

ist an die Fa. Windschild & Langelott A.-G., Berlin, vergeben. Zwischen der Strom- und Flutbrücke wird eine etwa 40 m lange Insel mit Rampe zum Vorlande geschüttet, die den Übergang zwischen der den Strom rechtwinklig kreuzenden Strombrücke und der das Vorland schief überbrückenden Flutbrücke bildet. Die Brücke wird mit 5,20 m breitem Fahrweg und bezüglich der Belastung als Brückenklasse I (DIN 1071 u. 1072) ausgebildet. Der Entwurf ist von Baurat Dr.-Ing. e.h.r. Karl Bernhard, Berlin, aufgestellt, der auch als beratender Ingenieur des mit der Bauleitung betrauten Kreisbauamtes in Landsberg a./W. während der Ausführung tätig ist. Bernhard.

Der 11. Deutsche Baupolizeitag (Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands) wird vom 12. bis 14. September d. Js. in Dresden stattfinden.

Am Donnerstag, den 13. September, 9 Uhr vorm., wird die Ausstellung „Die technische Stadt“ mit Führung besichtigt. Nachmittags ab 3 Uhr finden Besichtigungsfahrten mit Autobus statt.

Am Freitag, den 14. September, 9 Uhr vorm., Mitgliederversammlung im Hörsaal 80 der Technischen Hochschule, am Bismarckplatz, Hauptgebäude. Für die darauf (9,30 Uhr) folgende öffentliche Versammlung (am gleichen Ort) sind an Vorträgen vorgesehen: Die strafrechtliche Verantwortlichkeit der Baupolizeibeamten, Dr.-Ing. Schnidtmann, Stuttgart. — Die Erschütterungen der Gebäude durch Verkehrseinflüsse und die Maßnahmen zu ihrer Abwehr, Oberingenieur Dipl.-Ing. Wittig, Magdeburg. — Seismographische Untersuchungstechnik im Dienste der Baupolizei, Baurat Thein, Hamburg. — Die Baupolizei in Deutschland und in den Vereinigten Staaten von Amerika, Ministerialrat Dr.-Ing. Schubart, Berlin. — Referat über den heutigen Stand der Baukontrolle bei Eisenbetonarbeiten, Baurat Stern, Köln. — Gäste aus der Fachwelt willkommen.

Anmeldung zur Tagung bei Oberbaurat Thode, Hamburg, Admiralitätsstraße 56 erbeten.

Stichbahn vom Ringbahnhof Jungfernheide nach Siemensstadt und Gartenfelde, Berlin. Die neue Stichbahn vom Ringbahnhof Jungfernheide nach den Arbeitsstätten in Siemensstadt und Gartenfelde soll nach einem Bericht der „Siemens-Bauunion-Zeitschrift“ 1928,

dichtung nach eigenem Verfahren geschützt, das sich ohne Gas- und Geruchentwicklung in luftabgeschlossenem Raum ausführen läßt.

Die Pfeilerschäfte werden ebenfalls mit hochwertigem Zement betoniert und außen mit Klinkern verkleidet. Das Einbringen der Senkkasten und Herrichten der Pfeiler geschieht von einem Gerüst aus, das gleichzeitig als Förderbahn zum Heranschaffen der Baustoffe und zum Fortschaffen des unter Druckluft ausgehobenen Bodens dient.

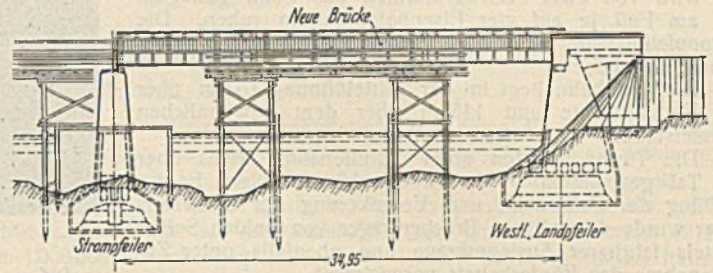


Abb. 2.

Der Senkkasten ist oben durch eine Luftsleuse abgeschlossen. Er senkt sich bei dem unter Druckluft von Arbeitern vorgenommenen Aushub von selbst wegen der scheidenartigen Ausbildung der Wände in ihrem unteren Teil und infolge des auflastenden Gewichtes. Das Ein- und Ausschleusen der Arbeiter geschieht zur Vermeidung gesundheitlicher Schädigungen unter besonderen Vorsichtsmaßnahmen, die in der Verordnung vom 28. Juni 1920, Reichsgesetzblatt 1920, Nr. 146, vorgeschrieben sind.

Die erforderlichen Druckluffterzeuger werden von einer am linken Spreeufer aufgestellten Kraftanlage von 425 PS betrieben. Die Luftsleuse ermöglicht das gleichzeitige Einfahren von 12 Arbeitern.

Ein Längsschnitt durch die Pfeilergründung der Brücke ist in Abb. 2 veranschaulicht. Abb. 3 zeigt das Absenken des ersten Pfeilers, Abb. 4 das Ausschleusen von Boden. Zs.

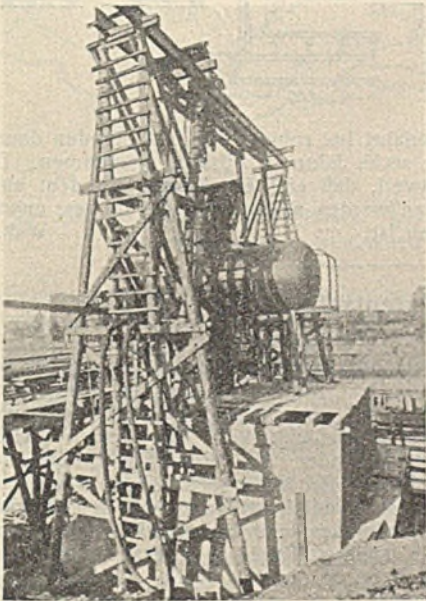


Abb. 3.

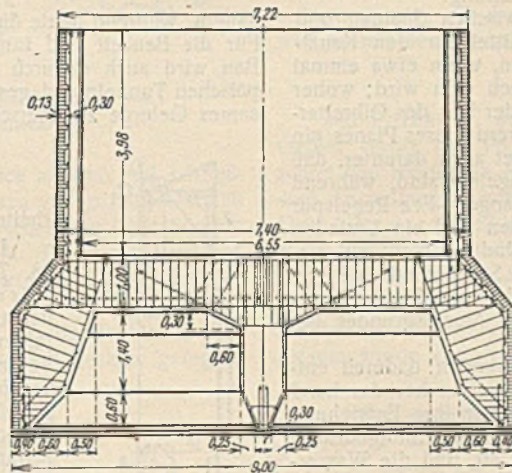


Abb. 1.

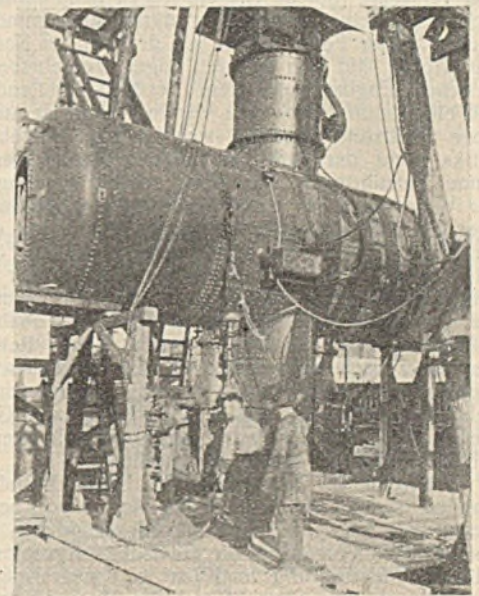


Abb. 4.

Nr. 6, den in den letzten Jahren stark angewachsenen Verkehr der in den neuen Werken tätigen Arbeiter und Angestellten von und zu den Wohnstätten im Norden, Nordosten und Osten Berlins bewältigen. Die Ausführung der 4,7 km langen Strecke ist in bezug auf die Tiefbauarbeiten zum größten Teil der Bauabteilung des Siemenskonzerns, der Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., in Auftrag gegeben.

Die Bahn ist für zweigleisigen elektrischen Betrieb bestimmt. Sie soll an den Bahnhof Jungfernheide mit einem besonderen Bahnsteig anschließen und in Gartenfelde zunächst enden. Die Linie überquert dicht hinter der Anschlußstation einmal und in ihrem weiteren Verlauf, nachdem sie das nördliche Gleis der Ringbahn unterfahren hat, noch ein weiteres Mal die Spree auf Brückenbauwerken. Die erste dieser Brücken, also die obere Spreebrücke, ist eine Blechträgerbrücke mit drei Öffnungen von 32,0, 24,1 und 20,9 m l. W. auf Betonpfeilern.

Um die in unmittelbarer Nähe befindliche alte Eisenbahnbrücke nicht durch Erschütterungen bei Ramarbeiten zu gefährden, wurde eine bemerkenswerte Senkkastengründung mit Preßluftverfahren für die Pfeiler gewählt. Ein solcher Senkkasten ist in Abb. 1 im Schnitt dargestellt.

Mit Rücksicht auf die alte, flach gegründete Brücke konnten für die Senkkasten nur Absenktiefen von 4,8, 6,8 und 5,8 m unter dem Wasserspiegel der Spree gewählt werden. Die Arbeitskammern sind aus Eisenbeton mit hochwertigem Zement hergestellt. Zum Schutze gegen schädliche Wasser und Bodensäuren wurden die Außenseiten der Senkkasten durch eine halbsteinstarke, säurefeste Verblendung gesichert. Der eingebrachte Beton wird an seiner Unterfläche durch eine elastische Asphalt-

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. (33) Zerstörung einer Eisenbetondecke durch Rostangriff der Eiseneinlagen. Anlässlich der Umänderung einer Schaufensteranlage ist folgende beachtliche Feststellung gemacht worden:

Das Haus war im Jahre 1911 errichtet worden. Die Kellergeschoßdecke ist in Eisenbeton hergestellt. Auf die Eisenbetondecke war ein Estrich aufgebracht, wie er bei Steinholzfußböden zur Anwendung kommt. Auf diesem Estrich war Linoleum verlegt. Infolge von Bodensenkungen war die Eisenbetondecke mit dem darüberliegenden Estrich und Linoleum senkrecht zu den Eiseneinlagen an mehreren Stellen gerissen. Das durch die Risse des Linoleums eingedrungene Aufschwässer hat wahrscheinlich in dem Estrich Säure gebildet, die ihrerseits durch die Risse des Eisenbetons an dessen Eiseneinlagen gelangt und sie durch Rost sehr stark angegriffen hat bzw. sie teilweise völlig zerstörte. Die angerosteten Eisen waren mit tiefen Rostnarben bedeckt, die teilweise den Eindruck von Wurmgängeln machen.

Die Decke mußte vollständig erneuert werden. Daß die Zerstörung der Eiseneinlagen durch die in dem Estrich gebildete Säure hervorgerufen worden ist, dürfte dadurch bewiesen sein, daß die Eiseneinlagen der Decke, soweit sie von den Schaufensterkästen überdeckt worden ist, unter denen kein Estrich vorhanden war, keine Rostspuren aufwiesen, obschon die Decke hier ebenfalls stark gerissen war. — Ky.

Eine Landstraßenbrücke in Süd-Idaho. Im September 1927 wurde nach einer Mitteilung in Eng. News-Rec. vom 16. Februar 1928 im Staate Idaho, Nordamerika, ungefähr 5 km nördlich der Stadt Twin Falls ein

bedeutendes Brückenbauwerk betriebsfertig, das zwischen den Städten Twin Falls und Jerome eine unmittelbare Verbindung über das tiefe Snake-Flußtal ermöglicht. Die hierdurch ersetzte bisherige Verbindung zwischen den beiden Städten wurde dadurch wesentlich verkürzt.

Die Brücke besteht aus einer Hauptöffnung von 213,34 m und zwei Nebenöffnungen von 68,57 m l. Weite. Sie wird von zwei Fachwerktürmen aus Stahl getragen, die am Fuß je auf vier Eisenbetonpfeilern ruhen. Die Betonpfeiler sind mit ihren Fundamenten in den Lavafelsen eingelassen.

Die Fahrbahn liegt in der Mittelöffnung 153 m über der Flußbettsohle und 145 m über dem gewöhnlichen Wasserstand.

Die Türme wurden unter Zuhilfenahme eines über das Tal gespannten Förderseiles errichtet. Nach Fertigstellung der Seitenteile und Verankerung der Endwiderlager wurde der mittlere Brückenträger von beiden Seiten mittels fahrbarer Auslegerkrane und ebenfalls unter Zuhilfenahme des Förderkabels vorgestreckt.

Abb. 1 zeigt das Vorstrecken des mittleren Tragwerkes vor dem Zusammenschluß. Der ganze Eisenbau wurde in 111 Arbeitstagen ohne Störung und ohne Unfall vollendet. Die genaueren Maße des lediglich nach statischen Gesichtspunkten gewählten Systems sind aus Abb. 2 zu entnehmen. Zi.

Der Tunnel unter der Meerenge von Gibraltar.
Der Gedanke, die Meerenge von Gibraltar zu untertunneln, wird von Spanien aus mit ähnlichem Eifer verfolgt wie von Frankreich der Plan einer Tunnelverbindung zwischen England und Frankreich. Der Kanaltunnel ist bis jetzt am Widerstande der englischen Behörden gescheitert, die trotz der politischen Freundschaft mit Frankreich aus Gründen der Landesverteidigung die Genehmigung zum Bau versagen. Solche Gründe liegen beim Gibraltar-tunnel nicht vor, seine Ausführung dürfte aber mindestens in ebenso weiter Ferne liegen wie der Bau des Kanaltunnels. Für diesen läßt sich bei den engen Verkehrsbeziehungen zwischen England und dem Festlande geltend machen, daß ein Bedürfnis für eine Verbindung unter Ausschaltung einer Schiffsreise vorliegt, was für den Verkehr zwischen Spanien und Afrika nicht der Fall sein dürfte. Die nötigen Mittel für den Kanaltunnel aufzubringen, wird schon schwierig genug sein, wenn etwa einmal der Widerstand der englischen Behörden überwunden sein wird; woher aber die 330 Mill. Peseten kommen sollen, auf die der Bau des Gibraltar-tunnels geschätzt wird, dürfte wohl auch den Förderern dieses Planes ein Rätsel sein. Seine Bedeutung für den Verkehr leidet auch darunter, daß die spanischen Eisenbahnen in Breitspur (1,77 m) angelegt sind, während die auf afrikanischer Seite anstoßende Eisenbahn Tanger—Fez Regelspur aufweist, so daß ein Wagenwechsel für die Reisenden und ein Umladen der Güter auch beim Bestehen einer Schienenverbindung nicht zu vermeiden ist. Trotzdem ist es vom rein technischen Standpunkte von erheblicher Bedeutung, daß die Vorarbeiten zum Gibraltar-tunnel so weit gediehen sind, daß ein fester, auf Untersuchungen des Meeresgrundes beruhender Plan für seinen Bau vorliegt.

Während der Kanal zwischen England und Frankreich dadurch entstanden ist, daß die Wellen des Meeres von beiden Seiten her das Land weggespült haben, verdankt die Meerenge von Gibraltar ihre Entstehung geologischen Vorgängen, die mit Erdbeben zusammenhängen. Infolgedessen fällt der Meeresgrund im Kanal in flacher Neigung ab, und die Wassertiefe erreicht nur etwa 66 m. Die Meerenge von Gibraltar ist dagegen eine Schlucht mit steilen Wänden, deren Sohle stellenweise 1000 m unter der Wasseroberfläche liegt. Während unter dem Kanal Ton und Kreide anstehen, die leicht zu gewinnen sind, wird unter der Meerenge von Gibraltar fester Fels der Durchörterung großen Widerstand entgegensetzt.

Die große Wassertiefe an der schmalsten Stelle des Meeresarms zwischen Europa und Afrika, die zwischen Punta de Guadalmesí auf spanischer und Punta de Cires auf marokkanischer Seite nur 13,8 km breit ist, bildet ein Hindernis dafür, diese Baustelle für den Tunnel zu wählen. Weiter westlich ist dagegen das Meer weniger tief, und wenn als Ausgangspunkt auf europäischer Seite die Bucht von Vaqueros westlich von Tarifa, als Ziel auf afrikanischer Seite Tanger gewählt wird, wäre mit einer Wassertiefe von nur 396 m zu rechnen, immerhin noch einer Tiefe, die Rampen von sehr erheblicher Länge erfordern würde. Noch günstiger wäre in bezug auf die Tiefenlage ein Tunnel zwischen Cabo-Trafalgar und Punta-Malabata, wo das Wasser nur 310 m tief ist; dafür würde aber hier der Tunnel 52,9 km lang, während zwischen Vaqueros und Tanger mit einer Länge von 48,2 km auszukommen wäre, wovon 32 km unter Wasser zu liegen kämen. Die Ausmündung in Tanger ist auch aus dem Grunde zweckmäßig, weil sich leicht eine Verbindung mit der Eisenbahn Tanger—Fez schaffen ließe, und es wäre sogar möglich, unter Einlegung von Krümmungen den Tunnel in Afrika auf spanisches Gebiet zu führen. Daraus, daß diese Möglichkeit erwogen wird, ist zu erkennen, daß für den Bau neben den Bedürfnissen des Verkehrs auch politische Wünsche sprechen.

Für den Bau ist die Ausführung mit einem Hilfsstollen vorgesehen, von dem aus die beiden Tunnelröhren, jede von ihnen mit kreisförmigem Querschnitt von 5 m Durchm., auszubrechen wären. Beide Röhren wären in gewissen Abständen durch Querschläge zu verbinden. Für das Gleis ist Regelspur vorgesehen. Für den Betrieb käme nur elektrische Zugförderung in Frage. Die Fahrt durch den Tunnel wird eine halbe Stunde

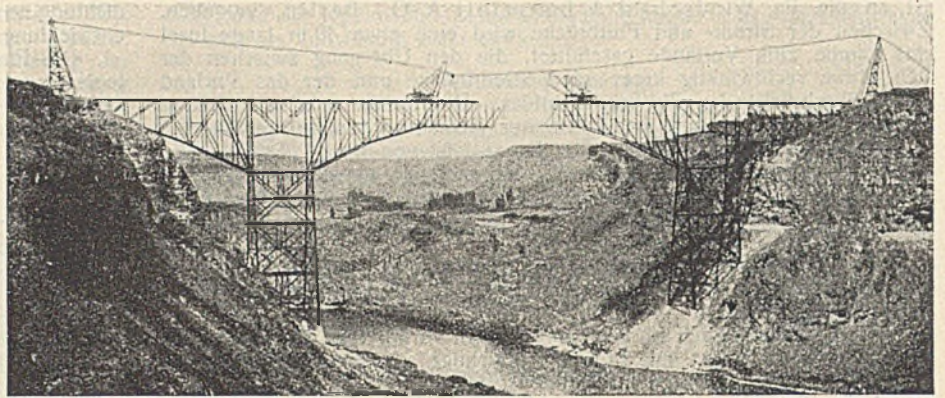


Abb. 1.

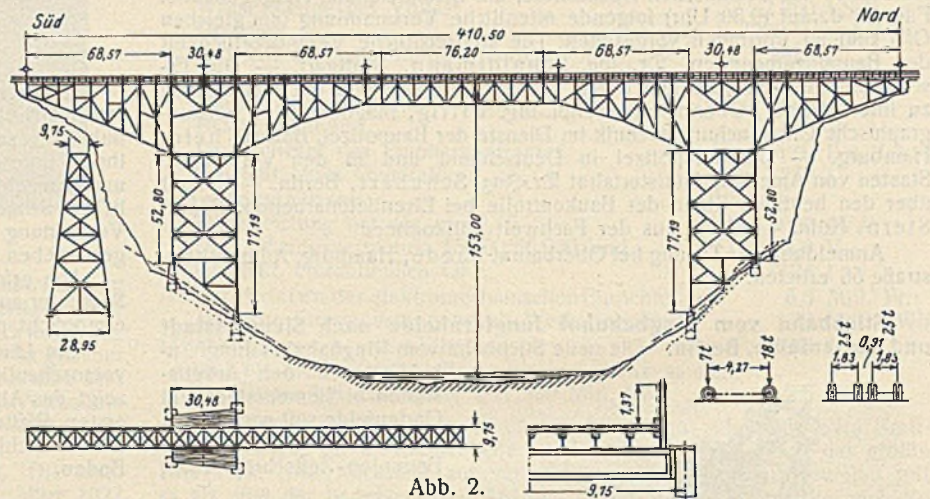


Abb. 2.

dauern, während heute die Überfahrt bei ruhiger See drei Stunden dauert. Für die Bauzeit sind fünf bis sechs Jahre in Aussicht genommen. Der Bau wird auch dadurch erschwert, daß erst ein Zugang zu dem europäischen Tunnelmund geschaffen werden muß, wobei ein rauhes, unweg-sames Gebirge zu überschritten ist. Wkk.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Doppelschützenwehr. (Kl. 84a, Nr. 439733 vom 28. 7. 1925, von Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. in Nürnberg.) Um eine möglichst große Verschiebbarkeit der beiden Schütztafeln gegeneinander zu ermöglichen und die beiden Riegel gleichmäßig auszubilden, wird der vorspringende Wandteil gelenkig mit der zugehörigen Tafel verbunden und durch Rollen oder dergl. gegen die andere Tafel abgestützt. Die untere Schütztafel 1 ist in üblicher Weise durch die waagrechten Riegel 2, 3 mittels der Rollen 4 gegen das Mauerwerk 5 abgestützt. Am oberen Rande des Schützes 1 ist mittels Gelenkes 6 das Zwischenglied 7 befestigt, das sich mittels Rollen 8 gegen den unteren Teil des oberen Schützes 9 stützt, das durch Riegel 10, 11 und Rollen 12 gegen das Mauerwerk abgestützt ist.

Personalnachrichten.

Preußen. Versetzt: die Regierungsbauräte (W.) Vollmer, Vorstand des Neubauamts Kanalabstieg in Magdeburg, nach Ottmachau als Vorstand des Staubeckenbauamts, Artur Albrecht vom Wasserbauamt in Genthin an das Wasserbauamt in Oppeln, Rütjerodt vom Wasserbauamt II in Hannover an das Wasserbauamt in Verden (Aller) und der Regierungsbaumeister (W.) Zechlin vom Wasserbauamt in Oppeln an das Wasserbauamt in Berlin.

INHALT: Der Ausbau des polnischen Seehafens in Gdöngen. — Über Maßnahmen zur Herabsetzung und Ausschaltung der Schwindspannungen bei Bauwerken aus Beton und Eisenbeton. — Das Ausgleichbecken von Les Marécottes des Kraftwerkes Vernayaz der Schweizerischen Bundesbahnen. — Vermischtes: Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Sommerhalbjahr 1928. — Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Stollenbleche an Stelle von Holzpfählen bei Tunnelbauten im Städtischen Tiefbau. — Straßenbrücke über die Warthe. — 11. Deutscher Baupolizeltag — Stichbahn vom Ringbahnhof Jungfernheide nach Siemensstadt und Gartenfelde, Berlin. — Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. (33) Zerstörung einer Eisenbetondecke durch Rostangriff der Eiseneinlagen. — Landstraßenbrücke in Süd-Idaho. — Tunnel unter der Meerenge von Gibraltar. — Patentschau. — Personalnachrichten.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang

BERLIN, 4. September 1928

Heft 38

Die italienischen Bonifiche mit besonderer Berücksichtigung ausgeführter Eisenbetonarbeiten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Gotthard Escher in Mailand.

Italien kann seine Bevölkerung nicht durch die Erzeugnisse des eigenen Bodens allein ernähren, muß vielmehr noch bedeutende Mengen von Nahrungsmitteln, namentlich Getreide einführen. Es ist daher eine der wichtigsten Aufgaben der Regierung, nicht anbaufähiges Land wieder für die Bebauung zurückzugewinnen. Besondere Bedeutung haben dabei die Kulturarbeiten in den versumpften Gebieten der Ebene, die „Bonifiche“, mit denen sich die folgenden Mitteilungen zu befassen haben.

Mit dem Wort „Bonifica“ (Mehrzahl „Bonifiche“) werden die Maßnahmen bezeichnet, die zur Verbesserung versumpfter Gelände gehören (Bonifica idraulica), ferner landwirtschaftliche Bebauung der durch die

Da darin jeweils Strecken vorkommen, die einer Verbesserung nicht bedürfen, könnten die obengenannten Zahlen in Wirklichkeit etwas geringer angesetzt werden, immerhin sind sie noch erschreckend groß.

Die Verteilung auf das ganze Königreich ist sehr verschieden. Die Po-Ebene, und zwar fast ausschließlich deren unterer Teil, weist allein etwa 1000000 ha auf, gegenüber etwa 170000 ha im mittleren Italien und rd. 73000 ha für den Süden und die Inseln. Für Venetien, das Land der unteren Ebene links des Po, machen die unter die Gesetzgebung für die Bonifiche fallenden Gebiete 15% der ganzen Oberfläche aus, in der Emilia, dem Land zwischen dem unteren Po, der Adria und dem Appennin gar 26%. In der Durchführung der Urbarmachung ist die Po-Ebene am weitesten voran. Hier tauchten jene großen wasserbautechnischen Aufgaben zum ersten Male auf, die schließlich glückliche Lösungen fanden. Hier entstanden die ersten Regeln; es entwickelte sich eine Gesetzgebung, die später auf die Maßnahmen der italienischen Regierung von großem Einfluß war.

Die nachstehenden Ausführungen sollen sich daher auf die Po-Ebene beschränken; es soll über einige besonders kennzeichnende Arbeiten berichtet werden. Der Verfasser stützte sich dabei auf Veröffentlichungen in den „Annali dei Lavori Pubblici“ von 1926, auf Werbeschriften der betreffenden Konsortien, auf einen Aufsatz von Dr.-Ing. Schürch in der italienischen Zeitschrift „Il Cemento“ 1913, ferner auf einen Aufsatz von Oberingenieur Müller in der Schweiz. Bauztg. 1919. Die Einzelheiten der beschriebenen Bauwerke waren dem Verfasser als Ingenieur der ausführenden Bauunternehmung bekannt, teils aus den Archiven der Firma, teils, und zwar gilt das für die vom Jahre 1921 an ausgeführten Bauwerke, weil er mit deren konstruktiven Durcharbeitung betraut war.

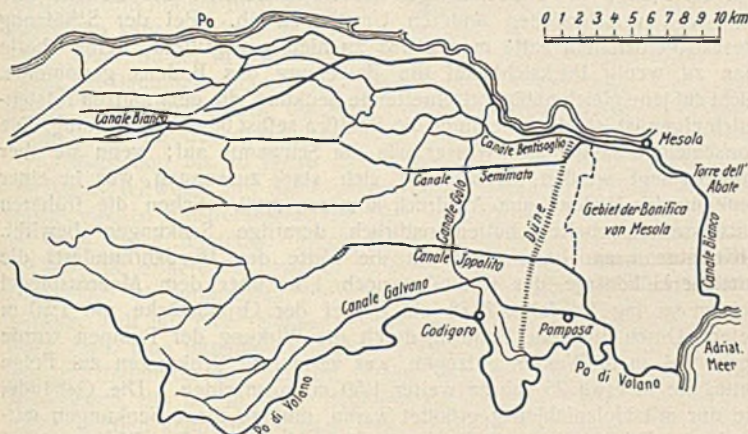


Abb. 1. Bonifica von Ferrara. Übersichtskarte des im 16. Jahrhundert entstandenen Kanalnetzes.

Entwässerung trocken gelegten Ländereien (Bonifica agraria) und schließlich hygienische Maßnahmen (Bonifica sanitaria); dazu gehört hauptsächlich der Kampf gegen die Malaria, die als Begleiterscheinung der Sümpfe die Niederungen verseucht und unbewohnbar macht. Das Wort „Bonifica“ gibt im Italienischen einen so bestimmten Begriff wieder, daß es gestattet sei, es auch in diesem Bericht zu gebrauchen.

Wegen der großen Bedeutung der Bonifiche hat die Regierung ihre Durchführung selbst in die Hand genommen und durch Gesetze geregelt. Wo es sich um Gebiete von großer wirtschaftlicher Bedeutung handelt, namentlich dort, wo es auch Malaria zu bekämpfen gibt, für sogenannte Bonifiche 1. Kategorie, hat der Staat die Ausführung der nötigen Arbeiten sich selbst vorbehalten, oder er überträgt die Konzessionen dazu an Konsortien, die sich meistens aus Grundbesitzern der betreffenden Gegend zusammensetzen. Auch die Verteilung der Kosten ist gesetzlich geregelt; sie geschieht meist so, daß der Staat 60% trägt, die betreffende Provinz 10%, die beteiligten Gemeinden 10% und die Grundbesitzer 20%. Diese Sätze können jedoch je nach Gegend und Art der durchzuführenden Arbeiten von den genannten etwas abweichen.

Welch großen Umfang die zu leistende Arbeit hat, geht aus einer Aufstellung hervor, die im Jahre 1923 anlässlich der jüngsten gesetzlichen Regelung der Bonifiche gemacht wurde. Im ganzen werden rd. 2000000 ha Land als zu den Bonifiche 1. Kategorie gehörend aufgezählt. Das darf nun nicht so aufgefaßt werden, als ob es sich dabei nur um heute noch versumpfte Gebiete handeln würde. Die Zahl ist vielmehr bezogen auf die Flächen, die seit Beginn der Tätigkeit der neueren Bonifiche, also etwa seit den 60er Jahren des letzten Jahrhunderts noch zu verbessern waren. Bis 1914 rechnet man, daß für rd. 760000 ha die Arbeiten schon durchgeführt waren, bis zum Jahre 1923 für beinahe 1000000 ha. Für rd. 600000 ha waren die Arbeiten noch im Gange, und für das Übrige mußten sie erst noch begonnen werden. Diese Zahlen bedeuten genau genommen die Größen der ganzen Gebiete, auf die sich die Arbeiten erstrecken, die Zonen, die den betreffenden Bauämtern bzw. den Konsortien zugeteilt sind.

I. Bonifica von Ferrara.

Der Polesine, wie das von mehreren Flußläufen eingeschlossene Gebiet rechts des Po, unterhalb Ferrara, heißt, ist altes Kulturland, das schon von römischen Kolonisten bewohnt war. Auch noch viel später sind Ansiedlungen nachweisbar, wie die Abtei Pomposa beweist, eine Gründung der Benediktiner aus dem Jahre 1000, die wegen ihres Reichtums berühmt war. Nachrichten aus dem 15. Jahrhundert berichten dann allerdings von zunehmender Versumpfung des Landes. Die Flüsse legten in ihrem Unterlauf Geschiebe ab und erhöhten dadurch ihr Bett; Dämme mußten das anliegende Land gegen Überschwemmungen schützen; aber diesem wurde dadurch auch der Abfluß erschwert. Gleichzeitig machte

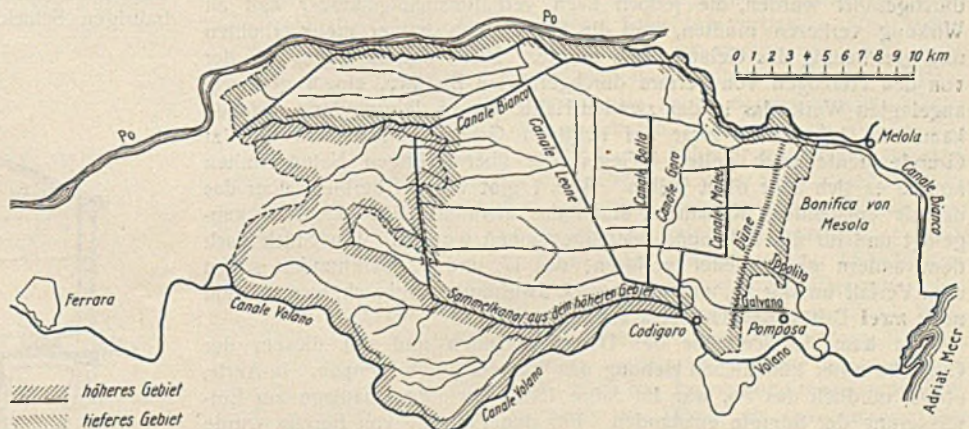


Abb. 2. Bonifica von Ferrara. Übersichtskarte der neuen Entwässerungsanlage.

sich eine vielfach unbekannte Erscheinung bemerkbar, eine Senkung des ganzen Tieflandes längs der adriatischen Küste. Man hat an verschiedenen Stellen in großer Tiefe, stellenweise bis zu 25 m, Torfschichten festgestellt; bei Herstellung eines artesischen Brunnens traf man sogar noch in 75 m Tiefe auf eine derartige Torfschicht. Da Torf durch Ablagerung von Pflanzenresten entsteht, müssen die Schichten sich an der Oberfläche gebildet haben. Spätere Überlagerungen durch die Anschwemmungen der Flüsse haben sie dann zusammengedrückt und zum Sinken gebracht. Während sie in höheren Lagen bis zu 2 m Mächtigkeit haben, sind sie in größerer Tiefe stets viel dünner. In welchen Zeiträumen diese

Senkungen sich vollzogen haben, ob dabei vielleicht auch Erdbeben mitgespielt haben, ist nicht festzustellen. Auf jeden Fall wird durch dieses Zusammendrücken der Torfschichten eine langsam, aber stetig fortschreitende Senkung des Bodens bewirkt, die in einem Jahrhundert 14 bis 18 cm ausmacht. Ein großer Teil des Gebietes liegt heute tiefer als der

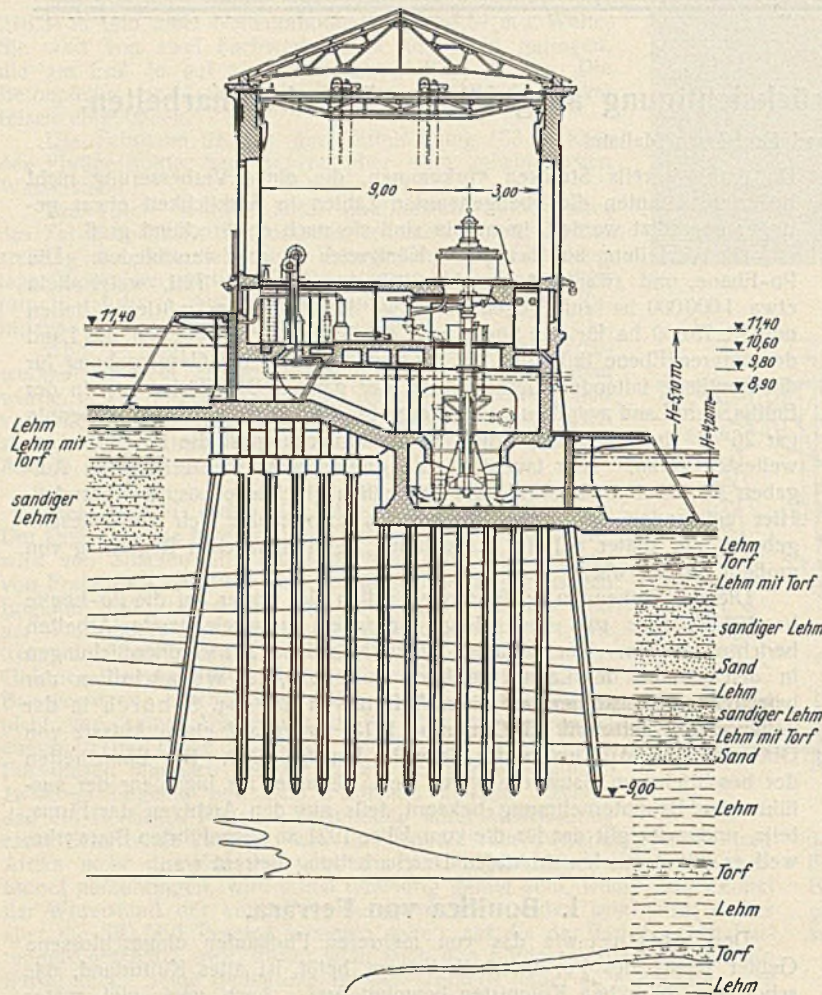


Abb. 3. Bonifica von Ferrara. Pumpwerk in Codigoro. Querschnitt durch das Maschinenhaus.

Meeresspiegel. Diese Senkungen mußten natürlich auch den Abfluß aus den weiter landeinwärts liegenden Grundstücken erschweren und auch dort zur Versumpfung führen.

Wir hören, daß schon im 15. Jahrhundert Arbeiten zur Entwässerung durchgeführt wurden, die jedoch nach verhältnismäßig kurzer Zeit an Wirkung verlieren mußten, weil die Flüsse sich immer mehr erhöhten und gleichzeitig das Gelände sich senkte. Nicht anders erging es der von den Herzögen von Ferrara durchgeführten Bonifica, einem großartig angelegten Werk, das in der zweiten Hälfte des 16. Jahrhunderts zustande kam. Es baute sich zwar auf richtigen Grundgedanken auf, die im Grunde heute noch gelten. Gegen die übermächtigen Naturgewalten konnte es sich aber nicht halten. Abb. 1 gibt einen Überblick über das damals entstandene Kanalnetz, durch das etwa 40000 ha Land trocken gelegt und für die Bebauung wiedergewonnen wurden. Ein Stück nach dem andern ging wieder verloren; das 17. und 18. Jahrhundert sahen dem Verfall untätig zu, und als das 19. Jahrhundert anbrach, waren kaum noch zwei Drittel des Gebietes anbaufähig.

Es kam das Zeitalter der Dampfmaschinen und mit diesem der Gedanke einer künstlichen Hebung des Wassers durch Pumpen. In Adria, etwas nördlich des Po, war im Jahre 1858 eine Pumpenanlage zur Entwässerung der Sümpfe entstanden. Für den Polesine von Ferrara wurde ein ähnlicher Plan bearbeitet, der Mitte der 60er Jahre zur Ausführung kam. Man errichtete vier Pumpenanlagen, von denen jede ein bestimmtes durch Dämme abgeschlossenes Gebiet entwässern sollte. Der Erfolg blieb aus, weil bei dem durchlässigen Boden die Pumpen das andringende Wasser nicht bewältigen konnten. Über neuen Plänen gingen wieder Jahre dahin, und bevor noch eine durch englisches Geld in Jahre 1872 gegründete Gesellschaft an die beabsichtigte Umarbeitung herantraten konnte, riß eine Überschwemmung des Po die Pumpwerke wieder mit fort. Dadurch wurden die Ingenieure in der früher schon geäußerten Auffassung bestärkt, es sei richtiger, ein einziges großes Pumpwerk anzulegen, zu dem das Wasser aus dem gesamten Gebiet durch ein Netz von Sammelkanälen zuzuleiten sei, weil dadurch der Betrieb vereinfacht und

wirtschaftlich günstiger gestaltet würde. Da das Wasser des ganzen Gebietes zu heben war, mußte für das Pumpwerk der tiefste Punkt gewählt werden. Die Aufgabe bot wegen der tiefen Lage des Geländes Schwierigkeiten. Von rd. 54000 ha lagen mehr als die Hälfte tiefer als der Meeresspiegel. Für das Pumpwerk kam daher nur die Ortschaft Codigoro am Volano in Betracht. Die früheren Sammelkanäle hatten das Land in der Richtung von Westen nach Osten durchzogen, die neuen Kanäle, die zum Pumpwerk führten, wurden in der Hauptsache in der Richtung von Norden nach Süden gelegt und nahmen das Wasser der früheren Kanäle auf.

Die neue Anlage, das erste Werk dieser Art in den italienischen Bonifiche, kam im Jahre 1880 in Betrieb. Die Ausrüstung bestand aus acht Zentrifugalpumpen, die im ganzen 30 m³/Sek. Wasser auf 2,60 m Höhe heben konnten. Der Antrieb geschah durch vier Wolfsche Dampfmaschinen von je 350 PS; die ganze Einrichtung stammte aus England.

Obwohl die Anlage selbst als ein technisch sehr bedeutendes Werk bezeichnet werden muß, zeigte sie sich doch schon nach wenigen Jahren ihrer Aufgabe nicht mehr gewachsen. Man hatte, weil darüber noch zu wenig Erfahrungen vorlagen, zwei Umstände beim Entwurf nicht genügend berücksichtigt. Die Menge des Wassers, das von den Pumpen zu bewältigen ist, wird durch den sogenannten udometrischen Koeffizienten bestimmt; es ist das eine Zahl, die in 1/Sek. ha ausgedrückt wird. Sie hängt von der Menge der Niederschläge, der Beschaffenheit des Bodens und noch von verschiedenen anderen Umständen ab. Bei der Schätzung dieses Koeffizienten hatte man etwas zu niedrig gegriffen. Ferner hatte man zu wenig Rücksicht auf die Bewegung des Bodens genommen. Nicht auf jene gleichmäßig fortschreitende Senkung, die dem ganzen Küstenstrich eigen ist, sondern die durch die Bonifica selbst bewirkte Senkung. Die Torfschichten saugen das Wasser wie ein Schwamm auf; wenn sie aber trockengelegt werden, ziehen sie sich stark zusammen, was in einer Senkung des Bodens zum Ausdruck kommen muß. Schon die früheren Entwässerungsarbeiten hatten natürlich derartige Senkungen bewirkt. Konnte man annehmen, daß um die Mitte des 16. Jahrhunderts die mittlere Höhenlage des Geländes noch 1 m über dem Meeresspiegel betrug, so lag im Jahre 1878 ein Drittel der Grundstücke um 1,50 m tiefer. Durch die neue Bonifica, durch die Wirkung der Pumpen wurde noch viel mehr Wasser entzogen, was vermehrte Senkungen zur Folge hatte, die in etwa 25 Jahren weiter 1,50 m ausmachten. Die Gebäude, die nur mit Holzpfählen gegründet waren, mußten diese Senkungen mitmachen. Dazu kam noch ein ungünstiger Umstand: Der Wasserspiegel im Volano erhöhte sich, weil inzwischen weiter flußaufwärts noch andere Bonifiche entstanden waren, die denselben Fluß als Abflußkanal benutzten. Die Pumpen arbeiteten unter erschwerten Umständen, ihre Förderhöhe betrug schließlich 1,50 m mehr, als vorgesehen war, wobei ihre größte Leistungsfähigkeit von 30 auf 18 m³/Sek. sank. Wenn bei starken Niederschlägen die Kanäle ihre größte Wassermenge zuführten und gleichzeitig im Volano der Wasserspiegel hoch stand, konnten die Pumpen ihrer Aufgabe nicht mehr nachkommen. Das Wasser staute sich und überschwemmte die tieferen Zonen. Auch eine im Jahre 1892 ausgeführte Verstärkung der Maschinen hatte nicht den gewünschten Erfolg. Wollte man nicht die Gegend, die sich eben erst erholt hatte, wieder dem traurigen Schicksal der langsamen Versumpfung überlassen, so mußte

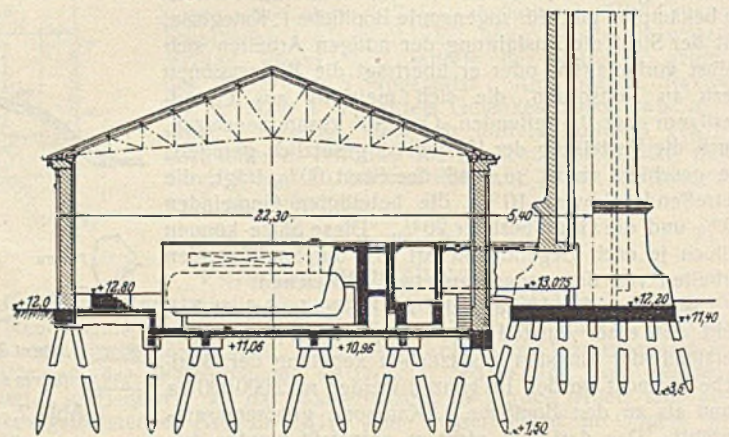


Abb. 4. Bonifica von Ferrara. Pumpwerk in Codigoro. Querschnitt durch das Kesselhaus.

man noch einmal zu einer durchgreifenden Verbesserung schreiten. Es bildete sich ein neues Konsortium, zu dessen Leitung Ingenieur Pasini berufen wurde. Die italienische Regierung fing an, der Sache erhöhte Aufmerksamkeit zu schenken, und unterstützte das Konsortium durch weitgehende finanzielle Beihilfe.

Der neue Entwurf sah vor, das ganze Gebiet durch zwei ihrer Höhenlage nach getrennte Kanalnetze zu entwässern, und zwar sollte aus jedem

Netz das Wasser durch eine besondere Pumpenanlage gehoben werden. Das bestehende Werk sollte weiter in Tätigkeit bleiben, aber nur noch für das höhere Kanalnetz dienen, das etwa 16000 ha zu entwässern hatte. Durch eine nochmalige Verstärkung der Maschinen konnte die Leistungsfähigkeit wieder auf 25 m³ gebracht werden. Für das ganze tiefere Gebiet jedoch mit rd. 38000 ha Ausdehnung wurde ein neues Pumpwerk entworfen, dessen Leistungsfähigkeit auf 36 m³/Sek. festgesetzt wurde. Als Ort wurde ebenfalls Codigoro vorgesehen, und zwar der Platz unmittelbar neben dem alten Werk. Die alten und neuen Pumpen zusammen konnten also 61 m³/Sek. Wasser bewältigen, was selbst bei einem reichlich ungünstig gewählten udometrischen Koeffizienten genügen mußte, auch wenn durch weitere Senkungen die Hubhöhe sich noch vergrößern sollte. Man rechnete damit und bemäß den Spielraum zu 1,50 m. Abb. 2 gibt einen Überblick über die neue Anlage.

Das Konsortium eröffnete im Jahre 1906 einen Wettbewerb zwischen vier bekannten teils in-, teils ausländischen Maschinenfabriken, stellte aber die Bedingung, daß die Gebäude samt deren Gründung als untrennbarer Bestandteil der Lieferung aufzufassen seien, für den der Lieferant ebenfalls volle Verantwortung übernehmen müsse. Diese Forderung wurde gestellt, weil beim alten Werk die ungenügende Gründung starke ungleiche Setzung verursacht hatte. Solche mußten bei der neuen Anlage unter allen Umständen vermieden werden, da ihre Maschinen wesentlich schwerer und infolge ihrer Bauart als achsiale Kreiselpumpen gegen Schiefstellungen sehr empfindlich waren. Den Auftrag erhielt die Maschinenfabrik Gebr. Sulzer in Winterthur, die sich für den baulichen Teil der Mitarbeit der Bauunternehmung Ed. Züblin & Co. in Straßburg versichert hatte. Keine andere Firma hatte die oben erwähnte Verantwortung übernehmen wollen. Züblin trat darauf ein, im Vertrauen auf die Eisenbetonpfähle.

Bohrproben bis zu 50 m Tiefe hatten ergeben, daß der Boden aus lehmigen, teilweise mit Sand vermischten Schichten bestand, mit mehrfachen starken Einstreuungen von Torf. Alle Schichten waren weich und in ihrer Stärke ungleich. Einzig zwei Schichten von Sand, die eine in etwa 7, die andere in etwa 15 m Tiefe boten etwas mehr Widerstand. Holzpfähle wie beim alten Werk mußten von vornherein ausgeschlossen werden, weil mit einer starken Absenkung des Wasserspiegels zu rechnen war. Auch eine durchgehende Grundplatte in Eisenbeton hätte selbst bei geringer Bodenpressung versagt. Daher entschied man sich für die Eisenbetonpfähle, die bis in tiefer liegende widerstandsfähigere Schichten gerammt werden konnten und dazu eine starre Verbindung mit dem Aufbau ermöglichten. Der ganze Unterbau für die Maschinen wurde ebenfalls in Eisenbeton entworfen. Abb. 3 u. 4 geben je einen Querschnitt durch Pumpen- und Kesselhaus, aus denen die wesentlichsten Angaben für Maschinen und Gründung zu ersehen sind. Es sei bemerkt, daß sich sämtliche Koten auf einen 10 m unter dem Meeresspiegel liegenden Nullpunkt beziehen. Die maschinelle Einrichtung besteht aus fünf Gruppen von achsialen Kreiselpumpen, von denen vier eine Förderleistung von je 8 m³/Sek. und die fünfte eine solche von 4 m³/Sek. haben, bei einer größten Hubhöhe von 5,10 m. Der Antrieb geschieht durch dreifach-Expansions-Dampfmaschinen. Die Leistungen der Firma Ed. Züblin & Co. umfaßten den ganzen Unterbau in Eisenbeton des Maschinenhauses samt Gründung, ferner die Gründung von Kesselhaus und Schornsteinen. Beim Maschinenhaus wurden die Köpfe der Pfähle durch eine Grundplatte in Eisenbeton verbunden, auf der sich dann die dreistöckige Konstruktion zur Aufnahme der Maschinen aufbaut. In der untersten Kammer wird das Wasser durch die Pumpen angesaugt. Im zweiten Stockwerk wird es in die Auslaufkanäle gedrückt. Das dritte Stockwerk enthält die Kondensatoren und die verschiedenen Leitungen; seine Decke dient als Auflager für die Pumpen; diese liegen so hoch, daß auch ein außergewöhnliches Hochwasser, selbst ein Dambruch des Po sie nicht erreichen und in ihrem Betrieb stören kann. Dadurch wird ein Hauptfehler früherer Anlagen vermieden, bei denen die Pumpen dann aussetzten, wenn sie gerade am nötigsten waren.

Das Kesselhaus schließt sich unmittelbar an das Pumpenhaus an. Außer der Gründung, einer durch Rippen versteiften Platte über den Pfählen, wurde der Bau in Mauerwerk ausgeführt.

Was uns hier besonders interessiert, ist die Pfählung, die erste dieser Art in den italienischen Bonifiche. Die Firma Ed. Züblin & Co. hatte sich schon seit mehreren Jahren mit dem Problem der Eisenbetonpfähle befaßt. Es sei auf einen Aufsatz von Dr. Schürch in der „Deutschen Bauzeitung“ 1906, Nr. 58 u. 60 verwiesen, wo eingehende Mitteilungen über die Entwicklung des Züblinschen Pfahles gemacht werden, wie nach langjährigen Versuchen ein Pfahl zustande kam, der auch unter ungünstigen Umständen sich bewährte. Bei den umfangreichen Rammungen ungünstigen Umständen zeigte sich der Pfahl mit fünf-eckigem Querschnitt als widerstandsfähigste Form. Auf Grund der dort gemachten Erfahrungen entstanden die Vorschläge für die Gründung des Pumpwerkes Codigoro.

Für das Maschinenhaus wurden 540 Pfähle vorgesehen, deren Spitzen bis in die früher erwähnte tiefere Sandschicht reichen sollten, was Längen von etwa 12 m erforderte. Bei Festsetzung der zulässigen Belastung be-

schränkte man sich auf 17 bis 18 t für einen Pfahl (ohne dessen Eigengewicht). Man ging dabei noch insofern vorsichtig vor, als in der üblichen Brixschen Formel zur Prüfung der Tragfähigkeit der Sicherheitskoeffizient 3 angenommen wurde. Das Kesselhaus, dessen Lasten weit geringer waren, erhielt 260 Pfähle, deren Spitzen noch in die in etwa 7 m tiefer liegende Sandschicht gehen sollten. Da etwaige Setzungen auf den Betrieb nicht so nachteilige Folgen haben konnten wie beim Pumpenhaus, hielt man den Sicherheitskoeffizienten 2 in genannter Formel für genügend. Für die Schornsteine und mehrere Nebenarbeiten kamen noch etwa 200 Pfähle hinzu, so daß die ganze Arbeit etwas über 1000 Pfähle umfaßte, alle mit dem erwähnten fünfeckigen Profil, mit 21 cm Halbmesser des einbeschriebenen Kreises. Man stand bei dieser Pfählung vor einer vollständig neuen Aufgabe. Während früher die größte Aufmerksamkeit darauf verwandt werden mußte, daß der Pfahl beim Rammen nicht brach, machte die Gründung in Codigoro in dieser Beziehung keinerlei Schwierigkeiten; die Pfähle gingen eher zu leicht; an einzelnen Stellen mußten sie durch Aufstücken verlängert werden. Es tauchte die erklärliche Frage auf, wie sich diese erste Pfahlgründung in jenem weichen Boden bewährt hat. Darüber wurden nach Fertigstellung der Pfählung im Frühjahr 1908 bis zum November 1912 Beobachtungen gemacht. Durch genaues Einnivellieren wurde das Verhalten der Pfähle verfolgt. Beim Pumpenhaus stellte man leichte und gleichmäßige Setzungen fest. In den ersten 11 Monaten, die ungefähr der Bauzeit des Hochbaues entsprachen, beobachtete man 25 mm Senkung, in den darauffolgenden 2 1/2 Jahren weitere 15 mm und dann noch einmal in 9 Monaten 1 mm, im ganzen also 41 mm. Beim Kesselhaus waren die Setzungen etwas stärker und weniger gleichmäßig. Da die Grundplatte mit derjenigen des Maschinenhauses zusammenhängt, mußte das Kesselhaus beim Anschluß die gleichen Setzungen machen. Gegen die Mitte zu waren sie allerdings stärker, und zwar in den ersten 11 Monaten 135 mm, die sich dann bis zum Ende der Beobachtungszeit um weitere 45 mm, also im ganzen auf 190 mm vergrößerten. Die Frage, ob diese Setzungen auf die Betriebsfähigkeit der Anlage von fühlbarem Einfluß waren, darf ohne weiteres verneint werden. Man hatte ja schon beim Entwurf damit gerechnet, daß die Austrocknung des Bodens gewisse Setzungen verursachen würde, und hatte bei der Festsetzung der Höhenlage der Maschinen darauf Rücksicht genommen. Da ein beträchtlicher Teil der Setzung während der Ausführung des Baues eintrat, hatte man es in der Hand, ihn wieder auszugleichen. Die noch bleibende geringe Vermehrung der Hubhöhe konnte auf die Leistungsfähigkeit der Pumpen nicht mehr von Einfluß sein. Beim Kesselhaus hatte eine Senkung ohnehin weniger zu bedeuten, wenn man von einigen Rissen im Mauerwerk absah. Das Wesentliche war, daß die Gebäude tatsächlich zum Stillstand kamen; gerade das war bei den früheren Anlagen nicht erreicht worden. Daher bedeutete die Gründung mit Eisenbetonpfählen einen so wichtigen Erfolg. Das Werk ist nunmehr schon 17 Jahre lang in Betrieb und hat die großen Erwartungen, die man bei seiner Entstehung hegte, erfüllt.

Gehen wir den Ursachen der Setzungen nach. In jenen weichen Böden findet der gerammte Pfahl mit seinen glatten Flächen nur einen beschränkten Reibungswiderstand; er kann die geforderte Tragfähigkeit nur dann erreichen, wenn man ihm eine entsprechende Länge gibt oder wenn man seine Spitze bis in dichtere Schichten vortreibt. Aber selbst, wenn er darin unverrückbar festsetzt, kann es vorkommen, daß, wenn darunter noch nachgiebige Torfschichten liegen, diese unter der erhöhten Pressung sich zusammendrücken und die ganze darüberliegende Masse samt den Pfählen darin zum Sinken bringen. So lagen die Verhältnisse auch in Codigoro. Aus der in der Zeichnung (Abb. 3) angegebenen Bodenuntersuchung ist zu ersehen, daß die Pfähle in einer Sandschicht stecken, von der man eine genügende Tragfähigkeit hätte erwarten sollen; aber in etwa 14 m Tiefe unter der Grundplatte, also noch ein gutes Stück unter den Pfahlspitzen kamen stellenweise ziemlich starke Torfschichten vor. Diese würde man nach den heutigen Kenntnissen unter allen Umständen noch durchrammen; die Pfähle also etwas länger machen. Beim Kesselhaus lagen ähnliche Umstände vor, nur war die Sachlage bei der geringeren Länge der Pfähle noch ungünstiger, daher auch größere Setzungen. Es ist übrigens nicht bloß ein Zusammendrücken von Torfschichten unter der Belastung durch die Pfähle als Veranlassung von Setzungen anzusehen. Es ist eine eigenartige Erscheinung, daß Anschüttungen von Erde, wie sie bei derartigen Anlagen öfter vorkommen, Setzungen verursachen können. Die Wirkung ist viel stärker, als man lediglich nach dem Gewichte der Erdmassen vermuten könnte. Geradezu verhängnisvoll können derartige Anschüttungen in der Nähe von Einschnitten werden, weil dann die Torfschichten Veranlassung zum Gleiten der ganzen Massen darüber geben.

Heute zieht man auch vor, den Querschnitt der Pfähle etwas geringer zu halten. Das Fünfeck ist immer noch die übliche Querschnittsform. Fünf Rundeseisen als Längsbewehrung, die gedrehten Züblinschen Bügel und die durch einen Dorn an den Längseisen festzuklemmende Pfahlspitze, das alles ist beibehalten worden. Da aber die Pfähle beim Einrammen keinen großen Widerstand finden, ist das schwere Pfahlprofil mit

21 cm Halbmesser des einbeschriebenen Kreises auch nicht mehr nötig, um den Pfahl sicher zu rammen. Wenn nicht mit Rücksicht auf die Knicksicherheit entsprechende Forderungen an die Widerstandsfähigkeit der Pfähle gestellt werden, begnügt man sich mit dem leichten Profil mit 17 cm Halbmesser. Dieses wird in den meisten Fällen bis zu Längen von etwa 13 bis 14 m genügen; bei größeren Längen greift man zum mittleren Profil mit 19 cm Halbmesser. Wenn auch die Reibung in jenen weichen Böden gering ist, darf man doch nicht unterlassen, ihr möglichst viel Gelegenheit zu geben, zur Wirkung zu kommen. Die Last ist auf eine größere Anzahl von Pfählen zu verteilen, dafür aber sind größere Längen zu wählen.

Die Anlage von Codigoro ist für eine ganze Reihe derartiger Werke vorbildlich geworden. Der Gedanke der Zuleitung des gesammelten Wassers zu einem Pumpwerk zwecks künstlicher Hebung kehrt seither immer wieder, und auch in Einzelheiten wie in der Bevorzugung des Eisenbetons und in der Gründung mit Eisenbetonpfählen sind viele der später entstandenen Werke dem Beispiel Codigoros gefolgt. Als der Leiter der Bonifica von Ferrara, Ingenieur Pasini, seine Aufgabe durchgeführt hatte, zog er wieder die Firma Ed. Züblin zu zahlreichen Arbeiten heran, namentlich zu schwierigen Gründungen. Sie hatte inzwischen eine eigene Niederlassung in Italien gegründet, aus der die jetzige selbständige italienische A. G. Società Costruzioni & Fondazioni in Mailand hervorgegangen ist, die heute noch dem Züblinschen Konzern angehört.

II. Bonifica Renana.

Zunächst wenden wir uns einem Gebiete zu, dessen Bearbeitung dem Consorzio di Bonifica Renana zusteht. Es liegt nordöstlich von Bologna, rechts des Reno und umfaßt etwa 90000 ha. Eigenartige Verhältnisse haben zur Versumpfung des Landes am Unterlauf des Reno, besonders

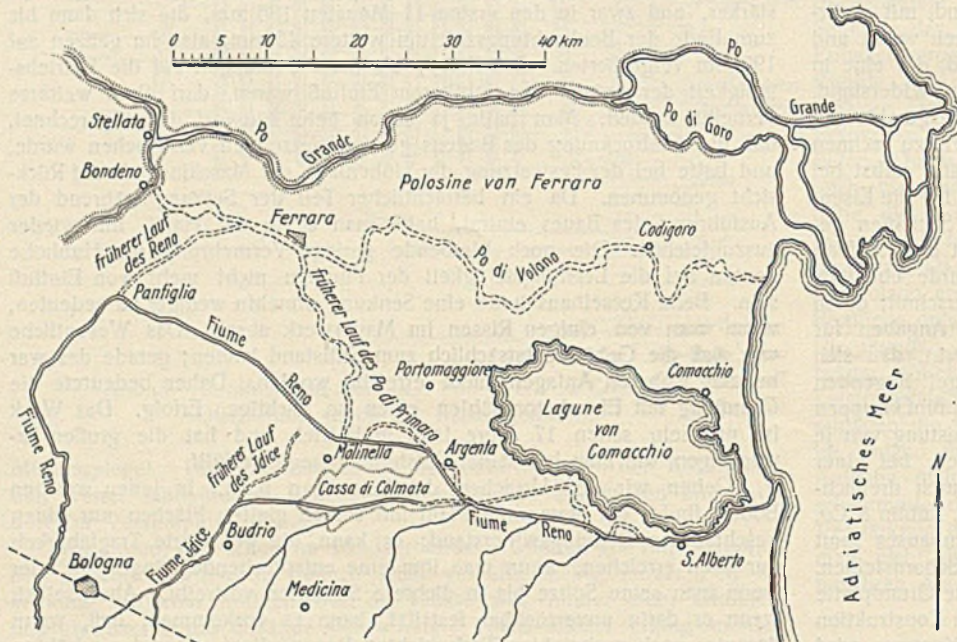


Abb. 5. Gegend am Unterlaufe des Po, mit Angabe der Veränderungen in den Flußläufen.

auf seiner rechten Seite geführt. Er war ursprünglich ein Nebenfluß des Po, dessen Hauptarm früher bei Ferrara vorbeifloß und südlich der Lagune von Comacchio in die Adria mündete. Die Kartenskizze Abb. 5 zeigt die damaligen Flußläufe. Eine Hochwasserkatastrophe im Jahre 1152 verlegte den Po in seine jetzige Richtung. Da im alten Lauf, im Po di Primario, nur noch das wenige Wasser der Zuflüsse vom Apennin her floß, das viel Geschiebe mit sich führte, mußte er versanden und die Abflußverhältnisse des Reno erschweren. Ein Versuch im 17. Jahrhundert, diesen unmittelbar nach der Lagune zu leiten, mißlang. Im Jahre 1767 wurde er wieder in den früheren Lauf des Primario verlegt unter gleichzeitiger Eindämmung. Alle Wasserläufe der Ebene von Bologna bis Ravenna sollten durch den neuen Reno aufgenommen werden, für dessen Dämme man als höchste Erhebung 3 m vorgesehen hatte. Die Erwartungen erfüllten sich nicht. Früher hatte der Po mit seiner großen Wassermenge sich sein Bett frei halten können; der Reno aber, der in seiner Wasserführung sehr unregelmäßig ist, konnte seine Geschiebe in der Ebene nicht mehr weiter führen. Zudem begann um jene Zeit die Abholzung im Apennin sich immer mehr bemerkbar zu machen. Die Auswaschungen der Talhänge vermehrten die Geschiebemengen, die Hochwasser stiegen; infolgedessen mußten die Dämme des Reno immer wieder erhöht werden, bis sie schließlich an seinem Unterlauf die beträchtliche Höhe von 14 m erreichten. Man bedenke: bei Argenta 44 km von der Mündung entfernt steigt das Hochwasser des Reno bis zur Kote 15,70 m über dem Meeresspiegel, während im Po, ebenfalls 44 km oberhalb der

Mündung das Hochwasser nicht über 5,70 m hinausgeht. Bei den Zuflüssen zum Reno traten ähnliche Verhältnisse ein; auch sie mußten eingedämmt werden, wenn auch nicht so hoch. Alle diese Wasserläufe wurden bei ihrer Mündung in den Reno durch Schleusen geschützt, die geschlossen wurden, wenn im Reno das Wasser stieg, um zu verhindern, daß es sich über die niedrigeren Dämme hinweg auf die Felder ergoß. Wenn aber diese Zuflüsse sich gleichzeitig stauten, überschwemmten sie das anliegende Land. Das Wasser, das einmal zwischen den Dämmen stand, fand keinen Ablauf mehr, sondern mußte langsam versickern. Je mehr die Dämme stiegen, desto schwieriger wurden die Verhältnisse auch für die höher liegenden Grundstücke. Das Wasser, das aus diesen nicht mehr wie früher nach den verschiedenen Flüssen ablaufen konnte, ergoß sich über die tieferen Lagen, um dort das Unheil noch zu vergrößern. Die Zustände verschlimmerten sich zusehends. Trotzdem geschah nichts von Bedeutung, um dem Übel zu steuern. Das 19. Jahrhundert verging mit fruchtlosen Plänen und Zänkereien der verschiedenen einander entgegenstehenden Belangen. Erst mit Beginn unseres Jahrhunderts ging die Regierung daran, einen Entwurf zu bearbeiten, der vorsah, das ganze Gebiet durch ein einziges Kanalnetz zu entwässern; dessen Sammelkanal sollte bei Argenta den Reno unterschreiten, dann an der Lagune vorbeiführen und erst kurz vor dessen Mündung in den Reno fließen. Die Verwirklichung des Entwurfs verzögerte sich, bis im Jahre 1909 das „Consorzio di Bonifica Renana“ sich bildete, das von der Regierung die Konzession zur Ausführung erhielt. Zu seiner Leitung wurde der Schöpfer der früher beschriebenen Bonifica Ferrarese, Ingenieur Pasini, berufen, der zunächst den vorhandenen Entwurf auf Grund der in Codigoro gemachten Erfahrungen umarbeitete und dann im Jahre 1914 mit den Arbeiten begann und trotz der durch den Krieg bewirkten Störungen in 12jähriger Arbeit eine der größten Anlagen dieser Art durchführte.

Bei Aufstellung des Entwurfs für eine Bonifica spielt die Festsetzung der abzuführenden Wassermenge eine große Rolle. Sie wird, wie früher schon einmal erwähnt, durch den udometrischen Koeffizienten bestimmt. Dabei müssen die Niederschlagsmengen, die Ausdehnung des Gebiets, das Gefälle, die Beschaffenheit des Bodens und seine Bebauung berücksichtigt werden. Wie so viele frühere Anlagen beruhte auch der staatliche Entwurf für die Bonifica Renana auf auffallend niedrigen Werten, die unhaltbar waren. Bei der Neubearbeitung war der erste Schritt, die Kanäle größer vorzusehen. Damit wuchsen aber die Bedenken gegen den erwähnten Abzugkanal unter dem Reno hindurch wegen der Schwierigkeit der Arbeiten im sumpfigen Boden, die ein Einsacken der hohen Dämme befürchten ließen. Die Bauzeit hätte sich auch verlängert und damit auch die Inbetriebnahme der Entwässerung, die erst nach Vollendung des Sammelkanals hätte stattfinden können. Unterdessen hatte man gesehen, mit welcher Sicherheit das Werk Codigoro arbeitete. Auch anderswo fing man an das Wasser künstlich zu heben. Daher baute sich auch der neue Entwurf des Konsortiums auf der Grundlage der künstlichen Entwässerung auf. Die Teilung in mehrere selbstständig arbeitende Netze ermöglichte eine allmähliche Inbetriebnahme lange vor Vollendung sämtlicher Arbeiten. Gegen die Via Aemilia zu liegt das Land bis zu 40 m höher als die Niederung am Reno; es ist fruchtbarer Ackerboden. Eine Verbesserung durch Entwässerung wäre dort nicht nötig gewesen; da aber bei jedem starken Regen das Wasser nach den tieferen Lagen abfloß und dort stehenblieb, mußte man auch das ganze höhere Gebiet in die Bonifica einbeziehen, um ihm eine gesonderte Entwässerung zu geben, die mit natürlichem Gefälle zum Reno führt, ohne mit dem tieferen Lande in Berührung zu kommen. Links des Idice, des größten Flusses, der das Gebiet der Bonifica durchquert, sammelt sich das Wasser des höheren Gebiets im „Canale Botte“, der dem Reno parallel läuft und ihm in der Nähe von Argenta zufließt. Auch das höherliegende Land rechts des Idice erhielt sein besonderes Kanalnetz, das durch den „Canale Garda“ sein Wasser nach dem Reno bringt. Selbstverständlich werden diese Kanäle an ihrer Mündung durch die üblichen Schleusen geschützt. Alles übrige Land liegt so tief, daß das Wasser aus seinem Kanalnetz durch Pumpen entleert werden muß, wenn der Reno hoch steht. Links des Idice sammeln sich die Kanäle im „Canale Lorgana“, um dem Pumpwerk Saiarino zuzufließen, rechts des Idice im „Canale Menata“, der im Pumpwerk Vallesanta endigt. Früher wollte man die Flüsse, die das Gebiet der Bonifica durchqueren, gar nicht in deren Arbeiten einbeziehen; es klingt das sehr sonderbar, wenn man bedenkt, daß gerade diese Flüsse viel zur Versumpfung des Landes beigetragen hatten. Man hatte sich wohl auf verschiedene Art zu helfen gesucht; für den Savena hatte man vor seiner Mündung bei der Ortschaft Gandazzolo einen eingedämmten Ausgleichbehälter geschaffen, der bei geschlossener Schleuse das Hochwasser während einiger Tage aufnehmen konnte, um es dann, wenn der

Reno wieder zurückgegangen war, abzugeben. Das Becken arbeitete befriedigend, bis mit der Zeit der Reno sein Bett so erhöht hatte, daß seine Sohle höher lag als der höchste Wasserstand im Becken. In Wirklichkeit hatte also dieser Savena, ebenso wie der etwas oberhalb dem Reno zufließende Navile überhaupt keinen Abfluß. Im Sommer wurde das Wasser, lange bevor es die Mündung erreichen konnte, zur Bewässerung der Felder abgeleitet; im Winter jedoch, wenn die Niederung schon das Regenwasser nicht loswerden konnte, kamen die Fluten des Flusses daher, um das Unheil noch zu verschlimmern. Ähnlich lagen die Dinge bei dem noch größeren Idice; sein Hochwasser floß in ein riesiges Becken, das sich bei etwa 3 km Breite 18 km längs des Flusses hinzog. Dort blieb es stehen und konnte nur langsam durch eine kleine Schleuse zum Reno abfließen. Eine eigentliche Mündung hatte also auch dieser Idice nicht. Die Regelung dieser Flüsse bildete in der Folge einen wesentlichen Teil der Bonifica. Sie sollten aber nicht mit den Kanalnetzen in Berührung kommen, erhielten daher eigene Dämme und geregelte Ausmündungen nach dem Reno. Navile und Savena werden dabei durch einen Kanal zu einem einzigen Flußlauf verbunden. Abb. 6 gibt eine Übersicht der Kanalnetze.

Das Konsortium hat sämtliche Kanäle in eigener Verwaltung ausgeführt, ebenso einen Teil der Kunstbauten; es verfügte über eigene Ziegeleien und Kiesgruben, über große mechanische Werkstätten und eine ausgedehnte Transportbahn. Für schwierigere Kunstbauten wurden in der Regel Spezialfirmen zugezogen; darunter die Società Costruzioni e Fondazioni, die die nachstehend beschriebenen Bauwerke ausführte.

Durchlaß unter dem Savena. Der alte Wasserlauf Lorgana war schon bei einer der früher ausgeführten kleineren Entwässerungsarbeiten als Sammelkanal benutzt und unter dem Savena durchgeführt worden. Es bestand ein aus dem Jahre 1886 stammender, in Mauerwerk hergestellter Durchlaß von 28 m Länge, mit einer einzigen Durchflußöffnung von etwa 30 m², überdeckt durch ein flaches Gewölbe von 8 m l. W. Bei der neuen Regelung, als der Savena noch den Zufluß des Navile erhielt, mußten sein Bett verbreitert und die Dämme erhöht werden. Gleichzeitig wurde der Lorgana zum Hauptsammler erhoben; die Durchflußfläche genügte zwar noch, aber die Länge des Durchlasses mußte um etwa 40 m vergrößert werden. Dem neuen Gewölbe gab man Halbkreisform, um dadurch die Höhe der darüberliegenden Aufschüttung zu verringern und den Schub herunterzusetzen. Etwa 3 m über der Sohle verankerte man das Gewölbe in Eisenbetonpfählen. Man umging dadurch die durch den Wasserstand im Kanal gegebenen Schwierigkeiten und führte die Seitenwände später durch geschütteten Beton aus. In Abb. 7, die eine Übersicht des Bauwerks gibt, sind auch die Bodenverhältnisse angegeben; sie entsprechen den dort meistens vorkommenden. Die Tragfähigkeit der oberen Lehmschichten trägt; es ist dort in der Nähe vorgekommen, daß Holzpfähle beim Rammen zersplitterten, aber gleichzeitig frischgeschüttete Dämme über Nacht bis zum Verschwinden einsackten. Es ist das auf ein Zusammendrücken der in der Tiefe von mehreren Metern liegenden Torfschicht zurückzuführen. Bei diesem Durchlaß führte man die Pfähle bis auf den unterhalb der Torfschicht liegenden Sand hinunter, was Pfähle von 7 m ergab, im ganzen 197 Stück.

Durchlaß bei Gandazzolo zur Unterführung des „Canale Gandazzolo“ unter dem Savena, etwa 2 km unterhalb des vorhin genannten Bauwerks. Abb. 8 gibt eine Übersichtszeichnung. Die Konstruktion besteht aus einem durch Rippen verstärkten Rahmen. Die gesamte Länge von 55 m wird durch zwei Fugen unterteilt, weil infolge der stark wechselnden Belastung ungleiche Setzungen zu erwarten waren. Während das Gewicht unter dem Damm gleichbleibt, kommen unter dem mittleren Teil je nach dem Wasserstand starke und rasch eintretende Schwankungen vor. Auch die Flügelmauern sind durch Fugen abgetrennt. Die Bodenverhältnisse sind von den vorhin erwähnten nicht stark ver-

schieden. Eine Proberammung hatte gezeigt, daß erst auf Kote 6 mit der nötigen Tragfähigkeit zu rechnen war; auch hier wurde die Lage durch eine Torfschicht erschwert. Da man sie durchrammen mußte, ergaben sich Pfähle von 11 m Länge des leichteren Profils. Im ganzen wurden für den Durchlaß samt Flügelmauern 220 Pfähle gerammt. Abb. 9 zeigt das fertige Bauwerk vor Anschüttung der Dämme.

Durchlaß für den Canale Lorgana. Dieser Durchlaß geht unter dem Namen „Botte del Vescovo“ (Durchlaß des Bischofs). Er hat die Aufgabe, den Canale Lorgana unter einem Kanal des höheren Netzes durchzuführen. Wie bei keiner anderen Ausführung kam hier die ganze Tücke des Bodens zum Ausdruck und lehrte, daß in jener Gegend eine Gründung auf Pfählen weit mehr zu bedeuten hat, als nur die nötige Sicherheit gegen Setzungen zu geben. Das Bauwerk hat eine interessante Vorgeschichte. Das Konsortium hatte schon im Jahre 1916 durch eine Bauunternehmung aus der dortigen Gegend einen Entwurf aufstellen lassen und ihr auch den Auftrag für die Ausführung erteilt. Es war ein Durchlaß vorgesehen mit zwei Öffnungen zu rd. 5 m l. W., in der Mitte mit etwa 2,50 m l. H. Die Konstruktion, die den darüberliegenden Kanal mit seinen 6 m hohen Dämmen und 5 m Wassertiefe zu tragen hatte, war als flaches Gewölbe vorgesehen, an den Außenseiten der Wände durch kräftige Strebepfeiler gestützt. Es war eine nicht recht glückliche Lösung, die der Eigenart des Eisenbetons nicht gerecht wurde. Die

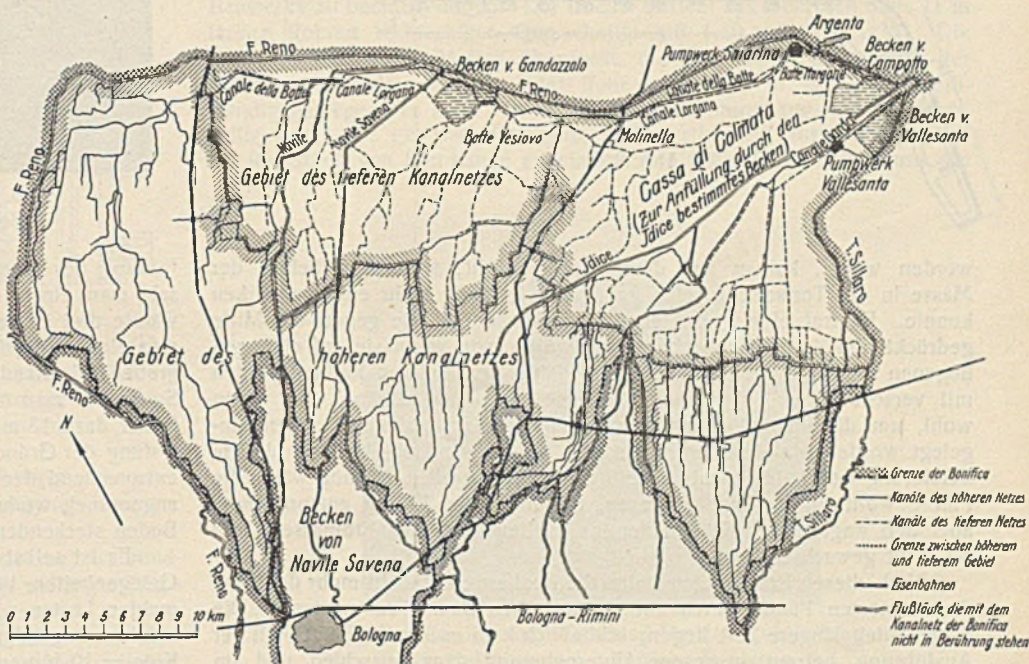


Abb. 6. Übersichtskarte der Bonifica Renana.

Gründung sollte mit etwa 400 Pfählen von 5 m Länge ausgeführt werden, und zwar durch an Ort und Stelle im Boden selbst hergestellte Betonpfähle, nach einer Bauart, die anderswo schon sehr viel angewendet worden war und befriedigende Ergebnisse gezeigt hatte. Der Boden bestand zunächst aus einer zähen Lehmschicht, der in etwa 2,50 m Tiefe unter der Kanalsohle eine Torfschicht, allerdings in der ungewöhnlichen Stärke von 2 bis 2,50 m folgte, darauf wieder zäher, teilweise mit Sand vermischter Lehm. Die Kanalsohle kam etwa 6,50 m unter das Gelände zu liegen. Die ganze Arbeit mußte im Einschnitt ausgeführt werden. Der Aushub geschah, obwohl Rutschungen warnten, mit flachen unversteiften Böschungen. Für die Fundamentplatte samt deren Rückspringen zwischen den Strebepfeilern geschah der Aushub sogar lotrecht, ohne Versteifung. Man rechnete damit, die Arbeiten noch in der trockenen Jahreszeit durchführen zu können. Der Aushub war schon beendet, ebenso waren die meisten Pfähle fertiggestellt, als Regen den Boden aufweichte. Die Torfschicht saugte dabei viel Wasser auf und wurde wieder weich. Die Böschungen, die teilweise noch durch das ausgehobene Erdreich beschwert

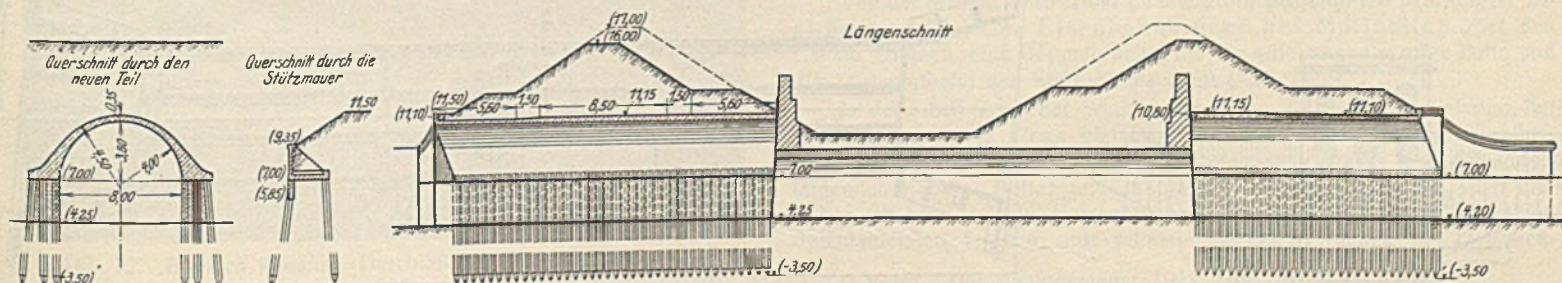


Abb. 7. Bonifica Renana. Durchlaß unter dem Savena.

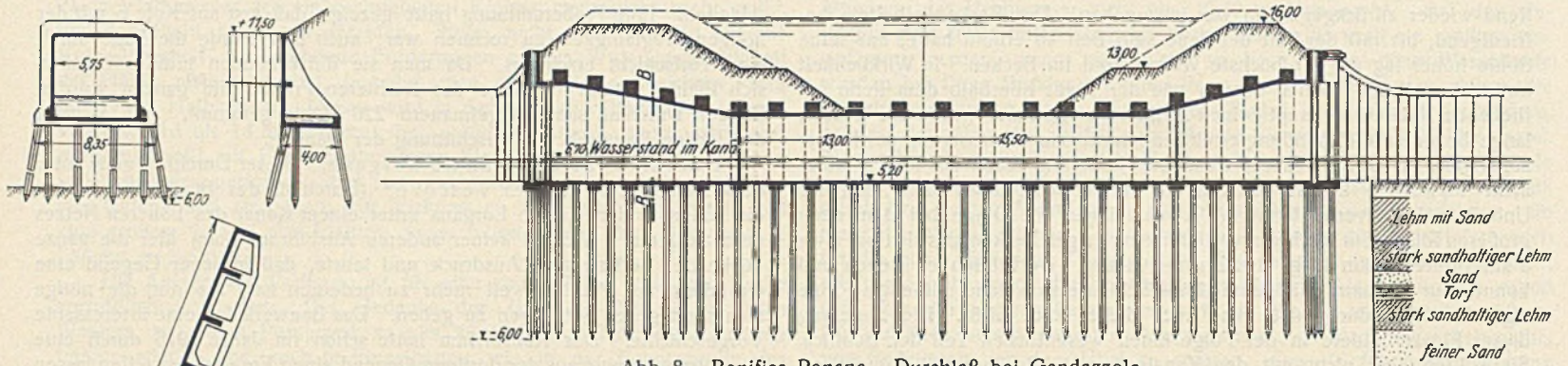
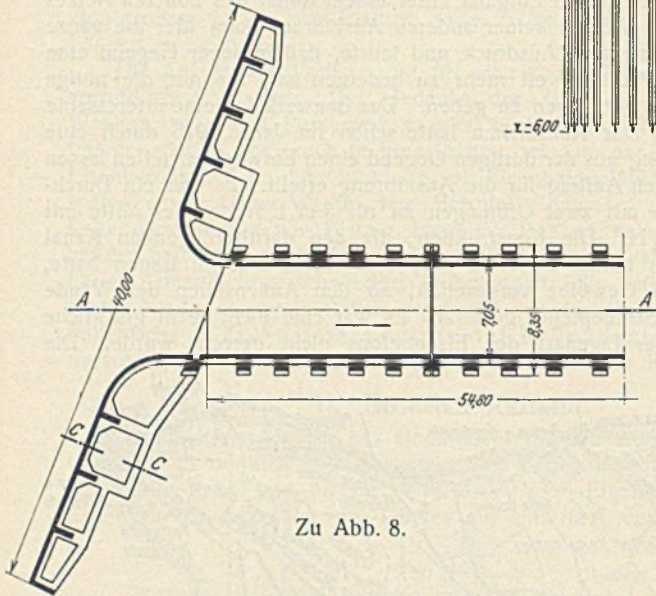


Abb. 8. Bonifica Renana. Durchlaß bei Gandazzola.



Zu Abb. 8.

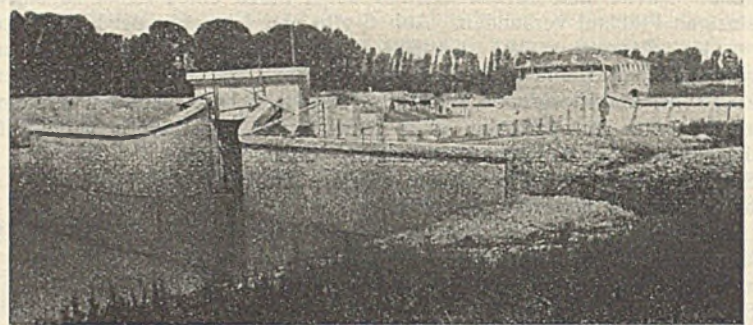


Abb. 9. Bonifica Renana. Durchlaß bei Gandazzola. Fertiges Bauwerk vor Anschüttung der Dämme.

worden waren, kamen aus dem Gleichgewicht, weil dem Schub der Masse in der Torfschicht keine genügende Reibung mehr entgegenwirken konnte. Es trat eine Verschiebung der Masse ein, die gegen die Mitte gedrückt und dort noch hochgehoben wurde, wie wenn sie auf einer gebogenen Fläche gleiten würde. Die Pfähle der äußeren Reihen wurden mit verschoben und abgesichert, einzelne zwei- und dreimal. Es waren wohl, um die Pfahlköpfe mit der Grundplatte zu verbinden, Eisen eingelegt worden; da sie aber nur in den Köpfen steckten, konnten sie die Zerstörung der Pfähle nicht hindern. Bei ihrer großen Reibung wären die Pfähle wohl in der Lage gewesen, die lotrechten Lasten aufzunehmen, aber den wagerechten Kräften der ins Gleiten geratenen Erdmasse waren sie nicht gewachsen.

Nach diesen Erfahrungen hatte die Bauherrschaft nicht mehr den Mut, die zerstörten Pfähle durch andere derselben Bauart zu ersetzen. Die Sache blieb längere Zeit liegen; schließlich kam es dazu, daß die mit der Ausführung betraut gewesene Unternehmung ganz ausschied und im Sommer 1921 die Società Costruzioni e Fondazioni den Auftrag zur Aus-

führung des Durchlasses nach ihrem neuen Entwurf erhielt. Zunächst sah man einen einfacheren und doch steiferen Querschnitt vor; man wählte drei Öffnungen zu 2,35 m lichter Weite bei 3 m geringster Höhe; also einen vierstieligen Rahmen, der trotz geringen Materialaufwandes große Widerstandsfähigkeit hatte. Die seitlichen Rippen fielen ganz weg. So konnte man mit einer Breite von nur 9 m auskommen, während man früher dazu 13 m benötigt hatte. Das bedeutete eine wesentliche Entlastung der Gründung. Dazu kam eine günstigere Verteilung der Pfähle; entsprechend den vier Wänden wurden nunmehr die Pfähle in vier Reihen angeordnet, wodurch es gelang, wenigstens einigermaßen den noch im Boden steckenden Stümpfen der alten Pfähle auszuweichen.

Es ist selbstverständlich, daß man sich für die bei so vielen früheren Gelegenheiten bewährten Eisenbetonpfähle entschloß, die auch wagerechten Lasten widerstehen können. Eine Verankerung der Pfahlspitzen in einer tragfähigen Schicht war unerlässlich; man mußte die Pfähle bis Kote = 10 führen, was zu Längen von durchschnittlich 11 m führte. Als mittlere Belastung wurden nur 22 t für einen Pfahl vorgesehen. Abb. 10

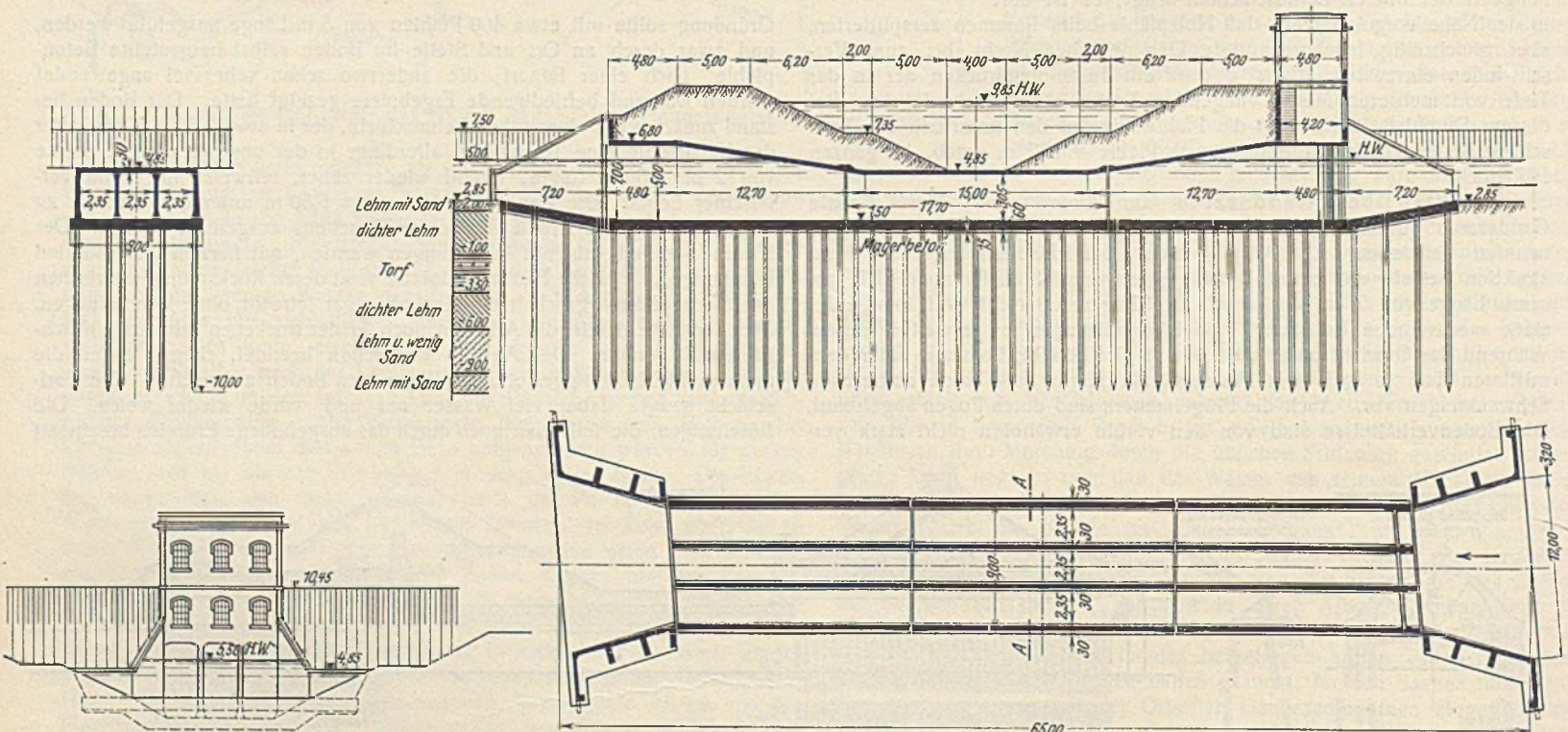


Abb. 10. Bonifica Renana. Durchlaß für den Canale Lorgana (Botte del Vescovo).

gibt die zur Erläuterung dienenden Übersichtszeichnungen. In Abb. 11 sind zum Vergleich auch ungefähre Angaben über den ersten verunglückten Entwurf enthalten.

Die ganze Länge des Durchlasses beträgt rd. 50 m; auch hier wurden zwei Fugen angeordnet. Dem Ein- bzw. Auslauf ist jeweils noch ein Stück vorgelagert, das auf gemeinsamer Bodenplatte die Flügelmauern enthält. An den Fugen wurde der Querschnitt der Decken und Wände jeweils verstärkt, um selbst im Falle einer Senkung nur eines Teils kein Klaffen der Öffnung eintreten zu lassen. Der Einlauf kann durch Schütze abgeschlossen werden, zu deren Aufnahme und Bedienung ein zweistöckiger Aufbau vorgesehen ist.

Die Ausführung der Gründung erforderte große Vorsicht, weil die Böschungen immer noch mit Nachrutschen drohten. Durch die Trennungsfugen ergab sich eine Teilung der Grundplatte in fünf Stücke; jedes davon wurde durch eine kräftig versteifte Spundwand vollständig umschlossen, die bei einer Höhe von 5 bis 6 m noch unter jene verhängnisvolle Torfschicht reichte. Den Aushub gleichzeitig auf die ganze Länge zu machen, erschien nicht ratsam, weshalb man im ersten und dritten Felde die Arbeit fortführte, bis die Platte betoniert war, und erst dann im dazwischenliegenden Felde begann. Die Rammung der Pfähle geschah von einem Unterwagen aus, der sich auf den auf die Holme der Spundwände gelegten Schienen in Längsrichtung bewegen konnte, während die Ramme auf dem Wagen die nötige Bewegung in Querrichtung ausführen konnte.

Die Belastung der Pfähle mit 22 t war knapp bemessen; während der Ausführung zeigte sich mehrfach, daß die vertraglich verlangte Tragfähigkeit nicht vorhanden war, weshalb Ersatzpfähle gerammt werden mußten. Aus den 348 Pfählen des Entwurfs wurden schließlich deren 422. Wie bei diesen Arbeiten üblich, wird die Tragfähigkeit der Pfähle nach der Brixschen Formel bestimmt. Obwohl sie kaum ein richtiges Bild über die wirkliche Tragfähigkeit gibt, ist sie insofern brauchbar, als sie für eine und dieselbe Baustelle, wo also die Bodenverhältnisse, Gewicht der Pfähle und des Rammbaren dieselben sind, einen Vergleich zwischen den einzelnen Pfählen zuläßt. In die Bauverträge wird die Prüfung eines jeden Pfahles nach genannter Formel aufgenommen, um gegebenenfalls sofort entscheiden zu können, ob Ersatzpfähle zu rammen sind oder nicht. Bei der geringen Widerstandsfähigkeit jener Böden ist es schlechterdings unmöglich, den Unternehmer von vornherein auf eine bestimmte Anzahl von Pfählen zu verpflichten, weshalb nötig werdende Vermehrungen oder Verlängerungen der Pfähle besonders vergütet werden.

Im Betriebe hat sich das Bauwerk bewährt; Setzungen sind nicht vorgekommen. Dagegen hat sich eine starke Verschiebung der äußersten

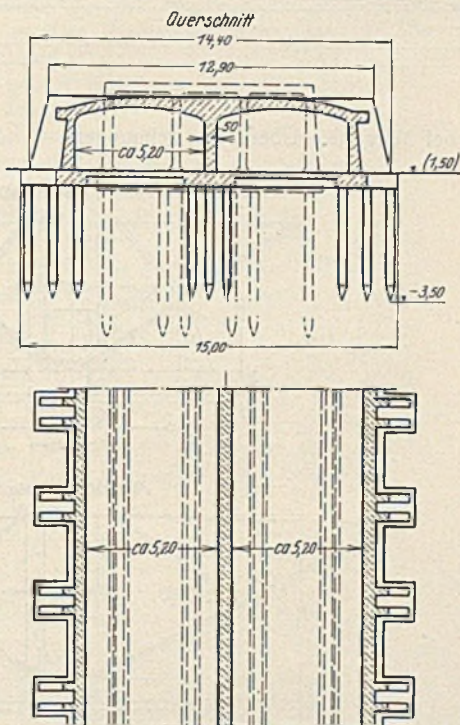


Abb. 11. Bonifica Renana. Durchlaß für den Canale Lorgana (Botte del Vescovo). Skizze des zerstörten Bauwerks. Die spätere Ausführung ist gestrichelt eingetragen.

Teile mit den Fugen gezeigt, und zwar in der Längsrichtung nach auswärts. Am Auslauf öffnete sich die Fuge um etwa 9 cm, an der Einlaufstelle etwas weniger. Es sind ausgesprochen wagerechte Verschiebungen; sie sind auf den Schub des Damms zurückzuführen, der sich durch die Stützmauern auf die Grundplatte übertrug; einen nennenswerten Widerstand fanden weder die Platten noch die Pfahlköpfe, da man annehmen kann, daß die Pfahlspitzen sich nicht verschieben konnten; weil sie in einer festen Schicht steckten, muß man die Bewegung der Köpfe als elastische Verbiegung des Pfahles ansehen. Ähnliche Erscheinungen sind auch anderswo beobachtet worden, so deutlich wie hier allerdings kaum mehr. Wie kein anderer Fall zeigt dieser Bau, daß in derartigen Böden nur ein Pfahl, der auch über eine große Biegefestigkeit verfügt, sicher ist. Abb. 12 zeigt das Bauwerk während der Entstehung, Abb. 13 den Einlauf nach Anschüttung der Dämme.

Dücker bei Morgone. Ein Bauwerk ganz anderer Art ist der Dücker, der bei der Ortschaft Morgone unter dem Canale Botte entstand. Hier handelte es sich darum, einen untergeordneten Wasserlauf mit höchstens 3 m³/Sek. Wasser unter dem Kanal durchzuführen. Dort in der Niederung am Unterlauf des Reno sind die Bodenverhältnisse die denkbar schlechtesten. Eine unnachgiebige Gründung hätte Kosten verursacht, die zu dem geringen Umfange des Bauwerks in keinem Verhältnis standen. Man verzichtete daher ganz darauf und richtete sich so ein, daß recht erhebliche Setzungen eintreten konnten, ohne den Bestand und Betrieb des Bauwerks zu beeinträchtigen. Der Dücker besteht aus mehreren 8 bis 11 m langen Rohren rechteckigen Querschnitts mit 1,40 × 1,50 m l. W. Die Stöße werden durch Muffen überdeckt, die gleichzeitig den Enden der Rohre als Auflager dienen. Jedes Rohr kann sich in der Muffe selbständig bewegen; es kann sich in lotrechter Richtung drehen und gleichzeitig auch eine gewisse Bewegung in Längsrichtung ausführen. Wenn ein Rohrstück von 8 m Länge an einem Ende festgehalten wird, kann das



Abb. 13. Bonifica Renana. Durchlaß für den Canale Lorgana (Botte del Vescovo). Fertiges Bauwerk.

andere Ende sich um etwa 1,60 m senken, ohne daß im Gelenk Zwängungen entstehen, ohne daß ein Klaffen der Fuge entsteht; eine so weitgehende Senkung eines einzelnen Punktes ist allerdings nicht zu erwarten.

Rohrstücke und Muffen wurden an Ort und Stelle in Eisenbeton ausgeführt. Alle aufeinanderliegenden Flächen wurden, um die Reibung zu vermindern, mit verzinktem Eisenblech verkleidet; die Fugen wurden durch Teerstricke gedichtet und mit Lehm verstrichen. Die Flügelmauern erhielten die gewohnte Form; ihre Gründung geschah durch Holzpfähle, was bei dem ständig vorhandenen hohen Grundwasser unbedenklich geschehen konnte. Ein Einsteigeschacht ermöglicht den Zugang auch bei geschlossenen Eingängen. Abb. 14 gibt die Übersichtszeichnung, Abb. 15 das fertige Bauwerk vor der Dammschüttung.

Brücken.

Die Anlage des ausgedehnten Kanalnetzes einer Bonifica macht zahlreiche Brücken notwendig. Wenn es sich um Bauwerke von geringen Abmessungen handelt, werden vielfach Gewölbe in Mauerwerk ausgeführt; bei bedeutenderen Brücken zieht man den Eisenbeton vor.

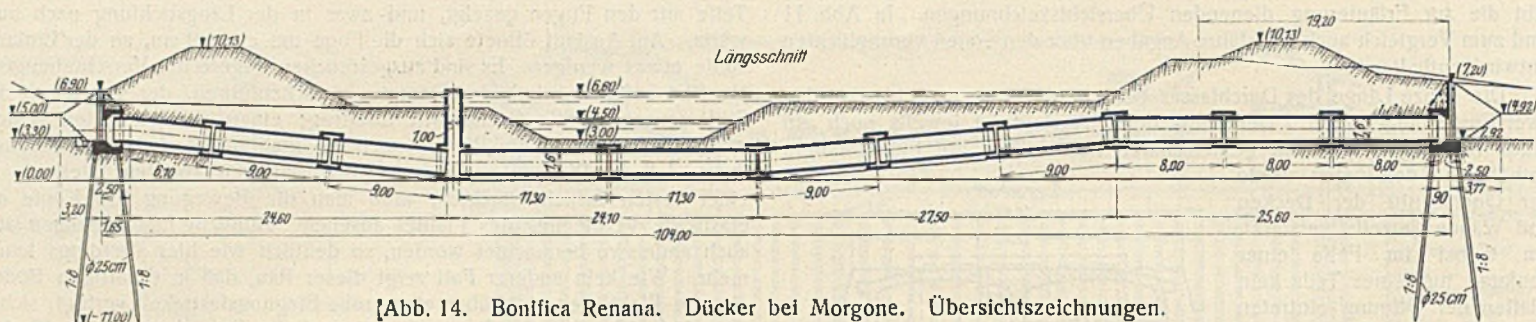
Von der Società Costruzioni e Fondazioni ausgeführten Brücken ist zunächst ausgeführt eine Eisenbahnbrücke bei Molinella, über den Canale Lorgana, eine Doppelbrücke, die für eine normalspurige Bahn und die Transportbahn des Konsortiums dient (Abb. 16.)¹⁾

In derselben Zone der Bonifica, zwischen Molinella und Salarino, hat ferner die genannte Firma vier Paare von Brücken ausgeführt, Straßenbrücken über die beiden in geringer Entfernung parallel nebeneinanderlaufenden Kanäle „Botte“ und „Lorgana“. Die Bauart ist bei allen dieselbe; es sind leichte Balkenbrücken mit über mehreren Öffnungen durchlaufenden Trägern, mit schmalen, glatten Wänden als Zwischen-

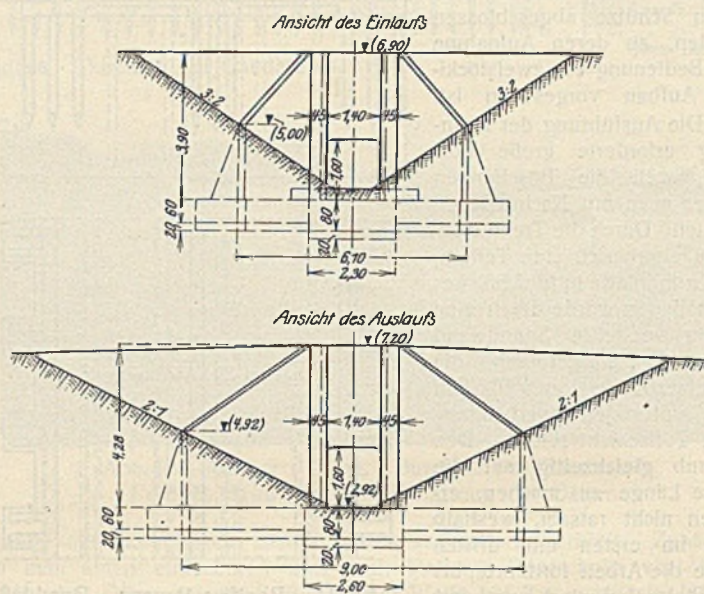
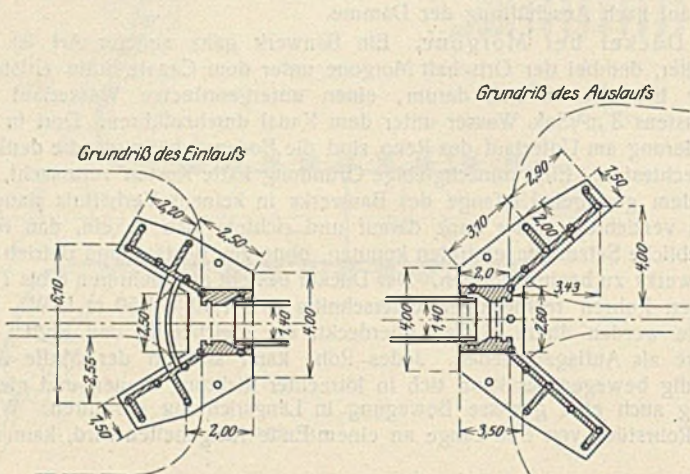


Abb. 12. Bonifica Renana. Durchlaß für den Canale Lorgana (Botte del Vescovo).

¹⁾ Vergl. „Der Bauingenieur“ 1927, Heft 20.



[Abb. 14. Bonifica Renana. Dücker bei Morgone. Übersichtszeichnungen.



Zu Abb. 14.

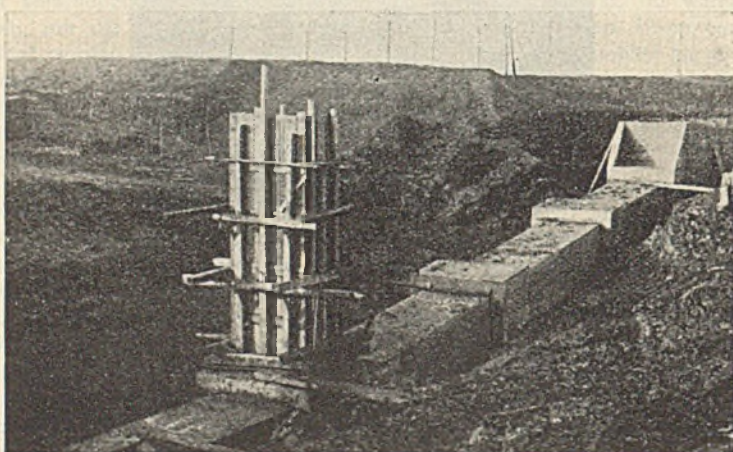


Abb. 15. Bonifica Renana. Dücker bei Morgone. Aufnahme des fertigen Bauwerks vor der Dammschüttung.

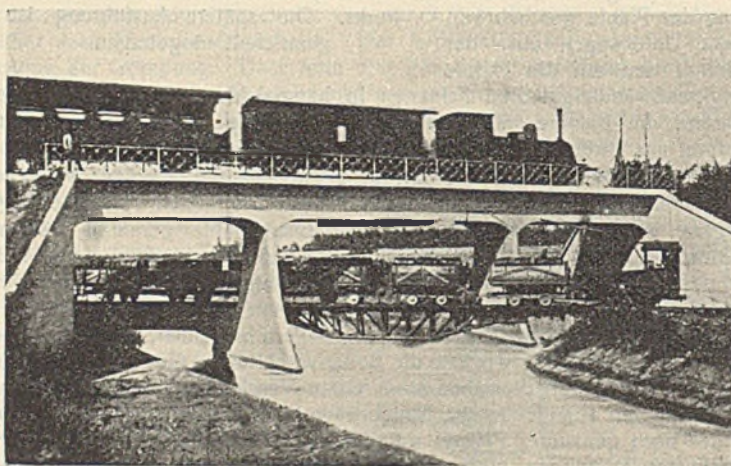


Abb. 16. Bonifica Renana. Eisenbahnbrücke über den Canale Lorgana bei Molinella.

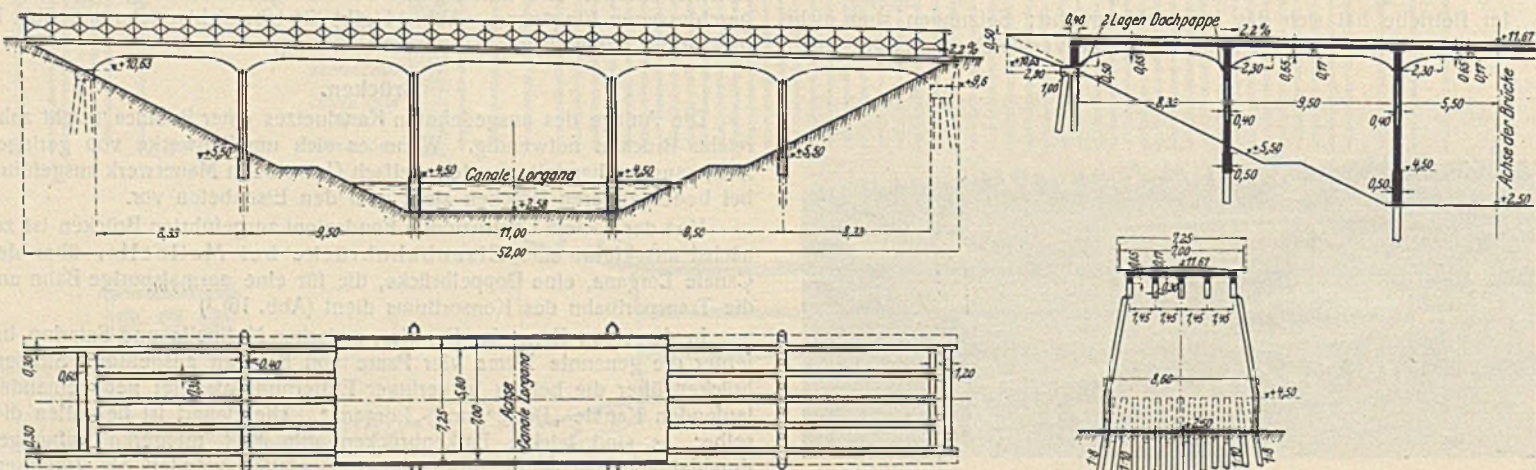


Abb. 17. Bonifica Renana. Straßenbrücke über den Canale Lorgana.

pfeilern; alle auf Eisenbetonpfähle gegründet. Gewölbe mit Schub waren wegen der schwierigen Bodenverhältnisse ausgeschlossen. In den Kanälen war auf keine Schifffahrt Rücksicht zu nehmen; die Geschwindigkeit des Wassers ist gering, so daß die Zwischenpfeiler nicht stören konnten. Diese Konstruktionen sind die billigsten Lösungen und sehen auch gefällig aus. Daß hier durchlaufende Träger zur Ausführung kommen konnten, ist nicht selbstverständlich, da hierzulande gegen statisch unbestimmte Systeme noch eine gewisse Zurückhaltung herrscht, die zur Bevorzugung einfacher Balkenbrücken führt; allerdings sieht man darunter vielfach Lösungen, die bei zu großer Stützweite ungeheuer starke Abmessungen haben und dadurch teuer werden. Was mit durchlaufenden Balken erreicht werden kann, ist bei unsern Brücken über die Kanäle gezeigt worden. Die Befürchtung, daß bei den schlechten Untergrundverhältnissen Setzungen und damit Risse eintreten müssen, ist nicht eingetroffen. Eine gewisse Nachgiebigkeit infolge der Schlankheit der Träger und Pfeiler war sicher günstig. Da auch die Pfähle gewisse elastische Drehungen mitmachen können, entsteht am Pfeilerfuß eine Auflagerung, die einem Gelenk ähnlich kommt. Eine dieser Brücken ist durch die Übersichtszeichnungen Abb. 17 dargestellt, von einer weiteren vermag ein Lichtbild, Abb. 18, einen Eindruck zu geben. Ein außergewöhnlicher Fall einer Rissebildung sei erwähnt, weil auch hier sich gezeigt hat, daß Pfähle, die an sich genügend Standfestigkeit hätten, sich setzen, wenn sie Bewegungen der ganzen Schichten, in denen sie stecken, mitmachen müssen. Die betreffende Brücke (Ponte Cardinala) sollte an einen Damm anschließen, der etwa 4 m über dem Gelände liegt. Der Einschnitt

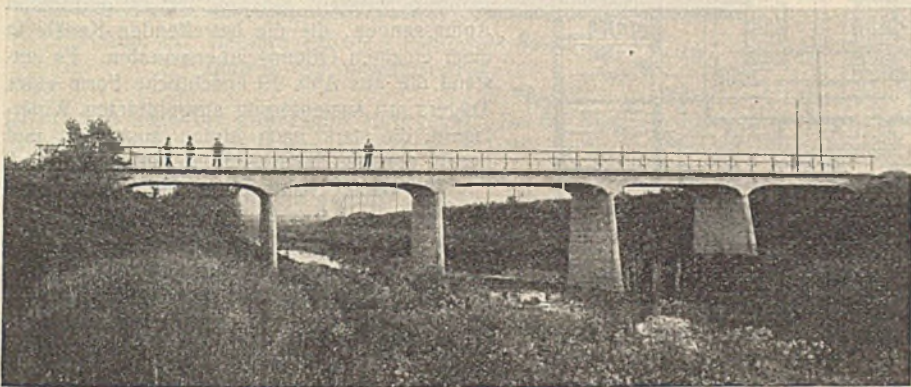
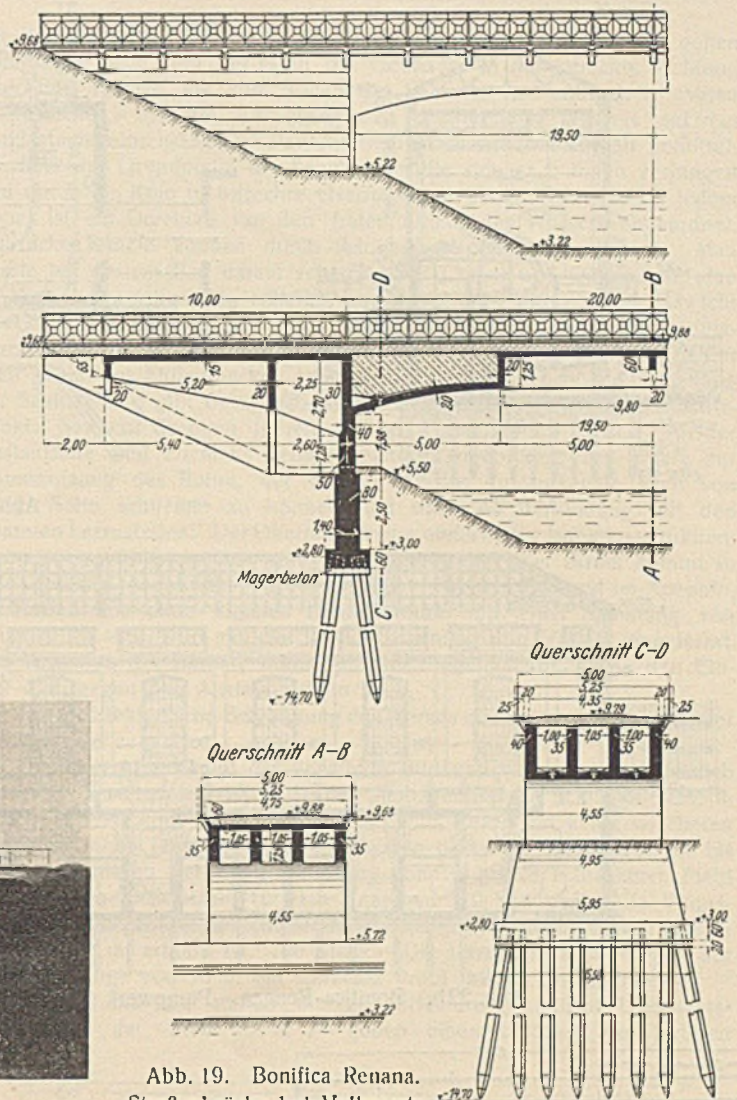


Abb. 18. Bonifica Renana. Straßenbrücke über den Canale Lorgana.

Abb. 19. Bonifica Renana. Straßenbrücke bei Vallesanta.

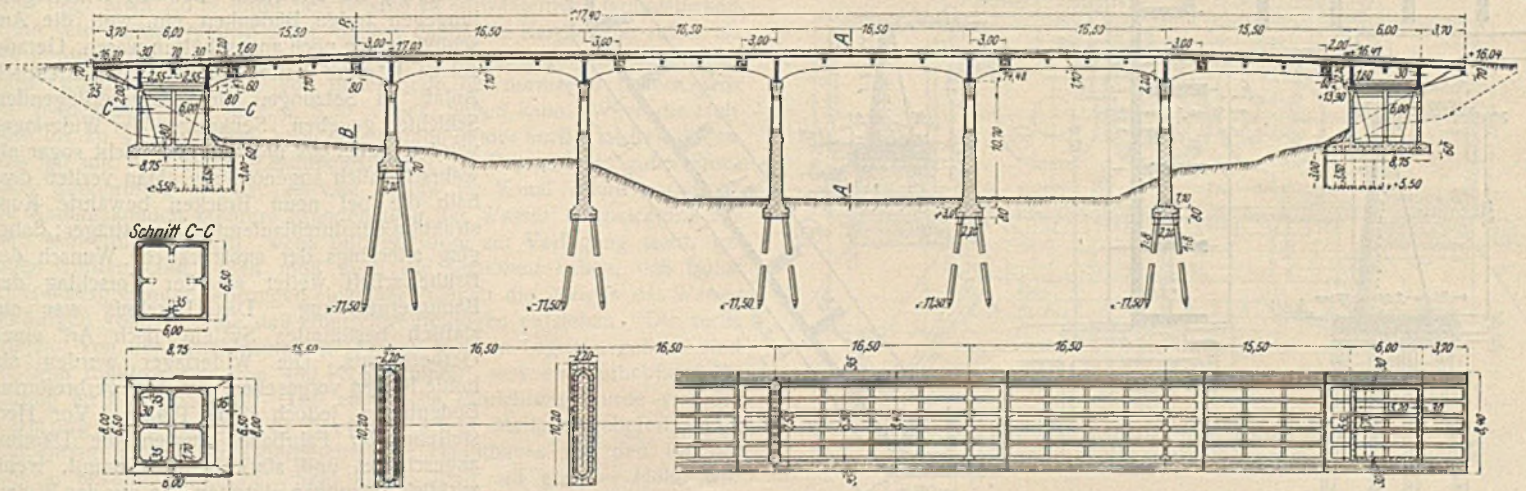
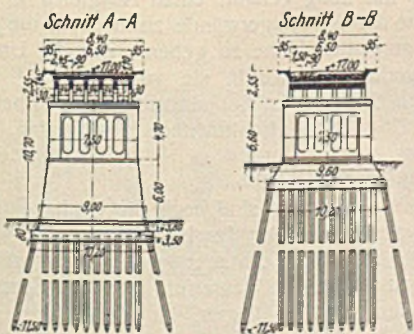


Abb. 20. Bonifica Renana. Straßenbrücke über den Reno bei Argenta.



Zu Abb. 20.

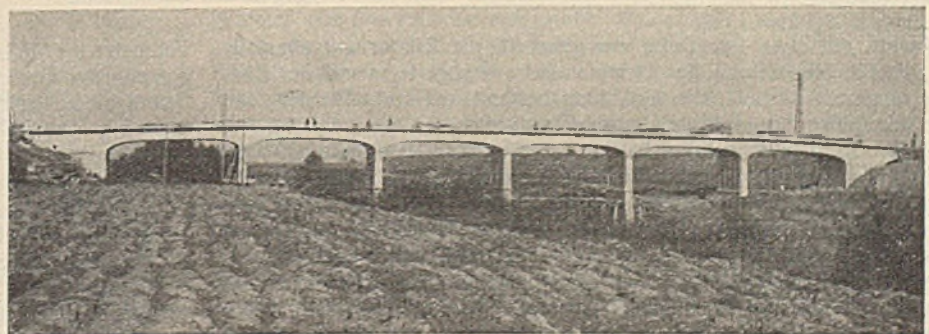


Abb. 21. Bonifica Renana. Straßenbrücke über den Reno bei Argenta.

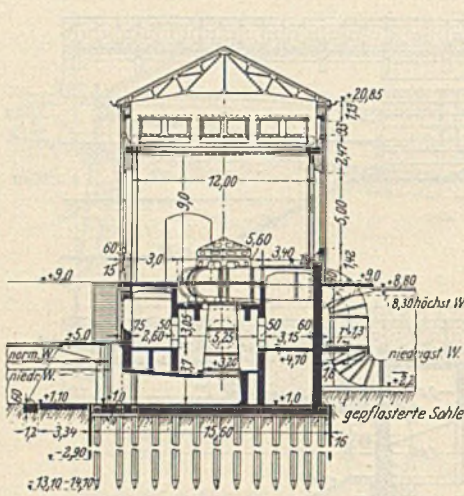


Abb. 22.

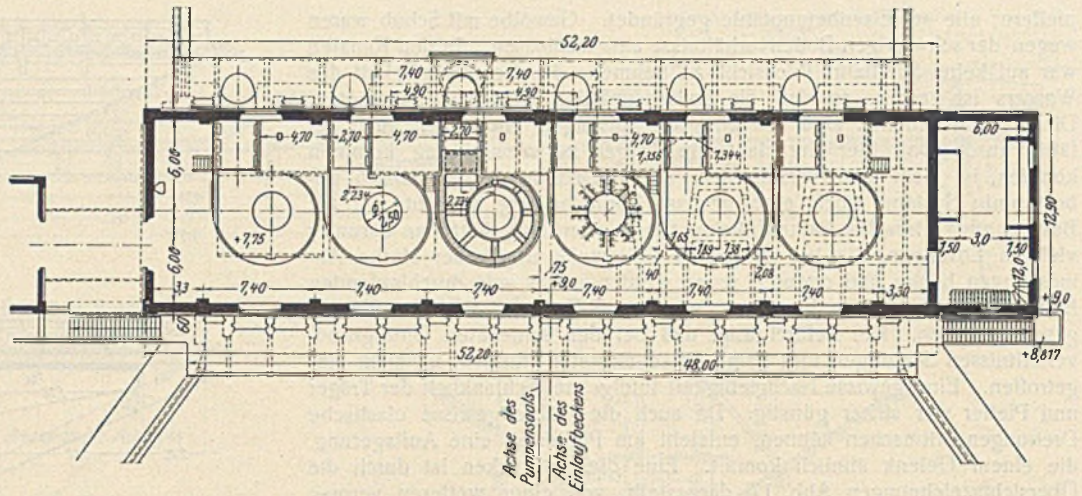


Abb. 22a. Pumpwerk Saiarino. Grundriß des Maschinensaals.

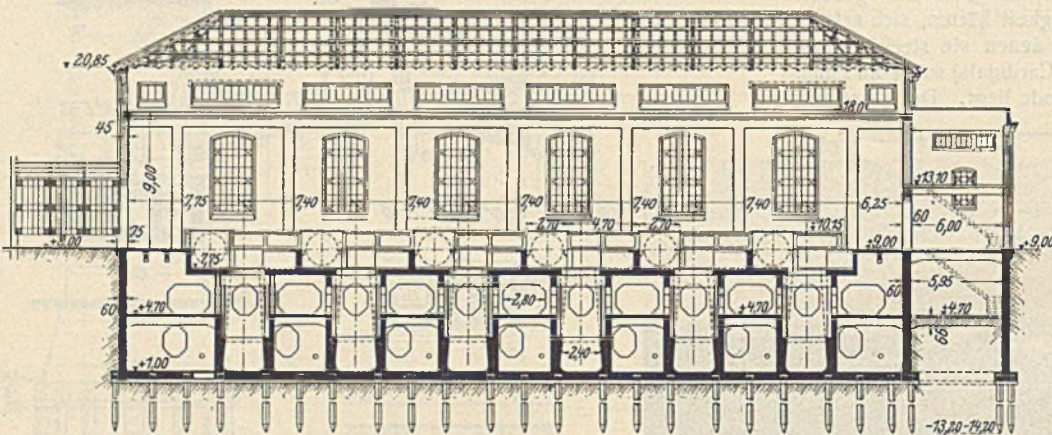


Abb. 22b. Bonifica Renana. Pumpwerk Saiarino. Längenschnitt.

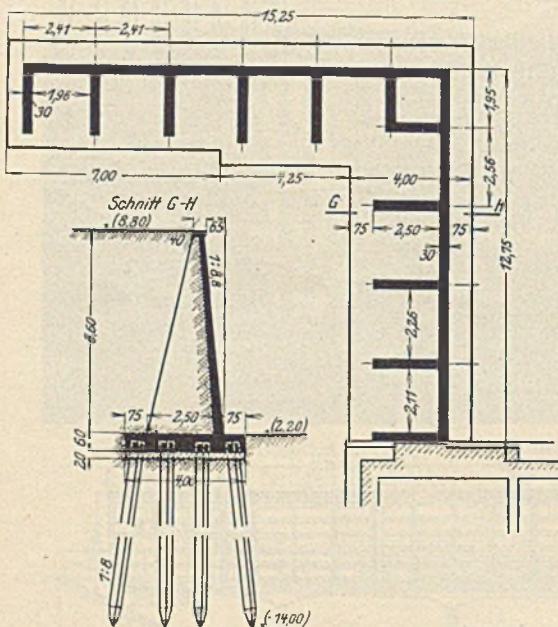


Abb. 22c. Pumpwerk Saiarino. Stützmauer gegen den Ablaufkanal.

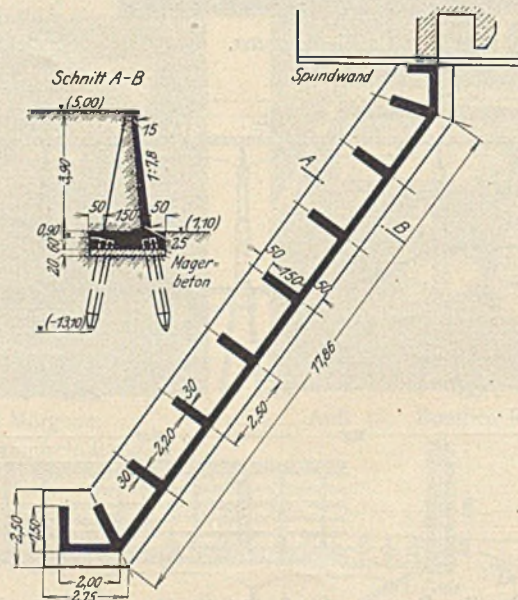


Abb. 22d. Pumpwerk Saiarino. Stützmauer gegen den Zulaufkanal.

Eine Straßenbrücke bei Vallesanta, rechts des Idice, zeigt eine andere Art der Ausführung. Das Konsortium legte Wert darauf, in einer Zone möglichst nur einen Typus auszuführen. In der Nähe bestanden schon mehrere Brücken, alle mit etwas geringeren Abmessungen, die die betreffenden Kanäle in einer einzigen Öffnung überspannten. Es entstand die aus Abb. 19 ersichtliche Form eines Trägers mit kastenförmig ausgebildeten Widerlagern, die stark nach hinten auskragen und gegen etwaige Setzungen unempfindlich sind.

Als letztes Bauwerk dieser Art ist noch eine Brücke über den Reno bei Argenta zu nennen, eine Balkenbrücke über sechs Öffnungen mit einer gesamten Länge von 116 m. Sie soll eine Hauptstraße mit starkem Verkehr über den Reno führen, unter anderem auch eine elektrische Kleinbahn. Die Bodenverhältnisse sind, wie in jener Gegend überall, schwierig. Für die Pfeiler durfte man damit rechnen, mit 15 m langen Pfählen eine sichere Gründung zu erreichen. Bei den Widerlagern hingegen traten Bedenken ein, weil die Anschlußrampen noch anzuschütten waren. Gerade solche Dämme hatten schon verschiedentlich Anlaß zu Setzungen der darunterliegenden Schichten gegeben. Senkungen der Widerlager wurden daher als möglich, vielleicht sogar als wahrscheinlich angenommen. Man verließ deshalb die bei neun Brücken bewährte Konstruktion der durchlaufenden Hauptträger; dabei ging allerdings der ausdrückliche Wunsch der Bauherrschaft weiter als der Vorschlag der Bauunternehmung. Das Ergebnis war ein statisch bestimmtes System nach Art eines Gerberträgers. Die Widerlager wurden als hohle Kästen vorgesehen, mit stark verbreiteter Bodenplatte, jedoch ohne Pfähle. Vor Herstellung der Fahrbahn wurden die Dämme angeschüttet und stark belastet, damit, wenn wirklich Setzungen eintreten, sie nur das Widerlager treffen. Wenn Senkungen eingetreten wären, was übrigens nicht der Fall war, hätte man nur nötig gehabt, einen Ausgleich in der Höhe der Widerlagerwände zu machen, um der Fahrbahn ihr Auflager in der geplanten Höhe zu geben. Um die Unterspülung der Grundplatte zu verhindern, wurde sie vorn und auf den Seiten bis zur Mitte durch eine 2,5 m hohe Spundwand aus Eisenbetonbohlen geschützt. Abb. 20 u. 21 geben Aufschluß über Einzelheiten.

Pumpwerk Saiarino.

Als bedeutendste Bauwerke der Renana sind noch die beiden Pumpwerke zu besprechen. Für das Gebiet links des Idice, liegt das Werk bei der Ortschaft Saiarino. Der Reno, der ein sehr großes Einzugsgebiet hat, zeigt starke Schwankungen in seiner Wasserführung. Im Sommer kann er Wochen und Monate lang trocken liegen, im Herbst aber und noch mehr im Frühjahr, wenn im Apennin der Schnee schmilzt, kann nach starken Niederschlägen plötzlich Hochwasser eintreten, das meistens

des Kanals, mit etwa 4 m Tiefe, war gemacht, die Brücke war ebenfalls fertig; da die Herstellung des Dammes sich verzögerte, stand der Endpfeiler längere Zeit frei. Die Gründung bestand aus sechs Pfählen, von denen ein jeder bei voller Belastung höchstens 10 t zu tragen hatte. Die Pfähle der Zwischenpfeiler hatten gut die doppelte Belastung. Als der Damm angeschüttet wurde, trat eine Senkung beider Widerlager ein. Eine Torfschicht war durch den Kanal seitlich angeschnitten worden. Unter der Last des Dammes trat eine gleitende Bewegung der ganzen darüberliegenden Masse ein, die die Pfähle mitzog. Bei den als durchgehende Balken ausgeführten Hauptträgern mußten über den zunächstliegenden Mittelstützen starke Zusatzmomente entstehen, denen der Querschnitt nicht gewachsen war. Je links und rechts der betreffenden Pfeiler entstanden Risse, die an der Oberkante bis zu 3 cm klafften.

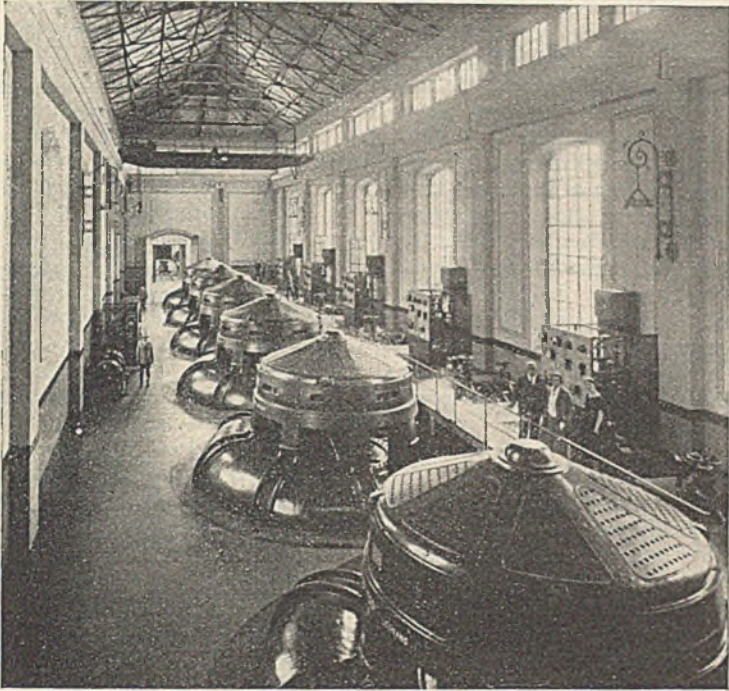


Abb. 23. Bonifica Renana. Pumpwerk Sairino. Inneres des Maschinensaals.

schon nach zwei bis drei Tagen zurückgeht. Da die Sammelkanäle oft gleichzeitig Hochwasser führen, müssen die Pumpwerke auch während der Hochwasserperioden, wenn die Schleusen gegen den Reno geschlossen sind, arbeiten können. Wir finden deshalb zwischen Pumpwerk und Reno ein großes Ausgleichbecken eingeschaltet, die „Cassa di Campotto“, die das Wasser mehrere Tage lang aufspeichern kann. Das Becken hat auch den Zweck, den Pumpen ein gleichmäßiges Arbeiten zu ermöglichen. Der Wasserstand im Reno macht Schwankungen von über 10 m, in einer Stunde oft 80 bis 90 cm. Den Kreiselpumpen, die am vorteilhaftesten bei gleichbleibender Hubhöhe arbeiten, würde es schwer fallen, diesen raschen Wechseln zu folgen. Das Becken, im Winkel zwischen Reno und Idice, konnte deshalb reichlich groß angenommen werden; es mißt etwa 1000 ha, da es nur wenig wertvolles Land bedeckt. Das Flußbett des Reno liegt etwa 2,5 m unter den tiefsten zu entwässernden Grundstücken. Wenn sein Wasser niedrig steht, fließen daher die Kanäle von selbst ab. Die Pumpen brauchen nur bei Hochwasser zu arbeiten. Es sind deren sechs Gruppen vorhanden, von denen jede bei normalem Unterschiede der Wasserspiegel von 2,05 m 8,30 m³/Sek. heben kann. Wenn die Hubhöhe bis zu 4,35 m steigt, kann jede Pumpe immer noch 6 m³ bewältigen. Man hat mit Absicht die Leistungsfähigkeit der Pumpen ein gutes Stück höher genommen, als der stärkste Zufluß im Kanal erfordern würde. Die Kanäle können mehrere Stunden lang das Wasser aufspeichern, das dann während der Nacht, wenn billiger Strom zur Verfügung steht, gehoben werden kann. Man muß auch die Sicherheit haben, daß selbst bei vorübergehenden Störungen einzelner Pumpen die übrigen das Wasser bewältigen können, ohne daß Überschwemmungen entstehen. Die sechs Pumpen, von der Maschinenfabrik „Franco Tosi“ in Legnano gebaut, sind mit dem Elektromotor von 480 PS gekuppelt, was eine erhebliche Ersparung an Platz bedeutet. Die elektrische Einrichtung wurde von der „Compagnia Generale di Elettricità“ in Mailand geliefert. Das Pumpenhaus enthält im Obergeschoß des Hauptbaues nur den für die Pumpen bestimmten Raum. Sein Boden liegt auf gleicher Höhe wie der Damm, also über dem Hochwasser. Die Pumpen selbst sind auf einer um 2 m vertieften Decke aufgelagert, während ein erhöhter Steg

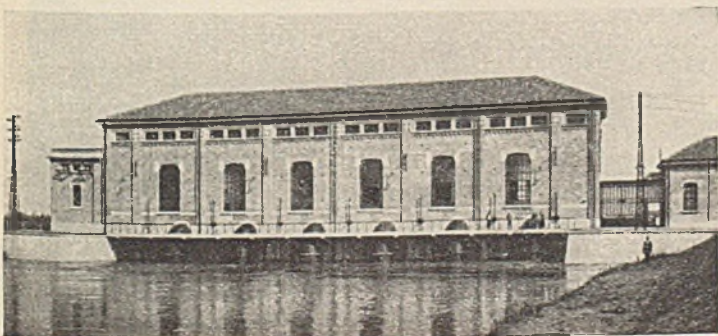


Abb. 24. Bonifica Renana. Pumpwerk Sairino. Ansicht gegen den Ablaufkanal.

zur Bedienung der Schalter über den Druckrohren liegt. Diese gehen unmittelbar nach dem Verlassen des Gebäudes in die lotrechte Richtung über und reichen bis zum Boden des Beckens; sie endigen in ovalen Mundstücken, die die Bewegung des austretenden Wassers auf ein Mindestmaß einschränken. Der Unterbau in Eisenbeton enthält unmittelbar über der Grundplatte die Saugkanäle, die sich nach innen verjüngen und durch ein Knie in lotrechte eiserne Rohre übergehen. Neben jedem Kanal ist ein Durchlaß für den freien Ablauf des Wassers angeordnet. Sämtliche Kanäle können durch Schütze abgeschlossen werden. Man mußte bei diesem Bau darauf sehen, durch Längs- und Querwände eine mögliche Versteifung zu erzielen, und dabei auch auf geringes Gewicht Rücksicht nehmen. Es war daher nicht zu vermeiden, daß nicht benutzbare, zum Teil nicht einmal zugängliche Räume entstanden. Ein 3,5 m breit gegen das Einlaufbecken ausladender Steg ermöglicht die Bedienung der Schütze und gibt dem Rechen vor dem Einlaufen den nötigen Stützpunkt. Seitliche Treppen führen zu den Dammkronen hinauf. An der Auslaufseite sind ebenfalls Bedienungsstege angeordnet; der untere zur Unterstützung der Rohre, der obere, um die Auslaufkanäle auch von dieser Seite schließen zu können und um eine Verbindung mit den Dämmen herzustellen. Der Oberbau ist eine einfache Backsteinkonstruktion. Der niedrige Anbau rechts enthält die Umformer; der Strom kommt in vier verschiedenen Leitungen aus Werken in den Alpen und im Apennin, im Notfall aus einer eigenen Dampfzentrale mit einer Spannung von 50000 V an und wird auf die Betriebsspannung von 5000 V umgeformt. Den Anschluß der Dämme bilden je zwei Flügelmauern, gegen den Einlauf 4 m, gegen den Auslauf 6,60 m hoch.

Die architektonische Bearbeitung des Werkes stammt von dem Mailänder Architekten Ferradini.

Der Untergrund zeigt das gewohnte Bild von weichen, hauptsächlich aus Lehm bestehenden, teilweise mit Sand gemischten Schichten; erst in etwa 14 m Tiefe kommt etwas dichter Lehm, dem dann keine weicheren Schichten mehr folgen. Die Pfähle waren daher in Längen von 14 bis 15 m notwendig; bei einer Belastung von 25 bis 28 t für einen Pfahl betrug deren Gesamtzahl für den Hauptbau 420 Stück, für die Flügelmauern am Einlauf 52 und für die Stützmauern am Auslauf, deren Grundplatte um 2 m erhöht ist, 120 Stück. Die letzteren haben wegen der größeren Länge von 16 m ein stärkeres Profil mit 19 cm Halbmesser.

Abb. 22 bis 22d stellen die zur Erläuterung nötigen Übersichtszeichnungen dar, Abb. 23 u. 24 geben einen Eindruck des fertigen Bauwerks.

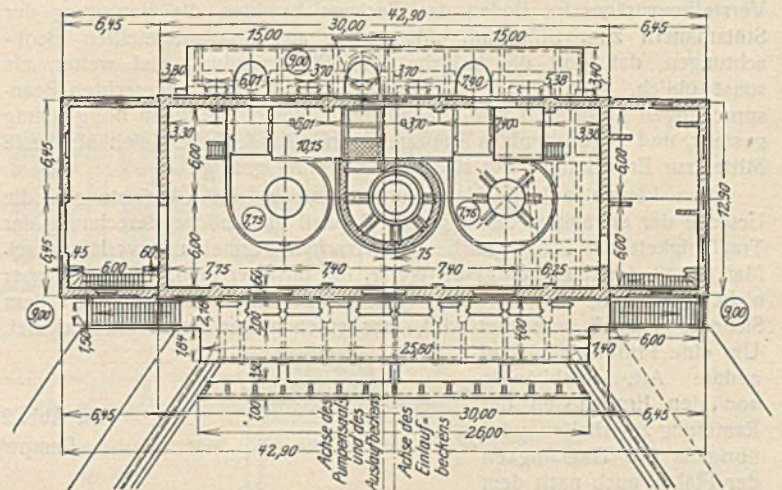


Abb. 25. Bonifica Renana. Pumpwerk Vallesanta. Grundriß des Maschinensaals.

Pumpwerk Vallesanta.

Dieses Pumpwerk für das niedrige Land rechts des Idice zeigt ähnliche Anordnungen, nur sind entsprechend dem kleineren Umfang des Zuflußgebietes bloß drei Pumpen aufgestellt. Bauart und Leistungsfähigkeit sind genau dieselben wie in Sairino, wie sich auch aus Abb. 25 ergibt. Abb. 26 zeigt das fertige Bauwerk. Obwohl nur 5 km von Sairino entfernt, zeigte diese Baustelle doch wieder andere Bodenverhältnisse. Die Schichten sind bis in etwa 11 m Tiefe wesentlich weicher und noch mehr mit Torf durchsetzt; dagegen zeigt sich dann eine Sandschicht von 3 bis 4 m Mächtigkeit, die sich beim Rammen der Pfähle als sehr widerstandsfähig erwies (Abb. 33). Kurz darüber wurde bei jedem Schlag noch ein starkes Ziehen festgestellt, das dann plötzlich stark zurückgeht, also eine gute Tragfähigkeit in Aussicht stellt. Trotzdem ging man bei der Festsetzung der Belastung für einen Pfahl nicht über 28 t hinaus. Im ganzen erhielt dieses Pumpwerk Vallesanta 435 Pfähle von 16 bis 17 m Länge.

Wenn man die Pfählungen der beiden Pumpwerke miteinander vergleicht, hat man folgendes Bild: Bei Sairino ein langsames Zunehmen

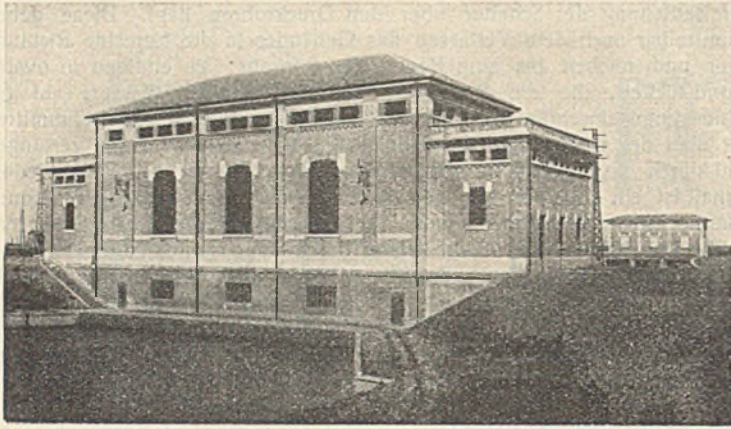


Abb. 26. Bonifica Renana. Pumpwerk Vallesanta. Ansicht gegen den Zulaufkanal.

des Widerstandes, der so weit geht, als man für die Standfestigkeit der Pfähle verlangen muß. Bei Vallesanta hingegen ein beinahe unvermitteltes Festsitzen der Pfahlspitzen, aus dem man auf eine Tragfähigkeit schließen kann, die das Drei- und Vierfache, stellenweise sogar das Fünf- und Sechsfache dessen ergeben würde, was vorgesehen wurde. Um so auffallender ist die Erscheinung, daß beim Anschluß des niedrigen Anbaues des Werkes Salarino im Mauerwerk der Längswand des Hauptbaues ein Riß entstand, der auf eine Setzung der Pfähle unter der äußeren Quermauer des Anbaues schließen ließ, und daß beim Werk Vallesanta, das genau denselben Anbau auf beiden Seiten hat, derselbe Riß sich zeigte, eher noch etwas stärker, und zwar gleichmäßig auf beiden Seiten. Eine Setzung der äußeren Pfähle hätte man bei Salarino durch zu starke Belastung kaum rechtfertigen können, beim Werk Vallesanta aber noch viel weniger. Auch hier hat der seitlich angeschüttete Damm den Ausschlag gegeben, indem tieferliegende Schichten zusammengedrückt und zum seitlichen Ausweichen gebracht wurden. Bei den Stützmauern von Vallesanta zeigte sich eine derartige Bewegung deutlich; sie verschoben sich gegen die Achse des Einlaufbeckens, jedoch ohne Kippen. Gleichzeitig quoll der Boden in der Mitte des Beckens herauf. Es kann das wieder nur durch ein Gleiten auf der gefährlichen Torfschicht gedeutet werden. Kräftige Versteifungsträger im Boden des Beckens brachten die Bewegung der Stützmauern zum Stillstand. Man sieht aus den mitgeteilten Beobachtungen, daß dort die Aufgabe einer Pfahlgründung viel weiter, als sonst üblich, geht. Die Pfähle müssen auch starken wagerechten Beanspruchungen gewachsen sein. Möglichst lange Pfähle, wenn nötig schräg gestellt, und gegebenenfalls kräftige Spundwände haben sich als beste Mittel zur Erreichung einer sicheren Gründung gezeigt.

Man könnte auf die Vermutung kommen, daß Überlastungen die Ursache der erwähnten Setzungen sind, weil die übliche Berechnung der Tragfähigkeit der Pfähle nach der Brixschen Formel unzuverlässig sei. Man erhält damit allerdings oft Werte, die unsicher sind. Man darf aber nicht übersehen, daß bei allen jenen Gründungen meistens mit dem Sicherheitsmaß 3 gerechnet wird, was einen weiten Spielraum bedeutet.

Um eine Prüfung auch auf andere Art, unabhängig von den Ergebnissen der Rammung zu erhalten, wird übrigsens die Tragfähigkeit der Pfähle auch nach dem Verfahren berechnet, das vom Erddruck und von der Reibung ausgeht, nach der Berechnungsweise, wie sie von Dörr und Krey angegeben werden. Eine ganze Reihe früherer Ausführungen, wo irgendwelche Zweifel auftraten, wurden unter Zugrundelegung sehr vorsichtig geschätzter Werte für Böschungswinkel, spez. Gewicht und Reibung nachgerechnet. In keinem Falle hat sich ergeben, daß Pfähle, die nach der Brixschen Formel gute Tragfähigkeiten aufwiesen, nach den anderen Berechnungsweise ungenügend gewesen wären. Es hat sich

sogar mehrfach eine ziemlich gute Übereinstimmung der Ergebnisse gezeigt. Man vergleiche auch den Pfahl von Vallesanta, für den in Abb. 27 das Eindringen beim Rammen dargestellt ist, mit dem im Buche von Krey, S. 133, gerechneten Beispiel; es liegen dort ganz ähnliche Bodenverhältnisse vor, beinahe dieselben Werte für Pfahllänge, Gewicht des Rammbaren und die Fallhöhe. Krey stellt 109 t Tragfähigkeit fest; demgegenüber ergeben sich für den Pfahl von Vallesanta nach der Brixschen Formel bei dreifacher Sicherheit rd. 100 t.

Mit Absicht wurden einzelne bei der Renana und früher in Codigoro vorgekommene Setzungen nicht verheimlicht, weil man daraus erkennt, welche Schwierigkeiten das Problem der Pfahlgründung bieten kann. Von einem Mangel der Pfähle zu sprechen, wäre verfehlt im Vergleich zu den Erfolgen. Man darf ruhig sagen, daß bei den Gründungen in den Bonifiche der gerammte Pfahl allen anderen Gründungsarten überlegen ist, daß nur durch ihn eine sichere Gründung der großen Bauwerke überhaupt möglich war. Da der Pfahl auch wirtschaftlich günstig ist, hat er sich durchsetzen können. Es ergibt sich das schon daraus, daß in 20 Jahren in vier Bonifiche über 8000 Pfähle und Spundbohlen Züblinscher Bauart gerammt wurden, die zusammen eine Länge von beinahe 90 km haben.

III. Bonifica di Crevalcore, Persiceto e S.-Agata.

Ihr Gebiet liegt nordöstlich von Modena; in ihrer Anlage zeigt sie mit der Renana manche Ähnlichkeit. Wir finden wieder zwei der Höhenlage nach getrennte Kanalnetze; das höhere findet natürlichen Abfluß, das tiefere führt sein Wasser bis zum Pump-

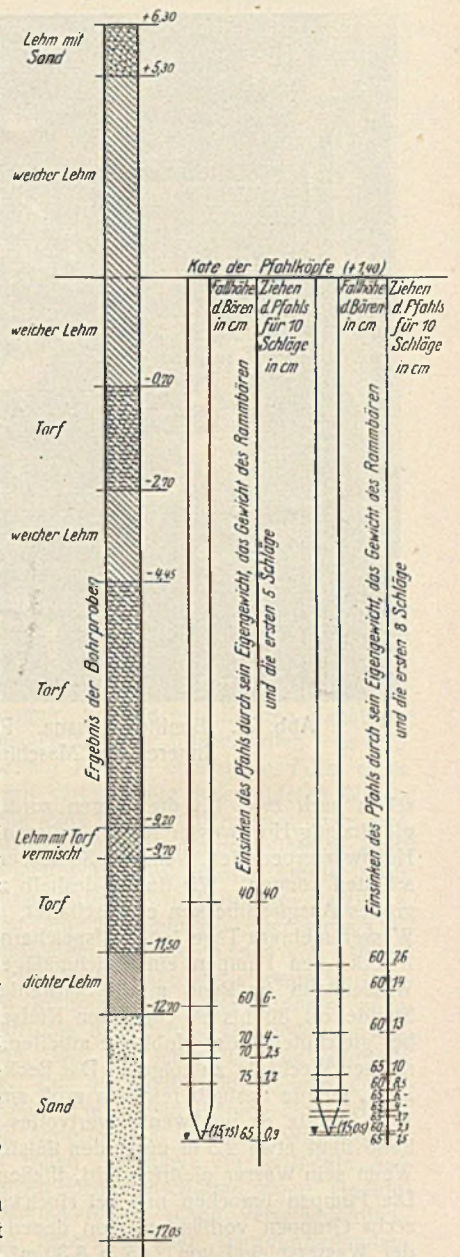
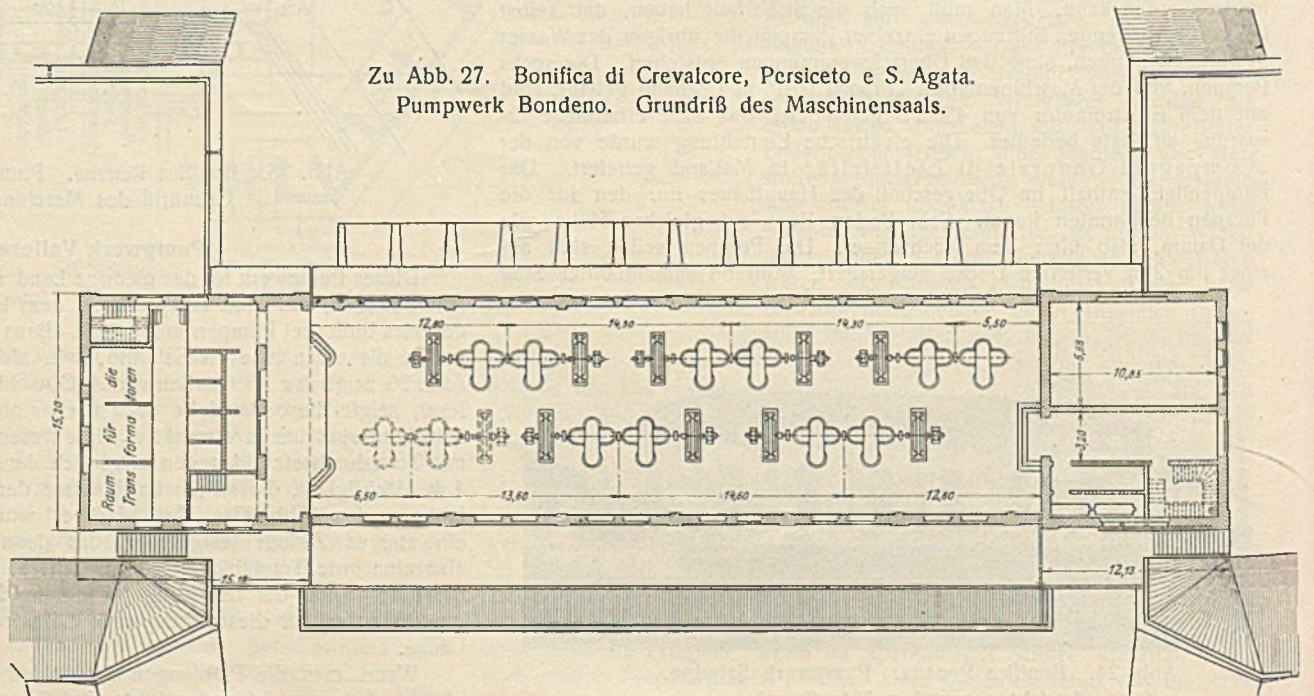


Abb. 27. Bonifica Renana. Ergebnis von Proberammungen beim Pumpwerk Vallesanta.



werk, das in der Nähe von Bondeno am Panaro liegt. Aus Abb. 27 bis 29 ist die Anordnung zu ersehen. Die maschinelle Einrichtung besteht aus sechs doppelten Zentrifugalpumpen, von denen ein Paar erst später aufgestellt werden soll. Im Gegensatz zu den früher beschriebenen Werken finden wir hier Zentrifugalpumpen mit liegender Achse, wie sie sonst namentlich bei kleineren und mittleren Werken verwendet werden; diese Pumpen arbeiten vorteilhafter als die Kreiselpumpen, wenn starke Schwankungen der Hubhöhe und Wassermenge vorkommen. Die Leistungsfähigkeit der Pumpen des Werkes Bondeno beträgt für jede Gruppe 5 m³/Sek. bei 3,50 m Hubhöhe. Die Lieferung der Pumpen geschah durch die Maschinenfabrik Costruzioni Meccaniche Riva in Mailand.

Im linken Flügel des Gebäudes ist die elektrische Einrichtung untergebracht, geliefert von der Firma Tecnomasio italiano Brown Boveri in Mailand. Im rechten Flügel befinden sich der Haupteingang, eine Werkstätte, in den oberen Geschossen Verwaltungs- und Wohnräume. Die Leerlauföffnungen, durch die das Wasser des Kanals bei niedrigem Stande des Penaro von selbst ablaufen kann, sind jeweils rechts und links im Untergeschoß der Flügelbauten angeordnet. Kräftige Flügelmauern schließen die Dämme ab.

Für die Gründung waren ähnliche Verhältnisse maßgebend wie bei der Renana; man brauchte 15 bis 16 m lange Eisenbetonpfähle, im ganzen 630 Stück. Um das Durchsickern von Wasser unter der Grundplatte hindurch zu verhindern, wurden deren Außenkanten an den Längsseiten durch Spundwände abgeschlossen. Der Unterbau bis zur Höhe der

Pumpen, die Flügelmauern und die Decken der Anbauten wurden ganz in Eisenbeton ausgeführt, die Mauern des Hochbaues in Backstein, an den Außenseiten verputzt. Der Pumpensaal wird durch ein Dach mit eisernen Bindern und mit Ziegeldeckung abgeschlossen. Die künstlerische Bear-

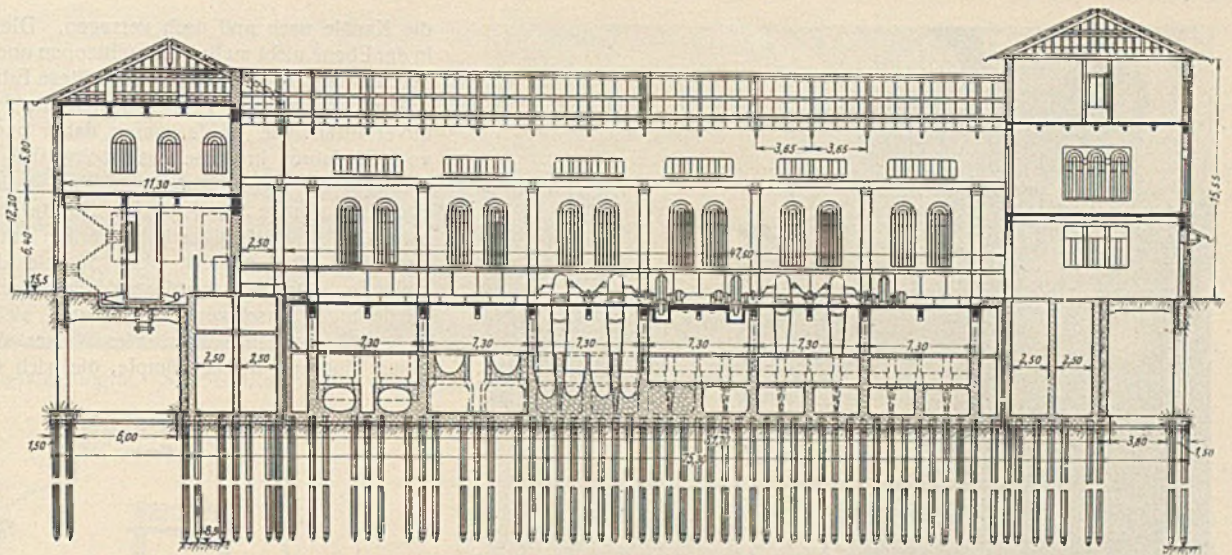


Abb. 28. Bonifica di Crevalcore, Persiceto e S. Agata. Pumpwerk Bondeno. Längenschnitt und Querschnitt.

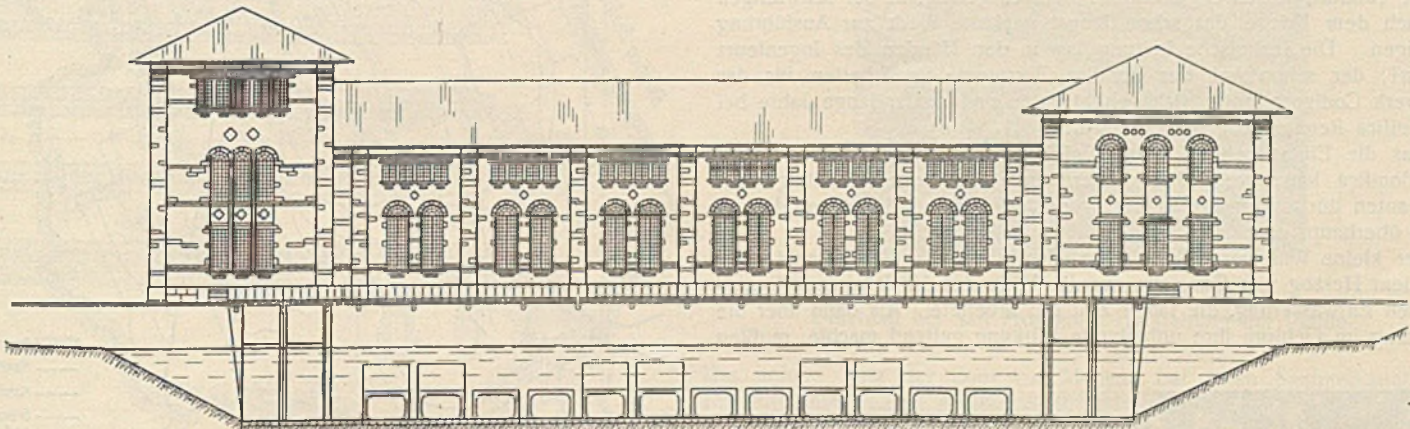
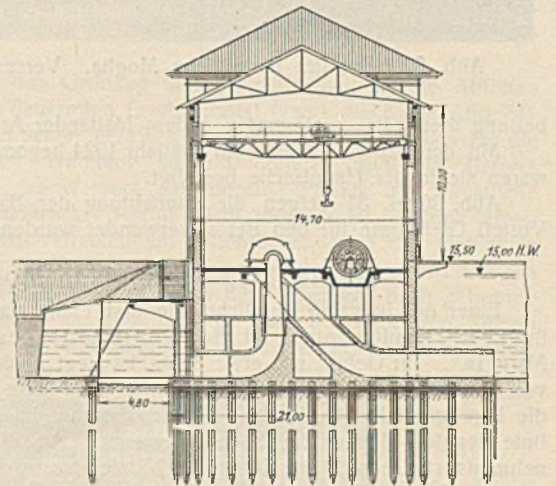


Abb. 29. Bonifica di Crevalcore, Persiceto e S. Agata. Pumpwerk Bondeno. Ansicht gegen den Ablaufkanal.

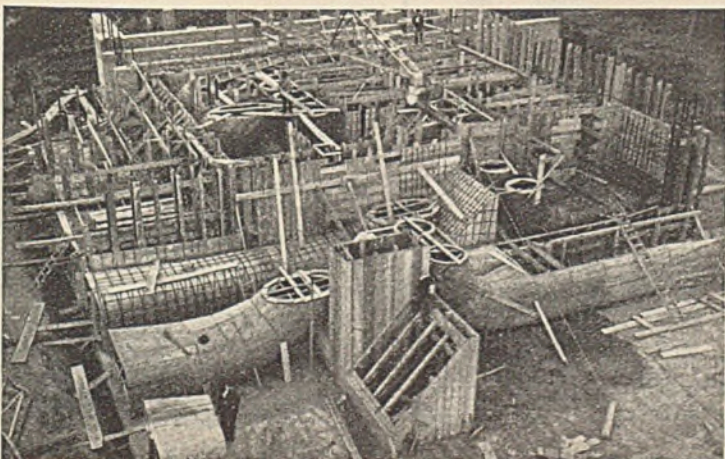


Abb. 30. Bonifica di Crevalcore, Persiceto e S. Agata. Pumpwerk Bondeno. Einschalung der Kanäle.

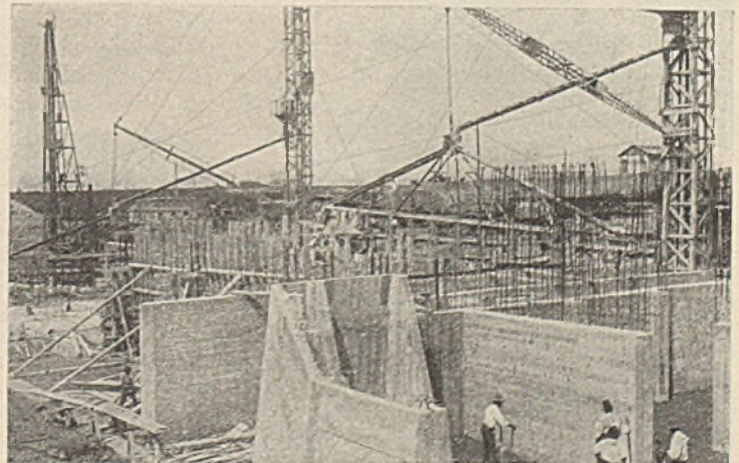


Abb. 31. Bonifica di Crevalcore, Persiceto e S. Agata. Pumpwerk Bondeno. Einrichtung der Baustelle mit Gießtürmen.

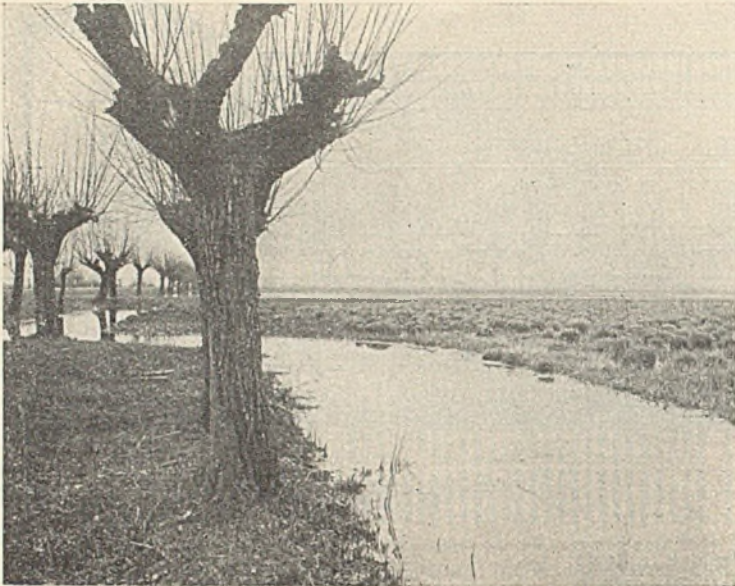


Abb. 32. Bonifica Parmigiana-Moglia. Versumpftes Gebiet.

beitung dieses Baues stammt von dem Mailänder Architekten Faravelli. Mit den Arbeiten wurde im Spätjahr 1924 begonnen, im Frühjahr 1926 waren sie in der Hauptsache beendet.

Abb. 30 u. 31 zeigen die Einrichtung der Baustelle, auf der mit Vorteil Gießtürme für den Beton verwendet wurden.

IV. Bonifica Parmigiana-Moglia.

Einer der jüngsten Bonifiche, die erst einige Jahre nach der Renana ins Leben gerufen wurde, ist die „Bonifica in destra di Parmigiana Moglia“. Ihr Gebiet mit etwa 80000 ha liegt in der Emilia, nordöstlich von Modena. Es wird ungefähr durch die Flüsse Crostolo im Westen, die Parmigiana-Moglia im Norden, den Secchia im Osten und die Bahnlinie Reggio—Modena im Süden begrenzt. An die Spitze des Unternehmens stellte sich der Ingenieur Natale Prampolini, ein Mann von seltener Tatkraft, dessen Organisationstalent es gelang, in der schwierigen Zeit nach dem Kriege das schon längst geplante Werk zur Ausführung zu bringen. Die technische Leitung lag in den Händen des Ingenieurs Pancini, der schon bei der Bonifica Ferrarese die Arbeiten für das Pumpwerk Codigoro unter sich gehabt hatte und später lange Jahre bei der Bonifica Renana tätig gewesen war.

Was die Einfachheit und Großzügigkeit der Anlagen anlangt, wird diese Bonifica kaum von einer andern in Italien erreicht; einige der Kunstbauten dürften zu den hervorragendsten gehören, die es auf diesem Gebiet überhaupt gibt.

Der kleine Wasserlauf Parmigiana-Moglia war der Abzugskanal einer unter dem Herzog von Guastalla um die Mitte des 16. Jahrhunderts ausgeführten Entwässerung, die lange Zeit gut arbeitete. Als dann aber die Abholzung im Gebirge ihre unheilvolle Wirkung geltend machte, mußten



Abb. 33. Bonifica Parmigiana-Moglia. Landschaft in der Gegend von Reggio.

die Kanäle nach und nach versagen. Die Flüsse konnten ihre Geschiebe in der Ebene nicht mehr weiterschleppen und erhöhten dadurch ihr Bett. Beim Secchia kann man feststellen, daß diese Erhöhung in den letzten 100 Jahren 1,30 m ausmachte. Früher kamen die Hochwasserwellen auch nicht so unvermittelt wie heute, waren daher auch bedeutend niedriger. Noch vor 100 Jahren brauchte das Hochwasser des Secchia, um vom Fuße des Gebirges bis zur Schleuse von Bondanello zu gelangen, 1 bis 1½ Tage, heute nur wenige Stunden. Der Schutz des anliegenden Landes erforderte Dämme, die beständig erhöht werden mußten; bei den kleineren Flüssen sind sie 3 bis 4 m hoch, beim Secchia aber stehen sie 8 m über dem Gelände. Dadurch wurde natürlich der Abfluß des Wassers aus den Niederungen erschwert, es bildeten sich nach und nach die „Valli“, d. h. fast das ganze Jahr unter Wasser stehende Flächen. Abb. 32 gibt einen Eindruck dieser Sümpfe, die sich in einer Ausdehnung von etwa

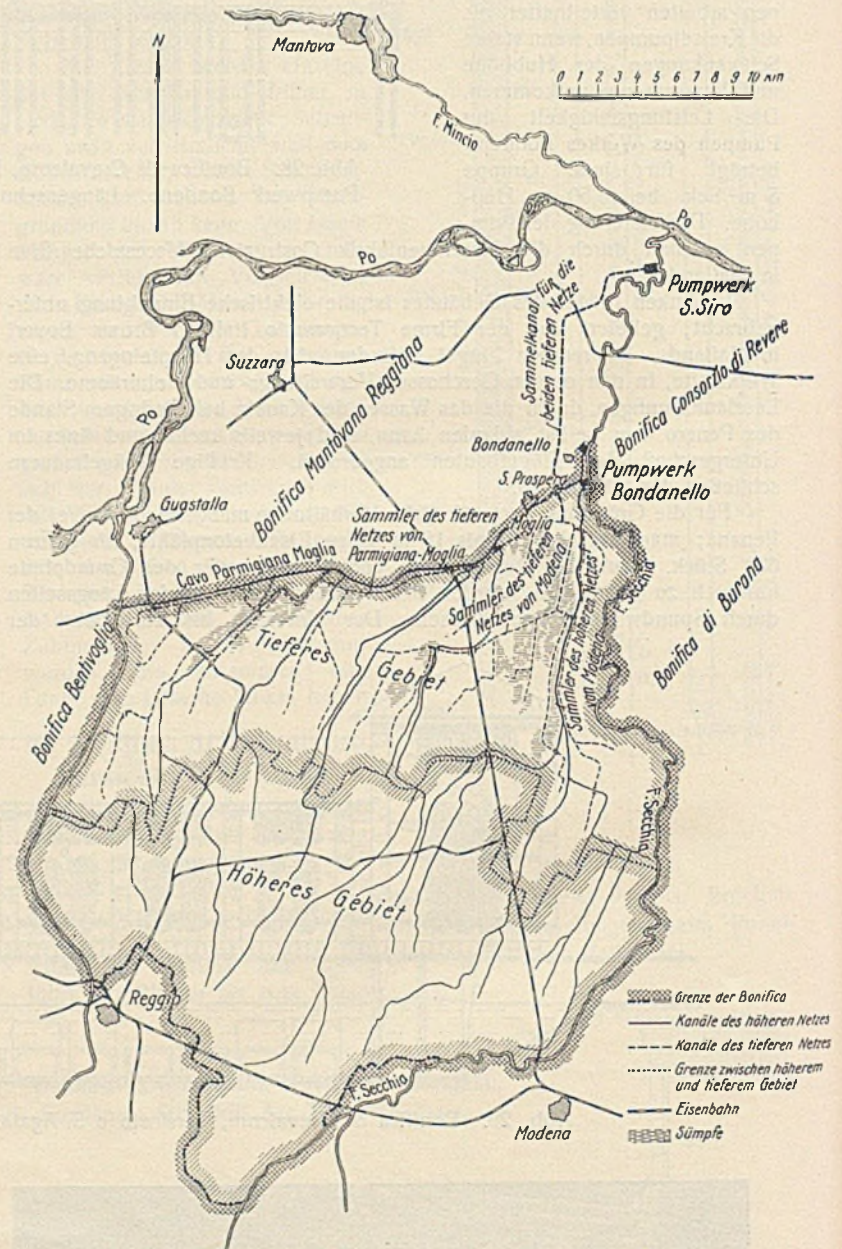


Abb. 34. Bonifica Parmigiana-Moglia. Übersichtskarte.

27000 ha der Parmigiana-Moglia entlang hinzogen. Beinahe unmittelbar daneben, sobald es etwas höher liegt, mutete das Land wie ein üppiger Garten an; es ist eine der fruchtbarsten Gegenden Italiens. Abb. 33 zeigt ihren Reichtum. Auch hier finden wir alle kleinen Flüsse durch die üblichen Schleusen geschützt, die zwar das Hochwasser des Secchia zurückhalten, aber nicht hindern können, daß, wenn gleichzeitig in den Nebenflüssen das Wasser steigt, es sich vor den Schleusentoren staut. Dadurch entstanden jene gefürchteten Überschwemmungen, die im Frühjahr oft die ganze Ernte vernichteten. Noch im Jahre 1921 trat ein derartiges Hochwasser ein, als die Arbeiten der Bonifica schon im Gange waren.

Man hatte ja schon früher verschiedenes versucht, um das Land von Wasser frei zu halten; die Untätigkeit des 18. und 19. Jahrhunderts ließ es aber zu keinerlei einheitlichen und wirkungsvollen Maßnahmen kommen. Was geschah, beschränkte sich meistens auf Unternehmungen der betreffenden Grundbesitzer selber, die ihre eigenen kleinen Wasserhebwerke

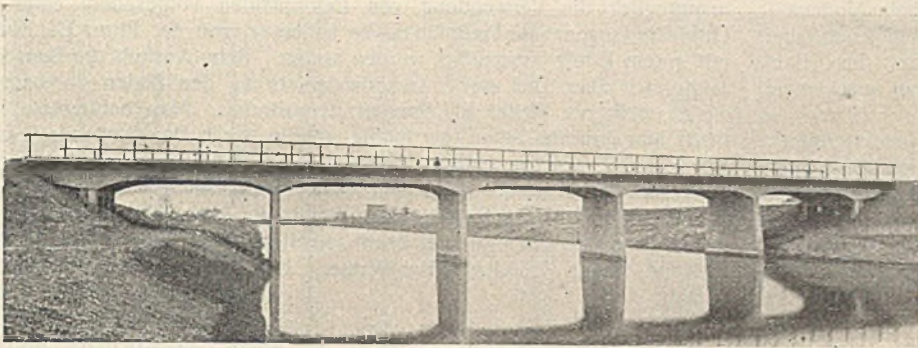


Abb. 35. Bonifica Parmigiana-Moglia. Straßenbrücke über einen Sammelkanal.



Abb. 39. Bonifica Parmigiana-Moglia. Durchlaß bei San Prospero. Einlauf.

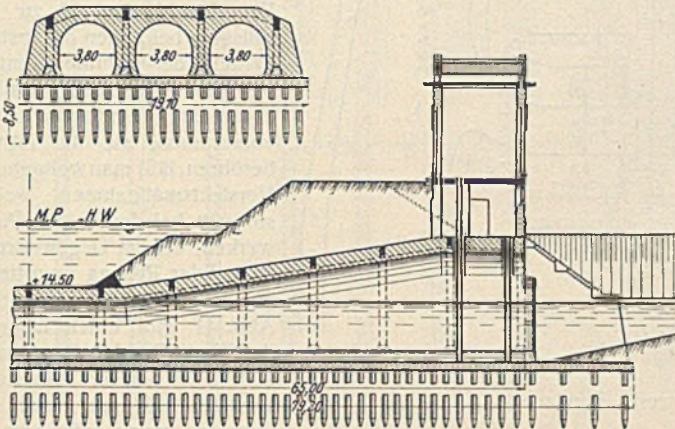


Abb. 37.

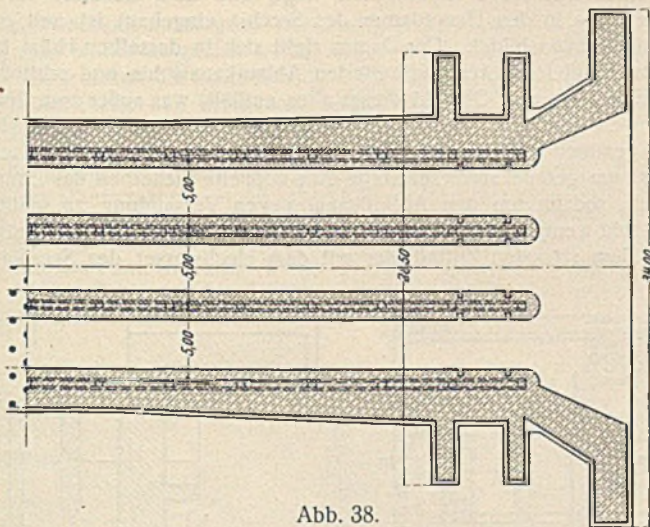


Abb. 38.

Abb. 37 u. 38. Bonifica Parmigiana-Moglia. Durchlaß bei San Prospero. Übersichtszeichnung.

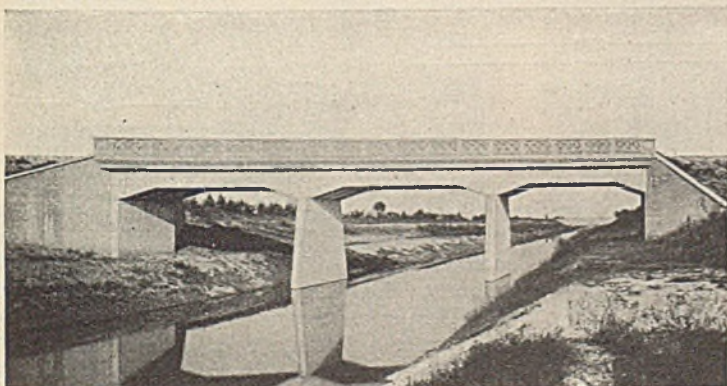


Abb. 36. Bonifica Parmigiana-Moglia. Eisenbahnbrücke bei Rolo über den Sammelkanal der Bonifica (Hauptbahn Modena—Mantova).

aufstellen. Man zählte in jener Gegend deren etwa 160, in allen möglichen Bauarten von der durch einen Esel getriebenen archimedischen Schnecke bis zu der mit einem elektrischen Motor gekuppelten Zentrifugalpumpe. Da jeder auf seine Rechnung entwässerte, blieben die Erfolge ungenügend.

Die Bonifica hat nun Ordnung und Einheitlichkeit in die Abflüsse gebracht und dadurch dauernden Erfolg erzielt (vergl. die Karte Abb. 34). Wir treffen wieder den schon mehrfach erwähnten Grundgedanken für die Entwässerung, nämlich Trennung in ein höheres und ein tieferes Kanalnetz, Sammlung des Wassers auf einzelne Punkte und künstliche Hebung, sobald ein natürlicher Abfluß nicht möglich ist. Durch einen von Süden nach Norden verlaufenden Höhenrücken wird das Gebiet in eine westliche zur Provinz Reggio und in eine östliche zur Provinz Modena gehörende Zone geteilt. Jede erhält zwei der Höhenlage nach getrennte Kanalnetze. Alle Kanäle, die zum höheren Netz der Zone von Reggio gehören, fließen in die Parmigiana-Moglia und durch diese in den Secchia.

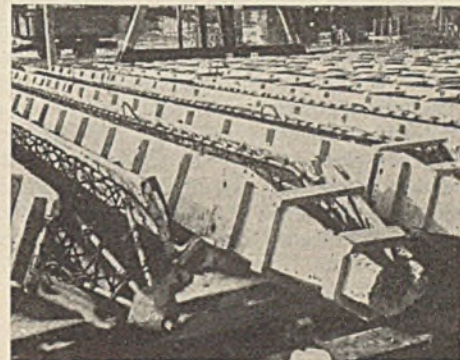


Abb. 40. Bonifica Parmigiana-Moglia. Durchlaß bei San Prospero. Herstellung der Pfähle.

Das höhere Netz der Zone von Modena hat einen Sammelkanal, der zunächst dem Secchia parallel läuft und ihm dann in der nordöstlichen Ecke des Gebietes bei Bondanello zufließt. Bei normalem Wasserstand im Secchia können diese Kanäle von selbst abfließen; wenn er aber steigt, muß die künstliche Hebung eintreten. Ähnlich wurden die Netze für die tieferen Lagen angelegt, je eines für die Gegend von Modena und Reggio. Die Sammelkanäle vereinigen sich in der Nähe der Ortschaft Moglia, der gemeinsame Sammelkanal geht dann unter der Parmigiana-Moglia hindurch, verläßt das Gebiet der Bonifica, geht noch etwa 17 km nördlich, um gegenüber dem Secchia an Gefälle zu gewinnen, und mündet bei San Siro in den Secchia ein. Auch hier muß jedesmal, wenn der Secchia Hochwasser führt, das Wasser des Sammelkanals durch Pumpen gehoben werden.

Das Konsortium führte sämtliche Erdarbeiten für Kanäle und Dämme in eigener Verwaltung aus, ebenso einen Teil der Kunstbauten. Soweit es sich um schwierigere Arbeiten handelt, besonders für größere Eisenbetonkonstruktionen, wurden verschiedene Sonderfirmen zugezogen, u. a. auch die Società Costruzioni e Fondazioni in Mailand, die in den Jahren 1921 bis 1925 mehrere Brücken, verschiedene Gründungen und die beiden Pumpwerke ausführte. Über diese Arbeiten soll im folgendem berichtet werden.

Bei den Straßenbrücken handelte es sich um ganz ähnliche Konstruktionen, wie sie schon bei der Renana beschrieben wurden. Es sind leichte Balkenbrücken mit über mehrere Öffnungen durchgehenden Hauptträgern, deren Gründung mit Eisenbetonpfählen geschah. Abb. 35 zeigt eine dieser Brücken.

Die beiden Eisenbahnbrücken, die eine für die Hauptbahn Modena—Mantova, die andere für die Bahn Ferrara—Suzzara, beide eingleisig, sind ebenfalls Balkenbrücken mit durchgehenden Hauptträgern. Im „Bauingenieur“ 1927, Heft 20, sind darüber einige Mitteilungen erschienen. Abb. 36 zeigt die erste der genannten Brücken bei Rolo.

Durchlaß bei San Prospero. Der Abzugkanal der beiden tieferen Netze geht bei der Ortschaft San Prospero unter der Parmigiana-Moglia hindurch. Es ist das der größte Durchlaß der ganzen Anlagen, in dem sich zwei der wichtigsten Kanäle kreuzen. Der Querschnitt des Durchlasses, der für einen Wasserdurchfluß von etwa 45 m³/Sek. vorgesehen ist, beträgt an der engsten Stelle 42 m², die ganze Länge 65 m. Ein-

ursprünglich die Verwendung von Betonpfählen vorgesehen, einer Art Ortpfähle, sogenannte Preßpfähle, die anderswo von der Firma Ed. Züblin mit gutem Erfolg ausgeführt worden waren. Beim Aushub der Baugrube zeigte sich aber, daß starke Grundwasserströme den Boden durchzogen, die an mehreren Stellen als Sprudel hervortraten. Man befürchtete, der frisch eingebrachte Beton der Pfähle könnte durch das fließende Wasser ausgewaschen werden, und ging daher zu den gewohnten gerammten Pfählen über. Im ganzen wurden deren 960 Stück in einer durchschnittlichen Länge von 8,50 m benötigt. Schwierigkeiten machte der starke Andrang des Grundwassers, das sich durch Pumpen kaum bewältigen ließ. Die Baugrube stand während langer Perioden unter Wasser. Die Ramme, eine Halbachsische Universalramme, mußte daher von einem fahrbaren Unterwagen aus arbeiten. Abb. 40 veranschaulicht den Werkplatz für die Herstellung der Pfähle.

Pumpwerk Bondanello. Der Secchia gehört zu den Flüssen, bei denen die Instandhaltung der Dämme unmittelbar der Staatsbauverwaltung untersteht. Wenn Neubauten vorkommen, die die Dämme berühren, läßt man weitgehende Vorsichtsmaßnahmen walten, so auch bei den beiden Pumpwerken, die im Gegensatz zu denen der Renana unmittelbar an den Fluß gebaut wurden. Abb. 41 gibt einen Lageplan des Werks Bondanello, dem das andere bei San Siro, abgesehen von der größeren Anzahl der Pumpen, genau entspricht.

Die Anlage besteht aus zwei Gebäuden, dem Maschinenhaus mit den Pumpen, das etwas landeinwärts liegt, und dem Gebäude für die Schleusen, das in den Hauptdamm des Secchia eingebaut ist und einen Bestandteil davon bildet. Der Damm zieht sich in derselben Höhe längs des zum Ausgleichbecken verbreiterten Ablaufkanals hin und schließt an das Pumpenhaus an. Obwohl dieses alles enthält, was außer zum Betrieb der Pumpen auch zum Schutze des dahinterliegenden Landes gegen Hochwasser genügen würde, hat man dennoch die Schleusen vorgesehen. Zunächst um gerade an dieser Stelle eine doppelte Sicherheit des Damms zu haben, sodann um den Abflußkanal gegen Versandung zu schützen. Es sind wenige Tage im Jahr, an denen die Pumpen arbeiten müssen, nur bei dem stärksten Zufluß, der mit dem Hochwasser des Secchia zu-

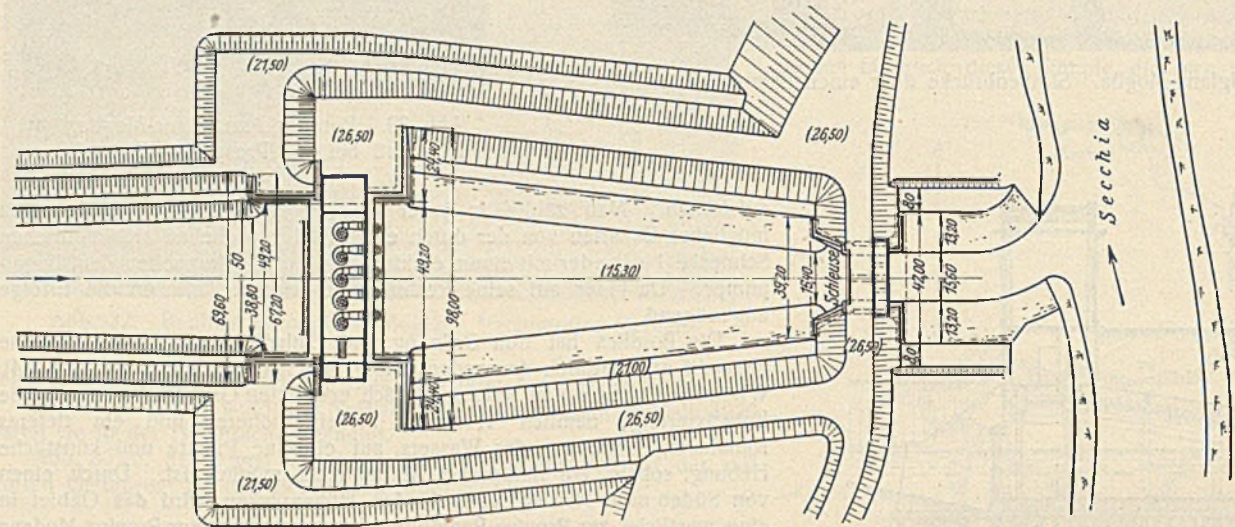


Abb. 41. Bonifica Parmigiana-Moglia. Lageplan des Pumpwerks Bondanello.

und Auslauf können durch eiserne Schütze geschlossen werden, zu deren Aufnahme in geöffnetem Zustande die Aufbauten vorgesehen sind, die auch die Antriebsmaschinen enthalten. Zur Veranschaulichung geben wir einige Bilder, und zwar in Abb. 37 die Übersichtszeichnung, in Abb. 38 eine Ansicht des Einlaufs. Es dürfte auffallen, daß nur die Pfähle und die Grundplatte in Eisenbeton ausgeführt wurden, nicht aber der ganze Aufbau. Die Breite des Bauwerks hätte sich, wenn in Eisenbeton konstruiert, bedeutend verringert, und damit auch das ganze von den Pfählen aufzunehmende Gewicht. Die Entscheidung darüber lag nicht bei der ausführenden Firma, die zur Durcharbeitung eines geeigneten Vorschlages bereit gewesen wäre. Die dem Konsortium vorgesetzte Behörde hatte den Bau in der Form, die dann zur Ausführung kam, schon

Die Anlage besteht aus zwei Gebäuden, dem Maschinenhaus mit den Pumpen, das etwas landeinwärts liegt, und dem Gebäude für die Schleusen, das in den Hauptdamm des Secchia eingebaut ist und einen Bestandteil davon bildet. Der Damm zieht sich in derselben Höhe längs des zum Ausgleichbecken verbreiterten Ablaufkanals hin und schließt an das Pumpenhaus an. Obwohl dieses alles enthält, was außer zum Betrieb der Pumpen auch zum Schutze des dahinterliegenden Landes gegen Hochwasser genügen würde, hat man dennoch die Schleusen vorgesehen. Zunächst um gerade an dieser Stelle eine doppelte Sicherheit des Damms zu haben, sodann um den Abflußkanal gegen Versandung zu schützen.

Es sind wenige Tage im Jahr, an denen die Pumpen arbeiten müssen, nur bei dem stärksten Zufluß, der mit dem Hochwasser des Secchia zu-

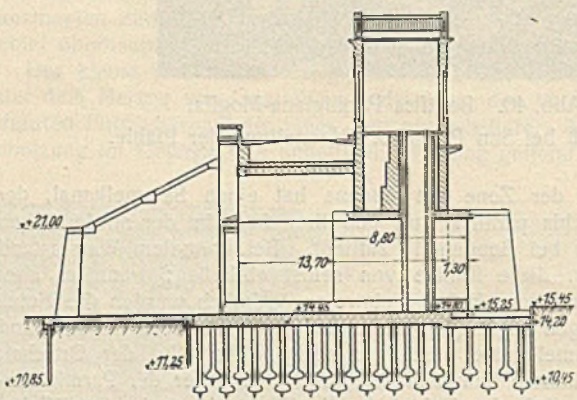
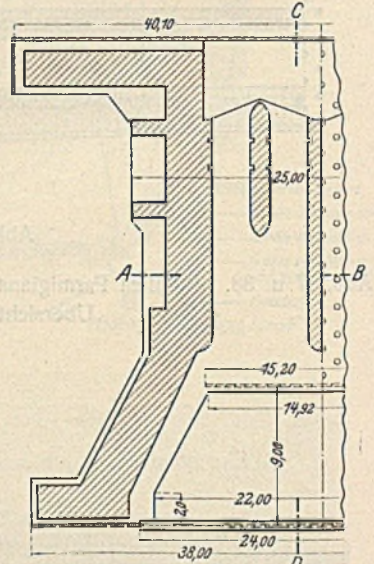
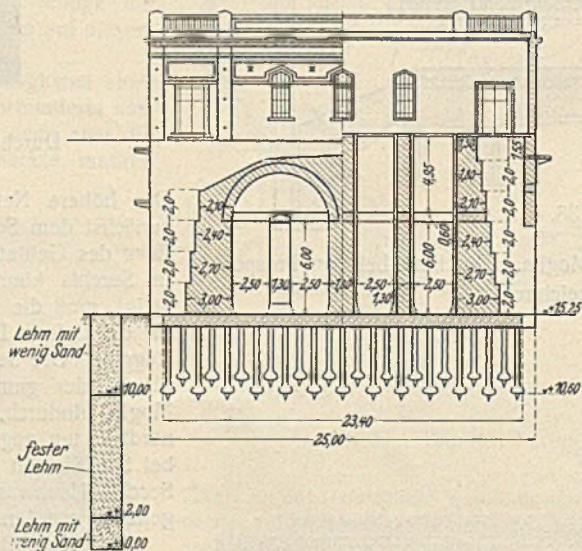


Abb. 42. Bonifica Parmigiana-Moglia. Schleuse bei Mondine. Übersichtszeichnung.



genehmigt; eine Abänderung hätte uncrwünschte Zeitverluste mit sich gebracht. Dazu kam, daß das Konsortium, das selbst eine Ziegelei betrieb, Wert darauf legte, beim Bau seine einheimischen Leute zu beschäftigen. In jenen Jahren kam es mehrfach vor, daß große Arbeiten nicht so durchgeführt wurden, wie es die neuzeitlichen Hilfsmittel im Interesse der Wirtschaftlichkeit ermöglicht hätten. Lediglich um der Arbeitslosigkeit zu steuern, wurden verschiedene Kanäle von Hand ausgehoben, während große Bagger bereitgestanden hätten. Der Durchlaß von San Prospero bot noch genug Arbeit in Eisenbeton; die Grundplatte allein umfaßte rund 1000 m³ Beton mit etwa 50 000 kg Eisen. Außerdem erhielt der Aufbau noch mehrere Rippen zur Versteifung. Für die Gründung war

sammientrifft. Der Sammelkanal des Netzes von Modena kann etwa 26 m³ Wasser führen, dazu kann zeitweise ein Teil des Wassers der Parmigiana-Moglia kommen, das durch einen Verbindungskanal ebenfalls dem Pumpwerk Bondanello zugeleitet werden kann. Demgegenüber steht eine Leistungsfähigkeit der fünf Pumpen von zusammen 33 m³/Sek. Das Ausgleichbecken zwischen Pumpen und Schleuse ist allerdings klein, so daß es sich in kurzer Zeit füllen muß, wenn die Pumpen bei geschlossenen Schleusentoren voll arbeiten. Ein stärkerer Ausgleich liegt in den Sammelkanälen selbst, die den Zufluß von zwei Tagen aufspeichern können. Das entspricht ungefähr der Zeit, in der meistens das Hochwasser im Secchia wieder zurückgeht. Es hat noch ein Grund mitgesprochen, kein größeres

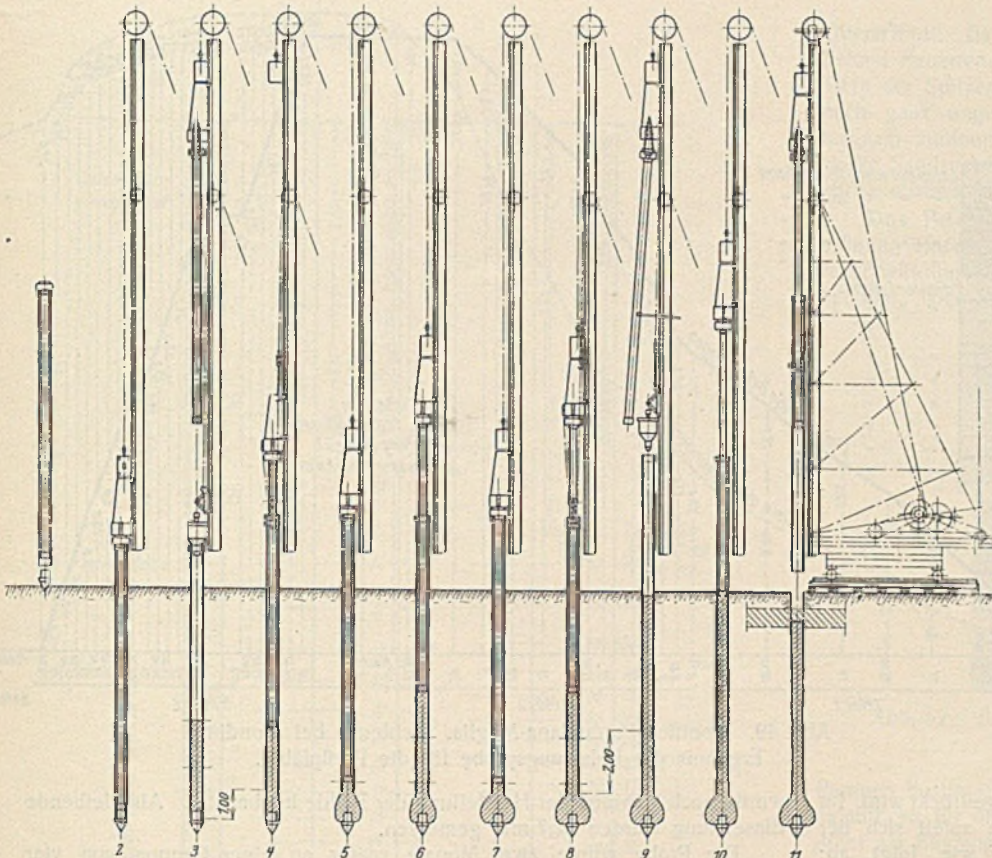


Abb. 43. Bonifica Parmigiana-Moglia. Schleuse bei Mondine. Arbeitsvorgang für die Preßpfähle.

Ausgleichbecken anzulegen: Der Boden jener Gegend ist sehr fruchtbar, und man wollte möglichst wenig davon der Bebauung entziehen.²⁾

Wir schicken die Beschreibung der Schleuse³⁾ voran. Auf einer durchgehenden Platte aus Eisenbeton erhebt sich der in Backsteinmauerwerk

²⁾ Während dieser Aufsatz schon im Druck war, im März 1928, traten in der unteren Po-Ebene außergewöhnliche Hochwässer ein, die vielfach schwere Überschwemmungen verursachten. Bei mehreren Bonifica zeigte sich, daß die Kanalnetze ungenügend waren. Die Bonifica Parmigiana konnte des Hochwassers ohne Schwierigkeiten Herr werden, allerdings mußten die Pumpen beider Werke 14 Tage lang ununterbrochen arbeiten.

³⁾ Die Schleuse der Anlage von Bondanello wird gewöhnlich als „Schleuse bei Mondine“ bezeichnet.

ausgeführte Oberbau mit zwei überwölbten Durchlaßöffnungen von je 6,30 m l. W. Der Abschluß wird durch zwei Stemmtore bewirkt, die sich selbsttätig schließen, wenn im Secchia das Wasser steigt. Außerdem können eiserne Schütze die Öffnungen abschließen. Zu ihrer Unterbringung und für die zu ihrer Bewegung dienenden Maschinen ist der Aufbau vorgesehen. Das Gewölbe bildet gleichzeitig eine Brücke für die Straße, die auf der Dammkrone dem Fluß entlang läuft. Einzelheiten s. aus der Übersichtszeichnung Abb. 42.

Von Belang ist die Gründung des Bauwerks. Sie hat auch die Aufgabe, jeden Durchfluß von Wasser unter der Grundplatte hindurch zu verhindern. Es kann vorkommen, daß im Secchia das Wasser um 8 m höher steht als im Auslaufbecken. Da das Schleusenhaus auf Pfählen steht, tritt keine unmittelbare Pressung des Bodens durch die Grundplatte, also keine Verdichtung der oberen Schichten ein. Man schützte daher, obwohl der vorwiegend lehmige Boden keine Neigung zu Durchsickerungen zeigte, die Platte durch drei Reihen von Spundwänden. Die erste Reihe, 5 m tief, steht längs der äußeren Kante der Grundplatte und umfaßt noch deren verlängerte Flügel unter den Stützmauern. Eine zweite Spundwand mit 3 m Tiefe wurde längs der Innenkante der Fundamentplatte gerammt. Eine dritte, ebenfalls 3 m tiefe Spundwand kam in eine Linie, die in der Flucht der inneren Flügelmauern liegt. Bei dieser dritten Reihe wurden die Köpfe der Spundbohlen durch einen kräftigen Holm verbunden.

Für die Gründung wurden die früher genannten Preßpfähle verwendet. Bohrproben hatten festgestellt, daß der Boden zunächst aus weichem, mit Sand vermischem Lehm besteht, der zwar in 3 bis 4 m Tiefe etwas dichter wird, aber erst bei 13 m jene Zähigkeit erreicht, die man für gerammte Pfähle für notwendig hält. Bei im Boden selbst ausgeführten Pfählen,

deren Tragfähigkeit zum größten Teil auf der Reibung beruht; konnte man rechnen, daß ihre Länge nicht mehr als 6 bis 7 m zu betragen brauche. Bei einer Gesamtzahl von 345 Pfählen und dem niedrigeren Einheitspreis bedeuteten die Preßpfähle eine nennenswerte Einsparung. Ausspülung durch Grundwasser war hier nicht zu befürchten. Ebenso waren Erscheinungen wie in der Bonifica Renana, die durch das Gleiten ganzer Schichten die Pfähle hätten beschädigen können, ausgeschlossen.

Die Herstellung der Preßpfähle wird durch die schematische Zeichnung Abb. 43 veranschaulicht. Wie bei ähnlichen Verfahren werden eine betonierte kegelförmige Pfahlspitze, ein eisernes Vortreibrohr und ein Rammstößel benutzt. Die Eigenart besteht darin, daß mittels des Stößels auf den eingefüllten Beton gerammt wird, der so durch das Rohr

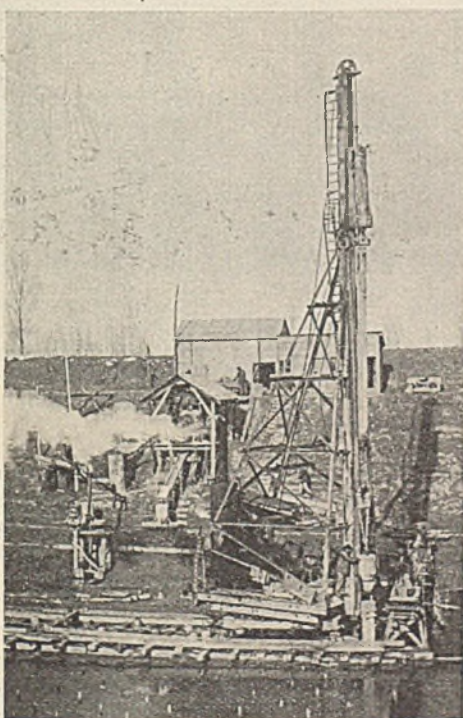


Abb. 45. Bonifica Parmigiana-Moglia. Schleuse bei Mondine. Herstellung der Preßpfähle.

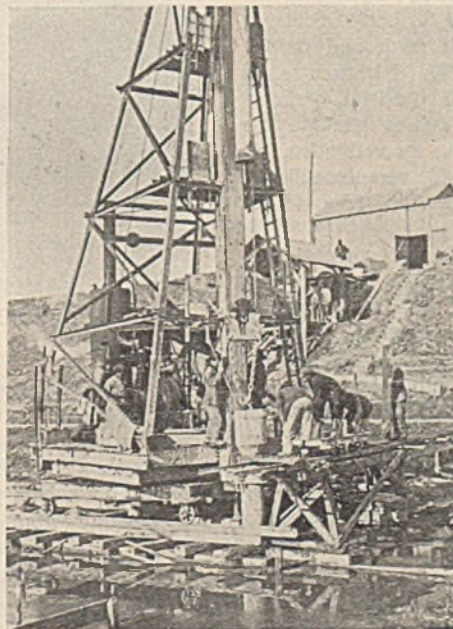


Abb. 44. Bonifica Parmigiana-Moglia. Schleuse bei Mondine. Herstellung der Preßpfähle. Aufsetzen des Füllkübels.

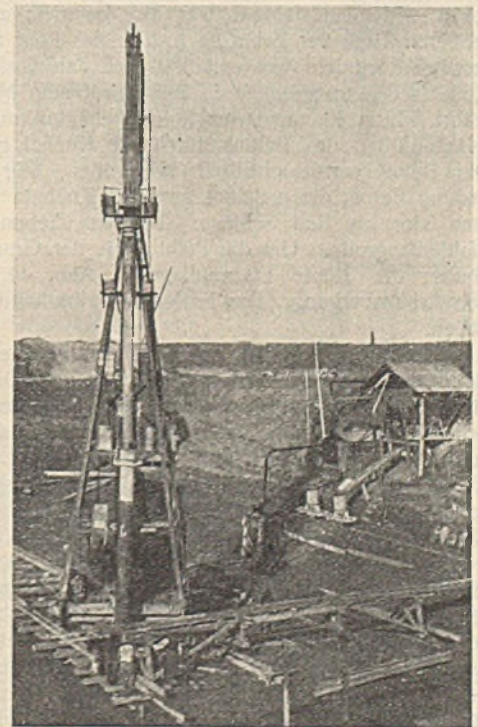


Abb. 46. Bonifica Parmigiana-Moglia. Schleuse bei Mondine. Herstellung der Preßpfähle.

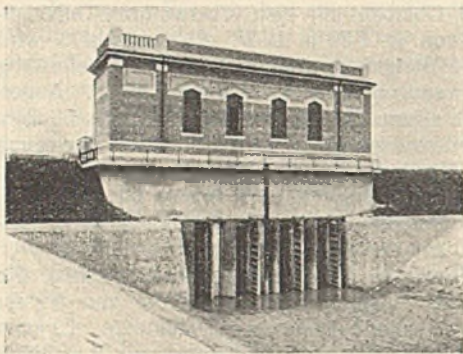


Abb. 47. Bonifica Parmigiana-Moglia. Schleuse bei Mondine. Ansicht gegen den Zulaufkanal.



Abb. 48. Bonifica Parmigiana-Moglia. Schleuse bei Mondine. Ansicht gegen den Ablaufkanal.

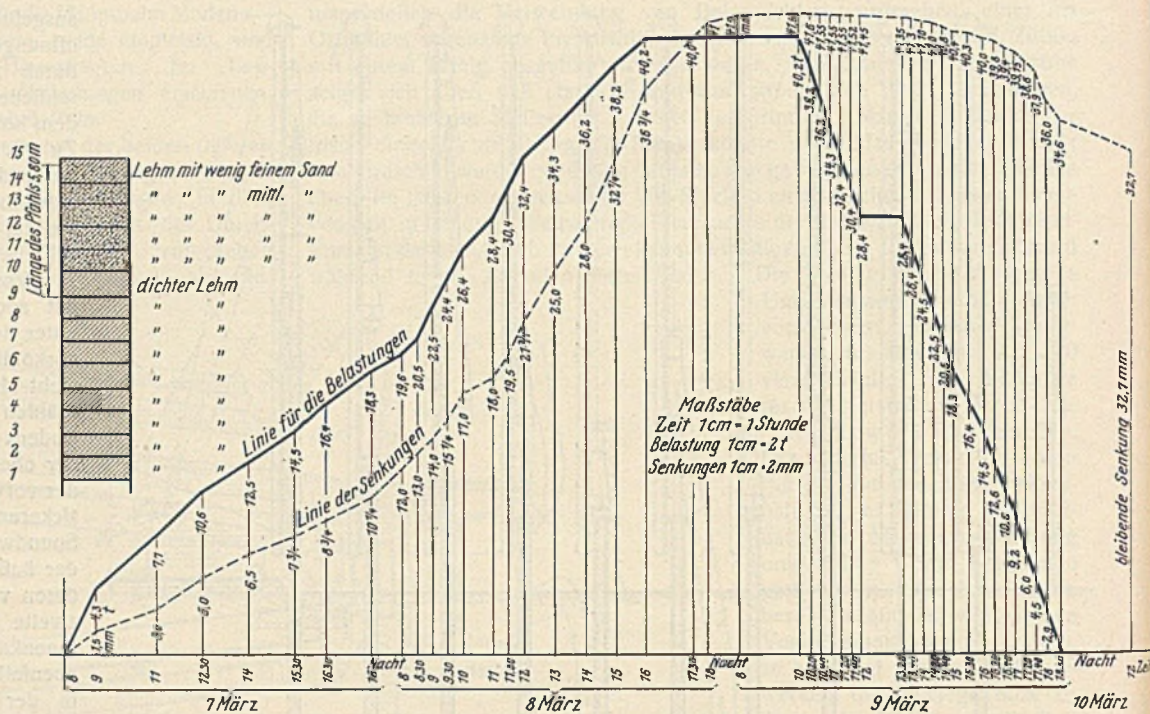


Abb. 49. Bonifica Parmigiana-Moglia. Schleuse bei Mondine. Ergebnis der Belastungsprobe für die Preßpfähle.

hindurchgedrückt wird. Im einzelnen spielt sich der Vorgang wie folgt ab: Pfahlspitze, Vortreibrohr und Stößel werden gerammt (Nr. 1 u. 2 der Abb. 43). Der Stößel wird hochgezogen, und durch einen Knebel füllt man Beton in das Rohr. Diese Knebel werden auf besonderen Wagen von der Mischmaschine herbeigefahren und durch die Winde der Ramme auf das Rohr gesetzt, wobei der Beton sich durch ein Kegelventil im Boden entleert. Die Menge des Betons hängt davon ab, ob und wie groß man die Fußverbreiterung machen will (3). Das Rohr wird sodann etwas hochgezogen (4), der Stößel wieder eingeführt und gerammt. Dadurch tritt der Beton unten aus dem Rohr heraus und bildet die Fußverbreiterung, die durch Wiederholung des Vorgangs vergrößert werden kann (5, 6, 7). Das Rohr wird sodann vollständig mit Beton gefüllt und herausgezogen.

Bei den ersten Pfählen zeigte sich, daß der Boden in einer Tiefe von 5,5 m widerstandsfähiger war als darunter; zudem setzte sich in der größeren Tiefe der Lehm so fest an das Rohr an, daß sein Herausziehen erschwert wurde. Man entschied sich daher, allen Pfählen die Länge von 5,50 bis 6,00 m zu geben. Die getroffenen Maßnahmen haben sich bewährt. Zum Rammen des Rohrs genügten meistens 30 bis 40 Schläge; das Einfüllen des Betons durch die Knebel geschah rasch und sauber. Der Beton wurde plastisch verarbeitet. Für das Durchdrücken einer Ladung Beton, die meistens aus drei Knebeln zu 150 l bestand, brauchte man vier bis fünf Schläge. Für das Ziehen des Rohres genügte die Pfahlaufzugrolle. Um die Pfähle mit der Grundplatte zu verbinden, erhielten die Köpfe Eiseneinlagen. Abb. 44, 45, 46 veranschaulichen den Arbeitsvorgang. Das fertige Bauwerk wird durch Abb. 47 u. 48 gegeben.

Eine Probelastung sollte zeigen, ob die Pfähle der vorgesehenen Belastung von 25 bis 28 t gewachsen waren. Die Ergebnisse der an einem einzelnen Pfahl vorgenommenen Belastung sind aus Abb. 49 ersichtlich. Schon kurz nach dem Beginn der Belastung fängt der Pfahl an zu sinken, zunächst ziemlich im Verhältnis zur Belastung. Bei 18 t Auflast, die am Abend des ersten Tages erreicht ist, beträgt die Einsenkung 10 mm; während der Nacht fällt starker Regen und erhöht etwas das Gewicht der Kieslast; gleichzeitig geht auch die Einsenkung langsam weiter. Am zweiten Tag wird die Belastung gesteigert, wobei die Senkung wieder ziemlich gleichmäßig zunimmt. Bei rd. 40 t muß die weitere Belastung eingestellt werden, weil die Vorrichtung nicht mehr zuläßt. Die Einsenkung hat 36 mm erreicht, geht aber noch etwas weiter, bis am Morgen des dritten Tages der Biegemesser 41,6 mm angibt. Man beginnt mit der Entlastung, kann aber zunächst kaum einen Rückgang der Senkung feststellen. Erst wenn die Belastung auf rd. 28 t zurückgegangen ist, beginnt eine Hebung des Pfahles, die auch nach vollständiger Entlastung noch einige Zeit anhält. Der zähe Lehmboden hatte das Bestreben, wieder in seine ursprüngliche Lage zurückzukehren; diese Erscheinung

wurde auch während der Herstellung der Pfähle beobachtet. Als bleibende Einsenkung wurden 32,7 mm gemessen.

Die Probe wurde zwei Monate später an einer Gruppe von vier Pfählen wiederholt mit einer Auflast von 120 t. Zwei Tage nach Belastung betrug die Senkung 31 mm; in drei weiteren Tagen stieg sie aber nicht mehr. Zwei Tage nach völliger Entlastung wurden als bleibende Senkung 24 mm festgestellt. Das Ergebnis war also ungefähr dasselbe wie bei der ersten Probe.

Eine Senkung des ganzen Gebäudes um 2 bis 3 cm, wie man sie auf Grund der Probelastung erwarten konnte, hätte für den Betrieb nichts ausgemacht, solange sie gleichmäßig stattfand. Man wollte auch darüber Gewißheit haben, wollte ferner etwaige Senkungen künstlich vor

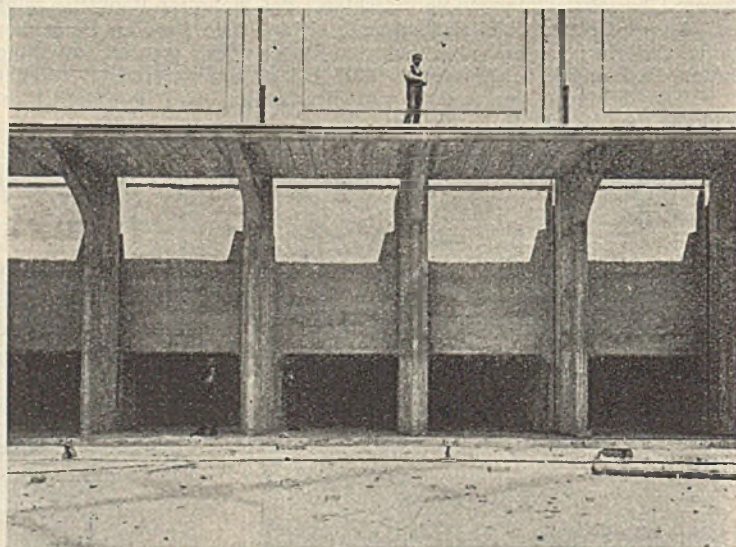


Abb. 51. Bonifica Parmigiana-Moglia. Pumpwerk Bondanello. Einlauföffnungen.

Vollendung des Baues herbeiführen. Als die Mauern bis zur Höhe der Kämpfer gestiegen waren, füllte man die Leerräume durch Backsteine und Kies an, was ungefähr der tatsächlichen Belastung des fertigen Baues gleichkam. Durch Nivellierinstrumente wurde das Verhalten der Gründung geprüft; es konnte jedoch nirgends eine Einsenkung festgestellt werden. Die gesamte Gründung arbeitete also wesentlich günstiger als einzelne Pfähle.

Es war interessant festzustellen, wie in demselben Boden sich gerammte Pfähle verhielten. Man wollte Anhaltspunkte über die Länge und Tragfähigkeit der zum Maschinenhaus benötigten Pfähle bekommen. Es ist nur wenig von der Schleuse entfernt und hat dieselben Bodenverhältnisse. Man rammt also an der Baustelle der Schleuse zwischen die gepreßten Pfähle zwei solche der gewöhnlichen Bauart mit fünfeckigem

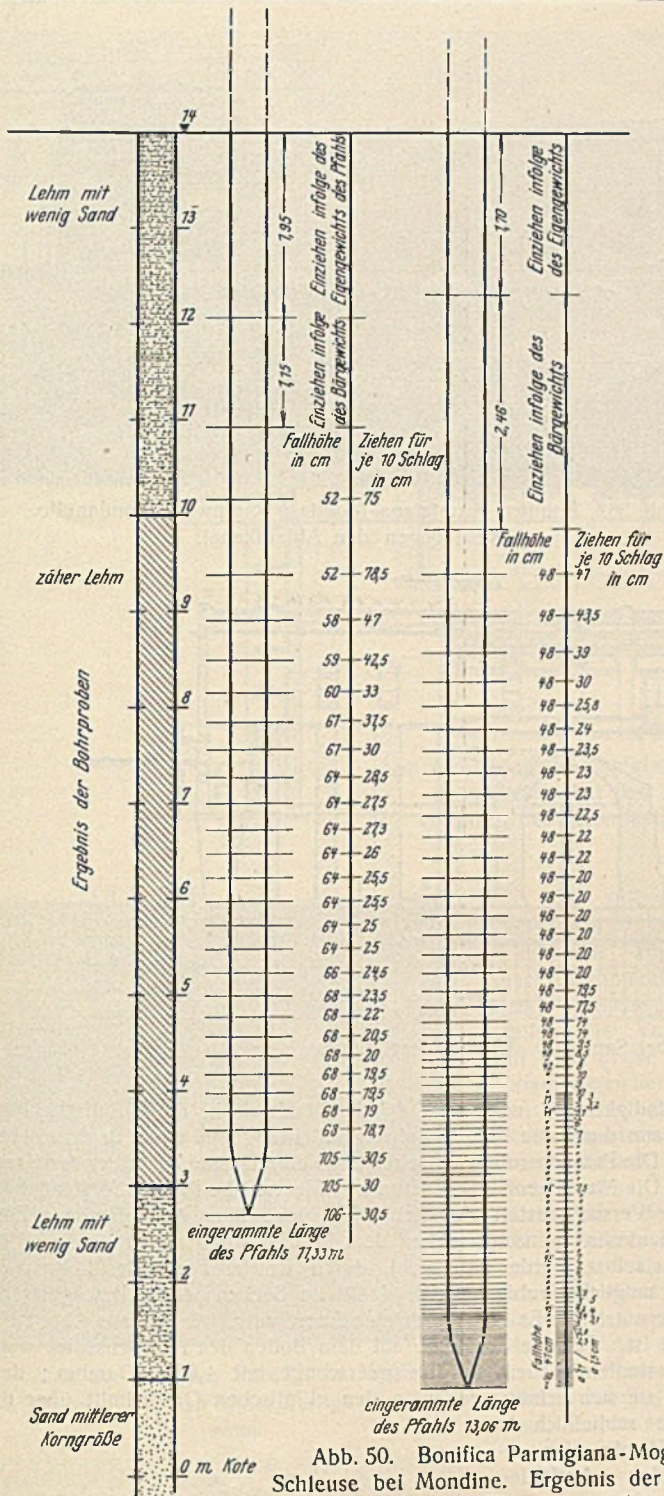


Abb. 50. Bonifica Parmigiana-Moglia. Schleuse bei Mondine. Ergebnis der Probe-rammung von Eisenbetonpfählen.

Querschnitt. Es bot sich so ein willkommener Vergleich zwischen den beiden Bauarten. Abb. 50 zeigt die Ergebnisse dieser Rammung; in der Tiefe der Spitzen der Preßpfähle angelangt, zeigen die gerammten Pfähle noch ganz ungenügenden Widerstand, der auch in größerer Tiefe nur langsam zunimmt und erst etwa 13 m unter der Grundplatte, wo eine starke Sandschicht beginnt, rasch steigt und damit auf ein sicheres Festsitzen schließen läßt.

Das Pumpenhaus des Werkes Bondanello ist in seiner Anordnung einfach und zweckmäßig und auch in seiner äußeren Erscheinung recht wirkungsvoll. Die Gliederung in drei Teile ist schon äußerlich erkennbar. Der Mittelbau, der quer vor dem Zulaufkanal steht, ist für die

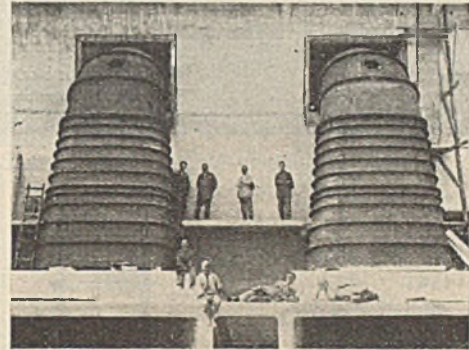
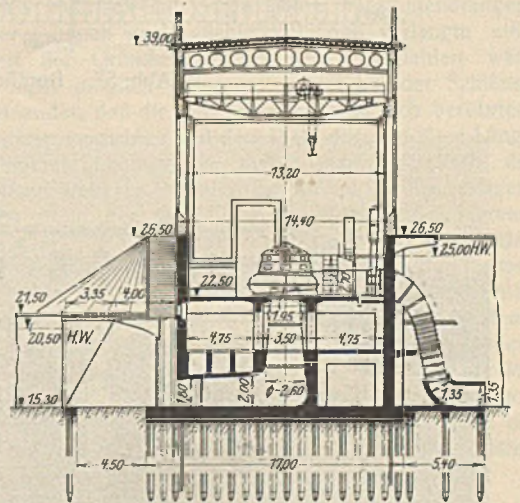


Abb. 52. Bonifica Parmigiana-Moglia. Pumpwerk Bondanello. Ausläufe der Rohre.

Pumpen bestimmt; der erhöhte Anbau links, dem eine Starkstromleitung zuläuft, ist für die elektrische Einrichtung vorgesehen. Der rechte Flügel dient als Eingang und enthält außerdem Verwaltungs- und Wohnräume.

Die fünf Pumpen nehmen mit ihren Rohren und Antriebsmaschinen den ganzen Raum des großen Saales im Erdgeschoß ein. Es sind Kreiselpumpen, deren jede sekundlich 6,60 m³ Wasser auf eine Höhe von 5 m heben kann. Sie sind unmittelbar mit den Antriebsmotoren gekuppelt, deren jeder bei 105 Umdrehungen 610 PS entwickelt. Die Einläufe der Saugkanäle liegen unmittelbar über der Grundplatte; sie nehmen die ganze Breite des Mittelbaues ein. Es sind zehn Öffnungen von 3,50 auf 1,80 m, deren Größe durch Abb. 51 veranschaulicht wird. Je zwei der Einläufe vereinigen sich zu einem Saugkanal; der ursprünglich rechteckige Querschnitt nimmt nach innen entsprechend der zunehmenden Wasser-



Zu Abb. 53. Querschnitt.

Zu Abb. 53. Schnitte durch die Flügelmauern.

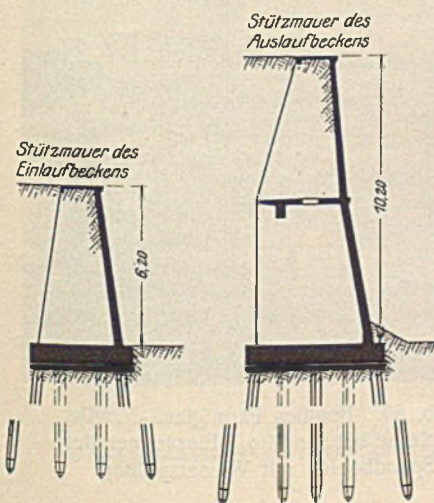
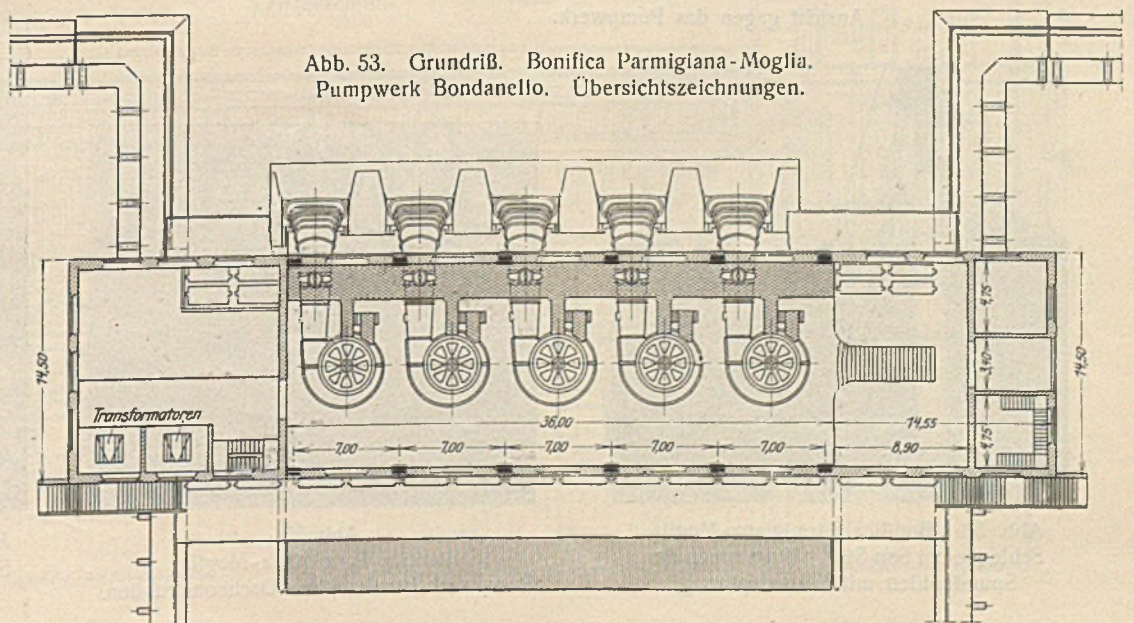


Abb. 53. Grundriß. Bonifica Parmigiana-Moglia. Pumpwerk Bondanello. Übersichtszeichnungen.



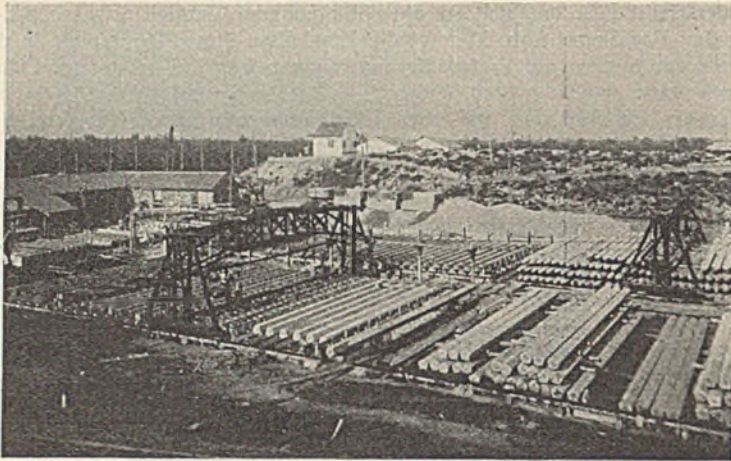


Abb. 54. Bonifica Parmigiana-Moglia. Pumpwerk Bondanello. Lager fertiger Pfähle.

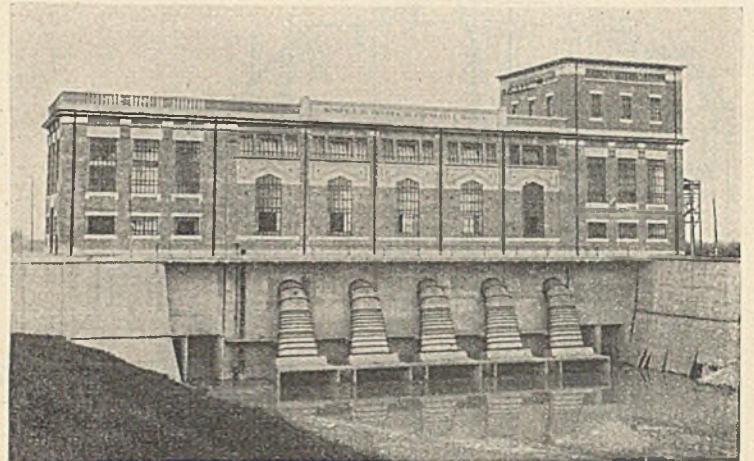


Abb. 56. Bonifica Parmigiana-Moglia. Pumpwerk Bondanello. Ansicht gegen den Ablaufkanal.

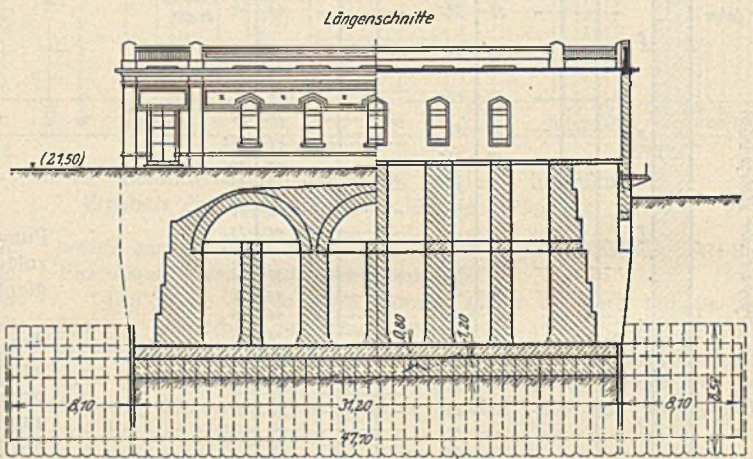
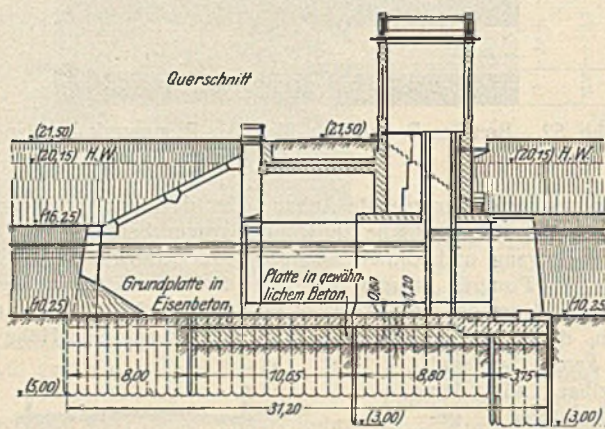


Abb. 57. Bonifica Parmigiana-Moglia. Schleuse bei San Siro. Übersichtszeichnung.

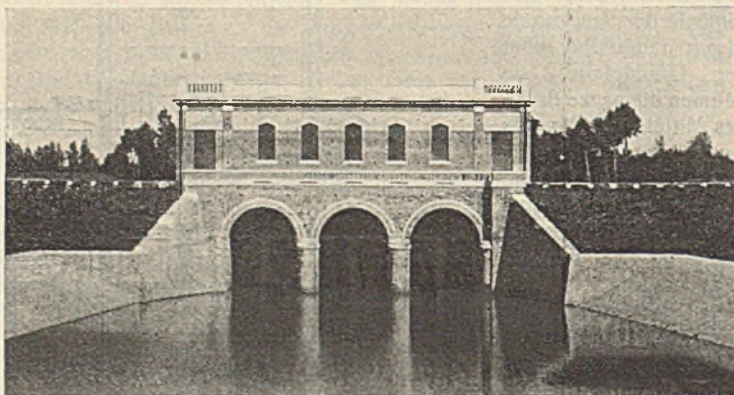


Abb. 61. Bonifica Parmigiana-Moglia. Schleuse bei San Siro. Ansicht gegen das Pumpwerk.

geschwindigkeit ab und geht dabei allmählich in die elliptische Form über, dann durch ein Knie in lotrechte Richtung und damit in ein eisernes Rohr. Die Pumpen ruhen auf einer schweren Decke 7 m über der Kanalsohle. Die Maschinenfabrik Costruzioni Meccaniche Riva in Mailand hatte in ihrer Versuchsanstalt eingehende Versuche über die günstigste Form der Ablaufrohre gemacht; neben dem Einfluß auf den Wirkungsgrad der Pumpen selbst wurde untersucht, durch welche Form des Rohres das Wasser möglichst ruhig austritt, damit im Becken wenig Bewegung des Wassers entsteht. Es ergab sich eine Anordnung, wie sie aus Abb. 52 zu ersehen ist. Solange die Rohre auf dem Boden des Pumpensaales waagrecht verlaufen, haben sie Kreisquerschnitt mit 1,65 m Durchm.; dann senken sie sich schräg, gehen in den elliptischen Querschnitt über und münden schließlich in trichterförmig sich erweiternden Ausläufen aus Eisenbeton.

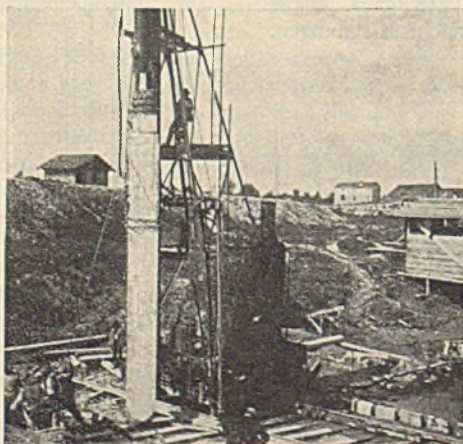


Abb. 58. Bonifica Parmigiana-Moglia. Schleuse bei San Siro. Einrammen der Spundbohlen mit Wasserspülung.



Abb. 55. Bonifica Parmigiana-Moglia. Pumpwerk Bondanello. Dachkonstruktion.

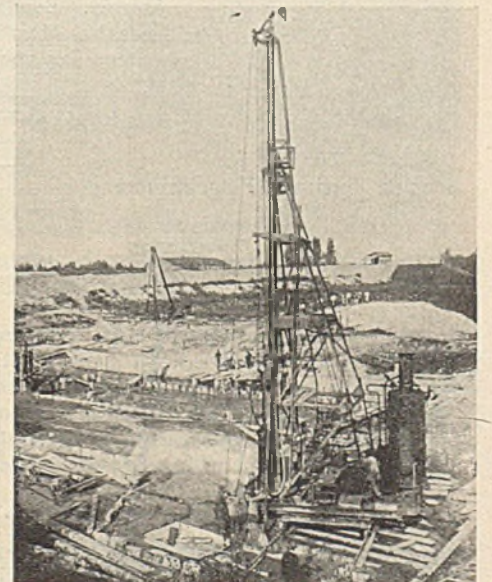


Abb. 59. Bonifica Parmigiana-Moglia. Schleuse bei San Siro. Einrammen der Spundbohlen mit Wasserspülung.

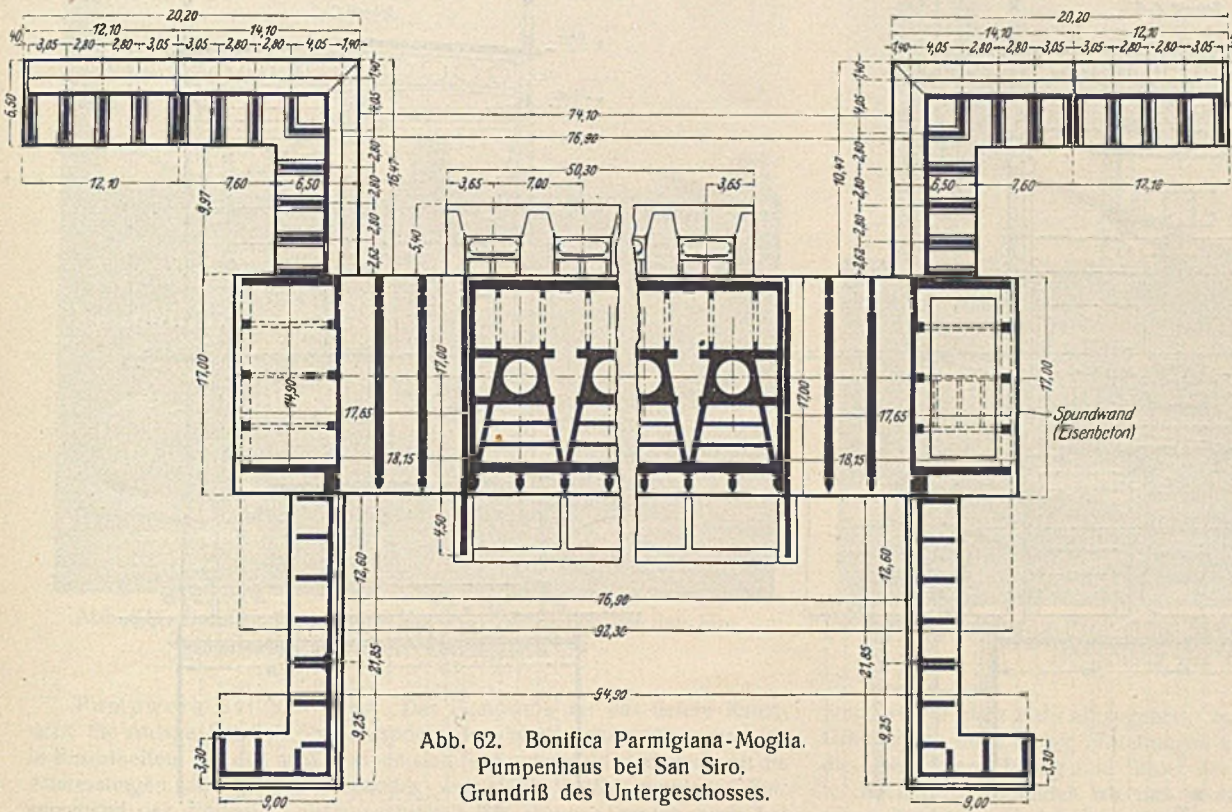


Abb. 62. Bonifica Parmigiana-Moglia. Pumpenhaus bei San Siro. Grundriß des Untergeschosses.

Untergeschoß der Flügelbauten. Es sind je zwei Öffnungen von 2,75 auf 4 m vorgesehen. Deren Abschluß geschieht, wenn die Pumpen in Wirksamkeit treten, durch doppelte eiserne Schütze, die, wenn hochgezogen, im Erdgeschoß der Anbauten stehen. Im Notfall können die Kanäle ebenso wie die Einläufe zu den Pumpen durch Dammbalken abgeschlossen werden, für die entsprechende Schlitzte ausgespart wurden.

Den ganzen linken Flügel nimmt die elektrische Einrichtung ein; der Strom kommt mit der Spannung von 65000 V an und wird auf 6500 V umgeformt. Die beiden Transformatoren stehen im Erdgeschoß. Die Lieferung geschah durch die Compagnia Generale di Elettricità in Mailand.

Je zwei Flügelmauern schließen die Dämme gegen den Kanal ab, entsprechend den Wasserständen betragen die Höhen der Mauern 6,20 m auf der oberen und 11,20 m auf der unteren Seite.

Bei der Schleuse, die nur etwa 170 m entfernt ist, hatte man Gelegenheit, sich mit dem

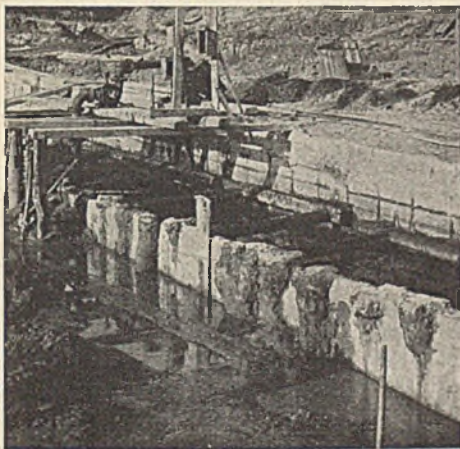
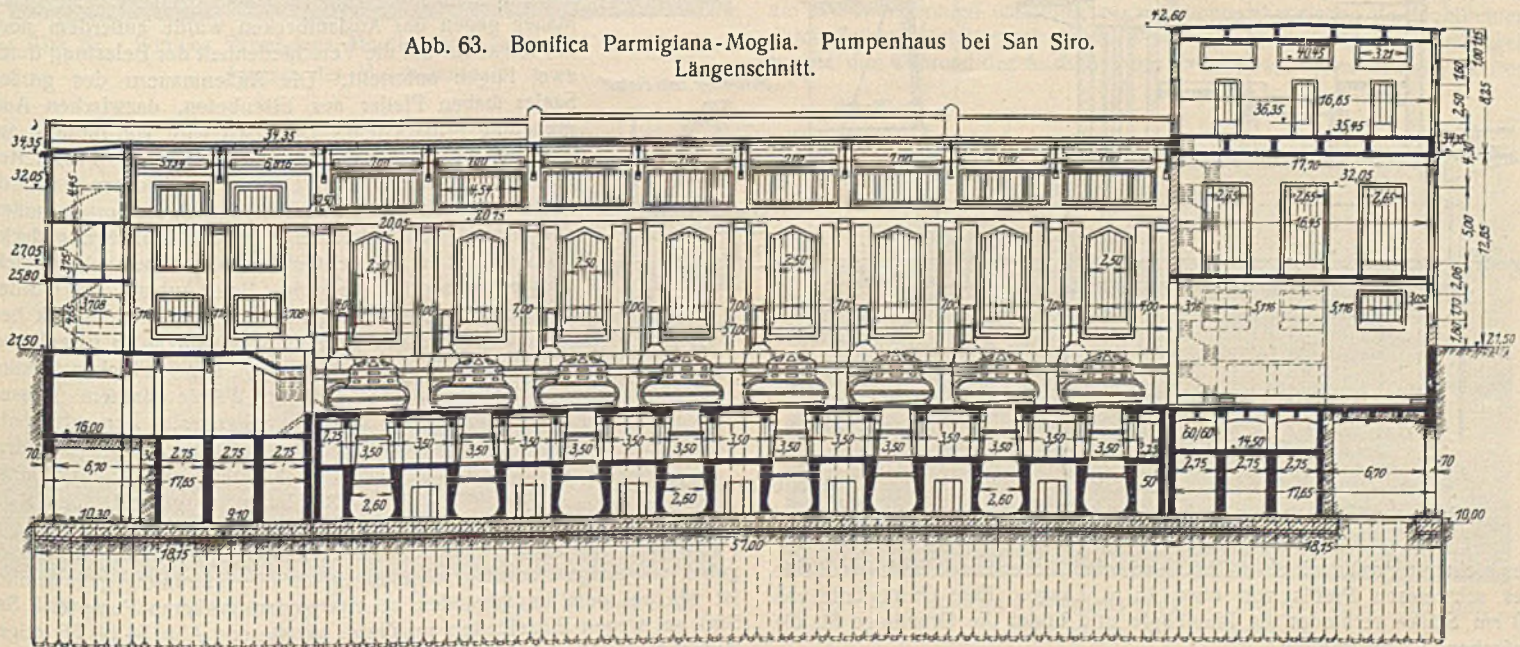


Abb. 60. Bonifica Parmigiana-Moglia. Schleuse bei San Siro. Fertige Spundwand.

Ein äußerer Steg gegen das Einlaufbecken 4 m weit auskragend, macht die Einläufe zugänglich. Seitliche Treppen stellen die Verbindung mit dem Platze auf den Dammkronen her. Gegen den Auslauf sind zwei Bedienungsstege angeordnet, die auf die ganze Länge des Gebäudes durchgehen; der untere soll die Rohre zugänglich machen und sie stützen, der obere dient zur Verbindung der Dammkronen. Die Leerläufe, durch die das Wasser zu normalen Zeiten von selbst abfließen kann, liegen seitlich im

Boden vertraut zu machen. Es könnte die Frage auftauchen, warum man nicht auch beim Pumpenhaus Preßpfähle verwendet hat, deren Ergebnis doch befriedigend war. Das Maschinenhaus hat bedeutend größere Lasten, die sich mehrfach auf engen Raum zusammendrängen. Die Empfindlichkeit der Pumpen gegen Schiefstellungen verlangte eine viel größere Sicherheit der Gründung. Bei den Preßpfählen wäre eine engere Stellung nicht möglich gewesen; schon bei der Schleuse standen sie so eng beieinander, daß die Fußverbreiterungen sich berührten. Selbst wenn man auf diese verzichten und dem Pfahl durch größere Länge eine vermehrte Tragfähigkeit geben wollte, mußte man befürchten, die schon fertigen Pfähle beim weiteren Rammen des Rohres zu beschädigen. Ganz abgesehen davon hätte der zähe Lehm am Rohr dessen Herausziehen bedeutend erschwert. Man gab den Pfählen des Pumpenhauses durchschnittlich 30 t zu tragen, obwohl man auf Grund des Ergebnisses der Probepfähle hätte höher greifen können. Wider Erwarten traf man an einigen Stellen einen plötzlichen Wechsel im Widerstande des Bodens. Beinahe unmittelbar neben Pfählen, die mehr als erforderlich festsaßen, gab es solche, die zu stark zogen. Das strichweise Auftreten dieser Stellen mit schlechterem Baugrund ließ auf die auswaschende Wirkung von Grundwasserströmen schließen. An den betreffenden Stellen mußten die Pfähle entsprechend vermehrt werden. Der ganze Bau erhielt 678 Pfähle

Abb. 63. Bonifica Parmigiana-Moglia. Pumpenhaus bei San Siro. Längenschnitt.



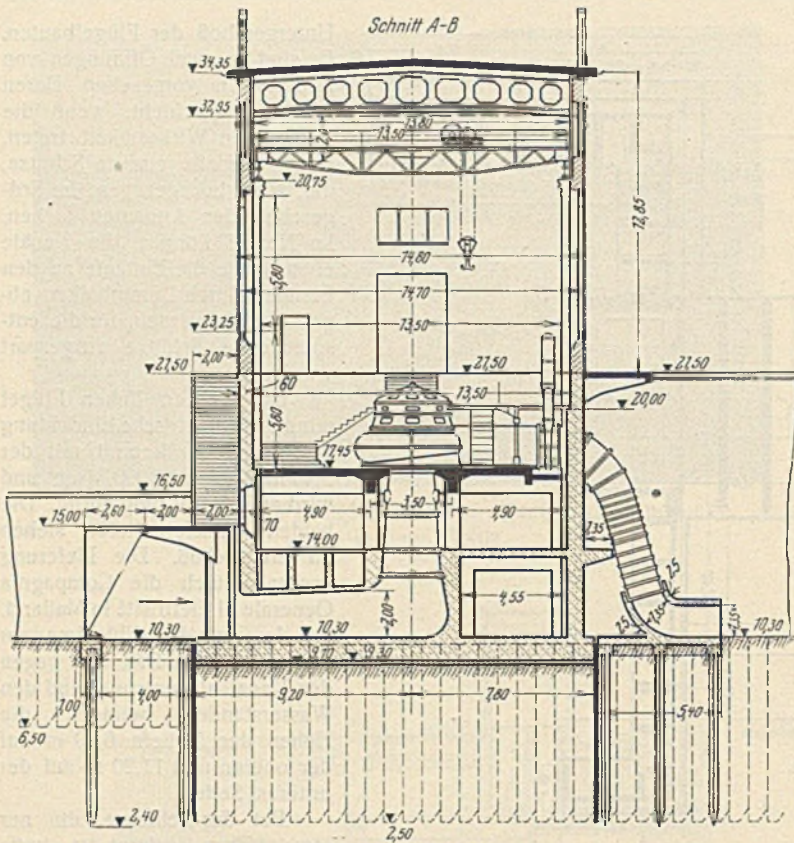


Abb. 63a. Bonifica Parmigiana-Moglia. Pumpenhaus bei San Siro. Querschnitt durch den Pumpensaal.

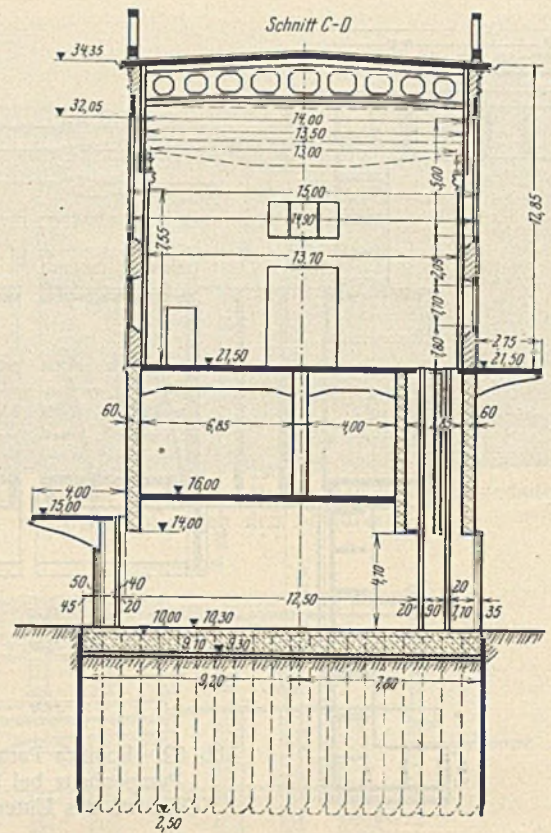


Abb. 63b. Querschnitt durch den linken Flügel.

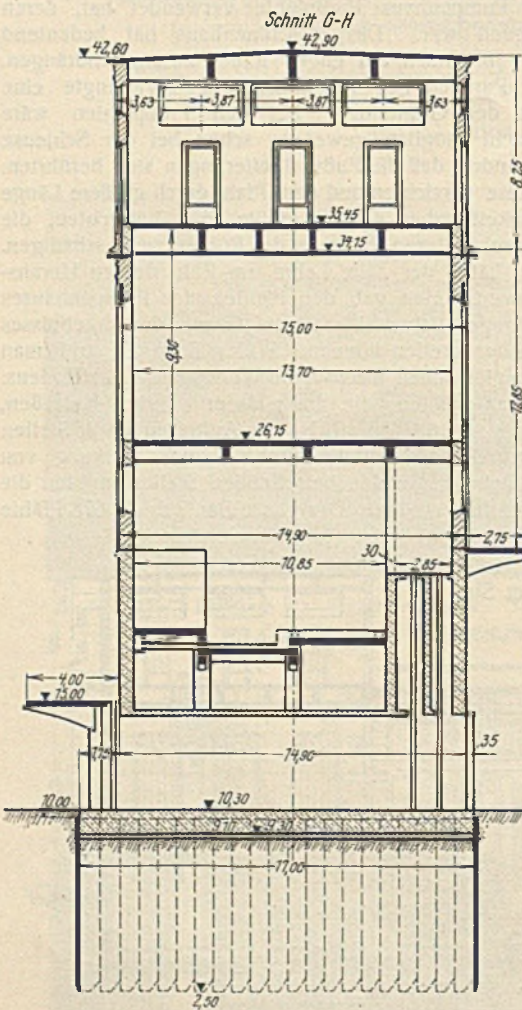


Abb. 63c. Querschnitt durch den rechten Flügel.

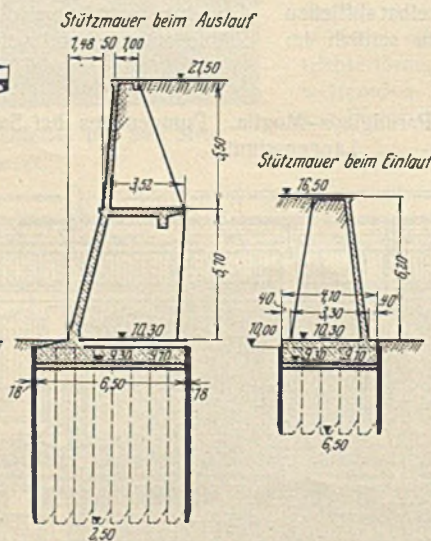


Abb. 63d. Querschnitt der Stützmauern.

Wie bei der Schleuse und den früher beschriebenen Bauwerken der Renana mußte auch hier verhindert werden, daß bei starkem Unterschiede der Wasserstände ein Durchsickern unter der Grundplatte eintrete. Je eine Spundwand von 5 m Höhe unter den äußeren Längswänden wurde bis in eine undurchlässige Schicht gerammt, um alle etwaigen Wasseradern abzuschneiden. Die Maßnahme war durchaus am Platz; denn später wurde mehrfach ein Durchsickern an den Seiten um die Spundwände herum festgestellt; es waren allerdings nur sehr unbedeutende Wassermengen; immerhin erkannte man daran die gute Wirkung der Spundwände. Bei den Pfählen bestätigten sich frühere Erfahrungen in bezug auf ihre Fähigkeit, wagerechte Kräfte aufzunehmen. Bei der Abnahme der Anlage, als im Ablaufbecken das Wasser etwa 9 m höher stand als im Zulaufkanal, verschob sich der Mittelbau wagerecht um etwa 4 mm, um nach Entlastung wieder vollständig in seine ursprüngliche Stellung zurückzukehren. Auch bei der oberen Stützmauer wurde eine geringe wagerechte Verschiebung nach vorn, jedoch ohne Kippen festgestellt.

Der Unterbau bis zur Höhe der Pumpen wurde in Eisenbeton konstruiert; dabei wurden die seitlichen Flügel vom Mittelbau durch Fugen abgetrennt, ebenso die Stützmauern unabhängig vom Hauptbau gemacht. Die große Mauer gegen das Auslaufbecken wurde außerdem noch mit Rücksicht auf die Verschiedenheit der Belastung durch zwei Fugen unterteilt. Die Außenmauern des großen Saales haben Pfeiler aus Eisenbeton, dazwischen Ausmauerung in Backstein. Das Dach wird von Bindern aus Eisenbeton getragen; darüber liegt eine aus vorbetonierten Hohlkörpern hergestellte Decke; zur Isolierung wurde deren Untersicht durch eine Unterdecke geschlossen, außerdem noch das Dach durch eine Schicht Holzziegel gedeckt. Das Dach hat nur leichtes Gefälle; durch eine Asphalttschicht wird es wasserdicht gemacht. Beim Anbau links wurden die Umfassungsmauern ganz in Backsteinmauerwerk hergestellt, die Decken ohne Zwischenstützen in Eisenbeton.

Die äußeren Sichtflächen der Betonkonstruktion wurden gestockt; soweit die Wände starkem Wasserdruck ausgesetzt sind, erhielten sie Zementverputz. Die Sichtflächen des Mauerwerks wurden verputzt. Stürze für Türen und Fenster, Kämpfer und Fensterbänke wurden in veronesischem Marmor ausgeführt, ebenso die Verkleidung des Sockels. Die innere Ausstattung ist gediegen, aber ohne jeden unnötigen Aufwand. In Abb. 53

geben wir einige Übersichtszeichnungen; da die Anordnung ganz ähnlich ist wie bei dem im folgenden zu erörternden größeren Pumpwerk San Siro, sei wegen Einzelheiten auf dieses verwiesen; Abb. 54 bis 56 zeigen Aufnahmen während der Ausführung und das fertige Bauwerk.

des kleineren Profils mit etwa 13 m durchschnittlicher Länge und vier Pfähle des schwereren Profils von etwa 15 m Länge. Eine Grundplatte von 60 cm Stärke verbindet die Pfahlköpfe und bildet die Grundlage für die aufgehende Konstruktion.

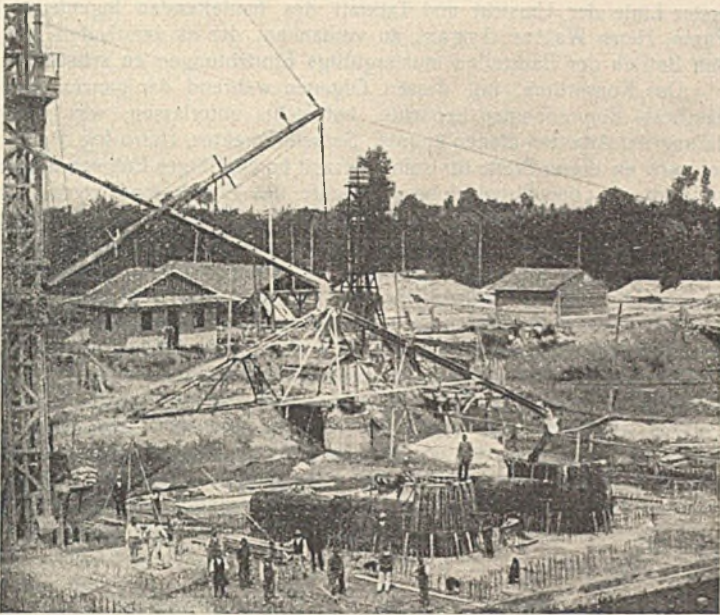


Abb. 64. Bonifica Parmigiana-Moglia. Pumpwerk bei San Siro. Herstellung der Grundplatte.

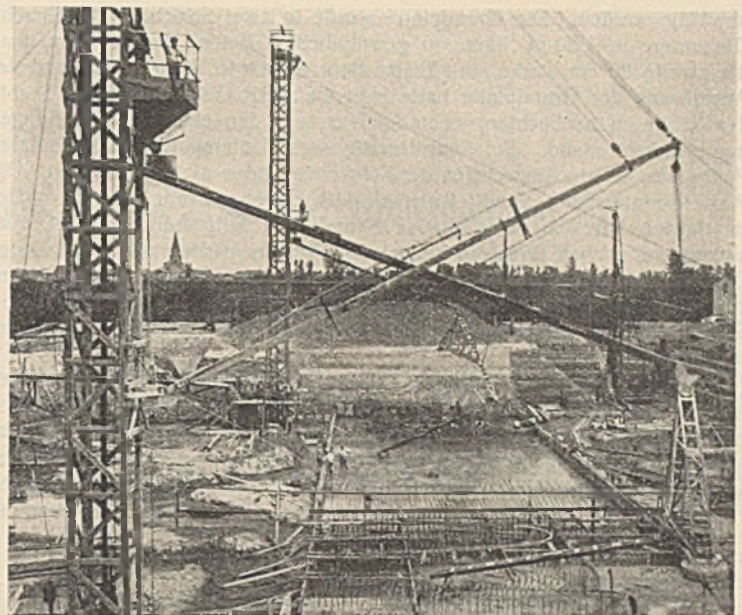


Abb. 65. Bonifica Parmigiana-Moglia. Pumpwerk bei San Siro. Herstellung der Grundplatte.

Pumpwerk bei San Siro. Das Pumpwerk für das tiefere Kanalnetz, die Anlage bei San Siro entspricht dem Werk Bondanello genau bis in Einzelheiten, nur daß acht Pumpen statt fünf aufgestellt sind, wodurch die Abmessungen des ganzen Gebäudes wesentlich größer wurden. Entsprechend der größeren Leistungsfähigkeit der Pumpen mußte auch bei der gegen den Secchia vorgelagerten Schleuse die Anzahl der Öffnungen von zwei auf drei vermehrt werden. Auf Einzelheiten der Beschreibung

brauchen wir nicht mehr einzugehen; es sind nur über die abweichenden Gründungen noch einige Mitteilungen zu machen. Abb. 57 bis 61 geben die Übersichtszeichnung und Bilder der Schleuse bei San Siro.

In San Siro befinden wir uns in nächster Nähe des Po; der Untergrund besteht aus feinstem Schlammsand, der zwar gegen lotrechte Pressungen der Fundamente äußerst widerstandsfähig ist, den man aber fürchtet, weil er sich leicht ausspülen läßt und sehr durchlässig ist. Man mußte, wenn der Secchia um 9 m höher stand als das Wasser hinter der Schleuse, starke Durchsickerungen befürchten, für deren Verhinderung man sorgen mußte. Gleichzeitig mußte man bei der Ausführung dem hohen Grundwasserstande Rechnung tragen, was schwierige Wasserhaltungen verursacht hätte. Die Fundamentplatte für das Schleusenhaus wurde durch Spundwände in Eisenbeton vollständig umschlossen. Gegen den Secchia zu erhielten sie die bisher noch nicht ausgeführte Tiefe von 8,50 m, bei einem Querschnitt von 80/20 cm. Seitlich und landwärts begnügte man sich mit einer Höhe von 6,50 m. Außerdem wurde durch zwei Wände in Querrichtung die Platte in drei geschlossene Felder geteilt. Um das Einbringen der Spundbohlen im feinen Sande zu ermöglichen, bediente man sich der Einspülung. Die Spundbohlen erhielten seitlich halbkreisförmige Hohlkehlen, die, wenn zwei Bohlen aneinander liegen, einen geschlossenen Kanal bilden. Hier wurden beiderseitig Rohre eingeführt, die mit einem Druck von 7 at den Sand unter der Spitze wegspülten, so daß er mit dem Wasser zur Oberfläche heraufwirbelte. Dabei senkten sich die Spundbohlen unter ihrem eigenen Gewicht. Durch Regelung des Druckes von links bezw. rechts ließ sich die Richtung beim Absenken leicht beeinflussen, so daß ein dichtes Aneinanderlegen erreicht wurde. Der ganze Vorgang des Absenkens spielte sich in wenigen Minuten ab. Erst zum Schluß wurden mit dem Rammären noch einige Schläge gegeben, um die Spundbohlen endgültig zu befestigen. Ausgießen der Hohlkehlen durch Zementmörtel ergab dichte Wände. In den einzelnen Abteilungen konnte nun während des Aushubes das Grundwasser ohne Schwierigkeiten

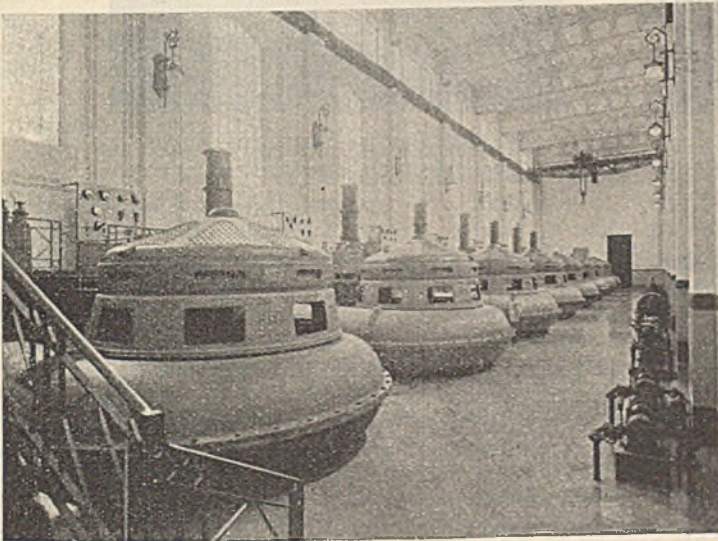


Abb. 67. Bonifica Parmigiana Moglia. Pumpwerk bei San Siro. Inneres des Maschinensaals.

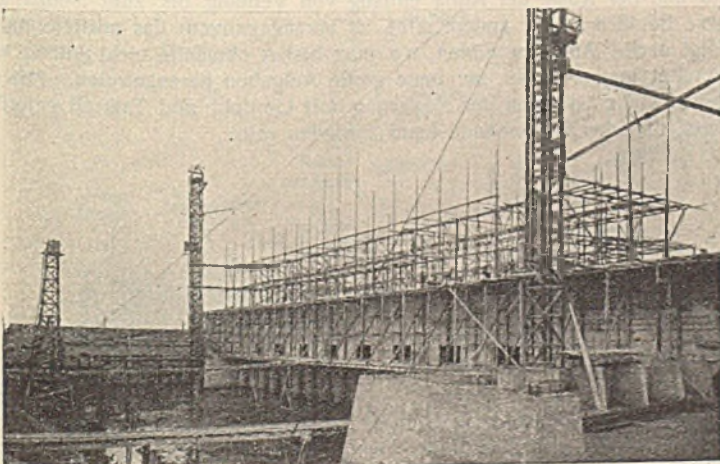


Abb. 66. Bonifica Parmigiana-Moglia. Pumpwerk bei San Siro. Herstellung des Unterbaues.

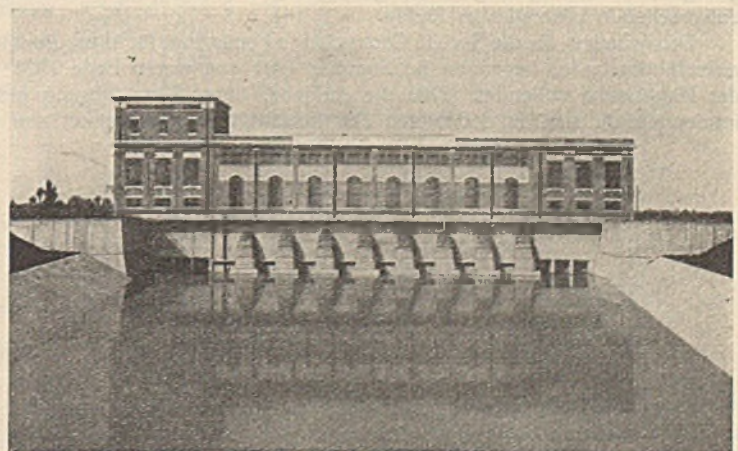


Abb. 68. Bonifica Parmigiana-Moglia. Pumpwerk bei San Siro. Ansicht gegen den Ablaufkanal.

bewältigt werden. Die Grundplatte wurde in zwei Schichten eingebracht. Die untere in 1,20 m Stärke in gewöhnlichem Beton; darüber kam dann die zweite 80 cm starke, mit Eisen stark bewehrte Platte. Während der Ausführung der Grundplatte hatte man mehrfach Gelegenheit, die Dichte der Wände zu beobachten, wenn das Wasser in den einzelnen Abteilungen ungleich hoch stand. Bei einer derartig gegen Unterspülungen geschützten Platte war an ein Ausweichen des Schwemmsandes nicht zu denken. Die Platte konnte daher unmittelbar auf dem Boden aufruhren. Auch später im Betrieb hat sich die vierfache Spundwand vollständig bewährt. Bei außergewöhnlichen Wasserständen im Secchia wird zwar nicht jedes Durchsickern verhindert; der Weg wird aber dem Wasser so erschwert, daß die ersten Spuren einer Durchsickerung erst nach drei bis vier Tagen bemerkt werden können, wenn also das Hochwasser im Fluß schon wieder im Abnehmen ist.

Beim Pumpwerk lagen die Verhältnisse wegen der größeren Entfernung vom Secchia etwas günstiger. Die Gründung wurde ganz ähnlich wie eben beschrieben hergestellt. Eine Spundwand von 7,50 m Tiefe umschließt die ganze rechteckige Grundplatte des Hauptbaues, die unmittelbar auf dem Boden aufliegt. Auch die Fundamente der Stützmauern erhielten vollständige Umfassungen durch Spundwände. Nur für die Unterstützung

erster Linie der Umsicht und Tatkraft des bauleitenden Ingenieurs der Firma, Herrn Walter Gygax, zu verdanken, der es verstanden hat, für den Betrieb der Baustellen mustergültige Einrichtungen zu schaffen.

Das Konsortium, mit dessen Organen während der ganzen Bauzeit das beste Einvernehmen herrschte, hat nichts unterlassen, was zur Förderung der Arbeiten dienen konnte. Seinem Direktor, Herrn Ing. Pancini, sei auch an dieser Stelle für sein jederzeit bereitwilliges Entgegenkommen gedankt. In der Entwicklungsgeschichte des Eisenbetons werden diese Bauwerke nicht ohne Bedeutung bleiben und auch über die Grenzen Italiens hinaus Beachtung finden. Wenn nach Fertigstellung der Kanäle und Pumpwerke das Land anfängt zu trocknen, beginnt sofort die Bestellung der Felder. Ulmen werden in langen Reihen gepflanzt, damit sie einmal mit ihren Ästen, die jedes Jahr geschnitten werden, das nötige Brennholz liefern; in wenigen Jahren werden sich Reben von Baum zu Baum ranken. Für die neu anzusiedelnden Bauern werden gesunde Wohnhäuser gebaut. Auch die Milchwirtschaft soll stark gepflegt werden, weshalb da und dort Grünfuttersilo entstehen. Abb. 69 u. 70 zeigen, wie heute an den Orten, die noch vor wenigen Jahren wegen ihrer Fieberdünste gemieden waren, neues Leben blüht. Es sind Bilder aus den Gütern des Schöpfers der Bonifica Parmigiana-Moglia, des In-



Abb. 69. Bonifica Parmigiana-Moglia.
Neues Bauernhaus mit Grünfuttersilo im entwässerten Gebiet.



Abb. 70. Bonifica Parmigiana-Moglia.
Grünfuttersilo im entwässerten Gebiet.

der Auslaufrichter und der Rechen vor den Einläufen wurden einige Pfähle gerammt. Man mußte auch die Bauteile gegen Unterspülung schützen, konnte das aber durch einige Pfähle billiger herstellen als durch weitere Reihen von Spundwänden. Da das Werk von San Siro in seinen Einzelheiten demjenigen von Bondanello entspricht, gehen wir nicht näher darauf ein; es sei auf die Übersichtzeichnungen Abb. 62 bis 68 verwiesen.

Beim Werk San Siro waren im ganzen über 7000 m³ Beton herzustellen; dabei leisteten zwei Ransomesche Gießtürme gute Dienste. Sie wurden bei diesem Bau von der Firma zum ersten Male verwendet (1923) und haben sich später auch bei verschiedenen kleineren Bauten bewährt, unter anderem auch bei einer der Eisenbahnbrücken.

Für die Hochbauten der beiden Pumpwerke mit den Gebäuden, für die Schleusen und den Durchlaß von San Prospero hatte das Konsortium den Mailänder Architekten Ferradini als künstlerischen Mitarbeiter zugezogen, dem es gelungen ist, gediegene, dem Charakter der Bauten entsprechende Lösungen zu finden.

Die Arbeiten, die die Società Costruzioni e Fondazioni für diese Bonifica auszuführen hatte, begannen im Sommer 1921 und waren Ende 1924 in der Hauptsache vollendet. Daß die Aufgabe, deren Durchführung nicht immer einfach war, in der kurzen Zeit bewältigt werden konnte, war in

genieurs Prampolini, der auch für die Entwicklung der Landwirtschaft vorbildlich wirkt.

Das große Werk der Bonifiche geht auf die Schaffung neuen Kulturlandes, auf Mehrung des Ertrages hinaus. Viana sagt in seinem 1915 erschienenen Buch über die Bonifiche, daß in Italien zu viel Getreide angebaut, aber zu wenig hervorgebracht werde. Wo der Ertrag gering sei, sollten Weiden angelegt werden, sollte aufgeforstet werden, weil dadurch mehr erzielt werden könne als durch unergiebigem Getreidebau. „Wenn die 400 000 ha Sümpfe, die wir noch haben“, sagt er, „in Getreidefelder umgewandelt sein werden und auf jedes Hektar im Mittel 2,50 t Getreide geerntet werden, beträgt die Ernte 1 000 000 t mehr als heute, was schon die Hälfte von dem ist, was wir jedes Jahr einführen müssen“.

An der technischen Durchführung der Bonifiche wird noch mit voller Kraft gearbeitet. Der Norden Italiens, wo zu beiden Seiten des unteren Po und der Küste der Adria entlang von Venedig bis zum Isonzo sich eine Bonifica an die andere reiht, ist vorangegangen; das mittlere Italien folgt nach. Auch im Süden, wo man bisher ebenfalls nicht untätig war, bereitet man sich vor, an neue große Aufgaben heranzutreten. Mit der Entwicklung, die von der Regierung mit Umsicht und Tatkraft gefördert wird, darf das aufstrebende Land zufrieden sein.

Der Neubau des Ravennatal-Überganges bei km 22 4/7 der Höllentalbahn.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat Gasteiger, R. B. D. Karlsruhe.

Aus der Baugeschichte der Höllentalbahn.

Nach jahrzehntelangen, bis in das Jahr 1845 zurückreichenden Bestrebungen der Bewohner des zwischen Freiburg im Breisgau und der Linie Villingen—Donaueschingen der badischen Schwarzwaldbahn liegenden Gebietes wurde in den Jahren 1884 bis 1887 nach den Entwürfen des Baudirektors Gerwig das erste Teilstück Freiburg—Neustadt i. Schw. der Verbindungslinie Freiburg—Donaueschingen, die sogenannte „Höllentalbahn“, als eingleisige, regelspurige Nebenbahn erbaut. Sie geht von dem in der Oberrheinebene auf der Höhe 268,5 über NN gelegenen Hauptpersonenbahnhof Freiburg aus, benutzt zu ihrem Anstieg auf die Höhen des Schwarzwaldes zunächst zwischen Freiburg und Kirchzarten (km 10,9; Meereshöhe 391,8) das breite Dreisamtal, tritt bei Himmelreich (km 13,9; Meereshöhe 454,8) in das enge, steile, „Höllental“ genannte Tal des Rotbaches ein und erreicht etwa 1 km östlich des Bahnhofs Hinterzarten

(km 25,4; Meereshöhe 884,8) ihre größte Meereshöhe von 893,4, um von hier an bis zum Bahnhof Neustadt im Schwarzwald (km 34,9) wieder auf die Meereshöhe von 805,0 zu fallen (Abb. 1).

Nach den in den Jahren 1862/63 durchgeführten Planbearbeitungen wäre es durch künstliche Längenentwicklungen zwar möglich gewesen, die obengenannte Scheitelhöhe mit einer reinen Reibungsbahn zu erreichen, doch hätte eine solche Hauptbahn Freiburg—Neustadt nach den damaligen Untersuchungen einen Kostenaufwand von etwa 21 Mill. Mark erfordert. Die Badische Regierung konnte sich aber weder damals, noch bei einer erneuten Beratung im Jahre 1874 zur Aufwendung so hoher, in keinem Verhältnis zur Rentabilität stehender Kosten entschließen. Unter dem Drucke dieser Verhältnisse kam allmählich die Ansicht zum Durchbruch, daß zur Bedienung des örtlichen Verkehrs zwischen Freiburg und Neustadt eine möglichst einfache und billig zu erbauende Nebenbahn mit gemischtem Reibungs- und Zahnstangenbetrieb genüge. Von zwei wahlweise ausgearbeiteten Entwürfen für eine schmalspurige und eine regelspurige Nebenbahn wurde von der Badischen Regierung die regelspurige zur Ausführung bestimmt, weil man der Überzeugung war, daß die Fortführung der Bahn bis Donaueschingen doch nur eine Frage der Zeit sei und für eine durchgehende Bahn nur die Regelspur in Betracht kommen könne. So kam die Höllentalbahn in ihrer heutigen Form zustande, die

gelegt ist. Der kleinste Krümmungshalbmesser dieser Strecke beträgt 240 m. Die Strecke Freiburg—Neustadt wurde am 23. Mai 1887 in Betrieb genommen (Abb. 2).

Schon im Jahre 1895 wurde durch Gesetz die Fortsetzung der Bahn über Löffingen nach Donaueschingen beschlossen und mit den Bauarbeiten im Jahre 1898 begonnen. Noch während des Baues dieser Strecke entschloß man sich, mit Rücksicht auf den nach Eröffnung der Neubaulinie zu erwartenden durchgehenden Verkehr und die damit zusammenhängende

Verkehrsteigerung die neue Baustrecke als Hauptbahn auszubauen und auch auf der bisherigen Strecke Freiburg—Neustadt den Hauptbahnbetrieb einzuführen. Die Teilstrecke Neustadt—Donaueschingen ist mit einer größten Steigung von 1:100 gebaut; Halbmesser unter 300 m bis herab auf 240 m kommen nur an vier besonders schwierigen Stellen vor. Die neue Strecke und damit der durchgehende Verkehr Freiburg—Donau-

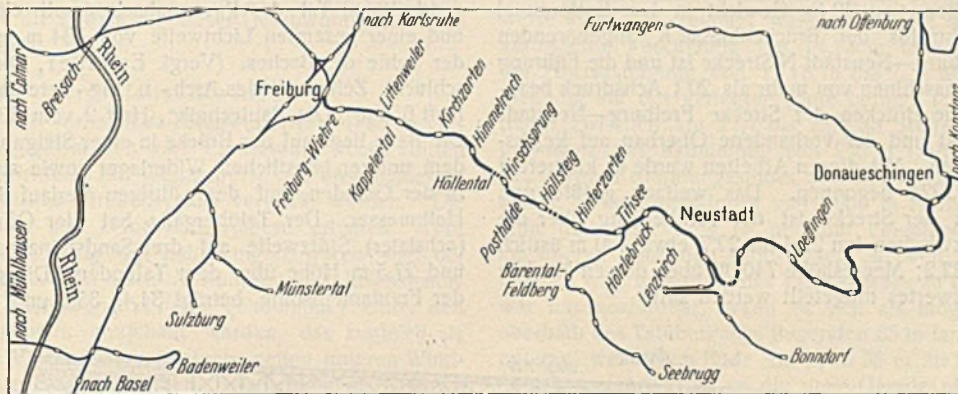


Abb. 1. Übersichtskarte der Höllentalbahn.

eschingen wurde am 20. August 1901 in Betrieb genommen. Seither hat der Verkehr auf der Höllentalbahn in einem Maße zugenommen, wie man es bei Erbauung der ersten Teilstrecke nicht voraussehen konnte. Neben dem durchgehenden Verkehr liegt auf der Teilstrecke Freiburg—Titisee (also gerade der betrieblich schwierigsten) hauptsächlich an Samstag-Nachmittagen und an Sonn- und Feiertagen im Sommer und Winter ein außerordentlich starker Ausflug- und Sportverkehr, der in letzter Zeit durch die Eröffnung der neuen Dreiseenbahn Titisee—Seerugg noch einen weiteren Anstoß erhalten hat. Die zur Bewältigung dieses Massenverkehrs auf der Strecke Freiburg—Neustadt fahrenden Personenzüge sind aus 14 zweiachsigen Personenwagen zusammengesetzt; sie werden auf der genannten Strecke in der Regel durch zwei Reibungsmaschinen der Gattung Pt 35.14 (badische Lok V1b mit 14 t größtem Achsdruck) an der

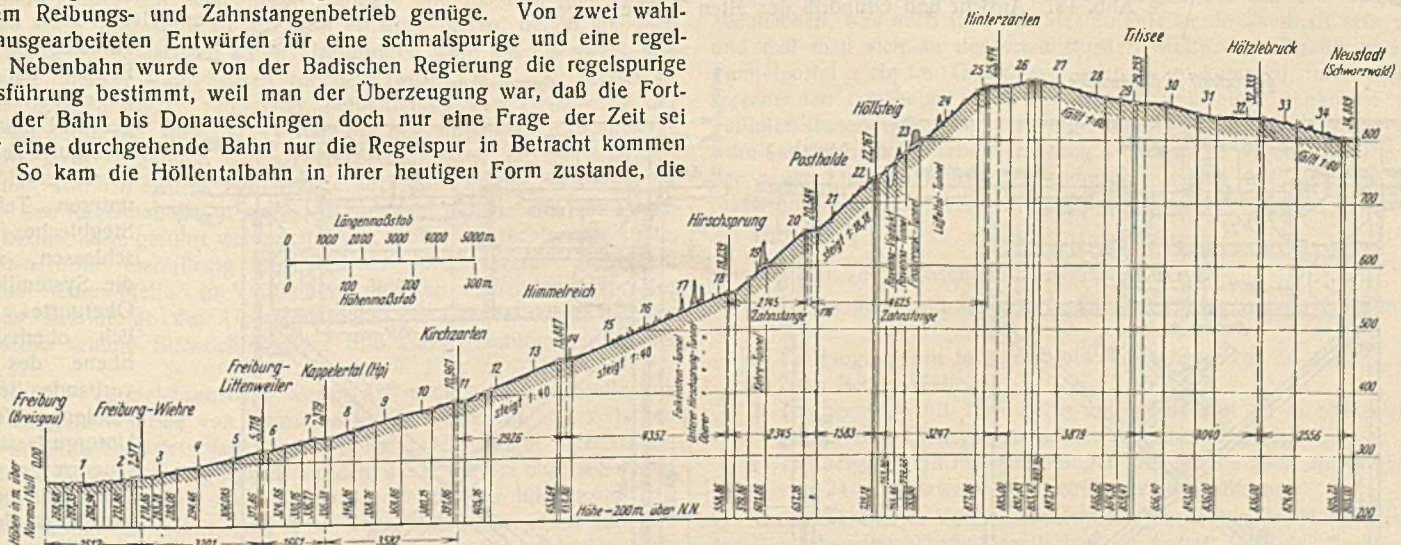


Abb. 2. Längenschnitt der Bahnstrecke Freiburg—Neustadt.

von Freiburg bis Hirschsprung (km 18,2; Meereshöhe 558,8) als Reibungsbahn mit der größten Steigung von 1:40 (25‰), von Hirschsprung bis Hinterzarten (km 25,4; Meereshöhe 884,8) als Zahnstangenbahn mit der größten Steigung 1:18,18 (55‰) und von Hinterzarten bis Neustadt wieder als Reibungsbahn mit der größten Neigung 1:60 (16,67‰) an-

Zugspitze geführt und auf der Zahnstangenstrecke Hirschsprung—Hinterzarten noch von einer am Zugschluß angekuppelten Zahnradmaschine nachgeschoben. Zu Tal fahren die Personenzüge nur mit Reibungsmaschinen an der Spitze, während die Güterzüge auch zu Tal von einer Zahnradmaschine an vorderster Stelle geführt werden müssen. Die Führung

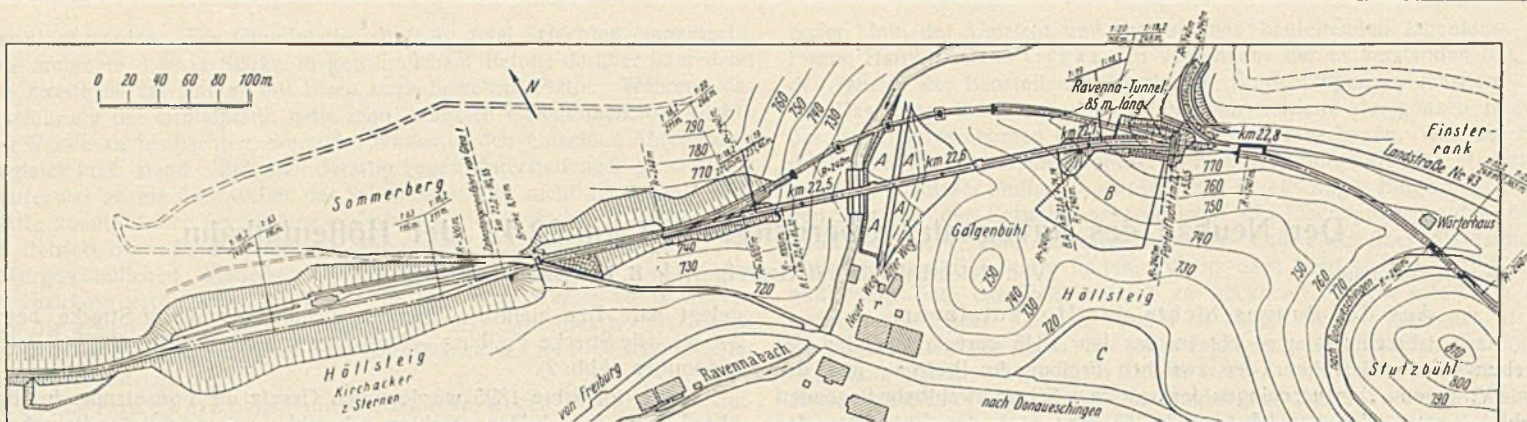


Abb. 3. Lageplan.

leistungsfähigerer, schwererer Maschinen ist zunächst ausgeschlossen wegen des schwachen Oberbaues (129 mm hohe Schienen von 36,2 kg/m und 60 mm hohe eiserne Schwellen von 42 kg Gewicht in 1 m Entfernung) und wegen der fast ausnahmslos der Brückenklasse K angehörenden Brücken. Da die Strecke Freiburg—Neustadt N-Strecke ist und die Führung besonders schwerer Reibungsmaschinen von mehr als 20 t Achsdruck beabsichtigt wird, müssen sämtliche Brücken der Strecke Freiburg—Neustadt auf N umgebaut oder verstärkt und der vorhandene Oberbau auf Reichsoberbau B 49 umgebaut werden. Mit diesen Arbeiten wurde in kleinerem Umfange bereits im Jahre 1924 begonnen. Das weitaus größte und schwierigste Brückenbauwerk der Strecke ist der Talübergang über die Schlucht des Ravennabaches zwischen km 22,4 bis 22,7 etwa 400 m östlich des Bahnhofes Höllsteig (km 22,2; Meereshöhe 740,0), über dessen Neubau im folgenden einigswertes mitgeteilt werden soll.

Der alte Talübergang, in den Jahren 1883/84 erbaut (Abb. 3 u. 4), überschreitet das tief eingeschnittene Tal des Ravennabaches mit einer Gesamtlänge von 222 m und einer gesamten Lichtweite von 134 m in 37 m mittlerer Höhe über der Sohle des Baches. (Vergl. Engeßer, Die Brücke über die Ravennaschlucht, Zeitschrift des Arch.- u. Ing.-Vereins Hannover 1889, Bd. XXXV, Heft 6 und „Die Bautechnik“, Heft 2 vom 13. Januar 1928, Abb. 16 u. 17.) Die Bahn liegt auf der Brücke in einer Steigung von 1 : 20 (50‰) und auf dem unteren (westlichen) Widerlager sowie auf 14,75 m der ersten Öffnung in der Geraden, auf dem übrigen Verlauf in einem Bogen von 240 m Halbmesser. Der Talübergang hat vier Öffnungen von 35 m mittlerer (achsialer) Stützweite auf drei Sandsteinzwischenpfeilern von rd. 27, 30 und 27,5 m Höhe über dem Talboden. Die ganze Höhe der Pfeiler über der Fundamentsohle beträgt 34,4, 35,6 und 32,8 m; mit Ausnahme des

zweiten, auf Flußgerölle gegründeten Zwischenpfeilers steht der Talübergang auf stark zerklüftetem, aber tragfähigem Gneis. Die schweißeisernen, frei aufliegenden Parallelträger doppelten Systems mit oberliegender Fahrbahn sind im Jahre 1884 von der Brückenbauanstalt Kaiserslautern hergestellt und wurden für eine Betriebslast von 12,5 t Achsdruck berechnet. Die Schienen liegen mit Unterlagsplatten unmittelbar auf den Längsträgern, die der Gleiskrümmung polygonal folgen und auf den Querträgern aufgelagert sind. Ein Windverband ist in der Ebene der Querträgeroberkante angebracht und an die Obergurte der Hauptträger in Höhe des unteren Teils des Stegbleches angeschlossen, so daß die Systemlinie des Obergurtes wesentlich oberhalb der Ebene des Windverbandes liegt. Die Knotenpunkte des Untergurtes sind durch Querkreuze und einen unteren Querriegel festgelegt. Ein eigentlicher unterer Windverband fehlt dagegen. Das gesamte Eisenwerk wiegt 256 t. Die festen Auflager (Flächenlager) liegen auf den Widerlagern und dem

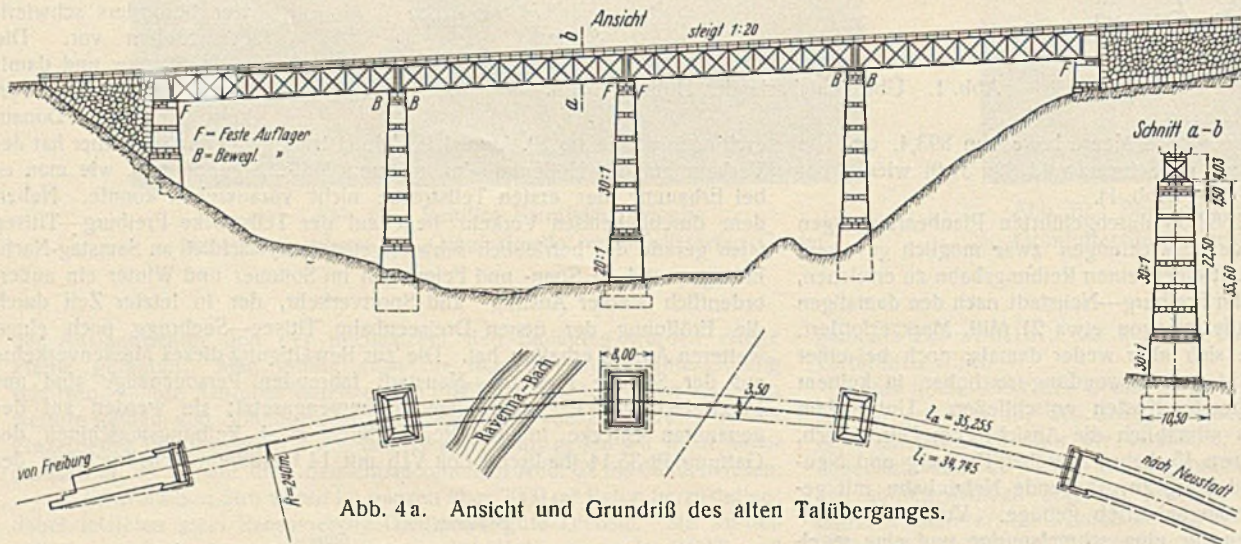


Abb. 4a. Ansicht und Grundriß des alten Talüberganges.

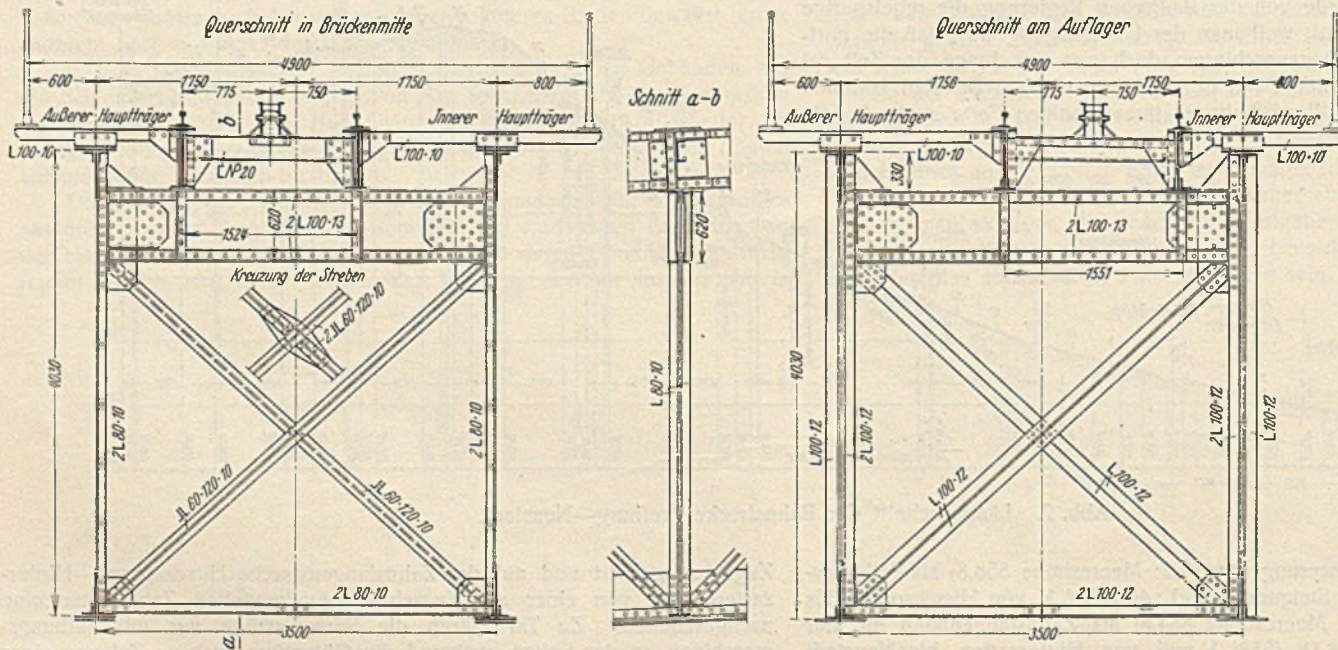


Abb. 4b. Querschnitte des alten Talüberganges.

zweiten Zwischenpfeiler; der erste und dritte Zwischenpfeiler tragen als bewegliche Auflager Rollenlager mit unmittelbarer Auflagerung der Hauptträger auf den Rollen.

Das Eisenwerk gehört der Klasse K an; als größte Betriebslast sind zurzeit zwei Maschinen der Gattung Pt 35.14 mit einseitig angehängten Wagen vorgeschrieben. Ein Verkehr schwererer Maschinen ist ausgeschlossen, so daß Maschinen der Gattung Gt 57.19 (T 20), die den Vorspann erspart und den Betrieb wirtschaftlicher gestaltet hätten, nicht zugelassen werden konnten. Ferner ist die Seitensteifigkeit des Eisenwerks nicht genügend, verursacht durch die schwachen Abmessungen und die besondere bauliche Anordnung der Verbände, insbesondere durch die ungenügende Übertragung der wagerechten Kräfte auf die Obergurtung. Dazu kommen die Einflüsse der besonders ungünstigen, stark gekrümmten Linienführung der Bahn an der Brückenstelle. Wie der Lageplan (Abb. 3) zeigt, folgen sich von km 22,4 an fünf entgegengesetzt gekrümmte Bogen von 240 m Halbmesser mit Zwischengeraden von eben noch der Vorschrift des § 74 B O entsprechenden Längen von 37 bis 48 m. Diese Verhältnisse gaben Anlaß, die Fahrgeschwindigkeit, die sonst auf der Zahnstangenstrecke auf 35 km/Std. für Personenzüge und auf 23 km/Std. für Güterzüge vorgeschrieben ist, in dem angegebenen Bereich auf 15 km/Std. zu ermäßigen und die Einhaltung dieser Geschwindigkeit durch Kontrollapparate nachzuprüfen.

Die ersten Vergleichsentwürfe

für einen Umbau versuchten, das vorhandene Eisenwerk (Abb. 4) so zu verstärken, daß es der N-Belastung gewachsen war. Zu diesem Zwecke sollten die Hauptträger durch einen dritten Gurt (Hängegurt) mit biegefesten Ständern und durch ein vierfaches Strebensystem verstärkt werden. Die Fahrbahn sollte Holzschwellen auf Peine-Längsträgern erhalten. (Mit Rücksicht auf eine gute Auflagerung der Zahnstangen wären statt der Holzschwellen eiserne Querschwellen nach Ausführung der Reichsbahndirektion Oldenburg für die Ausführung in Frage gekommen.) Unter den Querträgern sollte ein Sprengwerk eingebaut werden, das zugleich als Querkreuz zu dienen und in Verbindung mit einem neuen unteren Windverband die Seitensteifigkeit zu verbessern hatte. Außerdem waren neue Kipp- und Rollenlager vorgesehen. Die vorhandenen Pfeiler mußten zur sicheren Übertragung der Haupt- Brems- und Windkräfte der N-Belastung mit Eisenbeton ummantelt werden. Namentlich die letztere Arbeit hätte in Anbetracht der schwierigen örtlichen Verhältnisse und der großen Pfeilerhöhe selbst bei bester, sorgfältigster Ausführung keinen unbedingt sicheren Erfolg versprochen, was vor allen Dingen kaum nachprüfbar gewesen wäre.

Ein zweiter Vergleichsentwurf wollte unter Beibehaltung der eben erwähnten Pfeilermantelung die schwierige und zeitraubende Verstärkung des Eisenwerks durch neue Fachwerkträger mit Schotterbettüberführung ersetzen.

Ein anderer Vorschlag versuchte, die Verstärkung der Hauptträger unter Umgehung der Ummantelung der vorhandenen Pfeiler durch Einbau je eines mittleren Zwischenpfeilers zwischen je zwei vorhandene Pfeiler zu erreichen; die neuen Zwischenpfeiler hätten dabei die festen Auflager erhalten und dementsprechend ausgebildet werden müssen, während die vorhandenen Pfeiler die beweglichen Auflager und damit in der Hauptsache nur noch senkrechte Belastungen erhalten hätten, denen sie auch ohne Verstärkung gewachsen waren. Im übrigen wäre das Eisenwerk wie beim ersten Entwurf — abgesehen von dem dritten Gurt — zu verstärken gewesen. Eine Variante sah unter Beibehaltung des Gedankens der neuen Zwischenpfeiler statt der Verstärkung des vorhandenen Eisenwerks neue, über zwei Öffnungen durchgehende Blechträger mit Schotterbettüberführung vor. In beiden Fällen wäre aber der zweite Zwischenpfeiler mitten in den Ravennabach zu stehen gekommen, der in scharfem Bogen um ihn herum hätte geführt werden müssen, wobei der rechtseitige steile, über 300 m hohe Geröllhang angeschnitten worden wäre. Außerdem hätten die neuen Pfeiler in Verbindung mit den vorhandenen von der Landstraße aus infolge der Überschneidung der Pfeiler durch die zur Brückenachse schiefe Blickrichtung das Bild einer geschlossenen Mauer ergeben.

Ein letzter Vergleichsentwurf dieser Art endlich sah an Stelle von eisernen Trägern den Bau von Gewölben in der Weise vor, daß zwischen die vorhandenen Sandsteinpfeiler unter deren beiderseitiger Verstärkung die Gewölbe von 28 m l. W. eingespannt wurden, die mit ihrem oberen Scheitel noch unter dem Utergurt des bestehenden Eisenwerks blieben, so daß sie ohne Störung des Betriebes gebaut werden konnten; auch die die Fahrbahn auf dieses Gewölbe abstützenden kleineren Pfeiler hätten noch ohne Betriebsstörung zwischen die einzelnen Felder des Eisenwerks eingebaut werden können, wobei das Fehlen des unteren Windverbandes diesem Bauvorgang zu statten gekommen wäre. Nach diesem Gedanken ist inzwischen der Viadukt von Grandfey von den Schweizerischen Bundesbahnen umgebaut worden. Da aber der Ravennatal-Übergang im Gegensatz zu dem eben genannten schweizerischen Talübergang nur eingleisig ist, hätte sich die Ausführung der Fahrbahn selbst kaum anders als unter

zeitweiliger Einstellung des durchgehenden Verkehrs zwischen den Bahnhöfen Posthalde und Hinterzarten mit Aufrechterhaltung des Personenverkehrs durch Kraftwagen durchführen lassen.

Allen bisher erwähnten Vorentwürfen gemeinsam ist die Absicht der Beibehaltung der bestehenden, stark gekrümmten Linienführung mit ihrer ungünstigen Rückwirkung auf die Betriebsführung. Diese Linienführung wurde seinerzeit offenbar gewählt, um den Talübergang an die günstigste, die geringste Brückenlänge ermöglichende Stelle zu stellen, wie aus den Schichtenlinien des Lageplans deutlich zu erkennen ist. Außerdem war hier der Gneisfelsen für die Widerlager- und Pfeilergründungen in geringster Tiefe anzutreffen. Der durch diese Linienführung bedingte wiederholte rasche Wechsel der Krümmung ohne ausreichend lang bemessene Zwischengeraden konnte für die ursprünglich nur dem örtlichen Verkehr bestimmte Nebenbahn genügen, wurde aber für den heutigen Hauptbahnbetrieb mit Durchgangsverkehr und Eilzügen immer störender, so daß es unbedingt geboten war, diesen Übelstand bei dem Umbau des Talübergangs gleichfalls zu beseitigen. Dies wurde durch die neue, aus dem Lageplan ersichtliche Linienführung erreicht, die das Tal des Ravennabaches in gerader Linie in ungefährer Verlängerung der Bahnhofgeraden von Höllsteig überschreitet. Da die Steigung auf dem alten Talübergang glücklicherweise auf 1:20 ermäßigt war, konnte die durch diese Linienbegradigung verursachte Verkürzung um 14,12 m in Kauf genommen werden, ohne die Höchststeigung von 1:18,18 (55‰) überschreiten zu müssen; die Steigung auf der verlegten Linie beträgt 1:19 (52,6‰). Auf diese Weise treten zwischen km 22,4 bis 23,0 an Stelle von vier Bogen jeweils entgegengesetzter Krümmung von 240 m Halbmesser nunmehr zwei Bogen gleichen Krümmungssinnes von 240 m Halbmesser und ein Bogen desselben Krümmungssinnes von 1000 m Halbmesser, der für den Betrieb ohne jede Bedeutung ist und nur eingelegt wurde, um den Gleisbogen am oberen Ende des Talübergangs so weit, als es aus örtlichen Gründen möglich war, außerhalb des Talübergangs zu halten. Diese Linienverlegung war nur ausführbar, wenn es sich als möglich erwies, den unmittelbar oberhalb des Talübergangs liegenden 85 m langen Ravennatunnel an seinem unteren, westlichen Ende um etwa 38 m zu kürzen, da ohne diese Tunnelöffnung der Anschluß an die neue Gerade nicht zu gewinnen war. Diese Tunnelabtragung setzte ferner die Verschiebung der über dem Tunnel liegenden Höllentalstraße Freiburg—Neustadt um etwa 20 m gegen den Berg voraus. Es war kein leichter Entschluß, die Abtragung der Tunnelüberlagerung an dieser Stelle ernstlich ins Auge zu fassen, zumal das Studium der Bauakten ergab, daß beim Bau des Tunnels gerade an dieser Stelle starker Gebirgsdruck aufgetreten war, der die Bauleitung veranlaßt hatte, den Tunnel in westlicher Richtung um 7 m zu verlängern. Auch die Bodenuntersuchungen durch Probeschächte und -stollen und die Auskunft der badischen Geologischen Landesanstalt ergaben übereinstimmend, daß die Überlagerung aus zerklüftetem, wenig standhaftem Gneis bestehe. Nach genauer Geländeaufnahme und gründlicher Prüfung aller örtlichen Verhältnisse hat man sich, nachdem die Badische Wasser- und Straßenbaudirektion ihre Zustimmung zur Verlegung der Landstraße gegeben hatte, doch entschlossen, die Tunnelöffnung zu wagen in der Überlegung, daß die örtliche Bodengestaltung (zu vergleichen die Schichtenlinien des Lageplanes) es erforderlichenfalls ermöglichte, die zunächst mit der Neigung 3:1 angenommenen Felsböschungen bis auf die Neigung 1:1 abzufachen, was auch im schlechtesten Fels werde standhaft sein müssen, und daß man sich an der ungünstigsten Stelle, wo Straße und neues Tunnelportal sich im Grundrisse sehr nahe kommen, mit einer entsprechenden Erhöhung des Tunnelportals und einer senkrecht zu den Falllinien stehenden Stützmauer werde helfen können. Allerschlimmstenfalls wäre endlich nach Betriebsüberleitung die teilweise Wiedereinwölbung über der neuen Linie in Betracht gekommen. Jedoch hat sich die letztere Maßnahme glücklicherweise nicht als notwendig erwiesen. Für die

neue Linienführung

wurden vier Vergleichsentwürfe aufgestellt:

1. Talübergang mit sieben gewölbten Öffnungen von je 20 m lichter Weite;
2. Talübergang mit fünf gewölbten Öffnungen von 26, 34, 34, 26 und 20 m lichter Weite;
3. Talübergang mit fünf Fachwerkträgern von 35 m Stützweite auf gemauerten Pfeilern mit Schotterbettüberführung;
4. Talübergang mit Pfeilerstellungen wie bei 1., aber mit Blechträgern von 24 m Stützweite mit Schotterbettüberführung.

Unter diesen vier Vergleichsentwürfen wurde von der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im August 1925 der Entwurf 1 aus Beton mit Steinverkleidung der Widerlager, Pfeiler und Gewölbeüberbauten und mit Gewölben aus Natursteinen als der nach Lage der örtlichen Verhältnisse und unter Berücksichtigung der Anlage- und Unterhaltungskosten wirtschaftlichste zur Ausführung genehmigt. Für die Wahl der Steinverkleidung des Betons war maßgebend, daß der in 760 m Meereshöhe liegende Talübergang bei der feuchten Luft in der Ravennaschlucht, den häufigen und starken Niederschlägen und der langen Frostperiode des

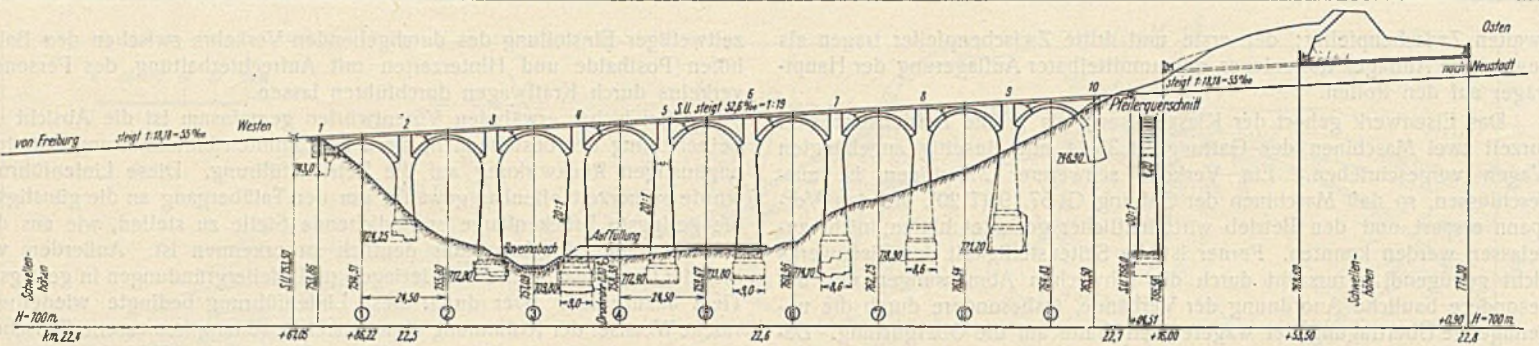


Abb. 5. Längsschnitt des neuen Talüberganges.

Hochschwarzwaldes Witterungseinflüssen ausgesetzt sein wird, die im Verein mit den bei Beton auftretenden Schwindrissen zerstörend wirken und so die Lebensdauer eines nicht mit Natursteinen verkleideten Betonbauwerks herabsetzen würden. Selbst die Sandsteinpfeiler des alten Talüberganges zeigen an manchen, offenbar nicht mit Steinen bester Qualität verkleideten Stellen schon Verwitterungerscheinungen, die auf Frostwirkung und Winderosion zurückgeführt werden müssen.

Nach grundsätzlicher Genehmigung des Entwurfs wurde alsbald die Linienverlegung in der Natur abgesteckt und versichert; für die Einzelbearbeitung des Entwurfs wurden Längs- und Querschnitte aufgenommen. An Hand dieser Geländeaufnahmen wurden die endgültigen Stellungen der Pfeiler festgelegt und hierbei auch die Endwiderlager des Vorentwurfs zur Ersparnis an Mauerwerkmassen noch in zwei weitere gewölbte Öffnungen aufgelöst, so daß der endgültige ausgeführte Entwurf statt der obengenannten sieben Öffnungen deren neun mit acht Zwischenpfeilern und zwei Endwiderlagern erhielt (Abb. 5). Die Endwiderlager und Zwischen-

an einen tangential aus der inneren Bogenlinie ausgehenden Anzug von 20 : 1 in der Brückenachse und von 30 : 1 senkrecht hierzu, beginnend in der Linie der Pfeilereinschnürung (Abb. 5 u. 6). Die lichte Weite der Bogen zwischen den Pfeilern beträgt 20 m. Wegen der starken Steigung 1 : 19 der Fahrbahn sind die Kämpferpunkte zweier aufeinanderfolgender Bogen an jedem Pfeiler um 1,29 m in der Höhe gegeneinander versetzt. Infolgedessen krägt auch der Kämpferpunkt der inneren Leibung des höher liegenden Bogens jeweils um 0,40 m (1,25 m gegen 0,85 m) weiter aus als der entsprechende Punkt des unteren Bogens, und die senkrechte Symmetrieachse der Gewölbe liegt um 0,20 m von der Mittellinie zwischen je zwei benachbarten Pfeilern nach oben verschoben. Dagegen sind die neun Gewölbe selbst trotz der Steigung symmetrisch mit gleich hohen Kämpfern und haben zwischen den Kämpferpunkten der inneren Leibung eine lichte Spannweite von 17,90 m bei 5,88 m innerer Pfeilhöhe. Für die durch die Mitten der Scheitel- und Kämpferfugen gehende Bogenachse beträgt die Spannweite 19,52 m, die Pfeilhöhe 5,985 m und das Pfeilverhältnis 1 : 3,26.

Die Korbbogenlinie der inneren Leibung ist aus sechs, die äußere Bogenlinie des Gewölberückens aus drei Kreisbogen gebildet. Die Gewölbe haben 1,0 m Scheitel- und 1,80 m Kämpferstärke und sind zwischen den Stirnen 4,20 m breit; nur das Gewölbe der Öffnung 9 mußte wegen des dort vorhandenen Gleisbogens von 240 m Halbmesser auf 4,40 m zwischen den Stirnen nach außen (Norden) verbreitert werden. Die Stirnebenen der Gewölbe selbst haben keinen seitlichen Anzug; der seitliche Anzug 30 : 1 senkrecht zur Brückenachse beginnt vielmehr — wie schon erwähnt — erst in der Linie der Pfeilereinschnürung. Die Übermauerung über den Pfeilerköpfen ist von der Gewölbeübermauerung beiderseits durch senkrechte, bei den Kämpferpunkten des Gewölberückens beginnende Bewegungsfugen getrennt. Der 1,60 m breite Zwischenraum zwischen den 1,30 m starken Stirnmauern über den Gewölbezwickeln ist mit Magerbeton 1 : 15 bis zur Höhe des Gleiskoffers ausgefüllt (Abb. 7). Letzterer ist wannenförmig ausgebildet, 3,30 m breit, seitlich 0,30 m und in der Gleisachse 0,60 m tief; er ist seitlich begrenzt durch 0,40 m starke Gurtplatten und darüberliegende 0,30 m starke Abdeckplatten, die zusammen um je 0,37 m aus der Ebene der Gewölbestirnen auskragen und auf ihren Stirnseiten die Steinschrauben für die eisernen Geländerpfosten aufnehmen, so daß der Talübergang zwischen den Geländern eine lichte Breite von 5,0 m erhält. Der im Gefälle von 1 : 19 liegende Gleistrog ist durch eine doppelte Lage Asphaltisolierplatten und einen darüberliegenden 4 cm starken, mit Drahtnetz bewehrten Schutzbeton wasserdicht abgedeckt und in jeder der Öffnungen 2 bis 9 durch ein sich erweiterndes gußeisernes Rohr von 15/20 cm l. W. durch das Gewölbe hindurch nach unten entwässert. Die Öffnung 1 ist an ihrem unteren, westlichen Ende durch einen besonderen Entwässerungsschacht mit anschließender Pflasterrinne entwässert (Abb. 5).

Der neue Talübergang ist — wie schon erwähnt — für die N-Belastung der Deutschen Reichsbahn berechnet; die N-Belastung besteht bekanntlich aus zwei siebenachsigen Tenderlokomotiven mit 25 t Achsdruck und ein- oder zweiseitig angehängten vierachsigen Großgüterwagen mit 20 t Achsdruck in ungünstigster Stellung. (Vergl. „Hütte“, 25. Aufl., Bd. III, S. 1095, Abb. 252.)

Die Gewölbeform wurde zunächst unter der Annahme gleichmäßig verteilter Verkehrslast nach dem Stützlinienverfahren zeichnerisch untersucht und dieses Verfahren nach einer ersten Verbesserung der Gewölbeform wiederholt. Zur genauen Festlegung der Bogenachse des erstmals verbesserten Gewölbes wurden die Stützlinien für folgende vier Belastungsannahmen rechnerisch bestimmt:

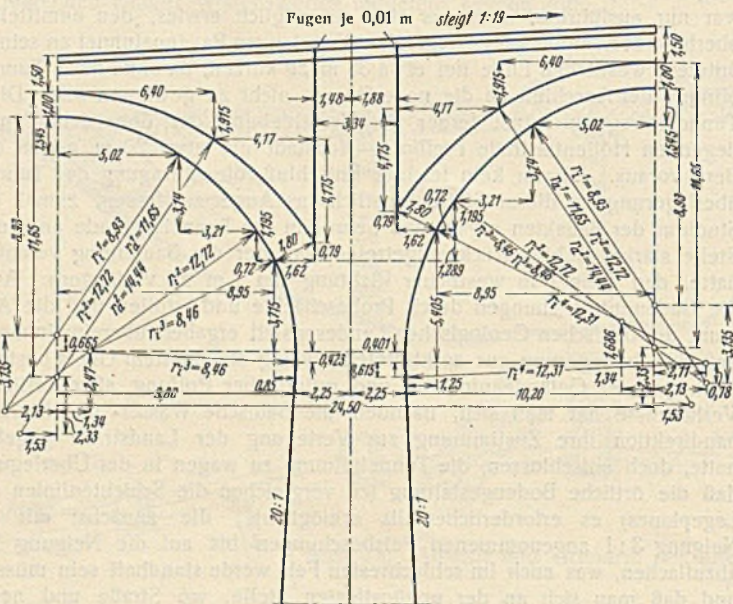


Abb. 6. Gewölbeform.

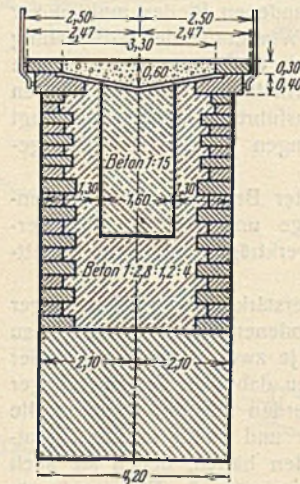


Abb. 7. Querschnitt.

pfeiler sind von Westen nach Osten, also in steigender Richtung mit 1 bis 10, die Gewölbeöffnungen in derselben Richtung mit 1 bis 9 durchnumeriert. Anfang Oktober 1925 wurde begonnen, in der Achse der Widerlager und Pfeiler Probeschächte von 2 auf 2 m Querschnitt zur Bodenuntersuchung bis auf den gewachsenen Felsen niederzutreiben. Während sich nach dem Ergebnis dieser Probeschächte auf dem westlichen Talhang und in der Talsohle des Ravennabaches, d. h. bei den Pfeilern 1 bis 6 in einer Tiefe von 6 bis 8 m unter Gelände tragfähiger Gneisfelsen vorfand, machte die Abteufung der Probeschächte im östlichen Talhang, also bei den Pfeilern 7, 8 und ganz besonders 9, erhebliche Schwierigkeiten und erforderte ungewöhnlich viel Bauzeit. Es erwies sich, daß der östliche Talhang bis in große Tiefen aus verwittertem Gehängeschutt, untermischt mit großen Findlingen und feinem, lehmhaltigem Sand, bestand. Der tragfähige Felsen wurde bei Pfeiler 9 erst in einer Tiefe von rd. 29 m unter Geländeoberfläche angetroffen, bei Pfeiler 8 in einer Tiefe von rd. 21 m und bei Pfeiler 7 in einer Tiefe von im Mittel 18 m.

Auf Grund des Ergebnisses der Bodenuntersuchungen wurde der gesamte Entwurf für den Talübergang, die Tunnelverkürzung und die Landstraßenverlegung im Winter 1925/26 auf der Reichsbahndirektion Karlsruhe in allen Einzelheiten ausgearbeitet.

Beschreibung des neuen Talüberganges.

Die acht Pfeiler des Talüberganges haben eine Stärke von 4,5 m an der Einschnürung zwischen den senkrechten Bogentangenten und von hier

1. Eigenlast des Gewölbes samt Übermauerung und Gleis;
2. Eigenlast wie unter 1. und halbe, über das ganze Gewölbe gleichmäßig verteilte Verkehrslast N;
3. Eigenlast wie unter 1. und volle, über das ganze Gewölbe gleichmäßig verteilte Verkehrslast N;
4. Eigenlast wie unter 1. und volle Verkehrslast N auf der rechten bzw. linken Gewölbehälfte; diese beiden Stützlinien weichen wegen der ungleich hohen Übermauerung etwas voneinander ab.

Auf zeichnerischem Wege wurde nun durch Auftragen dieser errechneten Stützlinien in großem Maßstabe von 1:20 eine zwischen den beiderseitigen Ausschlägen der genannten Stützlinien möglichst genau die Mitte einhaltende Linie für die Bogenachse gesucht und für diese sodann die inneren und äußeren Leibungslinien des Gewölbes als Korbbogen nach Abb. 6 bestimmt. Die Stützlinie aus dem Eigengewicht des Gewölbes allein (ohne Übermauerung) fällt sehr genau mit der Mittellinie des so bestimmten Gewölbes zusammen; dagegen war für das gesamte Eigengewicht (Gewölbe + Übermauerung + Gleisgewicht) die Erfüllung dieser Forderung wegen der durch die starke Steigung 1:19 bedingten ungleich hohen Übermauerung von dem symmetrischen Gewölbe nicht zu erreichen.

Nach dieser Voruntersuchung mit dem Stützlinienverfahren wurde das Gewölbe (Abb. 6) als ein an den Kämpfern fest eingespannter elastischer Bogen mit Einflußlinien durchgerechnet, wobei für die Berechnung der Spannungen aus der Verkehrsbelastung die Einzellasten des Lastenzuges N ohne Stoßzuschläge verwendet wurden. Zugspannungen treten hiernach im Gewölbe unter Eigengewicht und Verkehrsbelastung nicht auf. Über die im Gewölbe unter dem Einfluß von Eigengewicht, Verkehrslast N und Wärme ($\pm 10^\circ \text{C}$) auftretenden größten Spannungen gibt nachfolgende Tabelle Aufschluß:

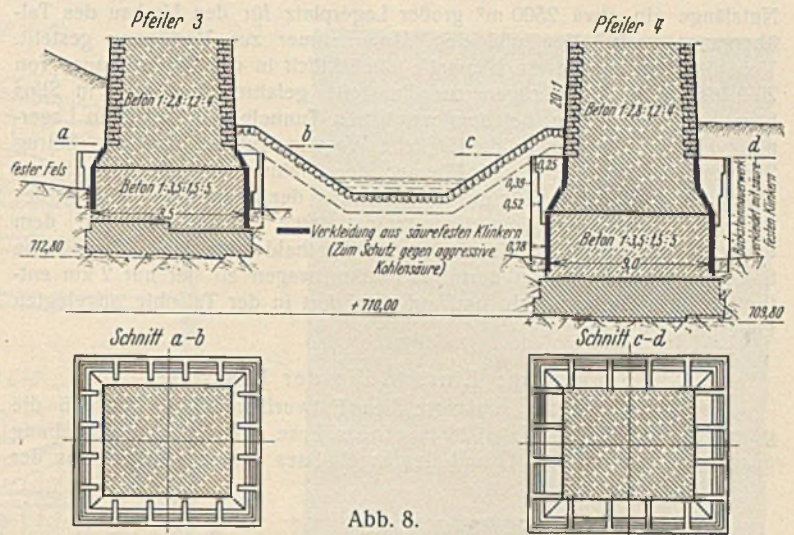
Größtwerte der Spannungen im Gewölbe in kg/cm^2 :

Belastung durch:	Im Scheitel		Im Kämpfer	
	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u
Eigengewicht e	— 8,70	— 5,02	— 4,59	— 9,30
Eigengewicht e + Lastenzug N	— 15,83	— 6,98	— 11,91	— 16,15
Wärme t ($\pm 10^\circ \text{C}$) ($E = 100\,000 \text{ kg/cm}^2$)	$\pm 2,85$	$\mp 3,71$	$\mp 3,89$	$\pm 3,68$
Größtwerte aus e + N \pm t:	— 18,68	— 10,69	— 15,80	— 19,83
	— 5,17	+ 1,13	+ 2,99	— 0,50

σ_o = Spannung im Gewölberücken. σ_u = Spannung in der Gewölbehöhlung.
— = Druckspannung. + = Zugspannung.

Bei der Berechnung der Pfeiler wurde auch der volle Winddruck in die Rechnung eingeführt, während bezüglich der Bremskräfte die Annahme berechtigt ist, daß sie von dem durch die Zahnstange besonders steifen Schienengestänge weiter geleitet werden, da die bauliche Anordnung des Gleistroges die Übertragung nennenswerter Bremskräfte durch Reibung auf die Brücke nicht ermöglicht. Das Gleis ist zudem unmittelbar oberhalb und unterhalb des Talübergangs — wie auch sonst auf der Zahnstangenstrecke — zur Aufnahme aller Schubkräfte durch Betonklötze in den Untergrund verankert. Unter diesen Annahmen beträgt die größte Druckspannung in der Pfeilereinschnürung (beim Bogenanfang) $13,8 \text{ kg/cm}^2$; im Pfeilerschaft $16,9$ bis $17,0 \text{ kg/cm}^2$ und an der Fundamentsohle $11,9 \text{ kg/cm}^2$, was für den vorhandenen Felsuntergrund ohne weiteres zulässig ist.

Gleichzeitig mit den Bodenuntersuchungen wurde auch das Wasser des Ravennabaches durch die bautechnische Versuchsanstalt für Beton an der Technischen Hochschule Karlsruhe auf seine Eignung als Anmachwasser für Beton und auf etwaige für Beton schädliche Bestandteile untersucht. Das Wasser erwies sich nach dem Gutachten der Versuchsanstalt als sehr weich (1,1 deutsche Härtegrade) und ziemlich reich an freier Kohlensäure (CO_2 : 8 mg/l), so daß es zwar als Anmachwasser für Beton sehr wohl geeignet, aber infolge seiner geringen Härte imstande sein werde, auch schwerlösliche Kalksalze, wie kohlen-sauren Kalk zu lösen, wobei die freie Kohlensäure den Lösungsvorgang befördern werde. Das Wasser werde daher beim Vorbeifließen Betonflächen durch Herauslösen von Kalk allmählich angreifen und zerstören können. Es wurde empfohlen, Maßnahmen zu treffen, daß das Wasser nicht unmittelbar am Beton vorbeifließen könne. Obgleich eine spätere Wasseruntersuchung durch die chemisch-technische Prüfungs- und Versuchsanstalt der Technischen Hochschule Karlsruhe einen Gehalt an freier Kohlensäure von nur $1,7 \text{ mg/l}$ an der Entnahmestelle selbst gemessen, und von nur noch $0,8 \text{ mg/l}$ nach Beförderung nach Karlsruhe und Untersuchung im Institut dort ergab, hielt man es doch für geboten, umfangreiche Vorkehrungen zur Sicherung des Betons der Pfeilerfundamente gegen die erwähnten Gefahren zu treffen. Zu diesem Zwecke wurden bei den rechts und links des Ravennabaches stehenden Pfeilern 3 und 4 die Betonfundamente von der Felslinie bis zum Beginn der Granitsteinverkleidung sehr sorgfältig durch säurefeste Klinker in Hochofenzementmörtel 1:3 versetzt verkleidet und außerdem durch ein ebenfalls mit säurefesten Klinkern verkleidetes



Ummantelung der Fundamente der Pfeiler 3 u. 4.

Backsteinmauerwerk in demselben Mörtel ummantelt, das mit dem Pfeilerfundament durch Aussteifungswände verbunden ist; die dazwischen frei bleibenden Zellen sind satt mit Tonschlag ausgestampft (Abb. 8).

Baustoffe.

Ebenfalls noch vor dem öffentlichen Ausschreiben der Bauarbeiten wurde eine gründliche Prüfung der für die Beton- und Mörtelbereitung in Betracht kommenden Baustoffe bei der Prüfungsanstalt für Beton an der Technischen Hochschule Karlsruhe veranlaßt. Es wurden geprüft:

1. Grubensand aus dem Vorland der Kinzig bei Kehl/Kork auf Kornzusammensetzung durch Siebanalyse, ferner durch chemische und mineralogische Untersuchung, sowie durch Mörtelproben 1:3 aus ungewaschenem und gewaschenem Sand;
2. Steinsand aus dem bahneigenen Schotterbruch Artenberg bei Steinach im Kinzigtal (Gneis) in derselben Weise;
3. Schotter, Splitt und Quetschsand aus einem in der Nähe der Baustelle anstehenden, von der badischen Geologischen Landesanstalt als verwendbar bezeichneten Schapbachgneis.

Die Quetschsande der Oz. 2 und 3 erwiesen sich nach dem Ergebnis dieser gründlichen Untersuchung wegen ihres großen Feinmehlgehaltes auch in gewaschenem Zustande als dem Kinzigsand stark unterlegen. Bei der Bauausführung wurde deshalb von der Verwendung von Quetschsanden ganz abgesehen und in der Hauptsache Grubensand aus dem Vorlande der Kinzig bei Kork, sowie Sand aus einem Vorkommen bei Wintersdorf verwendet; Splitt — der grundsätzlich gewaschen werden mußte — und Schotter kamen zu etwa $\frac{2}{3}$ des gesamten Bedarfs vom reichsbahneigenen Bruche Artenberg (Gneis), der Rest aus Oppenau im Renchtal (Porphy). Sämtlicher Zement stammt aus dem Zementwerk Leimen bei Heidelberg.

Die Granitvorsetzsteine und die Granitwölbsteine stammen aus den Brüchen von Raumünzach im Murgtal, Waldulm im Achertal, Oberkirch im Renchtal, Seebrugg-Blasiwald (Schluchsee) und Tiefenstein im Albtal.

Von dem beim Bau verwendeten Beton und Mörtel wurden ständig Probewürfel hergestellt und untersucht. Über die Ergebnisse gibt folgende Tabelle Auskunft:

Raumteile	Portland-zement	Sand 0,3 bis 7 mm	Splitt 10 bis 25 mm	Schotter 25 bis 45 mm	Druckfestigkeiten in kg/cm^2 nach	
					28 Tagen	1 Jahr
Betonwürfel (30 cm Kantenlänge)	1	2,8	1,2	4,0	203 bis 345	484
	1	3,5	1,5	5,0	190 „ 221	358 bis 369
	1	5,25	2,25	7,5	100 „ 133	—
Mörtel (7 cm Kanten- länge)	1	3,0	(Kinzigsand)		345 „ 507	—
	1	3,0	(Wintersdorf)		311 „ 351	—
	1	3,0	(Normensand zum Vergleich)		372 „ 402	—

Probewürfel der Mischung 1 R.-T. hochwertiger Zement: 3 R.-T. gewaschenem Kinzigsand von Kork von 0,3 bis 5 mm Korngröße für den Gewölbemörtel ergaben nach 7 Tagen Druckfestigkeiten von 221 kg/cm^2 (Mittel aus drei Versuchen) und Zugfestigkeiten von $26,5 \text{ kg/cm}^2$.

Wegen der geringen Leistungsfähigkeit der Zahnstangenstrecke und der an ihr liegenden Bahnhöfe für den Massengüterverkehr wurde auf dem im Jahre 1913 neu erbauten, mit Lagerplätzen und Abstellgleisen reichlich ausgestatteten, 7 km östlich der Baustelle liegenden Bahnhof Titisee (km 29,3; Meereshöhe 859,2 m) an einem Ladegleis von 200 m

Nutzlänge ein etwa 2500 m² großer Lagerplatz für den Umbau des Talübergangs vorbehalten und dem Unternehmer zur Verfügung gestellt. Von hier aus wurden die Baustoffe allnächtlich in der Betriebspause von 23⁰⁰ bis 4³⁰ in Arbeitszügen zur Baustelle gefahren und hier in Silos bzw. auf den oberen, bei dem westlichen Tunnelportal liegenden Lagerplatz abgeladen. Der größte tägliche Wagenzulauf zur Baustelle betrug 24 Wagen, wovon 40% 20-t-Wagen; der kleinste tägliche Zulauf war 7 Wagen. Ein Teil der für die Aufmauerung der Pfeilerfüße während des Jahres 1926 erforderlichen Granitvorschsetzsteine wurde auch auf dem einigermaßen leistungsfähigen Bahnhof Posthalde (km 20,6; Meereshöhe 657,4 m) angeliefert, von dort mit Lastkraftwagen zu der nur 2 km entfernten Baustelle verbracht und auf dem dort in der Talsohle angelegten Lagerplatz gelagert.

Baubeginn; Einrichtung der Baustelle.

Nach Abschluß der umfangreichen Entwurfbearbeitung wurden die gesamten Arbeiten im Mai 1926 in einem Lose öffentlich zur Vergebung ausgeschrieben und auf Grund des Ergebnisses dieses Wettbewerbs der

9. und 10. August bei den Pfeilern 6 und 7 und am 13. August bei Pfeiler 3 begonnen. Für die Unterbringung des überschüssigen Fundamenteaushubes der Pfeiler 2 bis 7 und der Abbruchmassen der Pfeiler des alten Talübergangs stehen die Flächen A (Abb. 3) in der Talsohle zur Verfügung, die nach Fertigstellung aller Bauarbeiten einzuebnen, mit Humus zu überdecken und wieder als Wiese anzulegen sind. Für die übrigen Abtragsmassen steht die Fläche B (Abb. 3) unter ähnlichen Bedingungen zur Verfügung. Ferner wurde gleich Anfang August 1926 der Bau eines Schrägaufzuges mit elektrisch angetriebener Aufzugwinde auf dem östlichen Talhang parallel zur neuen Brücke von der Talsohle bei Pfeiler 6 bis zur Höhe der Bahnlinie nach dem dort vor dem westlichen Tunnelportal des Ravennatunnels gelegenen Lagerplatz in Angriff genommen und am 21. August beendet. Zu derselben Zeit waren auch bereits die Verladeeinrichtungen und die Silos für Sand, Splitt und Schotter fertig, die an den südlichen Flügel des oberen, langgestreckten Widerlagers des alten Talübergangs angebaut wurden. Ein weiterer Silo wurde in der Talsohle zwischen dem obersten Pfeiler des alten Talübergangs und dem Fußpunkte des Schrägaufzuges bei km 22,6 gebaut, der durch eine steile, mit Blech

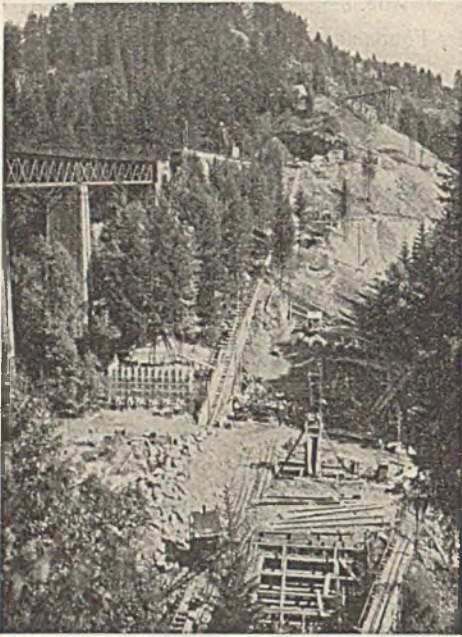


Abb. 9. Baustelleneinrichtung am 21. VIII. 1926.

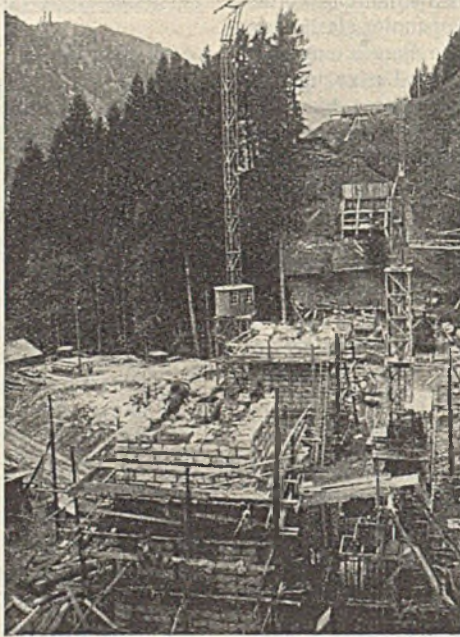


Abb. 10. Aufmauern der Pfeiler.

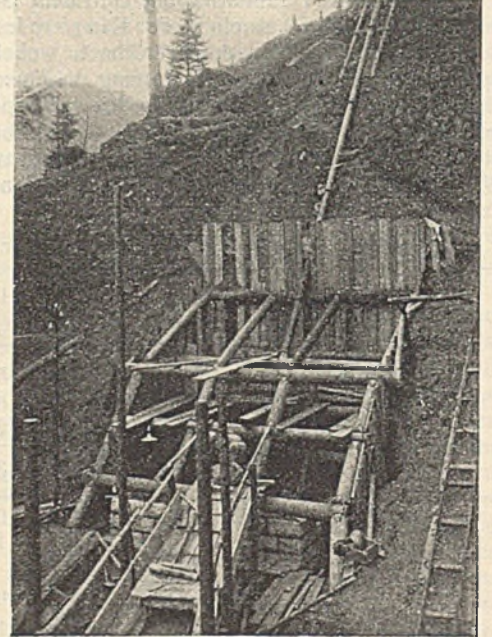


Abb. 11. Schachteinbau für Pfeiler 2.

Arbeitsgemeinschaft der Firmen F. X. Sichler & Freiburger Baugesellschaft, beide in Freiburg im Breisgau, Ende Juli 1926 der Zuschlag zur Ausführung des Talübergangs in Beton mit Sichtflächenverkleidung aus Granitvorschsetzsteinen, Gewölbe aus Granit, erteilt. Der Unternehmer hat sofort nach Zuschlagerteilung (bereits am 2. August 1926) mit großer Tatkraft mit der umfangreichen Einrichtung der Baustelle und mit den ersten Bauarbeiten begonnen, wobei die verhältnismäßige Nähe der Baustelle bei dem Sitze der Unternehmungen dem raschen Beginn der Bau- und Einrichtungsarbeiten sehr förderlich war. Zunächst wurde mit der Verlegung der Landstraße oberhalb des Ravennatunnels am 9. August 1926 begonnen, wobei dem Unternehmer sehr zustatten kam, daß diese Straße zufällig vom 13. August bis 3. September 1926 zur Vornahme von Walzarbeiten von der Straßenbauverwaltung gesperrt war, so daß die Sprengarbeiten für etwa 1500 m³ Erd- und Felsbewegung, die Straßenherstellung und die beiderseitigen Straßenanschlüsse ohne Störung durch Rücksichtnahme auf die Aufrechterhaltung des Straßenverkehrs sehr rasch gefördert werden konnten. Bereits am 3. September 1926 konnte die verlegte Straßenstrecke dem Verkehr übergeben werden.

Zur Versorgung der Baustelle mit elektrischer Energie mußte von Hinterzarten eine besondere Freileitung von 3480 m Länge für 15-kV-Drehstrom zu einer an der Landstraße in der Nähe der Baustelle anzulegenden behelfsmäßigen Umformerstation von 200 kW Anschlußleistung gebaut werden, in der der Strom auf die Gebrauchsspannung von 220/380 V abgespannt und mit einer 250 m langen Leitung der Baustelle zugeführt wurde. Diese Stromversorgung konnte Mitte September 1926 in Betrieb genommen werden; der Höchstbedarf der Baustelle betrug 120 kW. Solange die elektrische Fernleitung noch nicht betriebsfähig war, standen ein Dampfdrehkran von 5 t Tragkraft und zwei Benzinmotoren von 10 bis 12 PS zur Verfügung. Ab 8. August 1926 war ferner eine eigene behelfsmäßige elektrische Kraftstation von 30 kW für die Aufzüge und Kompressoren bis Mitte September in Betrieb. Mit diesen behelfsmäßigen Einrichtungen wurden bereits am 2. August 1926 die Aushubarbeiten für die Fundamente der Pfeiler 9 und 5, am 5. August bei Pfeiler 4, am

ausgekleidete Fallrinne von oben beschickt wurde. Über den Schütttrichtern des oberen Silos lief ein elektrisch betriebener Auslegerdrehkran parallel zum Betriebsgleis der Höllentalbahn, der die mit Arbeitszügen in der nächtlichen Betriebspause angebrachten Baustoffe (Sand, Splitt, Schotter) in die Silos entleerte bzw. auf den Lagerplatz ablagerte (Vorschsetz- und Wölbsteine). Außerhalb der Betriebspause war der Ausleger des Drehkrans in einer zur Gleisachse parallelen Stellung durch Einheitschloß profillfrei verschlossen und gleichzeitig die Einführung des Kabels, und damit die Stromzuführung zum Kran mechanisch unmöglich gemacht. Der Schlüssel dieses Einheitschlosses war beim Fahrdienstleiter des Bahnhofs Höllsteig über dem Zugmeldeapparat an einem Schlüsselbrett aufbewahrt; der Fahrdienstleiter des Bahnhofs Höllsteig war dafür verantwortlich, daß kein Zug nach Hinterzarten angeboten oder von dorthier angenommen wurde, solange der Schlüssel nicht am Schlüsselbrett hing. Das Vorhandensein des Schlüssels am Schlüsselbrett war vom Fahrdienstleiter des Bahnhofs Höllsteig in der telegraphischen Zugmeldung zu bestätigen; der Fahrdienstleiter des Bahnhofs Hinterzarten war mitverantwortlich, daß der Bahnhof Höllsteig diese Zugmeldevorschriften auch einhielt. Für die Überwachung der Baustelle war eine besondere Wartstation „Ravennabrücke“ geschaffen, ständig mit einem Wärter besetzt und in die Streckenleitung einbezogen. Der Wärter der Wartstation hatte den Kranschlüssel persönlich beim Fahrdienstleiter des Bahnhofs Höllsteig abzuholen und nach Gebrauch wieder persönlich dort abzugeben. Er hatte nach Abfahrt der Arbeitszüge die Strecke zu untersuchen und sie dem Fahrdienstleiter des Bahnhofs Höllsteig frei zu melden. Vor Eingang dieser Meldung durfte kein Zug angeboten oder angenommen werden.

Gründung der Pfeiler und Widerlager.

Der Zustand der Baustelle und der Stand der Einrichtungsarbeiten am 21. August 1926, also knapp drei Wochen nach Baubeginn, ist aus Abb. 9 zu ersehen: links der alte Talübergang in Richtung nach Osten (steigende Richtung der Bahn) gesehen; an seinem oberen Ende der obere Silo mit dem darüberfahrenden Entladedrehkran; darunter in der Talsohle der

untere Silo, dessen drei Rutschrinnen für Sand, Splitt und Schotter deutlich zu erkennen sind, ebenso seine Entnahmeschürren; daneben der Schrägaufzug zum westlichen Portal des Ravennatunnels und dem dort befindlichen Lagerplatz (Höhenunterschied 44 m); etwa 24 m über dem Tunnelportal die verlegte Landstraßenstrecke und rechts das Schüttgerüst mit darunterliegender Schutthalde, herrührend vom Abtrage der Massen für die Landstraßenverlegung; rechts neben dem Schrägaufzug unter dem Tunnelportal das Aufzuggerüst über dem Schacht für Pfeiler 9 mit darunterliegendem Zugangstollen zum Schacht; im unteren Drittel des Talhangs dieselbe Einrichtung für Pfeiler 7; die Aushubarbeiten für Pfeiler 8 und 7 bis zur Geländehöhe hochbetoniert und hinterfüllt waren, da man es nicht wagte, in dem hohen Geröllhang drei so tiefe Schächte von etwa 10 auf 10 m Grundrißfläche gleichzeitig niederzubringen; in der Talsohle die Aufzuggerüste für die Pfeilerfundamente 6 und 5; links daneben die untere Betonmischmaschine; ganz im Vordergrund des Bildes der Schachteinbau der Fundamentgrube des Pfeilers 4 (auf dem linken Ufer des Ravennabaches) mit dem sie bedienenden Dampfdruckkran.

Der Aushub, Holzeinbau und die Wasserhaltung boten bei den Fundamenten der Pfeiler 3 bis 6 keine besonderen Schwierigkeiten. Bei den Pfeilern 5 und 6 wurde der tragfähige Fels am 11. September 1926, bei den Pfeilern 3 und 4 am 27. und 28. September 1926 erreicht und in allen Fällen unmittelbar daran anschließend mit dem Betonieren der Fundamente im Mischungsverhältnis 1 R.-T. Portlandzement : 3,5 Sand

: 1,5 Splitt : 5 Schotter begonnen, wobei eine Druckfestigkeit W_b nach 28 Tagen von mindestens 100 kg/cm^2 verlangt war. Bei den Pfeilern 3 und 4 rechts und links des Ravennabaches ging das Betonieren infolge der schon beschriebenen Verkleidung des Fundamentbetons mit Klinkern etwas langsamer vonstatten, als bei den unverkleideten Pfeilern. Nach beendetem Ausrüsten und Hinterfüllen der Baugrube konnte am 6. Oktober 1926 bei den Pfeilern 5 und 6 und am 19. Oktober 1926 bei den Pfeilern 3 und 4 mit dem Aufmauern der Pfeilerschäfte über Tage begonnen werden; Mischungsverhältnis des aufgehenden Betons: 1 Zement : 2,8 Sand : 1,2 Splitt : 4 Schotter, wobei ein W_b nach 28 Tagen von 120 kg/cm^2 verlangt war. Für das Aufmauern der Pfeiler waren inzwischen zwei Turmdrehkrane von 42 und 32 m größter Auslegerhöhe aufgestellt worden, deren Bahnen südlich und nördlich parallel zur Bauwerkachse verliefen. Den Zustand der Baustelle am 30. Oktober 1926 in Richtung nach Westen gesehen stellt Abb. 10 dar: rechts oben am Bildrande das untere, westliche Widerlager des alten Talübergangs; links davon oben am Westhang die Fundamentgrube des Widerlagers 1; darunter auf halber Höhe des Hanges der Schachteinbau für Pfeiler 2 (Abb. 11 in einem späteren Bauzustande mit Betonabfallröhren von 25 cm Durchm.); am Fuße des Hanges Pfeiler 3 bereits in der Aufmauerung begriffen, während Pfeiler 4 noch im Boden steckt; im Vordergrund des Bildes die Pfeiler 5 und 6; zwischen beiden die Zufahrtstraße, auf der die Granitvorsetzsteine in diesem Bauabschnitt mit Lastkraftwagen vom Bahnhof Posthalde herangeführt wurden. Vorsetzsteine, Mörtel- und Betonmulden

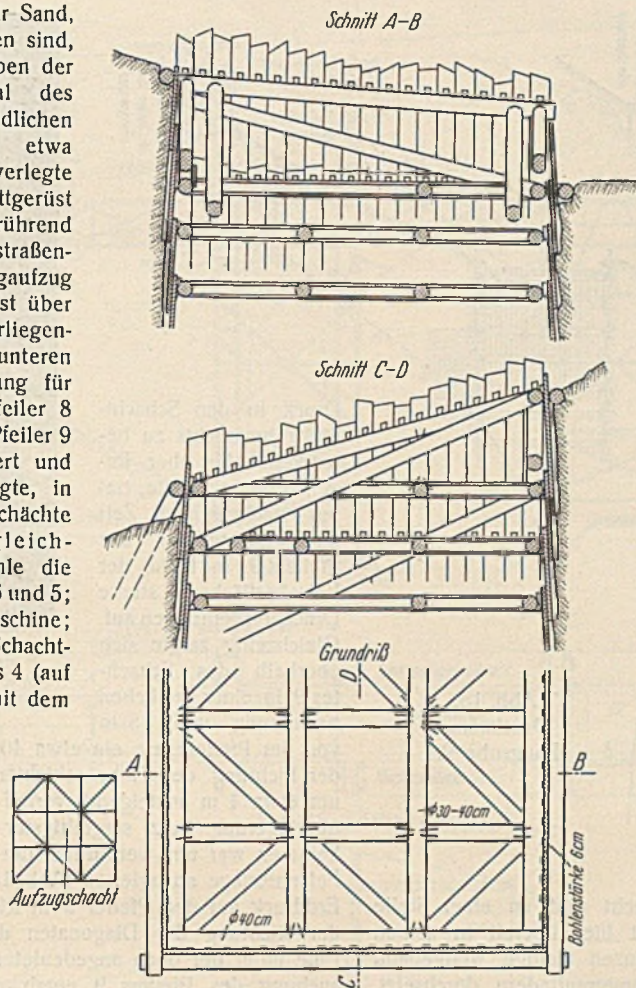


Abb. 12a. Schachteinbau für Pfeiler 9.

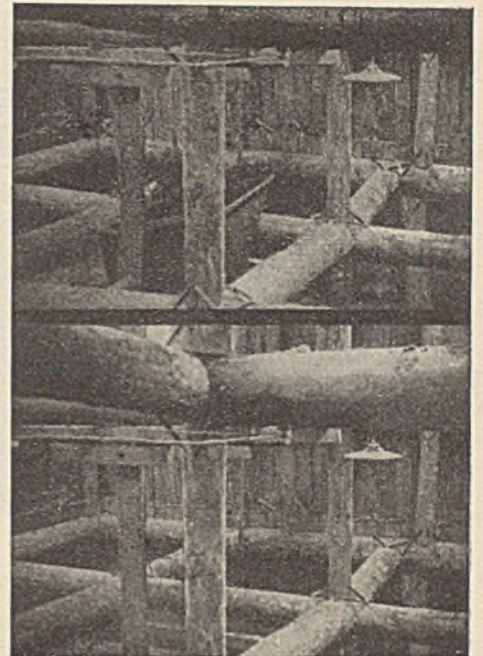


Abb. 12b. Schachteinbau für Pfeiler 9.

wurden durch die Turmdrehkrane von ihren Fahrgestellen von 60 cm Spurweite abgehoben und auf die jeweilige Arbeitshöhe der Pfeilerschäfte gehoben. Es wurden in einem Arbeitsgang immer eine Binder- und darüber eine Läuferschicht von je 30 bis 35 cm Schichthöhe aufgemauert und sodann mit Beton in drei Schichten bis Oberkante der Vorsetzsteine hinterstampft. Das folgende Aufmauern zweier weiterer Schichten Vorsetzsteine durfte erst nach genügendem Erhärten des Betons (frühestens nach 12 Stunden) stattfinden. In die frische Betonmasse der Pfeiler wurden zur Erzielung einer größeren Scherfestigkeit in den Arbeitsfugen zwei Reihen rauhe Granitbruchsteine (etwa 70 cm lang und 50/50 cm im Querschnitt) in lichten Abständen von etwa 1 m gegeneinander versetzt links und rechts der Brückenachse 40 cm tief einbetoniert. Ende November 1926 war im Fundament des Pfeilers 2 eine 3 m starke Fundamentplatte einbetoniert; die Pfeiler 3 bis 6 waren 4, 8, 16 und 13 m über Gelände hochgemauert.

Sehr viel schwieriger erwiesen sich die Gründungsarbeiten bei den Pfeilern 7 und namentlich 9, bei denen erst in rd. 18 und rd. 29 m Tiefe unter Geländehöhe der feste tragfähige Fels angetroffen wurde, während er unter dem östlichen Widerlager des alten Talübergangs schon in geringer Tiefe ansetzt. Die Felsoberfläche bildet hier eine Art Grat, dem die alte Bahnlinie fast genau folgt, wie aus den Schichtenlinien der Felsüberlagerung zu schließen ist, die der Felsoberfläche konform verläuft. Von der alten Linie gegen die neue fällt die Felsoberfläche sehr steil —

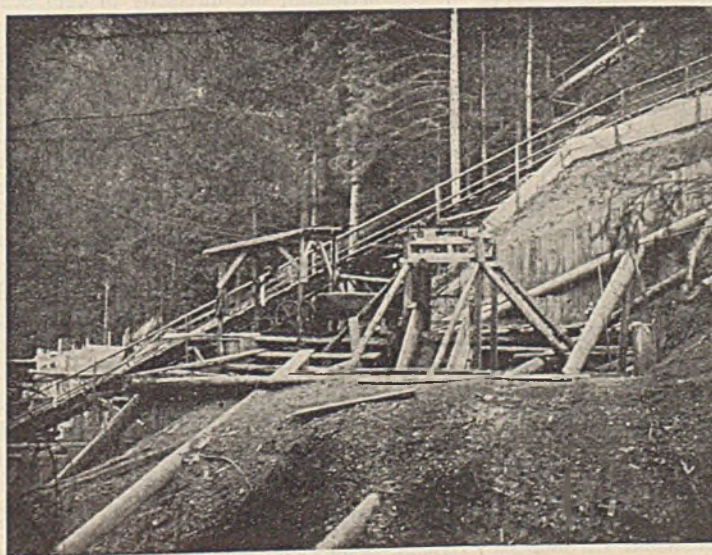


Abb. 13. Aufzug für Pfeiler 7.



Abb. 14. Aufzug für Pfeiler 9, Silo und Entladekran.

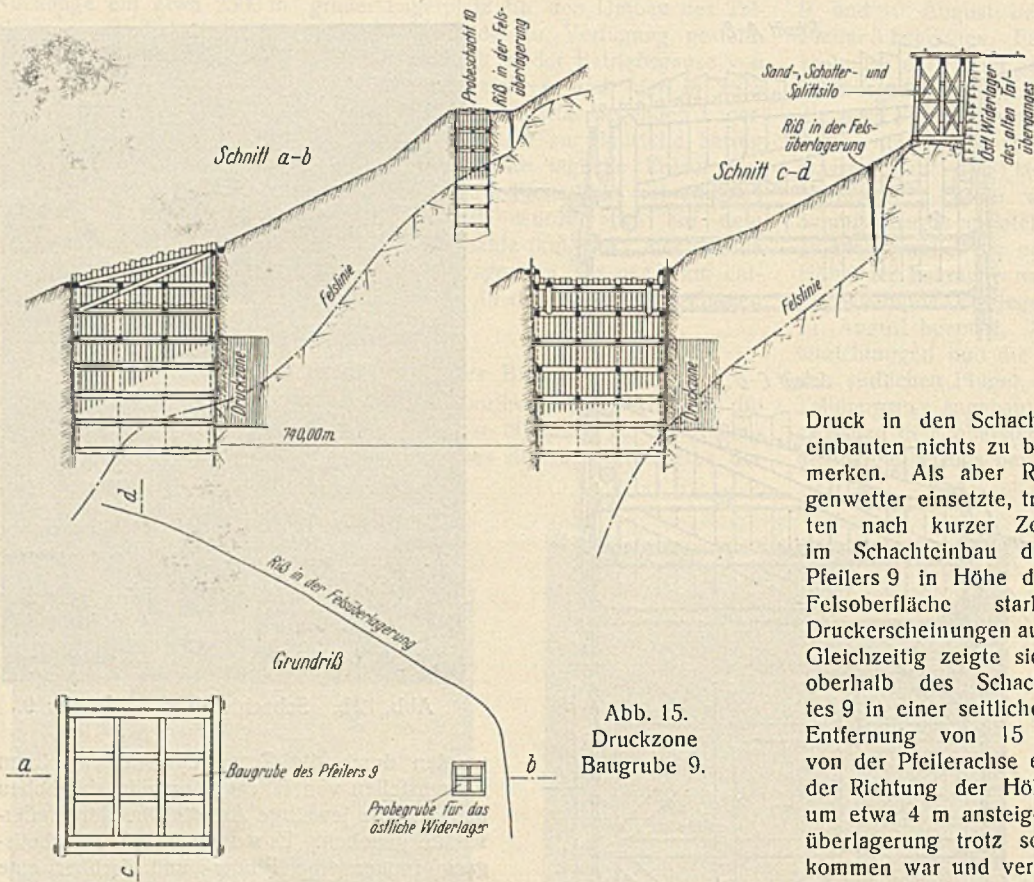


Abb. 15. Druckzone Baugrube 9.

im Probeschacht für Pfeiler 9 zum Teil senkrecht und an einer Stelle sogar überhängend — ab; der Gneisfels ist hier überall in seinen obersten Teilen stark verwittert, in seinem ganzen Gefüge weitgehend zerklüftet und öfters mit roten, sehr harten Ganggranitadern durchsetzt. Die Felsüberlagerung besteht aus losem, mit dem Pickel leicht zu lösendem, teilweise lehmhaltigem Gehängeschutt, untermischt mit bis zu 1,5 m³ großen Findlingen. Diesem Befund entsprechend ist man beim Abteufen der etwa 9,5 auf 10 m im Grundriß messenden Schächte für die Pfeiler 7, 8 und 9 von vornherein mit größter Vorsicht und mit schwerem, bergmännischem Holzeinbau vorgegangen (Abb. 12 a u. b). In der senkrechten Mittelachse der Schächte lief ein Materialaufzug unter Benutzung des Einbaues der Probeschächte bis zu einem über Tage errichteten Aufzuggurt mit seitlich aufgestellter, elektrisch angetriebener Seiltrommel (Abb. 13 für Pfeiler 7; Abb. 14 Aufzugturm für Pfeiler 9 mit dem an das obere Widerlager des alten Talüberganges angebauten Silo, darüberlaufendem Entladekran und Entnahmeschurren der Baustoffe). Solange das schöne, trockene Wetter des Herbstes 1926 anhielt, war von einem nennenswerten

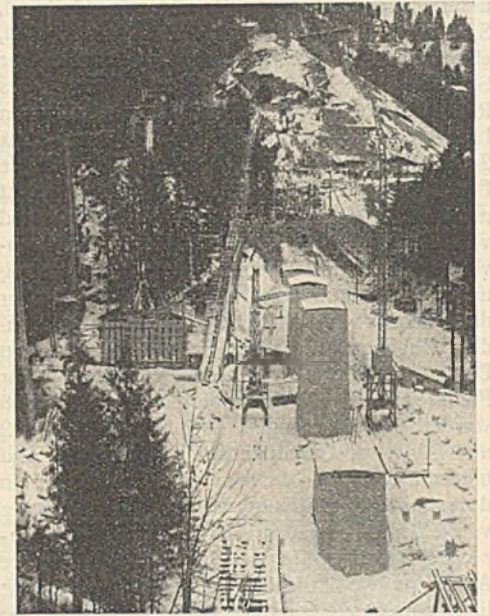


Abb. 17. Stand der Bauarbeiten. Ende Januar 1927.

Druck in den Schachteinbauten nichts zu bemerken. Als aber Regenwetter einsetzte, traten nach kurzer Zeit im Schachteinbau des Pfeilers 9 in Höhe der Felsoberfläche starke Druckerscheinungen auf. Gleichzeitig zeigte sich oberhalb des Schachtes 9 in einer seitlichen Entfernung von 15 m von der Pfeilerachse ein etwa 40 m langer Riß im Erdreich, der etwa in der Richtung der Höhenschichtenlinien, jedoch von Westen nach Osten um etwa 4 m ansteigend verlief und darauf hindeutete, daß die Felsüberlagerung trotz sorgfältigster Getriebezimmung in Bewegung gekommen war und vermutlich die Neigung hatte, auf ihrer steil geneigten Felsunterlage abzugleiten (Abb. 15). Hierdurch mußte starker einseitiger Erddruck auf den Pfeiler 9 in Richtung von NO nach SW, d. h. etwa in der Richtung der Diagonalen des Pfeilergrundrisses ausgelöst werden. Eine unter der oben angedeuteten Annahme durchgeführte statische Untersuchung des Pfeilers 9 ergab die Notwendigkeit der Verstärkung des Pfeilers in der Richtung dieses Druckes. Es wurde daher der Anzug der westlichen und südlichen Pfeilerseitenflächen so sehr verstärkt, als es die Abmessungen des damals (21. Oktober 1926) schon nahezu bis auf den tragfähigen Fels abgeteufte Schachteinbaues zuließen. Da unter der oben angedeuteten, allerdings — um ganz sicher zu gehen — sehr ungünstigen Rechnungsannahme auf der Ost- und Nordseite der Pfeilergrundfläche Zug auftreten mußte, wurde die Fundamentfläche des Pfeilers 9 nach Abb. 16 mit einem doppelten Schienenrost bewehrt, der durch 18 in 0,8 bis 1,0 m Abstand je 1 m tief in den Felsuntergrund einzementierte Fundamentanker aus 30-mm-Vierkanteisen zugest mit seiner Fundamentsohle verbunden ist. Diagonal mitten durch die Fundamentsohle zieht eine etwa 70 cm breite Verwerfungspalte, die mit dem Gereibsel des anstehenden Gneises ausgefüllt ist. Sie wurde gereinigt, mit Beton ausgefüllt und unter dem Schienenrost mit 2 m langen Rundeisen von 20 mm Durchm. (10 Stück auf 1 m) in Beton 1:2:3 überbrückt. Außerdem sind die beiden unter obiger Annahme auf Zug beanspruchten Seitenflächen des Pfeilers 9 in der aus Abb. 16 ersichtlichen Weise durch eine 22,5 m hohe Rundeisenbewehrung verstärkt, die ihrerseits in dem Schienenrost der Fundamentfläche zugest verankert ist. Eine weitere, strebepfeilerartige Hinausschiebung des Pfeilerfußes in südlicher und westlicher Richtung, die statisch zweckmäßig und erwünscht gewesen wäre, konnte leider nicht mehr zur Ausführung kommen, da die Unterfangung des nahezu 30 m hohen schweren Schachteinbaues und das Vortreiben einzelner Stollen auf der Fundamentsohle außerordentlich schwierig, gefährlich und vor allen Dingen so zeitraubend gewesen wäre, daß es zurzeit der Erreichung des festen Felsuntergrundes (26. Oktober 1926) nicht mehr gewagt werden konnte, ohne die Hochbetonierung des Pfeilers bis zur Erdoberfläche vor Beginn des Frostes erstlich in Frage zu stellen. Vor dem Beginn des Frostes mußte aber der hohe Pfeilerschacht unter allen Umständen betoniert und hinterfüllt sein. Mit dem Betonieren wurde deshalb sofort (28. Oktober 1926) begonnen und, wie bei allen Pfeilerfundierungen unter Tage, in durchgehenden Tag- und Nachtschichten am 25. November 1926 die Geländehöhe (721 bis 749 m über NN) erreicht. Dabei wurde von der Fundamentsohle bis zur Höhe 733 bezw. 741 über NN stets unter entsprechendem Ziehen der senkrechten Schalungsdieleu satt an die Aushubgrenzen anbetoniert, um das Entstehen von Hohlräumen samt dem dadurch ermöglichten Nachsacken von loser Überlagerung und damit Bewegungen im Hang nach Möglichkeit zu verhindern und um den Pfeilerfuß so gut wie möglich in den Felsuntergrund ein-

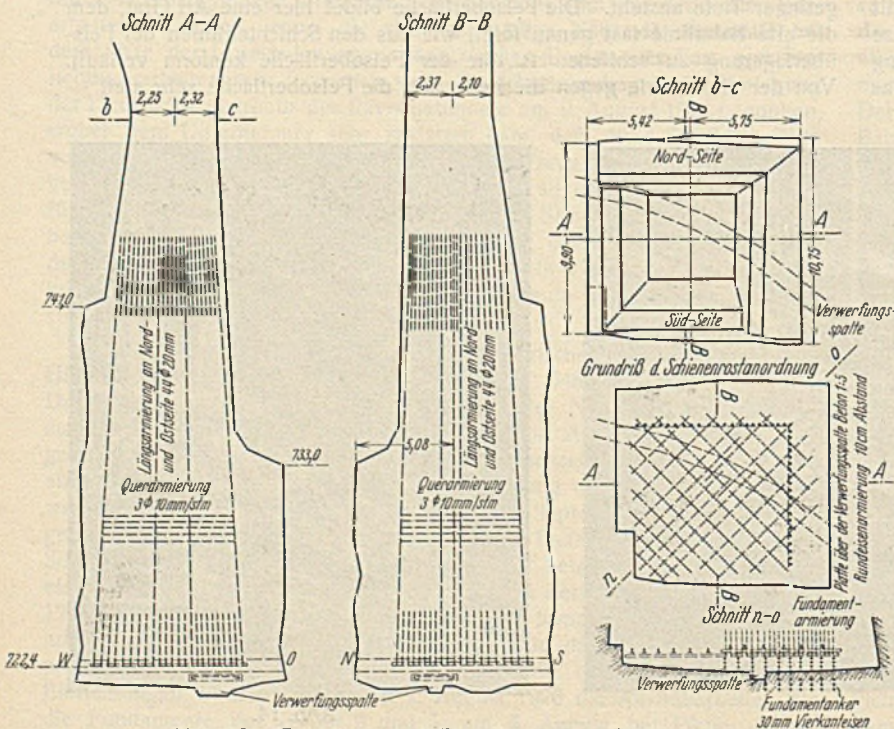


Abb. 16. Gründung und Bewehrung des Pfeilers 9.

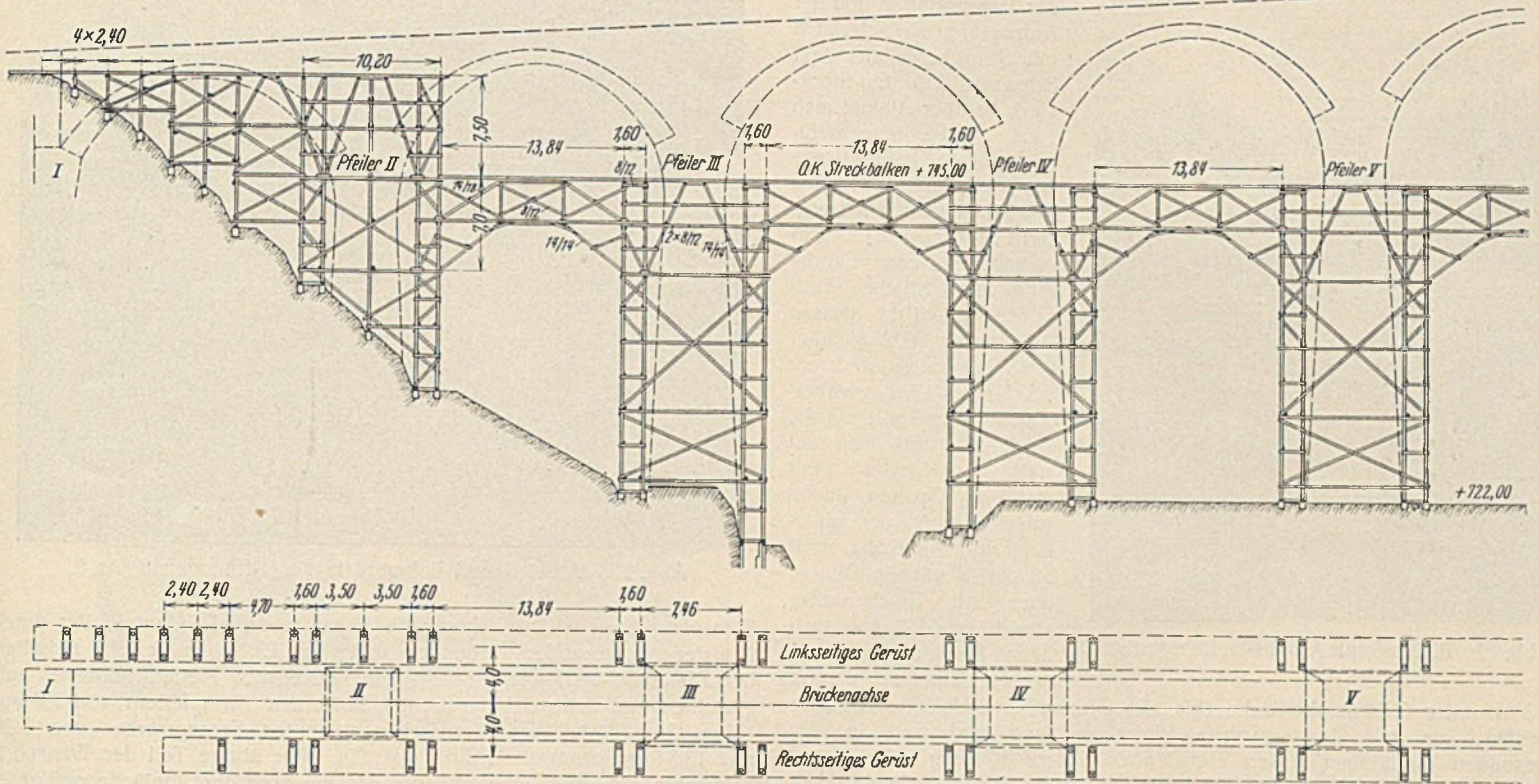
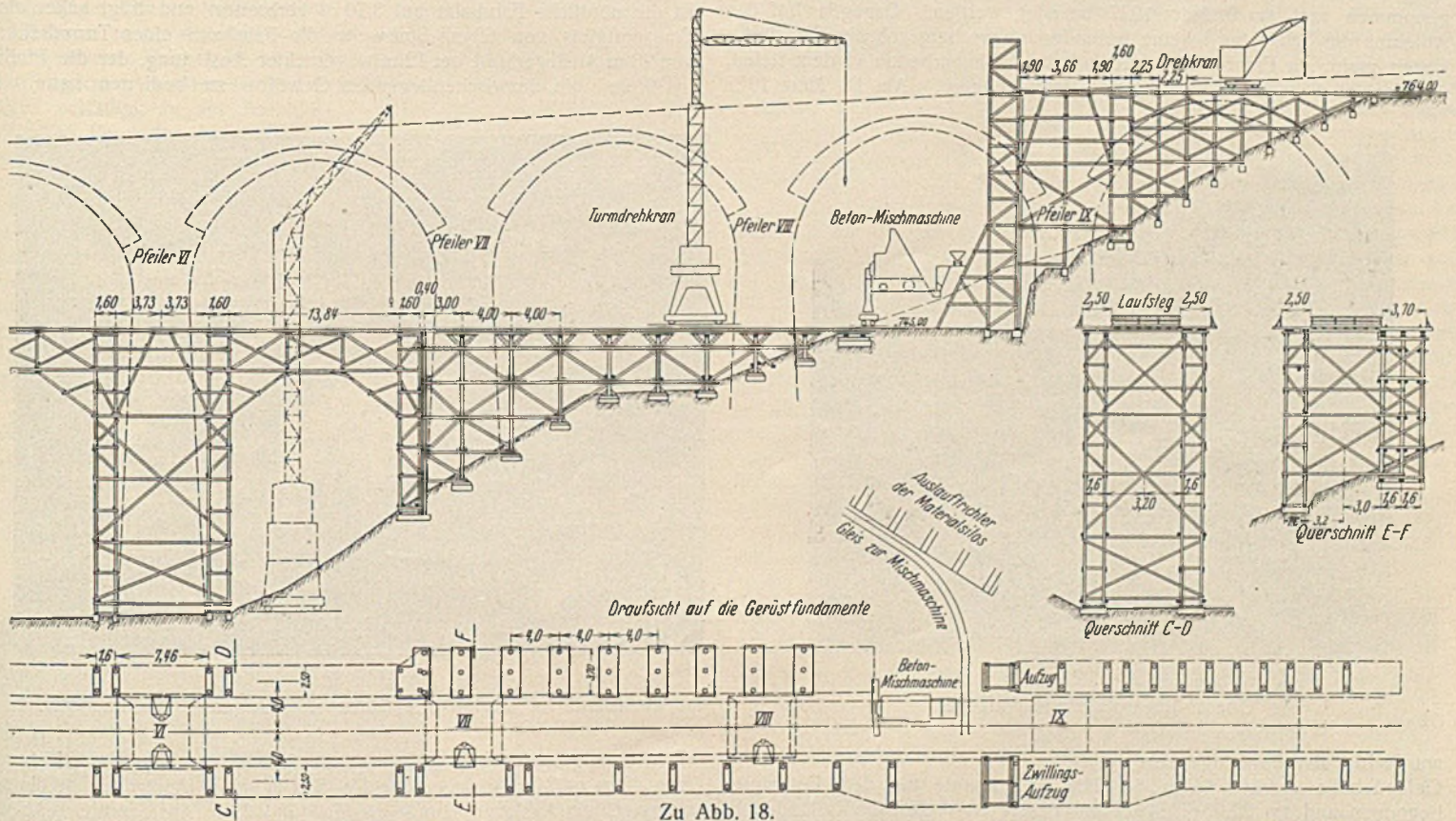


Abb. 18. Arbeitsgerüst.



Zu Abb. 18.

zuspannen (Schnitte AA u. BB der Abb. 16). Das Ausbauen der Schachtzimmerung und das Hinterfüllen des Pfeilers 9 wurde aus demselben Grunde mit größter Sorgfalt ausgeführt und am 16. Dezember 1926 beendet. Die Gründung des Pfeilers 9 erforderte 1270 m³ Erd- und 870 m³ Felsaushub, im ganzen also 2140 m³ Aushubmassen und das Einbringen von 2035 m³ Beton bis zur Erdoberfläche in Höhe 749 m über NN. Am Pfeiler 9 angebrachte und auf sicheres Gelände rückversicherte Festmarken ermöglichten im Jahre 1927 bis zum Bau der Gewölbe die Kontrolle und Feststellung, daß in dieser Zeit nicht die geringste Bewegung des Pfeilers eingetreten war.

Bei Pfeiler 7 (wie auch später bei Pfeiler 8) erwies sich eine Verstärkung weder rechnungsmäßig, noch weil etwa besondere Bewegungen in der Überlagerung oder starker Gebirgsdruck aufgetreten wären, als erforderlich. Bei Pfeiler 7 war bereits am 12. Oktober 1926 der tragfähige

Fels auf Höhe 714 über NN (rd. 18 m unter Geländehöhe) erreicht. Das Hochbetonieren bis über Geländehöhe (733,6 über NN), das Ausbauen der Zimmerung und Hinterfüllen des Pfeilerschaftes war schon am 30. November 1926 beendet. Die Gründung des Pfeilers 7 erforderte 540 m³ Erd- und 630 m³ Felsaushub, im ganzen also 1170 m³ Fundamentaushub und 920 m³ Beton bis zur Geländehöhe (733,6 über NN). Mitte Dezember 1926 trat Schneefall ein und nötigte zum Einstellen aller Bauarbeiten mit Ausnahme der Abteufung des Schachtes für Pfeiler 8, der nun am 8. Januar 1927 in Angriff genommen werden konnte, nachdem die beiden Schächte für Pfeiler 7 und 9 wieder ganz hinterfüllt und die Hinterfüllung einigermaßen zur Ruhe gekommen war. Abb. 17 zeigt den Zustand der Baustelle und den Stand der Bauarbeiten Ende Januar 1927; im Vordergrund der Pfeiler 4; dahinter die Pfeiler 5, 6 und 7, alle mit Holzdächern zum Schutze gegen Schnee und Kälte abgedeckt; darüber

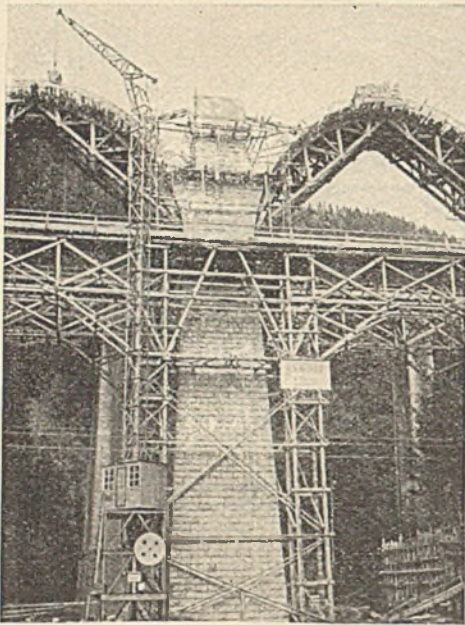


Abb. 19. Pfeiler 5 mit Arbeits- u. Lehrgerüsten.

13 m unter Geländeoberfläche (bis auf 746,9 über NN) hinuntergehen mußte, um mit dem ganzen Widerlager genügend weit in den gesunden tragfähigen Felsen einzubinden. Nach Klärung aller Untergrundverhältnisse und entsprechender Änderung der Fundamentzeichnung konnten die Aushubarbeiten am 11. Februar 1927 wieder aufgenommen und am 9. März 1927 beendet werden. Dagegen bot das Abteufen des Schachtes 8 keine besonderen unvorhergesehenen Schwierigkeiten mehr, da Frost und Schneefall die Aushubarbeiten in dem tiefen, überdeckten Schacht nicht beeinträchtigen konnten. Am 14. März 1927

der Zugangstollen und der Aufzugturm für Schacht 8 mit Schutthalde aus dem Schachtaushub. Ein Stockwerk darüber erkennt man zwei Betonmischmaschinen und die Bauhütte für das Betonieren des Pfeilers 9; nochmals ein Stockwerk höher ist der Zugangstollen zum Fundament des östlichen Endwiderlagers 10, dessen Aushub am 26. November 1926 begonnen und am 15. Januar 1927 vorübergehend eingestellt wurde. Auch hier traf man auf stark verwitterten, mit mehreren Spalten durchsetzten Gneis, der außerdem von Nordwest nach Südost in spitzem Winkel quer zur Brückenachse streicht, so daß man auch beim Endwiderlager mit der Fundamentsohle rund

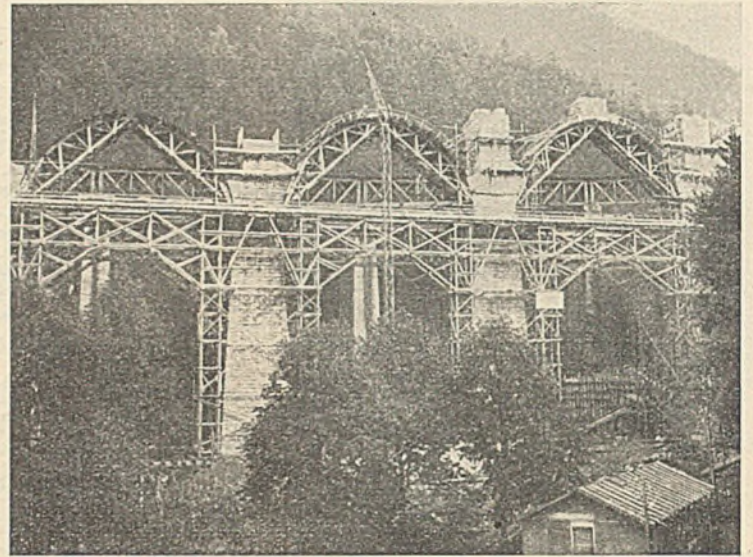
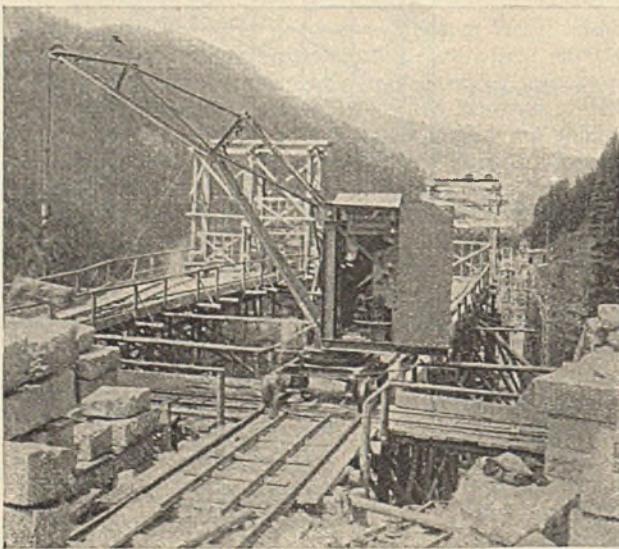


Abb. 20. Arbeits- und Lehrgerüste der Öffnungen 3 bis 5.

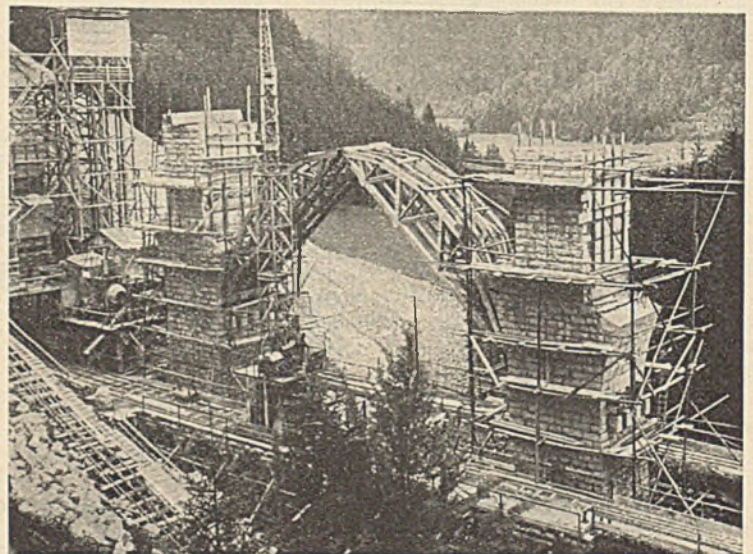
Transportgleise für 60 cm Spurweite tragen und bei jedem Pfeiler durch Laufstege miteinander verbunden sind; der Unterbau besteht zwischen den Pfeilern 2 bis 7 aus je vier an den Ecken des Pfeilergrundrisses aufgestellten und unter sich verstrebtten hölzernen Turmpfeilern von 1,6 auf 1,6 m Grundfläche und dazwischengespannten Sprengwerken von 7,46 und 13,84 m Spannweite (Abb. 19 u. 20). Der übrige Teil der Transportbahnen ruht wegen seiner geringeren Höhe über dem Gelände auf unter sich gegenseitig verstrebtten Einzeljochen. Zwischen den Pfeilern 7 und 9 ist die nördliche Fahrbahn auf 3,70 m verbreitert und trägt außer einem Transportgleis von 60 cm Spurweite die Fahrbahn eines Turmdrehkrans von 23 m Auslegerhöhe bei 12 m wagerechter Ausladung, der die Pfeiler 7 bis 9 und die dazwischenliegenden Gewölbe zu bedienen hatte. Der

Abb. 21.
Oberer Lagerplatz und Aufzüge.

wurde hier der tragfähige Fels auf Höhe 718,9 über NN, rd. 21 m unter Geländehöhe erreicht. Am 29. März 1927 konnte mit dem Betonieren begonnen und am 22. April 1927 mit dem Pfeilerbeton die Geländehöhe erreicht werden. Die Gründung des Pfeilers 8 erforderte 860 m³ Erd- und 550 m³ Felsaushub, im ganzen also 1410 m³ Fundamentaushub und 920 m³ Pfeilerbeton (ohne Vorsetzsteinverkleidung) bis zur Geländehöhe. Um dieselbe Zeit war auch bei Pfeiler 2 das Einbringen des Fundamentbetons beendet und die Pfeileraufmauerung über Tage in Arbeit. Damit waren die schwierigen und teilweise sehr langwierigen Gründungsarbeiten mit Ausnahme des westlichen Endwiderlagers 1, das in keiner Hinsicht Schwierigkeiten bereitete, bauprogrammäßig und ohne Unfall fertiggestellt.

Arbeits- und Bogenlehrgerüste.

Als Vorbereitung für das Hochmauern der Pfeiler wurde anfangs April 1927 mit dem Aufstellen der Arbeitsgerüste begonnen, die in Abb. 18 dargestellt sind. Auf Höhe 745 über NN, d. h. rd. 23 m über der Talsohle laufen in 8 m Achsabstand nördlich und südlich parallel dem Talübergang entlang zwei je 2,50 m breite Arbeitsfahrbahnen, die je zwei

Abb. 23.
Bauzustand vor Beginn des Wölbens. Lehrgerüst in Öffnung 7.

Talübergang zwischen den Pfeilern 3 bis 7 wurde von zwei Turmdrehkränen von 42 m größter Auslegerhöhe bei 5 m schräger Ausladung bedient (bei wagerechtem Ausleger 12 m Ausladung und 33 m Auslegerhöhe, Abb. 19), deren Fahrbahnen auf der Talsohle und auf Brücken über den Ravennabach nördlich und südlich außerhalb der beiden Arbeitsbühnen mit diesen parallel liefen. Für die Drehkrane sind bei 12 m Ausladung 0,8 t, bei 5 m Ausladung 3,0 t Tragkraft zugelassen; sie haben einen Hubmotor von 10 PS, eine Seilgeschwindigkeit von 22 m/Min. und eine Fahrgeschwindigkeit von 30 m/Min. Unmittelbar westlich von Pfeiler 9 (Abb. 22) führen ein Zwillings- und ein einfacher Aufzug von je 1,5 t Tragkraft mit je einem 15-PS-Aufzugmotor mit 19 m Hubhöhe zu den in Höhe des oberen Lagerplatzes (764 m über NN) liegenden Arbeitsbühnen, von denen die südliche zwei Transportgleise von 60 cm Spurweite, die nördliche ein solches Transportgleis und die Fahrbahn eines kleineren Drehkrans von 1,5 t Tragkraft aufnimmt (Abb. 21). Ein ebensolcher Drehkran von 1,5 t Tragkraft lief auch auf der obersten Arbeitsbühne zwischen dem Endwiderlager 1 und Pfeiler 2. Zwischen den beiden in Höhe 745 liegenden Arbeitsbühnen steht unmittelbar westlich des Pfeilers 9 auf Höhe 748 eine Betonmisch-

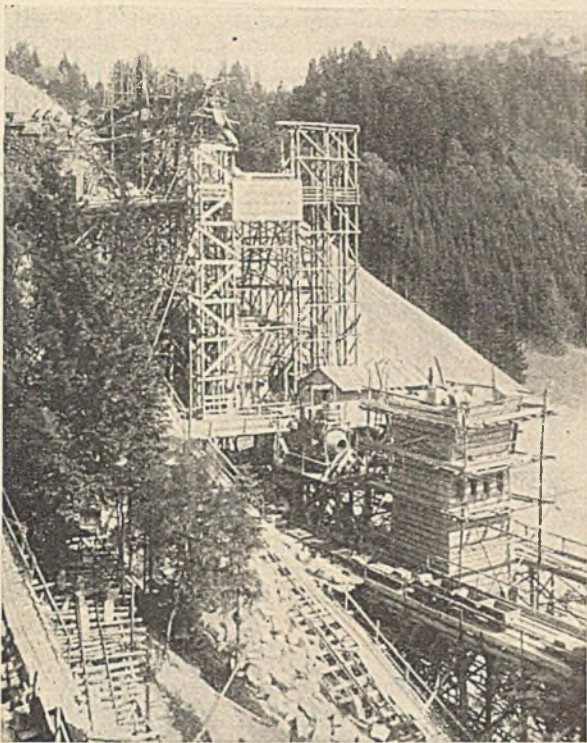


Abb. 22. Pfeiler 8. Mischmaschine und Aufzüge.

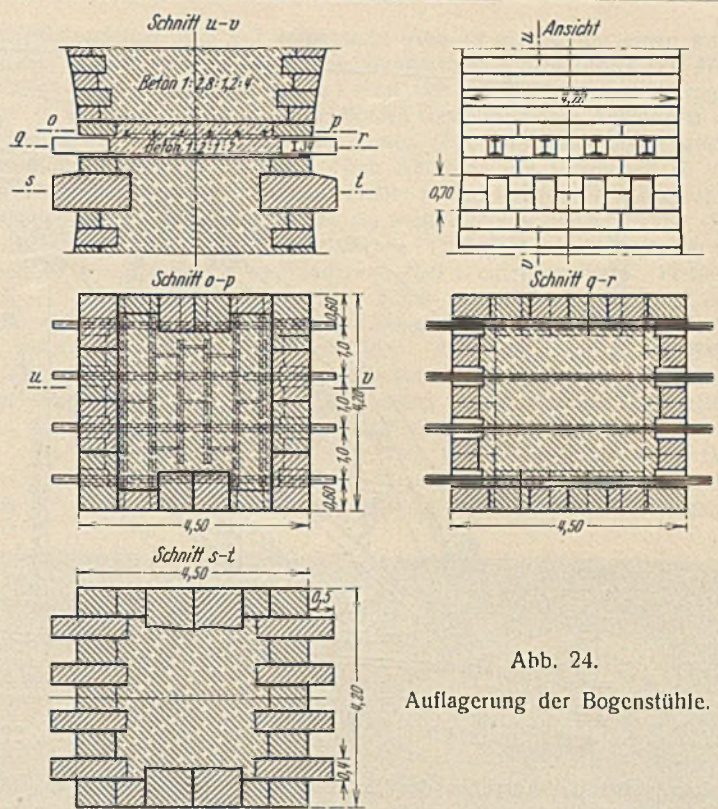


Abb. 24. Auflagerung der Bogenstühle.

maschine, der die Baustoffe für den Mörtel und Beton von dem nördlich davon stehenden Silo zugeführt wurden (Abb. 22). Vom Zeitpunkte der Fertigstellung dieser Arbeitsgerüste an wurden sämtliche Granitvorsetz- und Wölbsteine mit den nachts verkehrenden Arbeitszügen auf den oberen, beim westlichen Tunnelportal liegenden Lagerplatz angeliefert und gelagert. Vom Lagerplatz wurden sie mit dem kleineren Drehkran auf 60-cm-Rollwagen verladen, zu den Aufzügen verfahren und mit diesen auf die in Höhe 745 liegenden Arbeitsbühnen gesenkt; auf diesen wurden Mauersteine, Mörtel und Beton zu den einzelnen Verwendungstellen gefahren und mit den Turmdrehkränen auf die erforderliche Höhe gehoben. Mörtel und Beton wurden in Mulden befördert, die von ihrem Fahrgestell abgehoben und an ihrer Verwendungstelle nach Art eines Greiferkrans nach unten entleert werden konnten. Der Arbeitsbereich der drei großen und zwei kleineren Drehkrane war derart bemessen, daß der ganze Talübergang bis einschließlich der Gurt- und Abdeckplatten mit den Drehkränen frei aufgemauert werden konnte. Die Arbeitsgerüste mit Kranbahnen und Aufzügen erforderten einen Aufwand von 382,7 m³ Kantholz; 208 m³ Rundholz und Stangen und 9,7 t Eisen und Schrauben.

Nach betriebsfertiger Aufstellung der Arbeitsgerüste wurde Anfang Mai 1927 mit dem Aufmauern der Pfeiler 9 bis 4 wieder begonnen und diese Arbeit so gefördert, daß Anfang Juli 1927 die Granitquader der Gewölbekämpfer der Pfeiler 5 bis 9 und des Endwiderlagers 10 versetzt und außerdem das Stirnmauerwerk über den Pfeilerköpfen zwischen den senkrechten Bewegungsfugen bis nahe unter die Gurtplatten hochgemauert war, letzteres um das Eigengewicht der Pfeiler für den Wölbvorgang möglichst zu erhöhen (Abb. 23). Zur Auflagerung der Bogenlehrgerüste sind in die Pfeilereinschnürung in Höhe des Bogenanfangs der einzelnen Öffnungen

je vier Stück I 34 von 5,50 m Länge im gegenseitigen Abstände von je 1 m mit einem senkrecht darübergelegten Schienenrost in Beton 1:2:1:2 einbetoniert worden (Abb. 24). Nach Ausbau der Bogenlehrgerüste sind diese Träger etwa 0,5 m hinter der Mauerwerkflucht autogen abgebrannt und die Lücken mit Granitvorsetzsteinen geschlossen worden. Um eine späterhin für die Nachschau und Unterhaltung der Gewölbe etwa erforderliche Wiedereinrüstung zu erleichtern, sind achsial unter diesen Trägern unter Zwischenschaltung einer durchgehenden Mauerwerkschicht jeweils vier einzelne Granitkragsteine von 0,7 m Höhe, 0,4 m Breite und 1,5 m Gesamtlänge 1 m tief in die Pfeiler eingemauert worden, so daß sie 0,5 m über die Pfeilerflucht auskragen. Diese Anordnung wurde nach reiflicher Überlegung gewählt, weil man einerseits den Granitkragsteinen die großen Auflagerdrücke der Lehrgerüste und Gewölbelasten beim Wölben nicht mit aller Sicherheit glaubte zumuten zu können, und eine auf die ganze Pfeilerbreite durchgehende Kragsteinschicht, die vielleicht die eben erwähnten Festigkeitsbedenken zurückzustellen erlaubt hätte, aus ästhetischen Gründen vermeiden wollte, weil der klare Übergang der Pfeilerkanten in die Gewölbelinien durch die Kragsteinschichten für das Auge störend unterbrochen worden wäre; andererseits aber hatte man Bedenken, eiserne Träger für spätere Einrüstungen, die nicht mehr mit so hohen Auflagerdrücken — wie sie beim Wölben auftreten — zu rechnen haben werden, auf die Dauer im Mauerwerk stehen zu lassen, weil ihre Unterhaltung naturgemäß sehr schwierig und teuer sein würde, bei mangelhafter Unter-

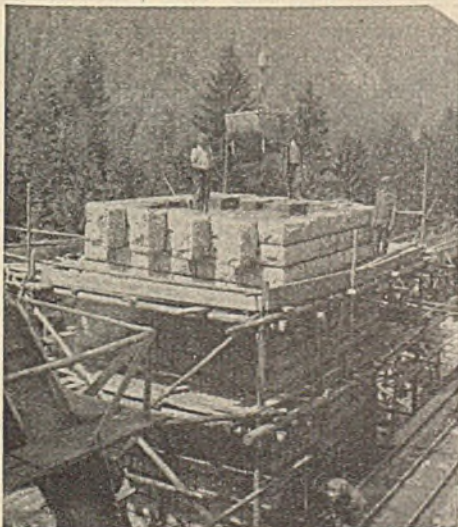


Abb. 25. Granitkragsteine der Pfeiler.

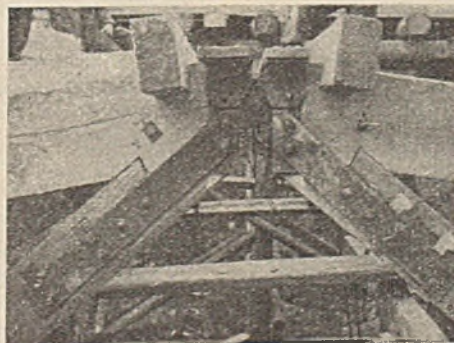


Abb. 28. Scheitelgelenk des Lehrbogens.

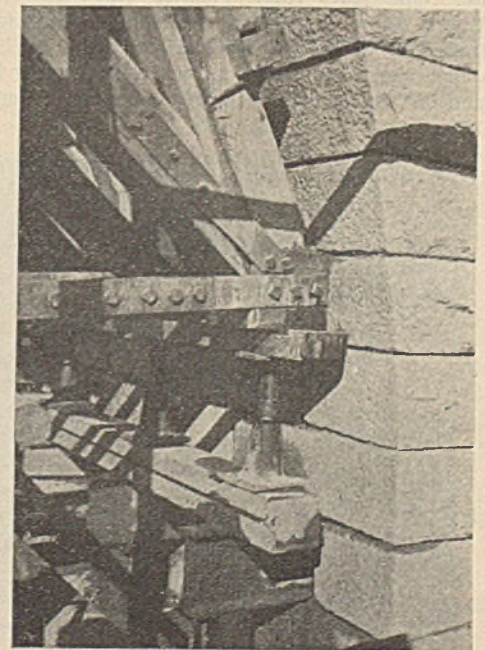


Abb. 26. Auflagerung der Lehrgerüste der Gewölbe.

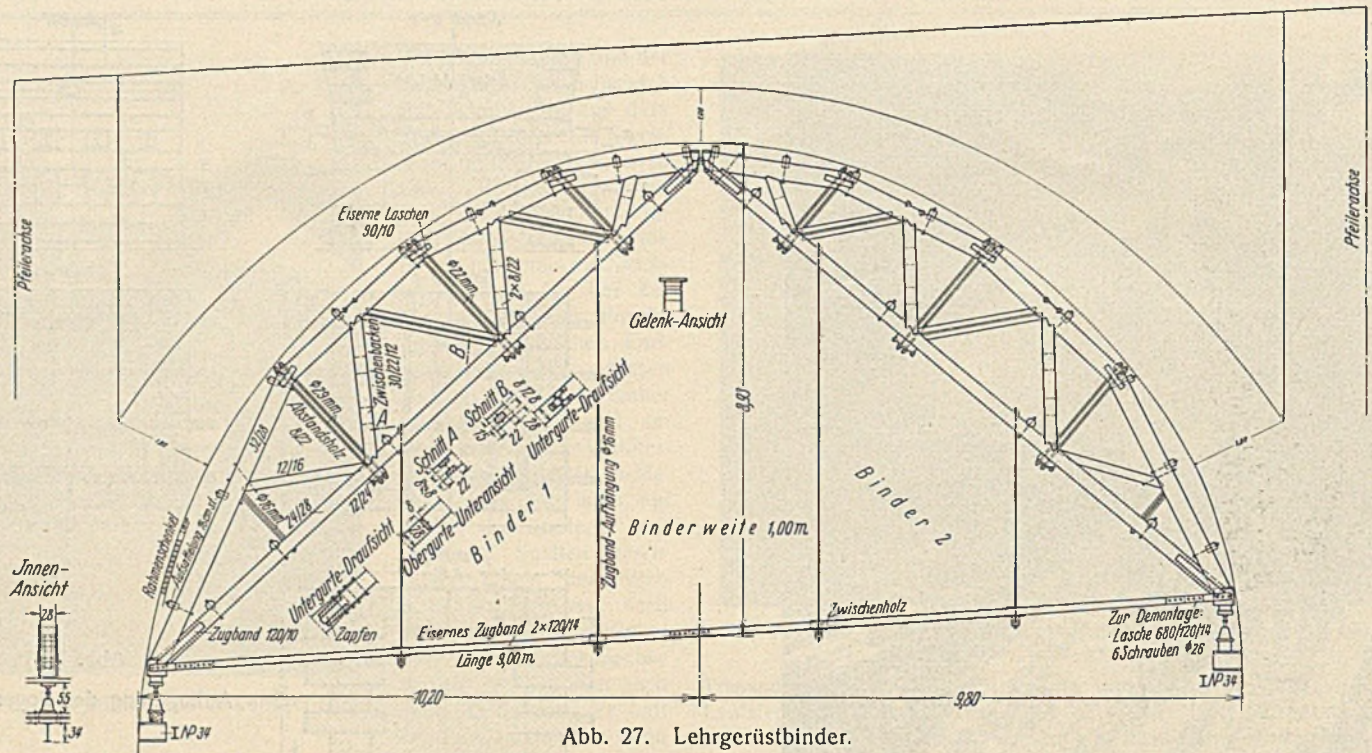


Abb. 27. Lehrgerüstbinder.

haltung aber das Aussehen der Pfeiler durch Rosten der eisernen Träger bald beeinträchtigt werden müßte. Auf diesen I-Trägern sind die Lehrgerüste mit Schraubenspindeln aufgelagert worden, die ihrerseits auf einem mit zwei $\square 24$ bewehrten Hartholzquerbalken aufsitzen (Abb. 24, 25 u. 26).

Die Lehrbogen für die Granitgewölbe sind als Dreigelenkbogen aus Vierkanthölzern mit reichlicher Eisenbewehrung nach Abb. 27 ausgebildet; dieses System hat den Vorzug, statisch bestimmt zu sein, was eine einfache, klare und einwandfreie Berechnung und Bemessung ermöglicht. Die zwei Bogenschenkel jedes Binders wurden auf dem bei Punkt *r* des Lageplanes (Abb. 3) in der Talsohle günstig gelegenen Rüstboden aufgezeichnet und zusammengebaut und konnten mit Hilfe der zwei größten Turmdrehkrane leicht aufgestellt werden. Über ihre Auflagerung ist das Erforderliche schon oben gesagt. Das Scheiteltgelenk ist gebildet aus einem 280 mm langen Vierkantstahlbolzen von 50 auf 50 mm Querschnitt, der zwischen Auflagerplatten von $200 \times 280 \times 30$ mm gelagert und durch beiderseitige Haltebleche in seiner Lage festgehalten ist (Abb. 28). Die Unterlagsplatten sitzen auf $\square 28$, mit denen die senkrechten Stirnflächen der hier zusammenkommenden Gurtstäbe des Lehrbogens bewehrt sind. Der größte wagerechte Gelenkdruck bei vollbelastetem Lehrbogen ist zu 31 t für jeden Binder berechnet. Auf die Gewölbebreite von 4,2 m kommen vier Binder von je 1 m Achsabstand, die im Untergurt durch querliegende Rundhölzer von 16 cm Durchm., im Obergurt in der Nähe jedes Knotenpunktes durch eingelassene Vierkanthölzer von 12 auf 20 cm Querschnitt in ihrem gegenseitigen Abstand gehalten sind (Abb. 29). Außerdem sind die Obergurte der Binder 1—2 und 3—4 noch durch einen aus einem einfachen Strebenzug bestehenden Windverband, und die Untergurte durch Diagonalen miteinander verbunden. Die Bogen-

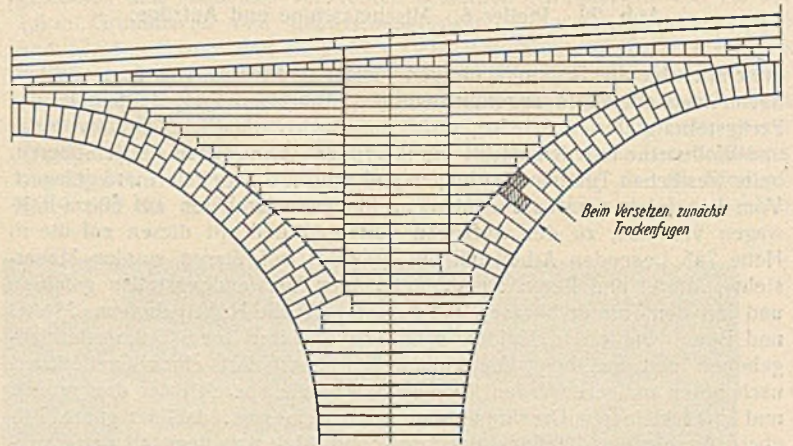


Abb. 30. Fugenteilung der Gewölbe. Gewölbe- und Stirnübermauerung.

form ist in üblicher Weise durch Aufsattelung (16 cm stark) auf die Obergurte der Binder hergestellt; darüber liegt die aus 10 auf 10 cm starken Bohlen bestehende Bogenschalung, die auf beiden Seiten um etwa 1 m über die Bogenstirnen als Arbeitsraum hinaussteht und mit einem Geländer begrenzt ist. Ein Lehrgerüst für ein Gewölbe (vier Binder mit Querverbindungen) erforderte $40,8 \text{ m}^3$ Holz und 6,87 t Eisen. Die Lehrbogen wurden mit 5 cm Überhöhung aufgestellt; die Einsenkungen der Lehrbogen im Scheitel bei Gewölbeschluß betragen 1,7 bis 2,8 cm.

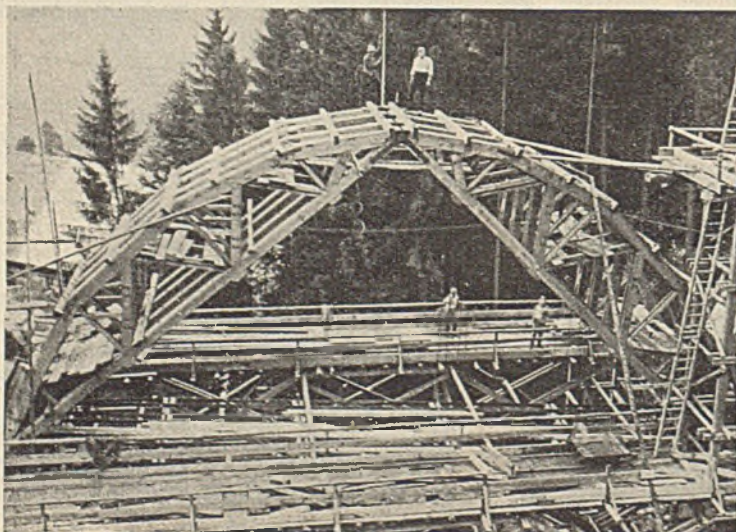


Abb. 29. Lehrbogen mit aufgehängtem Zugband.

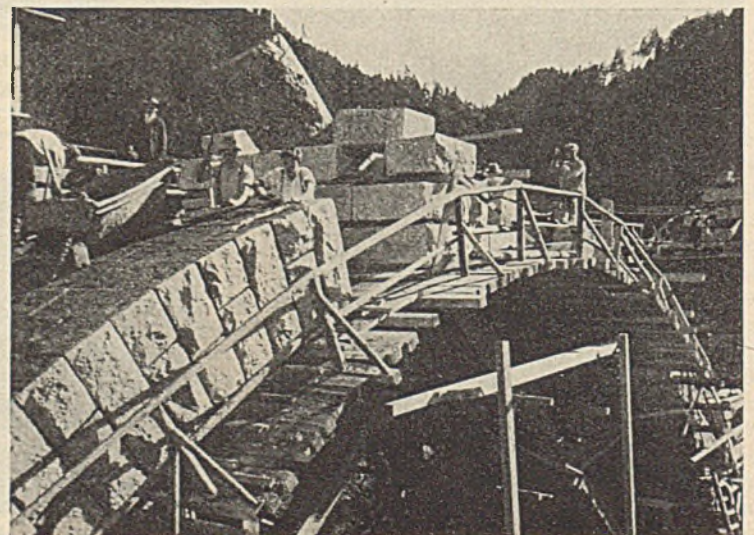


Abb. 31. Wölbvorgang mit Scheitelbelastung.

Von diesen Lehrbogen wurden fünf Stück beschafft, mit denen zunächst die Öffnungen 9, 8, 7, 6 und 5 eingerüstet wurden. Die Lehrbogen in Öffnung 5 erhielten plangemäß kein Zugband, während der Bogenschub der Lehrbogen in den übrigen Öffnungen 6 bis 9 (und später beim zweiten Wölbvorgang in den Öffnungen 1 bis 4) plangemäß durch Zugbänder aus zwei Flacheisen 120×14 mm aufgenommen wurde, die am Lehrbogen aufgehängt waren. In den Öffnungen 1, 8 und 9 ließen sich diese Zugbänder übrigens wegen örtlicher Behinderung durch die Bodengestaltung und durch die in Öffnung 8 stehende Betonmischmaschine nicht anbringen, was aber für den Wölbvorgang ohne Einfluß blieb.

Der Bau der Gewölbe.

Die Fugenteilung der Gewölbe und der Stirnübermauerung ist in Abb. 30 dargestellt. Das 4,2 m breite, im Scheitel 1 m, im Kämpfer 1,8 m starke Gewölbe ist zwischen den Kämpferquadern in 53 gleichstarke Schichten eingeteilt, die in der inneren Leibung rd. 40 cm Stärke haben. Die mittleren 15 Wölbsteine gehen als Durchbinder durch die ganze Gewölbstärke fugenlos durch; die erste und dritte Schicht über den Kämpferquadern ist in der Höhe zweimal, die übrigen Schichten sind in der Höhe einmal durch Stoßfugen unterteilt. Im übrigen galt für die Wölbsteine folgende Vorschrift: Die Lagerflächen sind auf mindestens 20 cm Tiefe, gemessen von der inneren und äußeren Leibung, zu spitzen. Bei den Stoßflächen genügt eine Bearbeitung mit dem Spitzisen auf

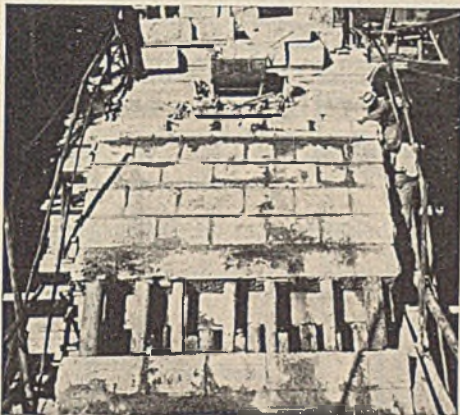


Abb. 32. Bewegungsfugen beim Wölbem.

mindestens 15 cm Tiefe, gemessen von der inneren Leibung. Im übrigen genügt eine raue Bearbeitung mit dem Mauerhammer und Spitzisen, doch müssen die Steine vollkantig und nach der Schichtensablone hergestellt sein. Kleine Mulden, die mit Mörtel leicht ausgeglichen werden können, sind statthaft. Das Auswickeln der Fugen, die höchstens 20 mm weit sein dürfen, ist verboten. Die Sichtflächen sind in der inneren Leibung zu spitzen, die Stirnen zu bossieren; die Lagerfugen müssen nach dem Bogenmittelpunkte gerichtet und zur Erzeugenden der Wölbfläche gleichlaufend sein. Stoßfugen und Lagerfugen müssen senkrecht aufeinander stehen.

Vor Beginn des Wölbens wurde am 22. und 23. Juli 1927 auf den Gewölbbscheiteln der Öffnungen 6 bis 9 zunächst eine Vorbelastung von je 30 t, bestehend aus den lose aufgesetzten Granitwölbsteinen der mittleren sieben Schichten, aufgebracht (Abb. 31) und hierauf in diesen vier Öffnungen etwa gleichzeitig von den beiderseitigen Kämpfern beginnend mit dem Aufwölben symmetrisch gegen den Scheitel hin bis zur fünften Schicht einschließlic (vom Kämpfer aus gezählt) begonnen. Zur Bildung eines Bewegungsgelenkes in der Gegend der Bruchfuge wurden von der sechsten und siebenten Schicht nur die unteren Wölbsteine trocken versetzt und sodann von der achten Schicht an, die in üblicher Weise gegen die fünfte Schicht durch Holzstempel abgestützt wurde (Abb. 32), wieder voll bis zum Scheitel durchgewölbt, wobei die Scheitelsteine aus den vorher lose als Scheitelbelastung aufgesetzten Steinen genommen wurden, so daß die Vorbelastung allmählich verschwand. Nach Einsetzen des Schlußsteines wurden dieser und die Trockenfugen rechts und links der sechsten Schicht gleichzeitig mit Mörtel 1:3 ausgestampft und die noch fehlenden Wölbsteine der sechsten und siebenten Schicht eingesetzt. Am 12. August 1927 waren die Gewölbe der Öffnungen 6 bis 9 geschlossen. Alle vier Gewölbe wurden wegen der rascheren Erhärtung mit hochwertigem Zement gemauert, um bei der vorgeschrittenen Jahreszeit mit einer Abbindedauer von zehn Tagen auszukommen. Als Kontrolle für die Festigkeit des Zementmörtels 1:3 in diesem Alter waren aus dem Gewölbemörtel Druck- und Zugkörper angefertigt worden, die nach sieben Tagen eine Druckfestigkeit von 221 kg/cm² und eine Zugfestigkeit von 26,5 kg/cm² ergaben. Vor dem Ablassen der Lehrgerüste in den vier fertigmauerten Gewölben 6 bis 9 wurde zur Verminderung der einseitigen Belastung des Pfeilers 6 auf das Lehrgerüst (ohne Zugband) der Öffnung 5 eine

Scheitelbelastung von 95 t aufgebracht (Abb. 19 u. 20), die einen wagerechten Schub von 45,6 t und einen senkrechten Auflagerdruck von 47,5 t erzeugte. Die Scheitellast von 95 t setzt sich zusammen aus zwei fertigen, von je fünf Wölbsteinschichten gebildeten Gewölbbestücken beiderseits des Schlußsteines im Gewicht von zusammen 53 t und einer lose darüber aufgesetzten Auflast von 42 t. Nach Ablassen der Lehrbogen in den Öffnungen 6 bis 9 wirkte nun auf Pfeiler 6 vom fertigen Gewölbe (ohne Übermauerung) der Öffnung 6 her ein wagerechter Schub von 115 t, dem von dem mit 95 t Scheitellast belasteten Lehrbogen (ohne Zugband) der Öffnung 5 ein wagerechter Schub von 45,6 t entgegenwirkte; Pfeiler 5 dagegen stand unter dem einseitigen Schub von 45,6 t. Die Berechnung beider Pfeiler ergab, daß sie diesen Schüben mit 4,6facher bzw. 7,5facher Kippsicherheit standzuhalten vermochten. Auch trat nirgends im Pfeiler Zugspannung auf, da die Drucklinie überall innerhalb des mittleren Drittels verlief. Bei Pfeiler 5 wurde in Kämpferhöhe nach Aufbringen der Scheitellast von 95 t eine seitliche Bewegung von 0,9 mm gemessen.

Das Ablassen der Lehrbogen in den vier Öffnungen 6 bis 9 fand statt nach zehntägiger Erhärtung des Fugenmörtels am 22. August 1927, und zwar gleichzeitig an allen Spindeln, um unsymmetrische Belastungen

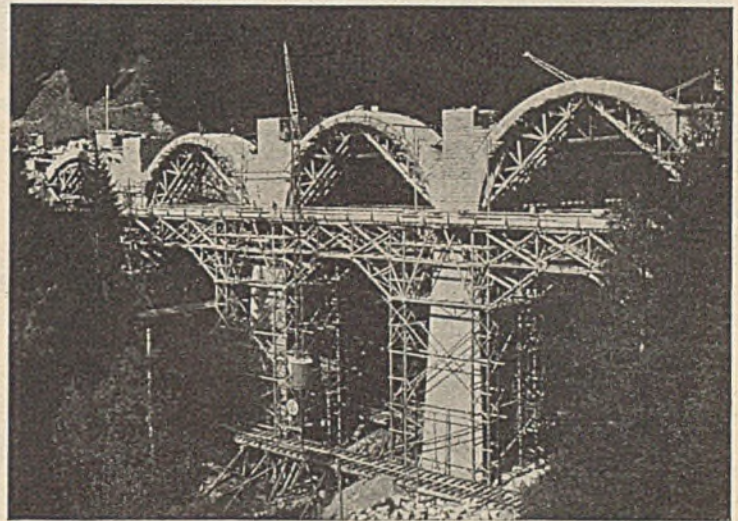


Abb. 33. Gewölbe 1 bis 4 geschlossen.

der Zwischenpfeiler zu vermeiden. Zum Messen der Einsenkungen der Gewölbbscheitel beim Ausrüsten und der Bewegung des belasteten Lehrgerüsts in Öffnung 5 führte von jeder Scheitelmittle ein mit 40 kg gespannter 2 mm starker Stahldraht zu den auf dem Gelände stehenden Griotschen Durchbiegungsmessern. Die Ablesungen der Apparate ergaben:

bei Gewölbe 9 eine Scheitelsenkung von 0,52 mm				
"	"	8	"	0,13
"	"	7	"	0,53
"	"	6	"	0,89

Das mit 95 t Scheitellast belastete Lehrgerüst der Öffnung 5 hat sich um 0,3 mm gehoben. An Pfeiler 5 zeigte sich während und nach dem Ablassen keine Veränderung mehr.

Nach dem Ablassen der Lehrbogen in den Öffnungen 6 bis 9 wurden sie alsbald ausgebaut und sofort in den Öffnungen 1 bis 4 wieder aufgestellt, was am 5. September 1927 beendet war (Abb. 20). Daran anschließend wurden am 6. September 1927 die Scheitellasten von je 30 t in den Öffnungen 1 bis 4 aufgebracht und unmittelbar darauf folgend derselbe Wölbvorgang, wie bei den Öffnungen 6 bis 9, durchgeführt. Am 23. September 1927 waren die Gewölbe 1 bis 4 geschlossen (Abb. 33); sie wurden am 6. Oktober 1927 ausgerüstet. Nach Schluß der Gewölbe in den Öffnungen 1 bis 4 wurde am 25. September 1927 mit dem Aufwölben des Gewölbes der Öffnung 5 von beiden Kämpfern her begonnen, nachdem schon am 20. August 1927 — wie bereits erwähnt — eine Scheitellast von 95 t aufgebracht worden war. Die Gelenkfugen in der sechsten und siebenten Schicht wurden auch hier, wie bei den übrigen Gewölben, zunächst offen gelassen und, wie die Scheitelfugen, am 6. Oktober 1927 nach Ablassen der Lehrbogen in den Öffnungen 1 bis 4 mit Mörtel 1:3 ausgestampft. Damit war die Herstellung der neun Gewölbe von insgesamt 1260 m³ Mauerwerk nach elfwöchiger Arbeitszeit beendet.

Das Stirnmauerwerk

über den Pfeilerköpfen und in der Gewölbeübermauerung ist mit Granitvorsetzsteinen von 25 bis 35 cm Schichthöhe, in Zementmörtel von 1:3 versetzt, verkleidet (Abb. 34) und ähnlich wie bei den Pfeilern beschrieben, mit Beton vom Mischungsverhältnis 1:2,8:1,2:4 bis zu 1,3 m Gesamtstärke hintermauert; der Zwischenraum zwischen den beiderseitigen Stirn

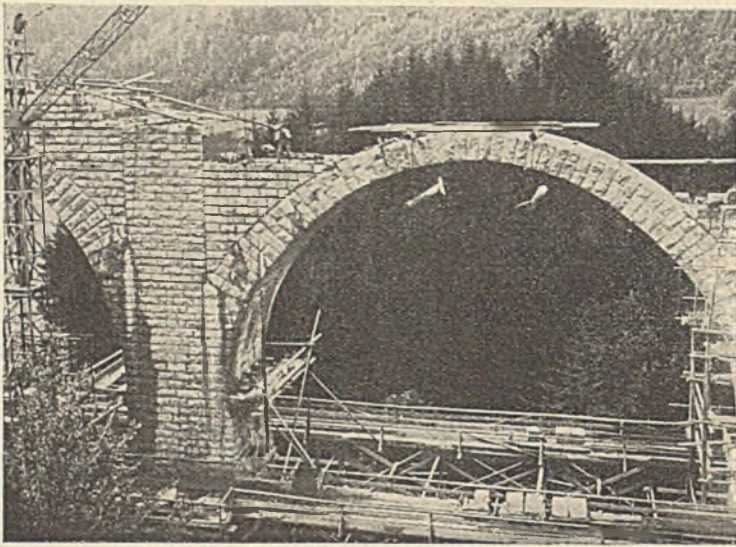


Abb. 34. Gewölübermauerung und Trennungsfugen über den Kämpfern.

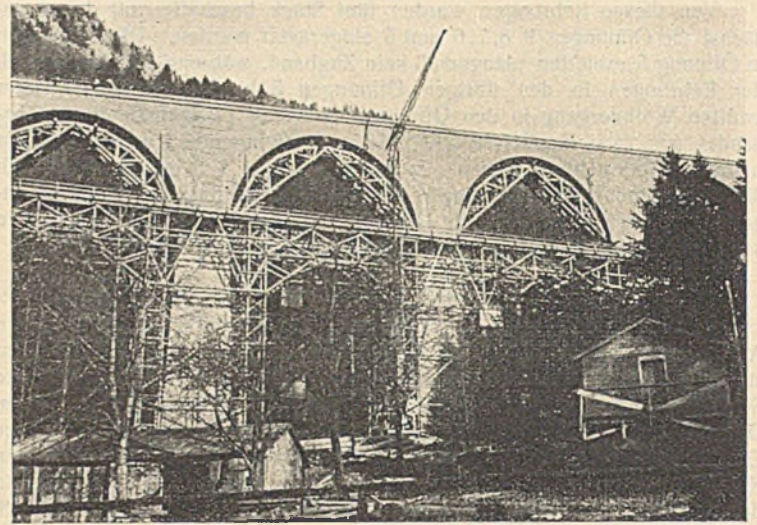


Abb. 36.

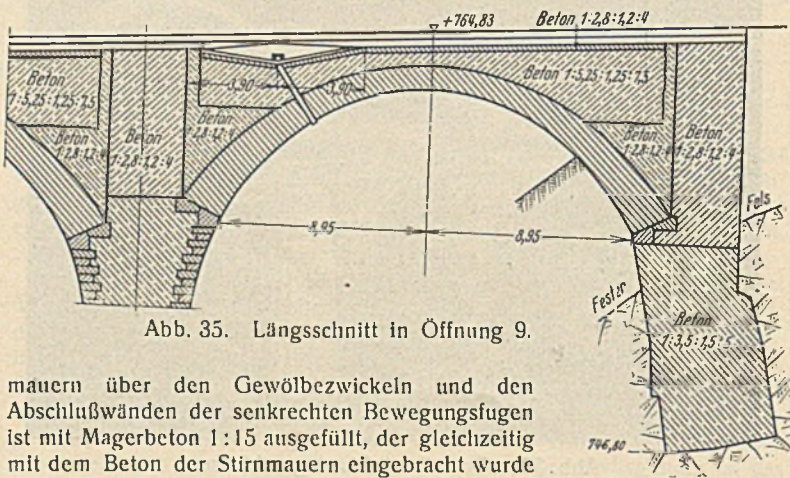


Abb. 35. Längsschnitt in Öffnung 9.

mauern über den Gewölbezwickeln und den Abschlußwänden der senkrechten Bewegungsfugen ist mit Magerbeton 1:15 ausgefüllt, der gleichzeitig mit dem Beton der Stirnmauern eingebracht wurde (Abb. 35 u. 7). Auf die Oberflächen des Stirnmauerwerks und des Füllbetons ist zur Ausgleichung und Herstellung einer glatten Unterlage für die wasserdichte Fahrbahndecke ein 2 cm starker Zementglattstrich 1:3 aufgebracht. Der rasche Fortgang dieser Arbeiten wurde durch das für die vorgeschrittene Jahreszeit und die Höhenlage der Baustelle ungewöhnlich milde Herbstwetter derart gefördert, daß am 10. November 1927 das Versetzen der Gurtplatten beendet war (Abb. 36) und mit den Abdichtungsarbeiten begonnen werden konnte. Für die

wasserdichte Abdeckung der Fahrbahn wurde Tektolith von der Firma A. F. Malchow A.-G. (Stäbfurt/Leopoldshall), bestehend aus einem gegen Fäulnis durchtränkten Jutegewebe mit beider-

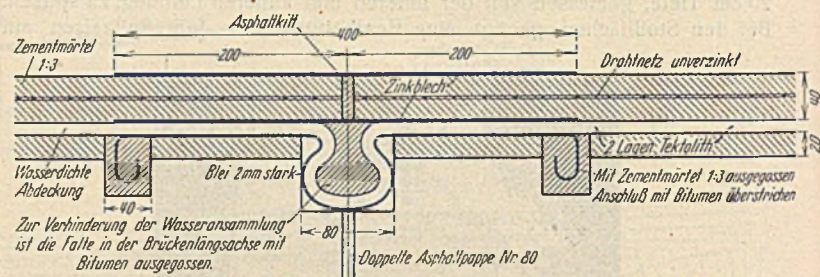


Abb. 38. Abdichtung über der Dehnungsfuge im Gleistrog.

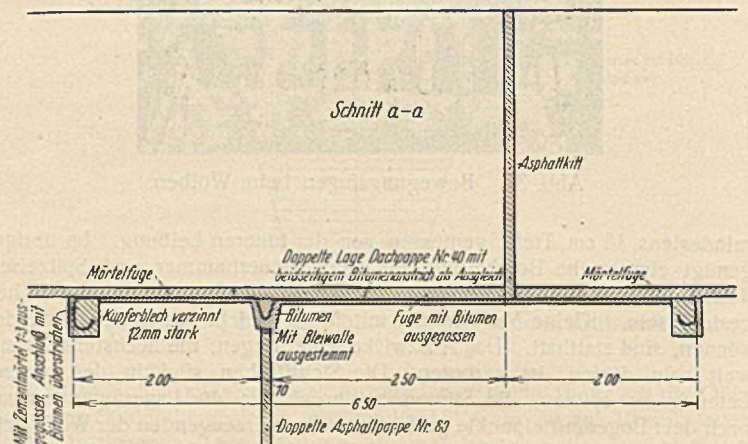


Abb. 39. Abdichtung über der Dehnungsfuge zwischen Gurt- und Deckplatte.



Abb. 37. Wasserdichte Abdeckung der Fahrbahn.

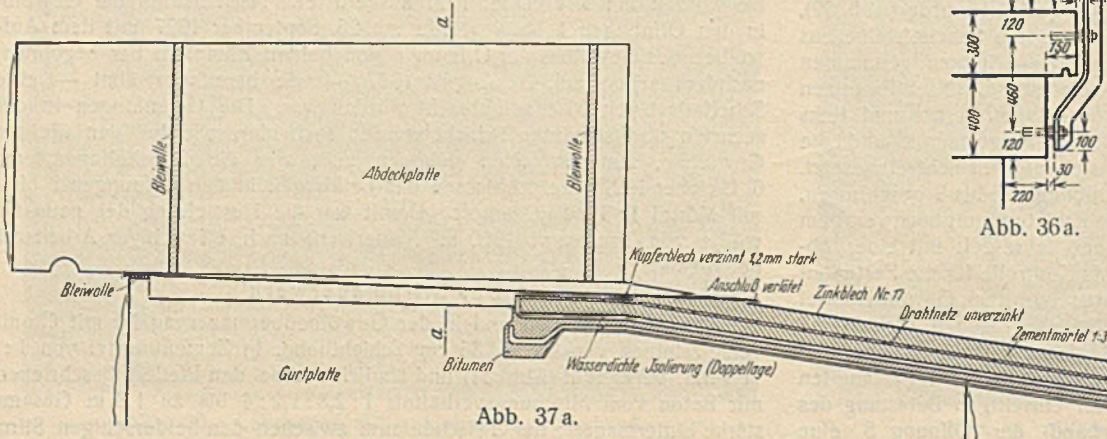


Abb. 37 a.

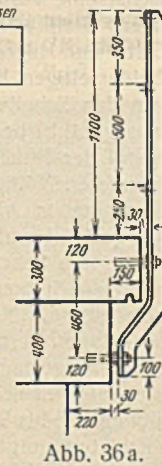


Abb. 36 a.

seitigem Naturasphaltüberzug, verwendet. Die Stärke der Platten beträgt 4 mm, die Rollen wurden 10 m lang und 1 m breit geliefert. Die Isolierplatten wurden vor der Verarbeitung sorgfältig von dem gegen das Zusammenkleben aufgestreuten Talkum gereinigt. Die Platten wurden in doppelter Lage aufgelegt. Die erste Lage ist unmittelbar auf die zu dichtende Fläche (nicht aufgeklebt) verlegt. Die Überdeckung der Stöße beträgt 10 cm. Die zweite Lage ist auf die erste, sowohl bezüglich der

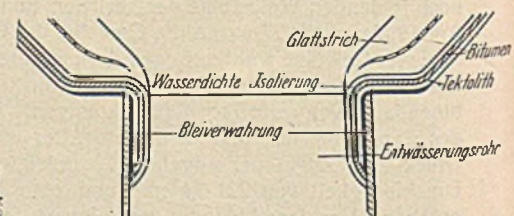


Abb. 40. Anschluß der Abdichtung an das Entwässerungsrohr.



Abb. 41. Talübergang (Südseite) vor Inbetriebnahme.

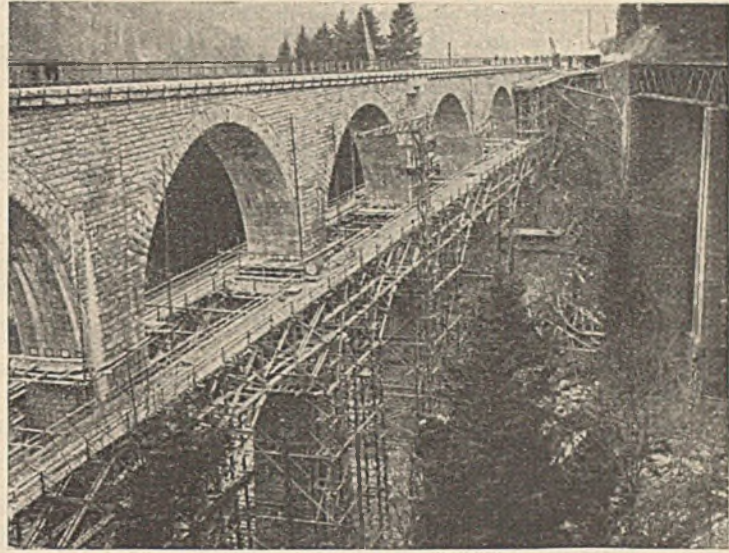


Abb. 41a. Talübergang (Nordseite) vor Inbetriebnahme.

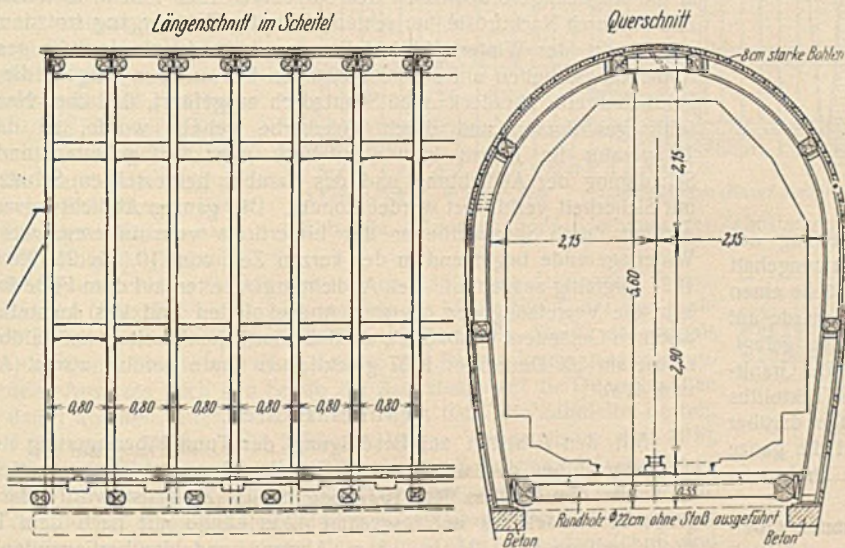


Abb. 42. Tunnleinrüstung.

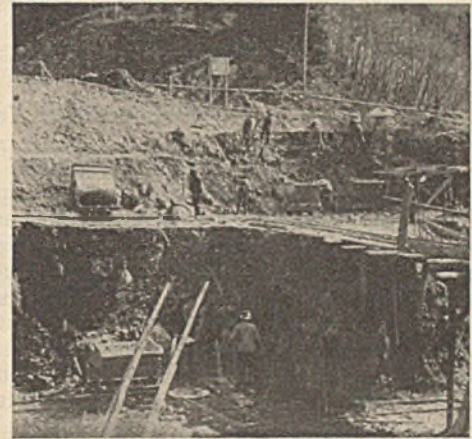


Abb. 44. Abtrag der Tunnelüberlagerung.



Abb. 43. Tunnleinrüstung.



Abb. 45. Freilegen des Tunnelgewölbes.

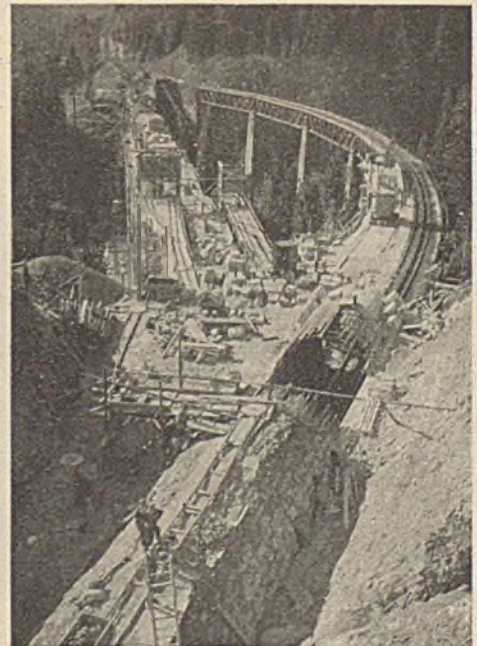


Abb. 46. Zonenweiser Abbruch des Tunnelgewölbes.

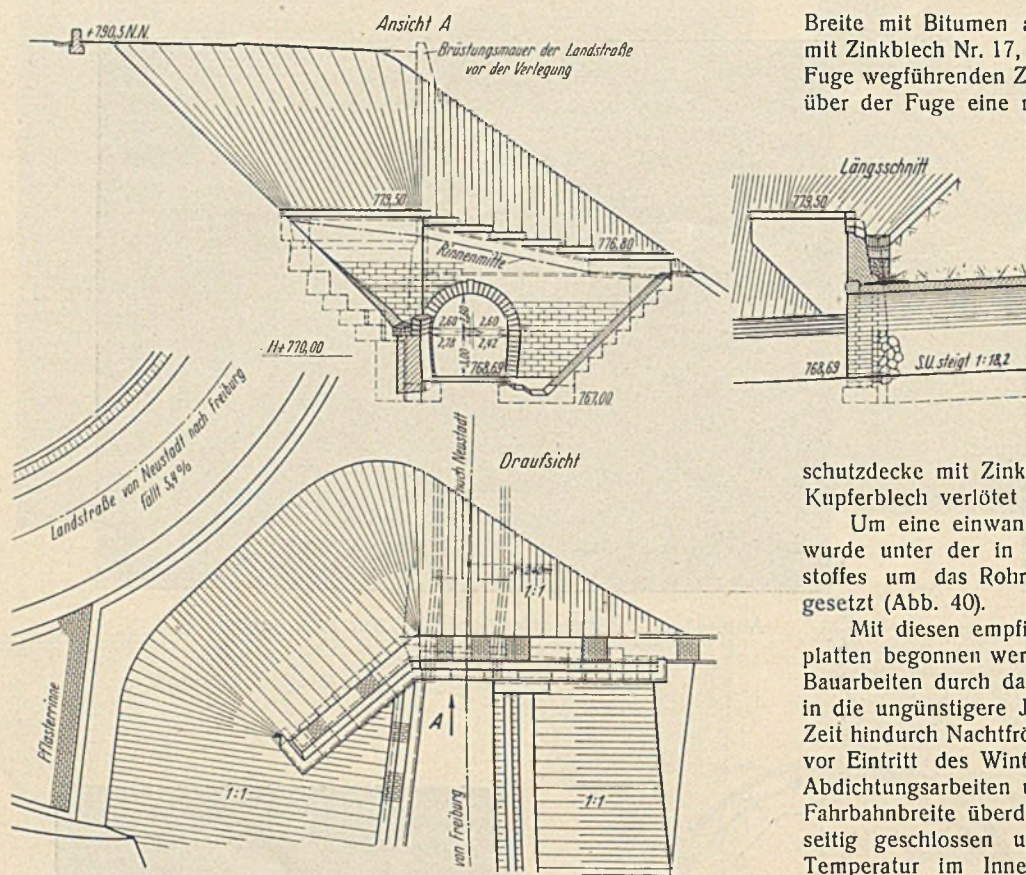


Abb. 47a bis c. Neues westliches Tunnelportal.

Quer- wie der Längsnähte versetzt, aufgeklebt. Zur Verklebung der beiden Lagen sowie der Stöße ist Klebmasse mit 50% Bitumengehalt verwendet. Die fertigverlegte Abdichtung erhielt auf der Oberfläche einen Anstrich mit 50%iger Bitumenstreichmasse. Besonderer Wert wurde auf die Verwahrung des beiderseitigen Randes der Fahrababdichtung gelegt. Zu diesem Zwecke wurde in die unter der Abdeckplatte sitzende Granitgurtplatte eine Nut 3/4 cm eingehauen, die erste Lage des Tektoliths mit Bitumenklebmasse in die Nut eingeklebt, die zweite Lage darüber und sodann die Nut mit Bitumen vollgegossen (Abb. 37). Auf die ganze abgedichtete Fläche wurde eine 4 cm starke Schutzdecke mit Drahtnetzeinlage aus Portlandzementmörtel 1:3 aufgebracht.

Die Abdichtung der über jedem Gewölbekämpfer eingebauten Querdehnungsfugen ist nach Abb. 38 durchgeführt. Als unterste Lage ist Bleiblech 2 mm stark verwendet, das zur Aufnahme der Bewegungen in Zwiebelquerschnittsform in einer im Beton ausgesparten Nut eingesetzt ist. Die Ränder des Bleibleches wurden zu beiden Seiten in eine 5/4 cm große und mit Zementmörtel ausgefüllte Nut eingedrückt und später nach Erhärtung des Mörtels mit Bitumen überstrichen. Auf diese Überdeckung der Fuge wurde dann in doppelter Lage das Tektolith in der gleichen Form über die Fuge geführt. Um ein Ansammeln des Wassers zu verhindern, ist die Bewegungsfalte in der Brückenlängsachse auf 30 cm

Breite mit Bitumen ausgegossen. Über dem Tektolith wurde die Fuge mit Zinkblech Nr. 17, 40 cm breit, abgedeckt. Bei der ebenfalls über die Fuge wegführenden Zementschutzdecke mit Drahtnetzeinlage ist senkrecht über der Fuge eine mit Bitumen ausgegossene Dehnungsfuge angeordnet.

Der Teil der Querdehnungsfuge zwischen der Granitgurt- und Abdeckplatte ist in gleicher Weise wie die Fuge in der Fahrbahn an Stelle von Blei mit verzinnem Kupferblech 1,2 mm stark abgedeckt (Abb. 39). Als Ausgleich für Unebenheiten der Granitsteine wurde unter das Kupferblech eine mit Bitumen verklebte und angestrichene doppelte Lage Dachpappe eingelegt. Die Bewegungsfalte im Kupferblech ist nach der Fahrbahn entwässert und auf der Stirnseite der Brücke als Wassernase abgebogen, um das Eindringen von Schlagregen abzuweisen. Die ganze Fuge ist über der Beton-schutzdecke mit Zinkblech Nr. 17, 40 cm breit, das mit dem verzinnem Kupferblech verlötet ist, geschützt.

Um eine einwandfreie Dichtung an dem Wasserabflußrohr zu erhalten, wurde unter der in das Rohr eingeführten doppelten Lage Abdichtungsstoffes um das Rohr eine Verwahrung aus Bleiblech 2 mm stark, eingesetzt (Abb. 40).

Mit diesen empfindlichen Arbeiten, die erst nach Versetzen der Gurtplatten begonnen werden konnten, kam man infolge der Verzögerung der Bauarbeiten durch das ungewöhnlich schlechte Wetter des Sommers 1927 in die ungünstigere Jahreszeit des November 1927 hinein, in der längere Zeit hindurch Nachfröste herrschten. Um den Talübergang trotzdem noch vor Eintritt des Winters fertigstellen zu können, wurden die gesamten Abdichtungsarbeiten unter einem zuzeiten bis zu 60 m langen, die ganze Fahrbahnbreite überdeckenden Schutzdach ausgeführt, das über Nacht allseitig geschlossen und durch Koks Körbe geheizt wurde, so daß die Temperatur im Innern immer reichlich über 0° gehalten und jede Schädigung der Abdichtung und des darüber hergestellten Schutzbetons mit Sicherheit verhindert werden konnte. Die ganzen Abdichtungsarbeiten wurden durch Spezialarbeiter der Lieferfirma vom unteren, westlichen Widerlagerende beginnend in der kurzen Zeit vom 10. bis 21. November 1927 sorgfältig ausgeführt. Den Abdichtungsarbeiten auf dem Fuße folgend, kam die Versetzung der obersten Abdeckplatten und das Aufstellen des eisernen Geländers (Abb. 36a), so daß sämtliche Arbeiten am Talübergang selbst am 10. Dezember 1927 glücklich zu Ende geführt waren (Abb. 41 und 41a).

Tunnelarbeiten.

Mit den Arbeiten zur Beseitigung der Tunnelüberlagerung und des Tunnelgewölbes des westlichen Teiles des Ravennatunnels wurde schon im Laufe des Monats März 1927 begonnen. Zunächst wurde das abzutragende Tunnelstück auf insgesamt 42 m Länge mit nach dem Tunnelprofil gebogenen I 24 in 0,8 m Abstand und darüberliegenden 8 cm starken Rahmenhölzern eingerüstet. Die Einzelheiten der baulichen Anordnung und Auflagerung dieser Tunneleinrüstung, der gegenseitigen Verstrebung der einzelnen Binder und der Sicherung des ganzen Einbaues gegen etwaigen einseitigen Schub sind aus Abb. 42 u. 43 zu ersehen. Die Umgrenzungslinie des lichten Raumes konnte vom Einbau frei gehalten werden. Nach Aufstellung dieses Tunneleinbaues wurde mit dem Abtragen der Tunnelüberlagerung von der Höhe der verlegten Landstraße aus in einzelnen Schichten von je etwa 4 m Höhe begonnen. Die Abtragmassen wurden mit Schüttgerüst auf den im Lageplan (Abb. 3) mit B bezeichneten Hang abgekippt. Die Überlagerung des Tunnels bestand aus Gehängeschutt und morschem, stark zertrümmertem Gneis, mit einzelnen Ganggranitadern durchsetzt, zeigte also dieselbe Struktur wie in den Pfeilerfundamenten des östlichen Talhanges. Die Massen konnten größtenteils mit dem Pickel gelöst werden; nur die harten, roten Granite mußten gesprengt werden; gebohrt wurde mit Druckluft (Abb. 44).

Infolge dieses Befundes mußte man sich entschließen, die ursprünglich mit der Neigung 3:1 geplanten Felsböschungen des künftigen Tunnelvoreinschnittes bergseitig auf die Neigung 1:1 abzufachen; talseitig glaubte man zunächst noch wegen der geringeren Hanghöhen auf 2:1 gehen zu können; aber auch hier erwies sich auf die Dauer nur die Neigung 1:1 als standsicher.

Auf diese Weise wurde die Tunnelüberlagerung bis auf etwa 2 m über dem Scheitel des Tunnelgewölbes abgetragen; alsdann wurden zuerst beiderseitige seitliche, bis auf Kämpferhöhe herabgehende Schlitzte vom Tunnelportal her parallel zum Tunnel vorgetrieben, um etwaigen seitlichen Schub vom Tunnelgewölbe fernzuhalten, und dann erst mit dem Abbruch des Tunnelgewölbes vorgegangen (Abb. 45 u. 46). Im ganzen sind auf diese Weise etwas über 9000 m³ Tunnelüberlagerung beseitigt worden.

Abgebrochen wurde das Tunnelgewölbe und das talseitige Widerlager auf 37,5 m Länge, während das bergseitige Tunnelwiderlager und drei Schichten Wölbsteine über dem Kämpfer als Fußmauer der bergseitigen

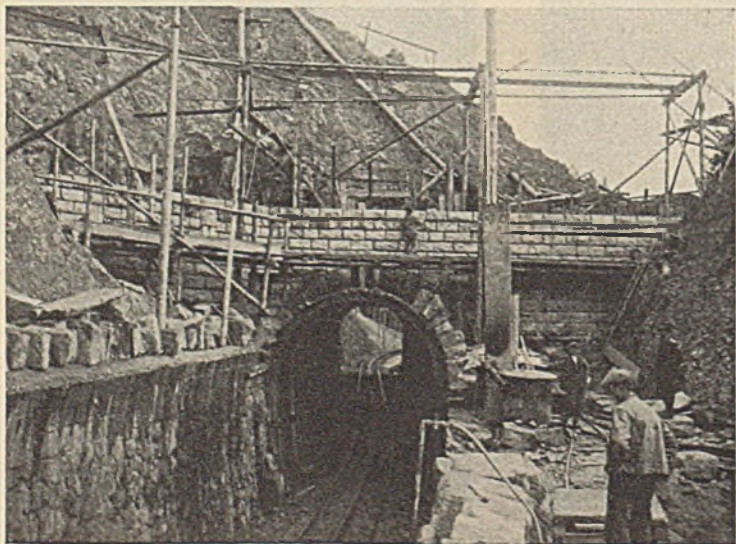


Abb. 48. Aufmauerung des westlichen Tunnelportals.

Böschung stehen blieben. Hinter diesen Wölbsteinen wurde eine gepflasterte Entwässerungsrinne von 1,2 m Breite und 0,95 m Tiefe angelegt, die auch als Auffangrinne für Steinschlag zu dienen hat. Zwischen dem ersten stehen bleibenden und dem letzten abzubrechenden Tunnelring wurde — vor Abbruch des letzteren — in einem Schlitz das neue Tunnelportal mit anschließenden Flügeln aufgemauert, wobei der bergseitige Flügel aus der Ebene des Tunnelportals so weit abgedreht wurde, daß er senkrecht zu den Falllinien der von ihm zu stützenden Böschung steht. In Abb. 47 ist das neue Tunnelportal mit der darüberliegenden verlegten Landstraßenstrecke in Grundriß, Ansicht und Querschnitt dargestellt; auf dem Lichtbilde des neuen Portals (Abb. 48) ist links das als Fußmauer stehen bleibende und rechts das noch abzubrechende Tunnelwiderlager zu sehen, über dem Portal die in einem Hohlkegel mit der Neigung 1:1 stehende Felsböschung und zwei Betonabfallröhren zum Betonieren des Portals von der auf Straßenhöhe über dem Portal stehenden Mischmaschine. Die noch übriggebliebene Tunnelänge mißt 47,5 m. Die gesamten Tunnelarbeiten waren rechtzeitig mit den übrigen Arbeiten Ende November 1927 beendet.

Gleisumbau auf Reichsoberbau B 49.

Gleichzeitig mit dem Umbau der Brücken der Höllentalbahn muß — wie schon eingangs angedeutet — auch der vorhandene Oberbau auf Reichsoberbau B 49 $Br + 19 E$ umgebaut werden. Der vorhandene Ober-

bau besteht aus 129 mm hohen, 9 m langen Breitfußschiene von 36,2 kg/m Gewicht auf 60 mm hohen, 2,25 m langen eisernen Querschwellen von 42 kg Gewicht, die in 1 m Schwellenabstand verlegt sind. Die in der Gleisachse liegende Zahnstange ist die verstärkte Riggenbachsche Zahnstange, Bauart Bissinger-Klose nach Abb. 49 (a bis d). Sie ruht

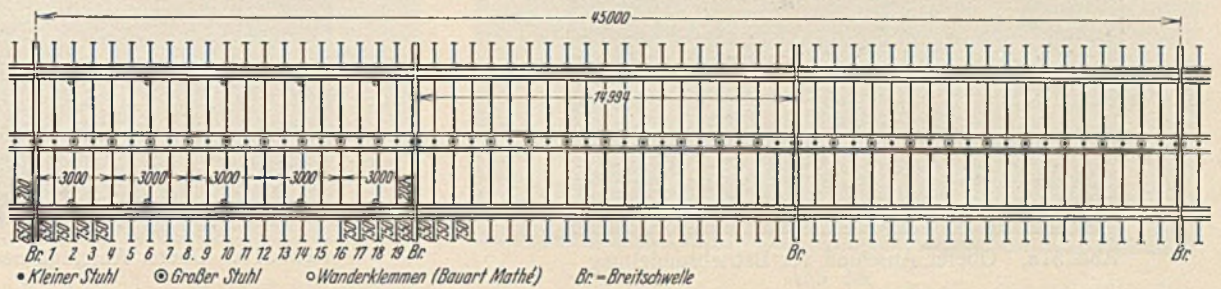


Abb. 50a. Anordnung des Umbaus der Zahnstangenstrecke auf Reichsoberbau B 49 für eine Umbaulänge von 45 m.

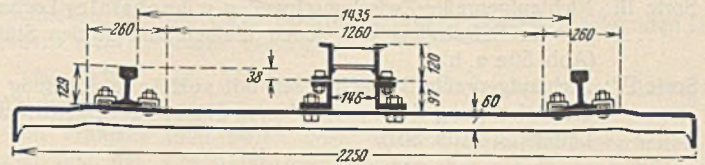


Abb. 49a. Anordnung des Oberbaues auf der Zahnstangenstrecke der Höllentalbahn vor dem Gleisumbau.

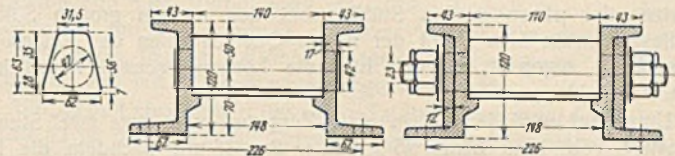


Abb. 49d. Form der Zähne.

Abb. 49b. Querschnitt der Zahnstangenleiter.

Abb. 49c. Schnitt am Leiterstoß.

Sorte I: Aufgepreßte Zwischenschwellen mit achsialer Lochung für die Befestigung der vorhandenen kleinen Stühle (Abb. 50e),
Sorte II: Aufgepreßte Zwischenschwellen mit seitlicher Lochung für die Befestigung der vorhandenen großen Stühle (Abb. 50g),



Abb. 50b. Zahnstangenleiter.

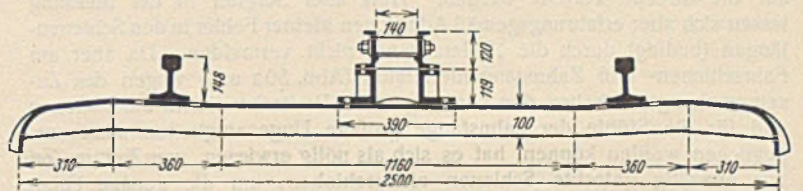


Abb. 50c. Neue Regelanordnung.

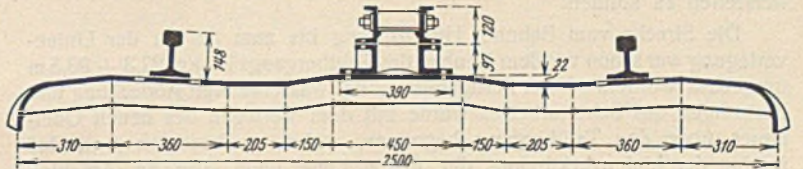


Abb. 50d. Anordnung mit aufgepreßter Schwelle bei Verwendung alter Zahnstangenschwellen.

Abb. 50c u. d. Anordnung des neuen Reichsoberbaues B 49 auf der Zahnstangenstrecke.

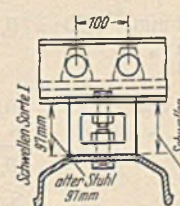


Abb. 50e. Befestigung des kleinen Stuhles alter u. neuer Anordnung auf den Zwischenschwellen.

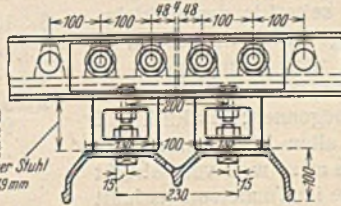


Abb. 50f. Befestigung des kleinen Stuhles neuer Anordnung am Fahr-schiene- und Zahnstangenleiterstoß.

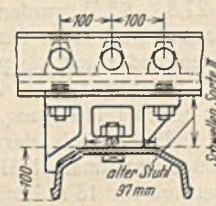


Abb. 50g. Befestigung des großen Stuhles alter Anordnung.

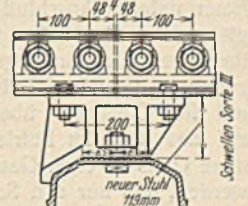


Abb. 50h. Befestigung des großen Stuhles neuer Anordnung.

auf den Querschwellen mittels gußeiserner Stühle, von denen zwei Sorten vorkommen (Abb. 50e bis h): der sogenannte kleine Stuhl, der nur senkrechte Drücke aufnimmt, und der sogenannte große Stuhl, der mittels eines die Querschwelle von oben her (in der Bahnsteigung gesehen) umfassenden Ansatzes auch den Schub der Zahnstange auf die Querschwellen und damit auf den Untergrund zu übertragen hat. Die Zahnleiter besteht aus 3 m langen Stücken mit 2996 mm langen Wangeneisen (Abb. 50b), so daß auf die Schienenlänge von 9 m drei, auf die neue Schienenlänge von 15 m fünf Zahnleiterstöße entfallen; die Zahnteilung beträgt 100 mm. Von den 30 auf einen Zahnleiterstoß von 3 m Länge entfallenden Zähnen haben die vier rechts und links des Leiterstoßes sitzenden Zähne und fünf Zwischenzähne (Abb. 49c) verlängerte Bolzen mit Schraubengewinden zur Verbindung der Wangeneisen, aus denen sich die Leiter zusammensetzt, die übrigen 21 Zwischenzähne sitzen ohne Schraubengewinde mit Rundbolzen von 42 mm Durchm. in den Wangeneisen (Abb. 49b), denen auf ihrer Innenseite eine Leiste angewalzt ist, auf der die Zähne zur Verhinderung der Drehung mit ihrer wagerechten Unterkante aufsitzen (Abb. 49b u. d). Durch die Rücksichtnahme auf die Zahnleiterstöße ist eine gleichmäßig durchgehende Schwellenteilung von 750 mm mit der durch die Breitschwellen am Schienenstoß sich ergebenden Abweichung und daher auch die von der Regelanordnung abweichende Schwellenzahl $Br + 19 E$ auf den 15-m-Stoß bedingt (Abb. 50a). Die beim Umbau von 129 mm auf 148 mm vergrößerte Schienenhöhe und die geänderte Schwellenform verlangen wegen Aufrechterhaltung des Höhenunterschiedes von 67 mm zwischen Schienenoberkante und Oberkante Zahn auch eine Höherlegung der Zahnstange über Schienenunterkante um 22 mm; diese Hebung wird auf zweierlei Weise erreicht: Soweit die vorhandenen Stühle zur Wiederverwendung ausreichen, sind die Querschwellen bei ihrer Herstellung im Walzwerk in der Gleisachse um 22 mm aufgepreßt worden (Abb. 50d); da aber die engere Schwellenteilung die Beschaffung von rd. 1900 neuen Stühlen erforderlich machte, wurden die neuen Stühle um 22 mm höher (119 mm statt 97 mm Höhe) gegossen, so daß für diese Stühle die Regelschwelle Verwendung finden kann (Abb. 50c). Bei der Breitschwelle wurde von einer Hochpressung abgesehen; auf ihr kommen nur neue Stühle zur Verwendung. Daraus ergeben sich vier in Abb. 50e bis h angedeutete Schwellensorten, nämlich:

Sorte III: Nichtaufgepreßte Zwischenschwellen mit achsialer Lochung für die Befestigung der neuen kleinen und großen Stühle (Abb. 50c u. h),

Sorte IV: Nichtaufgepreßte Breitschwellen mit seitlicher Lochung für die Befestigung der neuen kleinen Stühle am Schienen- und Leiterstoß (Abb. 50f).

Bei der Breitschwelle muß die Lochung seitlich sitzen, um die Lochungen im Fuß der vorhandenen Wangeneisen am Leiterstoß zur Befestigung auf den Stühlen beibehalten zu können; bei der Sorte II wegen des seitlichen Ansatzes der alten großen Stühle; bei den neuen großen Stühlen ist dieser Ansatz dem Profil der neuen Querschwellen des Reichsoberbaues B 49 angepaßt, so daß hier die Lochung achsial sitzen kann (Abb. 50g u. h).

Umgebaut wird jeweils in einer Zugpause von etwa zwei Stunden ein Stück von 45 m Länge ($5 \times 9 \text{ m} = 3 \times 15 \text{ m}$), nachdem die Herichtung der Zahnleiter für die neue Schwellenentfernung (Bohren der Löcher in den Wangeneisen usw. nach Abb. 50b) sowie die Schotterbettenerneuerung vorausgegangen ist. Beim Umbau werden gleichzeitig verrostete (namentlich in den Tunneln) oder sonstwie stark beschädigte Leitern

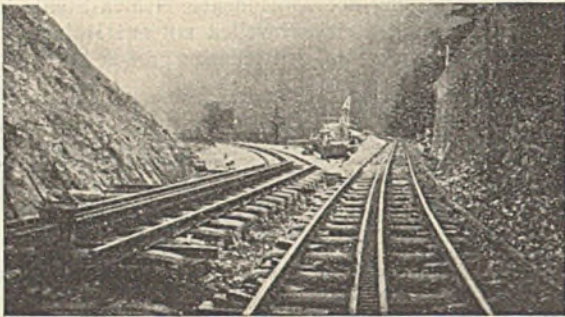


Abb. 51a. Oberer Anschluß vor Betriebsumleitung.

verlegten Strecke von 315 m Länge durch Zusammenschieben der Stoßlücken der Schienen und Zahnleitern 15 mm an Länge zu gewinnen, was in Anbetracht der großen, zur Verfügung stehenden Ausgleichlänge keine Schwierigkeiten bot, ohne an den Leiterstößen zu geringe Zahnteilungen zu bekommen. Danach wurde eine schon vorbereitete neue Leiter auf 3996 mm Länge abgelängt, und der

Betriebsüberleitung

stand nun auch von dieser Seite nichts mehr entgegen. Sie wurde auf den 14. Dezember 1927 in eine durch Güterzugverlegung hergerichtete Zugpause von 10⁴⁵ bis 14¹⁸ festgesetzt. Für die in dieser Zugpause vorzunehmende Probelastung waren vier Lokomotiven der Gattung Pt 35.14 (VIb), je zwei Schlot gegen Schlot gestellt, bestimmt; schwerere Lokomotiven konnten wegen der noch nicht umgebauten Brücken und wegen des teilweise noch zu schwachen Oberbaues nicht herangeführt werden. Schon gegen 12 Uhr war der Zusammenschluß der Schienen an beiden Anschlußstellen hergestellt, so daß die vier (Reibungs-) Maschinen zur Probelastung in die neue Linie einfahren konnten. Während der Probelastung wurde beiderseits der Anschluß der Zahnstangen fertig-



Abb. 51b. Oberer Anschluß nach Betriebsumleitung.

oder in ihren Lagern ausgeschlagene Zähne ersetzt. In den Gleisbogen (von meistens 240 m Halbmesser) muß die genaue Länge von 15 m in der Gleisachse wegen der Regellänge der Zahnleitern durchgehen; die Ausgleichschienen sind daher auf der Zahnstangenstrecke im äußeren Schienenstrang länger, im inneren Schienenstrang kürzer als 15 m. Vor dem Umbau müssen daher für die ganze Umbaulänge an Hand eines genauen, durch Längenmessung nochmals nachzuprüfenden Kurvenbandes genaue Verzeichnisse der Schienenlängen aufgestellt, die Schienen hierauf auf genaue Länge bestellt, gewalzt und nach diesem Verzeichnis auf die Strecke verteilt werden. Trotz aller Sorgfalt in der Messung lassen sich aber erfahrungsgemäß Additionen kleiner Fehler in den Schienenlängen (bedingt durch die „Toleranzen“) nicht vermeiden. Da aber am Fahrschienen- und Zahnstangenleiterstoß (Abb. 50a u. f) wegen des Zusammenhangs zwischen den Lochungen der Breitschwelle für die Schienen und für die Stühle der Zahnstange größere Ungenauigkeiten nicht ausgeglichen werden können, hat es sich als nötig erwiesen, von Zeit zu Zeit nur einseitig gelochte Schienen einzuschleiben, um die genaue Übereinstimmung in der Lage der Schienen- und Leiterstoßenden wiederherstellen zu können.

Die Strecke vom Bahnhof Hirschsprung bis zum Beginn der Linienverlegung war schon vor dem Neubau des Talübergangs bis km 22,3 + 93,5 m umgebaut worden. Nach Fertigstellung der wasserdichten Abdeckung und Einbringen des Schotterbettes wurde mit dem Verlegen des neuen Oberbaues über den Talübergang begonnen, wobei zu beachten war, daß infolge der Linienverkürzung der neuen Linie beim oberen Anschluß ein Paßstück nicht nur im Gleis, sondern auch in der Zahnleiter entstehen werde, und daß Vorsorge zu treffen war, daß trotz dieses in seiner Länge noch nicht auf Millimeter genau bekannten Paßstückes die Zahnteilung von 100 mm ungeändert durchgehe. Beim Gleislegen und bei der Betriebsumlenkung wurde aus diesen Gründen folgendermaßen vorgegangen: Beim unteren Anschluß (km 22,3 + 93,5) wurden seitwärts des Betriebsgleises 3 fertige Stöße von zusammen 45 m Länge zusammengebaut, in ihrer genauen Länge gemessen und diese Länge vom Übergangstoß an genau in die neue Gleisachse übertragen und versichert. Hier wurde mit dem Gleislegen über den neuen Talübergang begonnen; mit Rücksicht auf das noch im Betrieb befindliche Gleis der alten Linie konnte das neue Gleis in einer Gesamtlänge von zunächst 315 m so weit vorgestreckt werden, daß nur ein Schienenstoß von 15 m Länge im Tunnelvoreinschnitt seitlich zusammenzubauen und bei der Betriebsüberleitung einzuschwenken war (Abb. 51a vor, Abb. 51b nach der Umleitung). Die genaue Messung beim oberen Anschlußpunkt ergab eine Lücke in der Zahnstange von 3985 mm; um hier auf das für das ungeänderte Durchgehen der Zahnteilung von 100 mm erforderliche nächste Maß von 4000 mm Länge zu kommen, waren nunmehr auf der soeben über den neuen Talübergang

Probelastung des Ravenna-Viaduktes am 14. Dezember 1927.

Gemessen mit Griotschen Biegunsmessern.

Für Belastung wurden verwendet:

Ruhende Last: 2 Lok VIb mit Schlot gegen Schlot und auf Gewölbemitte aufgestellt.

Langsamfahrt und Schnellfahrt: 4 Lok IVb zusammengekuppelt, je 2 Schlot gegen Schlot gestellt.

Öffnung	Anfangsstellung	Ruhende Last ¹⁾		Langsamfahrt 10 km/Std.		Schnellfahrt 30 km/Std.	
		Ableitung	Unterschied	Ableitung	Unterschied	Ableitung	Unterschied
1	1,00 mm	1,11	0,11 mm	1,12	0,07 mm	1,11	0,10 mm
	1,05 "						
	1,01 "						
2	6,81 mm	7,00	0,19 mm	7,03	0,03 mm	7,04	0,04 mm
	7,00 "						
	7,00 "						
4	6,50 mm	6,60	0,10 mm	6,60	0,00 mm	6,60	0,00 mm
	6,60 "						
	6,60 "						
5	8,24 mm	8,24	0,00 mm	8,24	0,00 mm	8,24	0,00 mm
	8,24 "						
	8,24 "						
6	8,55 mm	8,79	0,24 mm	8,79	0,00 mm	8,79	0,00 mm
	8,79 "						
	8,79 "						
7	8,60 mm	8,76	0,16 mm	8,76	0,01 mm	8,76	0,00 mm
	8,75 "						
	8,76 "						
8	1,52 mm	1,70	0,18 mm	1,62	0,07 mm	1,62	0,08 mm
	1,55 "						
	1,54 "						
9	9,07 mm	9,12	0,05 mm	9,06	0,03 mm		
	9,03 "						
			0,13 mm				
Spannweitenänderung							
4	1,52 mm	1,19	0,33 mm	1,30	0,22 mm	1,30	0,22 mm
	1,52 "						
	1,52 "						

¹⁾ Bei der ruhenden Last ergab die Aufstellung der zwei gekuppelten Lok. symmetrisch zur Gewölbemitte den größten Ausschlag.

Witterung: teilw. bedeckt. Temp. — 3 ° C.

gestellt. Zur Messung der Senkungen der Gewölbescheitel unter der Verkehrslast waren senkrecht unter jedem Gewölbescheitel der Öffnungen 1, 2 und 4 bis 9 auf Geländehöhe Griotsche Durchbiegungsmesser aufgestellt; in Öffnung 3 war das Aufstellen eines Apparates wegen des hier durchfließenden Ravennabaches nicht möglich. Ferner war in Öffnung 4 ein Griotscher Apparat derart eingebaut, daß hier Verkleinerungen oder Vergrößerungen der Spannweite gemessen werden konnten. Zunächst wurde jede Öffnung mit zwei Lokomotiven ruhend belastet; alsdann fand eine Langsamfahrt (10 km/Std.) und danach eine Schnellfahrt (35 km/Std. gleich der vorgeschriebenen Höchstgeschwindigkeit der Personenzüge bei der Talfahrt) mit vier zusammengekuppelten Lokomotiven statt. Die Ablesungen der Apparate sind aus der nebenstehenden Tabelle (S. 576) zu

zu schließen, daß die Gewölbeformänderungen den rasch folgenden Lastimpulsen nicht zu folgen vermögen.

Unmittelbar nach der Probelastung wurde der neue Talübergang fahrplanmäßig dem Betriebe übergeben.

Im Frühjahr 1928 waren noch kleinere Fertigstellungsarbeiten zu leisten und der alte Talübergang abzurechen. Entfernt wurden das Eisenwerk und die drei Mittelpfeiler, während die beiden langgestreckten Widerlager, die in der Landschaft nicht auffallen, stehenbleiben. Zur Beschleunigung und Verbilligung der Abbrucharbeit wurden die drei Mittelpfeiler durch Sprengung zerstört, wobei das Eisenwerk der vier Öffnungen in die Talsohle abstürzte, hier autogen auseinander-geschritten und mit Lastkraftwagen abgeführt wurde.

Abb. 52 gibt eine Ansicht des alten Talüberganges nach der Sprengung; in Abb. 53 ist der neue Talübergang dargestellt, aufgenommen vom südlichen Talhänge.

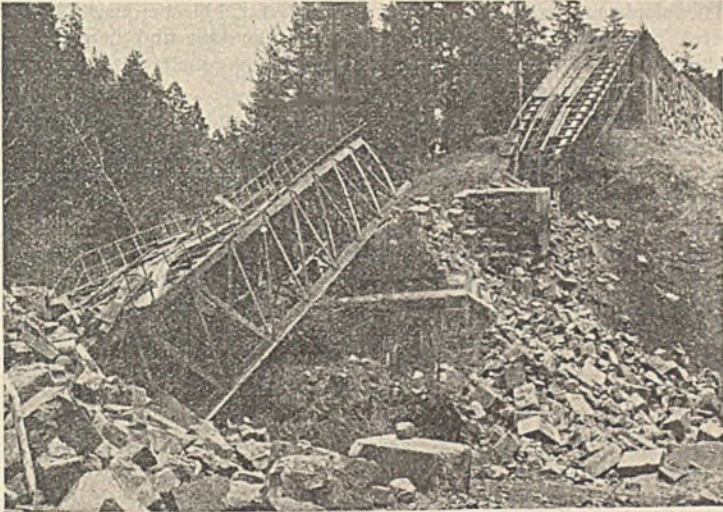


Abb. 52.

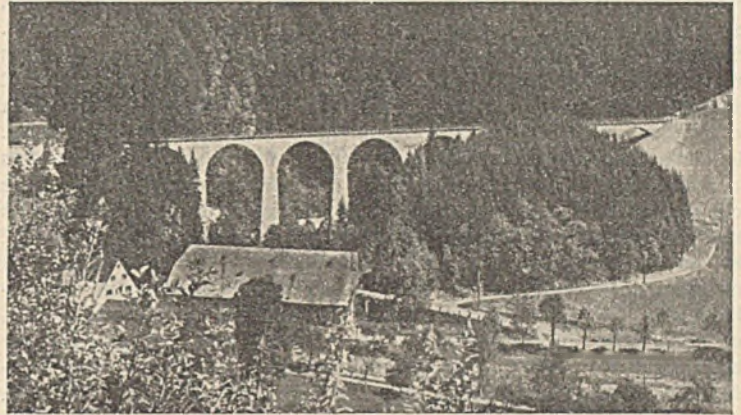


Abb. 53.

entnehmen, wobei auf den außerordentlich geringen, in den meisten Fällen verschwindenden Einfluß jeder nicht ruhenden — d. h. längere Zeit andauernden — Belastung besonders aufmerksam gemacht wird; daraus ist

Die Kosten des gesamten Umbaus einschließlich der Tunnelarbeiten und der Landstraßenverlegung werden etwa 1,7 Mill. R.-M. betragen.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Dreigurtträger.

Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Tils, Köln.

I. Einleitung.

Es ist deutlich erkennbar, daß in dem Streben nach Verminderung der Kosten für eiserne Brücken zwei Richtungen eingeschlagen werden. Bei der einen sucht man durch Verbesserung des Eisenmaterials (Schweiß-eisen, Flußstahl St 37, St 44, St 48 und Si-[Freund] Stahl) bei gleichzeitiger Erhöhung der zulässigen Spannungen Gewichtsverringerungen zu erzielen, bei der anderen werden neue Formen für die Brückensysteme gesucht, bei denen die Profile so einfach wie möglich gestaltet werden können. Schwedler-, Pauli-, Lohse- usw. Träger können als überwunden angesehen werden, und selbst der Fachwerkbogen mit Zugband muß heute als nicht zeitgemäß bezeichnet werden, da er zu hohe Gewichte fordert, indem die Horizontalschübe als innere Spannungen vernichtet werden müssen. Die Hängebrücke ist vor kurzem in der Literatur als Luxuskonstruktion für reiche Städte bezeichnet worden; für Eisenbahnzwecke kommt sie nicht in Frage. Ein bevorzugtes System ist heute der Parallelträger als durchlaufender oder Gerbergelenkträger mit Gitterwerk einfachster Art und verschiedenen Höhen je nach der Stützweite. Der Parallelträger ist aber nicht unabhängig von der Art des verwendeten Stahls. Mit der Veredlung des Werkstoffs ist eine große Verringerung des Eisengewichtes, eine erhebliche Verschiebung des Verhältnisses vom Eigengewicht zur Verkehrslast, eine starke Erhöhung der zulässigen Spannungen und gleichzeitig eine nicht unerhebliche Vergrößerung der Durchbiegung eingetreten.

Zur Erzielung der nach den Vorschriften der Reichsbahn zugelassenen Durchbiegung bei Steigerung der Dehnung des Eisenmaterials kommt man zwangsläufig zur Vergrößerung der Trägerhöhen.

Mit der Höhe der Träger steigt aber in verstärktem Maße das Gewicht der Endportale und Windverbände; so wiegt z. B. ein Portal der neuen Rheinbrücke bei Duisburg bei 20 m Höhe rd. 160 t, ein Portal für die hier behandelte 84-m-Brücke 18 t bei 12 m Höhe.

Aus den gegenseitigen Beziehungen findet man schließlich für jeden Baustoff die ein Mindestgewicht ergebende günstigste Trägerhöhe, die für St 37 bei 1/8, für St 48 bei 1/7, für den Si-Stahl etwa bei 1/6 der Stützweite gefunden wird.

Neben der Höhe der Brücke spielt die Breite für die Seitensteifigkeit eine wichtige Rolle. Bisher wurden die Brückenbreiten lediglich nach dem Mindestmaß der erforderlichen Lichtmaße ausgebildet. So kommt es, daß z. B. die Hohenzollernbrücke in Köln mit einer Breite von 9 m und einer Stützweite der Mittelöffnung von 167,67 m nur ein Verhältnis von Breite zur Stützweite 1/18,6, die Hochfelder Brücke mit $b = 9,2$ m und $l = 189$ m nur 1/20,3 aufweist. Bei Brücken kleinerer Stützweiten wird dieses Verhältnis bedeutend günstiger. Brücken großer Stützweiten haben demnach geringe, solche kleiner Stützweite große Seitensteifigkeit. In neuerer Zeit werden Stimmen laut, die auf dieses Mißverhältnis, besonders aber bei sehr großen Stützweiten aufmerksam machen und nach zweckmäßiger Abhilfe suchen.

Im nachstehenden soll ein System näher betrachtet und statisch untersucht werden, das mit großer Höhe auch eine größere Breite wirtschaftlich zu verbinden sucht. Dieses System, der Dreigurtträger, ist gekennzeichnet durch den in Abb. 1a u. 1b dargestellten Dreieckrahmen als Normalquerschnitt eines Parallelträgers. Als seine Vorzüge dürfen genannt werden:

1. Große Steifigkeit der Brücke in der Querrichtung.
2. Zusammenballung von Querschnittsmassen an den Ecken des Rahmens, wodurch vor allem im Obergurt eine günstige Materialausnutzung ermöglicht wird.
3. Vermeidung von Konstruktionsteilen zweiter Ordnung (Windverbände). Der in der Fahrbahnebene angeordnete Verband ist ein Teil des Hauptsystems und darf mit $\sigma_{zul} = 1400$, unter Hinzurechnung der Zusatzkräfte mit $\sigma_{zul} = 1600$ kg/cm² ausgeführt werden, während für Verbände nach den Vorschriften der Reichsbahn als zulässige Beanspruchung $\sigma_{zul} = 1000$ gilt.

4. Gleich große Durchbiegung beider Hauptträger beim Befahren nur eines Gleises (Näheres s. unten). Damit kommen die Neben-spannungen in Fortfall, die bei rechteckiger Bauart einen besonderen Materialaufwand an den Querträgeranschlüssen, Eckblechen usw. bedingen, deren Berechnung statisch sich nicht verfolgen läßt und deren Berücksichtigung zu sehr großen, bis heute für unnötig gehaltenen Querschnittsverstärkungen führen würde.

5. Verdrehungssteifigkeit. Die ohne untergeordnete Verbände gebaute Brücke ist erheblich steifer gegen Verdrehungen, durch die bei rechteckigem Querschnitt die äußeren Rahmen, Verbände und Querträgeranschlüsse sehr stark beeinflusst werden.

6. Kleine Bauziffer. Durch den Fortfall untergeordneter Konstruktionsteile, wie der Windverbände, bei denen Knotenbleche im Verhältnis zum Konstruktionsgewicht viel Material beanspruchen, wird die Bauziffer günstig beeinflusst.

7. Fehlende Endportale. Das Tragwerk erhält in jedem Querschnitt einen steifen Rahmen, so daß die Anordnung von Endportalen sich erübrigt.

Die Verwendbarkeit des Dreigurtträgers soll hier eingehend nur für Eisenbahnbrücken untersucht werden. Das Ergebnis kann leicht auf Straßenbrücken übertragen werden.

Bei untenliegender Fahrbahn verlangt die Dreieckform große Höhen und Breitenabmessungen, die eine Verwendung nur für größere Stützweiten zweckmäßig erscheinen lassen.

Das vom Lichtraumprofil der Deutschen Reichsbahn umschriebene Dreieck (Abb. 2) hat die Abmessungen:

$$\left. \begin{aligned} h_1' &= 8,6 \text{ m} \\ b_1' &= 7,2 \text{ m} \end{aligned} \right\} \text{ für eingleisige Brücken}$$

$$\left. \begin{aligned} h_2' &= 12,75 \text{ m} \\ b_2' &= 10,7 \text{ m} \end{aligned} \right\} \text{ für zweigleisige Brücken.}$$

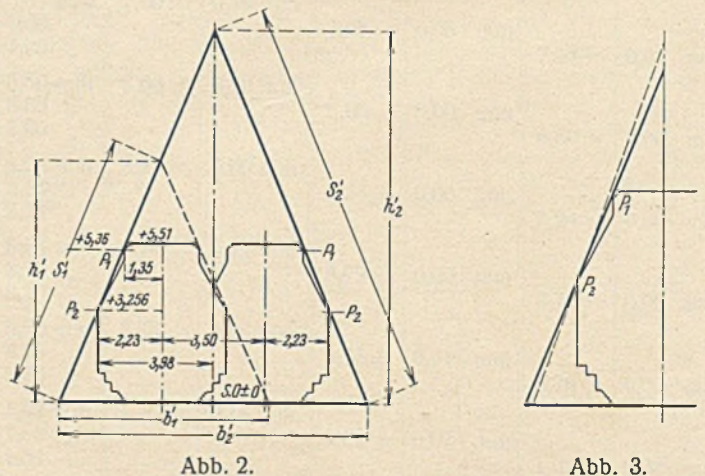
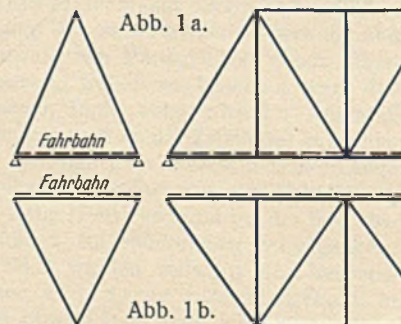
Als Systemmaße ergeben sich daraus etwa:

$$\left. \begin{aligned} h_1 &= 10,0 \text{ m} \\ b_1 &= 8,2 \text{ m} \end{aligned} \right\} \text{ für eingleisige Brücken}$$

$$\left. \begin{aligned} h_2 &= 14,5 \text{ m} \\ b_2 &= 12,1 \text{ m} \end{aligned} \right\} \text{ für zweigleisige Brücken}$$

und es folgt bei einem angenommenen Verhältnis von z. B. $\frac{h}{l} = \frac{1}{6}$ für Siliziumstahl als untere Grenze der Stützweite:

$$\begin{aligned} &\text{für eingleisige Brücken } l = 60 \text{ m} \\ &\text{für zweigleisige Brücken } l = 87 \text{ m.} \end{aligned}$$



Die erforderliche Mindestbrückenbreite $b_{min} = 12,1$ m, die den Einbau der Fußwege zwischen den Hauptträgern gestattet, weist jedoch als Anwendungsgebiet auf noch größere Stützweiten hin, weil mit wachsender Stützweite und zunehmender Systemhöhe die Berührungsgerade den Punkt P_1 verläßt und um Punkt P_2 nach innen schwenkt, wodurch die Brückenbreite etwas vermindert wird (Abb. 3).

Die Füllstäbe werden im Verhältnis s/h länger als die Glieder einer Brücke mit rechteckigem Querschnitt, doch wird durch den Einbau eines Querstabes bei den Druckstäben eine Verkürzung der Knicklänge ermöglicht.

Dieser Querstab gewährleistet auch die Steifigkeit der spitzen Rahmenecke. Des weiteren kann dieser Stab die Funktion eines Querträgers übernehmen, sobald die Brücke, wie es aus wirtschaftlichen Gründen oft geschieht, zwei übereinanderliegende Fahrbahnen aufnehmen soll; z. B. bei einer Straßenbrücke eine Schnellbahn oder Automobilstraße.

Für Brücken mit obenliegender Fahrbahn kann der Dreigurträger ohne Einschränkung verwendet werden; der Einbau einer Zwischenunterstützung für den Querträger (Abb. 4) ist ohne weiteres möglich.

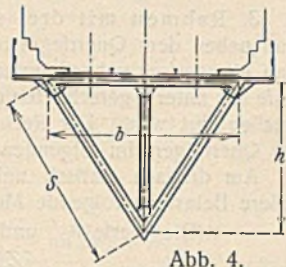


Abb. 4.

Im folgenden soll zunächst der Dreigurträger theoretisch untersucht werden. Dann soll an Hand von Rechnungsbeispielen im Vergleich mit ausgeführten Brücken, und zwar einer Brücke von 34,2 m Stützweite mit Fahrbahn oben und einer Brücke von 84 m mit Fahrbahn unten in St 48 und Siliziumstahl der Beweis erbracht werden, daß schon von diesen Stützweiten ab mit Erfolg der Dreigurträger verwandt werden kann.

II. Theoretische Untersuchung des Dreigurträgers.

A. Berechnung des Querrahmens durch Einführung des elastischen Schwerpunktes als Angriffspunkt der statisch unbestimmbaren Größen.

Die Querschnittsform der Brücke ist als gleichschenkliges Dreieck festgelegt. In jedem Knotenpunkte sind Ständer vorhanden. Dann bildet der Querträger mit den Ständern einen geschlossenen Dreieckrahmen. Die Berechnung dieses Rahmens geschieht für verschiedene Querschnittssysteme nach Müller-Breslau, „Neuere Methoden der Festigkeitslehre 1913“, S. 122 ff., Abb. 5.

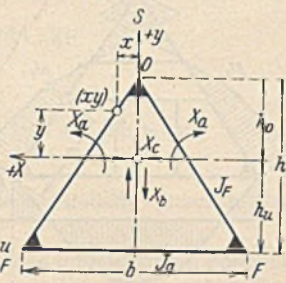


Abb. 5.

1. Steifer Dreieckrahmen ohne Gelenke. Die drei statisch unbestimmten Größen X_a , X_b und X_c werden im elastischen Schwerpunkte des Rahmens angreifend gedacht, um die Elastizitätsgleichungen voneinander unabhängig zu erhalten. Aus der Symmetrie des Systems folgt in bezug auf die Y-(Symmetrie-)Achse:

$$\delta_{ab} = \delta_{ba} = 0 \quad \delta_{bc} = \delta_{cb} = 0.$$

Die Lage der X-Achse ergibt sich aus der Bedingung, daß sein muß.

$$\delta_{ac} = \delta_{ca} = 0$$

Der Nullpunkt des Ordinatensystems wurde in der Achse des Rahmens im Abstände h_u von der Basis gewählt.

An der Stelle (x, y) des Rahmens ist

$$M_{(x,y)} = M_o - M_a X_a - M_b X_b - M_c X_c$$

und da für

$$\begin{aligned} X_a &= -1 & M_a &= +1 \\ X_b &= -1 & M_b &= +x \\ X_c &= -1 & M_c &= +y \end{aligned}$$

$$M_{(x,y)} = M_o - X_a - x X_b - y X_c.$$

Zur Vereinfachung wird das Trägheitsmoment des Querträgers konstant gesetzt

$$J_q = J_c.$$

Die mit $\frac{J_q}{J_c}$ reduzierten Längen sind dann:

$$b' = b \cdot \frac{J_q}{J_c} = b \quad v' = v \cdot \frac{J_q}{J_c}$$

$$\delta_{ac} = \int M_a M_c \cdot \frac{J_c}{J} \cdot ds = b h_u + 2 v' (h_u - \frac{h}{2}) = 0$$

$$(1) \quad h_u = \frac{v'}{b + 2 v'} \cdot h \quad h_o = h - h_u.$$

Die Verschiebungswerte der Elastizitätsgleichungen sind:

$$\delta_{aa} = \int M_a^2 ds \cdot \frac{J_c}{J} = b + 2 v' = G$$

$$\delta_{bb} = \int M_b^2 ds \cdot \frac{J_c}{J} = \frac{b^2}{12} (b + 2 v') = \frac{b^2}{12} \cdot G = J_y$$

$$\delta_{cc} = \int M_c^2 ds \cdot \frac{J_c}{J} = h_u^2 (b + 2 v') - 2 v' h h_u + \frac{2}{3} h^2 v' = J_x.$$

Setzen wir nach Gl. (1) $h_u (b + 2 v') = v' h$, so ergibt sich:

$$J_x = \frac{1}{3} v' h (2 h - 3 h_u).$$

Es folgt also:

$$\delta_{cc} = J_x = \frac{1}{3} v' h (2 h - 3 h_u)$$

$$\delta_{ma} = \int M_a M_o \cdot \frac{J_c}{J} \cdot ds = F_o$$

$$\delta_{mb} = \int M_b M_o \cdot \frac{J_c}{J} \cdot ds = \mathfrak{E}_y$$

$$\delta_{mc} = \int M_c M_o \cdot \frac{J_c}{J} \cdot ds = \mathfrak{E}_x.$$

Darin bedeuten:

F_o = Inhalt der mit $\frac{J_c}{J}$ multiplizierten Momentenflächen M_o des statisch bestimmten Rahmens,

\mathfrak{E}_y = statisches Moment der Momentenflächen M_o bezogen auf die Y-Achse, multipliziert mit $\frac{J_c}{J}$,

\mathfrak{E}_x = statisches Moment der Momentenflächen M_o bezogen auf die X-Achse, ebenfalls multipliziert mit $\frac{J_c}{J}$.

Somit ergeben sich die Unbekannten:

$$X_a = \frac{\delta_{ma}}{\delta_{aa}} = + \frac{F_o}{G} = \frac{F_o}{b + 2 v'}$$

$$X_b = \frac{\delta_{mb}}{\delta_{bb}} = + \frac{\mathfrak{E}_y}{J_y} = \frac{F_o \xi}{\frac{b^2}{12} (b + 2 v')}$$

$$X_c = \frac{\delta_{mc}}{\delta_{cc}} = + \frac{\mathfrak{E}_x}{J_x} = \frac{F_o \eta}{\frac{1}{3} \cdot v' h (2 h - 3 h_u)}$$

In diesen Gleichungen ist ξ der Abstand des Schwerpunktes der M_o -Flächen von der Y-Achse und η der Abstand des Schwerpunktes dieser Flächen von der X-Achse. Für Belastung des Querträgers mit um die lotrechte Achse symmetrischen Lasten wird $\xi = 0$ und $\eta = h_u$. Daher fällt die Unbekannte X_b weg und X_c wird:

$$X_c = \frac{F_o h_u}{\frac{1}{3} \cdot v' h (2 h - 3 h_u)}$$

Für diesen Fall ergeben sich die Momente in den Ecken:

$$M_s = -1 \cdot X_a - h_o \cdot X_c$$

$$M_s = -F_o \left\{ \frac{1}{b + 2 v'} + \frac{h_u h_o}{\frac{1}{3} \cdot v' h (2 h - 3 h_u)} \right\}$$

$$M_F = -F_o \left\{ \frac{1}{b + 2 v'} + \frac{h_u^2}{\frac{1}{3} \cdot v' h (2 h - 3 h_u)} \right\}$$

(Vereinfachte Form s. unter B. 1.)

Die Momente im Querträger folgen daraus: $M = M_o - M_F$.

2. Dreieckrahmen mit wagerechtem Querriegel und Gelenk an der Spitze. Bei dieser Querschnittsform ist die obere steife Ecke entfernt und dafür ein gelenkig an die Ständer angeschlossener Querriegel oberhalb des Lichtraumprofils angebracht.

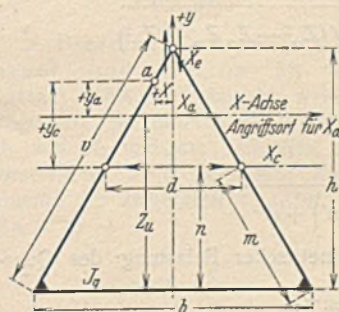


Abb. 6.

Die Einfügung des Querriegels wird in den meisten Fällen konstruktiv und wirtschaftlich vorteilhafter sein, als die unter 1 besprochene Lösung ohne Riegel.

Die Wahl der drei Unbekannten ist aus Abb. 6 ersichtlich.

Es sollen wieder drei voneinander unabhängige Elastizitätsgleichungen erscheinen.

Aus der Symmetrie des Systems folgt:

$$\delta_{ab} = \delta_{ba} = 0$$

$$\delta_{bc} = \delta_{cb} = 0.$$

Aus der Bedingung $\delta_{ac} = \delta_{ca} = 0$ wird der Angriffspunkt von X_a bestimmt.

Das Trägheitsmoment des Querträgers wird als konstant eingeführt.

$$J_c = J_q$$

$$b' = \frac{J_c}{J_q} \cdot b = b$$

$$v' = v \cdot \frac{J_v}{J_q}$$

$$m' = m \cdot \frac{J_v}{J_q}$$

Die Momente für einen beliebigen Punkt „a“ des Rahmens sind infolge der Unbekannten (s. Abb. 7a u. b):

$$\begin{aligned} X_a &= -1 & M_a &= + Y_a \\ B_b &= -1 & M_b &= -x \\ X_c &= -1 & M_c &= + y_c \end{aligned}$$

$$\delta_{ac} = \int M_a M_c \cdot \frac{J_c}{J} \cdot ds = b n Z_u + \frac{2 Z_u n m'}{2} - \frac{2 n m'}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot n = 0$$

$$Z_u = \frac{n m'}{3(b + m')}$$

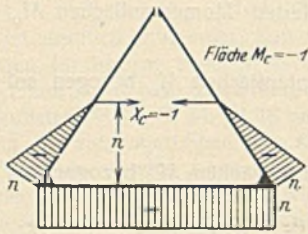


Abb. 7a.

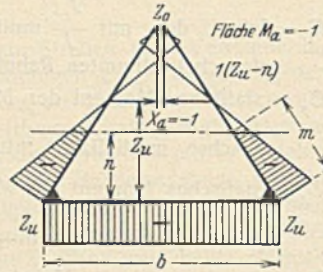


Abb. 7b.

Die Verschiebungswerte ergeben sich nun, wenn man noch die Längenänderung des Querriegels berücksichtigt und

$$d \cdot \frac{J_c}{F_u} = d' \text{ setzt:}$$

$$\delta_{aa} = \int M_m^2 \frac{J_c}{J} ds = b Z_u^2 + \frac{2}{3} v' (Z_o^2 - Z_o Z_u + Z_u^2) = J_{xa}$$

$$\delta_{bb} = \int M_b^2 \cdot \frac{J_c}{J} ds = \frac{b^2}{12} (b + 2 v') = J_y$$

$$\delta_{cc} = \int M_c^2 \frac{J_c}{J} ds + \sum N_c^2 \frac{J_c}{F} \cdot s = n^2 (b + \frac{2}{3} \cdot m') + d' = J_{xc}$$

$$\delta_{ma} = \int y_a M_o \frac{J_c}{J} \cdot ds = \mathfrak{E}_{xa}$$

$$\delta_{mb} = - \int x M_o \frac{J_c}{J} \cdot ds = \mathfrak{E}_y$$

$$\delta_{mc} = \int_0^{-n} y_c M_o \frac{J_c}{J} \cdot ds = \mathfrak{E}_{xc}$$

\mathfrak{E}_{xa} = statisches Moment der mit $\frac{J_c}{J}$ multiplizierten Momentenfläche M_o des statisch bestimmten Rahmens bezogen auf die X_a -Achse,

\mathfrak{E}_y = statisches Moment der mit $\frac{J_c}{J}$ multiplizierten Momentenfläche M_o des statisch bestimmten Rahmens bezogen auf die Y-Achse,

\mathfrak{E}_{xc} = statisches Moment der mit $\frac{J_c}{J}$ multiplizierten Momentenfläche M_o des statisch bestimmten Rahmens bezogen auf die X_c -Achse.

Daraus folgen die Unbekannten:

$$X_a = \frac{\delta_{ma}}{\delta_{aa}} = \frac{\mathfrak{E}_{xa}}{b Z_u^2 + \frac{2}{3} v' (Z_o^2 - Z_o Z_u + Z_u^2)}$$

$$X_b = \frac{\delta_{mb}}{\delta_{bb}} = \frac{\mathfrak{E}_y}{\frac{b^2}{12} (b + 2 v')}$$

$$X_c = \frac{\delta_{mc}}{\delta_{cc}} = \frac{\mathfrak{E}_{xc}}{n^2 (b + \frac{2}{3} m') + d'}$$

Bei um die lotrechte Achse symmetrischer Belastung des Querträgers folgt:

$$\begin{aligned} \mathfrak{E}_{xa} &= -F_{null} Z_u \\ \mathfrak{E}_{xc} &= -F_{null} n \\ \mathfrak{E}_y &= 0. \end{aligned}$$

Darin ist F_{null} der Inhalt der M_{null} -Fläche des Querträgers.

$$X_a = - \frac{F_{null} Z_u}{b Z_u^2 + \frac{2}{3} v' (Z_o^2 - Z_o Z_u + Z_u^2)}$$

$$X_c = - \frac{F_{null} n}{n^2 (b + \frac{2}{3} m') + d'}$$

Das Moment am Fuß beträgt nach Einführung der vorstehenden Werte von J_{xa} und J_{xc}

$$M_F = -F_o \left[\frac{Z_u^2}{J_{xa}} + \frac{n^2}{J_{xc}} \right]$$

Die Momente im Querträger folgen hieraus nach der Beziehung:

$$M = M_{null} - M_F$$

3. Rahmen mit drei steifen Ecken und Querriegel. Macht man neben dem Querriegel noch die obere Ecke biegungssteif, so erhält man ein vierfach unbestimmtes System, dessen Berechnung am besten mit Hilfe des unter 2 gerechneten dreifach statisch unbestimmten Grundsystems durchgeführt wird. Der Rechnungsgang sei für symmetrische Belastung des Querträgers im folgenden angedeutet.

Am dreifach statisch unbestimmten Grundsystem treten durch die äußere Belastung folgende Momente auf (Abb. 8):

(Die Werte δ_{aa} und δ_{cc} sind abgekürzt wie unter 2.)

$$M_F = -F_o \left[\frac{Z_u^2}{J_{xa}} + \frac{n^2}{J_{xc}} \right]$$

$$M_l = X_a (Z_u - n) = -F_o \frac{Z_u (Z_u - n)}{J_{xa}}$$

$$M_S = -X_a Z_o = +F_o \frac{Z_u Z_o}{J_{xa}}$$

Die Unbekannte X_d wird bestimmt durch die Gleichung

$$X_d = \frac{\delta_{md(3)}}{\delta_{dd(3)}}$$

Zur Berechnung der Verschiebungswerte

$$\delta_{md(3)} \text{ bzw. } \delta_{dd(3)}$$

am dreifach statisch unbestimmten Grundsystem dienen die Formeln

$$\delta_{md} = \int M_m^{(3)} M_d ds \frac{J_c}{J}$$

$$\delta_{dd} = \int M_d^{(3)} M_d ds \frac{J_c}{J}$$

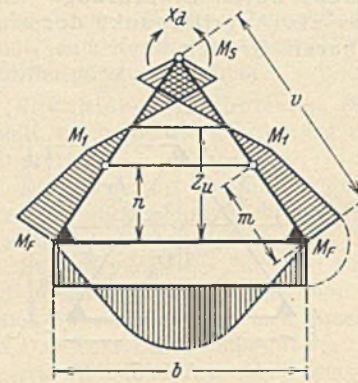


Abb. 8.

Darin bedeuten: $M_m^{(3)}$ die Momente infolge der äußeren Belastung am dreifach statisch unbestimmten Grundsystem; $M_d^{(3)}$ die Momente infolge der Belastung $X_d = -1$ am dreifach statisch unbestimmten Grundsystem; M_d desgl. am statisch bestimmten Hauptsystem.

Es fehlt also noch die Berechnung der Werte $M_d^{(3)}$, d. h. die Momente am dreifach statisch unbestimmten Grundsystem infolge der Kraft $X_d = -1$ (Abb. 9).

Nach Abschnitt 2 ist $y_y = 0$

$$\mathfrak{E}_{xa} = + Z_u (b + 2 v') - v' h$$

$$\mathfrak{E}_{xc} = + n (b + 2 v') - v' n$$

Daraus folgen die Unbekannten:

$$X_a = + \frac{Z_u (b + 2 v') - v' h}{J_{xa}}$$

$$X_b = 0$$

$$X_c = + \frac{n (b + 2 v') - v' h}{J_{xc}}$$

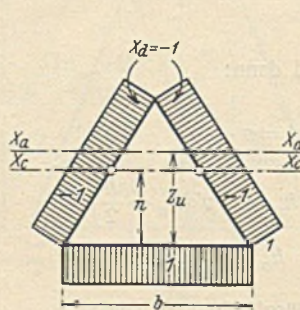


Abb. 9.

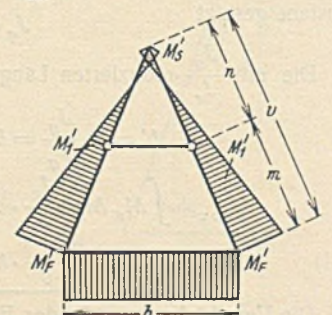


Abb. 9a.

Die Momente $M_d^{(3)}$ betragen demnach (einfacher mit M' bezeichnet)

$$M_F' = -1 + \frac{Z_u^2 (b + 2 v') - Z_u \cdot v' h}{J_{xa}} + \frac{n^2 (b + 2 v') - v' h n}{J_{xc}}$$

$$M_l' = -1 + \frac{(Z_u - n) [Z_u (b + 2 v') - v' h]}{J_{xa}}$$

$$M_S' = -1 - \frac{Z_o [Z_u (b + 2 v') - v' h]}{J_{xa}} \text{ (Abb. 9a.)}$$

Die Verschiebungswerte sind:

$$\delta_{dd} = \int M_d^{(3)} M_d ds \frac{J_c}{J}$$

Da $M_d = -1$ konstant für den ganzen Rahmen ist:

$$\delta_{dd} = - \int M_d^{(3)} ds \frac{J_c}{J} = b + 2v' - \frac{Z_u(b + 2v') - v'h}{J_{xa}}$$

$$\left[b Z_u + m'(2 Z_u - n) + (v' - m') \cdot (Z_o - Z_u + n) \right] - 2 \cdot \frac{n^2(b + 2v') - v'h n}{J_{xc}}$$

$$\delta_{md} = \int M_m^{(3)} M_d ds \frac{J_c}{J} = -F_o - M_F b - \frac{2(M_F + M_1)}{2} m' - \frac{2(M_1 + M_S)}{2} (v' - m')$$

Die Momente M_F , M_1 und M_S am dreifach unbestimmten Hauptsystem sind vorstehend unter 3, Abb. 8 angegeben.

Es folgt:

$$\delta_{md} = F_o \left[\frac{b Z_u + m'(Z_u^2 + Z_u(Z_u - n))}{J_{xa}} + \frac{(v' - m')(Z_u(Z_u - n) - Z_u - Z_o)}{J_{xa}} + \frac{n^2}{J_{xc}}(b + m') - 1 \right]$$

Nach Bestimmung dieser Ausdrücke ergibt sich

$$X_d = \frac{\delta_{md}}{\delta_{dd}}$$

und die Momente im Rahmen ergeben sich nach der Beziehung

$$M = M_{(3)} - X_d$$

$M_{(3)}$ sind dabei die Momente im dreifach statisch unbestimmtem Grundsystem.

Die in vorstehender Untersuchung gefundenen umständlichen Formeln, die sich für eine rechnerische Wertermittlung nicht eignen, gaben Veranlassung, im folgenden einen zweiten Rechnungsweg einzuschlagen, der zu einfachen brauchbaren Formeln führt.

B. Zweite Art der Berechnung des Querrahmens. Einführung der Eckmomente als statisch unbestimmbare Größen.

1. Rahmen mit drei steifen Ecken. Die Unbekannten sind:

$$M_1, M_2, M_3, v \frac{J_q}{J_v} = v' \text{ (Abb. 10, 11, 11a)}$$

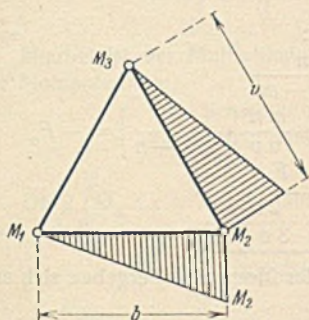


Abb. 10.

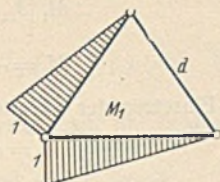


Abb. 11.

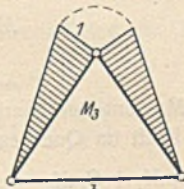


Abb. 11 a.

Unter Vernachlässigung der Normalkräfte ist:

$$\begin{aligned} \delta_{11} &= \frac{b + v'}{3} & \delta_{12} &= \frac{b}{6} \\ \delta_{22} &= \frac{b + v'}{3} = \delta_{11} & \delta_{21} &= \frac{b}{6} \\ \delta_{33} &= \frac{2v'}{3} & \delta_{13} = \delta_{31} &= \frac{v'}{6} \end{aligned}$$

$$\delta_{m1} = \int M_o M_1 ds \frac{J_s}{J}$$

Sind nur Lasten auf dem Querträger vorhanden, so ergibt sich, da

$$\frac{J_c}{J_q} = 1 \text{ und } M_1 = \frac{1}{b} \cdot x$$

$$\delta_{m1} = \int M_o \frac{x}{b} dx$$

Der Ausdruck $\int M_o x dx$ ist gleich dem statischen Moment der M_o -Fläche bezogen auf den Punkt 2 = \mathcal{E}_2 (Abb. 12, 12a und b).

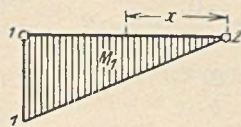


Abb. 12.



Abb. 12 a.

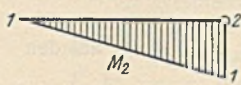


Abb. 12 b.

$$\delta_{m1} = \frac{\mathcal{E}_2}{b}$$

Entsprechend ist

$$\delta_{m2} = \frac{\mathcal{E}_1}{b} \quad \delta_{m3} = 0$$

Die Elastizitätsgleichungen lauten also:

$$M_1 \cdot \frac{b + v'}{3} + M_2 \cdot \frac{b}{6} + M_3 \cdot \frac{v'}{6} = - \frac{\mathcal{E}_2}{b}$$

$$M_1 \cdot \frac{b}{6} + M_2 \cdot \frac{b + v'}{3} + M_3 \cdot \frac{v'}{6} = - \frac{\mathcal{E}_1}{b}$$

$$M_1 \cdot \frac{v'}{6} + M_2 \cdot \frac{v'}{6} + M_3 \cdot \frac{2}{3} v' = 0$$

Aus der letzten Gleichung folgt:

$$\begin{aligned} M_1 + M_2 + 4 M_3 &= 0 \\ M_3 &= - \frac{M_1 + M_2}{4} \end{aligned}$$

Es bleiben somit nur zwei Gleichungen mit zwei Unbekannten, wenn man den Wert M_3 in die beiden ersten Elastizitätsgleichungen einsetzt. In dem für die Berechnung maßgebenden Falle der symmetrischen Belastung des Querträgers werden

$$\delta_{m1} = \delta_{m2} = \frac{\mathcal{E}}{b}$$

bezw., wenn F_o den Inhalt der M_o -Momentenfläche bedeutet,

$$\frac{\mathcal{E}}{b} = \frac{F_o}{2}$$

dann folgt aus den beiden ersten Elastizitätsgleichungen

$$M_1 = M_2$$

und

$$M_3 = - \frac{M_1}{2}$$

und es ergibt sich aus der ersten Elastizitätsgleichung:

$$\begin{aligned} M_1 \cdot \frac{b + v'}{3} + M_1 \cdot \frac{b}{6} - \frac{M_1}{2} \cdot \frac{v'}{6} &= - \frac{F_o}{2} \\ M_1 &= - \frac{F_o}{b + \frac{v'}{2}} \end{aligned}$$

Die Momente im Querträger ergeben sich zu

$$M = M_o + M_1$$

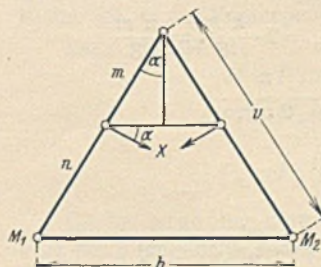


Abb. 13.

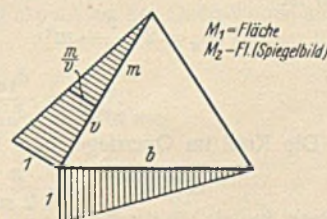


Abb. 13 a.

2. Dreieckrahmen mit Querriegel und Gelenk an der Spitze. Als Unbekannte werden eingeführt: die unteren Eckmomente M_1 und M_2 und die senkrecht zur Dreiecksseite 1-2 gerichtete Komponente der Riegelkraft X_3 (Abb. 13, 13a u. b)

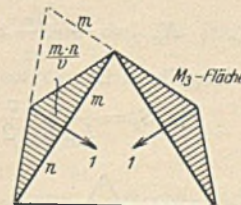


Abb. 13 b.

$$v' = v \cdot \frac{J_q}{J_v} \quad n' = n \cdot \frac{J_q}{J_v} \quad m' = m \cdot \frac{J_q}{J_v}$$

$$\delta_{11} = \delta_{22} = \frac{b + v'}{3}$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = \frac{b}{6}$$

$$\delta_{33} = 2v' \frac{m n}{v} \cdot \frac{m n}{3v} = \frac{2}{3} v' \cdot \frac{m^2 n^2}{v^2}$$

bezw.

$$\frac{2}{3} \cdot \frac{m' m n^2}{v}$$

$$\delta_{31} = \delta_{32} = \frac{v' m}{6} - \frac{m' m}{6} \cdot \frac{m}{v} = \frac{m'}{6} \cdot \frac{n(v + m)}{v}$$

Die Werte δ_{m_1} und δ_{m_2} sind ebenso wie beim Rahmen mit drei steifen Ecken:

$$\delta_{m_1} = \frac{\mathcal{E}_2}{b} \quad \delta_{m_2} = \frac{\mathcal{E}_1}{b} \quad \delta_{m_3} = 0.$$

Die Elastizitätsgleichungen lauten:

$$M_1 \cdot \frac{b+v'}{3} + M_2 \cdot \frac{b}{6} + X_3 \cdot \frac{m'}{6} \cdot \frac{n(v+m)}{v} = -\frac{\mathcal{E}_2}{b}$$

$$M_1 \cdot \frac{b}{6} + M_2 \cdot \frac{b+v'}{6} + X_3 \cdot \frac{m'}{6} \cdot \frac{n(v+m)}{v} = -\frac{\mathcal{E}_1}{b}$$

$$M_1 \cdot \frac{m'}{6} \cdot \frac{n(v+m)}{v} + M_2 \cdot \frac{m'}{6} \cdot \frac{n(v+m)}{v} + X_3 \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{m' m n^2}{v} = 0.$$

Aus der letzten Gleichung folgt:

$$X_3 = -(M_1 + M_2) \cdot \frac{v+m}{4 m n}.$$

Bei symmetrischer Belastung des Querträgers ($\mathcal{E}_2 = \mathcal{E}_1$) folgt aus den Elastizitätsgleichungen

$$M_1 = M_2$$

$$X_3 = -M_1 \cdot \frac{v+m}{2 m n}.$$

Diese Werte in die erste Gleichung eingesetzt, ergibt

$$M_1 \left[b + \frac{n'}{2} \left(1 + \frac{m}{3v} \right) \right] = -F_o.$$

3. Rahmen mit drei steifen Ecken und Querriegel. Es soll von vornherein nur eine symmetrische Belastung des Querträgers zugrunde gelegt werden; dann sind die Momente in den unteren Ecken gleich, wodurch bloß drei Unbekannte verbleiben. Die Berechnung geschieht mit Hilfe eines einfach statisch unbestimmten Hauptsystems mit dem Gelenkdruck X_a als unbekannte Größe (Abb. 14).

Auf diese Größe im (einfach) statisch unbestimmten Hauptsystem hat die Belastung des Querträgers keinen Einfluß, da dieser als Balken auf zwei Stützen sich frei durchbiegen kann. Es bleibt nur die Untersuchung des Einflusses von M_1 und M_2 auf diese Größe erforderlich.

Führen wir die Abmessungen ein:

$$v' = v \cdot \frac{J_q}{J_v} \quad m' = m \cdot \frac{J_q}{J_v} \quad n' = n \cdot \frac{J_q}{J_v},$$

dann ist

$$\delta_{aa} = 2 \cdot \frac{v'}{3} \cdot m^2 \quad \delta_{1a} = 2 \cdot \frac{n' m}{6} = \frac{n' m}{3}$$

$$X_{a(1)} = \frac{\delta_{1a}}{\delta_{aa}} = -\frac{n}{2 v m}.$$

Die Kraft im Querriegel ist:

$$S_{(1)} = \frac{1}{h_u} \left[1 + \frac{n}{2m} \right]$$

$$\delta_{2a} = 2 \left[\frac{m' m}{2} + \frac{n' m}{3} \right] = \frac{m'}{3} (2v + m)$$

$$X_{a(2)} = -\frac{\delta_{2a}}{\delta_{aa}} = -\frac{2v + m}{2 v m}.$$

Die Riegelkraft ist:

$$S_2 = \frac{1}{h_u} \left[\frac{2v + m}{2m} - 1 \right].$$

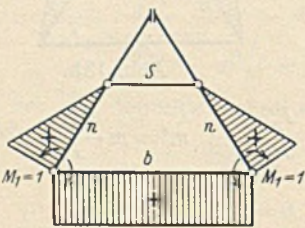


Abb. 15. Zustand $M_1 = 1$.

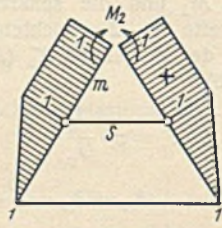


Abb. 16. Zustand $M_2 = 1$.

Nun sind M_1 und M_2 die beiden unbekanntenen Größen im untersuchten System (Abb. 15 u. 16).

Für die Berechnung des Verschiebungswertes δ_{mn} kann vereinfachend die Formel

$$\delta_{mn} = \int M_m^{(0)} M_n^{(1)} ds \cdot \frac{J_c}{J}$$

angewandt werden, worin $M_m^{(0)}$ das Moment am statisch bestimmten Grundsystem, $M_n^{(1)}$ das Moment am einfach unbestimmten Hauptsystem bedeutet.

Am Angriffspunkte des Riegels ist:

$$M = X_{a(1)} m = -\frac{n}{2v} \quad (\text{Abb. 17}).$$

Aus Abb. 15 u. 17:

$$\delta_{11} = b + 2 \left[\frac{n'}{3} - \frac{n'}{6} \cdot \frac{n}{2v} \right] = b + \frac{2}{3} n' \left[1 - \frac{n}{4v} \right].$$

Aus Abb. 16 u. 17:

$$\delta_{21} = 2 \cdot \frac{n'}{6} - \frac{n}{2v} \left[\frac{n'}{3} + \frac{m'}{2} \right] = -\frac{n' m}{6v}.$$

Am Angriffspunkte des Riegels ist:

$$M = 1 + X_{a(2)} m = \frac{m}{2v}.$$

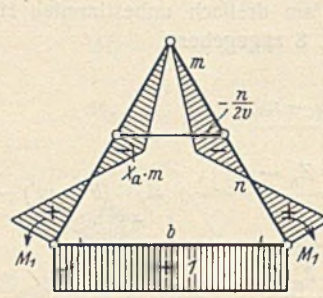


Abb. 17. Zustand $M_1 = 1$.

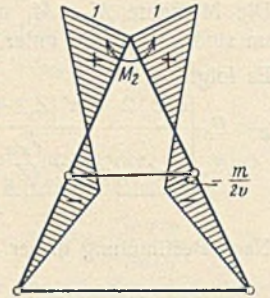


Abb. 18. Zustand $M_2 = 1$.

Aus Abb. 16 u. 18 folgt:

$$\delta_{22} = 2 \left[\frac{m'}{2} \left(1 - \frac{m}{2v} \right) - \frac{n'}{3} \cdot \frac{m}{2v} \right] = \frac{m'}{6v} (4v - m).$$

Zur Kontrolle aus Abb. 18 u. 15:

$$\delta_{21} = -\frac{2 n'}{6} \cdot \frac{m}{2v} = -\frac{m n'}{6v}.$$

Setzt man den Inhalt der Momentenfläche des symmetrisch belasteten Querträgers im statisch bestimmten Grundsystem $= F_o$, ergibt sich nach Abb. 17 bzw. 18

$$\delta_{m_1} = F_o \quad \delta_{m_2} = 0.$$

Die Gleichungen für M_1 und M_2 lauten:

$$M_1 \delta_{11} + M_2 \delta_{21} = -F_o$$

$$M_1 \delta_{21} + M_2 \delta_{22} = -F_o$$

$$M_1 \left[\delta_{11} - \frac{\delta_{21}^2}{\delta_{22}} \right] = -F_o$$

$$M_2 = -\frac{M_1 \delta_{21}}{\delta_{22}}.$$

Das Einsetzen der δ -Werte ergibt:

$$M_2 = M_1 \frac{n}{4v - m}$$

$$M_1 \left[b + \frac{2}{3} \cdot n' \left(1 - \frac{n}{4v} \right) - \frac{m n'}{6v} \cdot \frac{n}{4v - m} \right] = -F_o$$

$$M_1 = -\frac{F_o}{b + \frac{2 n' v}{3 v + n}}.$$

Die Momente im Querträger und das Moment M_2 ergeben sich aus M_1 .

Die Kraft im Querriegel ist:

$$S = S_1 M_1 + S_2 M_2 = \frac{1}{h_u} \left[1 + \frac{n}{2m} \right] M_1 + \frac{1}{h_u} \left[\frac{2v + m}{2m} - 1 \right] M_2$$

$$M_2 = M_1 \frac{n}{4v - m}$$

$$S = \frac{M_1}{2 m h_u} \left[2m + n + (2v + m - 2m) \cdot \frac{n}{4v - m} \right]$$

$$= -\frac{3 F_o v^2}{h_u m [b(3v + n) + 2 n' v]}.$$

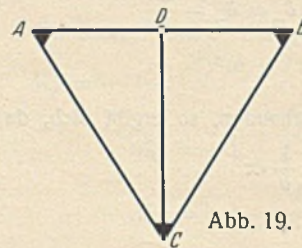


Abb. 19.

4. Rahmen mit drei steifen Ecken und lotrechttem Riegel. Bei Talbrücken wird es möglich sein, die Fahrbahn hochzulegen. Hierbei wird der Dreieckrahmen mit der Basis nach oben und der Spitze nach unten angeordnet. In diesem Falle ist es möglich, den Querträger durch die Einfügung des Stabes $C-D$ (Abb. 19) leichter zu gestalten.

Die Untersuchung dieses vierfach statisch unbestimmten Systems soll hier vorweggenommen werden.

Das statisch unbestimmte Hauptsystem sei der Dreieckrahmen mit den steifen Ecken (Fall 1). Der Zustand $x_a = 1$ ergibt sich durch Unterbrechung des Stabes $C-D$ und Anbringen der Kraft 1 an den Punkten C und D (Abb. 20).

Aus früheren Erwägungen folgt, daß die in Punkt C angreifende Kraft 1 keinerlei Momente in den Punkten A , B und C hervorruft ($\int M_o M_a ds$ wird, da $M_o = 0$ ist, ebenfalls gleich Null).

Die im Punkte D angreifende Last 1 liegt in der Symmetrieachse, es ist daher

$$M_A = M_B = + \frac{F_o}{b + \frac{v'}{2}}$$

Mit $F_o = 1 \cdot \frac{b}{4} \cdot \frac{b}{2} = \frac{b^2}{8}$ wird

$$M_A = M_B = \frac{b^2}{8 \left(b + \frac{v'}{2} \right)} \quad M_C = \frac{M_A}{2} = \frac{b^2}{16 \left(b + \frac{v'}{2} \right)}$$

$$X_a = - \frac{\delta_{ma}}{\delta_{aa}} \quad \delta_{ma} = \int M_o M_a \frac{dx}{EJ}$$

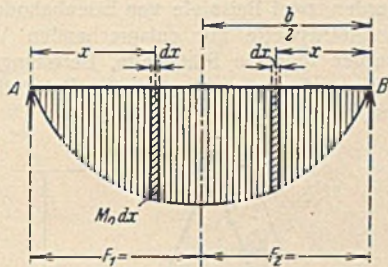
(M_o am statisch bestimmten Hauptsystem, M_a am statisch unbestimmten Hauptsystem) (Abb. 21 a u. b).



Abb. 21 a.



Abb. 21 b.



Inhalt der linken Hälfte der Momentenfläche $F_1 \xi_1$ Inhalt der rechten Hälfte der Momentenfläche $F_2 \xi_2$
Abb. 22.

$$\delta_{ma} = 2 \int_0^{\frac{b}{2}} M_o \left[\frac{1}{2} x - \frac{b^2}{8 \left(b + \frac{v'}{2} \right)} \right] \frac{dx}{EJ}$$

$$= 2 \int_0^{\frac{b}{2}} M_o \frac{x}{2} dx = \frac{1}{2} \cdot (F_1 \xi_1 + F_2 \xi_2) \quad (\text{Abb. 22}).$$

Hierbei ist der Multiplikator 2 ersetzt durch die beiden Teilflächen der Momentenlinie:

ξ_1 = Schwerpunktabstand von F_1 bis A
 ξ_2 = Schwerpunktabstand von F_2 bis B .

Da $2 \int_0^{\frac{b}{2}} M_o dx = F_o$ ist, läßt sich das zweite Glied der Gleichung für

$$\delta_{ma} \text{ ersetzen durch } \frac{F_o b^2}{8 \left(b + \frac{v'}{2} \right)}$$

Hiernach ist allgemein

$$\delta_{ma} = - \left[\frac{F_1 \xi_1 - F_2 \xi_2}{2} - \frac{F_o b^2}{8 \left(b + \frac{v'}{2} \right)} \right]$$

Für symmetrische Belastung, die in der Hauptsache maßgebend für die Bemessung ist, wird

$$F_1 = F_2 = \frac{F_o}{2} \quad \xi_1 = \xi_2 = \xi$$

$$\delta_{ma} = - F_o \left[\frac{\xi}{2} - \frac{b^2}{8 \left(b + \frac{v'}{2} \right)} \right]$$

Hierbei bedeutet ξ den Abstand des Schwerpunktes einer Hälfte der Momentenfläche von dem zugehörigen Eckpunkt:

$$\delta_{aa} = \int M_a \bar{M}_a \frac{dx}{EJ}$$

M_a am statisch bestimmten Hauptsystem,

\bar{M}_a am statisch unbestimmten Hauptsystem (Abb. 23 a u. b).

$$\delta_{aa} = \frac{b^3}{48} - \frac{b^2}{8} \frac{b^2}{8 \left(b + \frac{v'}{2} \right)} = \frac{b^3 (b + 2v')}{96 (2b + v')}$$

$$X_a = - \frac{\delta_{ma}}{\delta_{aa}} = + \frac{F_1 \xi_1 + F_2 \xi_2}{b^3 (b + 2v')} - 48 (2b + v') - F_o \frac{24}{(b + 2v') b}$$

Hiernach errechnet sich der Wert des Eckmomentes zu:

$$M_A = \bar{M}_o + \bar{M}_a X_a;$$

darin bedeuten \bar{M}_o und \bar{M}_a die Momente im dreifach statisch unbestimmten Hauptsystem:

$$M = - \frac{F_o}{b + \frac{v'}{2}} + \frac{b^2}{8 \left(b + \frac{v'}{2} \right)} \cdot X_a$$

Für symmetrische Belastung wird dieser Ausdruck weiter entwickelt. X_a ist für diesen Belastungsfall

$$X_a = \frac{24 F_o}{b (b + 2v')} \left[\frac{2 \xi (2b + v')}{b^2} - 1 \right]$$

$$M = - \frac{2 F_o}{2b + v'} + \frac{b 6 F_o}{(2b + v') (b + 2v')} \left[\frac{2 \xi (2b + v')}{b^2} - 1 \right]$$

$$= \frac{4 F_o (3 \xi - b)}{b (b + 2v')}$$



Abb. 23 a.

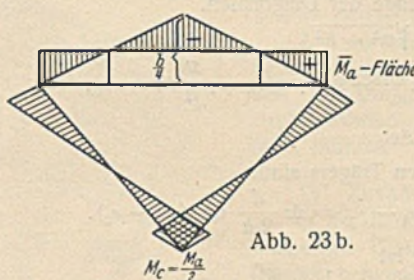


Abb. 23 b.

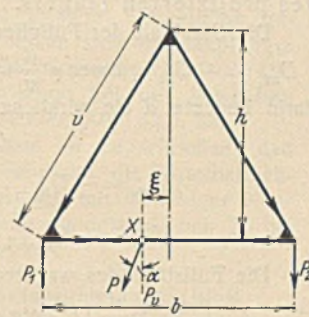


Abb. 24.

C. Der Dreieckträger als räumliches Fachwerk.

Die äußeren Lasten, die in den Knotenpunkten angreifen, werden in die Ebenen der benachbarten Fachwerkwände zerlegt und die einzelnen Fachwerke mit diesen Kräften als ebene Fachwerke berechnet. Greifen die Kräfte nicht in den Knotenpunkten an, so werden sie ersetzt durch Kräfte, die in den Knotenpunkten (Eckpunkten des Querschnitts) angreifen.

Nach Abb. 24 ist:

$$H = P \sin \alpha$$

$$P_1 = P_v \left(0,5 + \frac{\xi}{b} \right) = P \cos \alpha \mu_1$$

$$P_2 = P_v \left(0,5 - \frac{\xi}{b} \right) = P \cos \alpha \mu_2$$

Hierbei ist es ohne Einfluß, ob der Querschnitt ein statisch bestimmtes oder durch Anbringen steifer Ecken und Querriegel statisch unbestimmtes System besitzt.

1. Berechnung für lotrechte Lasten. Auf den Träger 1 entfällt (Abb. 25):

$$P_1' = P \mu_1 \operatorname{cosec} \varphi$$

Auf den Träger 2 entfällt:

$$P_2' = P \mu_2 \operatorname{cosec} \varphi$$

Auf den wagerechten Träger wirkt:

$$H = H_1 - H_2 = P \mu_1 \cotg \varphi - P \mu_2 \cotg \varphi = P \cotg \varphi (\mu_1 - \mu_2)$$

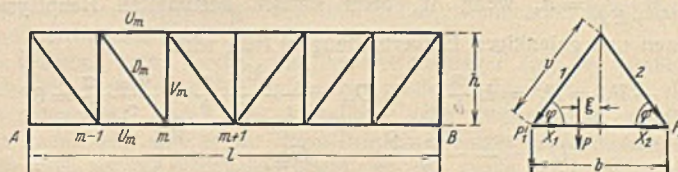


Abb. 25.

Die Beiwerte μ_1 und μ_2 seien für die ganze Brücke konstant (d. h. Gleisachse ist parallel zur Brückenachse).

Die Stabkraft im Obergurt berechnet sich aus den beiden Trägern 1 u. 2

$$O_m = - \frac{M_m}{v} \cdot \mu_1 \operatorname{cosec} \varphi - \frac{M_m}{v} \cdot \mu_2 \operatorname{cosec} \varphi$$

und da

$$\mu_1 + \mu_2 = 1, \quad \text{cosec } \varphi \frac{v}{h},$$

folgt

$$O_m = -\frac{M_m}{h}$$

entsprechend einem in „h“ projizierten Träger.

Die Kraft im Untergurt ergibt sich aus dem wagerechten Träger (Abb. 26):

$$U_{m_1} = +\frac{M_{m-1}}{v} \mu_1 \text{cosec } \varphi - \frac{M_{m-1}}{b} \text{cotg } \varphi (\mu_1 - \mu_2) = +\frac{M_{m-1}}{2h}$$

Ebenso folgt für den Untergurt des anderen Hauptträgers:

$$U_{m_2} = +\frac{M_{m-1}}{v} \mu_2 \text{cosec } \varphi + \frac{M_{m-1}}{b} \text{cotg } \varphi (\mu_1 - \mu_2) = +\frac{M_{m-1}}{2h}$$

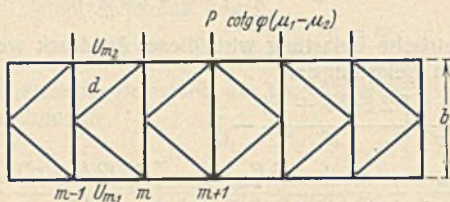


Abb. 26.

Die Untergurte erhalten also bei einer beliebig gelegenen lotrechten Kraft gleiche Spannkraften, und zwar je die Hälfte des projizierten Trägers.

Die Stabkraft der Füllglieder des Hauptträgers ist:

$$D_{m_1} = +Q_m \mu_1 \text{cosec } \varphi \frac{d}{v} = +Q_m \frac{d}{h} \mu_1 \quad D_{m_2} = +Q_m \frac{d}{h} \mu_2;$$

darin bedeutet d die wirkliche Länge der Diagonalen.

$$d = \sqrt{v^2 + a^2}$$

$$V_{m_1} = -Q_{m+1} \cdot \mu_1 \text{cosec } \varphi = -Q_{m+1} \frac{v}{h} \mu_1$$

$$V_{m_2} = -Q_{m+1} \frac{v}{h} \mu_2$$

Die Füllstäbe des wagerechten Trägers sind:

$$D_m = \pm \frac{d}{b} Q_m \text{cotg } \varphi (\mu_1 - \mu_2) = \pm \frac{d}{2h} Q_m (\mu_1 - \mu_2)$$

Bei symmetrischer Belastung ist

$$\mu_1 = \mu_2 = \frac{1}{2}$$

Die Stabkräfte sind dann:

$$O_m = -\frac{M_m}{2h} \quad U_m = +\frac{M_{m-1}}{4h}$$

$$D_m = \frac{Q_m d}{2h} \quad V_m = -\frac{Q_{m+1} v}{2h}$$

Die Schrägstäbe des wagerechten Trägers sind spannungslos.

2. Berechnung für wagerechte Kräfte. Wagerechte Kräfte, die in den Knotenpunkten des Untergurts angreifen, werden vom wagerechten Träger aufgenommen und beanspruchen nicht die beiden schrägen Hauptträger.

Die wagerechten Kräfte, die am Obergurt angreifen, werden zerlegt in die Ebenen der beiden anschließenden Hauptträger.

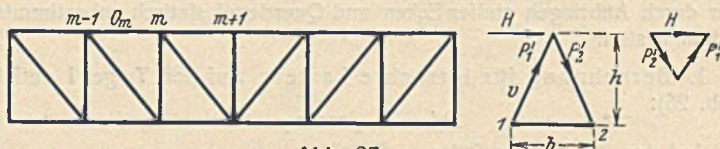


Abb. 27.

Die Zerlegung geschieht wie in Abb. 27 angegeben; die Kräfte rufen in den eingespannten Ecken des Rahmens keine Momente hervor, da

$\int M_o M \frac{dx}{EJ} = a$, wenn M_o beim statisch bestimmten Hauptsystem (Rahmen und gelenkigen Eckverbindungen) Null wird.

$$-P_1' = P_2' = H \frac{v}{b} \quad O_m = -\frac{M_m v}{v} \frac{v}{b} + \frac{M_m v}{v} \frac{v}{b} = 0$$

$$U_m = -\frac{M_{m-1}}{b} \quad U_{m_2} = +\frac{M_{m-1}}{b}$$

$$D_m = \pm Q_m \frac{d}{b} \quad V_m = \pm Q_{m+1} \frac{v}{b}$$

Die Füllglieder des wagerechten Verbandes sind spannungslos. Die Untergurte erhalten durch die am Obergurt angreifenden wagerechten Kräfte dieselbe Spannkraft, als wenn diese Kräfte am Untergurt angreifen. Der Obergurt ist sowohl für oben wie für unten angreifende Kräfte spannungslos.

D. Die Formänderungen des Dreigurtträgers.

Bei symmetrischer Belastung verhalten sich die Durchbiegungen ähnlich wie bei den normalen Viereckträgern, es treten auch hier nur lotrechte Durchbiegungen auf, für deren Berechnung dieselben Formeln gelten, wie für die in lotrechter Ebene liegenden Hauptträger anderer Brücken.

Bei unsymmetrischer Belastung stellen sich dagegen die Formänderungen anders. Berücksichtigt man zunächst nur den Einfluß der Gurtungen, so folgt, da die Untergurte nach den Ausführungen im vorhergehenden Absatz auch bei unsymmetrischer Belastung gleiche Spannkraft haben, die gleiche lotrechte Durchbiegung beider Hauptträger. Nimmt man dann den Einfluß der Füllstäbe hinzu, so ergeben sich aus der verschiedenen Beanspruchung der Füllstäbe in beiden aufsteigenden Wänden ungleiche lotrechte Durchbiegungen beider Hauptträger, und aus den Stabkräften der Füllglieder des wagerechten Trägers Durchbiegungen in wagerechter Richtung. Da jedoch beim ebenen Fachwerkträger der Beitrag der Füllstäbe zu den Durchbiegungen gering ist (etwa 10% der gesamten Durchbiegung), so folgt, daß beim Dreigurtträger die wagerechten Formänderungen (Seitenschwankungen) und Verdrehungen der Brücke, letztere hervorgerufen durch ungleiche Durchbiegungen beider Hauptträger, sehr gering sind, da sie ja nur von der Längenänderung der Füllstäbe der drei Wände abhängt. Auch lassen sich diese Formänderungen im Gegensatz zur Viereckbrücke einwandfrei ermitteln.

III. Ergebnisse der Berechnungen von zwei Eisenbahnbrücken mit 84 m und 34,2 m Stützweite.

Auf Grund der im vorstehenden Abschnitt entwickelten Formeln wurden zwei Beispiele von Eisenbahndreigurtbrücken durchgerechnet, um Vergleichswerte mit entsprechenden Viereckbrücken zu erhalten. Es wurden dieselbe Stützweite, Belastung, Felderteilung, die gleiche Fahrplananordnung, sowie derselbe Baustoff—St 48—gewählt wie bei zwei ausgeführten Viereckbrücken.

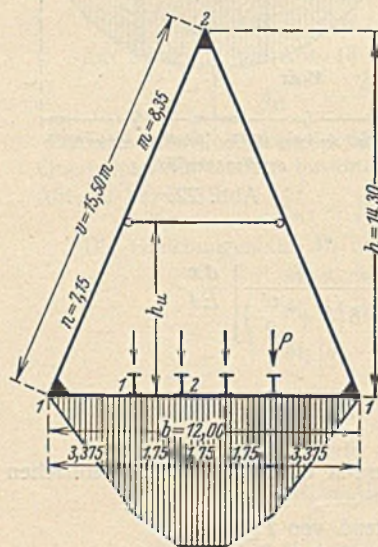


Abb. 28.

A. Ergebnis aus den Spannungs- und Gewichtsberechnungen einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke mit Fahrplan innen als Dreigurtträger von 84 m Stützweite für Lastenzug „N“.

Feldweite 7 m, Systemhöhe 14,3 anstatt 12 m.

Der Querschnitt erhält drei steife Ecken und einen wagerechten Riegel zwischen den Ständern nach Abb. 28.

Die Systemmaße des Querschnitts sind:

$$h = 14,3 \text{ m}$$

$$b = 12,6 - 2 \cdot \frac{0,7}{\text{tg } \varphi} = 12,00 \text{ m}$$

Der Querriegel wird unmittelbar über dem freien Profil angebracht.

$$h_u = 6,60 \text{ m}$$

$$v = 15,50 \text{ m}$$

Gegenüberstellung der Gewichte der Brücken mit 84 m Stützweite.

Bauteil	Gewichte der Dreigurtbrücke aus		Gewichte der Viereckbrücke aus	
	St 48	St Si	St 48	St Si
	t	t	t	t
Längsträger mit Schlingerverband	68,0	(St 48) 68,0	68,0	(St 48) 68,0
Querträger	72,2	68,3	57,6	54,2
Hauptträger	386,3	344,8	375,2	338,3
Verbände	29,6	26,6	56,3	50,8
Endportale ohne Endquerträger	—	—	35,8	32,0
Niete 3%	16,7	15,2	18,1	16,0
Gesamtgewicht mit Fußwegkonsolen aber ohne Fußwegträger und Lager	-572,8	522,9	611,0	559,6
Durchbiegung	—	9,18 cm (1 : 915)	—	10,72 cm (1 : 782)

Beim Vergleich der in vorstehender Zusammenstellung angegebenen Gewichte ergibt sich das Gesamtgewicht der Dreigurtbrücke um rd. 7% geringer als das der Viergurtbrücke. Beim Vergleich der Einzelgewichte fallen die Vorteile der Dreigurtbrücke noch stärker auf, da das Gewicht der Endportale und Verbände weggefallen bzw. bedeutend vermindert ist. Der Umstand, daß die Dreigurtbrücke mit im allgemeinen für diese Spannweite als unwirtschaftlich geltenden Höhen- und Breitenabmessungen konstruiert ist, ergibt für die Gewichte der Hauptträger und Querträger des Dreigurtträgers noch ungünstige Vergleichswerte. Bei größeren Stützweiten wird sich dieses Verhältnis umkehren und werden die Vorteile des Dreigurtträgers in allen Teilen zu erkennen sein.

Ferner folgt, daß die Dreigurtbrücken für den hochwertigen Baustoff eine besonders vorteilhafte Ausnutzung gestatten, und daß bezüglich der Durchbiegungen die größere Höhe des Dreigurtträgers schon bei dieser Spannweite zweckmäßig ist. Die konstruktive Ausbildung der Knotenpunkte gestaltet sich einfach, wie aus Abb. 29 und 30 hervorgeht.

nissen entnommen. Längsträger und Schlingerverband erhalten dieselben Abmessungen.

Der Querrahmen erhält drei steife Ecken und einen lotrechten Riegel. Die Abmessungen sind aus Abb. 31 ersichtlich.

Vergleichende Zusammenstellung der Gewichte.

Bauteil	Gewicht der Dreigurtbrücke	Gewicht der ausgeführten normalen Brücke
Fahrbahn G_F ohne Längsträger	27,0	25,4
Hauptträger G_H	100,6	93,3
Verbände G_Q	12,2	20,5
Gesamtgewicht ohne Längsträger und Fußweg	139,8	139,2

Bei dieser Brücke von 34,2 m Stützweite tritt wegen der durch die Verhältnisse der Vergleichsbrücke (Hochwasserprofil) gegebenen niedrigen Systemhöhe der Hauptträger die Wirtschaftlichkeit des Dreigurtträgers nicht so klar hervor wie bei dem Vergleich der Brücken mit 84 m Stützweite. Kann für den Dreigurtträger eine etwas größere Systemhöhe gewählt werden, so lassen sich am Hauptträger wesentliche Gewichtsersparnisse erzielen. Die Verbände werden schon bei der gewählten Brücke erheblich leichter (Abb. 32 u. 33).

Aus vorstehendem ist zu schließen, daß bei oberliegender Fahrbahn die Wirtschaftlichkeit der Dreigurtbrücke mit beliebiger Konstruktionshöhe schon mindestens bei 25 bis 30 m Stützweite beginnt.

IV. Zusammenfassung und Schluß.

In der deutschen Literatur sind die Tragwerke mit Dreiecksquerschnitt bisher nur sehr spärlich behandelt. Jos. Selzer, Pilsen, betont in einem Aufsatz: „Der dreikantige und dreiwandige Träger, deren Berechnung und Anwendung“ im „Eisenbau“ 1912, Nr. 4, als besondere Vorzüge der dreikantigen Tragwerke: Gewichtsersparnis sowie Bieigungs- und Torsionssicherheit. Auch in Vianello-David: „Der Eisenbau“ 1927, S. 216, wird der dreikantige Träger „theoretisch das vorteilhafteste unter den bieigungs- und torsionsfesten Fachwerken“ genannt. Die großen Vorteile, die dem Dreigurtträger außer den oben erwähnten wichtigsten in den vorgenannten Abhandlungen ohne Beweis nachgerühmt werden, sind in den vorstehenden Untersuchungen und Berechnungen nachgewiesen, und zwar für Eisenbahnbrücken mit Fahrbahn innen und oben.

Alle Vorzüge, die dem dreikantigen Tragsystem nachgesagt werden, finden sich bestätigt. Durch die beigegebenen Zeichnungen wird zudem bewiesen, daß der Dreigurtträger sich auch für Eisenbahnbrücken konstruktiv sehr gut durchbilden läßt.

Es bestehen keine Zweifel, daß der Dreigurtträger auch für Straßenbrücken gut verwendbar ist, indem bei größeren Ausmaßen über die Zwischenquerriegel etwa eine Autostraße oder Schnellbahn geleitet werden kann, und daß er für diese Brücken weniger Einschränkungen erfahren muß, als bei Eisenbahnbrücken, wo der große lichte Raum bei Fahrbahn innen als wirtschaftliche Grenze der Stützweite, z. B. bei Zweigleisigkeit etwa 75 bis 80 m ergibt.

Ohne Mehrgewicht kann beim Dreigurtträger für hochwertigeres Eisenmaterial eine größere Bauhöhe mit geringerer Durchbiegung gewählt werden. Die großen wirtschaftlichen Vorteile, die hierin verborgen liegen, werden klar, wenn man an die Ermüdungserscheinungen denkt, die infolge der hochgeschraubten zulässigen Beanspruchungen bei den schweren schnellbewegten Lastzügen im Eisen Zerstörungen hervorbringen, denen

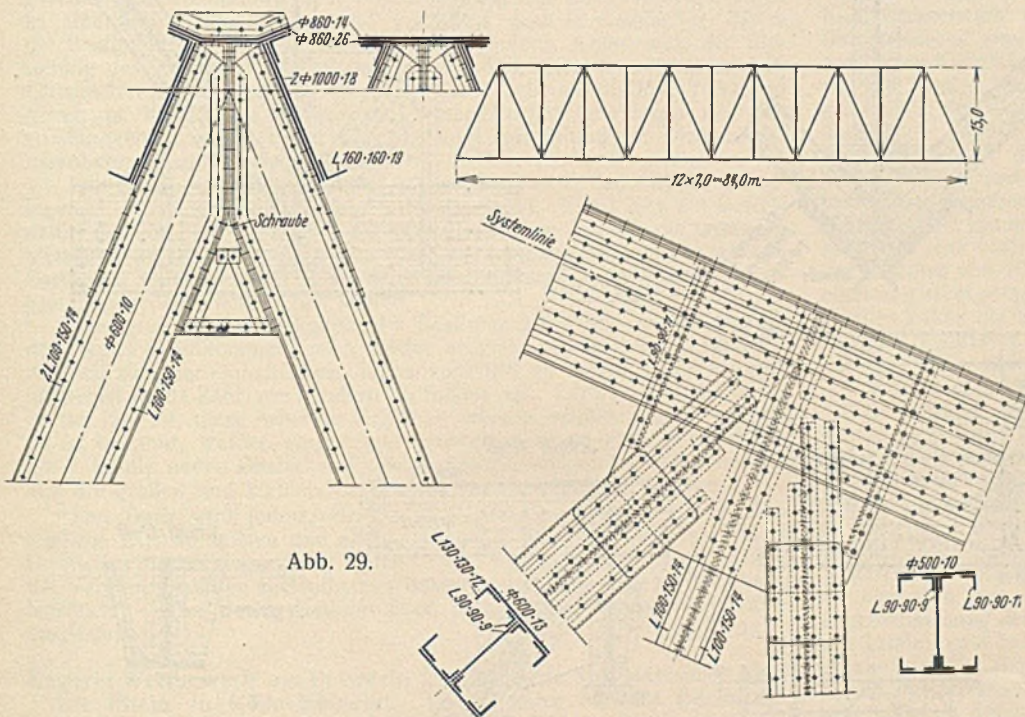


Abb. 29.

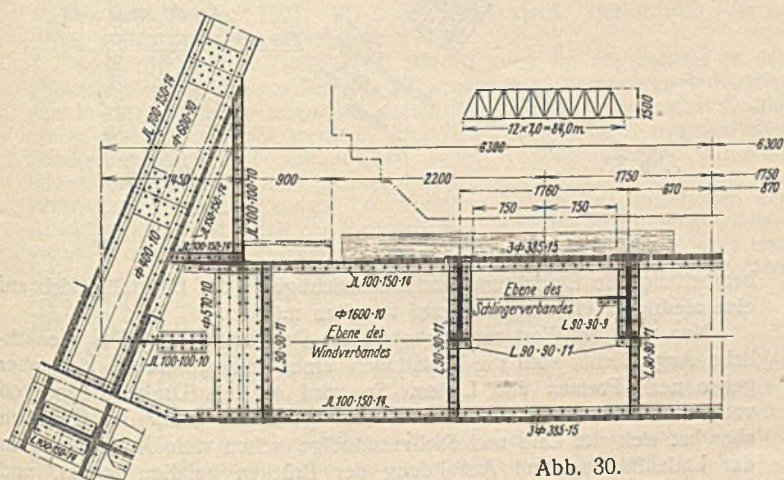


Abb. 30.

B. Ergebnis aus der Spannungs- und Gewichtsrechnung einer zweigleisigen Dreigurtbrücke mit oberliegender Fahrbahn für Lastenzug „N“ von 34,2 m Stützweite entsprechend einer als Parallelträger mit oberliegender Fahrbahn ausgeführten Viergurtbrücke gleicher Stützweite.

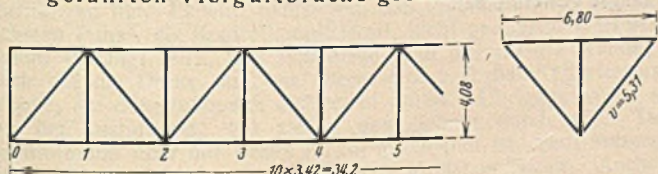


Abb. 31.

Um einen zutreffenden Vergleichsmaßstab zu erhalten, werden Breite der Brücke und Höhe des Hauptträgers der Viergurtvergleichsbrücke beibehalten. Auch hier wird die Fahrbahn den bestehenden Verhält-

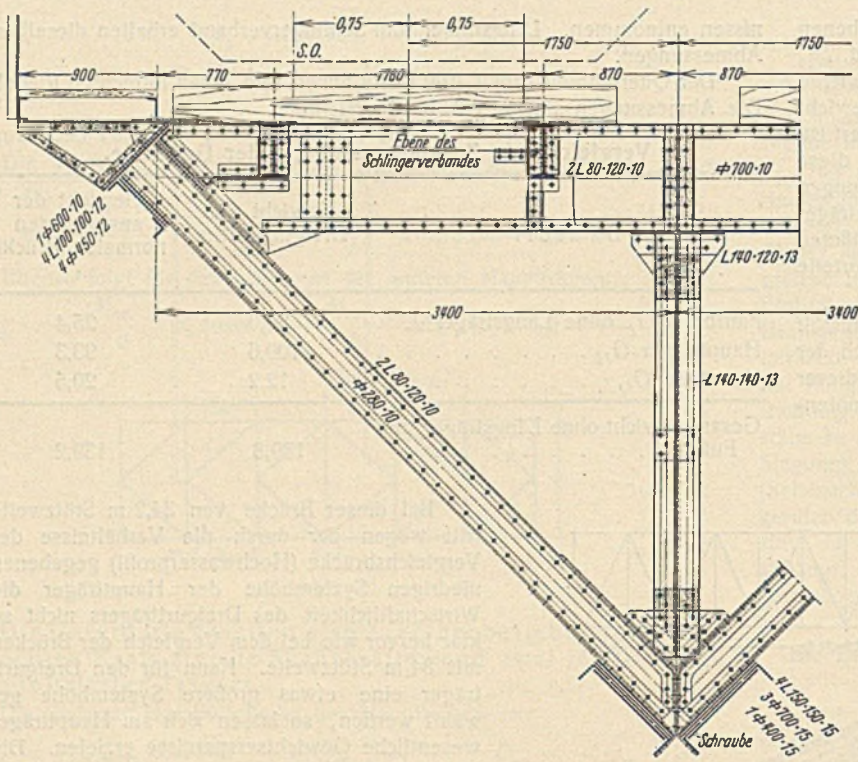


Abb. 32.

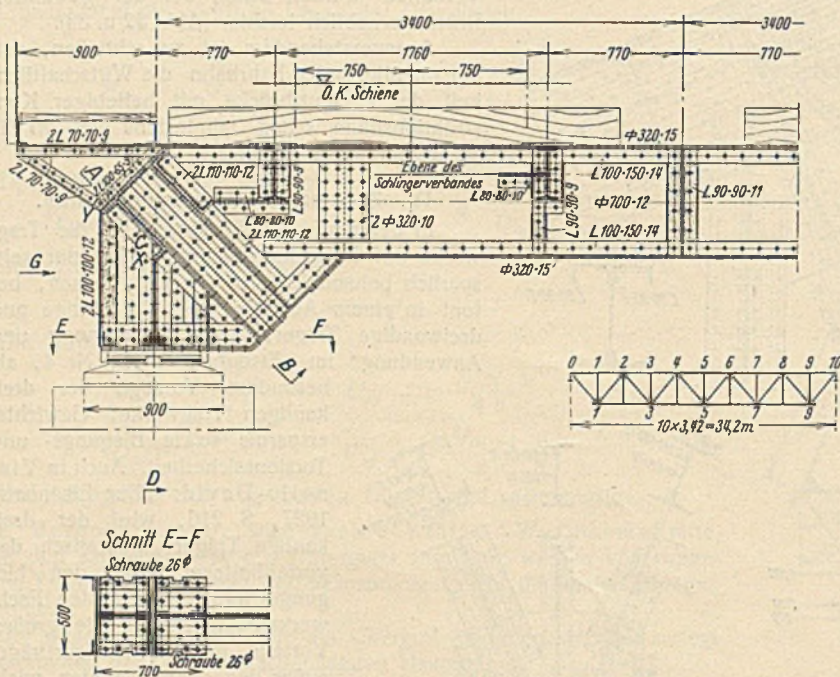
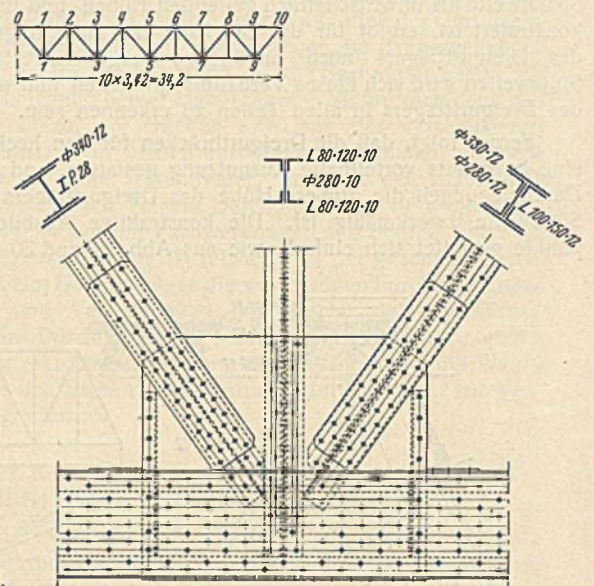
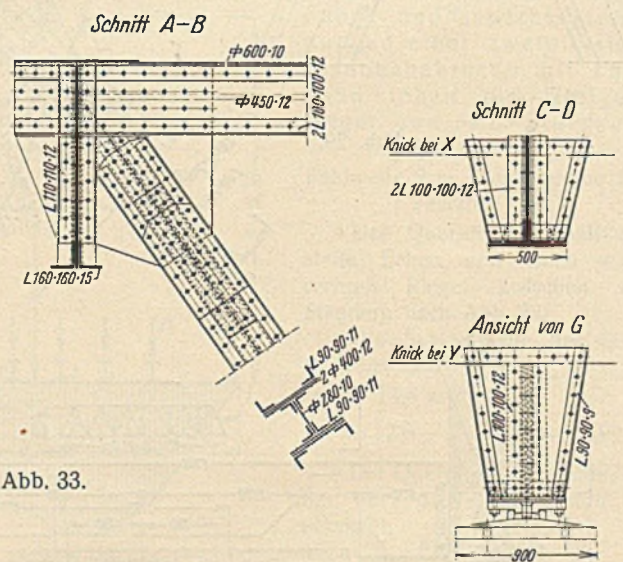


Abb. 33.



man bei Verwendung des Viergurträgers nur durch großen Mehraufwand an Gewicht für Höhe, Querverbände und Eckaussteifungen wirksam entgegen treten kann.

Die in den Abb. 29, 30, 32 u. 33 vorgeführten Entwürfe für die konstruktive Durchbildung werden zweifellos Änderungen und Verbesserungen erfahren können. Daß sich die Knotenpunkte aber recht günstig herstellen lassen, kann aus den wenigen Beispielen erkannt werden. Jedenfalls darf die Schwierigkeit oder Unklarheit der Kräfteübertragung nicht mehr als Grund angesehen werden, den wirtschaftlich und statisch günstigen Dreigurträger zu meiden.

Die Herstellung der Eisenkonstruktion in der Werkstatt wird ebenso wenig Mehrkosten verursachen wie die Aufstellung auf der Baustelle. Eine geringe Verteuerung des Tonnenpreises wird höchstens dadurch entstehen, daß die allgemeinen Unkosten, wie z. B. die Entwurfs-

bearbeitung, die Einrichtung und Beaufsichtigung der Baustelle, sich auf eine niedrigere Gesamttonnenzahl verteilen müssen.

Nun noch ein Wort zur Schönheit des Dreigurträgers. Das menschliche Auge liebt wohl die Variationen einer Bauart, sträubt sich aber gegen neue Formen und Linien. So wird es dem Dreigurträger von vornherein vielleicht nicht wohlwollend gestimmt sein. Im Eisenbau aber hat sich der Laie und Sachverständige schon viele Änderungen in der Linienführung und Ausbildung der Brücken gefallen lassen, und manche Schönheit früherer Jahre erscheint heute als Irrung oder umgekehrt. Sollte man daher nicht den Mut haben, den Dreigurträger als klares Bausystem der Mitwelt zu zeigen?

Der Dreigurträger bietet dem Auge die Offenheit der statischen inneren Beziehungen der Kräfte, an die es sich im Dreieckbau der Füllstäbe längst gewöhnt hat.