belasteter Brücke	± 2,8	± 2,8	± 21,7	± 21,7
infolge 250 kg/m² Wind bei unbelasteter Brücke	± 6,8	± 6,8	± 24,1	± 24,1
Grenzwerte insgesamt				
Grenzfall 1	+ 57,8	— 26,8	+ 62,4	— 34,2
Grenzfall 2	— 9,6	+ 40,7	— 26,6	+ 57,8
$\sigma_{e\,max} = \sigma_{ev} + 10\,\sigma_{b_{max}}$	+ 1838	+ 1572	+ 1809	+ 1842

Die Tabelle 3 enthält die Hauptwerte der Spannungen für die vier wichtigsten Fugen und zeigt noch einmal anschaulich, wie die Spannungen infolge Wind vom Scheitel nach dem Kämpfer hin stark zunehmen. Die letzte Zeile gibt die größten Beanspruchungen in den aus Baustahl St. 48 bestehenden Gurten der steifen Bewehrung. Dabei ist mit dem Werte n = 10 gerechnet, was bei dem verwendeten hochwertigen Beton berechtigt ist. Da die Eisen nicht ganz am Rande liegen, sind die größten Druck-

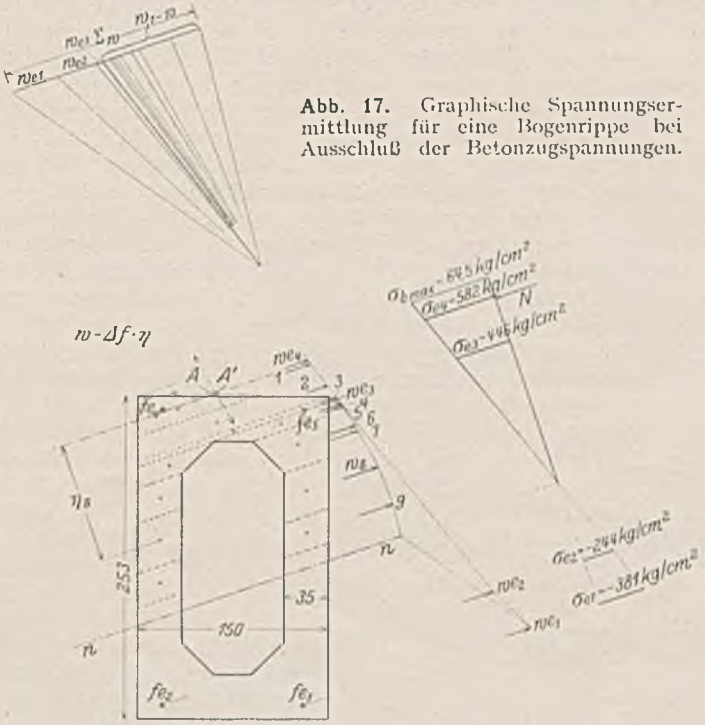

Abb. 17. Graphische Spannungsermittlung für eine Bogenrippe bei Ausschluß der Betonzugspannungen.

spannungen noch etwas kleiner als hier berechnet und übersteigen nicht den Wert von 1820 kg/cm², der mir hier als zulässiger Grenzwert richtig erschien. Man muß ja bedenken, daß durch die primären Schwindspannungen noch Druckspannungen in die Eisen kommen und daß es sich auch wegen der Knicksicherheit der Eisen im Beton empfiehlt, nicht zu nahe an die etwa bei 3000 kg/cm² liegende Quetschgrenze des Baustahls St. 48 heranzugehen. Aus diesen Gründen wurde der sonst für Haupt- und Zusatzkräfte bei Baustahl St. 48 übliche Wert von 2080 at. hier nicht zugelassen. Schließlich war es noch nötig, nachzu-

Tabelle 3. Spannungen in kg/cm², berechnet nach Zustand I.

	Scheitelfuge		Fuge in 1/8 vom Scheitel		Fuge in 1/4		Fuge in 1/8 vom Kämpfer	
	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u
Eisenvorspannung σ_{e_v}	+ 1260	+ 1383	+ 1260	+ 1165	+ 1142	+ 1085	+ 1185	+ 1264
Betonspannung σ_b: infolge der ständ. Lasten	+ 16,8	+ 11,8	+ 19,4	+ 7,3	+ 12,0	+ 14,7	+ 16,8	+ 9,8
infolge der Hauptkräfte								
Grenzfall 1	+ 47,3	— 13,4	+ 55,5	— 24,0	+ 46,4	— 16,5	+ 40,7	— 12,5
Grenzfall 2	+ 2,7	+ 31,1	— 6,8	+ 37,9	— 19,7	+ 51,6	— 4,9	+ 36,1
infolge 150 kg/m² Wind auf die belastete Brücke	± 1,7	± 1,7	± 2,8	± 2,8	± 8,9	± 8,9	± 21,7	± 21,7
Grenzwerte insgesamt								
Grenzfall 1	+ 49,0	— 15,1	+ 57,8	— 26,8	+ 55,3	— 25,4	+ 62,4	— 34,2
Grenzfall 2	+ 1,0	+ 32,8	— 9,6	+ 40,7	— 28,6	+ 60,5	— 26,6	+ 57,8
$\sigma_{e\,max} = \sigma_{e_v} + 10\,\sigma_{b\,max}$	+ 1750	+ 1711	+ 1838	+ 1572	+ 1695	+ 1690	+ 1809	+ 1842

prüfen, ob nicht etwa bei Berechnung nach Stadium II die größten Druckspannungen im Beton und im Eisen zu hoch ansteigen würden. Das ist nach dem graphischen Verfahren mittels der w-Kräfte[7] für die ungünstigste Belastung der Fuge in L/4 durchgeführt worden (Abb. 17). Dabei hat sich gezeigt, daß die größte Betondruckspannung von 62,4 kg/cm² im Stadium I nur auf 64,5 kg/cm² ansteigt, während ja 70 kg/cm² nach den jetzigen Vorschriften zulässig sind. Für die Durchführung dieses Verfahrens bei unsymmetrischer Belastung muß man bekanntlich die Richtung der Nullachse schätzungsweise annehmen. Im vorliegenden Falle hat sich gezeigt, daß man zu einem befriedigenden Ergebnis gelangt, wenn man die Richtung der Nullachse vom Stadium I benutzt. Die zur Kontrolle durchgeführte graphische Zusammensetzung der Normalspannkräfte hat hier ergeben, daß der Durchstoßpunkt A ihrer Resultante nahezu mit dem Angriffspunkt A der Normalkraft zusammenfällt.

Bei der Berechnung der Beanspruchungen des Bogens aus Winddruck ergaben sich dadurch gewisse Schwierigkeiten, daß die Torsionssteifigkeit der durch die Querrippen und durch die Rahmen des Bogenüberbaues versteiften Kastenquerschnitte nur angenähert bestimmt werden kann. Dieser Umstand ist aber für das Gesamtergebnis von geringer Bedeutung. Die Torsionsspannungen selbst, die von der Annahme für die Torsionssteifigkeit stark abhängen, sind durchweg sehr klein. Auf die Normalspannungen ist die Größe der Torsionssteifigkeit nur in der Gegend am Scheitel von erheblicherem Einfluß. Dort sind aber diese Spannungen an sich sehr niedrig. Nach den Kämpfern zu, wo die Normalspannungen aus Wind große Werte erreichen, ist hingegen der Einfluß der Torsionssteifigkeit nur noch ganz gering.

Abb. 18. Steife Bewehrung einer Bogenrippe.

Eine wichtige Rolle spielt die Windbeanspruchung bei den Stockwerkrahmen über dem Bogen, die nach bekannten Verfahren als Rahmen mit eingespannten Füßen berechnet worden sind.

Unter den konstruktiven Fragen verdient die Bewehrung des kastenförmigen Betonquerschnitts der Rippen besondere Beachtung. Abb. 18 zeigt den Querschnitt im größeren Maßstab nur mit der steifen Bewehrung. Sie beträgt im Scheitel 1,7%, im Kämpfer 2,2% des Betonquerschnitts, bleibt also noch erheblich unter dem bisher für einen steifbewehrten Bogen angewandten Höchstwert von 3,9% (bei einer amerikanischen Brücke in Fitchburg). Die Gurtquerschnitte sind absichtlich durch einen mittleren Schlitz von 12 mm Breite in zwei Teile geteilt, die durch entsprechende Bindebleche verbunden sind. Im reinen Eisenbau ist ja ein solcher Querschnitt wegen der schwierigen Unterhaltung und der Rostgefahr nicht beliebt. Hier bot er aber Vorteile für die Anordnung der Knotenbleche und für die damit verbundene Aufhängekonstruktion der Schalung. Außerdem war es möglich, die schlaffe Umfangsbewehrung, die außerhalb der Gurte liegt, durch den Schlitz nach innen mittels Bügel zu verankern. Auch wird die Oberfläche der Gurte, die den Betonquerschnitt durchschneidet, in willkommener Weise durch den Schlitz unterteilt. Aber selbst wenn man diese Unterteilung nicht berücksichtigt, beträgt die Gesamtbreite eines Gurtes 31 cm gegen 35 cm bei der Grande-Eau-Brücke in der Schweiz. Die Betonüberdeckung der Gurte wurde im Mittel zu 7 cm gewählt. Damit eine sichere Ausfüllung der Schlitze in den Untergurten erfolgte, sind sie vor dem Einsetzen der inneren Schalung sorgfältig mit feinem Mörtel ausgegossen worden; die Schlitze in den Obergurten konnten dagegen beim Betonieren des ganzen Querschnittes zuverlässig mit ausgefüllt werden.

Die schlaffe Bewehrung der Bogenrippen, Abb. 19, hat keine statische Aufgabe. Sie soll vielmehr den Zusammenhang

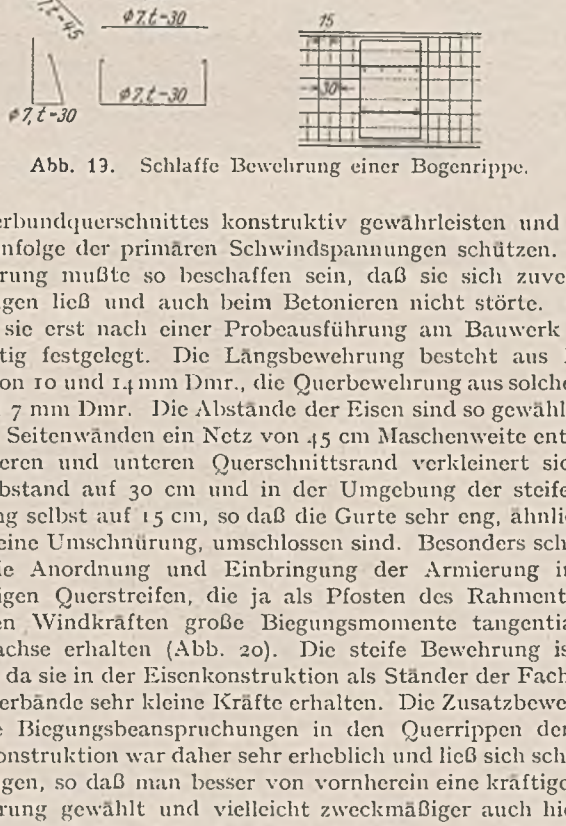

Abb. 19. Schlaffe Bewehrung einer Bogenrippe.

des Verbundquerschnittes konstruktiv gewährleisten und gegen Risse infolge der primären Schwindspannungen schützen. Diese Bewehrung mußte so beschaffen sein, daß sie sich zuverlässig einbringen ließ und auch beim Betonieren nicht störte. Daher wurde sie erst nach einer Probeausführung am Bauwerk selbst endgültig festgelegt. Die Längsbewehrung besteht aus Rundeisen von 10 und 14 mm Dmr., die Querbewehrung aus solchen von 10 und 7 mm Dmr. Die Abstände der Eisen sind so gewählt, daß an den Seitenwänden ein Netz von 45 cm Maschenweite entsteht; am oberen und unteren Querschnittsrand verkleinert sich der Eisenabstand auf 30 cm und in der Umgebung der steifen Bewehrung selbst auf 15 cm, so daß die Gurte sehr eng, ähnlich wie durch eine Umschnürung, umschlossen sind. Besonders schwierig war die Anordnung und Einbringung der Armierung in den I-förmigen Querstreifen, die ja als Pfosten des Rahmenträgers aus den Windkräften große Biegungsmomente tangential zur Bogenachse erhalten (Abb. 20). Die steife Bewehrung ist nur gering, da sie in der Eisenkonstruktion als Ständer der Fachwerk-Windverbände sehr kleine Kräfte erhalten. Die Zusatzbewehrung für die Biegungsbeanspruchungen in den Querrippen der Verbundkonstruktion war daher sehr erheblich und ließ sich schwierig einbringen, so daß man besser von vornherein eine kräftige steife Bewehrung gewählt und vielleicht zweckmäßiger auch hier den Kastenquerschnitt statt des I-Querschnitts vorgesehen hätte.

Eine besondere konstruktive Ausbildung erforderte auch die Schalung, deren Anhängung an die Untergurtknoten des Fachwerkbogens bereits beschrieben wurde. In Abb. 21 sind die 10,8 m langen Peiner Träger ersichtlich, welche als Hauptquerträger die Schalung tragen und durch Keile genau in ihrer Höhe eingestellt werden konnten. Auf ihnen ruht mittels Kanthölzer die untere Schalung, die in einer durchgehenden Breite von

[7] Vergl. Spangenberg, Graphische Bestimmung der Normalspannungen in geraden Stäben, „Der Bauingenieur" 1925, Heft 10.

9,6 m ausgeführt ist. Sie bildete zugleich das Arbeitsgerüst für das Einbringen der schlaffen Zusatzbewehrung der Bogenrippen und der Quersteifen und für das weitere Einschalen dieser Bauteile. Ferner wurde auf ihr auch die Kiesvorbelastung gelagert, die zwischen den Bogenrippen und außerhalb von ihnen so verteilt war, daß die Peiner Träger möglichst günstig beansprucht

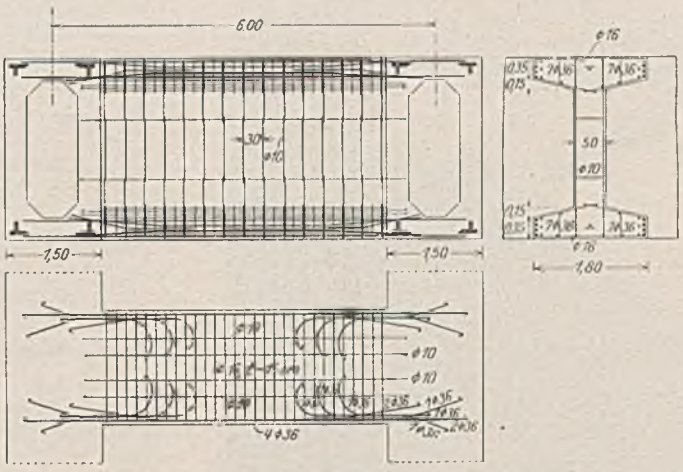

Abb. 20. Bewehrung einer Querversteifung der Bogenrippen.

Grubenkies benutzt, der dann entsprechend dem Fortschritt der Betonierung einfach in die unwegsame Talschlucht abgeworfen wurde. Das Aufbringen dieser Vorbelastung ist mit großer Vorsicht geschehen, um keine unzulässigen Beanspruchungen der Fachwerkstäbe des eisernen Gitterbogens durch Teilbelastungen zu bewirken. Wichtig ist dieser Gesichtspunkt für die bei Vollbelastung der Eisenkonstruktion nur schwach beanspruchten Füllungsstäbe, während die Gurtstäbe, wegen ihrer späteren Mitwirkung als Bewehrungseisen der Verbundkonstruktion, für die Belastung der steifen Bewehrung selbst sehr reichliche Querschnitte haben und daher gegen Teilbelastungen weniger empfindlich sind. Die Kiesvorbelastung wurde hier nicht nur in Lamellen, sondern auch in vier gleich starken Schichten nacheinander aufgebracht. Die zweckmäßigste Reihenfolge hierfür

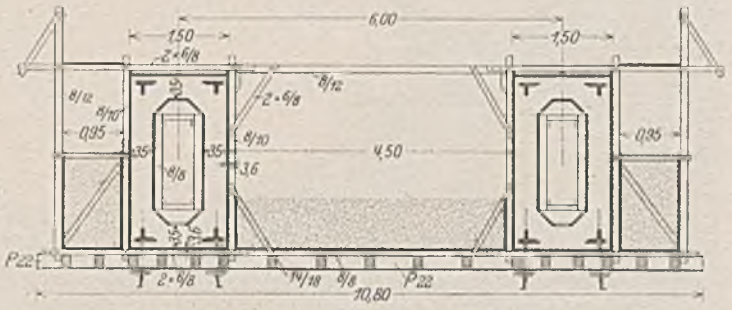

Abb. 21. Bogenquerschnitt mit Konstruktion der Schalung und Anordnung der Kiesvorbelastung.

waren. Die gesamte Schalung war vorher genau auf dem Reißboden zugerichtet, so daß ihre Aufstellung sehr rasch vonstatten ging. Die zur Anhängung dienenden Flacheisen mußten ebenso wie alle provisorischen Verbände der Eisenkonstruktion nach Erhärtung des Betons etwas unterhalb der Betonoberfläche abgebrannt werden. Zu diesem Zwecke wurden um alle Anschlußstellen solcher Eisenteile kleine Holzkästen auf die Schalung aufgesetzt, die später ausgestemmt wurden, so daß das Abbrennen der Eisen einige Zentimeter innerhalb des Betonkörpers erfolgen konnte. Die durch die Kästchen im Beton gebildeten Aussparungen wurden später durch Auftragen von Mörtel in mehreren Lagen geschlossen. Für die Ausführung der Schalungsarbeiten sowie für alle späteren Arbeiten an dem lehrgerüstlosen Bogen wurden zwei Hängebühnen benutzt, die mittels Flaschenzügen an zwei Portalkranen aufgehängt waren, welche oben auf der Montagebühne entlang fuhren. Auf diese Weise konnte jeder Punkt der inneren Leibung von den Hängebühnen bestrichen werden. Abb. 22 und 23 zeigen den Beginn und die Vollendung der Schalungsarbeiten. Die Untersicht des eingeschalten Bogens gibt Abb. 24, auf der auch die beiden Hängebühnen besonders gut erkenntlich sind.

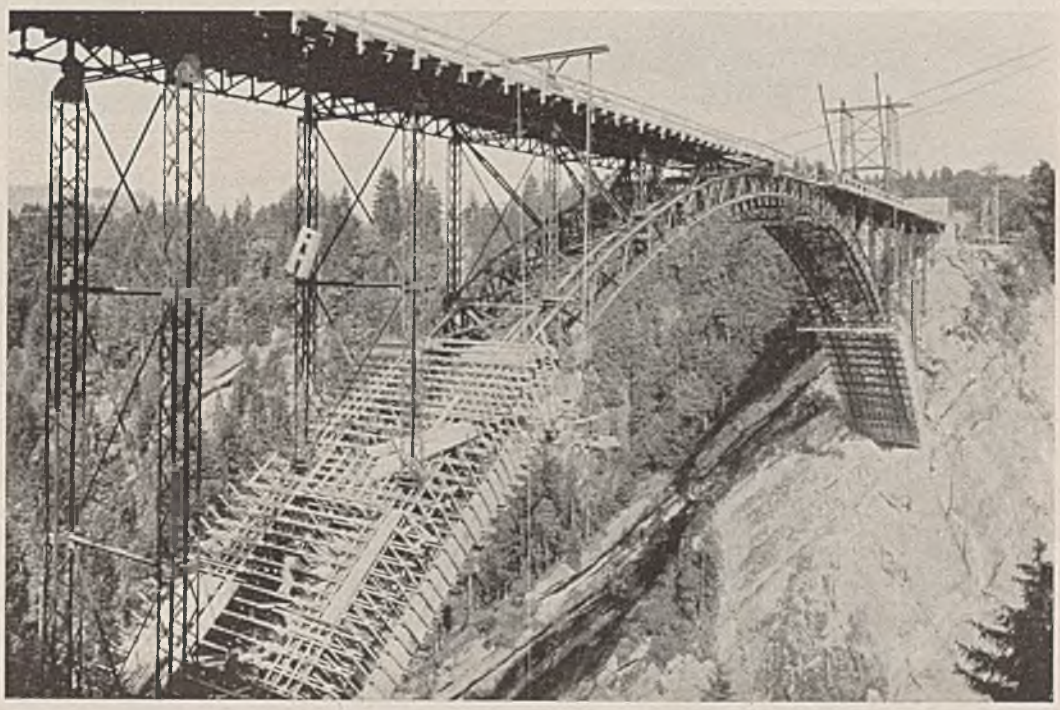

Abb. 22. Anhängen der Schalung an die Eisenkonstruktion.

Nach Fertigstellung der Schalungsarbeiten konnte die Kiesvorbelastung neben den Bogenrippen eingebracht werden. Es ist naheliegend, hierfür das Betonrohmaterial selbst zu verwenden, das später abschnittweise wieder entnommen und zu Beton verarbeitet wird. In dieser Weise wurde z. B. bei der Stromöffnung der Siegbrücke Menden verfahren. Hier wurde dagegen zur Erzielung der Vorbelastung ein billiger unsortierter wurde an Hand der Einflußlinien für die Füllungsstäbe des Eisenbogens ermittelt.

In Abb. 25 ist diese Reihenfolge, die sich also viermal wiederholte und natürlich symmetrisch zum Scheitel war, für den halben Bogenlängsschnitt dargestellt. Nach Aufbringen der Lamellen 1 und 2 am Kämpfer wurde die Belastung dann gleichmäßig von Scheitel und Kämpfer her bis zum Viertelspunkt in der Reihenfolge 3 bis 14 bezw. 3' bis 14' eingebracht. Die höheren Lamellen neben den künftigen Querversteifungen des Bogens sowie am Kämpfer sind durch das Mehrgewicht dieser Betonteile gegenüber

Abb. 23. Fertig eingeschalter Bogen.

Abb. 24. Untersicht des eingeschalten Bogens mit den zwei Hängebühnen.

dem Gewicht des normalen Bogenquerschnitts bedingt. Ursprünglich war beabsichtigt, die Einheitsbelastung je 1 lfdm Bogen einfach durch Messung der Schütthöhen auf der Schalung festzulegen. Bei der wechselnden Beschaffenheit des unsortierten Grubenkieses erschien es aber geboten, die Gewichte durch Wägung zu bestimmen, was durch Abwiegen jedes vierten Rollwagens Kies auf einer kleinen Gleiswaage erfolgte. Um eine Reserve für etwaige Durchnässung des Kieses bei Regen zu haben, wurde übrigens nur 95% des Betongewichtes als Vorbelastung aufgebracht. Die einzelnen Lamellen in der Kiesvorbelastung wurden durch einfache Querwände zwischen den Längswänden der Schalung hergestellt. Die Unterteilung in eine so große Zahl von Lamellen wurde nicht nur aus den erwähnten statischen Gründen gemacht, sondern auch um bei dem späteren Betonieren größerer Bogenstücke, das in der Richtung von unten nach oben erfolgte, entsprechend kleine Teile des Kiessandes wieder entfernen zu können. Während des Aufbringens der Belastung wurden die Senkungen des Scheitels und mehrere andere Bogenpunkte dauernd beobachtet. Die gesamte Scheitelsenkung des eisernen Gitterbogens beim Aufbringen der Kiesvorbelastung entsprach sehr gut dem berechneten Wert von 3,5 cm.

Auch dem Betonmaterial und dem Betonierungsvorgang wurde besondere Sorgfalt gewidmet. In der Nähe der Baustelle fand sich lehmiger Moränenkiessand, aus dem sich durch Waschen, Brechen und Sortieren ein vorzügliches Betonrohmaterial herstellen ließ. Die günstigste Kornzusammensetzung wurde durch systematische Versuche im Bautechnischen Laboratorium der Technischen Hochschule München festgestellt. Bei einem Ausbreitmaß von 50 cm, also bei plastischer Konsistenz, erhielt man mit 40% Sand, 60% Kies bis 25 mm Korngröße und 340 kg Zement auf den fertigen Kubikmeter Beton nach 28 Tagen i. M. eine Druckfestigkeit von 390 kg/cm². Wie dicht das so gemischte Kiessandmaterial war, geht aus der Tatsache hervor, daß nicht weniger als 330 kg Zement auf 1 cm³ Kiessand zugesetzt werden mußte, um 340 kg Zement im Kubikmeter fertigen Beton zu erhalten. Bei der Herstellung der schlaff bewehrten Kastenquerschnitte für die Lechbrücke Augsburg ist man seinerzeit mit plastischer Konsistenz des Betons ausgekommen[8]. Man hat allerdings bei den viel breiteren Querschnitten dieser Brücke zuerst den Boden betoniert, hierauf die Innenschalung gestellt und dann erst die übrigen Teile des Kastens ausgeführt. Bei den Abmessungen

[8] Vergl. Spangenberg, Die Lechbrücke bei Augsburg. Bericht über die 2. Internationale Tagung für Brückenbau und Hochbau, Wien, bei Julius Springer 1929, Seite 657.

der steifbewehrten Kastenquerschnitte der Echelsbacher Brücke kam von vornherein nur in Frage, die Kästen im ganzen zu betonieren, was ja auch statisch das einwandfreiere Verfahren ist. Dabei zeigte sich jedoch, daß man den Wasserzusatz vergrößern mußte, um den Beton in dem dicht bewehrten Kastenquerschnitt zuverlässig verarbeiten zu können. Bei dem dann gewählten Ausbreitmaß von 65 cm, also bei einem Beton von flüssiger Konsistenz, ergaben die zahlreichen aus den Betonmischungen des Bogens hergestellten Probewürfel Druckfestigkeiten von 260—330 kg/cm² nach 28 Tagen, also selbst bei dem niedersten Wert noch vierfache Sicherheit gegenüber der höchsten rechnungsmäßigen Druckspannung von 65 kg/cm².

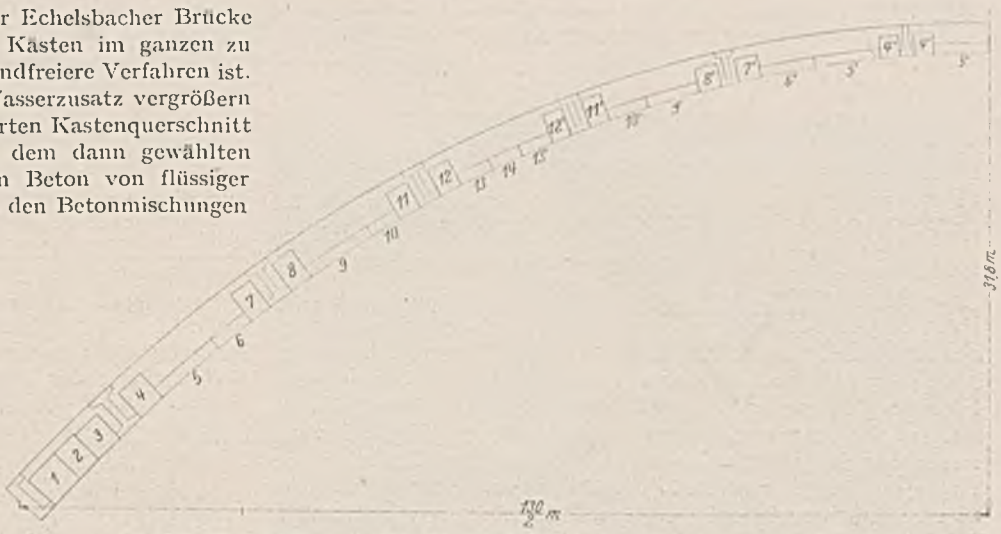

Abb. 25. Reihenfolge für das Aufbringen der Kiesvorbelastung.

Das Einbringen des Betons erfolgte nur in den unteren Partien am Kämpfer mittels Kranen und Kübeln, dagegen in den höher gelegenen Teilen mit Hilfe von Blechrohren, und zwar so, daß auf halbem Wege noch einmal eine Durchmischung des Betons in einem besonderen Mörtelkasten erfolgte (Abb. 26). Den Bauvorgang auf diesem Bilde muß man sich noch dadurch ergänzt denken, daß während des Betonierens ständig Kies von der Vorbelastung in die Schlucht geworfen wurde. Zum Verdichten des Betons wurde die untere Schalung von den Hängebühnen aus mittels Preßlufthämmer bearbeitet, ebenso die Seitenwände der Schalung durch Holzhämmer. Für das Betonieren selbst waren sehr wenig Arbeitskräfte erforderlich. An jeder Rippe waren oben auf der Schalung nur 4 Mann beschäftigt, während ein fünfter Mann etwas weiter nach dem Scheitel zu im Kastenquerschnitt selbst saß. Die Betonierung des ziemlich engen Kastenquerschnitts ging sehr gut vonstatten. Das wurde dadurch erreicht, daß nicht nur die äußere obere Schalung des Kastens erst während des Betonierens Brett für Brett hochgeführt wurde, sondern auch das mittlere Stück der inneren Bodenschalung, so daß der im Innern des Kastens sitzende Mann vorher den Beton im Boden des Kastens gut verteilen und verdichten konnte. Entsprechend dem Böschungswinkel des flüssigen Betons lag diese Arbeitsstelle am Kastenboden, immer etwas weiter nach dem Bogenscheitel zu als die Arbeitsstelle an der Decke des Kastens, wie in Abb. 27 links unten angedeutet ist.

Diese Abbildung zeigt auch die Reihenfolge der Betonierung. An sich ist es bei dem Verfahren der Kiesvorbelastung gleichgültig, in welcher Reihenfolge und Anordnung man betoniert, indem ja — abgesehen von kleinen lokalen Belastungsänderungen — die Gesamtbelastung des Bogens konstant bleibt. Auch eine Lamellenteilung ist für das Einbringen des Betons an sich nicht nötig. Man könnte also z. B. in einem Zuge von den Kämpfern nach dem Scheitel hin betonieren. Hier wurden jedoch 9 größere Lamellen gemacht, um Arbeitsabschnitte zu erzielen. Diese waren nötig, weil jede Lamelle zwei bis drei Arbeitsschichten erforderte und dann eine Ruhepause für die verhältnismäßig kleine Mannschaft eingelegt werden mußte. Diese Pause wurde zugleich zu den Vorbereitungsarbeiten für die folgende Lamelle benutzt. Die eingeschriebenen Zahlen zeigen, daß unsymmetrisch zum Scheitel betoniert worden ist, was den großen Vorteil hatte, daß man stets nur eine Arbeitsstelle hatte, die durch die Aufsichtsorgane genau kontrolliert werden konnte. Die Betonierung des Bogens hat einschließlich der Pausen nur 16 Tage in Anspruch genommen und war am 12. September beendet. Bei einem solchen Bogen mit steifer Bewehrung ohne Lehrgerüst ist mit der Betonierung des Bogens der wichtigste Teil des Brückenbaus beendet, sodaß das Werk dann bereits als gelungen angesehen werden kann. Der Ausrüstungsvorgang, der bei schlaff bewehrten Gewölben mit Lehrgerüst erst den eigentlichen Abschluß der Arbeit bildet, kommt ja hier in Wegfall. Nach dem Betonieren wurden die Lamellen des Bogens 14 Tage lang dreimal täglich gut angenäßt. Dadurch sollte das Schwinden des Betons solange hinausgeschoben werden, bis er genügende Zugfestigkeit besaß, um die primären Schwindzugspannungen aufzunehmen, die bei der starken Bewehrung namentlich in den Ecken des Kastenquerschnitts ziemliche Werte erreichen können.

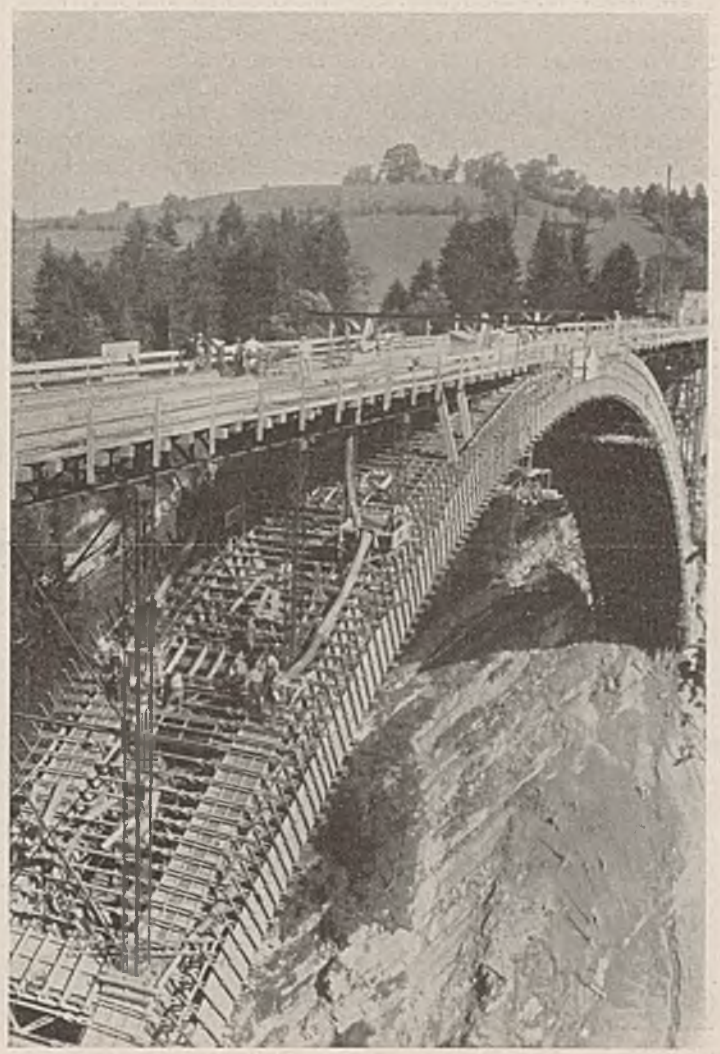

Abb. 26. Betonieren der Bogenrippen.

Abb. 27 zeigt auch den Betonierungsvorgang für den Bogenaufbau. Bei diesem Bogen ohne Eigengewichtsspannung muß man mit dem Aufbringen von Teilbelastungen vorsichtig sein,

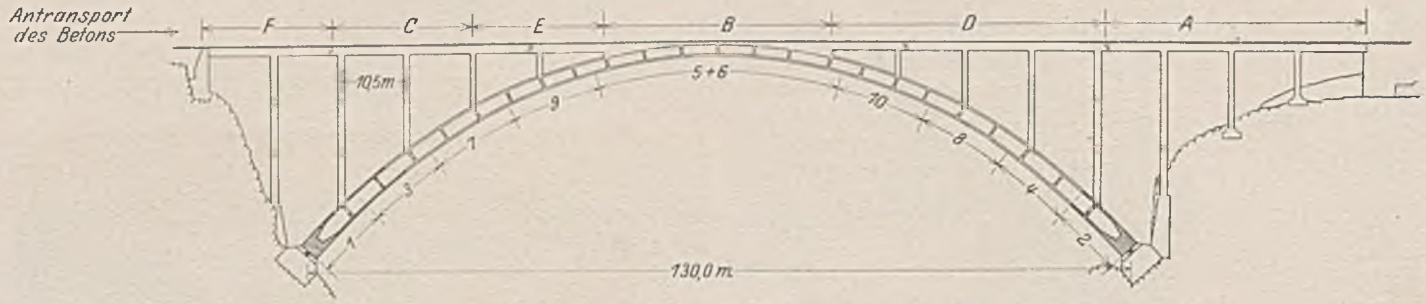

Abb. 27. Reihenfolge der Betonierung für die Bogenrippen und für die Fahrbahntafel.

um nicht zu große Zugspannungen aus Biegungsmomenten in dem jungen Beton des Bogens zu erhalten. Die Rahmen wurden daher nur stockwerksweise von den Kämpfern nach dem Scheitel hin, und zwar symmetrisch zum Scheitel betoniert. Da die Betonzufuhr von links her erfolgte, wäre es bei der Fahrbahntafel am bequemsten gewesen, sie in einem Zuge vom rechten Ende her bis zum linken zu betonieren. Das hätte aber ganz unzulässige Zugspannungen im Bogen ergeben. Deshalb wurde nach dem Teil A am rechten Ufer zunächst das Scheitelstück B und dann das Stück C auf der linken Seite zum Lastausgleich vor dem Betonieren des Stückes D auf der rechten Seite hergestellt. Zum Schluß konnten dann die Stücke E und F betoniert werden. Auf diese Weise stieg die Biegezugspannung im Beton des Bogens nicht über 15 kg/cm².

In konstruktiver Beziehung ist bei dem Bogenüberbau noch zu erwähnen, daß die steifbewehrten Rahmen eine sekundäre Zusatzbewehrung erhielten, die zum Schutz gegen Schwindrisse, zum Teil aber auch — namentlich an den Rahmenecken und in den oberen Querriegeln — aus statischen Gründen angeordnet

Abb. 29. Einschalen und Betonieren der Fahrbahnstützen

wurde. Ebenso erforderten die steifbewehrten Längsträger der Fahrbahn noch eine schlaffe Zusatzbewehrung. Wie bereits früher erwähnt, waren diese Hauptlängsträger in der Eisenkonstruktion ohne Unterbrechnung als durchlaufende Träger über die ganze Brückenlänge durchgeführt. An den vier Stellen, wo in der Eisenbetonkonstruktion der Fahrbahn die 4 Dehnungsfugen angeordnet wurden, war jedoch in den Ständern der eisernen Fachwerkträger je ein kleines Gleitlager eingebaut, das bis zur Fertigstellung der Betonierung durch zwei Schrauben festge-

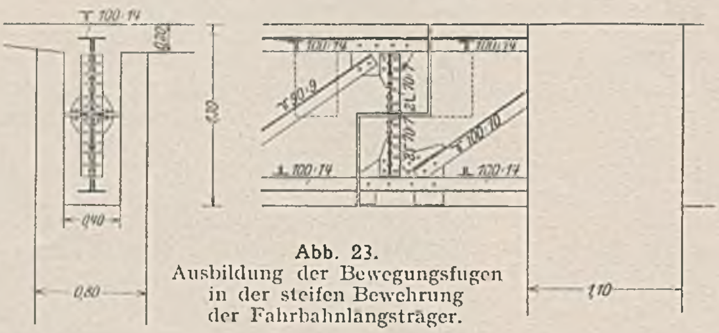

Abb. 23. Ausbildung der Bewegungsfugen in der steifen Bewehrung der Fahrbahnlängsträger.

halten war (Abb. 28). Nach Erhärten des Betons der Fahrbahntafel wurden diese Schrauben sowie der Unter- und Obergurtstab neben dem Gelenk durchschnitten, so daß dann die gewünschte Bewegungsfuge für die Eisenbetonkonstruktion geschaffen war. In Abb. 28 ist die schlaffe Bewehrung in der Konsol und in dem eingehängten Teil des Längsträgers nicht eingezeichnet, um das Bild nicht undeutlich zu machen.

Die Bauausführung des Bogenüberbaues erfolgte gleichzeitig mit der Ausschalung des Bogens. Abb. 29 zeigt, wie die Rahmenstützen abschnittweise eingeschalt und betoniert worden sind. Bei dem mittleren Stück der Fahrbahntafel in der Nähe des Scheitels konnte die Abstützung der Schalung unmittelbar auf die Bogenschalung erfolgen (Abb. 30). Für die übrigen Teile der Fahrbahntafel wurde die Schalung an die Fachwerk-Längsträger angehängt, wobei die Peiner Träger und die Schalhölzer von den Bogenrippen heraufgenommen und zum zweitenmal verwendet wurden. Bei der Betonierung der Längsträger der Fahrbahntafel war es nicht nötig, eine Kiesvorbelastung aufzubringen, denn ein Feld der Fahrbahn wurde in 3 bis 4 Stunden betoniert, sodaß die Durchbiegungen der Längsträger infolge der Last des Betons vor sich gingen, ehe dieser abgebunden hatte, und also schädliche Spannungen oder Rißbildungen im Beton nicht auftreten konnten. Nach dem Erhärten der einzelnen Bauteile des Bogenüberbaues wurden jeweils die Quer- und Windverbände der steifen Bewehrung entfernt. Am 7. November

1929 waren die sämtlichen Betonierungsarbeiten fertiggestellt, also in einem Zeitraum von nur 4 Monaten nach Beendigung der Montage der Eisenkonstruktion. Die Restarbeiten, wie Isolierung der Fahrbahntafel, Aufbringen der Straßendecke und Aufstellen der eisernen Geländer waren bis Ende des Jahres 1929 abgeschlossen. Das ganze Bauwerk ist in der kurzen Zeit von rund einem Jahre ausgeführt worden, was mit Rücksicht auf das Neuartige der Konstruktion und des Bauvorganges als eine hervorragende Leistung der beiden beteiligten Baufirmen zu bezeichnen ist. Allerdings waren der Sommer und Herbst 1929 für die Baudurchführung außerordentlich günstig, dafür hat aber der strenge Winter 1928/29 erhebliche Verzögerungen in der ersten Zeit des Baues gebracht.

Im ganzen sind 397 t Profileisenkonstruktion in die Brücke eingebaut worden. Dazu kommen noch rund 100 t Rundeisen für die schlaffe Bewehrung. Diese Eisenmengen verteilen sich auf 1800 m³ Eisenbeton für Bogen, Stützen und Fahrbahn. Außerdem waren 3000 m³ Felsausbruch und 1800 m³ Fundamentbeton zu leisten. Die Baukosten betragen insgesamt rund 720000 Mark, gewiß keine hohe Summe für eine massive Bogenbrücke von diesen Abmessungen.

Als Ergebnis dieses Brückenbaues darf festgestellt werden, daß damit die bisher in Deutschland mit Eisenbeton erreichten größten Spannweiten um mehr als 50% überschritten worden sind. Die Echelsbacher Brücke ist aber auch eine der größten Massivbrücken der Erde und nur 3 französische gewölbte Brücken haben noch größere Spannweiten. Zwei von ihnen, die Seinebrücke bei St.-Pierre-du-Vauvray und die Caille-Brücke bei Cruseilles liegen in derselben Größenordnung, während allerdings die dritte, die Brücke über den Elorn bei Plougastel mit 180 m Spannweite, sie noch erheblich übertrifft. Unter den steifbewehrten Brücken, die ohne Lehrgerüst gebaut worden sind, ist die Echelsbacher Brücke die weitaus größte. Am nächsten kommt ihr die 75 m weitgespannte Robert-Straßenbrücke über den Mississippi bei St. Paul. Wenn zuweilen angeführt wird, daß in Amerika steifbewehrte Bogen schon bis 120 m Weite erbaut worden sind, so handelt es sich dabei um Gewölbe, die in normaler Weise auf Lehrgerüsten hergestellt wurden und nur statt der Rundeisenbewehrung eine Bewehrung aus Profileisen besitzen.

Die Anwendung der steifen Bewehrung ist bei der Echelsbacher Brücke durch die geringe Brückenbreite erheblich erschwert worden. Die Aufnahme der Windkräfte war nicht einfach und hat die Eisenkonstruktion verteuert. Das hat sich namentlich auch bei dem Freivorbau ausgewirkt, so daß dieser, so interessant und kühn er war, doch wohl nicht als der wirtschaftlichste Montagevorgang zu bezeichnen ist. Es ist dabei auch weiter zu berücksichtigen, daß die steife Bewehrung der Säulen und der Fahrbahnlängsträger, die für den Freivorbau nötig war, in der Verbundkonstruktion nicht rationell ausgenutzt werden konnte. Die Verhältnisse liegen hier also etwas anders als bei dem Freivorbau einer eisernen Bogenbrücke. Daher wäre es wohl richtiger gewesen, die Eisenkonstruktion in den äußeren Dritteln der Spannweite auf Hilfsgerüsten vorzubauen und nur das Mittelstück frei auszukragen. Nach einer Überschlagsrechnung hätten sich dann etwa 10% der gesamten Baukosten sparen lassen. Einem schlaffbewehrten großen Bogen mit Lehrgerüst war der steifbewehrte Bogen bei der 80 m tiefen Talschlucht wirtschaftlich überlegen, mit einem reinen Eisenbogen werden sich die Baukosten etwa die Waage halten, sodaß also die Ersparnisse an Unterhaltungskosten und die bessere Einpassung in das Landschaftsbild hier zugunsten der Verbundkonstruktion sprechen.

Abb. 30. Einschalung der Fahrbahntafel.

Abb. 31. Ansicht der Brücke mit Blick talabwärts.

Die bautechnische Durchführung des steifbewehrten Bogens hat allen Erwartungen entsprochen, das angewandte Bauverfahren mit der Kiesvorbelastung hat sich durchaus bewährt. Die eingehende Durcharbeitung der statischen Berechnung der Eisenkonstruktion hat mich in der Überzeugung bestärkt, daß

dieses Verfahren für steifbewehrte Bogen großer Spannweite eine Notwendigkeit ist. In diesem Zusammenhang sei darauf hingewiesen, daß eine sorgfältige und gewissenhafte Berechnung für die Eisenkonstruktion der steifen Bewehrung genau so nötig ist wie für eine eiserne Brücke selbst und daß man die Eisenkonstruktion nicht etwa nur als ein Hilfsgerüst auffassen darf.

Abb. 32. Ansicht der Brücke mit Blick talaufwärts.

Vervollkommnungen scheinen für solche steifbewehrte Bogen noch in mancher Hinsicht denkbar, besonders ist zu erwarten, daß geschweißte Eisenkonstruktionen hier ein vorteilhaftes Anwendungsgebiet finden werden. Überhaupt ist diese Bauweise ein Gebiet, auf dem Eisenbau und Eisenbetonbau wertvolle Gemeinschaftsarbeit leisten können. So ist zu hoffen, daß die Anregungen, die dieses Bauwerk geben wird, und die Erfahrungen, die bei ihm gemacht worden sind, für weitere Fortschritte im Wölbbrückenbau nützlich sein werden.

Zum Schluß mögen noch die beiden Abbildungen 31 und 32 den Eindruck des fertigen Bauwerkes und seine Stellung im Landschaftsbilde zeigen. Wie mit dem Fels verwachsen, spannt sich der steingewordene Bogen gegen die schroffen Talhänge und steigert die großartige Wirkung der tief eingeschnittenen Schlucht. Nach Norden begrenzen waldige Höhen das Bild (Abb. 31), nach Süden aber schweift der Blick auf die reichbesiedelte Hochebene des Ammergaues und auf die Kette der Berge (Abb. 32). Diese Gegend, fernab vom großen Verkehr, ist jedoch nicht nur durch landschaftliche Reize ausgezeichnet, sondern sie ist auch reich an alter Kultur und an Baudenkmälern aus vergangenen Zeiten. Dort liegt eine Reihe der schönsten Barock- und Rokokokirchen Bayerns, die von ihren Erbauern im Geiste jener Zeiten mit einer Fülle des üppigsten Formenschmuckes ausgestattet worden sind. Und in solcher Umgebung steht nun, ohne alle Zierde, dieses Ingenieurbauwerk, in der Selbstverständlichkeit der reinen Zweckform, als ein Ausdruck der Baugesinnung unserer Tage.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Hohe Bogentalsperrenmauer mit tiefem Wasserpolster in Tennessee.

Als drittes Wasserkraftwerk am kleinen Tennesseefluß ist bei Calderwood (Tennessee) eine 70 m hohe Bogentalsperrenmauer im Bau, von der aus ein 730 m langer Druckstollen unter Abschneidung einer Flußschlinge (Abb. 1) das Wasser mit 64 m Gefälle dem Krafthaus mit drei 56 000-PS-Turbinen zuleitet und die für den Überlauf über die Mauerkrone ein 12 m tiefes Becken am Fuße als Wasserpolster hat.

Die Sperrmauer mit einem Halbmesser von 65 m an der Luftseite der Krone ist auf den obersten 13,5 m gleich stark und von gleicher Krümmung (Abb. 2), nimmt nach unten zu im Krümmungshalbmesser ständig ab und an Stärke vom Scheitel nach den Widerlagern immer mehr zu. Die Krone trägt 24 Rollenleiterschützen von 7,5 m Lange und 6 m Höhe, die eine Wassermenge von 5600 m³/s durchlassen können. Zur Abminderung der Verdrehungsspannung in der Mauerkrone und zur Ablenkung des Überfallstrahls vom Mauerfuß sind die Schützen an die Luftseite der Mauer gesetzt (Abb. 2). Zum Bewegen der Schützen dienen zwei

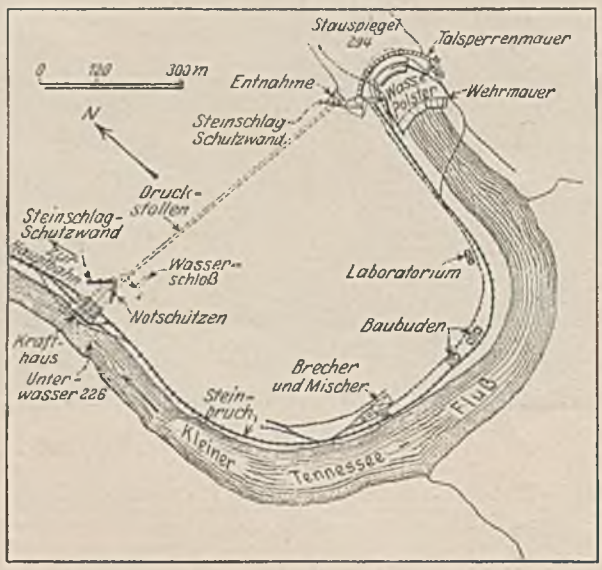

Abb. 1.

auf Schienen laufende elektrische Torkrane mit Gasolinmotoren als Aushilfe. Die radialen Fugen zwischen den Baublöcken (Abb. 2) sind an beiden Enden durch Metallstreifen gedichtet und von Nuten aus mit Mörtel vergossen worden. Die fünf Grundablaßstollen von 4,5 m Weite und 6 m Höhe, die während des Baues das Flußwasser durchleiteten, sind unter dem Schutze von stählernen Gleitschützen mit Gußbeton verfüllt worden. Der Fuß der Sperrmauer auf der Wasserseite ist durch 0,9 m starken Eisenbeton und durch Beton-Strahlablenker gegen die Überfallstrahlen geschützt. 0,9 m oberhalb der Wasserseite sichern 15 m tiefe Bohrlöcher in 3 m Achsabstand mit eingepreßtem Mörtel die Sperrmauer gegen Durchsickerungen im Felsgrund. Zur Messung des künftigen Verhaltens der Sperrmauer sind in der Luftseite 105 Haken und 40 Rosetten und im Mauerwerk 10 selbstschreibende Thermoelemente eingelassen; von den Haken aus sollen über einen auf Kugellagern drehbaren Meßrahmen auf einem Meßpfeiler in der Symmetrieachse der Mauer die Bewegungen der Mauer mittels gleichmäßig gespannter Meßbänder, an den Rosetten mittels Dehnungsmessern die lotrechten, waagrechten und diagonalen

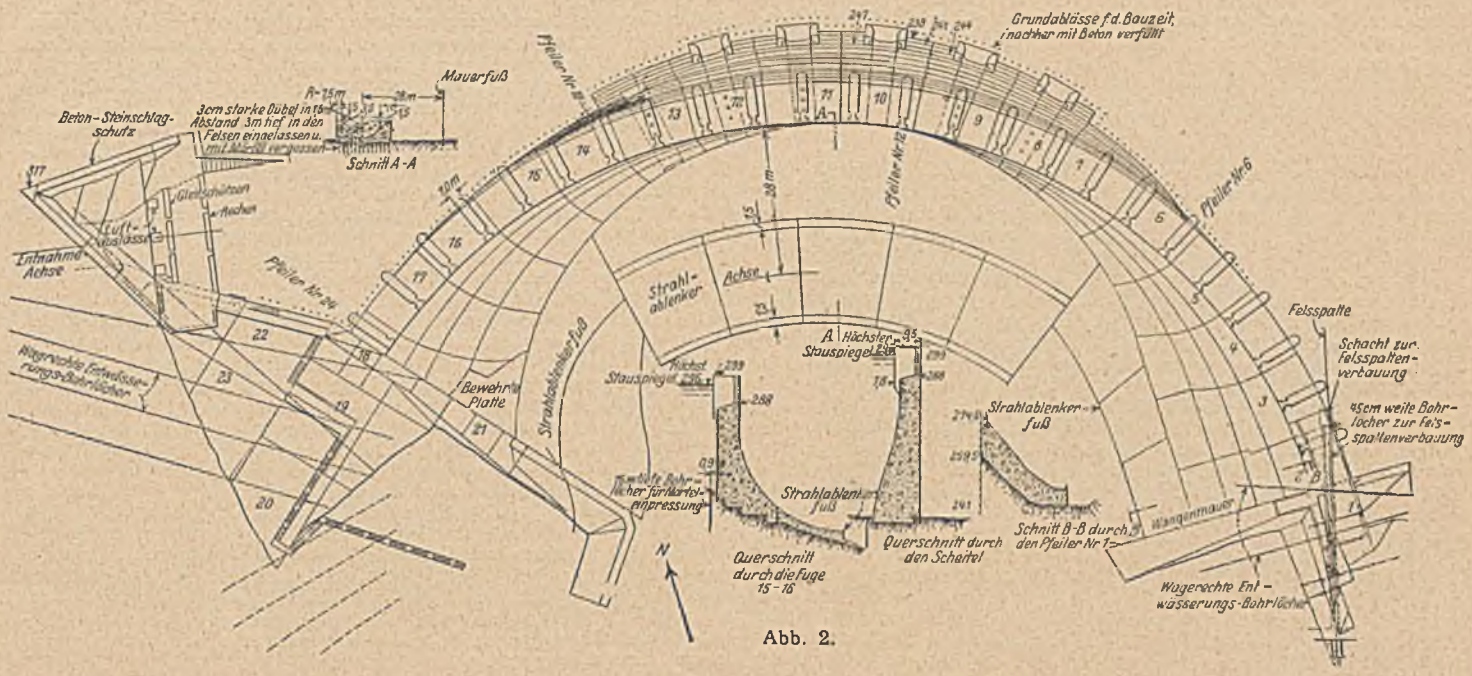

Abb. 2.

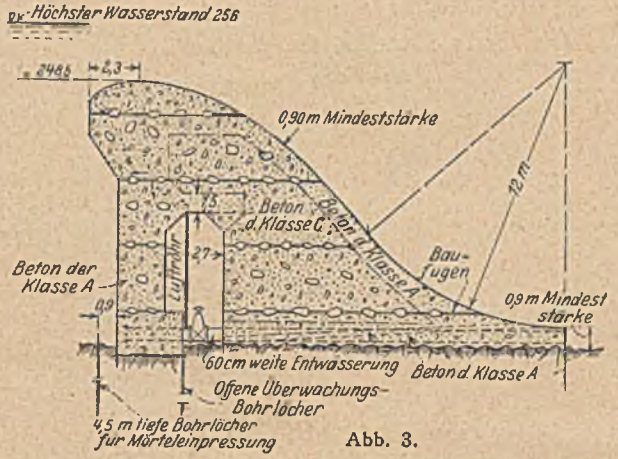

Abb. 3.

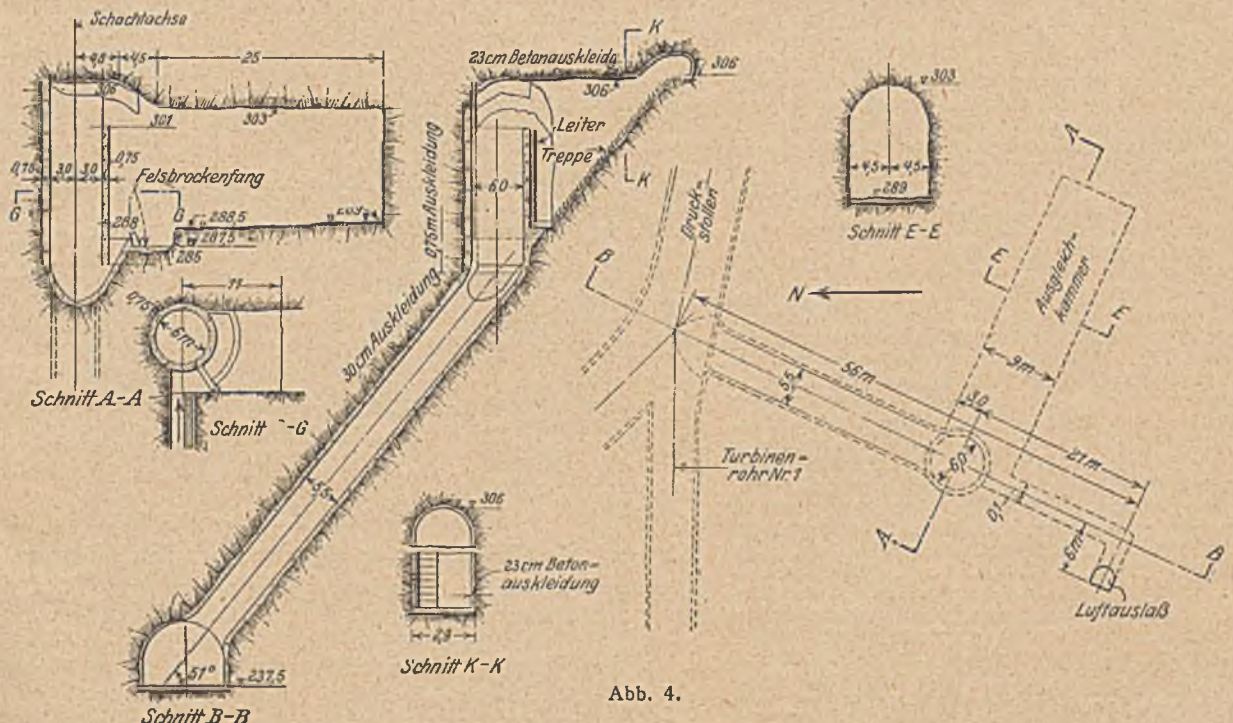

Abb. 4.

Dehnungen bei Selbstaufzeichnung der Luft- und Wassertemperaturen ermittelt werden.

120 m unterhalb der Sperrmauermitte staut eine im Grundriß gebrochene (Abb. 1) Betonwehrmauer (Abb. 3), deren Krone 40 m unter der Sperrmauerkrone liegt und deren Form durch Modellversuche ermittelt worden ist, das überfließende Wasser 10,5 bis 19,5 m hoch zu einem Wasserpolster auf; sie ist oberhalb durch 4,5 m tiefe Bohrlöcher mit Mörteleinpressung und durch ebenso tiefe Überwachungs-Bohrlöcher unter einem Längsstollen (Abb. 3) gesichert. Drei 60 cm weite absperrbare Leitungen (Abb. 3) ermöglichen das Ablassen des Wasserpolsters.

Das Wasserschloß (Abb. 4) liegt unmittelbar oberhalb der Abzweigung der drei Turbinenrohre in festem Fels und besteht auf 147 m aus einem unter 51° geneigten Schacht von 5,5 m Durchmesser mit 30 cm Betonauskleidung, darüber auf 22 m Höhe aus einer 38 m langen und 9 m breiten Ausgleichkammer, die von einem Luftkanal aus zugänglich ist, durch Überströmen eines 6 m weiten Betonschachts gefüllt und durch Bodenöffnungen, zusammen 34 m² groß, mit einem Felsbrockenfang davor, entleert wird.

Das Krafthaus und die Entnahmeeinrichtungen an der Sperrmauer sind durch je eine Betonwinkelmauer gegen Steinschlag geschützt (Abb. 1). (Nach Engineering-News-Record 1929, S. 954 bis 958, mit 7 Zeichnungen u. 2 Lichtbildern.) N.

Personalnachrichten.

Dr.-Ing. Berrer ist von der Preußischen Unterrichtsverwaltung mit Wirkung vom 1. April 1930 mit einem Lehrauftrag für Eisenbetonbau an der Technischen Hochschule Breslau betraut worden.

Dr.-Ing. Berrer habilitierte sich 1924 in Karlsruhe auf Grund seiner Habilitationsschrift „Belastungsversuche an Modellen für die Pfeiler der

Lidingöbrücke" und war bis vor kurzem an der Tungchi Technischen Hochschule in Woosung (China) für die Lehrgebiete Statik und Eisenbetonbau tätig.

Schwebende Pfahlgründungen?

Von Dr.-Ing. Otto Mast, Berlin.

Das allgemeine Interesse, das seit einiger Zeit den Fragen der Bodenmechanik zugewandt wird, findet seinen Ausdruck auch darin, daß man bestrebt ist, die gewonnenen Erkenntnisse auch auf dem Gebiet der Pfahlgründungen mit mehr oder minder großem Erfolg auszuwerten.

Die Sachlage, von der man bisher — wenigstens in Deutschland — im allgemeinen auf Grund der Erfahrungen auszugehen pflegte, war die, daß man bestrebt war, die anfallenden Lasten mit Hilfe des Pfahlrostes auf tiefer gelegene und vor allem besser beschaffene Schichten möglichst direkt zu übertragen und dabei die Tragfähigkeit der Pfähle unter vorzugsweiser Anwendung handlicher Rammformeln zu bestimmen. Dabei wurden als tragfähiger Baugrund, den die Pfahle nicht nur eben erreichen, sondern in den sie auch um ein bestimmtes Maß eindringen sollten, etwa solche Schichten angesehen, auf die man das betreffende Bauwerk im Falle einer Flachfundierung ohne besondere Maßnahmen (Platte, Plattenrost o. dergl.) hätte aufsetzen können. Dieser Begriff des „guten Baugrundes" ist zweifellos relativ und nicht gerade von hervorragender wissenschaftlicher Schärfe; die angewandte alte Methode hat aber den Vorteil, daß bei ordnungsmäßig ausgeführten Pfahlgründungen Rückschläge zu den größten Seltenheiten gehört haben, und daß Setzungen, die den Betrieb oder gar den Bestand des Bauwerks gefährden, in Deutschland kaum jemals aufgetreten sind. Diese Auffassung von den Regeln der Pfahlgründung wird auch von den zuständigen Behörden, insbesondere von der Berliner Baupolizei, die sich seit langer Zeit eingehend mit diesem Gebiet befaßt, geteilt und als wirtschaftlich durchaus tragbar empfunden und angewandt. Kam man einmal in die mißliche Lage, den „guten Baugrund" nicht erreichen zu können, so wandte man notgedrungen eine schwebende Gründung an mit dem vollen Bewußtsein, daß sie einen Ersatz von geringerem Wert darstellte, bei dem mit der Möglichkeit von späteren Störungen von vornherein gerechnet werden mußte. Ob man dann eine schwebende Platten- oder Pfahlgründung ausführt, ist ziemlich unerheblich, da ja beiden der gleiche Unsicherheitsfaktor, nämlich das unbekannte Verhalten der darunter liegenden schlechten Bodenschichten, anhaftet.

Es hat nun den Anschein, als ob man in weiten Kreisen der Industrie und Wissenschaft mit diesem bisherigen Zustand nicht mehr recht zufrieden ist, der — zweifellos unter Aufwendung manchmal erheblicher Kosten — für die auf der Pfahlgründung errichteten Gebäude mit den in ihnen enthaltenen hohen Werten ein hohes Maß von Sicherheit schafft. Diese Unzufriedenheit dürfte zwei Quellen entspringen: Einmal hält man es für unwürdig, im Zeitalter der Wissenschaft mit mehr oder minder handwerks- oder gefühlsmäßigen Methoden arbeiten zu sollen, in denen man ein Übermaß an Sicherheit vermutet, ohne allerdings dessen Größe oder Vorhandensein nachweisen zu können. Als Ersatz strebt man nach der Anwendung der Ergebnisse der Bodenforschung, ohne genügend zu berücksichtigen, daß diese oft noch recht unsicher sind oder aber irgend etwas Negatives aussagen. Daraus folgt aber noch lange nicht, daß nun das entgegengesetzte Positive mit der gleichen Bestimmtheit als richtig unterstellt werden kann. Zum anderen machen sich bei der starken internationalen Verflechtung der Wissenschaft (gegen die damit beileibe nichts gesagt sein soll!) neuerdings in zunehmendem Maße die Anschauungen des Auslandes geltend, die an die Qualität einer Pfahlgründung ganz andere und zwar wesentlich laxere Anforderungen zu stellen scheinen. Senkungen von mehreren Zentimetern, ja Dezimetern werden dort anscheinend in soweit in Kauf genommen, als man glaubt, sie grundsätzlichen Eigenschaften der Pfahlgründung zuschieben zu sollen. Sehr bemerkenswerte Aufschlüsse in dieser Richtung bot ein Vortrag, den Herr Professor Dr.-Ing. v. Terzaghi kürzlich in der Deutschen Forschungs-Gesellschaft für Bodenmechanik für deren Mitglieder und interessierte Gäste hielt. Der Vortrag, der über „Tragfähigkeit von Pfahlgründungen" angekündigt war, beschäftigte sich fast ausschließlich mit derjenigen von schwebenden Pfahlgründungen und brachte eine reichhaltige Musterkarte von solchen, die mißglückt waren. Aus dieser Sammlung konnte derjenige, der etwas zu der eingangs geschilderten alten Konstruktionsmethode neigt, deutlich zwei Hauptgruppen bilden, nämlich solche schwebenden Gründungen, bei denen man infolge zu großer Tiefenlage des guten Baugrundes (ca. 40 bis 50 m!) diesen nicht erreichen konnte und solche, bei denen man ihn nicht erreichen wollte, obwohl dies möglich gewesen wäre. Bei der ersten Gruppe wird jeder die damit verbundenen Nachteile in Kauf nehmen; bei der zweiten dagegen muß man sich fragen, ob z. B. die Methode, die Pfähle ca. 1 m über der Grenze des guten Baugrundes aufhören zu lassen (und natürlich entsprechende Setzungen zu bekommen) vom wirtschaftlichen Standpunkt aus vertreten werden kann. Nun spielt die erste Gruppe (unerreichbare Tiefe des guten Baugrundes) bei uns in Deutschland — auch im Rahmen der künstlichen Gründungen allgemein — eine äußerst untergeordnete Rolle, während sie in Nordamerika, um nach den Ausführungen von Herrn Professor Dr. v. Terzaghi zu schließen, recht häufig sein dürfte. Somit verbleibt für unsere Verhaltnisse die zweite Gruppe, nämlich die bewußt angestrebte schwebende Gründung. Die in dem Vortrag über sie gebotenen Senkungszahlen müssen es doch als höchst problematisch erscheinen lassen, ob man um gewisser Ersparnisse beim Bau willen eine weit darüber hinausgehende Schädigung des späteren Bauwerks riskieren will. Hinzu kommt die hohe Empfindlichkeit der schwebenden Gründung gegen unvermutete Veränderungen in den oberen Bodenschichten, die deren Spannungszustand beeinflussen (Bau von Untergrundbahnen, tiefliegenden Kanälen, Zunahme schweren Straßenverkehrs u. dergl.). Daß diese Schäden bei der genügend tief hinabgeführten Pfahlgründung nicht auftreten, beweist der Augenschein und die jahrzehntelange Erfahrung in der norddeutschen Tiefebene, in der Millionen lfdm Rammpfähle verbaut worden sind. Wie in dieser Beziehung die Dinge anderswo liegen, war dem vorerwähnten Vortrag nicht zu entnehmen, da er sich, wie bereits gesagt, mit dieser Ausführungsmethode nicht befaßte. Vom Standpunkt des Wissenschaftlers ist dies erklärlich, da ihn die Untersuchung der vielen Faktoren, die eine schwebende Gründung beeinflussen, viel mehr reizen muß als die Untersuchung der einfachen „stehenden" Tiefgründung. Der Standpunkt des Praktikers aber muß dahin zusammengefaßt werden, daß er dieser letzteren Methode den Vorzug geben wird, die die größere Sicherheit bietet, ihm sowohl als Bauherrn wie als Ausführenden die Last der Verantwortung nach Möglichkeit erleichtert und die jedenfalls in viel höherem Maße verläßlich ist als die schwebende Gründung, für welche die gleichen Vorzüge in einem Aufsatz in der „Bauwelt" (1929, Heft 34) von einem unbekannten Namensvetter des Verfassers in Anspruch genommen wurden. Vielleicht ist in der Zukunft durch Versuche großen Maßstabes auf diesem Gebiete einmal weiter zu kommen; wer aber wird heute den Bau, den er errichten will, absichtlich durch eine schwache Gründung gefährden, um der Allgemeinheit eventuell Erkenntnisse zukommen zu lassen, von denen man noch kaum weiß, in welcher Richtung sie zu suchen sind?

Die große Kanalbrücke über den Wildbach Pongaiola bei Trient.

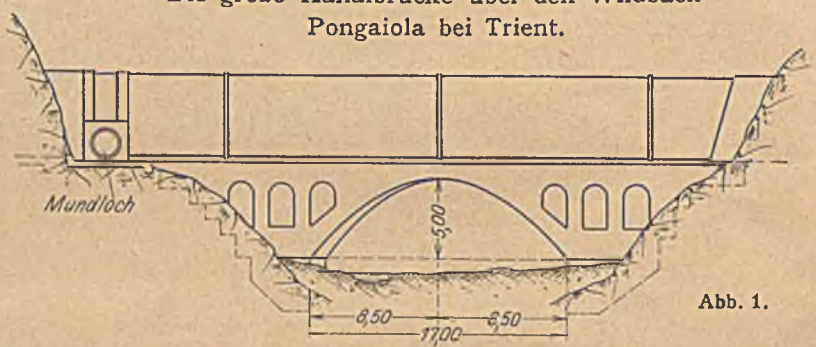

Abb. 1.

Der 9 km lange Druckstollen (20 m² Querschnitt) des Kraftwerks Mezzocorona im Nocetal (bei Trient) der Tridentiner Allgemeinen Elektrizitäts-Gesellschaft erforderte zur Überschreitung zweier Wildbäche zwei Kanalbrücken von je 50 m Länge (Abb. 1). Die Leitung über die Brücke ist als Eisenbetonröhre von 5 m Durchmesser mit 40 cm Scheitel- und 50 cm Sohlstärke hergestellt (Abb. 2) und auf Eisenbetonsätteln (Abb. 2) gelagert worden. Die Ausrüstung zeigte bei beiden Brücken vollen Erfolg. (Nach Ing. Eug. Campini in Mailand, Sonderdr. 1929.) N.

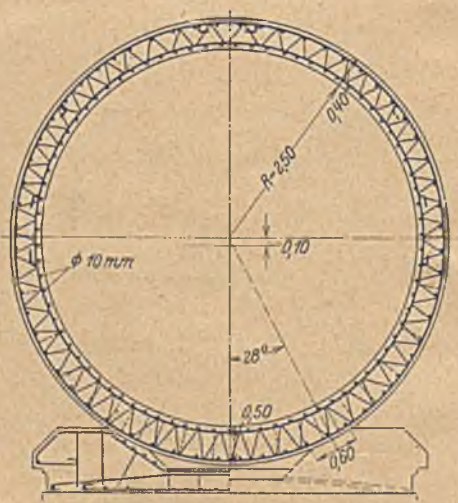

Abb. 2.

Ergebnis des Wettbewerbs: Brücke über den Mälarsee.

1. Preis: 12 000 Kronen. Entwurf „Brügg"
Verfasser: Civilingenieur Wilhelm Maelzer, Berlin
Architekten: Professor Otto Rudolf Salvisberg, und Professor Wilhelm Brüning, Berlin

2. Preis: 10 000 Kronen. Entwurf „Im Fels verspannt"
Verfasser: Professor Dr.-Ing. Ernst Gaber, Karlsruhe
Architekt: Hermann Esch, Mannheim

3. Preis: 9000 Kronen. Entwurf „Tva Bagar"
Verfasser: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg-A.-G., Werk Gustavsburg, und Philipp Holzmann A.-G., Frankfurt a. M.
Architekten: Paul Hedquist und David Dahl, Stockholm

4. Preis: 7000 Kronen. Entwurf „Ungleiche Bögen"
Verfasser: Dr.-Ing. Richard Färber, Beratender Ingenieur, Breslau
Architekt: Regierungsbaumeister Adolf Schumacher, Stuttgart

Ferner wurden die folgenden drei Entwürfe angekauft:

1. „norr-söder", Ankaufssumme 4500 Kronen
Verfasser: Professor Karl Ljungbergs Ingenieurbüro, Stockholm
Architekt: Cyrillus Johannsson, Stockholm

2. „Fri Sikt", Ankaufssumme 4000 Kronen
Verfasser: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg-A.-G., Werk Gustavsburg, und Philipp Holzmann-A.-G., Frankfurt a. M.
Architekten: Paul Hedquist und David Dahl, Stockholm

3. „Stal och Betong", Ankaufssumme 3500 Kronen
Verfasser: Ingenieur Dr. Fritz Emperger, Wien, mit Architekten Richard Hirsch und Franz Sturm, Wien.

Bewässerungsanlagen in Mexiko.

Bei den Nueva-Espana-Bewässerungsanlagen, rd. 100 km westlich von Lareda in Mexico, ist bemerkenswert, daß der 1040 m lange und 32 m hohe Erdstaudamm auf der Wasserseite eine Eisenbetonbekleidung ohne Trennfugen erhalten hat (s. Abb.). Die Bekleidung ist unten 23,

oben 20 cm stark und kreuzweise mit Welleisen bewehrt; sie ist abwechselnd in 3 m breiten Streifen (s. Abb.) hergestellt worden. (Nach R. M. Conner, Bauinspektor, und A. Weiss, Bauleiter der Bauunternehmung. Engin.-News-Rec. 1930/I, S. 101—104 mit 6 Lichtb.) N.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 6. Januar 1928, S. 18.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 12 vom 20. März 1930.

Kl. 4 c, Gr. 35. K 114 300. Fa. August Klönne, Dortmund. Verfahren und Vorrichtung zur Verhinderung der Eisbildung an wasserlosen Gasbehältern. 11. IV. 29.

Kl. 5 a, Gr. 7. Sch 86 379. Adolf Schäfer, Celle, Triftstr. 6. Vorrichtung zum Nachlassen des Bohrwerkzeuges sowie zum Ausgleichen des Bohrzeuggewichtes mit zwangsläufiger Ausschaltung. 11. V. 28.

Kl. 5 a, Gr. 12. E 38 950. Emsco Derrick & Equipment Company. Los Angeles, Californien, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Bohrwinde für Tiefbohrungen. 12. III. 29. V. St. Amerika 14. V. 28.

Kl. 5 a, Gr. 32. W 79 277. Western Supply Company, Tulsa, Oklahoma, V. St. A.; Vertr.: H. Neubart, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Seilklemme, insbes. für das Bohrseil von Tiefbohrvorrichtungen u. dgl. mit drei gegeneinander beweglichen Klemmbacken. 4. V. 28.

Kl. 5 b, Gr. 17. J 35 650. The Jeffrey Manufacturing Company, Columbus, Ohio, V. St. A.; Vertr.: Dr. G. Döllner, M. Seiler, E. Maemecke, E. Wehr und Dr. W. Kühl, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Bohrgestell zum Bohren von Gestein und Kohle. 3. X. 28. V. St. Amerika 18. XI. 27.

Kl. 5 c, Gr. 9. R 78 399. Ernst Hermann Relinghaus, Essen-Bredeney, Blumenkamp 8. Reibungsplatte für den Grubenausbau. 14. VI. 29.

Kl. 5 c, Gr. 9. T 34 558. Alfred Thiemann, Dortmund, Brandenburger Str. 13. Aus zwei gegeneinander verschiebbaren Teilen bestehender Kappschuh. 27. I. 28.

Kl. 5 c, Gr. 9. W 77 838. Heinrich Wagner, Recklinghausen, Halterner Str. 48. Z-förmiger nachgiebiger Kappschuh mit Quetscheinlage. 6. XII. 27.

Kl. 19c, Gr. 8. A 56 120. Bernt Lorenz Akesson, Eslöv, Schweden; Vertr.: Dr. P. Lewino, Pat.-Anw., Hamburg. Straßenwalze mit zwischen den Walzenscheiben angeordnetem, heb- und senkbaren sowie drehbarem Hobelblatt. 29. III. 28. Schweden 29. IV. 27.

Kl. 20 a, Gr. 12. B 142 950. Adolf Bleichert & Co., A.-G., Leipzig N 22. Talstation für Personenseilbahnen mit Antrieb in der Bergstation, Pendelbetrieb und fester Verbindung der Hängebahnwagen mit dem Zugseil. 8. IV. 29.

Kl. 20 i, Gr. 8. G 72 330. H. Grengel Weichenbau G. m. b. H., Berlin-Wittenau, Hermsdorfer Straße. Zungenbefestigung an Rillenschienenweichen zur Verhinderung des Kippens der Zunge in der Querrichtung. 24. I. 28.

Kl. 20 i, Gr. 18. P 61 048. The Poole Engineering and Machine Company, Baltimore, Maryland, V. St. A.; Vertr.: W. Schwaebsch, Pat.-Anw., Stuttgart. Schranke für Eisenbahnübergänge. 21. VIII. 29.

Kl. 20 i, Gr. 35. B 140 691. Dr.-Ing. Wolfgang Bäseler, Walhallastraße 21, Dipl.-Ing. Fritz Hofmann, Voitstr. 3, und Dipl.-Ing. Alfred Bloch, Hiltensberger Str. 28/0, München. Überwachungseinrichtung für optische Signalübertragungseinrichtungen. 29. XI. 28.

Kl. 20 i, Gr. 35. S 79 578. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur selbsttätigen Zugbeeinflussung mittels Wechselstrom. 10. V. 27.

Kl. 20 i, Gr. 35. V 25 551. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Beeinflussung zwischen Zug und Strecke; Zus. z. Anm. V 24 938. 26. VII. 29.

Kl. 20 i, Gr. 39. N 28 980. Dipl.-Ing. Jürgen Noering, München, Georgenstr. 34/0. Vom Zuge selbsttätig auf induktivem Wege gesteuerte Überwegsicherung. 22. VI. 28.

Kl. 20 i, Gr. 41. S 82 600. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Signalanlage, insbes. für den Bahnbetrieb mit einer bei Erschütterungen der Schienen das Signal auslösenden Vibrationskontaktanordnung. 8. XI. 27.

Kl. 35 b, Gr. 1. D 52 931. Demag A.-G., Duisburg. Kran mit Laufkatze, deren Hubseilablenkrolle relativ zum Hubwerk verfahrbar ist. 6. V. 27.

Kl. 35 b, Gr. 1. M 106 961. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg 24, Katzwanger Str. 100. Verladebrücke mit einem mehrteiligen, hochklappbaren Ausleger. 9. X. 28.

Kl. 35 b, Gr. 3. M 109 612. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg 24, Katzwanger Str. 100. Wippkran, bei welchem die Last seitlich am Krangerüst vorbei von vorne nach hinten wippbar ist. 12. IV. 29.

Kl. 37 a, Gr. 7. P 56 442. Hans Pohlmann, Wandsbek b. Hamburg, Ziegeleiweg 58. Isoliereinlage für Hohlmauerwerk. 8. XI. 27.

Kl. 37 b, Gr. 1. K 106 889. Hans Klar, Preßburg (Bratislava), Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dipl.-Ing. Tibor von Laczay, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Mauerziegel. 25. XI. 27.

Kl. 37 b, Gr. 1. P 55 302. Erwin Pietsch, Wels, Oberösterreich; Vertr.: Dr.-Ing. H. Brüggemann, Pat.-Anw., München. Hohlstein mit in der Längsrichtung verlaufenden einseitig offenen Kammern. 18. V. 27.

Kl. 37 c, Gr. 1. L 70 205. Fa. Carl Ludowici, K. a. A.; Jockgrim, Pfalz. Seitenziegel. 10 XI. 27. Mustermesse i. Leipzig 28. VIII. 27.

Kl. 37 d, Gr. 40. S 82 979. Florian Seidl, Steyr, Österreich; Vertr.: Anton Müller, Cannstatt, Waiblinger Str. 57/3. Handgerät zum Vermauern von Formsteinen. 2. XII. 27.

Kl. 37 e, Gr. 10. R 68 282. Rowland Thompson Wales, New Rochelle, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Noll, Pat.-Anw. Berlin SW 61. Schalungsgerüst für Decken mit ebener Untersicht. 28. VII. 26. V. St. Amerika 28. VII. 25.

Kl. 38 h, Gr. 2. B 140 049. Byk-Guldenwerke Chemische Fabrik Akt.-Ges., Berlin NW 7, Neue Wilhelmstr. 4/5. Verfahren zum Imprägnieren von Holz. 29. X. 28.

Kl. 38 h, Gr. 2. J 32 966. I. G. Farbenindustrie Akt.-Ges. Frankfurt a. M. Verfahren zum Imprägnieren von Holz mit Celluloseestern oder -äthern. 20. XII. 27.

Kl. 42 c, Gr. 7. H 118 857. Philipp Hambach, Hirzenhain, Oberhessen. Pendel-Nivellier- und Feldmeßgerät. 27. X. 28.

Kl. 42 l, Gr. 13. C 40 838. Chemisches Laboratorium für Tonindustrie und Tonindustrie-Zeitung Prof. Dr. H. Seger & E. Cramer G. m. b. H., Berlin NW 21, Dreisestr. 4. Siebmaschine zur Prüfung der Kornfeinheit von Stoffen aller Art; Zus. z. Pat. 473 177. 22. XII. 27.

Kl. 80 a, Gr. 56. F 67 141. Paul Ferrier, Paris; Vertr.: H. Dummer und Dipl.-Ing. R. Ifferte, Pat.-Anwälte, Dresden. Längsgeteilte Schleuderform. 5. XI. 28. Frankreich 24. III 28.

Kl. 80 b, Gr. 1. H 117 573. Bernhard Heimann. Datteln i. W., Marktstr. 22-24. Mittel zur Herstellung wasserdichter Zement- und Mörtelmassen und Verfahren zur Herstellung desselben. 30. VII. 28.

Kl. 80 b, Gr. 1. R 78 125. Hans Roßner, Bamberg, Wunderburg 10. Wärme- und schalldichter, nagelbarer Beton und Mörtel. 16. V. 29.

Kl. 80 b, Gr. 1. Sch 85 609. Richard Schubert, Bremen, Lützower Str. 72. Verfahren zur Herstellung von wasserdichtem Beton. 22. II. 28.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Berechnung des Eisenbetons gegen Verdrehung (Torsion) und Abscheren. Von Dr.-Ing. Ernst Rausch, Privatdozent an der Techn. Hochschule Berlin. Mit 59 Abbildungen im Text. 50 Seiten. Verlag von Julius Springer, Berlin 1929. Preis RM 5,—.

Das Buch gibt zunächst eine allgemeine Berechnungsmethode für Eisenbetonstäbe mit beliebigem Querschnitt, die reinen Torsionsmomenten ausgesetzt sind. Das Verfahren wird dann auf den praktisch wichtigeren Fall der durch Querkräfte hervorgerufenen Torsion übertragen. Es ist dem Verfasser gelungen, die gestellten Probleme in teilweise überraschend einfacher Weise formelmäßig zu behandeln. Die im Heft 16 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton veröffentlichten Torsionsversuche werden auf Grund der gewonnenen Ergebnisse erneut diskutiert, besonders hinsichtlich des Verhaltens der bügelarmierten Stäbe. Zum Schluß wird noch kurz auf die Berechnung des Eisenbetons gegen Abscheren eingegangen. Da die theoretischen Erörterungen durch eine große Zahl von Berechnungsbeispielen aus der Praxis ergänzt sind, bietet das Buch nicht nur Gelegenheit zur Vertiefung theoretischer Kenntnisse, sondern dürfte auch ein wertvolles Hilfsmittel im Konstruktionsbüro sein.

Dr.-Ing. F. Tölke, Karlsruhe i. B.

Sperrholz. VDI-Verlag G. m. b. H., Berlin NW 7.

Die „Lehrschau Holz" anläßlich der 68. Hauptversammlung des VDI im Sommer 1929 in Königsberg hat erkennen lassen, daß vielgestaltige technische Aufgaben auf dem Gebiete der Holzwirtschaft und der Holztechnik noch der Lösung harren. In diesem Sinne sind in dem vorliegenden Hefte zwei bereits früher in der Zeitschrift „Maschinenbau" zusammengefaßte Arbeiten wiedergegeben, die einen guten und auch ausreichend vollständigen Überblick über das Wesen, die Eigenschaften und die Anwendungsmöglichkeiten von Sperrholz geben. Hierbei sind unter „Sperrholz" mit ihrer Faser sich kreuzende, geleimte, dünnere oder stärkere Holzplatten verstanden, d. h. sowohl die schwächeren, auch Fournierplatten genannten Holzelemente, als auch stärkere Platten, die aus drei- oder mehrfach aufeinander gelegten, geschälten oder gemesserten Fournieren gewonnen sind und deren Faserrichtung im allgemeinen kreuzweise zueinander verläuft. Die schwächeren Platten werden in der Hauptsache in Stärken von 3—12 mm, die stärkeren, die sogenannten Tischlerplatten, in Dicken von 10—40 mm in den Handel gebracht.

Die beiden Fragen, die in dem vorliegenden Hefte behandelt sind, beziehen sich auf das Verhältnis von Sperrholz zu Schnittholz bzw. auf vergleichende Untersuchungen an Vollholz und Sperrholz und suchen die Frage der Zweckmäßigkeit und Wirtschaftlichkeit des Sperrholzes sowie seine technischen Verwendungsmöglichkeiten zu klären.

Dr. M. Foerster.

Teermakadam als neuzeitlicher Fahrbahnbelag. Von Vespermann. Allgemeiner Industrie-Verlag G. m. b. H., Berlin. Preis RM 9,—.

Nachdem die erste Auflage vom Oktober 1926 vergriffen ist, erscheint die zweite Auflage in etwas erweiterter Form. In dieser sind die Ergebnisse der neueren Forschungsarbeiten im In- und Auslande, sowie die Bewährung ausgeführter Bauweisen aus den letzten Jahren berücksichtigt, und die ganze Behandlung ist auf den neuesten Stand von Wissenschaft und Praxis gebracht. Der Verfasser hat sich bemüht, ohne Voreingenommenheit absolut objektiv die vielfach umstrittene Frage „Asphalt oder Teer für den deutschen Straßenbau" zu erörtern, und verschweigt infolgedessen auch Mißerfolge nicht, welche vorgekommen sind, von der richtigen Kenntnis ausgehend, daß nur durch möglichst vielseitige und genaue Erforschung der Gründe dafür ein Fortschritt zu erzielen sein wird. Im übrigen ist dem Verfasser durchaus zuzustimmen, wenn er betont, daß die Forschung auf dem Gebiete des Straßenbaues noch vor einer Fülle von Aufgaben steht und daß in dem Maße eine Weiterbildung zu erzielen sein wird, als es gelingt, die Eigenschaften des Teeres und seine Zusammenwirkung mit den Mineralien vollkommen zu klären.

Entsprechend dem Titel des Buches beschränkt sich der Verfasser auf die Teermakadambauweise, ohne jedoch die Anforderungen, welche durch die Oberflächenbehandlung bedingt sind, außer acht zu lassen. Für eine spätere Auflage wäre es erwünscht, die Teerbetonbauweisen, welche in den letzten Jahren mehr und mehr zur Anwendung kommen, in den Kreis der Betrachtung einzubeziehen, um die Frage der Teerstraßen erschöpfend zu behandeln. Außerdem empfehle ich, die älteren Veröffentlichungen, welche aus dem Jahre 1920 und früher stammen, nicht zu hoch zu werten, da diese durch die neue Forschung zum guten Teil überholt sind.

Zusammenfassend bietet das Buch eine gute Grundlage für die Beurteilung des Teeres im Straßenbau und aller Fragen, welche bei der Ausführung der am meisten angewendeten Verfahren, nämlich beim Teermakadam, eine Rolle spielen. Prof. Geißler, Dresden.

Druck- und Biegeversuche mit gegliederten Stäben aus Holz. Von Prof. Otto Graf. Heft 319 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens. Herausgegeben vom Verein deutscher Ingenieure. 14 S. mit 86 Abb. und 11 Zahlentafeln. Berlin 1930. VDI-Verlag G. m. b. H Preis RM 2,50.

Die Berechnung der hölzernen Stützen erfolgt nach den aus dem Eisenbau bekannten Regeln, wobei mit Rücksicht auf die geringere Zuverlässigkeit des Werkstoffes Holz und seiner Verbindungsmittel (Schraubenbolzen und Dübel) gegenüber den genieteten Stahlkonstruktionen ein höherer Sicherheitsgrad angenommen wird.

Die von Graf an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart durchgeführten Versuche mit aus Vollstäben bestehenden und aus mehreren Hölzern zusammengesetzten Stützen sollten Klarheit über die Zulässigkeit unserer Berechnungsweise bringen.

Hierbei war zu beachten, daß die Knicklast der Holzstützen nicht nur von ihrer Bauart (Vollstütze oder gegliederte Stütze), sondern auch von den Unregelmäßigkeiten des Holzes (Krümmungen infolge Austrocknens, Faserverlauf, Astbildung, Risse usw.) abhängt. So ergaben Druckversuche mit mittig gelagerten Vollstäben nur eine um 30% geringere Höchstlast, als sie nach der üblichen Berechnung (nach Tetmajer, Euler) zu erwarten war, da die Belastung wegen der früher genannten Unregelmäßigkeiten mehr oder weniger exzentrisch wirkte.

Noch ungünstiger als Vollstützen verhielten sich die gegliederten Stützen aus zwei Bohlen mit verschiedenen Querverbindungen aus Füllstücken (Beihölzern) und Bolzenverbindung, z. T. unter Verwendung von Kegeldübeln (Kübler). Hierbei ergaben Stützen mit Dübeln geringere Höchstlasten als solche ohne Dübel, da die Wirkung der letzteren erst bei Ausbiegungen der Stütze (nach Überschreiten der Höchstlast) einsetzt.

Sehr günstige Ergebnisse lieferten in dieser Beziehung die geleimten Stützen, da sich bei diesen die Beihölzer erheblich unnachgiebiger zeigten als die durch Reibung (bei fest angezogenen Bolzen) wirksamen der vorher erwähnten Bauarten. Die Verleimung ist allerdings nur bei lufttrockenem Holz unter Vermeidung von zutretender Nässe haltbar. Die geleimten Stützen ergaben nahezu die rechnungsmäßigen Höchstlasten.

Die vorstehenden kurzen Angaben lassen erkennen, wie wichtig diese Versuche für die Praxis sind; in künftigen amtlichen Bestimmungen sollen ihre Ergebnisse auch entsprechend ausgewertet werden.

Dr.-Ing. Th. Gesteschi, Berlin.

Elektrokarren. Herausgegeben von der Allgemeinen Elektrizitäts-Gesellschaft Berlin. Im Selbstverlag. 78 Seiten.

Die A.E.G. hat ein kleines A.E.G.-Handbuch „Elektrokarren" herausgegeben. In ihm werden zunächst die verschiedenen Bauarten sowie ihre Bezeichnungen erklärt, die Konstruktionen einiger Normalbauarten unter Beifügung von Abbildungen und Zeichnungen beschrieben sowie die hieraus entwickelten Sonderausführungen gezeigt. Auch werden die für den Elektrokarren-Besitzer wichtigsten gesetzlichen Vorschriften, die bei dem Verkehr auf öffentlichen Fahrstraßen zu beachten sind, ebenso wie die in Frage kommenden Paragraphen des Kraftfahrzeugsteuergesetzes wiedergegeben und erläutert. Angaben über die mit Elektrokarren in den verschiedenartigsten Verwendungsgebieten erzielten wirtschaftlichen Erfolge sowie zahlreiche Abbildungen der vielseitigen Benutzungsmöglichkeiten vervollständigen den Inhalt in zweckentsprechender Weise.

Dr. M. Foerster.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann G. m. b. H., Berlin SW 19. Beuthstraße 8.