

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Pregelbrücke zu Königsberg (Preußen).

Von Reichsbahnrat Lewerenz, Regierungsbaurat a. D., Königsberg (Preußen).

I. Einleitung.

Die alte Hansastadt Königsberg, heute das einzige größere Handelszentrum des deutschen Ostens, steht seit ungefähr 14 Jahren im Begriff, sich zu einer modernen Großstadt zu entwickeln. Diese Entwicklung wurde lange Zeit durch den einengenden Festungsgürtel, durch die unzulänglichen und veralteten Hafen- und Speichereinrichtungen und endlich nicht zum wenigsten durch die schon lange sehr beengten und wenig leistungsfähigen Bahnanlagen stark behindert. Die ersten beiden Hindernisse sind inzwischen im wesentlichen beseitigt. Die alten Umwallungen sind zum größten Teil verschwunden, ihre Bodenmassen mußten dazu dienen, die alten Festungsgräben bis auf wenige Reste zuzufüllen. Auf dem neu entstandenen Gelände sind zum Teil neue Straßen und Plätze angelegt worden. Ein beträchtlicher Teil des neuen Außenhafens ist Mitte Juni 1924 in Gegenwart der Reichs- und Staatsbehörden feierlich seiner Bestimmung übergeben worden.¹⁾

Die bei weitem größten Schwierigkeiten, und zwar sowohl finanzieller wie auch technischer Art, haben sich der Beseitigung des dritten Hindernisses entgegengestellt, nämlich der Umgestaltung der Königsberger Bahnanlagen. Diese Arbeiten sind bereits seit 1913 im Gange, aber leider, durch die Folgen des Krieges und der ersten Nachkriegszeit stark ins Stocken gekommen. Seit mehreren Jahren ist allerdings wieder Ansehnliches geleistet worden, so daß man hoffen darf, wenn nicht neue — und zwar jetzt finanzielle — Schwierigkeiten auftauchen, in einigen Jahren den neuen Personenbahnhof der Öffentlichkeit zu übergeben.

Die Einführung der von Norden herkommenden Linien von Pillau und von Tilsit—Labiau in den neuen Personenbahnhof führt zu einer neuen Überschreitung des Pregelstroms mittels einer Eisenbahnbrücke, die etwa 600 m westlich (stromab) der alten Pregelbrücke liegen wird. Die alte Brücke wird später entbehrlich und kann beseitigt werden, wodurch ein lange gehegter Wunsch der Stadt und der Schifffahrtsinteressenten erfüllt wird. Enthält doch diese Brücke nur eine Durchfahröffnung für Schiffe und nur in einer Nutzbreite von 11 m! Sie bildet daher schon lange ein unangenehmes Hindernis für den Seeschiffsverkehr und ist auch häufig Anlaß zu schweren Unfällen gewesen, wobei längere Sperrungen der Eisenbahnstrecke zu verzeichnen waren.

Die neue Bahnstrecke und somit auch die Brückenfahrbahn liegen nicht wie die alte Labiauer Linie in Straßenhöhe, sondern in solch ausreichender Höhe über den Uferstraßen, daß diese ohne Schienenkreuzung unter den Gleisen durchlaufen können. An die eigentliche

Flußbrücke schließen sich demnach sowohl nördlich wie südlich längere Straßenunterführungen an.

Infolge der Änderung der Bahnanlagen und der Neuanlage des Hafens sah sich der Magistrat schon vor Jahren gezwungen, den nördlich des Pregels gelegenen Stadtteil an der Holländerbaumstraße (enthaltend u. a. Gasanstalt und Elektrizitätswerk) mit dem südlich des

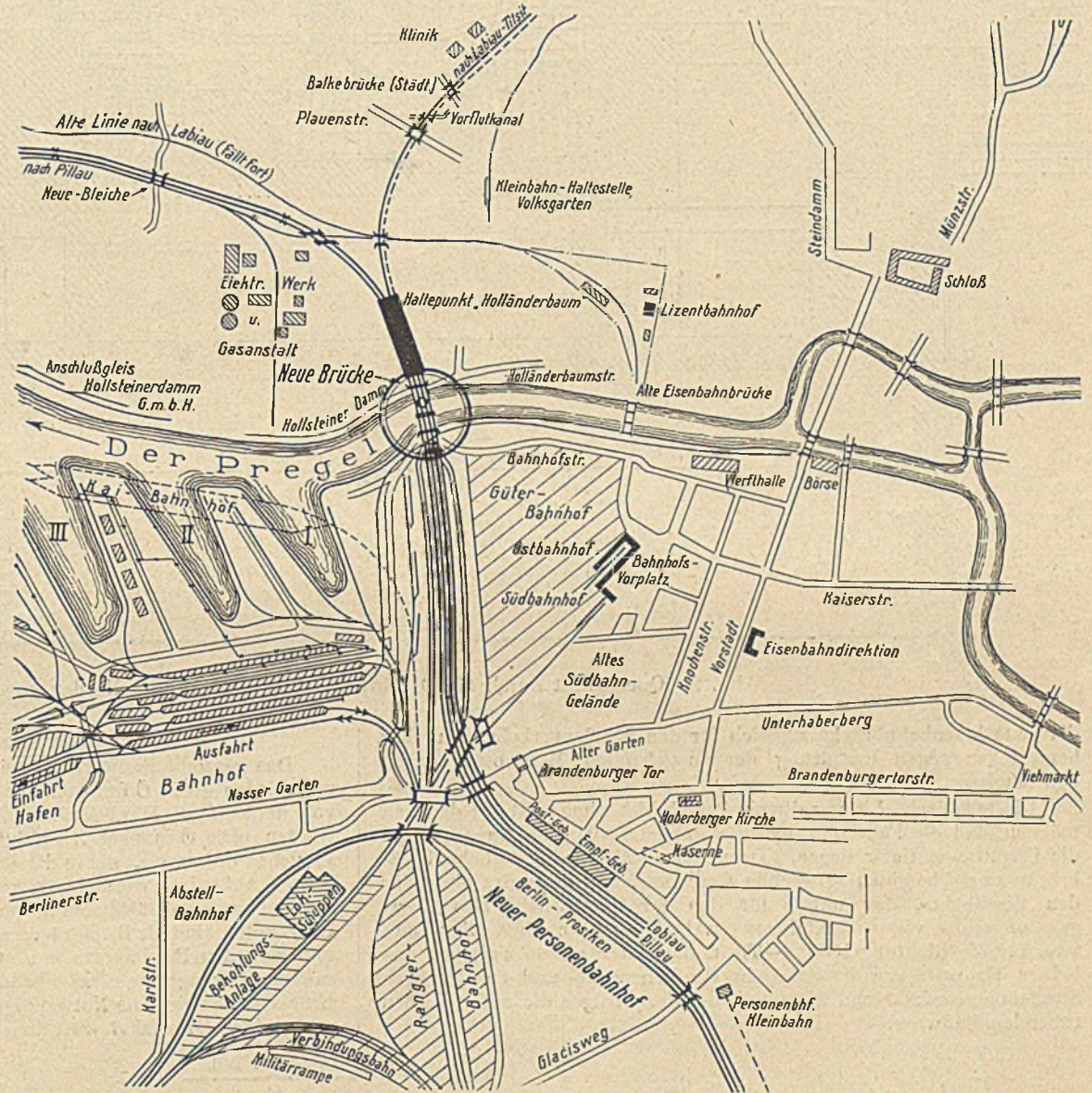


Abb. 1.

Pregels liegenden neuen Personenbahnhof, dem neuen Güterbahnhof und dem Hafen durch Anlage einer Straßenbrücke in bessere Verbindung zu bringen, da die nächste Straßenbrücke über den Pregel (Grüne Brücke) etwa 1100 m entfernt liegt. Sämtliche vorhandenen städtischen Pregelbrücken (im ganzen acht) sind zur Durchführung der Schiffe als Klappbrücken ausgebildet. Da sich dieses Brückensystem bisher im Betriebe ausgezeichnet bewährt hat, lag der Gedanke nahe, eine weitere Klappbrücke in einem gewissen Abstände von der neuen Eisenbahnbrücke zu errichten, der nach der Länge der größten Schiffe zu bestimmen war. Diese Lösung hatte aber den Nachteil, daß sämtliche den Königsberger Innenhafen aufsuchenden größeren Schiffe statt des einen Hindernisses deren zwei zu überwinden gehabt hätten, was immerhin eine erhebliche Erschwerung der Schifffahrt bedeutet hätte. Um diesen Nachteil zu vermeiden, wurde von Eisenbahnverwaltung und Magistrat gemeinsam beschlossen,

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 28, S. 324.

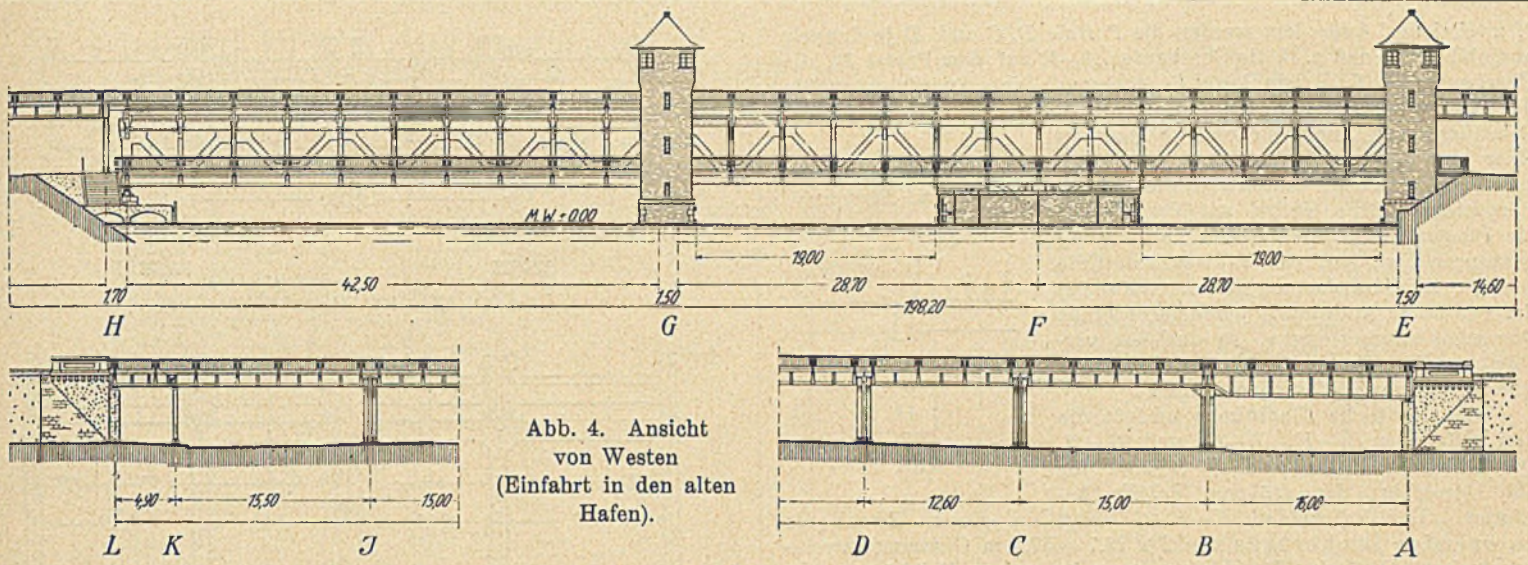


Abb. 4. Ansicht von Westen (Einfahrt in den alten Hafen).

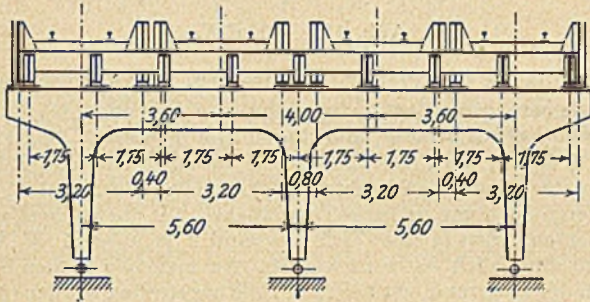


Abb. 5. Portal B.

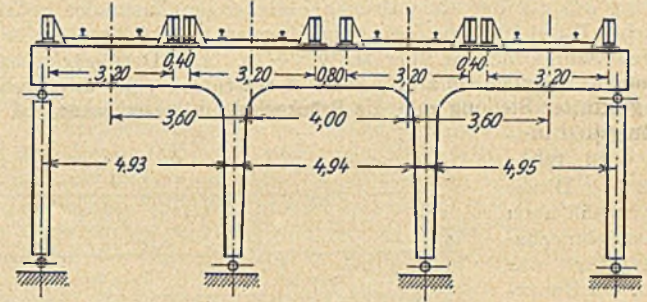


Abb. 6. Portal C.

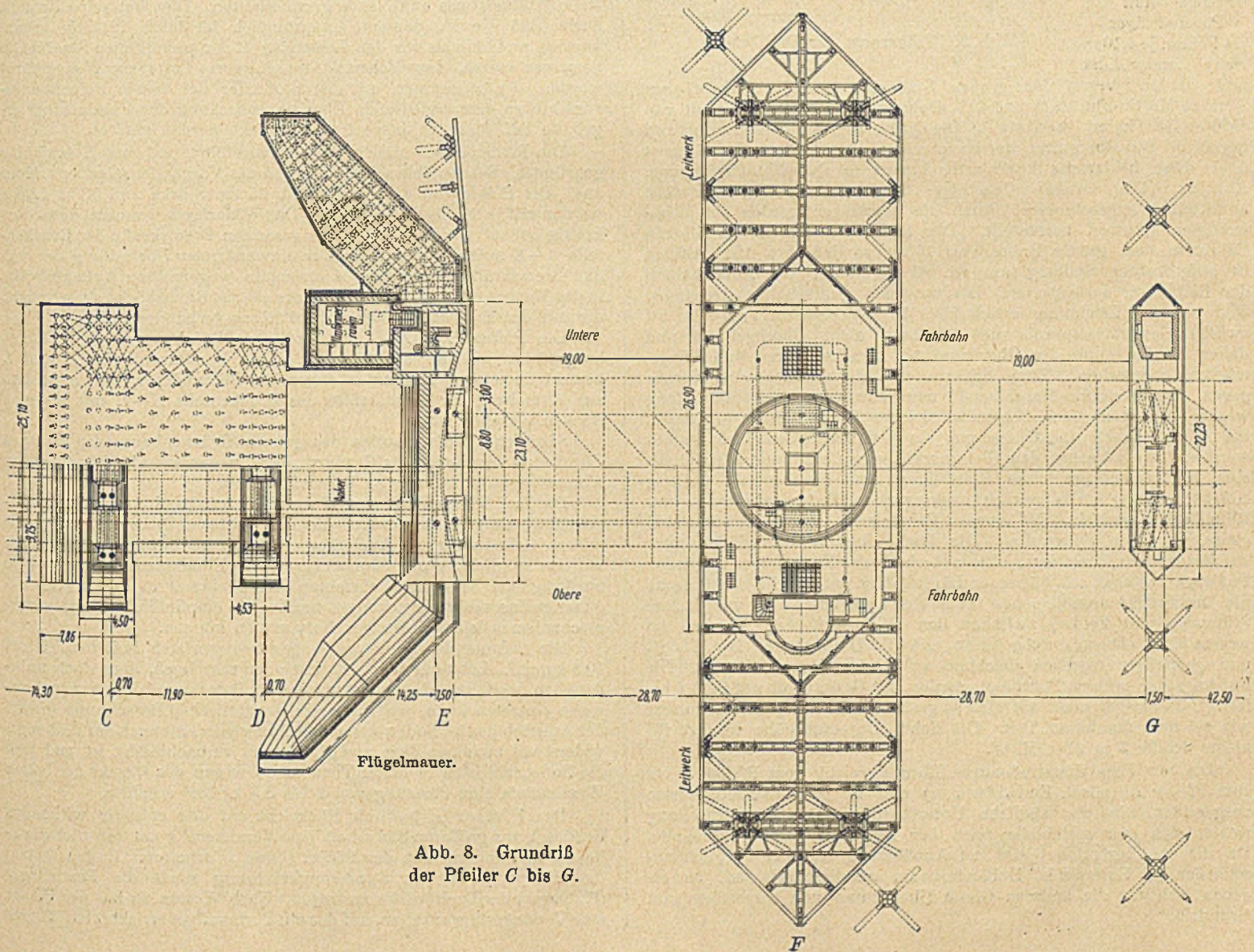


Abb. 8. Grundriß der Pfeiler C bis G.

E zweistielig. Außerdem werden die Portale *B*, *C* und *D* je doppelt ausgebildet, so daß z. B. die Überbauten *A—B* auf dem Portal *B*₁, die Überbauten *B—C* auf dem Portal *B*₂ aufliegen. Diese Anordnung wurde der Wahl einfacher Portale vorgezogen, weil letztere bei einseitiger Belastung (vergl. nebenstehende Skizze) zu einer erheblichen Exzentrizität der Auflagerresultierenden führen würde. Der Portalriegel würde hierbei auf Verdrehung, die Pfosten in höherem Maße auf Biegung beansprucht werden. Außerdem erfordert die schwere Betriebsbelastung der vier Gleise bei der gewählten Anordnung bereits sehr große Querschnittsabmessungen, so daß bei vereinigtgem Portal ohnehin ein zweiwandiger Querschnitt gewählt werden müßte.

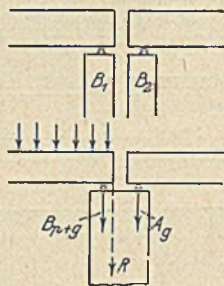


Abb. 7.

Die eigentliche Flußbrücke umfaßt die drei Öffnungen *E—F*, *F—G* und *G—H*. Die Öffnungen *E—F* und *F—G* sind für die Durchfahrt der größeren Schiffe bestimmt. Der Brückenteil *E—F—G* wird zu diesem Zweck als zweiarmige Drehbrücke von $2 \times 28,7 = 57,4$ m Gesamtstützweite konstruiert. Die lichte Durchfahrweite zwischen den Reibhölzern der Pfeiler beträgt für jede Öffnung 19 m, was eine beträchtliche Verbesserung des an der alten Brücke bestehenden Zustandes bedeutet. Die lichte Durchfahrhöhe bei geschlossener Brücke beträgt für die kleineren Schiffe 3,20 m über M. W. (± 0). Die Drehbrücke ist im geschlossenen Zustande ein Träger auf drei Stützen. Bei der Drehung und in geöffneter Stellung ruht die Brückenlast im wesentlichen auf dem Königstuhl in

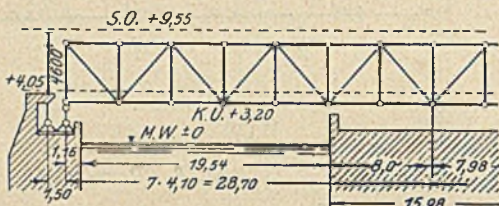


Abb. 9. Trägernetz der Drehbrücke.

mitten des Drehpfeilers *F*. Dieser Pfeiler enthält auch den Antriebsmechanismus für das Drehen. Die Hauptträger der Drehbrücke sind als Parallelträger (14 Felder, je 4,10 m weit) ausgebildet

und werden wegen der großen Stabkräfte aus hochwertigem Siemens-Martin-Flußstahl mit 20% Dehnung und einer Festigkeit von 4500 bis 5400 kg/cm² hergestellt. Die Querträger der oberen Fahrbahn liegen auf den Obergurten der Hauptträger unmittelbar auf und ragen über diese beiderseits konsolartig hinaus (s. Querschnittzeichnung, Abb. 2). Die unteren Querträger sind an die Untergurte unmittelbar angeschlossen. Auch die Querträger werden aus hochwertigem Baustoff hergestellt. Die Brücke erhält in der oberen Fahrbahn eine größte Breite von 16 m, so daß ihre Außenkanten in aufgedrehter Stellung um rd. 20 cm hinter die Außenkanten der Reibhölzer zurücktreten. Die sonstigen Querschnittsabmessungen sind aus der Zeichnung ersichtlich. In der oberen Fahrbahn ist zwecks Gewichtsersparnis das Kiesbett nicht durchgeführt und daher die Lagerung des Oberbaues auf Brückenbalken und Längsträgern vorgesehen. Zum Schutze der darunterliegenden Straße gegen Regenwasser, Maschinenöl usw. sowie zur Schalldämpfung werden unterhalb der Schwellen leichte Buckelbleche eingebaut, die in der Breite der Gleise mit einer dünnen Kiesschicht gefüllt werden. Der zwischen den Gleispaaen liegende Mittelstreifen erhält eine Buckelblechlage ohne Kiesfüllung und darüber als Gehweg Holzbohlenbelag. Die seitlich auskragenden Fußwege werden mit Riffelblech abgedeckt. Die untere Fahrbahn trägt zwei Straßenbahngleise von 1 m Spurweite. Die Decke besteht aus Holzpflaster auf Beton über Zoresisen. Die außerhalb der Hauptträger liegenden Fußwege bestehen aus hölzernen Längsbohlen auf Querbalken. Die an die Drehbrücke anschließende feste Fachwerkbrücke von 42,5 m Stützweite (10 Felder) zwischen den Pfeilern *G* und *H* wird im wesentlichen ebenso durchgebildet wie die Drehbrücke. Die Haupt- und Querträger bestehen gleichfalls aus hochwertigem Baustoff. Die Fußwege der unteren Fahrbahn werden mit Gußasphalt auf Beton befestigt, da es hier nicht auf eine so große Gewichtsersparnis ankommt wie bei dem drehbaren Teil. Die lichte Durchfahrhöhe beträgt für kleine Schiffe 3 m über M. W.

Die nördliche Uferstraßenunterführung reicht vom Pfeiler *H* bis zum Pfeiler *L* (nördl. Endwiderlager) und ist grundsätzlich ebenso ausgebildet wie die südliche Unterführung. Die Stützenstellung richtet sich hier gleichfalls nach der Lage der Straßenbahngleise. Da die oberliegenden Gleise bei Annäherung an den nördlich anschließenden Haltepunkt Holländerbaum auseinanderlaufen, so ergeben sich für die äußeren Gleise Überbauten von trapezförmigem Grundriß.

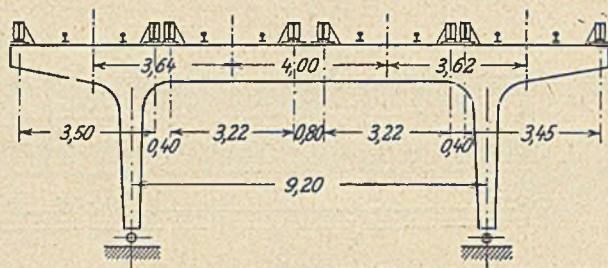


Abb. 10. Portal *H*.

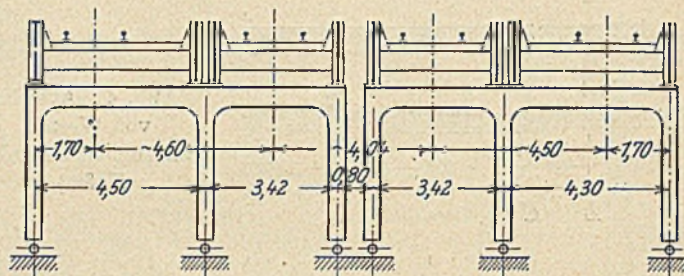


Abb. 11. Portal *K*.

III. Ausbildung der Pfeiler im einzelnen. Gründungsarbeiten.

Die Gründung der Brücke ist wegen der sehr ungünstigen Bodenverhältnisse recht schwierig und kostspielig gewesen. Das Flußbett ist 6 bis 7 m tief, die Flußsohle besteht aus meterstarkem Schlamm. Die darunterliegenden Schichten enthalten Schlick, Schluff, feinen und gröberen Sand von geringer Tragfähigkeit mit dazwischenliegenden Moorschichten. Erst in einer Tiefe von rund 20 m unter M. W. beginnt der Boden allmählich fester zu werden. An manchen Stellen ist sogar der tragfähige Baugrund erst bei 26 m Tiefe angetroffen worden (Abb. 3).

Die Fundamente der Landpfeiler haben jetzt nach ihrer Fertigstellung eine etwas auffallende Form erhalten. Dies hat seine Ursache darin, daß die Fundamente ursprünglich im Jahre 1914/15 erbaut wurden und damals für den Lastenzug *B* der preußischen Staatsbahn bemessen waren. Inzwischen ist der schwerere Lastenzug *N* eingeführt worden, der zusammen mit der Stoßziffer der neuen Berechnungsvorschriften eine bedeutende Überbeanspruchung der Fundamente ergab, so daß diese im Jahre 1923 verstärkt werden mußten.

Die Pfeiler *A—D* sind in Beton ausgeführt und auf Holzpfählen gegründet. Betonpfähle schieden wegen des Vorhandenseins von Moor aus. Die Pfähle von durchschnittlich 35 cm Stärke und 18 m Länge werden mit je 24 bis 27 t belastet. Das Widerlager *A* mußte besonders kräftig gebaut werden, weil es die gesamten Bremskräfte des Brückenteils *A—E* aufzunehmen hat. Zur einwandfreien Überleitung der von den Bremskräften am Lager *A* erzeugten wagerechten Auflagerkräfte in das Mauerwerk sind in diesem starke eiserne Bremsböcke einbetoniert, die mit der Eisenkonstruktion unmittelbar verbunden sind.

Die Pfeiler *H*, *J*, *K*, *L* am nördlichen Brückende sind ähnlich ausgebildet wie die am Süden. Das Fundament für *K* und *L* besteht in einem zusammenhängenden Betonkörper, der außerdem zur Aufnahme der Bremskräfte des Brückenteils *H—L* mit eisernen Böcken versehen ist.

Sämtliche Auflagersteine des ganzen Brückenbauwerks sind aus Eisenbeton hergestellt, da Granitquadern in den erforderlichen großen Abmessungen zu schwer zu beschaffen sind.

Die drei Pfeiler *E*, *F* und *G* der Drehbrücke sind mit Druckluftgründung ausgeführt worden, die hier wirtschaftlicher war als eine andere Gründungsart. Auch kommt es gerade für die Drehbrücke auf eine möglichst große Standsicherheit der Fundamente an, da geringe nachträgliche Senkungen einzelner Pfeiler einmal in der Brücke ungünstige Zusatzbeanspruchungen und in dem empfindlichen Bewegungsmechanismus leicht Störungen hervorrufen können.

Die auftretenden Bodenpressungen bewegen sich zwischen 5,5 und 10,8 kg/cm². Letzterer Wert ist scheinbar sehr hoch, aber doch unbedenklich, weil dieser besonders ungünstige Belastungsfall nur ausnahmsweise eintreten kann, weil ferner in der statischen Berechnung sowohl der Auftrieb des im Boden stehenden Mauerwerks als auch der Reibungswiderstand zwischen Erde und Mauerwerk vernachlässigt ist und weil die Bodenschichten in dieser Tiefe schon wegen des Drucks der hohen Wassersäule eine Pressung von 2 bis 2,5 kg/cm² erhalten.

Der Pfeiler *E* hat mit Rücksicht auf den einseitig wirkenden Erddruck zur größeren Sicherheit eine Verankerung mit den rückwärtsliegenden Fundamenten der Pfeiler *C* und *D* erhalten. Er hat einmal das Endportal *E* der Straßenunterführung sowie die Pendellager (Hublager) der Drehbrücke zu tragen. Nach Westen zu hat der Pfeiler eine Verlängerung erhalten, auf der ein Turmaufbau errichtet ist. Dieser

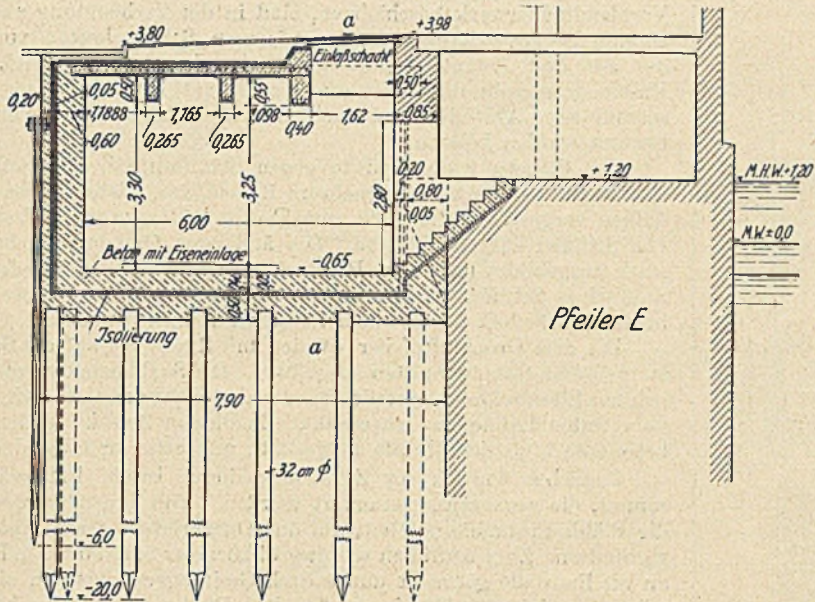


Abb. 12. Umformerraum.

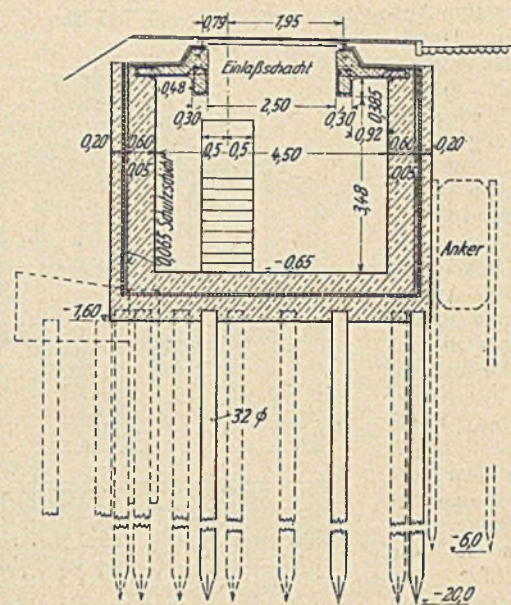


Abb. 13. Umformerraum. Querschnitt a-a.

Turm enthält vier Geschosse, deren Zweck später näher beschrieben wird. Die an den Pfeiler *E* schräge anschließenden Flügelmauern sind auf Pfahlrost gegründet. Ferner steht mit dem Kellergeschoß des Turmaufbaues ein Umformerraum in Verbindung. Sohle und Seitenwände dieses Raumes bestehen aus Beton auf Pfahlrost, teilweise mit Eiseneinlagen. Zum Schutz gegen Grundwasser ist eine Isolierschicht aus Bütcherit eingelegt. Die Decke ist in Eisenbeton konstruiert und

enthält eine mit einer Klappe versehene Öffnung, die zum Herunter- oder Herauslassen schwerer und sperriger Umformerteile dient.

Der Drehpfeiler *F* trägt den Königstuhl und die Verkehrslager, deren Bedeutung später näher erläutert wird. Der Königstuhl ruht mit seinem Unterteil unmittelbar auf dem Eisenbetonauflegerstein. Die Verkehrslager ruhen auf besonderen großen Trägerrosten, die den Druck auf die Auflagersteine zu verteilen haben. Ferner sind die

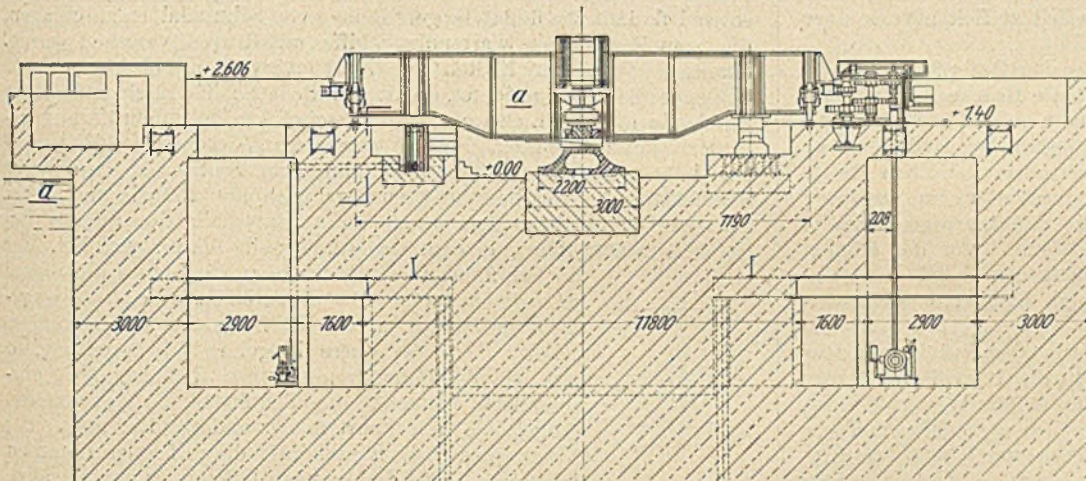


Abb. 15.

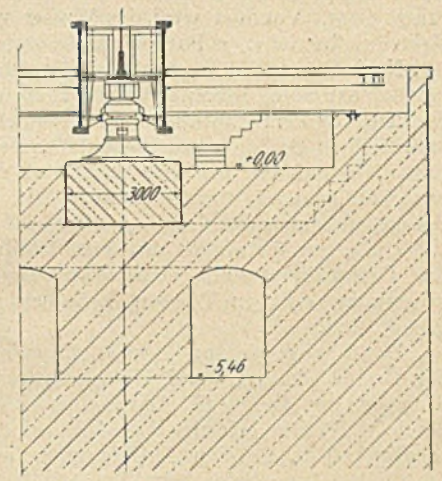


Abb. 17.

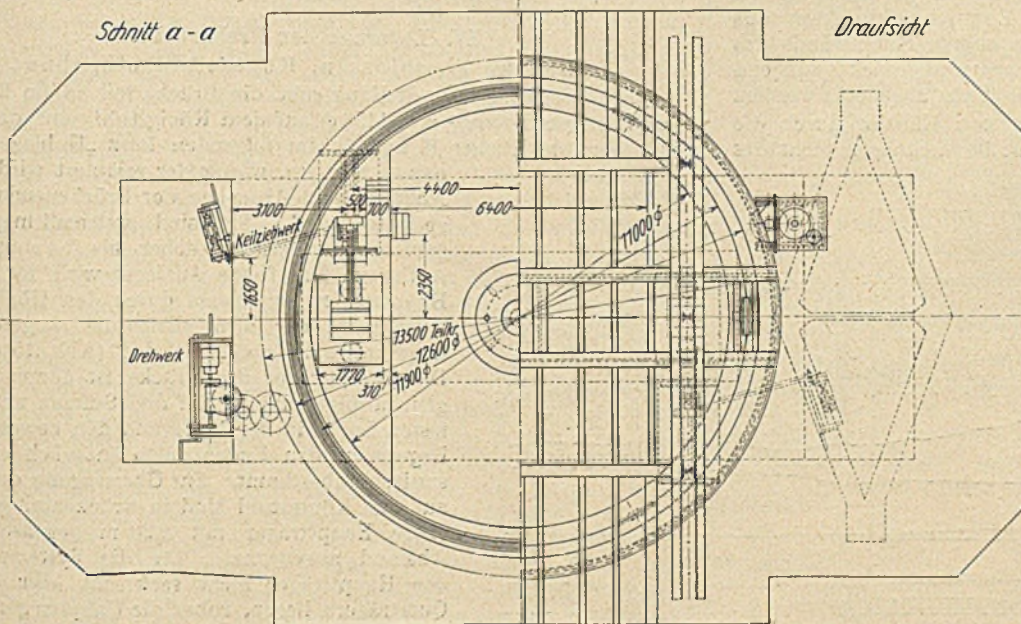


Abb. 16.

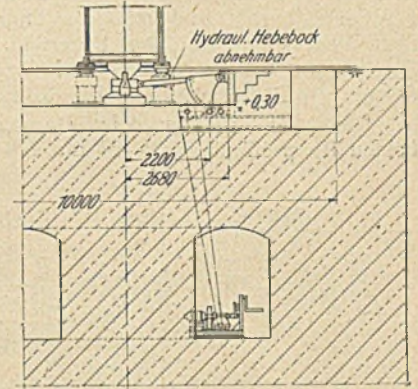


Abb. 18.

Abb. 15 bis 18.
Pfeiler *F* mit Anordnung
der Triebwerke.

Trägerroste zum Aufstellen von Druckwasser-Hebeböcken eingerichtet, die die Brücke bei etwaigen Ausbesserungen am Königstuhl von diesem abheben sollen. Der Grundriß des Pfeilers hat eine längliche Form, die sich aus der Anordnung der im Innern des Pfeilers liegenden Maschinenräume ergibt. In diesen Räumen, deren Sohle 5,46 m unter M. W. liegt, werden die elektrisch angetriebenen Brückendrehwerke sowie die Kurbeln für den Reserveantrieb von Hand untergebracht. Der Zugang zu den Räumen geschieht von dem östlichen Vorbau aus. Die beiden Maschinenräume sind durch zwei Laufgänge miteinander verbunden. Das auf der Pfeileroberfläche sich sammelnde Regenwasser wird durch ein System von Abflußröhren in einen Sumpf geleitet, der in einer Ecke des westlichen Maschinenraums liegt. Von hier wird das Wasser von Zeit zu Zeit mittels einer elektrisch betriebenen Pumpe ausgepumpt.

Nach Osten und Westen schließt sich an den Drehpfeiler ein aus hölzernen Pfählen erbautes Leitwerk an, das die Brücke in geöffneter Stellung vor dem Anprall von Schiffen schützen soll. Die Pfähle sind zu einzelnen Dalben zusammengefaßt, die miteinander in Verbindung stehen, so daß ein etwaiger Schiffsstoß von mehreren Dalben gleichzeitig aufgefangen werden kann. Die Leitwerke tragen an ihren Spitzen je einen Verriegelungsschuh für die Brückenriegel sowie je einen eisernen Gittermast mit dem Schiffahrtssignal. Vor den Köpfen des Drehpfeilers sind Eisabweiser angebaut, bestehend aus eingerammten eisernen Trägern, zwischen denen Eisenbetontafeln eingepaßt sind.

Der Strompfeiler *G* trägt die entsprechenden Brückenaufleger der Drehbrücke wie der Pfeiler *E*, außerdem die beweglichen Lager der festen Brücke *G—H*. Der Pfeiler erhält an seinem Westende einen ähnlichen Vorbau wie der Pfeiler *E*, auf dem sich gleichfalls ein Turm erhebt (Abb. 8). Bei einer Ansicht gegen die Brücke von Westen her (Einfahrt in den Innenhafen) tritt demnach der drehbare Teil besonders klar durch die ihn flankierenden Türme in Erscheinung (Abb. 4). Sämtliche drei Pfeiler *E* bis *G* sowie auch *H* erhalten eine Verblendung mit besonders harten und wetterbeständigen Eisenschmelzklinkern aus dem Werk Muldenstein bei Bitterfeld. Die oberen Seitenwände des Drehpfeilers werden außerdem mit Granitquadern abgedeckt, während die übrigen Pfeiler oben mit einer Klinkerrollschicht abgedeckt werden.

Damit die Schiffer beim Durchstaken von Kähen durch die beiden Hauptöffnungen *E—F* und *F—G* mit ihren Stangen nicht das

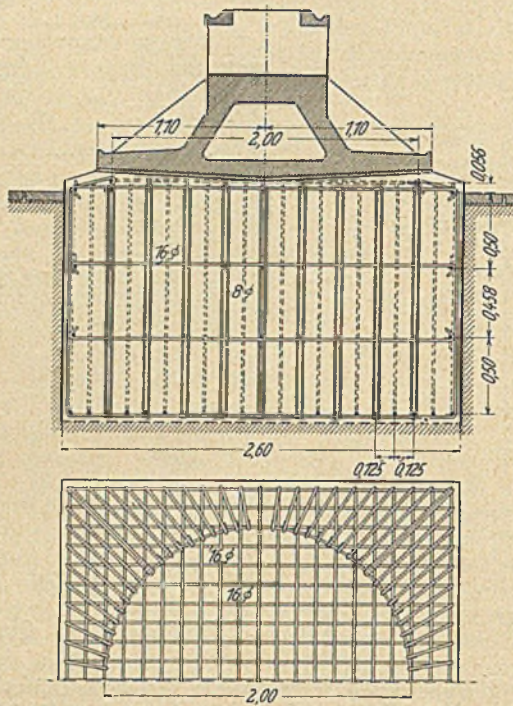


Abb. 14. Unterteil des Königstuhls mit Auflagerstein aus Eisenbeton.

Verblendmauerwerk beschädigen, sind in der Verblendung zwei übereinanderliegende Reihen von gußeisernen Schuttenkasten vorhanden, die mit dem dahinterliegenden Mauerwerk verankert sind. Diese Kasten tragen in der Mitte ein verankertes Rundeisen, so daß sie sowohl zum Abstoßen wie auch zum Heranziehen von Fahrzeugen benutzt werden können.

Zur Sicherung der Brücke gegen Schiffsanprall sind außer dem erwähnten Leitwerk noch mehrere Reihen von vierpfähligen Schutzdalben vorgesehen, die auch zum Teil mit Ringen zum Festmachen von Schiffen ausgerüstet sind. Die äußersten Dalben sind besonders stark ausgebildet (aus neun Pfählen), da sie gegebenenfalls den ersten Stoß eines Schiffes aushalten müssen. Außerdem sind diese Dalben in der Dunkelheit durch blaue Laternen kenntlich gemacht.

Die drei Druckluftpfeiler wurden mit Rücksicht auf die Schifffahrt in mehreren Bauabschnitten ausgeführt. Die Senkkasten wurden sämtlich aus Eisenbeton hergestellt. Sie wurden nicht von Gerüsten, sondern vom festen Lande aus abgesenkt. Zu diesem Zweck wurden vorher besondere künstliche Inseln hergestellt, und zwar in folgender Weise:

Zunächst wurden zur Einfassung dieser Inseln Pfahlwände gerammt, die gegenseitig verankert wurden. Von innen wurden gegen die Pfähle Brettafeln gelehnt, um das Durchrieseln des Füllbodens zu verhindern. Zum Auffüllen wurde grobkörniger Sandboden in Prahmen an die Baustelle gebracht und mittels Greifbagger zwischen die Pfahlwände geschüttet. Für jeden der drei Pfeiler wurde eine besondere Insel hergestellt. Die Pfahlverankerungen wurden dem Fortschritt der Absenkung entsprechend nach und nach beseitigt. Nach Beendigung der Absenkung wurden die Pfähle herausgezogen und der noch zurückbleibende Füllboden durch Baggern aus dem Flußbett entfernt.

Die Arbeiten wurden im Sommer des Jahres 1914 in Angriff genommen, erlitten dann durch den Kriegsausbruch eine längere Unterbrechung und wurden 1915 beendet.

Zur Sicherung der Schifffahrt während der Ausführung dieser drei Pfeiler waren besondere Maßnahmen vorgeschrieben. Zunächst wurden sowohl flüßauf wie flüßab längere Reihen von Schutzdalben geschlagen, die zum Festmachen wartender Schiffe mit Ringen versehen waren. Zweitens wurde auf Kosten der Neubauverwaltung ein besonderer Schlepperdienst eingerichtet, damit sämtliche Schiffe rasch und sicher durch die in ihrer Lichtweite stark beschränkte Durchfahröffnung befördert werden konnten. Endlich wurde am Westende des Pfeilers *G* eine hohe Signalbake errichtet, die an ihrer Spitze ein besonderes Schiffahrtssignal trug, bestehend aus zwei drehbaren Flügeln und einem zwischen ihnen liegenden festen Ball. Unterhalb des Signals lag ein überdachter Raum, in dem sich ständig ein Wärter aufhielt, der die Schifffahrt an dieser Stelle zu regeln und das Signal zu bedienen hatte. Das Signalbild „beide Arme waagrecht“ bedeutete für die Schiffe aus beiden Richtungen „Halt“. War der obere Flügel in Schrägstellung, so war die Schifffahrt in der einen Richtung frei, entsprechend bedeutete die Schrägstellung des unteren Flügels die freie Fahrt in der anderen Richtung. Bei Nacht wurden die Signalbilder durch farbige Laternen bezeichnet. Die Sicherungen haben sich gut bewährt, nennenswerte Unfälle sind trotz der langen Bauzeit nicht vorgekommen.

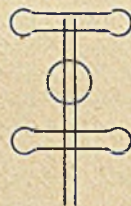


Abb. 20.

IV. Lagerung der Drehbrücke.

1. Brücke geschlossen, Königstuhl eingebaut.

In geschlossener Stellung ruht die Brücke mit ihrem Eigengewicht (im Betrage von 1156 t) auf dem Königstuhl und den vier Endlagern der Pfeiler *E* und *G*, im folgenden kurz „Hublager“ genannt, weil sie, wie später erläutert wird, zum Anheben und Absenken der Brückenenden eingerichtet sind. Sie sind stützenförmig ausgebildet und wirken daher als bewegliche Auflager. Das feste Auflager wird für beide Hauptträger gemeinsam durch den Königstuhl dargestellt, der also allein die wagerechten Lagerkräfte aufzunehmen hat (Abb. 15 u. 17). Der Hauptträger der Brücke ist demnach ein gleicharmiger Träger auf drei Stützen mit dem festen Lager in der Mitte und den beweglichen Lagern an den Enden, also äußerlich einfach statisch unbestimmt. Zur Übertragung der Last auf den Königstuhl sind in Brückenmitte zwei große Hauptträger mit 2,20 m gegenseitigem Abstand angeordnet. Da die Systempunkte der Hauptträger nicht senkrecht über diesen Querträgern liegen, ruhen die Hauptträger nicht unmittelbar auf den Hauptquerträgern, sondern sie stützen sich im mittelsten Knotenpunkt auf

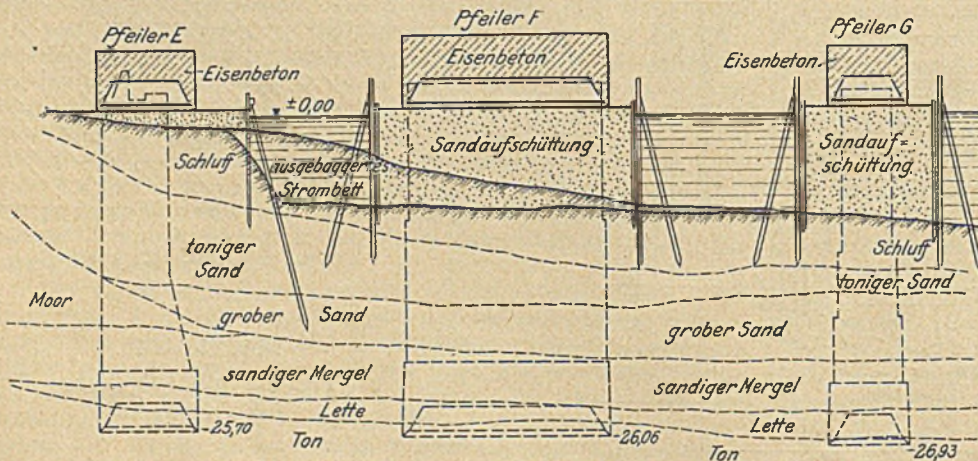


Abb. 19. Absenkung der Druckluftpfeiler.

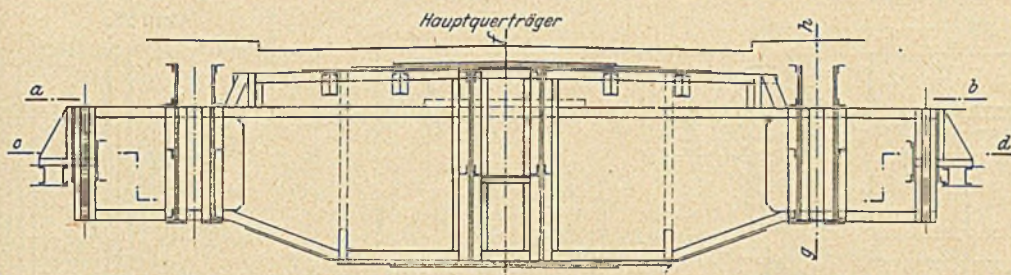


Abb. 21.

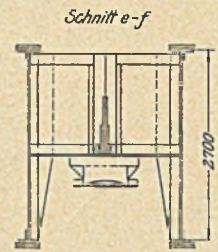


Abb. 23.

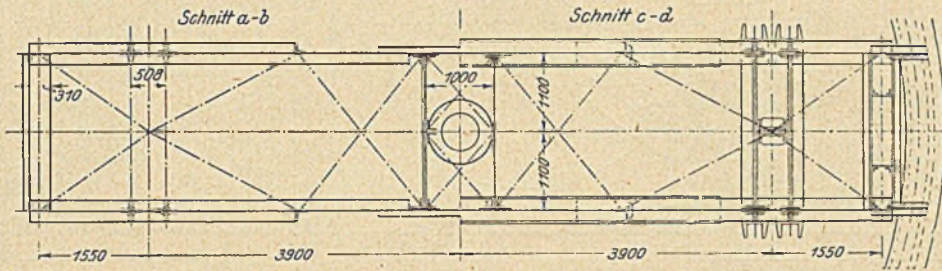


Abb. 22.

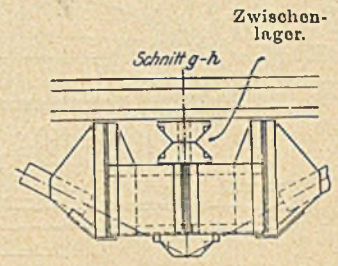


Abb. 24.

Abb. 21 bis 24. Auflagerung der Drehbrücke in der Mitte.

besondere Zwischenlager (Abb. 24), die durch Vermittlung von Verbindungsschotten von den Hauptquerträgern getragen werden. Diese übertragen die Last weiter auf zwei in der Nähe des Königstuhls liegende Verbindungsschotte, zwischen denen genau über dem Königstuhl ein steifer Blechträger mit sehr breiter, glatt gehobelter Fußfläche sitzt (Abb. 23). Dieser Blechträger überträgt schließlich die Last auf das Oberteil des Königstuhls. Die Mittelstütze ist bei der Hauptträgerberechnung nicht als starr anzunehmen, sondern sie gibt gegenüber den als starr zu betrachtenden Außenstützen so viel nach, als die Durchbiegung der mittleren Querträger beträgt.

Die drei Stützen werden in solcher Höhenlage zueinander angelegt, daß die Hublager von der ruhenden Belastung je 150 t erhalten. Bei dieser Lagereinstellung bekommen die Hublager selbst bei den ungünstigsten Belastungsfällen niemals eine negative Auflagerkraft, was wegen der konstruktiven Durchbildung der Hubvorrichtung vermieden werden muß. Dies könnte dadurch erreicht werden, daß die Endlager gegenüber der Brückenmitte um ein bestimmtes Maß überhöht werden. Damit aber die Brückenfahrbahn keinen Sack bildet, erhalten statt dessen die Hauptträger bei der Aufstellung eine leichte Krümmung derart, daß die Enden tiefer liegen als die Brückenmitte. Hierdurch wird eine bessere Fahrbahntwässerung erzielt.

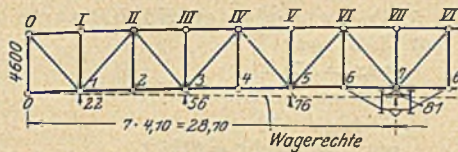


Abb. 25. Trägerüberhöhung.

Um eine zu hohe Belastung des Königstuhls und den Einfluß von Stoßwirkungen der Verkehrslasten zu vermeiden, wird nach dem Einschwenken der Brücke unter der Mitte jedes Hauptträgers ein sogenanntes „Verkehrslager“ durch Verschieben von Keilen in Tätigkeit gesetzt, das sich mit einem geringen Druck gegen die Brücke preßt. Diese beiden Lager nehmen gemeinsam mit den Hublagern die gesamten Verkehrslasten (Eisenbahn, Straßenfahrwerke, Straßenbahn, Fußgänger) auf, während der Königstuhl von diesen Lasten nichts erhält (Abb. 15 u. 18). Die Verkehrslager liegen unter den vorher erwähnten Verbindungsschotten, die die Zwischenlager tragen. Hierdurch ist erreicht, daß die von den Verkehrslasten erzeugten Auflagerkräfte ohne Beanspruchung der Hauptquerträger und des Königstuhls unmittelbar von den Zwischenlagern durch die Schotte in die Verkehrslager geleitet werden. Auch für die Verkehrslasten liegt ein Träger auf drei Stützen vor, die hier sämtlich als starr angesehen werden dürfen.

Die Windkräfte werden durch die einzelnen steifen Querrahmen der Brücke in einen Windträger geleitet, der ungefähr in Untergurtebene liegt. Dieser Windträger ruht gleichfalls auf drei Stützen. Die Mittelstütze ist wieder der Königstuhl, die Endstützen bestehen in festen Brückenriegeln, die nach Einschwenkung der Brücke beim Anheben der Brückenenden wirksam werden. Das Windkippmoment wird durch den Königstuhl und je ein Verkehrslager aufgenommen. Zur Aufnahme der im Obergeschoß auftretenden bedeutenden Bremskräfte ist an jedem Brückenende ein wagerecht liegender Bremsträger etwa in Höhe des Obergurtes angeordnet, der die Bremskräfte in die Hauptträger weiterleitet.

Damit die Bremskräfte von jedem Hauptträger einwandfrei an an den Königstuhl abgegeben werden können, sind die Knotenpunkte 6 des Hauptträgeruntergurtes mit dem Untergurt der Hauptquerträger durch besondere Schrägstäbe verbunden (Abb. 25). Denn wenn man sich diese Schrägstäbe fortdenkt, so würde das unter der Brückenmitte sitzende Trägeraggregat (Hauptquerträger mit Verbindungsschotten) für die Brückenlagerung die gleiche Wirkung haben wie ein Pendelportal. Die oberen Gelenkpunkte dieses Portals wären die oben erwähnten Zwischenlager, die unteren Gelenkpunkte würden im Kipplager des Königstuhls zusammenfallen. Die ganze Brücke wäre dann ein Balken auf drei beweglichen Lagern (Pendeln), also zur Aufnahme von senkrechten Lasten einfach statisch unbestimmt, hingegen zur Aufnahme von wagerechten Längskräften nicht geeignet, weil verschiebbar gelagert. Zur Festlegung der Brücke gegen Verschieben in der Längsrichtung bedarf es daher wenigstens eines Schrägstabes. Der zweite Schrägstab ist überzählig, so daß das Trägersystem nunmehr auch innerlich einfach statisch unbestimmt ist.

2. Brücke geschlossen, Königstuhl ausgebaut.

Dieser Fall kann bei größeren Ausbesserungen des Königstuhls eintreten. Mittels der im Abschnitt III erwähnten Druckwasser-Hebeböcke wird die Brücke etwas angehoben und nach Ausbauen des Königstuhls auf die beiden Verkehrslager abgesetzt (Abb. 18). Diese Lager haben dann nicht nur die Verkehrslasten zu tragen, sondern auch die ruhende Belastung. Ein Drehen der Brücke ist in dieser Zeit natürlich ausgeschlossen. Die Berechnung der Hauptträger ist nahezu die gleiche wie unter 1, nur mit dem Unterschiede, daß jetzt alle drei Stützen als starr anzusehen sind.

Die Windkräfte werden über dem Drehpfeiler mit hinreichender Sicherheit von den in den Verkehrslagern auftretenden Reibungskräften aufgenommen, sonst ändert sich an der Übertragung der Windkräfte nichts gegenüber dem Fall 1.

Die Verkehrslager sind indessen nicht imstande, auch die Bremskräfte lediglich durch die Reibung aufzunehmen. Zu diesem Zweck wird bei den Verkehrslagern eine besondere Verriegelung eingebaut bevor der Königstuhl ausgeschaltet wird.

3. Brücke im Auf- oder Zudrehen begriffen.

Der Königstuhl übernimmt die ganze ruhende Last, ebenso die Mittelkraft der Windkräfte, die bei gleichmäßigem Windangriff durch die Königstuhlsenkrechte gehen muß. Sowohl Hauptträger wie Windträger sind Balken auf einer Mittelstütze. Erhalten die beiden Arme ungleichmäßigen Winddruck, so entsteht ein Zusatzdrehmoment, das je nach der Windrichtung die Brückendrehung entweder beschleunigt oder verzögert, also vom Drehwerk aufgenommen wird. Beim Windangriff, mag er senkrecht zur Brückenachse oder gleichlaufend dazu wirken, entsteht ein Kippmoment für die Brücke, das der Königstuhl allein nicht übernehmen kann, da er in seinem Oberteil eine Kugelgelenkfläche hat. Zum Ausbalancieren der Brücke beim Drehen sind daher sechs senkrecht stehende Rollen vorgesehen, die auf einer kreisförmigen Laufschiene laufen (Abb. 26). Die Rollen sind so eingebaut, daß sie

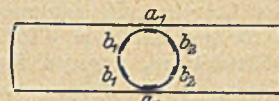


Abb. 26.

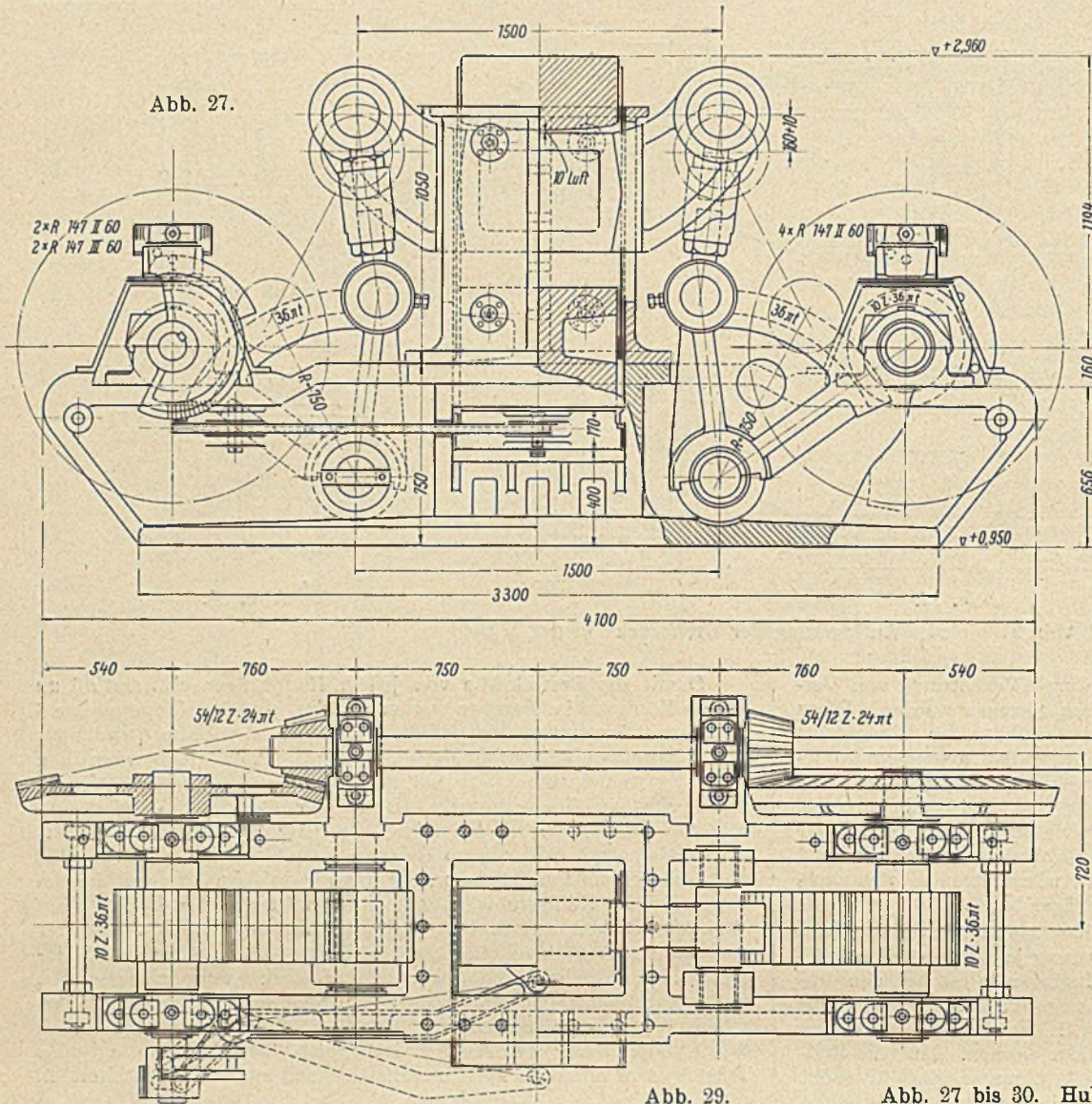


Abb. 27.

Abb. 29.

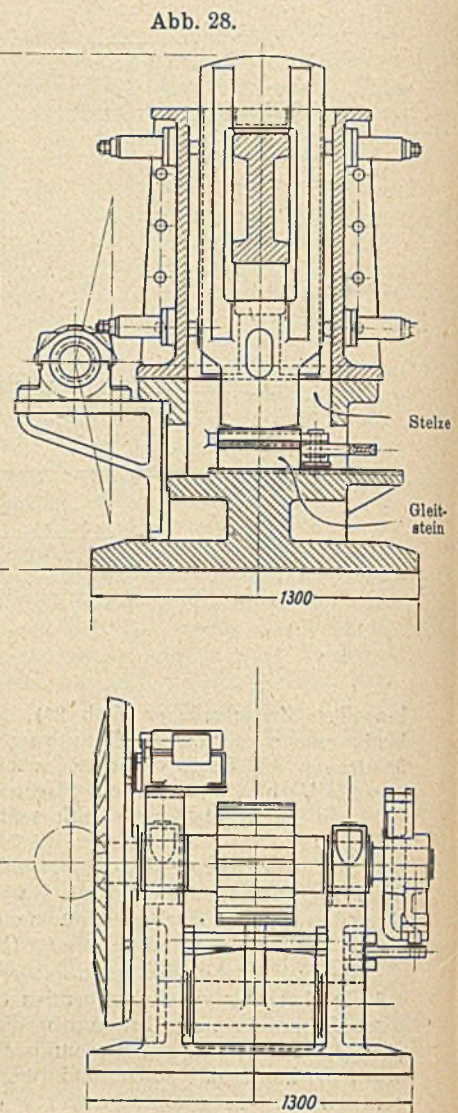


Abb. 28.

Abb. 30.

Abb. 27 bis 30. Hublager.

bei geschlossener Brücke mit ausreichendem Spiel über der Laufschiene schweben, damit sie beim gewöhnlichen Verkehr keine Kräfte von den senkrechten Brückenlasten erhalten. Allerdings läßt es sich nicht vermeiden, daß bei außergewöhnlich ungünstigen Belastungsfällen die Rollen b_1 oder b_2 einen Teil der Verkehrslast übernehmen; der größte Auflagerdruck, der bei diesen Rollen jemals auftreten kann, beträgt 22 t. Sobald die Brückenenden vor dem Aufdrehen abgesenkt werden, senken sich die Rollen b mit und bleiben schließlich mit einem Spielraum von 1,5 mm über der Schiene. Bei Seitenwind kommt eine der Rollen a_1 oder a_2 , bei Längswind das Rollenpaar b_1 oder b_2 zum Tragen. Bei stärkerem Wind (größer als 50 kg/m²) kommt ein Drehen der Brücke nicht in Frage.

Die Ausbildung der Rollen und der Laufschiene ist aus Abb. 31 und 37 zu ersehen.

4. Brücke geöffnet.

Die ruhende Last trägt auch hier der Königstuhl. Die Brückenenden werden nicht angehoben wie in der geschlossenen Stellung, sondern bleiben abgesenkt. Etwaige Ungleichmäßigkeiten in der Belastung, wie einseitiger Schnee, werden von den Rollen b aufgenommen. Zur schnellen Zentrierung der Brücke in der Endlage wird sie an ihren Enden durch je einen federnden Riegel, dessen Wirkungsweise im nächsten Abschnitt näher erläutert wird, festgelegt. Die entsprechenden Riegelschuhe befinden sich auf Leitwerksdalen. Die Riegel liegen ungefähr in der Ebene des Windverbandes in der Brückenachse. Da im allgemeinen nur kurze Öffnungszeiten (5 bis 10 Minuten) vorgesehen sind, ist eine besondere Feststellung der federnden Riegel nicht nötig. Nur für den Fall, daß ausnahmsweise z. B. beim Steckenbleiben eines Schiffes in der Durchfahröffnung die Öffnungszeit länger dauert, wird die Federung der Riegel beseitigt, damit plötzlich auftretende starke Windstöße von den Riegeln aufgenommen werden können. Der Windträger ist also für gewöhnlichen Winddruck (≤ 50 kg/m²) ein Träger auf einer Mittelstütze, dagegen für außergewöhnlichen Winddruck (bis zu 250 kg/m²) ein Träger auf drei Stützen. Die Rollen a haben hier den gleichen Zweck zu erfüllen wie im Fall 3.

5. Die wichtigsten Höchstwerte der Auflagerkräfte.

- a) Hublager
max = 869,6 t
min = 4,1 t.
- b) Königstuhl
max senkrecht = 1156 t
min " = 289,5 t (bei ausgebautem Königstuhl = 0)
max wagerecht = 114 t
- c) Verkehrslager
max senkrecht = 1809 t
min " = 0
max wagerecht parallel zur Brücke = 154 t (bei ausgebautem Königstuhl)
max wagerecht rechtwinklig zur Brücke = 64 t

V. Allgemeine Ausbildung der Maschinenanlagen.

Im folgenden sollen nur der Zweck und die Wirkungsweise der Maschinenanlagen im großen und ganzen erläutert werden.

1. Hublager.

Wenn das Einschwenken der Brücke in die Verkehrsstellung beendet ist, kann die Brückenfahrbahn noch nicht befahren werden, weil die Enden der Brücke infolge der Durchbiegung unter der eigenen Last noch tiefer liegen als die anstoßenden festen Brücken. Die Durchbiegung der Brückenenden muß daher durch Anheben beseitigt werden. Diesen Zweck erfüllen die schon mehrfach erwähnten Hublager. Der gesamte von den Lagern auszuführende Hub h setzt sich zusammen aus

- a) dem Spielraum, der zwischen Lager und Brücke beim Bewegen der Brücke notwendig ist, = 8,0 cm
 - b) der Durchbiegung der Brückenenden = 6,1 "
 - c) der gewählten Überhöhung zur Vermeidung von negativen Auflagerkräften (vergl. IV, 1) = 1,9 "
 - d) einem vorübergehenden Hub, der sich aus der Konstruktion des Hublagers ergibt = 1,0 "
- $h = a + b + c + d$ = 17,0 cm.

Die Brückenden werden um das Maß $b + c + d = 9$ cm angehoben.

Die einzelnen Hübe folgen aufeinander in der Reihenfolge $a - b - c - d$.

Das Hublager selbst besteht im wesentlichen aus einer beweglichen Stelze, einem beweglichen Stein und der festen Grundplatte. Die Stelze wird durch einen Kniehebelantrieb zunächst um das oben errechnete Maß h angehoben, hierauf wird der Stein zwischen Stelze und Grundplatte geschoben, wobei zwischen Stelze und Stein das Maß d als Spielraum vorhanden ist, dann endlich wird die Stelze um dieses Maß d abgesenkt, so daß nunmehr der Auflagerdruck mittels Stelze und Stein in die Grundplatte übertragen werden kann. Der endgültig verbleibende Hub ist also $= a + b + c = 16$ cm.

Soll die Brücke wieder aufgedreht werden, so wird das Hubwerk im umgekehrten Sinne bedient. Zunächst wird die Stelze und mit ihr das darauf lastende Brückende um das Maß d angehoben, um den Stein vom Stelzdruck zu entlasten. Hierauf wird der Stein herausgezogen, sodann wird die Stelze und mit ihr das Brückende um das Maß $d + c + b$ abgesenkt. Endlich wird die Stelze noch um das Maß a weiter abgesenkt, wobei das Brückende nicht mehr folgt, so daß schließlich zum Aufdrehen der Brücke der nötige Spielraum a vorhanden ist. Angetrieben werden die Hubwerke durch Elektromotoren von je 38 PS, die sich auf den Pfeilern E und G befinden. Zur Reserve ist auf jedem Pfeiler ein durch drei Mann zu betätigender Handantrieb eingebaut. Die Dauer des Anhebens oder Senkens beträgt bei elektrischem Antrieb 30 Sek., bei Handantrieb 180 Sek.

2. Königstuhl.

Man unterscheidet zwei Hauptteile, erstens den mit der Drehbrücke in Verbindung stehenden Teil, der also bei der Drehung mitgeht, zweitens den feststehenden unteren Lagerteil. Der obere Teil enthält ein Kugelkipplager, damit eine statisch einwandfreie gelenkige Lagerung erzielt wird. Die eigentliche Gleitplatte aus Rotguß ist in dem Oberteil eingelassen und kann nach Bedarf ausgewechselt werden. Der feste Lagerteil besteht aus mehreren Einzelteilen, von denen verschiedene gleichfalls auswechselbar angeordnet sind. Zu diesem Zwecke sind Keile vorgesehen, die nach Abstützung der Brücke auf den provisorischen Hebeböcken so weit gelöst werden, daß der Königstuhl unwirksam wird. Außerdem dienen diese Keile zur genauen Einstellung der Brücke in der richtigen Höhenlage (Abb. 15 u. 17). Zur Schmierung der Gleitfläche sind in derselben Rillen enthalten, in die mit einer besonderen Pumpe Öl eingepreßt wird. Das von der Gleitfläche ablaufende Öl wird in einem Kanal gesammelt und der Pumpe von neuem zugeführt. Die Pumpe wird selbsttätig bei jeder Bedienung des Keilziehwerks (siehe unten) mit in Tätigkeit gesetzt. Die größte Pressung auf den Eisenbetonquader beträgt 38 kg/cm^2 .

3. Drehwerk.

In jedem der beiden Maschinenkeller des Pfeilers F sitzt ein Drehwerk, das unabhängig von dem andern die Brücke bewegt. Ein Elektromotor von 43,5 PS überträgt die Drehung mittels Schnecke und Schneckenrad auf eine senkrecht stehende Welle (Abb. 34 u. 35), die durch die Decke des Raumes geht und in dem Windwerkskasten endigt, der auf dem oberen Pfeilerflur sitzt. Mit mehrfachem Vorgelege wird die Antriebskraft auf ein Ritzel übertragen, das in die Zahnbolzen des Triebstockzahnkranzes eingreift und damit die Brücke dreht. Dieser Zahnkranz ist mit den Hauptträgern so steif verbunden, daß die Bewegung auf diese sicher übertragen wird. Außerdem ist der Zahnkranz an mehreren Punkten der unteren Fahrbahn (z. B. Längsträgern aufgehängt, um ein Durchhängen infolge des Eigengewichts auszuschließen. Die Vorgelege des Windwerks sind so eingerichtet, daß bei größerem Winddruck ein anderes Übersetzungsverhältnis eingeschaltet werden kann.

Die Drehbewegung wird gebremst durch eine selbsttätig einfallende elektromagnetische Bremse, die im unteren Drehwerk zwischen Motor und Schnecke untergebracht ist. Außerdem sind am oberen Windwerk ein Verzögerungsschalter und ein Endausschalter angebracht, die selbsttätig am Ende der Drehbewegung die Umdrehungszahl des Motors verringern und ihn schließlich ganz stillsetzen. Zur Aushilfe ist im Maschinenkeller eine Umschaltung auf Handbetrieb vorgesehen, wobei der Motor, bei dem die Störung auftritt, ausgeschaltet wird. Für jedes Drehwerk wird mit einer Handbedienung durch vier Mann gerechnet. Die Dauer einer Drehung um 90° beträgt

- a) bei Einschaltung beider Triebwerke 80 Sek.
- b) bei Einschaltung eines Triebwerks 160 Sek.
- c) bei Handantrieb 720 Sek.

4. Verkehrslager mit Keilziehwerk.

Nach dem Einschwenken der Brücke werden die Lagerkeile vorgeschoben, wodurch die oberen Lagerplatten der Verkehrslager so weit gehoben werden, bis sie an den Lagerkörpern der Brückenträger mit

einem geringen Druck zum Anliegen kommen. Der Hub beträgt 0,2 cm. Die Bewegung des Lagerkeils geschieht durch eine Schubstange, die durch einen Sektor mit Zahnkranz getrieben wird (Abb. 15, 16 u. 18). Der Antrieb geschieht für jedes Lager durch einen Elektromotor von 1,6 PS, der in der oben erwähnten Maschinenkammer sitzt; dieser Motor treibt gleichzeitig die unter 2. behandelte Ölpumpe.

Das Vorschieben oder Zurückziehen der Keile erfordert einen Zeitaufwand von 10 Sek.

5. Brückenverriegelung.

Zu unterscheiden sind eine federnde und eine starre Verriegelung. Beide wirken selbsttätig. Die federnde Verriegelung hat den Zweck, die Brücke am Ende jeder Drehung um 90° rasch und sicher in die richtige Endlage zu bringen und jede Stoßwirkung durch geeignete Pufferfedern von der Brücke fernzuhalten. Auf besonderen Wunsch der Stadt und der Schifffahrtskreise mußte die Einrichtung so ausgebildet werden, daß die Brücke nach Beendigung der Öffnungszeit nicht zurückgedreht zu werden braucht, sondern immer im gleichen Sinne durchgedreht werden kann. Da die Schiffe in den beiden Durchfahröffnungen in der Regel rechts fahren, so wird die Brücke mit den fahrenden Schiffen mit, also von oben gesehen dem Uhrzeigersinn entgegengesetzt gedreht. Hierdurch wird eine Ver-

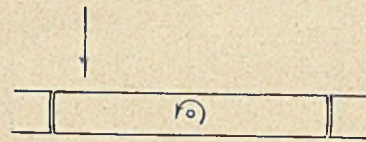


Abb. 38.

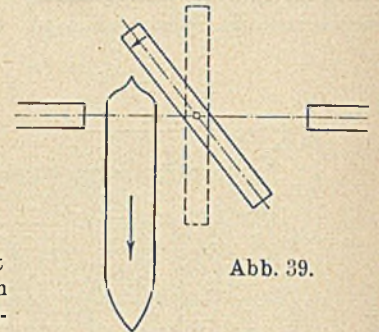


Abb. 39.

kürzung der Öffnungszeit erreicht da die Brücke hinter dem letzten durchfahrenden Schiff sofort langsam nachgedreht werden kann.

Die Wirkungsweise der federnden Verriegelung ist folgende. Unterhalb der Straßenfahrbahn der festen Brücken bei Pfeiler E und G sowie auf beiden Enden des Drehpfeilerleitwerks befindet sich je ein Riegelschuh mit schrägen Auflauflächen und einem Ausschnitt. Sobald sich die Brücke einer der beiden Endstellungen nähert, gleitet an jedem Brückende ein zwischen Federpuffern gelagerter Riegel, der von einer Vorholfeder stets nach außen gedrückt wird, auf der Auflaufläche nach innen und schnappt beim Erreichen der Endstellung in den Ausschnitt. Die Brücke selbst schwingt ein Stück über die Endstellung hinaus, wird aber durch die Federpuffer zurückgeholt und kommt schließlich nach mehrmaligem kurzen Hin- und Herschwingen bald in der richtigen Stellung zur Ruhe. Ist die Brücke geöffnet und soll sie wieder zugedreht werden, so werden die Riegel aus den Ausschnitten durch Einschaltung je eines Solenoids auf magnet-

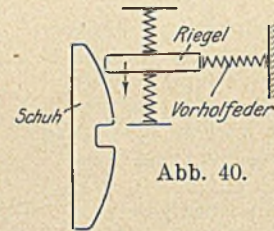


Abb. 40.

elektrischem Wege nach oben herausgehoben. Nach Überfahren der Riegelschuhe des Leitwerks werden die Solenoide stromlos, und die Riegel sinken durch ihr Gewicht in ihre alte Lage. Bei Erreichen der geschlossenen Stellung wirken die Riegel in gleicher Weise wie oben beschrieben. Das Ausschalten geschieht hier aber nicht mit Solenoid, sondern gleichzeitig mit dem unter 1. beschriebenen Anheben der Brückenden, wodurch die Riegel aus den Ausschnitten ohne weiteres herausgehoben werden. Die Vorholfedern drücken dann die Riegel ein Stück nach außen, so daß beim späteren Öffnen der Brücke die Riegel nicht wieder in die Ausschnitte hineinfallen, sondern erst nach Überfahren der Schuhe in die tiefere Stellung gelangen können.

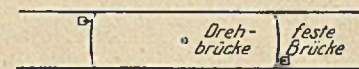


Abb. 41.

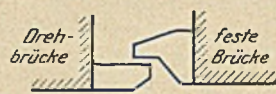


Abb. 42.



Abb. 43.

Zugleich mit dem Anheben der Brückenden in der geschlossenen Stellung tritt außer dem Ausschalten der elastischen das Eingreifen der starren Verriegelung ein. An zwei diametral zueinander liegenden Ecken trägt die Drehbrücke je einen am Endposten etwa in der Höhe des Untergurts angebrachten Riegel (Abb. 41), der beim Anheben der Brückenden in einen passenden Schuh eingreift, der am festen Brückenteil befestigt ist (Abb. 42 u. 43).

6. Schrankenanlage.

Vor dem Aufdrehen der Brücke muß der gesamte Straßenverkehr an beiden Brückenenden abgesperrt werden. Hierzu sind in einem gewissen Abstände von der Drehbrücke zweiteilige Schlagbaumschranken vorgesehen, die in der Brückenachse zusammenstoßen. Wenn man auf der Straßenbrücke Rechtsverkehr annimmt, so liegt an jedem Brückenende die eine Schrankenhälfte an der Zugangsstelle, die andere an der Abgangsstelle des Verkehrs. Im folgenden Abschnitt werden daher diese Hälften kurz „Zugangsschranken“ und „Abgangsschranken“ genannt. Die Bedienung der Schranken geschieht auf jedem Brückenende von einem Wärter durch Handbedienung eines Windwerks. Das Schließen und Öffnen der Schrankenhälfte dauert je 10 Sek. Als Besonderheit der Konstruktion ist zu erwähnen, daß die Schrankenbäume sich beim Öffnen der Schranken fernrohrartig verkürzen, damit ein Anstoßen am Fahrdrabt der elektrischen Straßenbahn vermieden wird.

7. Schienenverriegelungen der oberen und unteren Fahrbahn.

Die Fahrzeuge sollen die zwischen fester und beweglicher Brücke befindlichen Stoßlücken möglichst ohne Stoßwirkung befahren, ferner sollen die Schienenköpfe an den Stoßlücken genau aufeinanderpassen, damit die Fahrkante der Schienen an dieser Stelle keinen Sprung macht.

Die Wärmedehnung der Brücken und damit der Schienen muß an den Stoßlücken unbehindert sein. Zur Erfüllung vorstehender Bedingungen sind südlich vom Pfeiler *E* und nördlich vom Pfeiler *G* auf den festen Brücken Schienenverriegelungen eingebaut, die im wesentlichen für jedes Gleis aus einem Paar längs verschieblicher Knieschienen bestehen. Diese Schienen stoßen an einem Ende stumpf gegen die Schienenenden der Drehbrücke, mit dem anderen, abgebogenen Ende können sie an der schrägen Fläche der festgelagerten Zungenschiene gleiten (Abb. 44).

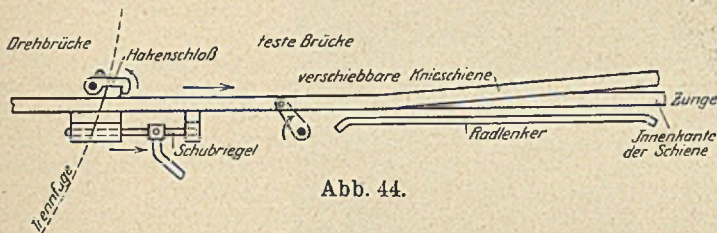


Abb. 44.

In geschlossener Stellung ist die Knieschiene an der Übergangsstelle zur Drehbrücke gegen längsgerichtete Verschiebungen (z. B. durch Bremskräfte) durch ein drehbares Hakenschloß, gegen quergerichtete Verschiebungen (z. B. durch Seitenstöße) durch einen Schubriegel gesichert. Bei Wärmeänderungen bewegt sich die Knieschiene, die so ausgebildet ist, daß sie etwas federn kann, mit der Drehbrücke mit und gleitet dabei an der Zunge, so daß die Fahrkante an keiner Stelle eine nennenswerte Unterbrechung erhält.

Vor dem Aufdrehen der Brücke wird zunächst das Hakenschloß gelöst, worauf die Knieschiene unter gleichzeitiger Lösung des Schubriegels soweit in der Pfeilrichtung der abgebildeten Skizze zurückgezogen wird, daß zwischen Drehbrücke und fester Brücke die zum Drehen erforderliche Lücke entsteht. Die Verriegelungsvorrichtungen der oberen Fahrbahn (es sind im ganzen acht Zungenpaare vorhanden) werden von vier Elektromotoren von 7,34 PS angetrieben. Die Verriegelung oder Entriegelung dauert 20 Sek. Die Vorrichtung für die Straßenbahnschienen ist ähnlich ausgebildet. Besondere Antriebmotoren sind hier nicht vorhanden, der Antriebsmechanismus hängt unmittelbar mit dem Antriebe der Schranken zusammen.

VI. Die Bedienung der Drehbrücke. Sicherungsmaßnahmen.

a) Zur Brückenbedienung ist folgendes Personal vorgesehen:

1. ein Brückenwärter (Tag und Nacht),
2. zwei Schrankenwärter (Tag und Nacht),
3. ein Maschinenwärter (täglich mehrere Stunden).

Der Brückenwärter hält sich ständig im obersten Geschoß des Pfeilerturms *E* auf, wo er das Öffnen und Schließen der Brücke veranlaßt und dabei die wichtigsten Maschinen bedient. Mit dem Fahrdienstleiter der in der Nähe befindlichen Blockstelle *Pr* sowie mit den beiden Schrankenwärttern steht er in Verbindung.

Die beiden Schrankenwärter schließen und öffnen auf Anordnung des Brückenwärtters die Schranken. In der Zwischenzeit sind sie mit Reinigungsarbeiten u. dergl. beschäftigt. Im Winter hat der Wärter bei *E* außerdem den im Keller befindlichen Heizkessel zu bedienen, sowie beim Einbringen der Brennstoffe behilflich zu sein. Als Aufenthaltsraum ist den Wärtern das in Straßenhöhe befindliche Geschoß der Türme auf den Pfeilern *E* und *G* angewiesen.

Der Maschinenwärter hat die im Drehpfeiler und Umformerraum bei *E* befindlichen Maschinen täglich nachzusehen, zu reinigen und zu ölen, ferner von Zeit zu Zeit den Pumpensumpf auszupumpen. Im Winter hat er bei strengem Frost die Maschinenräume zu heizen.

b) Der Turm des Pfeilers *E* besteht aus vier Geschossen. Das Kellergeschoß, das zum Teil unter dem Fußweg liegt, enthält den Heizkessel nebst Koksraum. Der Koks wird durch eine mit einer Klappe überdeckte Öffnung hinuntergeschafft. Unmittelbar an das Kellergeschoß schließt um einige Stufen tiefer liegend ein größerer Umformerraum an, der zum Teil unter dem Fahrdamm, zum Teil unter dem Fußweg liegt. Dieser Raum enthält im wesentlichen folgende Einrichtungen:

1. Ein Leonardaggregat, bestehend aus 1 Motor, 1 Generator, 1 Erregermaschine. Hiermit wird Drehstrom von 6000 V in Gleichstrom von ± 440 V für die Antriebe und in 220 V für die Regelung umgewandelt.
2. Ein Transformator zur Umformung desselben Drehstroms von 6000 V in 380 V für die Brückenbeleuchtung, 220 V für die Signalbedienung und 55 V für die Meldeanlagen.
3. Hochspannungszellen mit Ölschaltern, Ölschutzschaltern usw.

Das Erdgeschoß ist für den Aufenthalt der Schrankenwärter bestimmt. Das Zwischengeschoß ist als Hochspannungsraum der den Drehstrom liefernden „Königsberger Werke“ eingerichtet, das Obergeschoß dient als Brückenwärtterraum und enthält die Schaltapparate. Durch zahlreiche Fenster hat der Brückenwärter hier einen guten Ausblick auf den Strom und die Brücke.

c) Die gesamten Antriebe sind so geschaltet, daß sowohl beim Aufdrehen wie auch beim Zudrehen der Brücke die einzelnen Bedienungshandlungen nur in bestimmter Reihenfolge zwangsläufig aufeinander folgen können. Durch jeden Vorgang wird gleichzeitig die Stromzuführung für die stattgehabte Handlung unterbrochen und für den nachfolgenden Vorgang freigegeben. In der folgenden Beschreibung der Brückenbedienung ist diese Abhängigkeit der Kürze wegen nicht in jedem Fall besonders angeführt. Der Brückenwärter arbeitet nur an zwei Steuerwalzen, für jede Hand eine. Die erste Steuerwalze enthält auf einem Kreise verschiedene Marken, durchnummeriert von 0 bis 14. Der Steuerhebel wird nacheinander auf die einzelnen Nummern eingestellt, jede Stellung des Hebels entspricht einem Antriebe (z. B. Absenken oder Aufdrehen), der damit eingeschaltet wird. Die zweite Walze dient zum eigentlichen Anlassen des jedesmal eingeschalteten Motors.

d) Das Aufdrehen der Brücke. Im Ruhezustand ist die Brücke geschlossen, also für Eisenbahn- und Straßenverkehr frei. Für die Durchfahrt der Schiffe werden nach Lage der Zugpausen für bestimmte Tagesstunden Öffnungszeiten festgesetzt. Die Brücke wird jedoch innerhalb dieser Zeiten nur dann geöffnet, wenn sich wirklich Schiffe einfänden, die die Durchfahrt verlangen. Die einzelnen Öffnungszeiten sollen, sobald ein lebhafter Straßen- und Straßenbahnverkehr einsetzt, in den Tagesstunden im allgemeinen höchstens je 15 Minuten betragen, selbst wenn die Zugpausen größer sind. Große Zugpausen werden dann in mehrere Öffnungszeiten zerlegt, was ohne Schwierigkeiten möglich sein wird, da die eigentliche Brückenbedienung im regelmäßigen Betriebe wenig Zeit erfordern wird.

Soll nun die Brücke aufgedreht werden, so spielen sich folgende Bedienungsabhandlungen zwangsläufig hintereinander ab:

1. Der Fahrdienstleiter der Blockstelle *Pr* (Südseite der Brücke) überzeugt sich davon, daß die Signalhebel für sämtliche nach der Brücke gerichteten Eisenbahnfahrten auf „Halt“ liegen. Hierauf verwandelt er ein elektrisches Zustimmungsfeld von „rot“ in „weiß“, wodurch das damit zusammenarbeitende Zustimmungsempfangsfeld des Brückenwärtters (Standort siehe oben) gleichfalls von „rot“ in „weiß“ übergeht und die Signalhebel in der Haltstellung festgelegt werden. Der Fahrdienstleiter hat also durch diese Handlung dem Brückenwärter die Zustimmung zur Brückenöffnung gegeben und ist nicht eher in der Lage, einen Zug nach der Brücke fahren zu lassen, als bis er vom Brückenwärter nach dem Wiederdrehen die Zustimmung zurück- erhalten hat.

2. Der Brückenwärter sperrt durch Verschieben einer unter dem Blockkasten befindlichen Schubstange die Rückblockung des Zustimmungsfeldes und gibt damit gleichzeitig den Strom für die Entriegelung der Eisenbahnschienen frei.

3. Der Brückenwärter entriegelt die Eisenbahnschienen und legt damit die unter 2. erwähnte Schubstange fest.

4. Der Brückenwärter betätigt die Schrankenweckerglocken und gibt durch dieses längere Zeit ertönende laute Glockenzeichen den beiden Schrankenwärttern den Auftrag zum Schließen der Schranken. Sobald das Glockenzeichen ertönt, legen die beiden Schrankenwärter zunächst die Zugangsschranken herunter, um damit den weiteren Zugang des Verkehrs abzusperren. Die Abgangsschranken müssen noch einige Zeit offen bleiben, damit der auf der Brücke befindliche

Verkehr diese noch verlassen kann. Gleichzeitig mit der Schrankenbedienung werden die unter den Zugangsschranken liegenden Straßenbahnschienen entriegelt. Ferner werden auf jedem Brückenende in einem angemessenen Abstände von der Drehbrücke Warnungstafeln mit einer entsprechenden Inschrift erleuchtet (auch bei Tage), die die Sperrung der Brücke für den Straßenverkehr anzeigen. Gleichzeitig ertönen laute Warnungsglocken, um die allgemeine Aufmerksamkeit auf das Aufleuchten der Tafeln zu lenken (ähnlich wie bei den bekannten Abrufapparaten in den Wartesälen größerer Bahnhöfe). Bei Beginn der Schließbewegung einer der Schranken wird die Stromzuführung der Eisenbahnschienenverriegelung unterbrochen. Die Schließung jeder der vier Schrankenhälften wird dem Brückenwärter durch Aufleuchten einer Glühlampe angezeigt. Mit dem Aufleuchten der zweiten Lampe, womit die Sperrlage beider Zugangsschranken mitgeteilt wird, erhält der Brückenwärter den Strom für das Lösen der Verkehrslager des Drehpfeilers frei.

5. Der Brückenwärter löst durch Bedienung der Keilziehvorrichtung die Verkehrslager auf dem Drehpfeiler so weit, daß die Brücke beim Drehen über die Lager mit ausreichendem Spiel hinweggleiten kann. Gleichzeitig hiermit wird eine Sperrung des Motors der Hub-

8. Der Brückenwärter schaltet die Drehwerkmotoren ein. Die Brücke beginnt sich zu drehen. Gegen das Ende der Drehung um 90° wird die Drehgeschwindigkeit selbsttätig bis auf Null verringert. Sobald die Brücke die Endstellung erreicht, fallen die Pufferriegel in die Riegelschube auf dem Leitwerk ein.

Wenn während der Drehbewegung plötzlich der Brücke eine Gefahr droht, etwa ein Zusammenstoß mit einem Fahrzeug, und die rascheste Unterbrechung der Drehbewegung verlangt, so wird durch Umlegen eines Notschalters die elektromagnetische Bremse sofort in Tätigkeit gesetzt.

9. Die Schiffahrtssignale standen bisher auf Halt, was bei Tage durch eine kreisrunde rote Scheibe, bei Nacht durch ein rotes Licht angezeigt wird. Der Brückenwärter bringt nunmehr die Signale in die Fahrtstellung (bei Tage wagerechter Strich, bei Nacht grünes Licht).

Die Durchfahrt der Schiffe kann jetzt beginnen.

Da es vorkommen kann, daß nach Einleitung der Brückenöffnung aus Betriebsgründen die Durchführung eines Zuges dringend nötig wird (z. B. eines Hilfszuges), ist Vorsorge getroffen, die bis dahin stattgehabten Bedienungsvorgänge auf telephonische Anordnung des

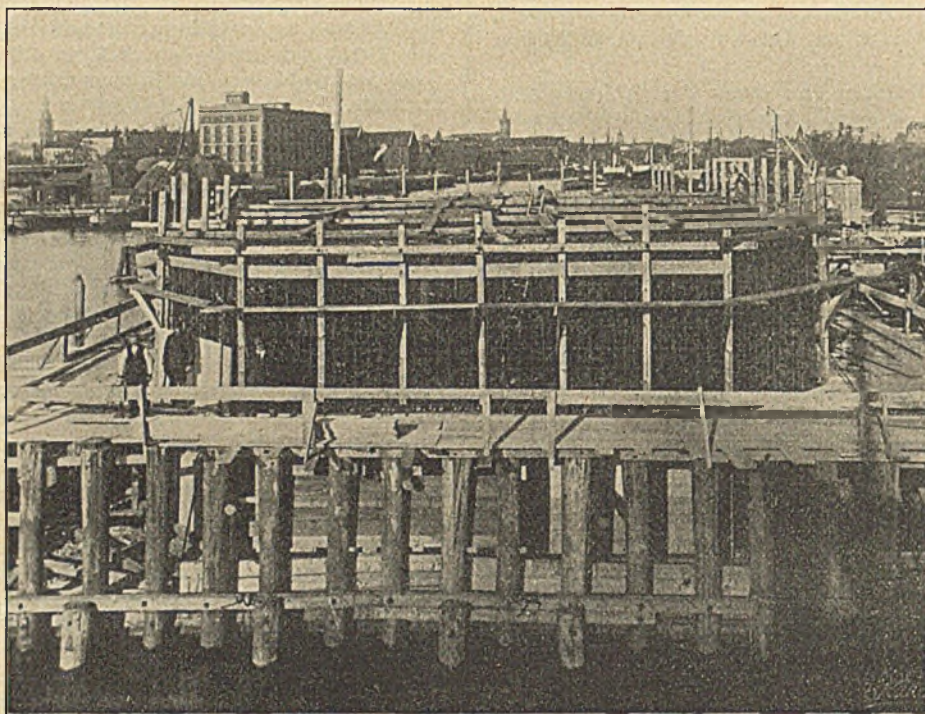


Abb. 45. Arbeitsstelle des Drehpfeilers *F* von Westen gesehen. Auf der von Pfahlwänden eingefassten Sandinsel wird das Eisengeflecht des Eisenbetonsenkastens hergestellt. Ausführungsjahr 1915.

vorrichtung aufgehoben. Aber noch kann diese nicht betätigt werden, weil ja noch nicht alle Schranken geschlossen sind und sich noch Verkehr auf der Brücke befindet.

6. Sobald die letzten Fußgänger und Fahrzeuge die Brücke verlassen haben, schließen die Schrankenwärter die Abgangsschranken, was gegebenenfalls gleichzeitig mit Vorgang 5 geschehen kann. Ebenso wie beim Vorgang 4 werden hiermit auch die entsprechenden Verriegelungen der Straßenbahnschienen gelöst. Gleichzeitig mit dem Schließen der Abgangsschranken werden die unter 4. erwähnten Warnungsglocken ausgeschaltet. Die Warnungstafeln hingegen bleiben während der ganzen weiteren Dauer der Brückenbedienung erleuchtet. Ferner wird auf den Zuführungsgleisen der Straßenbahn der Fahrdrat auf eine größere Länge vor der Brücke stromlos gemacht, um zu verhindern, daß ein Straßenbahnzug mit größerer Geschwindigkeit gegen die Schranke fährt, diese zertrümmert und unter Umständen in Gefahr gerät, in den Fluß zu stürzen. Der beendete Schrankenschluß wird dem Brückenwärter durch zwei weitere Lampen bekanntgegeben. Erst nach Aufleuchten der vierten Lampe, also nach völliger Absperrung der Brücke, löst sich selbsttätig die zweite und letzte Sperrung des Hubmotors.

7. Der Brückenwärter schaltet die Hubmotoren ein und senkt dadurch die Brückenenden ab. Mit dem Absenken lösen sich selbsttätig die starren Brückenriegel sowie die Spaltverschlüsse an den Trennungsfugen der Straßenfahrbahn. Bei Beginn des Absenkens werden die Schranken durch elektromagnetisch betätigte Sperrriegel festgelegt. Ein Öffnen der Schranken oder Anheben der Verkehrslager ist also jetzt nicht möglich.

Fahrdienstleiters sofort rückgängig zu machen, ohne daß die im Regelbetriebe vorgesehenen weiteren Bedienungshandlungen sämtlich ausgeführt zu werden brauchen.

e) Das Zudrehen der Brücke. 1. Der Brückenwärter legt die Schiffahrtssignale in die Haltstellung zurück.

2. Der Brückenwärter schaltet die Solenoide ein und hebt damit die Pufferriegel aus den Riegelschublen heraus. An einem Kontroll-Amperemeter ist zu erkennen, ob der Stromkreis der Magnete in Ordnung ist.

3. Der Brückenwärter schaltet den Drehmotor ein, und zwar gewöhnlich im gleichen Drehsinn wie bisher. Daneben besteht jedoch die Möglichkeit, wenn in besonderen Fällen, etwa durch steckengebliebene Hindernisse, die Brücke nur zurück-, aber nicht weitergedreht werden kann, den Drehsinn des Motors umzuschalten. Kurz nach Beginn des Drehens werden die Solenoide stromlos und damit die Pufferriegel wieder betriebsfertig. Der Strom für die Bedienung der Schiffahrtssignale wird im gleichen Augenblick unterbrochen, so daß ein nochmaliges, irrtümliches Ziehen der Signale ausgeschlossen ist. Vor dem Erreichen der Endstellung der Brücke wird durch einen vom Drehmotor betätigten Verzögerungsschalter die Drehgeschwindigkeit allmählich herabgemindert und bei Erreichung der Verkehrslage das Drehwerk stillgesetzt. Die Pufferriegel fallen dann in die Riegelschube ein und zentrieren die Brücke.

4. Der Brückenwärter schaltet die Hubwerke ein. Gleichzeitig mit dem Anheben der Brückenenden werden die Pufferriegel aus den Riegelfallen gehoben und damit wieder für die nächste Drehbewegung betriebsfertig gemacht. Gegen das Ende der Hubbewegung legen die

starrten Brückenriegel die Brücke endgültig fest. Außerdem werden die Spaltverschlüsse der Straßenfahrbahn wirksam.

5. Der Brückenwärter bringt die Verkehrslager in die Verkehrsstellung. Bei Beginn der Bewegung wird die Sperrung sämtlicher Schranken aufgehoben. Gleichzeitig ertönen die beiden Weckerglocken zur Benachrichtigung der Schrankenwärter, daß die untere Brückenfahrbahn wieder den Verkehr aufnehmen kann.

6. Die Schrankenwärter öffnen die Schranken, und zwar wieder zuerst die Zugangsschranken, um den Verkehr sofort in die „Rechts“-

Öffnen

1. Blockbedienung	8 Sek.
2. Schienenentriegelung	20 "
3. Schrankenschließen	20 "
4. Lösen der Verkehrslager	10 "
5. Absenken	30 "
6. Drehen	80 "
7. Stellen der Schiffahrtssignale	5 "
zusammen 173 Sek.	

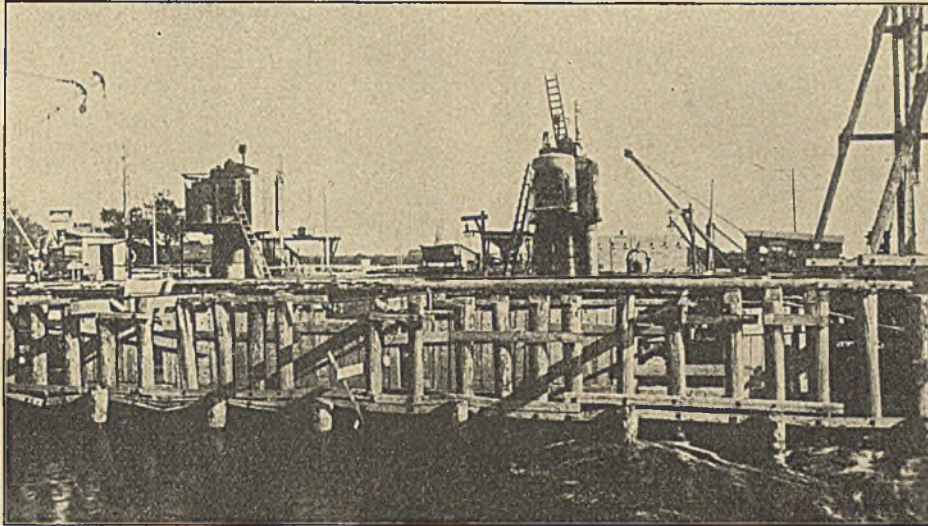


Abb. 46. Der Drehpfeiler *F* (von Norden gesehen) wird abgesenkt. Oben sieht man die beiden Luftschleusen. Ausführungsjahr 1915.

richtung zu bringen, dann die Abgangsschranken. Gleichzeitig werden die Straßenbahnschienen verriegelt. Die Beleuchtung der Warnungstafeln erlischt. Der Strom im Straßenbahnfahrdrat wird wieder eingeschaltet. Wenn die Zugangsschranken geöffnet sind, wird die Stromzuführung für die Weckerglocken ausgeschaltet. Nach dem Öffnen jeder Schrankenhälfte verlicht die entsprechende Signallampe im Brückenwärterraum. Sind alle vier Schranken geöffnet, so wird die Stromzuführung zur Verriegelung der Eisenbahnschienen freigegeben.

7. Der Brückenwärter verriegelt die Eisenbahnschienen.

8. Der Brückenwärter schiebt die Schubstange zurück und sperrt damit die Stromzuführung zur Schienenverriegelung.

9. Der Brückenwärter verwandelt das Blockfeld von „weiß“ in „rot“ und gibt dem Fahrdienstleiter die erhaltene Zustimmung zurück. Dessen Zustimmungsfeld ist gleichfalls rot geworden, wodurch die

Schließen

1. Zurücklegen der Schiffahrtssignale . . .	5 Sek.
2. Lösen der Verriegelung	5 "
3. Drehen	80 "
4. Anheben	30 "
5. Einschalten der Verkehrslager	10 "
6. Schrankenöffnen	20 "
7. Schienenverriegelung	20 "
8. Blockbedienung	8 "
zusammen 178 Sek.	

Für die Sperrung der Eisenbahnstrecken ergibt sich demnach, abgesehen von der für die Räumung der Straße und den Schiffsverkehr benötigten Zeit, eine Gesamtperrdauer von $173 + 178 = 351$ Sek.

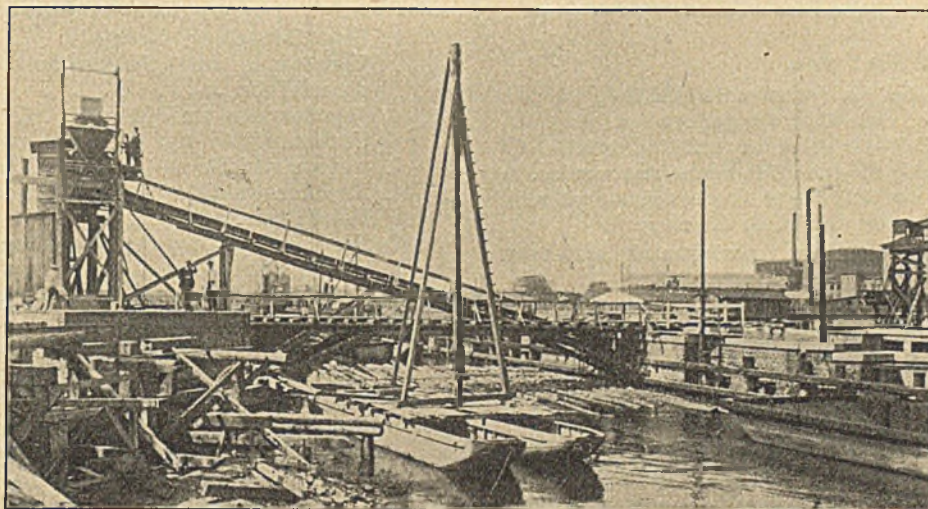


Abb. 47. Arbeitsstelle des Pfeilers *F*, von Osten gesehen. Der im oberen Teil verbliebene Hohlraum wird mit Gußbeton ausgefüllt. Links oben sieht man die Betonmischmaschine, an die sich die Gießrinne anschließt. Ausführungsjahr 1924.

Sperre der Signalhebel beseitigt ist. Die Brücke kann wieder von Eisenbahnzügen befahren werden.

f) Gesamtdauer einer Brückenbedienung. Die gesamte, für die reine Brückenbedienung erforderliche Zeit setzt sich für den regelmäßigen Betrieb folgendermaßen zusammen:

Für die Straßensperrung ermäßigt sich diese Zahl um die Zeiten zu 1 bis 2 beim Öffnen und 7 und 8 beim Schließen. Es verbleibt hier eine Sperrzeit von $351 - 56 = 295$ Sek.

g) Besondere Sicherungsmaßnahmen. 1. Damit der Brückenwärter jederzeit erkennen kann, ob die einzelnen Antriebe (für Schienen-

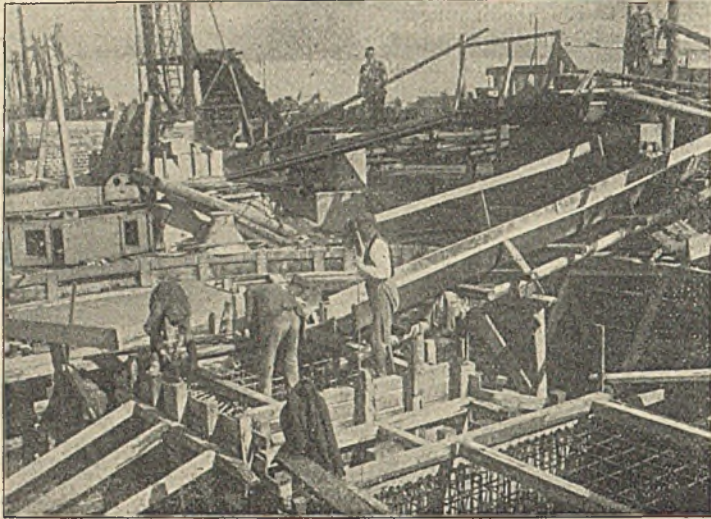


Abb. 48. Blick in den oberen Teil des Drehpfeilers *F*. Rechts der Auslauf der Gießrinne. Unten rechts das fertige Eisenflecht für den Eisenbetonauflegerstein des einen Verkehrslagers, in der Mitte Herstellung des Eisenflechts für den Auflagerstein des Königstuhls. Ausführungsjahr 1924.

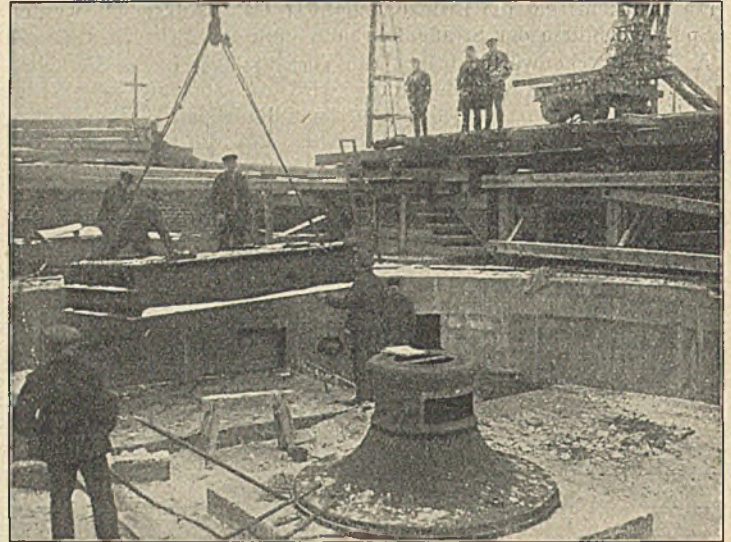


Abb. 49. Blick in den oberen Teil des Drehpfeilers *F*. Der untere Teil des Königstuhls ist eingebaut. Hinten wird ein Trägerrost herabgelassen, der zur Unterstützung eines Verkehrslagers und der Druckwasserhebeböcke dient. Ausführung Ende 1924.

verriegelung, Hubwerk usw.) die betreffende Endlage richtig erreicht haben, ist ein System von weißen und blauen Glühlampen vorgesehen, die unabhängig von der Stellung des Schalters erst dann aufleuchten, wenn die jeweilige Endstellung voll erreicht ist. Weißes Licht zeigt die Stellung für Eisenbahn- und Straßenverkehr, blaues Licht die Stellung für Schiffsverkehr an. Während des einzelnen Bedienungsvorgangs brennen weder die weißen noch die blauen Lampen.

2. Während der Drehung zeigt ein besonderer Brückenstandfern-anzeiger dem Brückenwärter die jeweilige Stellung der Brücke an.

3. Die Straßenbeleuchtung der Drehbrücke ist so eingerichtet, daß die Lampen bei geschlossener Stellung nach dem Fluß hin abgeblendet sind, bei Öffnung der Brücke erlöschen die Straßenlampen. Statt dessen werden dann an den festen Brückenteilen sowie an der Drehbrücke angebrachte Scheinwerferlampen eingeschaltet, die die eigentlichen Durchfahröffnungen erleuchten.

4. Auf der oberen Fahrbahn sind an den Enden der Drehbrücke Laternen vorgesehen, die ihr Licht vorzugsweise auf die Schienen-entriegelung werfen.

5. Damit Eisenbahner oder sonstige Personen beim Begehen der Bahnstrecke rechtzeitig bei geöffneter Stellung gewarnt werden, sind zwischen den Mittelgleisen Warnungstafeln eingebaut, die bei Dunkelheit durch abgeblendete Lampen beleuchtet werden.

VII. Baukosten.

Über die entstehenden Kosten ein zutreffendes Bild zu geben, ist schwierig, da der Bau noch vor dem Kriege begonnen hat, die Fortsetzung der Arbeiten in die Zeit der stärksten Inflation gefallen ist und die Restarbeiten gegenwärtig in einer Zeit ausgeführt werden, in der eine gewisse Stabilisierung des Geldwertes eingetreten ist, während die Preise selbst die Vorkriegspreise wesentlich übersteigen.

Wenn man die gesamten Kosten in Vorkriegsmark ausdrückt, so ergibt sich nebenstehende Übersicht.

VIII. Ausführende Firmen.

Die wichtigsten Bauarbeiten wurden bzw. werden von folgenden Firmen ausgeführt:

1. Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim. Druckluftgründung der Strompfeiler sowie ein Teil der südlichen Landpfeiler.
2. Gebr. Zollitsch, Königsberg. Nördliche Landpfeiler.

3. Philipp Holzmann A.-G., Zweigstelle Danzig. Umgestaltung und Verstärkung der Strompfeiler und südlichen Landpfeiler. Flügelmauern am Pfeiler *E*. Umformerraum.
4. Benno Roose, Königsberg. Verstärkung der Pfeiler *J*, *K* u. *L*.
5. Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- u. Hütten-A.-G., „Dortmunder Union“ in Dortmund. Eisenkonstruktion der festen Flußbrücke, der Drehbrücke und des Überbaues *D—E* einschließlich der Portale *D* und *E*.
6. Berliner A.-G. für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, vormals Freund u. Co., Charlottenburg. Maschinenanlagen.
7. Siemens-Schuckert-Werke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Elektrische Anlagen und Brückenbeleuchtung.
8. Julius Berger A.-G., Berlin. Baggerarbeiten für die Durchfahröffnungen.

Die Eisenkonstruktion der übrigen Landbrücken ist zurzeit (1925) noch nicht vergeben. Die im Gange befindlichen Arbeiten schreiten gegenwärtig so vorwärts, daß die Aussicht besteht, die eigentliche Flußbrücke (*E* bis *H*) gegen Ende des Jahres 1925 für den Straßenverkehr freizugeben.

Kostenübersicht.

1. Erste Herstellung der Pfeiler	1 100 000	Mark
2. Verstärkung und Umgestaltung verschiedener Pfeiler	260 000	„
3. Flügelmauern am Pfeiler <i>E</i>	80 000	„
4. Umformerraum	29 000	„
5. Aufbau der Türme	8 000	„
6. Eisenkonstruktion der Drehbrücke einschl. Fahrbahndecke	390 000	„
7. Eisenkonstruktion der festen Strombrücke einschl. Fahrbahndecke	336 000	„
8. Eisenkonstruktion der Landbrücken	475 000	„
9. Maschineneinrichtungen	166 000	„
10. Elektrische Ausrüstung	90 000	„
11. Leitwerk und Schutzdalen	70 000	„
12. Signale, Sicherungsanlagen, Beleuchtung	150 000	„
13. Besondere Maßnahmen während der Bauzeit (Schlepperhilfe u. a.) und sonstiges	146 000	„
	<u>zusammen</u>	<u>3 300 000</u>

Alle Rechte vorbehalten.

Neue Stollenbauten.

Von Regierungsbaumeister Dr. ing. Dr. jur. Randzio, Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin.

Aus den Ergebnissen einer vom Verfasser in den Sommermonaten des Jahres 1924 ausgeführten Reise zum Studium von neuzeitlichen Stollenbauten sei Nachstehendes mitgeteilt.

Es wurden folgende Stollenanlagen besichtigt:

- Baden: 1. Murgwerk, II. Ausbau,
- 2. Schluchsee-Werk, obere Stufe,
- Schweiz: 3. Haslital-Werk (an der Aare),
- 4. Kraftwerk Amsteg
- 5. " Ritomsee } an der Gotthardbahn,
- 6. " Wäggital,
- 7. " Davos-Klosters,
- Österreich: 8. Spullersee-Werk } Vorarlberg,
- 9. Alfenz-Werk
- 10. Bärenwerk bei Bruck-Fusch (Pinzgau),
- 11. Strubklamm-Werk, östlich Salzburg,
- 12. Partenstein-Werk an der Donau, nördlich Linz,
- 13. Ranna-Werk an der Donau, nahe d. Bayerischen Grenze,

- 14. Teigitsch-Werk bei Graz, Steiermark,
- 15. Ybbs-Werk bei Opponitz-Waidhofen,
- 16. Wasserleitungswerk Kienberg - Gaming,
- 17. Hochstraß (Eisenbahn-)Tunnel bei Friedberg.

Es sei zunächst kurz über jede der genannten Anlagen berichtet, um dann, die Ergebnisse zusammenfassend, noch einige allgemeine Bemerkungen zu machen. Das im folgenden Gesagte stützt sich auf eigene Beobachtungen des Verfassers und auf freundliche Mitteilungen der jeweiligen Bauleitungen und Unternehmungen, denen an dieser Stelle für ihr Entgegenkommen und besonders auch für überlassenes Planmaterial bestens gedankt sei.

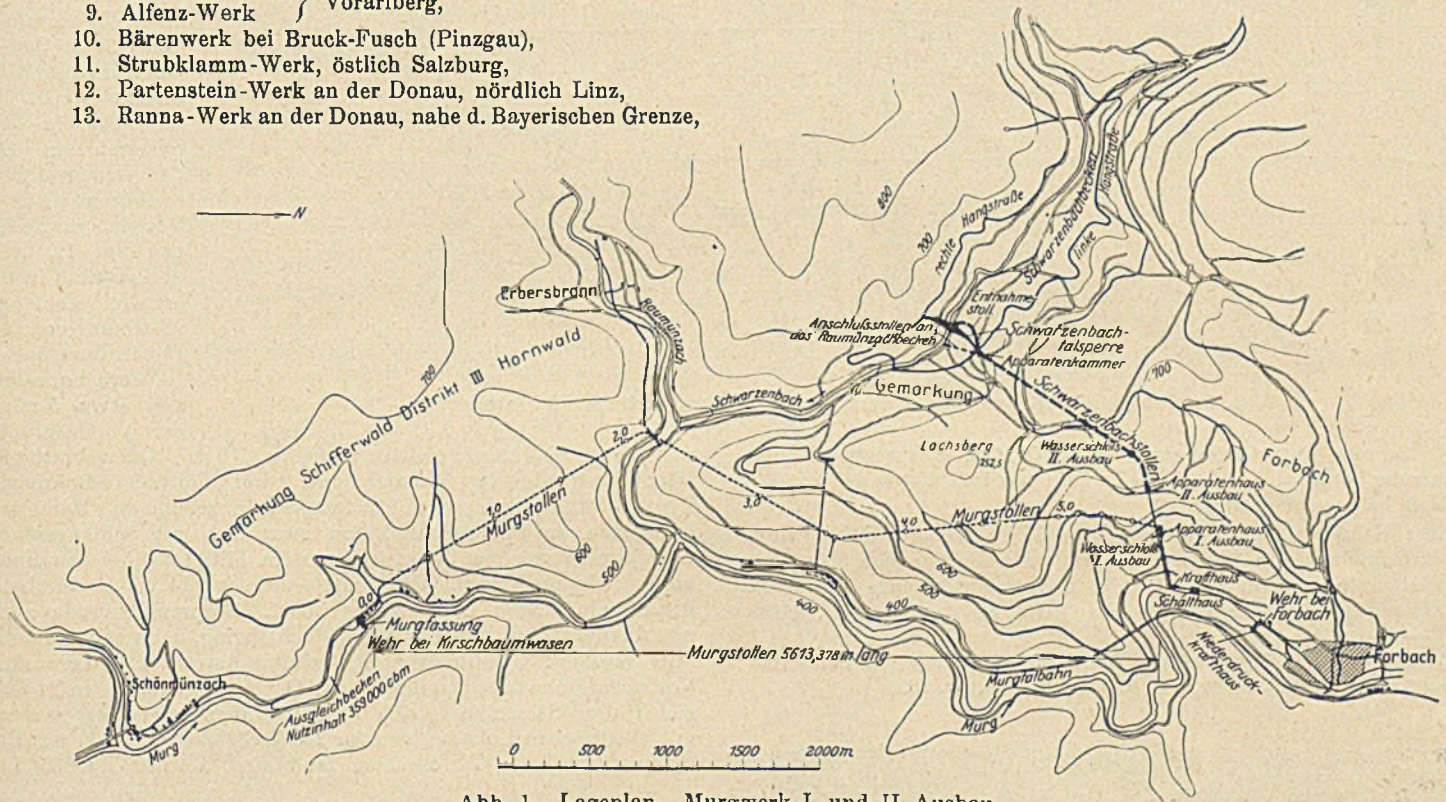


Abb. 1. Lageplan. Murgwerk I. und II. Ausbau.

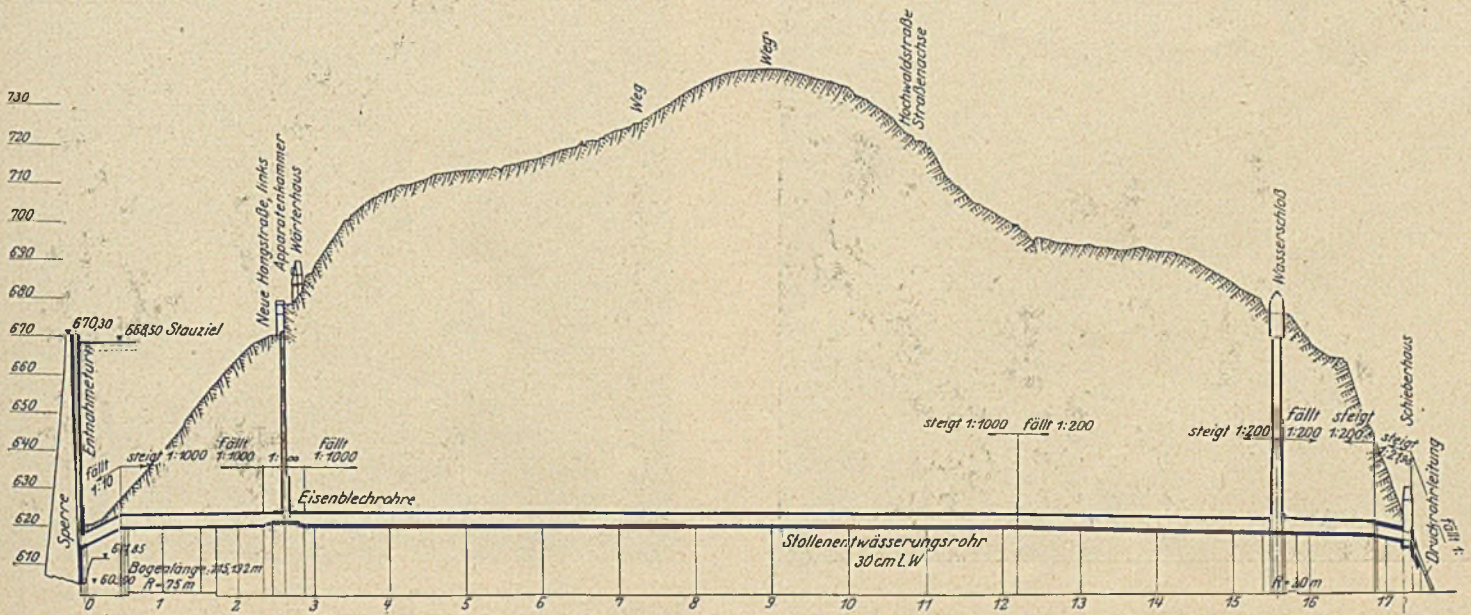


Abb. 2. Längsschnitt. Murgwerk II. Ausbau.

Der II. Ausbau des Murgwerks im Badischen Schwarzwald.

Im Jahre 1918 war der sogenannte Erste Ausbau des Murgkraftwerks vollendet, nämlich das 17 m hohe Wehr in der Murg bei Kirschbaumwasen, das einen Stau von 360 000 m³ Inhalt schafft, der 5,5 km lange Murgstollen, durch festen Granit getrieben, mit einem lichten Querschnitt von 8,50 m², der eine Wasserführung von 20 m³/Sek. zuläßt, das Wasserschloß, die aus zwei eisernen Rohren von 2,20 bis 1,55 m Durchm. bestehende Druckrohrleitung und die Kraft- und Schaltheus-

Nebenflusses der Raumünzach, die in die Murg fließt, und zur Gewinnung eines Sammelbeckens von 15 Millionen m³ Nutzinhalt, aus dem das Wasser mit Entnahmeturm entnommen (Abb. 3) und durch ein Druckrohr aus Eisenbeton dem Schwarzenbachstollen zugeleitet werden soll. Ein Wasserschloß von 64 m Höhe und einem Durchmesser von 11 bis 14 m, ein Schieberkammerschacht von 50 m Tiefe und etwa 15 m² Querschnitt und die zu dem vorerwähnten Krafthaus herunterführende eiserne Druckrohrleitung von 900 m Länge vervollständigen diesen „Zweiten Ausbau“ (Abb. 1 u. 2).

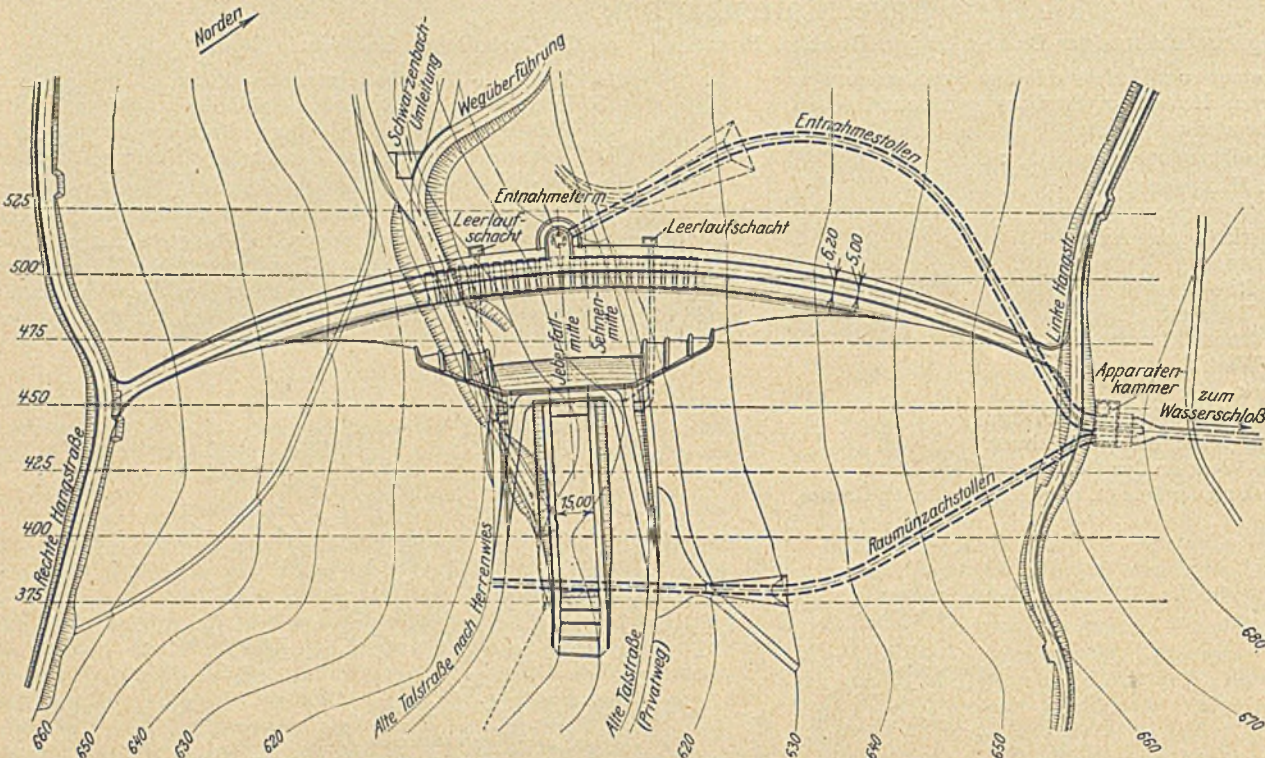


Abb. 3. Murgwerk II. Ausbau. Staumauer mit Entnahmeturm und -stollen.

anlage für eine Energieerzeugung von 30 000 PS, entsprechend einer Ausnutzung von rd. 150 m Gefälle. Im Frühjahr 1922 wurde der zweite Ausbau in Angriff genommen:

Eine Schwergewichtstaumauer von 67 m größter Höhe, einer Mauerkronenlänge von 380 m, einer größten Fußbreite von 50 m und einem Rauminhalt von 290 000 m³, in Ausführung aus Gußbeton mit Steineinlagen,¹⁾ dient zum Stau des Schwarzenbachs, eines

¹⁾ Vergl. hierzu Enzweiler, Die Fördereinrichtungen beim Bau der Schwarzenbach-Talsperre, Z. d. V. d. I. 1924, Nr. 28.

rd. 3,5 m Durchm. gleich ungefähr 10 m² Querschnitt folgte. Geböhrt wurde im Vortrieb mit drei Flottmann-Bohrhämern Type B und auch mit Flottmann-, sogenannten Hammerbohrmaschinen an Spannsäulen, und zwar nur mit Schlangenbohrern. Lochdurchmesser bei Bohrhammern im Mittel 40, bei den Hammerbohrmaschinen 50 mm. Die Brust wurde mit 14 bis 16 durchschnittlich 1,20 m langen Löchern abgebohrt. Gesprengt wurde zunächst mit flüssiger Luft, von der man jedoch abging, dann mit handfertigen Sprengstoffen: Gelatinedynamit, Gelatine-Astralit und Lignosit. Die Vortriebsgeschwindigkeit betrug im Durchschnitt 3,0 m in 24 Stunden gleich drei Schichten gleich drei Angriffen. Gefördert wurde teils mit elektrischen Lokomotiven für 220 V Gleichstrom, teils mit Benzolokomotiven. Der Durchschlag fand statt am 20. V. 1923. In dem



Abb. 4.

Herstellung der zugfesten Dichtungsschale aus eisenbewehrtem Torkret (gunit).



Abb. 5. Röhren zur Abführung des Sickerwassers in das Stolleninnere, um das Torkretieren zu ermöglichen. Glattstreichen des aufgetragenen Torkrets.

erwähnten standfesten Granit war Holzeinbau nur selten nötig. Da der Stollen unter einem Betriebsinnendruck von 6 at stehen soll, so wurde auf eine möglichst dichte Auskleidung besonderes Gewicht gelegt. Danach erhält der Stollen auch im festen Gestein eine satt an den Felsen angestampfte Betonverkleidung von 20 bis 30 cm Stärke, die außerdem nach dem Abbinden noch mit Preßzementmörtel mit Hilfe einbetonierter Tonrohre unter einem Druck von 6 at hinterspritzt wird, um etwaige Hohlräume, die sich namentlich über dem Gewölbe auch bei sorgfältiger Ausführung infolge des Schwindens des Betons bilden können, nach Möglichkeit auszufüllen, außerdem zur besseren Abdichtung gegen austretendes Wasser einen etwa 2 cm starken Innenüberzug aus Gebläsebeton, „Torkret“, der nach dem Auftragen glattgestrichen wird. In den Strecken, in denen ein Nachgeben des Gebirges bei dem Betriebsdruck von 6 at zu befürchten ist, erhält die Verkleidung noch eine besondere Verstärkung in Form einer 7 bis 8 cm starken Innenschale aus Torkret mit Eisenbewehrung, die um so stärker ist, je größer die bei Innendruck infolge Nachgebens des Gesteins zu erwartenden Zugspannungen sind (Abb. 4). In den wasserführenden Gebirgsstrecken wurden in mühsamer Arbeit sorgfältig alle Sickerwasserfäden gefaßt und mit Röhren in das Stolleninnere abgeleitet, um das Aufbringen des Torkrets zu ermöglichen, da andernfalls der frisch hinaufgeblasene Torkret durch das Wasser zum Abgleiten gebracht worden wäre (Abb. 5).

Erwähnung verdienen auch die Torkretierungsarbeiten im Schacht für das Wasserschloß, die mit Erfolg angewendet wurden, um die Verwitterung des dortigen Granits, die nach Freilegung des Gesteins bereits nach kurzer Zeit stattfindet, zu verhindern.

Die Bauten werden ausgeführt durch die Siemens-Bauunion im Auftrage des Badenwerkes.

Die Vorarbeiten für den III. Ausbau, zu dem auch der 4,3 km lange Raumünzach-Stollen mit einem beabsichtigten Querschnitt von 4,15 m² gehört, sind bereits in Angriff genommen.

Zusammen mit dem Murgwerk soll das im Bau befindliche Schluchsee-Werk im Schwarzwald

mit einer Höchstleistung von ebenfalls 30 000 PS Elektrizität für die Versorgung Badens liefern. Auch hier ist der Ausbau in zwei Stufen geplant, von denen diejenige der Oberstufe zurzeit in Angriff ge-

an dem vorerwähnten Tal zu erbauenden „Krafthaus Häusern“ geleitet wird, so daß ein größtes Gefälle von 210 m nutzbar gemacht werden soll.

Der Stollen erhält einen kreisrunden Querschnitt von 4 m Durchm. für einen größten Durchfluß von 53 m³/Sek. und wird nach einer Mitteilung von Oberingenieur Holtzmann, dem Vorstande der Bauabteilung Schluchsee-Werk des Badenwerkes, das die beiden Werke Murgtal und Schluchsee erbaut, in seinem untersten Teil zwischen Wasserschloß und Apparatenhaus entwurfsgemäß einem größten Innendruck von 7,5 at ausgesetzt sein; die Sohle des Wasserschlosses soll auf Höhe von etwa 864,50 m zu liegen kommen. Der Stollen wird voraussichtlich in dem in der Gegend vorkommenden teils festen, teils verwitterten und verwitterbaren Schwarzwaldgranit liegen, so daß er eine entsprechende Auskleidung erhalten muß. Da er seiner Lage zur Geländeoberfläche nach ein „Hangstollen“ ist, so wird ein Vortrieb nicht nur gleichzeitig von beiden Enden, sondern auch von vier weiteren Angriffspunkten aus nach beiden Seiten möglich sein, die durch drei Fensterstollen und einen Schacht geschaffen werden, der später zur Aufnahme eines „Feinverschlusses“ des Stollens und zur Aufnahme von Wassermessvorrichtungen dienen soll. Der Stollen kann also dann im ganzen an zehn Stellen gleichzeitig vorgetrieben werden, um die Bauzeit für ihn möglichst abzukürzen und um nur verhältnismäßig kurze Strecken im Vortrieb zu erhalten, die Förderung, Belüftung und Versorgung mit den für den Vortrieb nötigen Stoffen und Kräften zu erleichtern und die Kosten entsprechend auf ein geringeres Maß zu beschränken gegenüber langen Stollenstrecken. Mit den Arbeiten ist bereits begonnen und der 300 m lange Fensterstollen Lochbach schon im Herbst 1924 fertiggestellt worden. Er wurde zunächst mit Handbohrbetrieb aufgeföhren, dann mit Flötmann-Bohrhämmer mittlerer Schwere mit Schlangen- und Hohlbohrern, Bohrl Lochdurchmesser 38/32 mm, unter Verwendung von Ammongelatine als Sprengstoff. Auch der genannte Schieberschacht ist bereits in Angriff genommen.

Außer den besprochenen wird für die obere Stufe noch ein weiterer Stollenbau nötig: ein „Umlaufstollen“ bei der „Schwarzsperre“, der das Wasser der Schwarza während des Baues dieser Sperre ableiten und später dem die Wasserführung der Schwarza unterhalb der Sperre regelnden Ausgleichwerk zuleiten soll. Diese

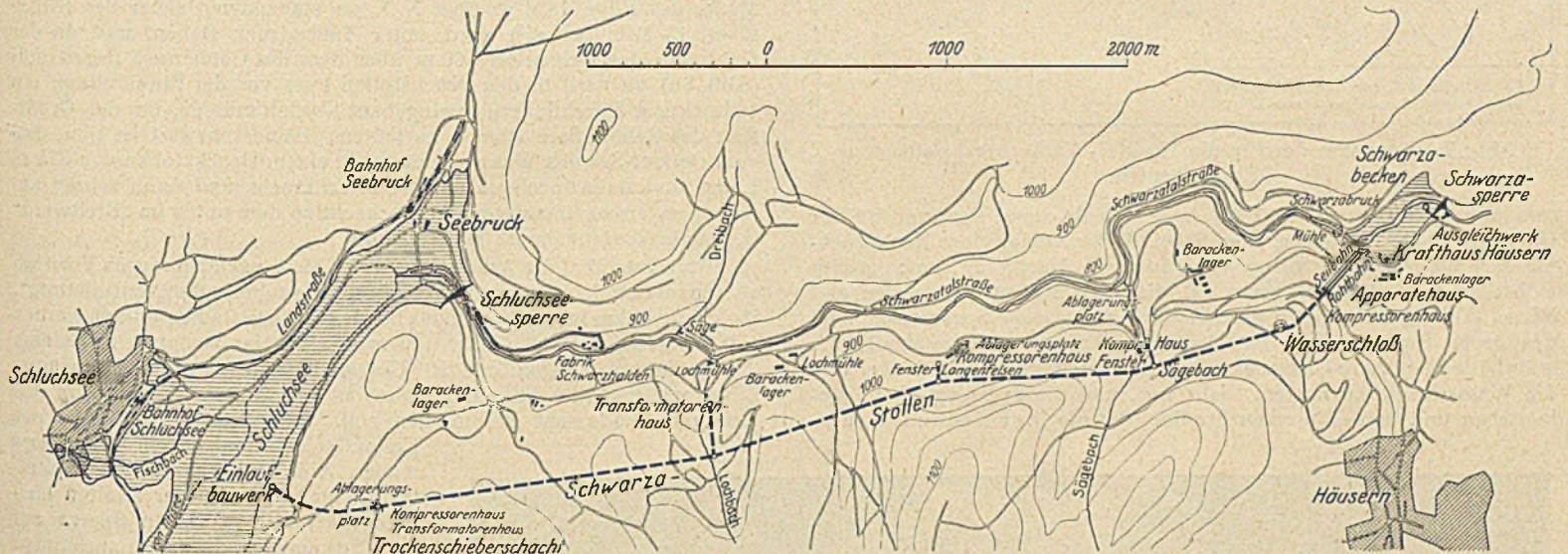


Abb. 6. Lageplan. Schluchseewerk.

nommen ist. Der Schluchsee soll durch Anlage einer bei Seebrugg zu erbauenden, 43 m hohen Schwergewicht-Sperrmauer von etwa 64 000 m³ Rauminhalt um 30 m bis zu einem höchsten Wasserstande von 930 m über N. N. gestaut werden, so daß bei etwa 5 km² Oberfläche ein größter Inhalt von 108 Millionen m³ Wasser verfügbar sein soll (Abb. 6).

Bemerkenswert ist, daß der Stauee an mehreren Stellen hohe Aufträge der zurzeit im Bau befindlichen Eisenbahn-Neubaustrecke Titisee—Schluchsee—Seebrugg bespülen soll und daß infolgedessen zur Sicherung dieser Dämme umfangreiche Befestigungsmaßnahmen nötig werden.

Zur Energiegewinnung soll nun der Höhenunterschied zwischen dem Schluchsee-Stau und der 6 km entfernt bei Schwarzabrugg liegenden Talmulde, die von der aus dem Schluchsee kommenden Schwarza durchflossen wird, in der Weise ausgenutzt werden, daß gegenüber dem Ort Schluchsee ein Einlaufbauwerk errichtet wird, mit Hilfe dessen das Stauewasser in Höhe 888 m, 12 m unter der jetzigen Seeoberfläche, entnommen und durch den 6,4 km langen Schwarza-Stollen und eine aus zwei eisernen Rohren von 2,50 bis 2,00 m Durchm. bestehende Druckleitung von 56 0/0 Neigung zu dem

zweite Sperrmauer mit einer größten Höhe von 44 m und einem Rauminhalt von 24 000 m³ soll durch Stau des Schwarzawassers bzw. seiner Zuflüsse zwischen Schluchsee und dieser Sperre und des Betriebswassers des Kraftwerks das „Schwarzabecken“ mit einem Wassereinhalten von 1,7 Millionen m³ schaffen. Es ist beabsichtigt, einen Teil dieses so gewonnenen Wassers, während das Kraftwerk keinen Strom abgeben kann, nachts und Sonntags, durch billige Überschubkraft anderer Werke mit Hilfe von Hochdruckpumpen nach dem Schluchsee durch Rohrleitung und Druckstollen heraufzupumpen, um es dort als Vorrat zu speichern; die Hochdruckpumpen sollen imstande sein, bei einer größten Förderhöhe von 220 m 4,1 m³/Sek. bzw. bei einer geringsten von 170 m 5,5 m³/Sek. zu leisten.

An Schachtbauten sind geplant außer dem bereits erwähnten 42 m tiefen „Trockenschieberschacht“ in der Nähe des Einlaufbauwerks der Schacht für das Wasserschloß bei Stollenkilometer 5,8, das in seinem unteren Teile bis zu einer Höhe von 22 m einen Durchmesser von 13 m erhält, dann einen von 10 m und über Höhe 930 m einen von 22 m.

Die Schweizer Haslital-Werke.

Wer je die bekannte und sehr beliebte, landschaftlich reizvolle Wanderung oder Fahrt von Meiringen-Innertkirchen durch das Haslital über die Grimsel nach Gletsch-Furka-Andermatt oder umgekehrt erlebt hat, wird sich des prachtvollen Handeck-Wasserfalles erinnern,

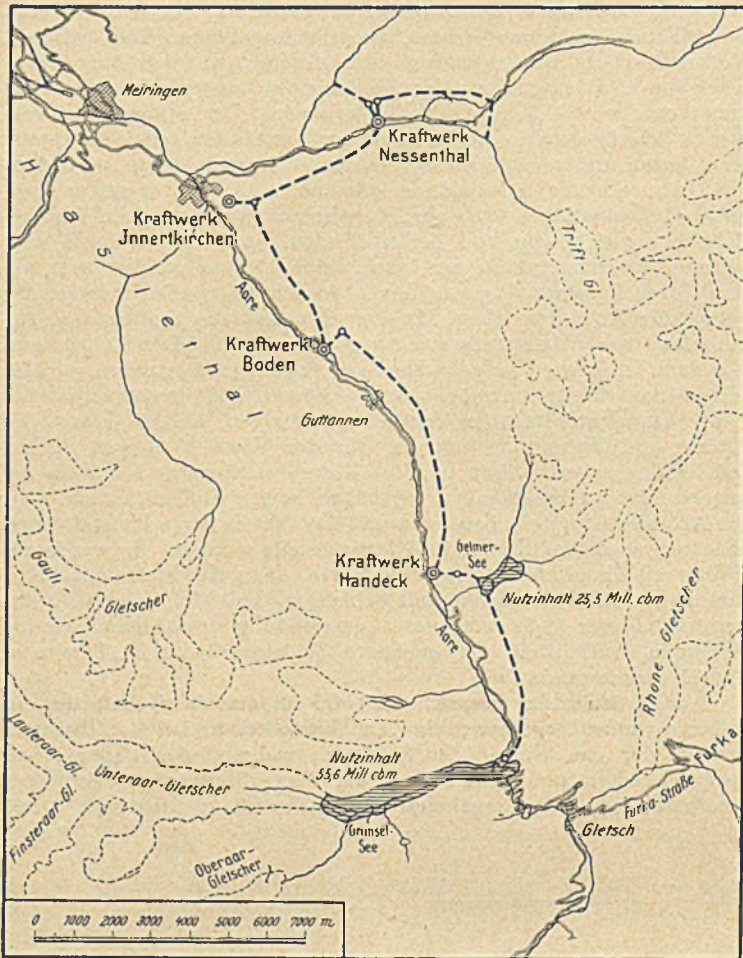


Abb. 7. Lageplan der für die Haslital-Werke herzustellenden Stollenbauten.

und wer diese Gegend mit dem Auge des Bauingenieurs und an der Hand einer Karte gesehen, dem fielen die für Anlage eines Hochdruck-Wasserkraftwerks hervorragend günstigen Umstände auf: großer Höhenunterschied, enges, tiefes Tal, die „Spittallamm“, im festen und besten Alpengranit, wie geschaffen für Anlage einer Sperrmauer, und das große Einzugsgebiet, mit dem eine dauernde Wasserabgabe gewährleistenden Aare-Gletscher. So ist denn auch der Gedanke, hier die Wasserkraft zu nutzen, nicht neu, und die hydrologischen, geologischen und bautechnischen Studien, die die Bernischen Kraft-

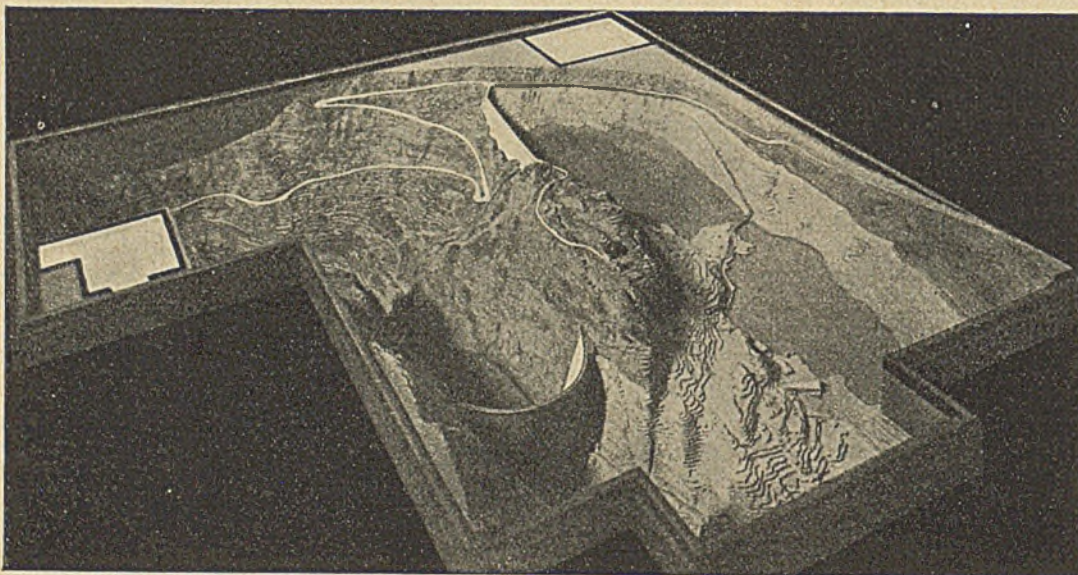


Abb. 9. Modell der Sperrmauern „Spittallamm“ und „Seeuferegg“ für den Stau des Grimselsees.

werke A.G. ausgeführt haben, sind schon fast zwanzig Jahre alt und verdichteten sich schließlich zu Entwürfen, von denen derjenige des hervorragenden Schweizer Ingenieurs Prof. Narutowicz, der später als polnischer Reichspräsident durch Mordanschlag endete, der gesamten Fachwelt bekannt wurde.²⁾ Jetzt endlich ist nach einem neueren und ausführungsfähigen Entwurf von Oberingenieur Kaech der Berner Kraftwerke A.G. mit den Arbeiten zur Verwirklichung dieses Gedankens begonnen, nachdem sich die Geologen-Gutachter, Prof. Hein-Zürich, Dr. Arbenz-Bern und Prof. Lugeon-Lausanne, über die geologischen Verhältnisse der Baustellen im Oberhasli sehr zuversichtlich geäußert und nachdem die Ingenieur-Gutachter Gruner-Basel, Prof. E. Meyer-Peter-Zürich, unterstützt durch Prof. Lugeon-Lausanne, Direktor Ing. Lüscher-Zürich und Direktor Payot-Basel, ihr eingehendes Gutachten über den bautechnischen Entwurf ebenfalls in günstigstem Sinne abgegeben hatten.

Es soll das Wasser der Aare mit einem Nutzgefälle von 1210 m von der Grimsel bis Innertkirchen ausgenutzt werden, und zwar in drei Stufen. Den ersten Ausbau bildet die oberste Stufe von der Grimsel bis zu dem Kraftwerk Handeck mit einem mittleren Gefälle von 540 m, den Staubecken Grimsel-See und Gelmer-See, den Druckstollen (Abb. 7) und der Maschinenanlage für 100 000 PS, sowie der Kraftleitung nach Innertkirchen durch Kabel, die in einem eigens dazu zu erbauenden begehbaren Tunnel verlegt werden sollen. Danach soll in Innertkirchen dauernd eine Jahresmenge von 223 Millionen kWh verfügbar werden.

Die zweite Stufe mit einem mittleren Gefälle von 417 m, einer Energiegewinnung von 86 000 PS im Höchstfall und einer zu erzeugenden Jahreselektrizitätsmenge von 190 Millionen kWh wird gebildet durch Stollenleitung vom Kraftwerk Handeck bis Kraftwerk Boden und die dritte Stufe ebenfalls durch Stollenleitung von Kraftwerk Boden bis Kraftwerk Innertkirchen mit einem Nutzgefälle von 248 m, einer Maschinenanlage für vorläufig 60 000 PS und einer Jahreserzeugung von 125 Millionen kWh. Schließlich kann später auch das Wasser des Gadmen- und Gentalen in einem Kraftwerk Nessenthal ausgenutzt und durch Stollen ebenfalls dem Kraftwerk Innertkirchen zur nochmaligen Ausnutzung zugeführt werden.

Der 5250 m lange Verbindungsstollen zwischen dem Grimselsee (100 Millionen m³ Nutzinhalt) und dem mit einer bis 30 m hohen Mauer auf Höhe 1852 m über N.N. zu stauenden Gelmer-See (Nutzinhalt 13 Millionen m³) wird unter Innendruck stehen, und da der Größtstau des Grimselsees 60 m über dem des Gelmersees liegen soll (Abb. 8a), so wird in den Druckstollen kurz vor der Einmündung ein selbsttätiger Durchflußregler eingebaut werden müssen, um den Größtstau des Gelmer-Sees ständig zu halten. Bemerkenswert ist nun, daß vom Gelmer-See das Wasser zunächst in einem Druckstollen von 375 m Länge und dann in einem auf 300 m senkrecht und dann schräg abfallenden, eisengepanzerten Druckschacht zu dem unten im „Breitwald“ liegenden Turbinenhaus geleitet wird.

Begonnen sind die Arbeiten im Jahre 1924, nachdem durch Vortrieb von Sondierstollen die Zuverlässigkeit des Gesteins in der „Spittallamm“, in der die 100 m lange Staumauer für den Grimselstausee erbaut werden soll, festgestellt worden war, und zwar sind sie begonnen mit einem 320 m langen, bogenförmigen Umlaufstollen, der das Aarewasser schon während des Staumauerbaues in der linken Felswand um das Staumauerfundament herumleiten soll. Abb. 8 zeigt die Lage des

Umlaufstollens und der großen Sperrmauer, Abb. 9 ein Modell der Spittallamm-Sperre, sowie der zweiten kleineren, etwa 30 m hohen Sperre auf der „Seeuferegg“, die beide zusammen den Stau des Grimselsees auf 1912 m über N.N., d. h. einen Nutzinhalt von rund 100 Millionen m³ halten sollen. Außerdem zeigt Abb. 9 die Verlegung der Grimselstraße. Das im Touristenverkehr bekannte Grimsel Hospiz muß ebenfalls höher gelegt werden, da das jetzige Gelände, auf dem es steht, in dem künftigen Stausee liegt.

Der Umlaufstollen wurde in einem Querschnitt von etwa 5,5 m² vorgetrieben und liegt, wie voraussichtlich auch die übrigen genannten Stollen, in festem, hartem Granit. Gebort wurde mit drei Flottmann-Bohrhämmer Type N und mit einfacher Meißel-

²⁾ Vergl. Schweiz. Bauztg., Bd. 78, 1921, Nr. 1/2, Die Bauten für die Kraftwerke Oberhasli.

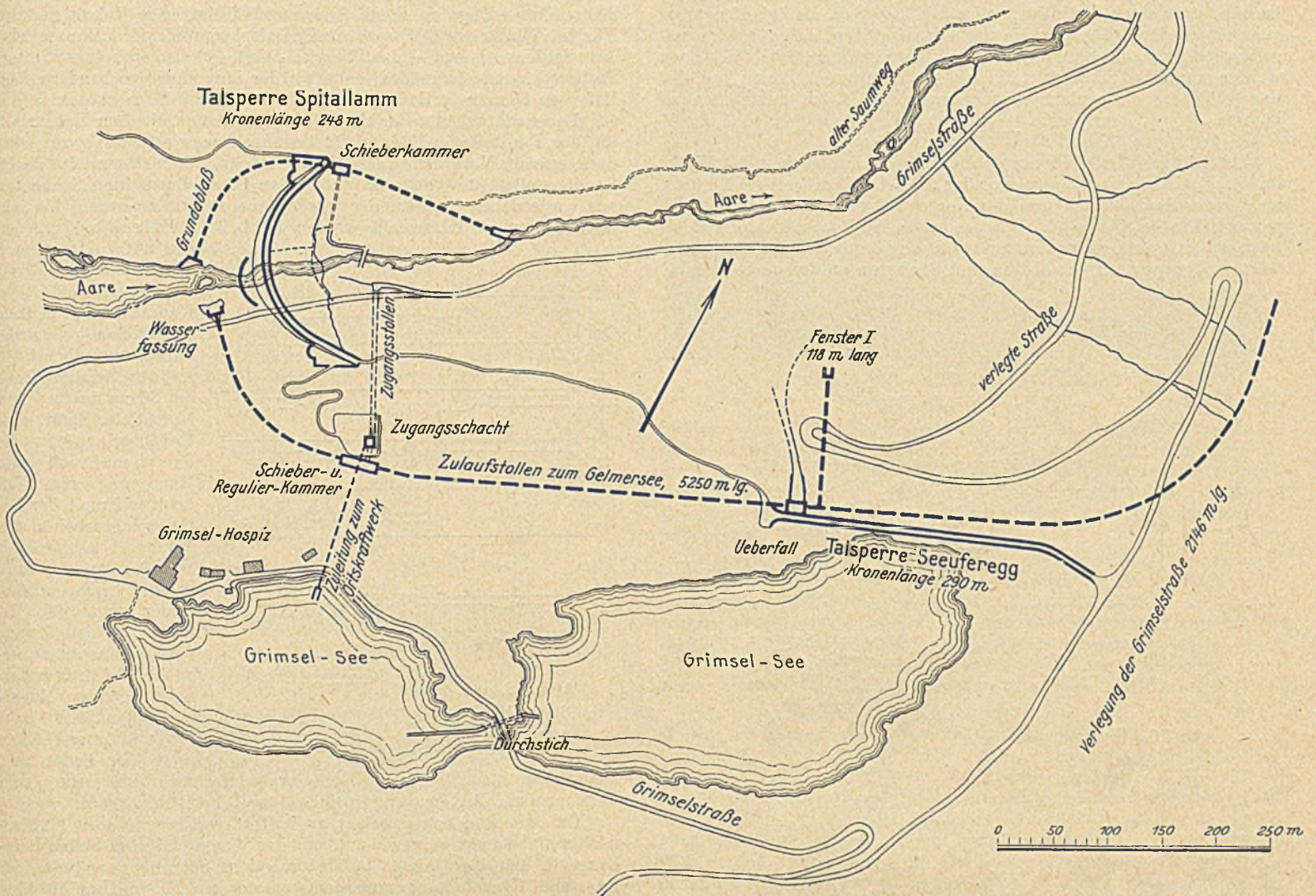


Abb. 8.

schneide aus Stahl der Böhlerwerke. Der Verschleiß an Bohrerstippen war in dem harten Gestein beträchtlich und betrug je 1 m Bohrloch von 35/28 mm Weite rd. 10 Stück = 170 Stück je Angriff, Bohrlochzahl je Angriff 14 bis 18, Länge im Mittel 1,0 m, Fortschritt je Angriff 0,55 m.

Zum Sprengen wurden je m³ Ausbruch 2,5 kg Dynamit und 0,6 kg Aldorfit gebraucht. — Aldorfit ist ein Sicherheitsprengstoff von Arbi-Zürich, von ähnlicher Zusammensetzung wie das bekannte Gammit der Fabrik Gamsen-Schweiz.

Die Stollen der Kraftwerke Amsteg und Ritomsee der S. B. B.

sind durch die Forschungen und Versuche³⁾ anlässlich der Rissebildung im Ritomdruckstollen so be-

³⁾ Es sei hingewiesen auf: Schweiz. Bauztg. 1923, Bd. 81/82 (auch Sonderdruck) Eggenberger, „Das Kraftwerk Ritom der Schweizer Bundesbahnen; A. Schraffl, Kurzer Bericht über die Druckstollen-

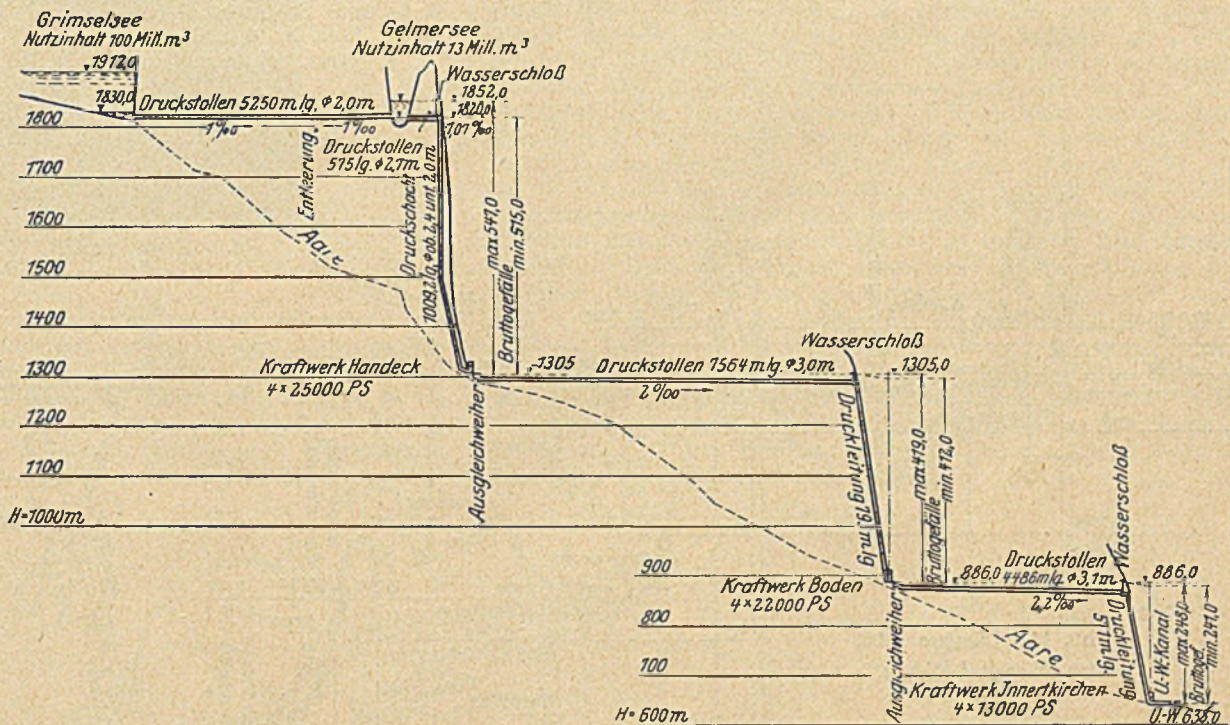


Abb. 8a.

versuche der Schweizer. Bundesbahnen Schweiz. Bauztg. 1924, Nr. 1 u. f.; W. Bösch, „Vom Bau des Zulaufstollens in Amsteg“, „Hoch- und Tiefbau“ 1922, Nr. 43/44.

kannt, daß es sich erübrigt, hier über diese im Betrieb stehenden Anlagen zu sprechen. Inzwischen ist auch das Wasser des Kärtelenbaches durch einen Freispiegelstollen mit 9 m³/Sek. als Zulauf nutzbar gemacht worden. Ebenso wäre noch zu erwähnen, daß der seinerzeit gerissene Ritomstollen, der jetzt nur als druckloser Stollen betrieben werden kann, im Sommer 1925 eine Ausbesserung erfahren soll, die ihn befähigt, den geplanten Innendruck von 4,5 at aufzunehmen zu können.

Das Wäggital-Werk.

Abb. 10 zeigt Lage, Einzugsgebiet und Gesamtübersicht des Werks im Wäggital, das erbaut wurde von der „Akt.-Ges. Kraftwerk Wäggital“, an der die Stadt Zürich und die Nordostschweizerischen Kraftwerke je zur Hälfte beteiligt sind. Wie besonders deutlich aus Abb. 11 zu erkennen ist, ist das Gesamtwerk zweistufig angelegt mit den beiden Kraftwerken Rempfen an der oberen und Siebnen an der unteren Stufe.

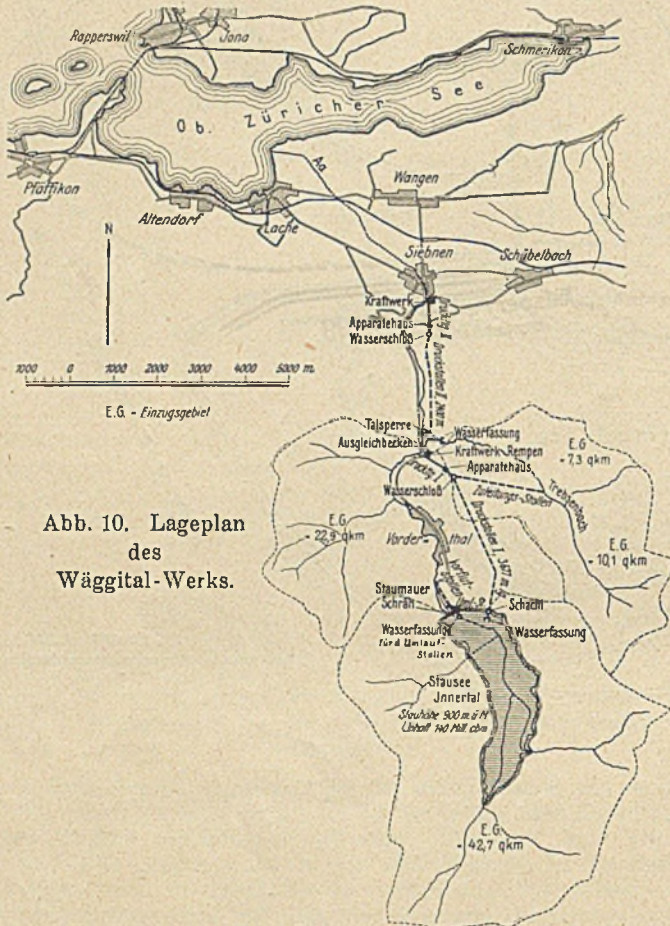


Abb. 10. Lageplan des Wäggital-Werks.

Das Wasser der Aa wird bei Innertal durch eine Schwergewichtstaumauer⁴⁾ von 250 000 m³ Inhalt, 100 m größter Höhe und etwa 200 m Kronenlänge zu einem See von 140 Millionen m³ Inhalt gestaut. Nur im Winter wird Wasser zur Energiegewinnung fünf Monate lang dem See entnommen — das Wäggital-Werk ist also ein reines Winterkraftwerk, und die größte, nahe bei der Staumauer vorhandene Seetiefe von 66 m geht Ende März jeden Jahres auf 20 m zurück.

Bevor die Arbeiten zur Herstellung der Mauer mit dem Erdaushub an der Baustelle im März 1922 begonnen wurden, waren zunächst umfangreiche Vorarbeiten ausgeführt worden. Zunächst mußte durch Sondierstollen, die von zwei auf beiden Ufern abgeteufte Schächten aus vorgetrieben wurden, der tatsächliche Felsverlauf unter den Ablagerungsmassen festgestellt werden (Abb. 12). Es ergab sich, daß

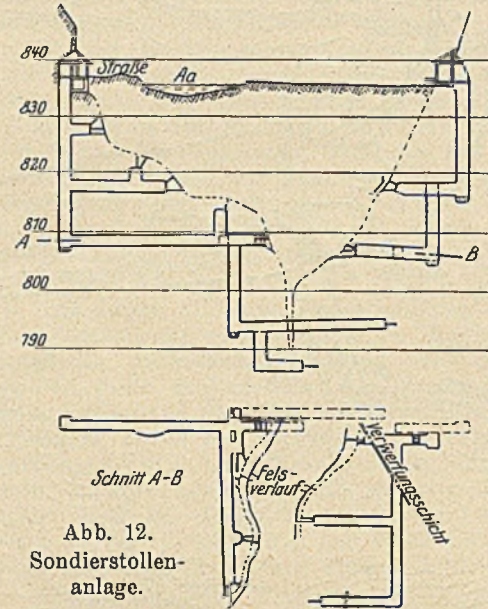


Abb. 12. Sondierstollenanlage.

der auf beiden Seiten vorhandene feste und wasserundurchlässige Kalk in etwa 30 m Tiefe angetroffen wurde, außerdem jedoch noch an der tiefsten Stelle ein 80 cm breiter und 15 m tiefer Spalt, eine Erosionsrinne⁵⁾, die dann mühevoll von Hand und zum Teil noch während der Betonierungsarbeiten der Mauer ausgeräumt werden mußte, um später auch ausbetoniert zu werden. Es mußte zu dem Zweck die Erosionsrinne überdeckt und in dem darunterliegenden Mauerbeton mußten zwei große Förderschächte an beiden Enden und

dazwischen fünf kleinere Schächte freigelassen werden, erstere zum Bodenaushub, letztere zum Ausfüllen der Rinnen mit Beton.

Um die Baustelle trocken zu halten, wurde im Jahre 1921 zunächst ein Schutzdamm gebaut, um das Wasser des vom linken Berghang in nächster Nähe herabstürzenden Schrähbaches von der Baustelle fernzuhalten; außerdem wurde ein 260-m-Umlaufstollen (vergl. Abb. 13) auf dem rechten Ufer vorgetrieben, der dann später

⁴⁾ Nähere Angaben über Betonierung der Mauer vergl. Randzio, Guß- und Schüttbeton bei neueren Kraftwerkbauten, „Beton u. Eisen“ 1925, Nr. 4 u. 6.

⁵⁾ Vergl. Schweiz. Bauztg. 1924, Bd. 84, Nr. 1.

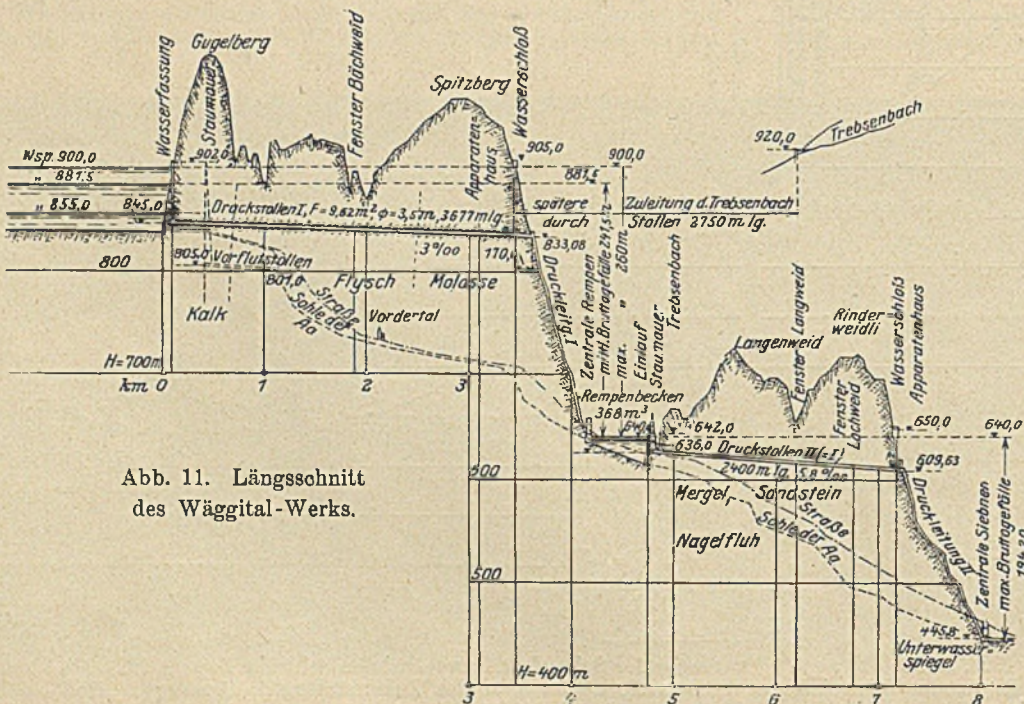


Abb. 11. Längsschnitt des Wäggital-Werks.

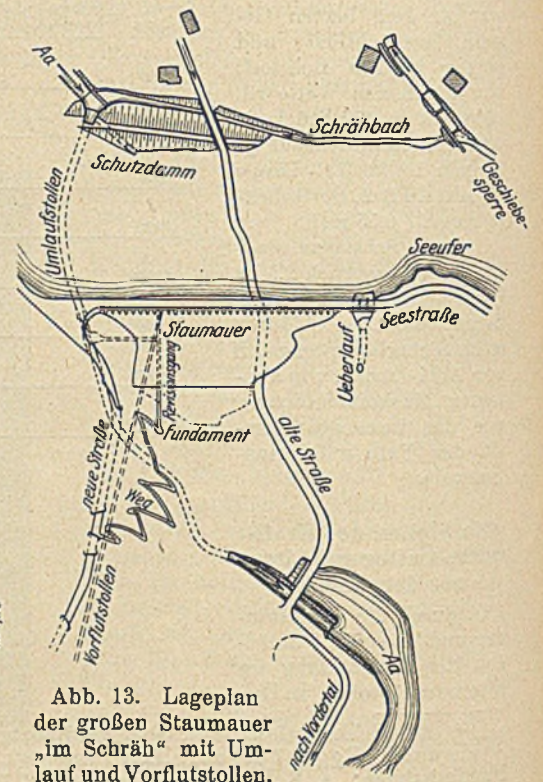


Abb. 13. Lageplan der großen Staumauer „im Schräh“ mit Umlauf und Vorflutstollen.

als Grundablaß dienen wird und zu dem Zweck zwei Drosselklappen und einen Absperrschieber erhalten hat, die bei Hochwasser geöffnet werden können. Die lichte Weite der Abschlußstücke beträgt 1700 mm und ist so bemessen, daß auch bei tiefstem Seestande auf 850 m über N.N. noch 30 m³/Sek. abfließen können, so daß auch bei einer etwaigen Betriebsstörung in der oberen Stufe, die untere noch jederzeit genügend Wasser auf diesem Wege, also durch die Aa erhalten und betriebsfähig bleiben kann. Ausgeführt wurde der Umlaufstollen durch die Unternehmung Baumann & Stiefenhofer, Wädenswil.

Außerdem wurde, um beim Fundamentaushub nicht durch Grundwasserandrang behindert zu werden, von der Wägital-A.-G. ein 800 m langer „Vorflutstollen“ hergestellt, der unterhalb der Baustelle „im Falz“ in Angriff genommen und mit 4,2 m² Querschnitt und einer Steigung von 70/100 bis auf Fundamentsohle vorgetrieben wurde (Abb. 13). Diese Arbeiten wurden im Laufe des Jahres 1921 fertiggestellt, so daß im Jahre 1922 im März mit den Aushubarbeiten für die Staumauer begonnen werden konnte.

Ende des Jahres 1922 wurde dann auch der Druckstollen für die obere Stufe in Angriff genommen, nachdem schon im Juli 1922 mit dem Vortrieb des unteren Druckstollens begonnen worden war.

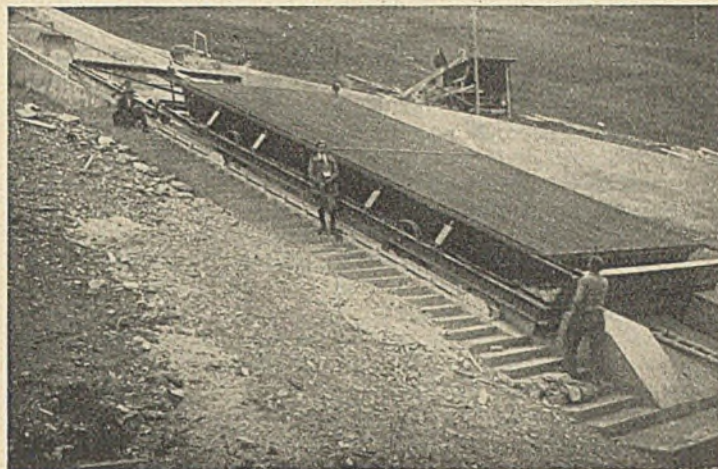


Abb. 16. Aufziehbarer Rechen.

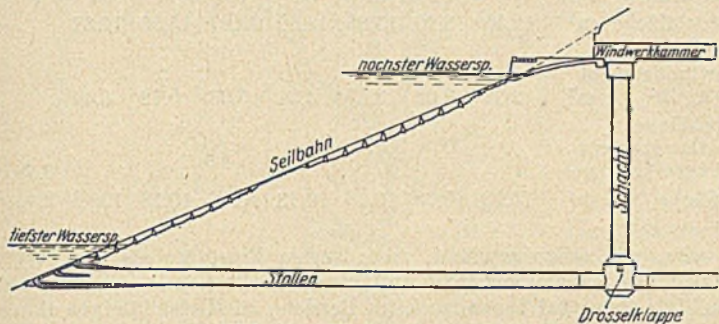


Abb. 14. Einlaufbauwerk.

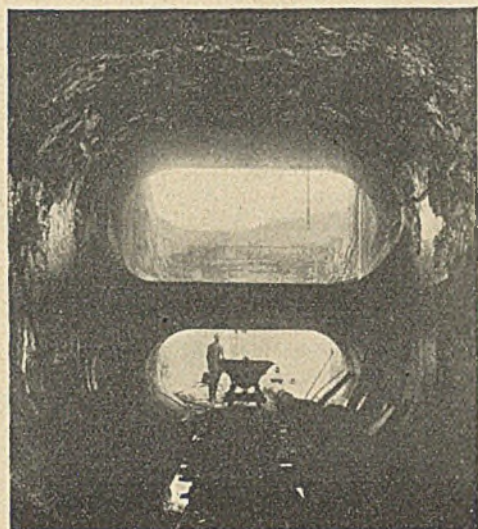


Abb. 15. Doppelstück des Einlaufs vom Stolleninnern aus gesehen.

Der obere Stollenmund, die Wasserfassung, liegt, wie aus Abb. 10 zu erkennen, etwa 800 m südöstlich der Staumauer, die Sohle der Wasserfassung auf Höhe 845 m über N.N. Der aus einem verbreiterten Doppelstück aus Eisenbeton bestehende Einlauf (Abb. 14 u. 15) ist im Betriebe durch einen auf Rollen gelagerten und auch bei gefülltem See auf einer Seilbahn leicht aufziehbaren Rechen (Abb. 16) geschützt, um das Hereinschwemmen von festen Teilen in den Stollen zu ver-

hindern. Unmittelbar dahinter liegt die „Abschlußfalle“, die es ermöglicht, daß bei hochgezogenem Rechen und zum Trockenlegen des Stollens für Besichtigungen dieser abgeschlossen werden kann; diese Abschlußplatte legt sich mit einer Gummidichtung auf die polierten Granitquadern, mit denen das Einlaufbauwerk außen verkleidet ist, so eine gute Abdichtung gewährleistet.

Als zweiter Abschluß ist im Stollen unter dem 59 m hohen Schacht von 4,50 m Durchm. eine von oben zugängliche Drosselklappe vorgesehen. In Verbindung mit dem Schacht steht auch die in Abb. 14 erkennbare Windwerkammer, von der aus die Drosselklappe zu betätigen ist und die außerdem die Aufzugvorrichtung für die Rechen- bzw. Abschlußplatten-Seilbahn enthält, sowie einen Reserverechen und einen Reserveabschluß. Sie ist 30 m lang, 13,6 m breit und 5 bis 4 m hoch.

Der an die Wasserfassung anschließende 3670 m lange Druckstollen hat einen lichten Durchmesser von 3,6 m mit einem Wasserquerschnitt von 10,18 m² und ein Gefälle von durchschnittlich 3,27 ‰. Er wurde am 17. XI. 1922 auf der Südseite und am 5. XII. 1922 auf der Nordseite angeschlagen. An dem letztgenannten Tage wurde auch der Vortrieb eines 174,61 m langen Fensterstollens begonnen, des Fensterstollens „Bächweid“, der auf den Hauptstollen bei 1,896 km trifft, so daß von da ab nach beiden Seiten vorgetrieben werden konnte, mithin vier Angrifforte vorhanden waren. Dieser Fensterstollen hat eine lichte Höhe von 2,2 m und eine Breite von 1,8 m; er liegt in stark verworfenen Mergeln und Breccien, so daß er eine Auskleidung von 30 cm starkem Beton erhalten mußte. Da der Fensterstollen nur am Hauptstollen fest verschlossen ist, im übrigen Teil aber nicht etwa wieder ausgefüllt wird, so ist dadurch ein späterer, etwa nötig werdender Zugang zum Druckstollen vom Fensterstollen aus möglich gemacht. Der südliche Teil wurde am 28. IX. 1923 bei km 1,0625 durchgeschlagen. Er liegt bis km 0,6 im festen Kalk, dann in Flysch und Mergel. Der Vortrieb im nördlichen Teil, der von km 2,5 bis 3,67 in Molasse und Mergeln liegt, mußte auf einer Seite vom 11. VI. 1923 bis 20. XII. 1923 und auf der anderen vom 8. VII. 1923 bis 6. XI. 1923 unterbrochen werden, da die stark verwitterbaren Molasse- und Mergelschichten einen raschen Vollausschlag mit sofortiger Ausmauerung bedingten. Denn der volle Querschnitt wurde nicht gleichzeitig vorgetrieben, sondern zunächst ein Richtstollen von 6,0 m², der übrige Teil in der in Abb. 17 angegebenen Weise. Der Durchschlag dieses Stollenteils fand dann am 26. II. 1924 statt.

Zum Bohren wurden im Richtstollen zwei bis drei schwere Westfalia-Bohrhämmer verwendet für 6 at Preßluftdruck, dieselben auch für die Ausweitung. Es wurden im Richtstollenvortrieb je Angriff 10 bis 16 Löcher von 30/22 mm Durchm. und 1,5 bis 2,2 m Länge in durchschnittlich 4 1/2 Stunden gebohrt.

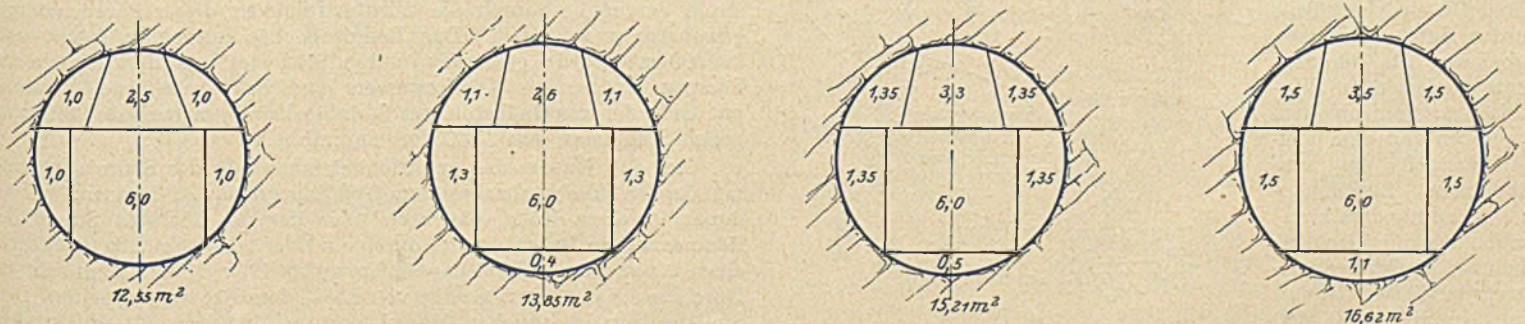


Abb. 17. Der Ausbruchquerschnitt wird verschieden groß, je nach der zu erwartenden Ausmauerung.

Gesprengt wurde mit den schon erwähnten Sicherheitssprengstoffen Gamsit und Aldorfit, und zwar mit Einbruchschüssen in der Mitte der Brust (Herzschüssen). Der Verbrauch betrug im Durchschnitt 2,3 kg für 1 m³ Ausbruch; am 20. I. 1924 sorgfältig ausgeführte Sprengungen im „Wildflysch“ hatten einen Verbrauch von 1,69 bis 1,99 kg für 1 m³ Ausbruch ergeben. Im Regelbetrieb wurde zweimal in einer Schicht geschossen und der durchschnittliche Fortschritt bei zwei Angriffen je Schicht = vier Angriffe je Tag betrug im Kalk etwa 3,5 m, im Flysch und Mergel etwa 4,6 m und in Molasse und Mergel 4,7 m.

Die Förderung geschah mit eisernen Muldenkippern von 500 und 750 l Fassungsvermögen, Benzinlokomotiven 14 PS (Montania, Orenstein & Koppel) auf Gleis von 60 cm Spurweite. Als Erzeugungsanlagen für Preßluft von 6 at Leitungsspannung waren vorhanden am Süden drei Rotationskompressoren der Maschinenfabrik Winterthur für Leistungen von je 6 m³/Min. angesaugter Luft, beim Fensterstollen Bächweid ein Kolbenkompressor für 20 m³/Min. und am Nordende beim Wasserschloß zwei Kolbenkompressoren für je 60 m³/Min. Im übrigen stand von den N. O. K. gelieferte elektrische Energie der Bauausführung sehr wohlfeil und reichlich zur Verfügung; es wurde mit einem Höchstenergiebedarf von etwa 260 PS an jeder der drei genannten Stellen gerechnet.

Bemerkenswert ist das Vorkommen von Methangasen im nördlichen Stollenteil, das zu kleinen Explosionen führte, solange das Gas nicht brennend ausströmte. Es mußte daher angezündet werden und brannte an mehreren Stellen noch zur Zeit der Begehung des Stollens durch den Verfasser, also damals schon etwa ein Jahr lang, mit leuchtender Flamme, auf die bei Herstellung der Verkleidung z. T. durch entsprechende Aussparungen Rücksicht genommen werden mußte. Vor Inbetriebnahme des Stollens wurden diese Stellen dichtend zugemauert; ein Eintritt des Gases in den Stollen ist dann bei dem vorhandenen Wasserdruck nicht zu befürchten. Ob bei entleertem Stollen später sich das Gas nicht doch noch einen Weg durch den Beton bahnen wird, muß die Erfahrung lehren, und es wird bei Stollenentleerung darauf zu achten sein.

Die auf 600 m zwischen km 1,1 und 1,7 bewirkte Abpressung des Stollens mit Druckwasser von 7,5 at ergab einen Wasserverlust von zusammen nur 0,8 bis 1,0 l/Sek., d. h. auf 100 m Abpreßlänge 8 bis 10 l/Min., also belanglos für die Wasserwirtschaft der Anlage, so daß von einer Dichtungsschicht in den Strecken, in denen dieser geringe Wasseraustritt ohne Schaden für Bauwerk, Betrieb und umgebendes Gebirge bleibt, abgesehen werden durfte. Es wurde daher nur in dem unteren Teil auf 300 m zwischen km 3,28 und 3,58 eine zugfeste Dichtungsschicht in der Weise auf die Innenleibung der Ausmauerung aufgebracht, daß Rundeisen Durchm. 22 mm in 6 bis 8 cm Abstand als offene Ringe verlegt, 870 kg f. 1 m Stollen, und im Stollen zu geschlossenen Ringen elektrisch geschweißt wurden, wobei die Schweißstellen, als Stellen des gefährlichsten Ausschnitts angenommen, gegeneinander versetzt wurden. Der Vorteil der Zusammenschweißung gegenüber den überragenden und umgebogenen Eisenden besteht in der Ersparnis an Eisen. Der Abstand der Ringe wird durch 10 mm starke Längseisen bewirkt, 42 Stück je Umfang, an die die Ringe z. T. gebunden wurden. Auf diese so verlegte Eisenbewehrung wurde in dem bekannten Gunit- oder Torkretverfahren Beton aufgeblasen in einer Stärke von 7 bis 8 cm, mit 500 kg Portlandzement auf 1 m³ Sand. In allen übrigen Strecken erhielt der Stollen nur Stampfbetonverkleidung von 20 bis 50 cm Wandstärke; und zwar wurde eine Blechschalung verwendet, die auf dreiteiligen, aus T-Eisen 120 · 120 · 13 bestehenden und diametral durch T-Eisen verspannte Lehrbogen ruhte. Die Lehrbogen wurden auf die zuerst betonierte Sohle aufgesetzt. Die Blechschalung bestand aus 0,50 und 1,0 m hohen Segmenten, wobei die 50 cm hohen Segmente sich besser bewährt haben sollen. Die einzelnen Teile wurden durch Schrauben verbunden, die die Segmente einfassenden Winkelisen zusammenhielten. Abgesehen von dem kleinen Nachteil des unständlichen Zusammen- und Auseinanderschraubens hatte die Blechschalung, die immer wieder verwendet wurde, und von der im ganzen 120 lfd. m so zusammen-

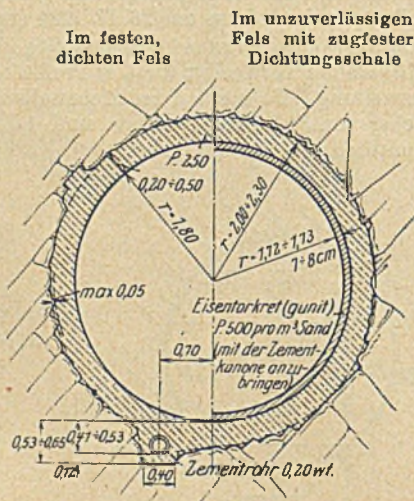


Abb. 18. Druckstollenquerschnitt.

gesetzten Rohres für Betonierung des ganzen Stollens genügte, noch den Vorteil, daß die so entstandene Innenleibung vollkommen glatt wurde und ein Verputz erspart werden konnte. Der Ausbruch der Kalkzone am südlichen Stollenteil konnte zur Betonierung verwendet werden. Im Scheitel wurde der Beton auf kurze Stücke in der Richtung der Stollenachse gestampft.

Für die Abführung des Sickerwassers wurde ein Rohr seitlich angelegt. Der Vorteil des seitlich gelagerten Rohres besteht darin, daß die Entwässerungsanlage schon hergestellt werden kann lange vor Fertigstellung des übrigen Ausbaues, ohne Förderung und Verkehr zu stören. Für die Verkleidung waren folgende Abmessungen vorgesehen (s. Tabelle), so daß sich der in Abb. 18 dargestellte Querschnitt ergibt.

Profil Nr.	I. Ausmauerung							II. Dichtungsschale	
	a	b	c	d	e	f	g		
Wandstärke cm	20	25	30	35	40	45	50	7	8
Ausbruchfläche m ²	12,55	13,20	13,85	14,52	15,21	15,90	16,62		
Betonfläche (Portlandzement 250 kg/m ³) m ²	2,37	3,02	3,67	4,34	5,03	5,72	6,44		
Torkretfläche (Portlandzement 500 kg/m ³ S) m ²								0,78	0,88
Lichtfläche m ²	10,18	10,18	10,18	10,18	10,18	10,18	10,18	9,40	9,30

Da, wie schon erwähnt, trotz besten Einstampfens des Betons infolge des Schwindens doch Hohlräume nicht immer zu vermeiden sind, die dann bei Innendruck im Betriebe zu Rissebildungen führen können, so wurde flüssiger Zementmörtel unter 6 at Druck hinter die Ausmauerung und in die Felsspalten gepreßt; und zwar wurden dazu die Löcher so angeordnet, daß sie im Abstände von 2 m im Scheitel und von 1 m in Höhe etwa 45° über dem Mittelpunkt durch den Beton bis etwa 10 cm in den Fels hineingeböhrt wurden. Außerdem wurde nach Abbinden und Erhärten dieses hinterpreßten Mörtels, frühestens 14 Tage danach, meistens aber noch später, noch einmal unter Hochdruck von 10 at Zementmörtel in der Weise hinterpreßt, daß im Abstände von 2,5 m im Scheitel Löcher gebohrt wurden, die über den Beton hinaus bis auf 1 m Länge in den Fels hineinreichen, so daß auch der Fels selbst durch Ausfüllen seiner Spalten und Klüfte noch eine Befestigung erfährt.

Das Wasserschloß besteht aus einem nach links abzweigenden „Reservoirstollen“ von 2000 m³ Fassungsvermögen, der bei plötzlichen Belastungen des Werkes, z. B. morgens zur Zeit des Arbeitsbeginns in den Fabriken und des gleichzeitigen Anlassens vieler Motoren, rasch seinen Wasservorrat für den auftretenden Mehrbedarf liefern soll, ferner aus dem darüberstehenden 55 m hohen Schacht von 5 m lichter Weite und aus einer oberen Kammer. Der im Molassefels stehende Schacht sollte eine Ausmauerung von 30 cm Beton mit Eisenblechverkleidung erhalten, die obere Kammer in Eisenbeton ausgeführt werden. Die Stollenarbeiten, einschließlich Schieberschacht, Wasserschloß, Apparatenhaus und Übergang zur eisernen Druckrohrleitung wurden von der Unternehmung A. Baumann, vorm. Baumann & Stiefenhofer-Wädenswil ausgeführt.

Das Krafthaus Rempfen erhält vier Turbinen für je 19 000 PS mit den entsprechenden Generatoren, außerdem aber vier Hochdruckkreislumpen, die das im „Rempfenbecken“ sich sammelnde Wasser des Einzugsgebietes zwischen Stauee Innertal und Rempfen sowie das des Trebsenbaches im Sommer durch den Stollen in den großen Stauee pumpen sollen. Es soll dazu billiger, von den Nordostschweizerischen Kraftwerken und der Stadt Zürich zu liefernder Strom benutzt werden, um dieses Wasser 261 m hochzudrücken, das dann im Winter bis zur Zentrale Siebnen 455 m fällt und teureren Winterstrom erzeugt, wodurch die Wirtschaftlichkeit dieser Pumpenanlage gewährleistet sein soll. Das Rempfenbecken mit einem Inhalt von 368 000 m³ wurde geschaffen durch Stau des aus dem Kraftause Rempfen strömenden Arbeitswassers und des Trebsenbach-Wassers mit Hilfe der aus Gußbeton mit Steinblockeinlagen hergestellten 30 m hohen Staumauer von 25 000 m³ Rauminhalt.

Um das Wasser des ursprünglich unterhalb der Staumauer einmündenden Trebsenbaches zum Teil ausnutzen zu können, wurde dieser in einer Höhe, die noch über der des höchsten Staues im Rempfenbecken liegen mußte, durch ein Überfallwehr gefaßt und durch einen 250 m langen Zuleitungsstollen (Abb. 19) von nur 1,90 m lichtigem Durchmesser mit einem Gefälle von 2,5‰ dem Becken zugeleitet. Der Stollen liegt im weichen Mergel und in Molasse und erhielt eine Ausmauerung von 20 cm Stampfbeton, eingebracht hinter eiserner

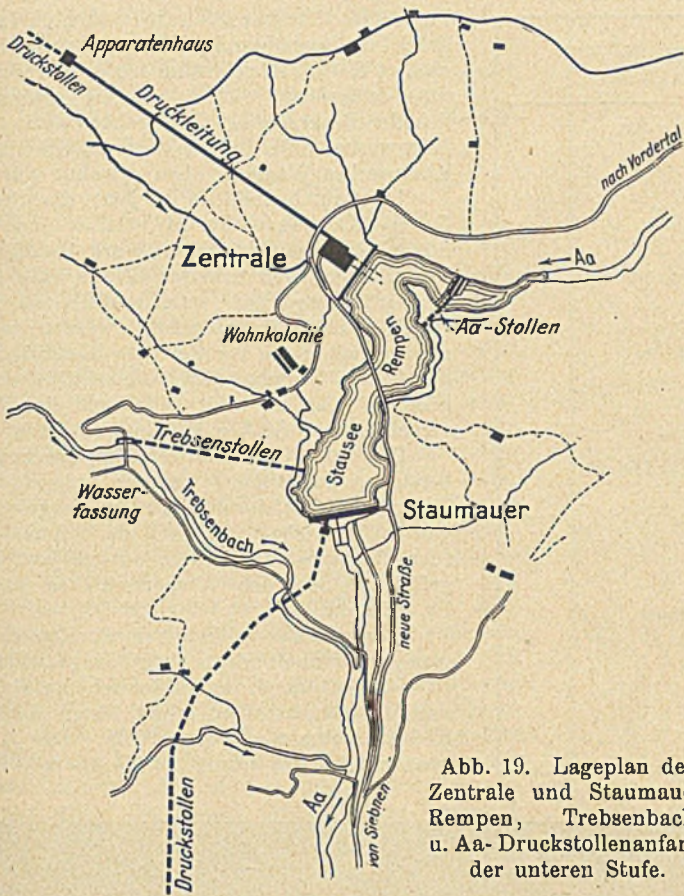


Abb. 19. Lageplan der Zentrale und Staumauer Rempen, Trebsenbach- u. Aa-Druckstollenanfang der unteren Stufe.

Verschalung, ähnlich wie im Druckstollen, die eine glatte Innenfläche ergab und einen Verputz ersparte. Der Auslauf ist viereckig in Eisenbeton ausgebildet.

Ein 43 m langer Umlaufstollen, in Abb. 19 mit Aa-Stollen bezeichnet, von 2,9 m Durchm. wurde ferner gebaut, um zusammen mit einem etwa 150 m hohen, oberhalb des Krafthauses angelegten Damm mit Überfallwehr die Turbinenausläufe vor dem Geschiebe der Aa zu schützen. Beim Einlauf hat der Stollen 3,80 m Durchm., das Gefälle beträgt 30‰, am Einlauf 220‰ und am Auslauf 350‰. Mit Rücksicht auf die Beanspruchung durch gelegentlich mit dem Wasser mitgeführtes Geschiebe erhielt der Stollen eine Betonauskleidung von 35 bis 45 cm Stärke. Durch Dammbalken kann er abgeschlossen werden.

Die letztgenannten Arbeiten, wozu noch Straßenverlegungen und eine dadurch bedingte Aa-Brücke kamen, wurden ausgeführt von der Unternehmung Locher & Co., Zürich.

Der 2514 m lange Druckstollen der unteren Stufe zeigt im wesentlichen die gleiche Ausführung wie der der oberen Stufe. Er hat gleichfalls einen lichten Durchmesser von 3,60 m, der in den Strecken mit zugfester Dichtungschale aus 7 cm eisenbewehrtem Torkret entsprechend nur 3,44 m Durchm. hat, und liegt in Mergeln, Sandstein und Nagelfluh. Bis auf eine Stelle, die bei km 0,45 bis 0,50 in der Moräne eines ehemaligen Flußbettes angetroffen wurde und mit Getriebezimmerung bewältigt werden mußte, war das Gebirge verhältnismäßig trocken und standfest. Der Stollen hat ein Gefälle von 5,8‰, der Einlauf liegt in der Rempenstaumauer selbst (Abb. 20).

Der Vortrieb geschah von den beiden Enden und von den beiden je etwa 120 m langen Fensterstollen Langweid bei km 1,529 und

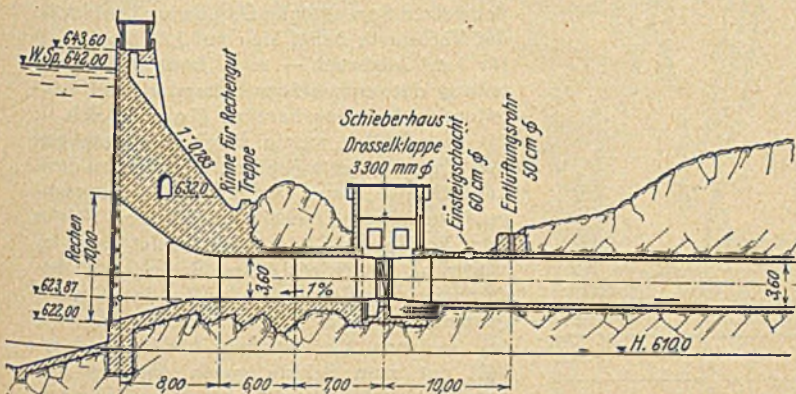


Abb. 20. Staumauer Rempen mit Einlauf für den Druckstollen der unteren Stufe.

Lochweid bei km 2,085 aus; er begann im Juni 1922 am Nordende; der letzte Durchschlag geschah am 26. IV. 1923 in dem Teil Langweid-Trebsenbach bei km 0,8118.

Geböhrt und gesprengt wurde ähnlich wie im oberen Stollen, d. h. es wurde zunächst ein Richtstollen vorgetrieben auf etwa 30 m Länge, hier in den Abmessungen 2,6 · 2,2 m, also in einem Ausbruchquerschnitt von 5,7 m², dann folgte auf etwa 30 m Länge Firstschlitz und Kalottenausweitung, auf weitere 20 m Seitenausweitung mit Herstellung der Sohlenbetonierung. Zum Bohren wurden 18 kg schwere Bohrhämmer von Fröhlich & Klüpfel verwendet. Gefördert wurde ebenfalls auf Gleis von 60 cm Spur im Gefälle von Hand und in der Steigung mit 10-PS-Benzinlokomotiven.

Für die Ausbetonierung galten dieselben Zahlen, wie die in der Tabelle für den oberen Stollen angegebenen. Für die Verschalung wurden ebenfalls Blechsegmente auf dreiteiligen, diametral durch wagerechte I-Eisen ausgesteiften Lehrbogen aus T-Eisen verwendet. Ebenfalls war auch dieser Stollen einer Druckprobe unterzogen worden, und auf Grund ihrer Ergebnisse erhielt er nur im ganzen auf etwa 400 m, u. a. auch grundsätzlich je 5 m links und rechts im Anschluß an die Fensterstelleneinmündungen eine zugfeste, 7 bis 8 cm starke Abdichtung aus Eisentorkret, ähnlich wie der obere Stollen. Nur wurden hier nicht zusammengeschweißte geschlossene Ringe für die Bewehrung verwendet, sondern die mit umgebogenen und überstehenden Enden versehenen gekrümmten Rundeisenstücke von 14 bis 22 mm, ausnahmsweise 36 mm Durchm., wurden im Abstände von 6 bis 8 cm spiralförmig angeordnet.

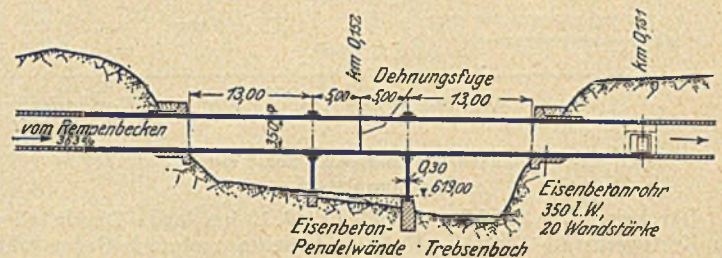


Abb. 21. Druckrohr-Brücke über den Trebsenbach.

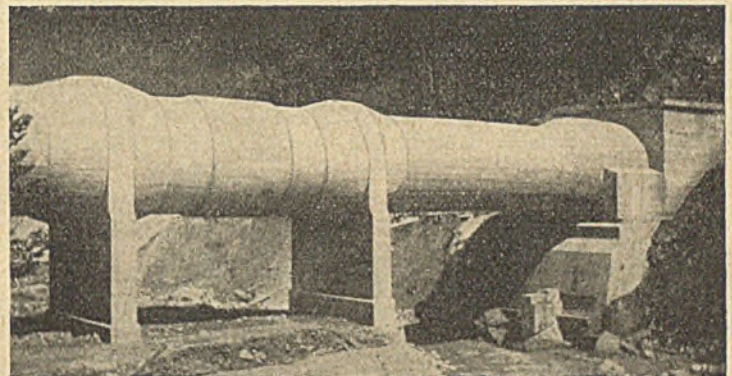


Abb. 22. Ansicht der Druckrohr-Brücke über den Trebsenbach.

Besonders bemerkenswert ist die Stelle, an der der Druckstollen den Lauf des Trebsenbaches kreuzt (Abb. 11 u. 19). Der Druckstollen überbrückt hier als biegungsfestes Eisenbetondruckrohr auf etwa 30 m Spannweite mit zwei Zwischenstützen den Bach (Abb. 21 u. 22). Diese Pfeiler waren während des Baues als Pendelstützen ausgeführt, ebenso war während des Baues in der Mitte zwischen den Stützen eine das Schwinden des Betons berücksichtigende Dehnungsfuge angeordnet, die nach Fertigstellung des Bauwerks mit einem breiten Torkretring von etwa 10 cm Stärke überdeckt wurde; ebenso wurden dann die Pfeiler zu festen Mauern ausbetoniert. Abmessungen und Anordnung der Anschlüsse sind ohne nähere Erklärung aus Abb. 21 ersichtlich.

Das Wasserschloß, ähnlich ausgebildet wie das der oberen Stufe, erhebt sich am Ende eines rechts abzweigenden Reservoirstollens; kurz hinter dem Wasserschloß setzt das sogenannte „Hosenrohr“ an, d. h. die Gabelung, die den Wasserzufluß in zwei Stränge teilt, die dann hinter dem Apparatenhaus als eiserne Druckrohrleitung zum Krafthaus Siebnen führen.

Es ist beabsichtigt, später auch das Wasser des Trebsenbaches durch einen 2750 m langen Zuleitungsstollen unmittelbar dem Wasserschloß der oberen Stufe zuzuleiten, um es im Kraftwerk Rempen wirtschaftlicher als durch das Heraufpumpen ausnutzen zu können.

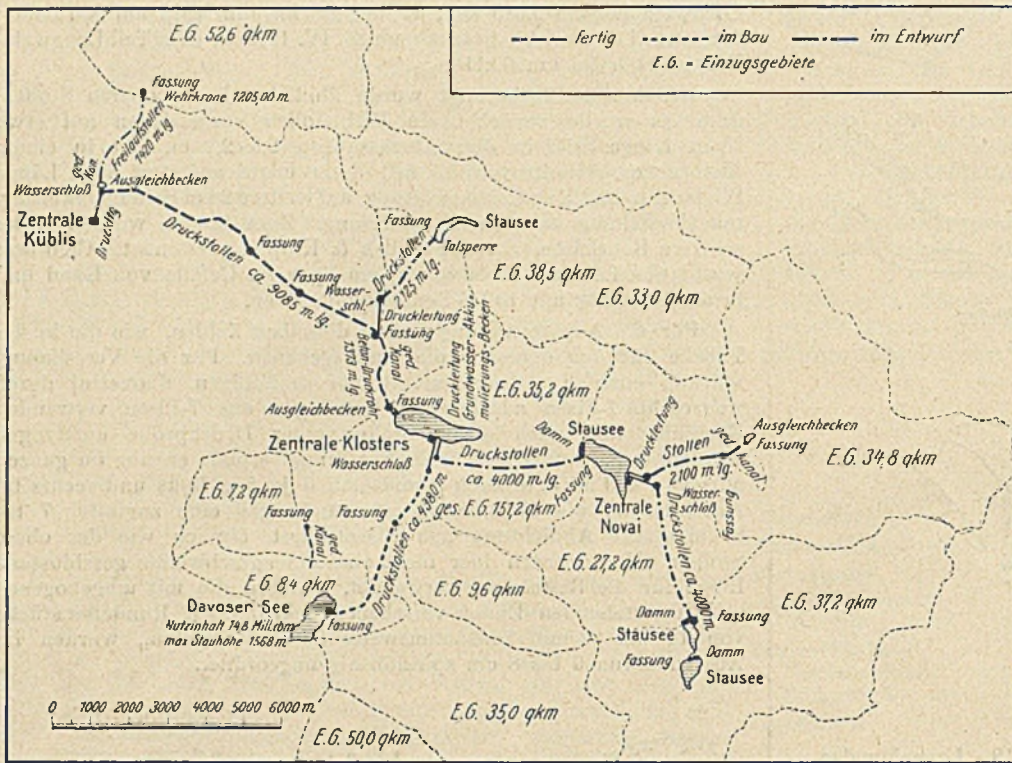


Abb. 23. Lageplan der Bündener Landquartwerke.

Die Kraftwerkstufe Davos—Klosters der Bündener Landquartwerke.

Der bereits im Betriebe befindliche rd. 10 km lange Druckstollen der Kraftwerkstufe Klosters—Küblis war schon mehrfach Gegenstand von Besprechungen im Schrifttum.⁶⁾ Er ist bemerkenswert geworden dadurch, daß hier, ebenso wie beim Amsteger Reuß-Druckstollen die Ergebnisse der Schweizer Untersuchungen über Druckstollen, die nach den Ereignissen am Ritomstollen vorgenommen worden waren, erstmalig verwertet wurden, indem nach den Vorschlägen der Schweizer

⁶⁾ Vergl. Schweiz. Bauztg. 1921, Bd. 78, Nr. 12: Die Landquartwerke der „Bündener Kraftwerke“; Effenberger, Über das Druckstollenproblem, Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1923, Nr. 42/43.

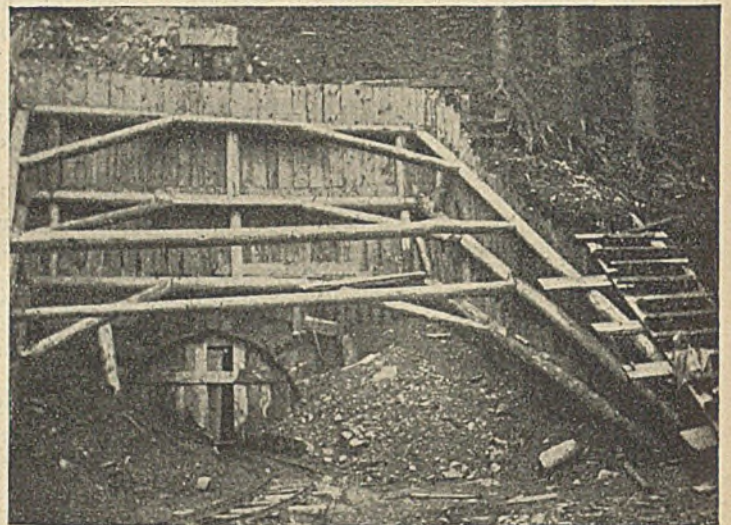


Abb. 25. Wegen Stilllegung der Bauarbeiten durch eine Tür abgeschlossener Stollenmund.

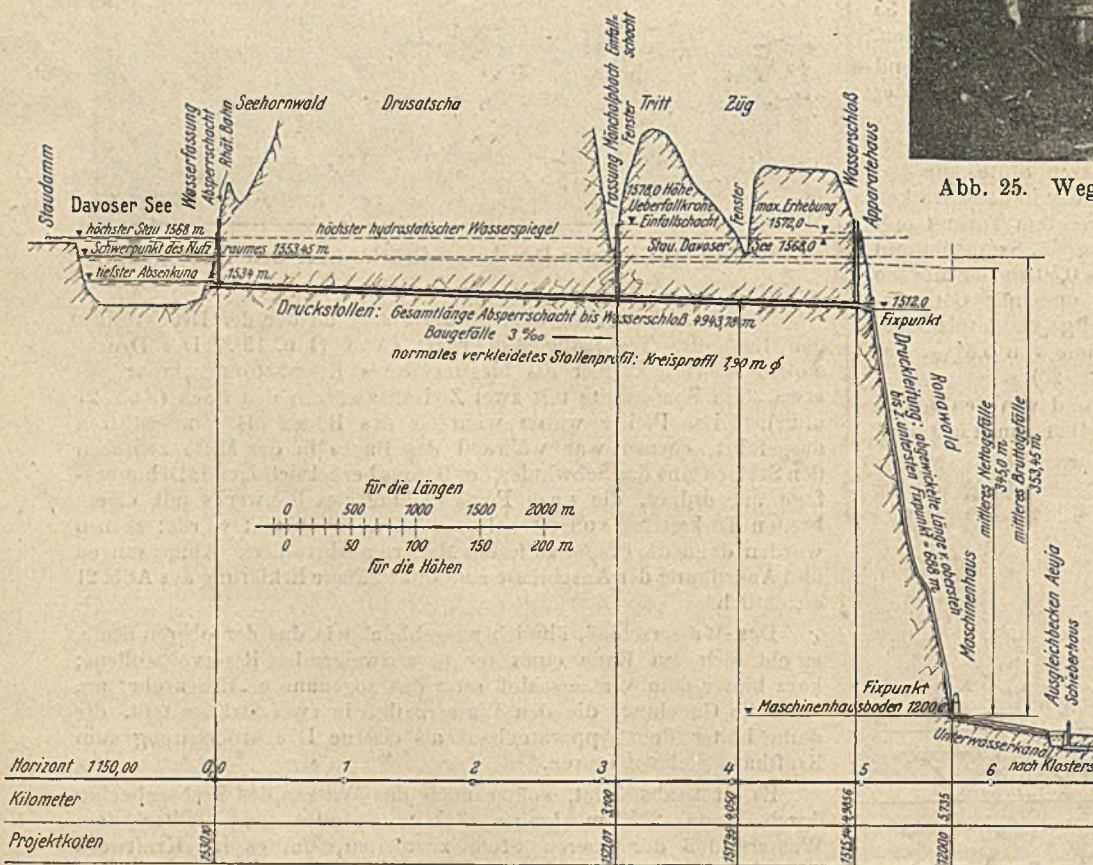


Abb. 24. Längsschnitt der Kraftwerkstufe Davos—Klosters.

Ingenieure Studer, Büchi und Maillart durch die ausführende Unternehmung Simonett & Co., Zürich, eine zugfeste Abdichtung ausgeführt wurde, wie sie gelegentlich der Besprechung des Druckstollens des Murgwerkes und des der unteren Stufe des Kraftwerkes Wäggital eben erwähnt wurde.

Im Bau befindlich ist jetzt die Stufe Davos—Klosters (Abb. 24), leider infolge finanzieller Schwierigkeiten stark verzögert. Nachdem mit den Arbeiten bereits im Frühjahr 1921 begonnen war, mußten sie im Oktober 1923 unterbrochen werden und ruhten auch noch zur Zeit der Besichtigung durch den Verfasser im August 1924 vollständig. Abb. 23 zeigt den durch eine Tür verschlossenen Stollen am unteren Ende.

Um das Einlaufbauwerk im Trockenen herstellen zu können, war der Spiegel des Davoser Sees durch Pumpen abgesenkt worden, gleichzeitig war der Schiebersecht hergestellt worden, so daß jetzt bei gefülltem See der Absperrschieber unter Druck steht.

Der damals vollkommen durchgeschlagene, aber noch nicht fertig ausgekleidete, rd. 5000 m lange, hauptsächlich im Gneis liegende Druckstollen erhält einen lichten Kleinstdurchmesser von 1,90 m. Der Ausbruchquerschnitt betrug 3,8 bis 4,5 m². Ge-

bohrt wurde im Vortrieb mit zwei Sullivan-Prelluft-Bohrhämern D. P. 32 und auch mit Flottmannhämern, Bohrlochdurchmesser etwa durchschnittlich 33 mm. Gesprengt wurde mit Telsit, einem Ammonsalpeter-Nitroglyzerin-Sprengstoff von ähnlicher Zusammensetzung wie die schon erwähnten Schweizer Sprengstoffe Gamsit und Aldorfit; der Verbrauch belief sich auf 1,93 bis 2,65 kg für 1 m³ Ausbruch — nach freundlicher Mitteilung des entwerfbearbeitenden und bauleitenden Ingenieurbureaus Moor-Zürich.

Der Stollen wurde durch Abpressungen auf Wasserverluste geprüft. Es wurden dazu kegelförmige, aus Segmenten zusammengesetzte Abpreßdeckel von 12 mm Stärke und ähnlicher Bauart verwendet wie im Wäggital, und wie sie zum Schluß noch beschrieben werden sollen. Wo das Gestein genügende Standfestigkeit und Dichte hat, soll es ohne Ausmauerung bleiben und erhält nur zum Schutz gegen späteres Abbröckeln infolge Angriffs des durchfließenden Wassers eine dünne Torkretschicht. Da diese Schicht nicht etwa alle Vertiefungen

ausfüllt und Vorsprünge verschwinden läßt, sondern nur einen Überzug bildet, so wird der Querschnitt in diesen Strecken entsprechend größer belassen, etwa 2,20 m Durchm. und mehr.

Abb. 23 zeigt, in welchem Umfange die Gesamtanlage vergrößert werden soll.

Das Spullersee-Werk

ist bekannt geworden durch die umfassenden Versuche und Untersuchungen, die, im Hinblick auf die Rissebildungen in der Ausmauerung des Ritomdruckstollens, zur Erlangung einer geeigneten Druckstollenverkleidung vorgenommen wurden.⁷⁾

Abb. 26 zeigt seine Lage nördlich Station Danöfen der Arlbergbahn, für deren Elektrisierung es auch in erster Linie vorgesehen ist, und zwar gemeinsam mit dem Ruetzwerk auf der Ostseite des Arlberges⁸⁾, südlich von Innsbruck. Das Spullersee-Werk erhält einen Speicher von 12 m³ Nutzinhalt. Dieser wird geschaffen durch den Bau zweier Schwerkraftstaumauern, einer südlichen von 34 m höchster Höhe, 278 m Kronenlänge und 57 000 m³ Inhalt aus Stampfbeton mit Steinblockeinlagen und einer nördlichen, der südlichen entsprechend ausgeführten, aber kleineren von 17 500 m³ Inhalt. Durch diese Mauern soll der Spiegel des etwa 19 m tiefen Spullersees von Höhe 1795 m über N.N. um 30 m auf 1825 m über N.N. gestaut werden. Das Einzugsgebiet beträgt 11,1 km², die Niederschlagsmenge 25 Millionen m³/Jahr. Der Abfluß geschieht durch den Spreubach in die Alsenz, einen kleinen Nebenfluß der Jll, die ebenfalls zu Wasserkraftgewinnung ausgenutzt wird.

Es wurde zunächst an der Baustelle der südlichen Sperrmauer ein 90 m langer Stollen von 2,2 m Höhe und 1,7 m Breite gegen die Seeseite zu vortrieben und der See durch diesen um 13 m bis auf Höhe 1782 m abgesenkt, um Staumauer und Einlauf-

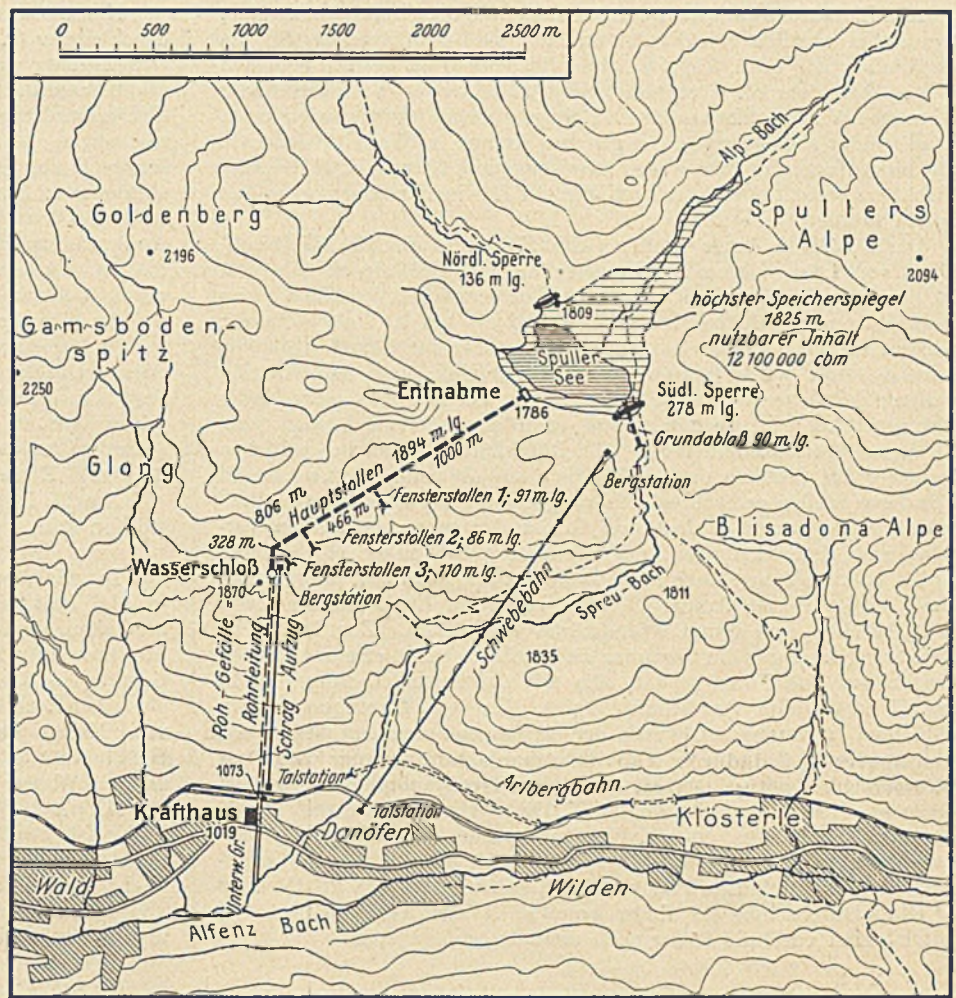


Abb. 26. Lageplan des Spullersee-Werks.

⁷⁾ Effenberger a. a. O.; Kargl, Zur Elektrisierung der österr. Bundesbahnen, Die Wasserkraft 1923, Nr. 23/24.

⁸⁾ Vergl. hierzu: Das Ruetzwerk, Selbstverlag der Unternehmung Innebrner & Mayer, Innsbruck 1924.

bauwerk im Trockenem ausführen zu können. Dieser Stollen dient dann, mit Rechen und Schieberkammer versehen und mit einem Eisenrohr von 1 m Durchm. und 8 mm Stärke, als Grundablaß (Abb. 27).

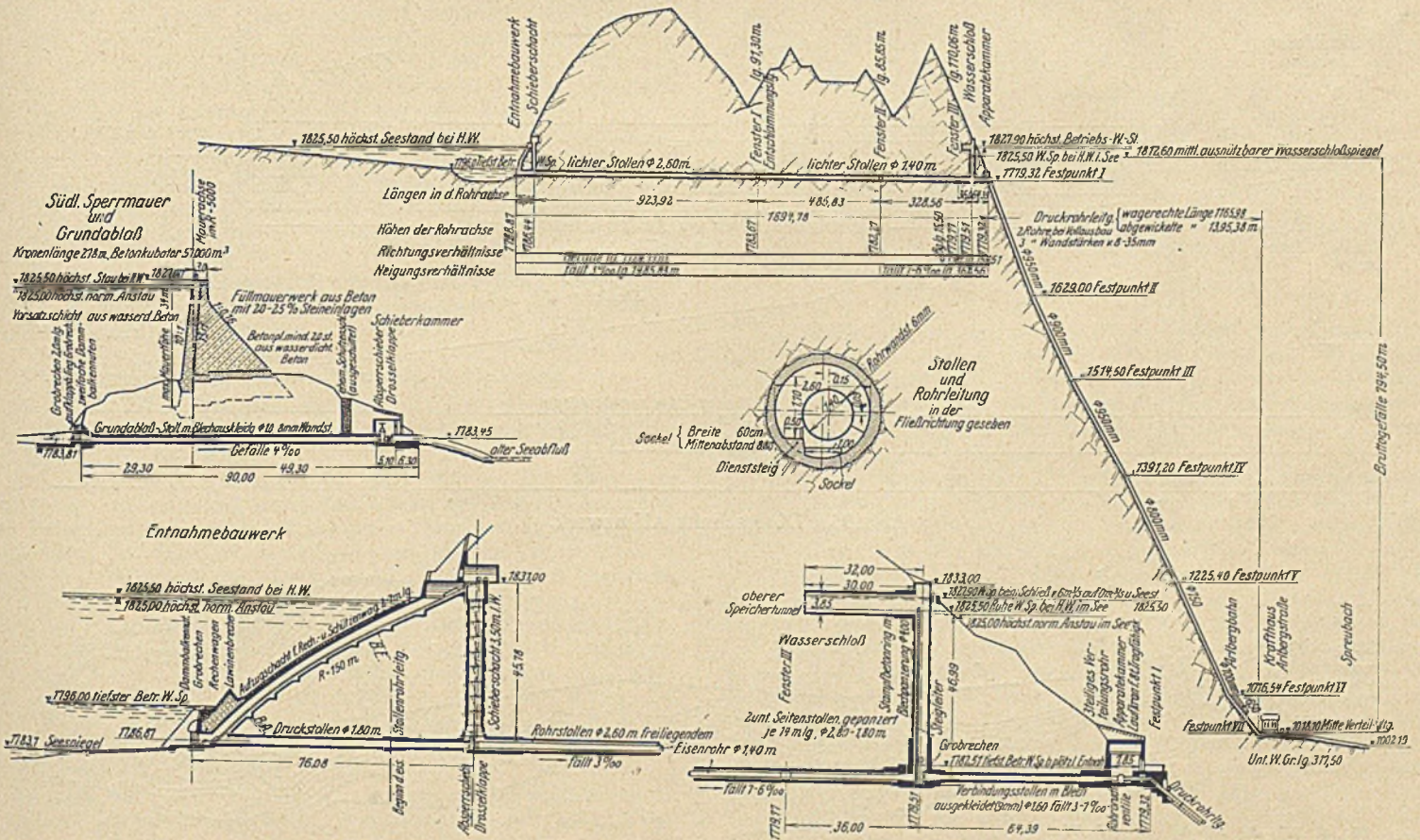


Abb. 27. Spullersee-Werk. Schnitt durch Gesamtanlage, Grundablaßstollen, Druckstollen, Entnahmebauwerk und Wasserschloß.

Das Einlaufbauwerk liegt um 3 m höher als der Grundablaßstollen, etwa 550 m westlich von diesem und der südlichen Sperrmauer. Es hat, ähnlich wie beim Wäggital, einen Rechenwagen, der auf Schienen in die über dem rd. 46 m hohen und 4,5 m weiten Schieberschacht befindliche Windwerkkammer zum Reinigen hochgezogen werden kann, unterscheidet sich aber von der gleichen Anlage im Wäggital dadurch, daß die Aufzugbahn hier wegen Lawinengefahr überdeckt als Schrägschacht hergestellt und über dem Einlauf Lawinenbrecher vorgesehen werden mußten (Abb. 27).

Der 1894,78 m lange Stollen (Abb. 27) war zunächst als Druckstollen von 1,8 m lichtigem Durchmesser für einen Größtdruck von rund 5 at geplant. Er liegt in Kreide, Lias-Fleckenmergel, Jurakalk, dann folgen Kössener Schichten, Plattenkalk und bis km 1,1 Hauptdolomit; während bis km 1,1 das Gebirge standfest, aber zur Zeit der Schneeschmelze stark wasserführend war, bis 400 l/Sek., und den Vortrieb in dieser Zeit sehr hemmte, war das Gestein der Dolomitstrecke häufig stark zerklüftet und zermürbt und erforderte starken Ausbau, zum Teil sogar Getriebezimmerung. Mit Rücksicht auf den bedenklichen Charakter des Gesteins und im Hinblick auf die beim Ritomwerk und an anderen Stellen gemachten Erfahrungen mit gerissenen Druckstollenauskleidungen wurde er dann auf Grund der schon erwähnten Versuche und Untersuchungen, auf die hier nicht näher eingegangen werden soll, zu denen auch Probeabpressungen gehörten, als gewöhnlicher ausbetonierter Tunnel mit frei verlegtem Eisendruckrohr von 1,4 m Durchm. und 6 mm Wandstärke ausgeführt. Zur leichteren Ausführung und um ihn begehbar zu machen, erhielt er einen lichten Durchmesser von 2,6 m, so daß sich mit der Ausbetonierung der in Abb. 27 dargestellte Querschnitt ergibt. Um ein Durchqueren von Schluchten zu vermeiden, wurde der Stollen entsprechend tief in das Gebirge gelegt; dadurch war die scharfe Krümmung kurz vor dem Wasserschloß nötig. — Drei Fensterstollen ermöglichten den Vortrieb von acht Stellen aus, der am 15. X. 1920 beim Einlauf mit Handbohrbetrieb begonnen wurde. Später wurde mit Flottnannbohrhämmer gebohrt. Der Vortrieb wurde durch Streiks, durch Wassereinbruch und durch Lawinen verzögert, so daß erst am 28. IV. 1922 der letzte Durchschlag stattfinden konnte. Nähere Angaben über den Vortrieb sind vorläufig leider noch nicht bekanntgegeben.

Nur auf das kurze Stück vom Einlauf bis zum Beginn der Stollen-druckleitung (Abb. 27) im festen Kreideschiefer wurde der Stollen als Druckstollen von 1,80 m lichtigem Durchmesser mit Betonausmauerung und Zementmörtelhinterpressungen ausgeführt. Betoniert wurde hinter Holzverschalung auf Lehrbogen aus T-Eisen. Anordnung und Abmessungen des Wasserschloßes mit zwei unteren, je 14 m langen senkrecht zur Stollennachse nach beiden Seiten abzweigenden, mit Eisen verkleideten Stollen und einem oberen 30 m langen „Speichertunnel“, sowie des 46 m langen Verbindungsstollens zwischen Wasserschloß und Apparatenhaus sind aus Abb. 27 ersichtlich. Die besprochenen Bauten wurden von der Innsbrucker Firma Innerebner & Mayer vorm. Riehl ausgeführt.

An das Apparatenhaus schließt dann vorläufig die zweiteilige, später dreiteilige, rd. 1700 m lange, von Thyssen, Mühlheim, gelieferte eiserne Druckrohrleitung, durch die das Wasser dem rd. 760 m tiefer liegenden Turbinen- und Krafthaus zugeführt werden wird, die im ersten Ausbau für Höchstleistung von 24 000 PS erbaut wird; im späteren Ausbau sollen drei weitere Maschinensätze für ebenfalls 24 000 PS Höchstleistung zur Aufstellung kommen.

Am 26. I. 1925 soll das Werk erstmalig in Probetrieb genommen worden sein.

Das Alfenzwerk.

In nächster Nähe des entstehenden großen Spullersee-Werks ist im Mai 1924 nach Entwürfen des Ingenieur-Bureaus Sonderegger, St. Gallen, dem auch die Bauleitung übertragen ist, mit dem Bau von Stollenanlagen für ein Kraftwerk der Vorarlberger Zementwerke Lorüns G. m. b. H., Bludenz begonnen worden. Um das Wasser der Alfenz, eines bei Lorüns in der Nähe von Bludenz, am Ausgang des Tales von Montafone in die Jll mündenden Nebenflusses, und ihr Gefälle von 61 m zwischen Radin und Lorüns nutzbar zu machen, soll ihr Wasser bei Radin mit Hilfe eines Stauwehrs gefaßt werden. Die Alfenz hat bei Radin ein Einzugsgebiet von etwa rd. 170 km²; das Wehr soll zwei Öffnungen von 12,5 m erhalten, die durch bewegliche Segmentschützen verschließbar gemacht werden. Es soll durch dieses Wehr ein Becken von etwa 16 000 m² Oberfläche bei einer Stauböhe von 2,25 m über der heutigen Bachsohle geschaffen werden. Von diesem Becken soll das Wasser, 5 m³/Sek., nachdem es durch eine Ent-

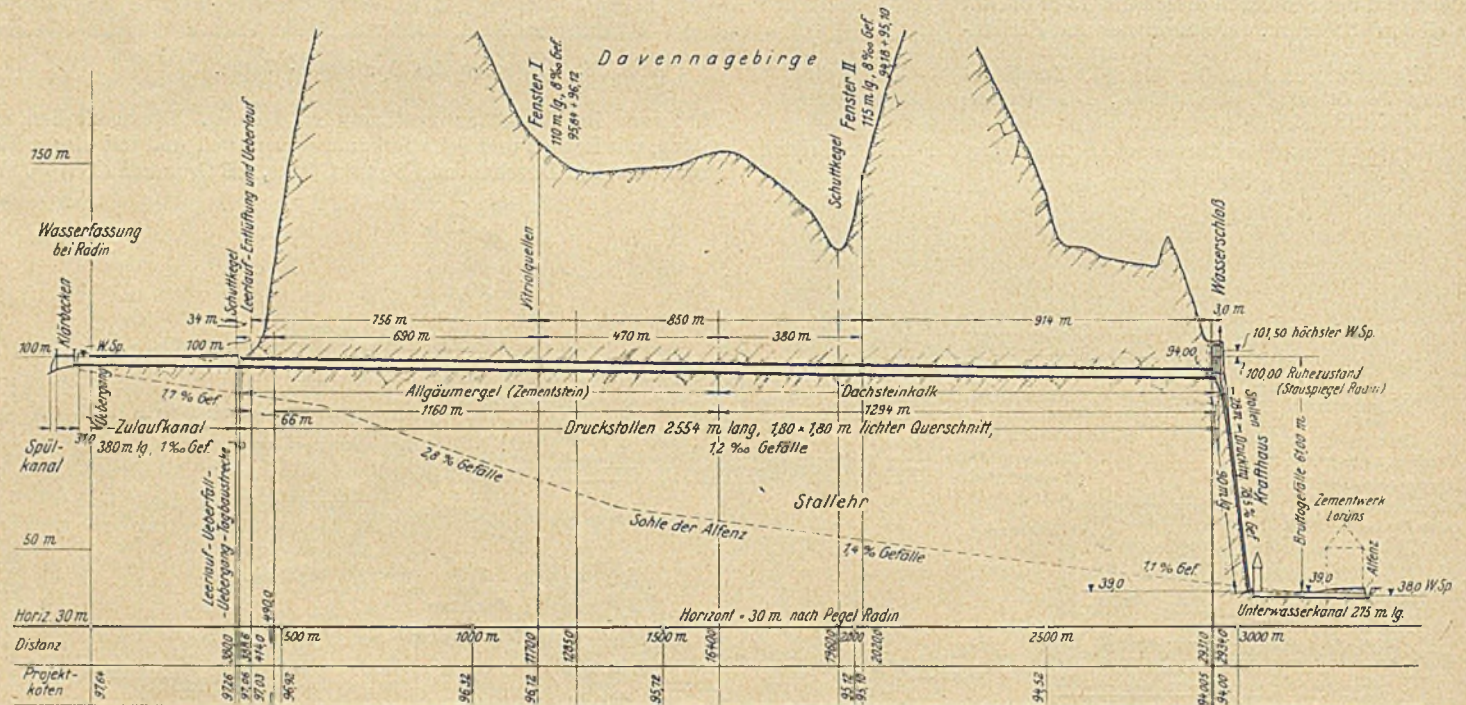


Abb. 28. Längsschnitt Alfenzwerk.

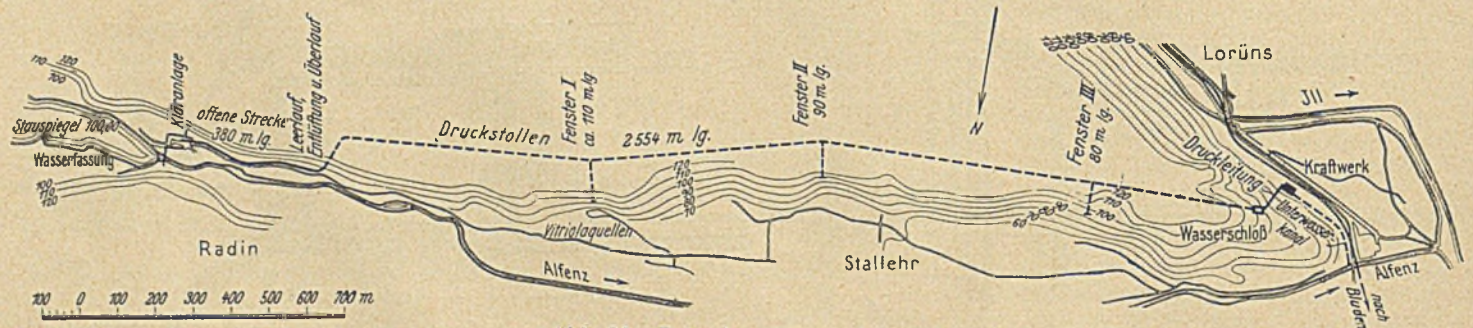


Abb. 30. Lageplan Alfenzwerk.

sendungsanlage gelaufen, zunächst durch einen 380 m langen offenen Zulaufkanal, dann durch einen 2554 m langen Stollen zu einem Wasserschloß und durch eine 90 m lange Druckrohrleitung mit 78,5‰ Gefälle, die auf 28 m in einen Schrägschacht zu liegen kommen soll, zum Krafthaus geleitet werden.

Da auch bei gestauter Alfenz der Stollen nur unter geringem Druck stehen wird (vergl. die Höhenangaben in Abb. 28), so erhält er ein für die Ausführung bequemes, von der Kreisform abweichendes Profil. In Abb. 29 sind die vorgesehenen Ausmauerungsquerschnitte dargestellt.

Der am Hang liegende Stollen konnte außer am Einlauf und von der Stelle des Wasserschlosses aus noch von sechs weiteren Angriffspunkten aus vorgetrieben werden, indem vom Hang aus

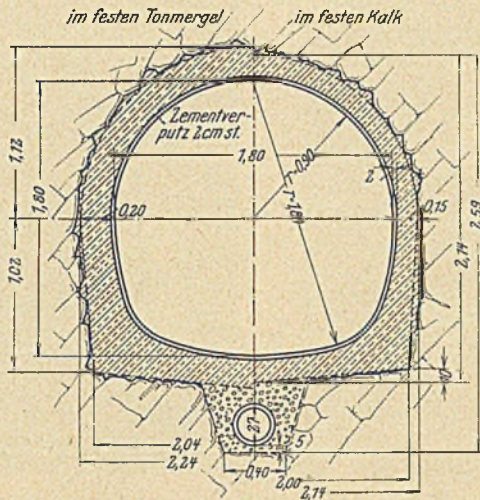


Abb. 29. Beabsichtigte Ausmauerungsquerschnitte für den Alfenz-Zulaufstollen.

quer zur Stollenachse drei Fensterstollen von 110, 90 und 80 m Länge aufgeföhren wurden, von denen aus dann nach beiden Seiten der Hauptstollen getrieben wurde (Abb. 30). Dieser erhält ein Gefälle von 1,2‰ bei einem Ausbruchquerschnitt von 4 bis 5 m² und liegt im Dolomit (entgegen Abb. 28) im Algäumergel und Dachsteinkalk. Der Ausbruch kann zum großen Teil — ein gewiß selten vorkommender Fall — in dem Zementwerk unmittelbar zur Zementfabrikation verwendet werden. Für den im Mergel liegenden Fensterstollen II würde ebenso wie für den Hauptstollen am Einlauf in Dolomit zu Beginn Handbohrung mit je zwei zweimännigen Schlagbohrern, Fäustelgewicht 1,5 bis 3 kg, 30 mm Durchm. angewendet, dann beim Einlauf ein Böhler-Preßlufthammer und im übrigen je zwei Flottmann-Hämmer, Bohrlochdurchmesser 30 bis 40 mm. Es wurden im Dolomit je Angriff 9 bis 12 von Hand 0,80 bis 0,90 m lange und mit Bohrhammer 1,0 m lange Löcher gebohrt, im festen Kalk 0,65 m lange von Hand und 1,0 m lange mit Bohrhammer, und zwar 11 bzw. 17 bis 18 Stück bei einem schon genannten Ausbruchquerschnitt von rd. 4 m². Gesprengt wurde mit österreichischem Dynamit I von gleicher oder ähnlicher Zusammensetzung wie das deutsche und mit Dynamon, einem Ammonsalpetersprengstoff (bei 87‰ Ammonsalpetergehalt) von gleicher Zusammensetzung wie unser Ammonit.⁹⁾

Der Verbrauch betrug durchschnittlich im Dolomit etwa 2,20 kg Dynamit und 0,55 kg Dynamon für 1 m³ Ausbruch, im festen Mergel 1,95 Dynamit und 0,55 Dynamon, im Dachsteinkalk 2,0 bis 3,1 Dynamit und 0,53 bis 0,87 kg Dynamon nach Mitteilung des Bauleitenden, Ingenieur Hew. Der Einbruch wurde italienisch, d. h. oben geschossen.

Die Arbeiten werden ausgeführt von den Vorarlberger Zementwerken Lorüns G. m. b. H. „en régie cointéressée“ mit der Unternehmung Innerebner & Mayer, Innsbruck.

Das Bärenwerk bei Bruck-Fusch in Salzburg.

Es wurde erbaut von der Salzburger A.-G. für Elektrizitätswirtschaft mit finanzieller Unterstützung der Württembergischen Elektrizitäts-A.-G. in Stuttgart.

Das „Bärenwerk“, so benannt nach der in der Nähe entspringenden „Bärenquelle“, nutzt das Wasser der Fuschler Ache aus, eines Nebenflusses der Salzach, zwischen dem aus zwei Gasthöfen bestehenden, landschaftlich schön gelegenen kleinen Ort Ferleiten in Höhe 1123 m über N.N. und Dorf Fusch in Höhe 835,37 m über N.N. mit einem Nutzgefälle von 275,38 m. Das 69,1 km² große Einzugsgebiet liegt innerhalb der Erhebungen der Glocknergruppe der Hohen Tauern (Abb. 31) und deren Gletscher, die auch im Winter einen Kleinabfluß von 1,2 m³/Sek. gewährleisten, in den Sommermonaten, Juni bis September, während der Schneeschmelze, einen Abfluß bis zu 6 m³/Sek. Die Maschinenanlagen im Krafthaus sind für Leistungen bis zu 10 700 PS gebaut, und es soll eine Jahres-Energiemenge von 40 Millionen kWh gewonnen werden.

Da man sich nicht dazu entschließen konnte, das allen Touristen wohlbekannte Ferleitener Tal, den Ausgangspunkt zahlreicher Berg-

wanderungen in das Gebiet der Hohen-Tauern, zugunsten eines Stausees zu opfern, trotzdem es sich wohl dazu eignen würde, wurde die Wasserfassung ohne Stau mit beweglichem selbsttätigem, 10 m weitem Dachwehr, Patent Huber & Lutz, ausgeführt, unmittelbar südlich Ferleiten in Höhe von 1120 m über N.N., anschließend daran das Einlaufwerk, das grobe Sinkstoffe vor Eintritt in den Stollen zurückhält. Durch einen 420 m langen Freispiegel-Zulaufstollen fließt das Wasser zunächst in eine nach Patent Büchi angelegte Entsandungsanlage, wo es von allen Sinkstoffen befreit wird. Von hier wird es durch einen 3600 m langen kreisrunden Stollen von 1,8 m lichtigem Durchmesser mit einem Gefälle von 1,17‰ zu Wasserschloß, Apparatenkammer, zur eisernen Druckrohrleitung und durch diese hinab zum Krafthaus geführt (Abb. 33).

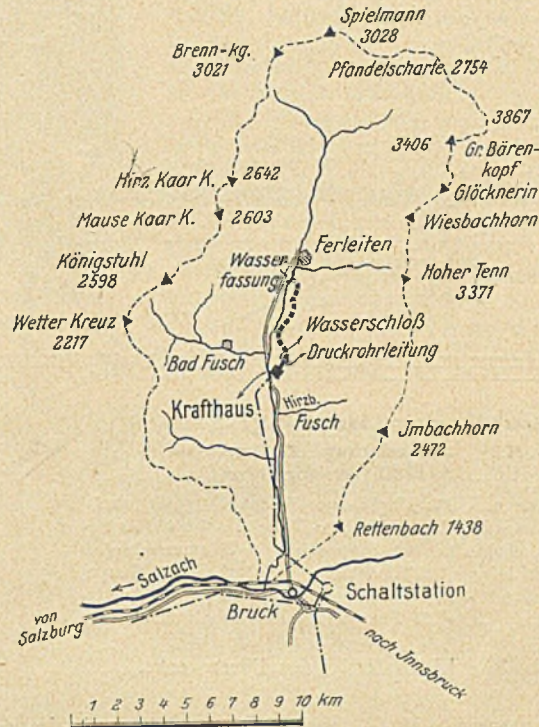


Abb. 31. Einzugsgebiet des Bärenwerks bei Bruck Fusch.

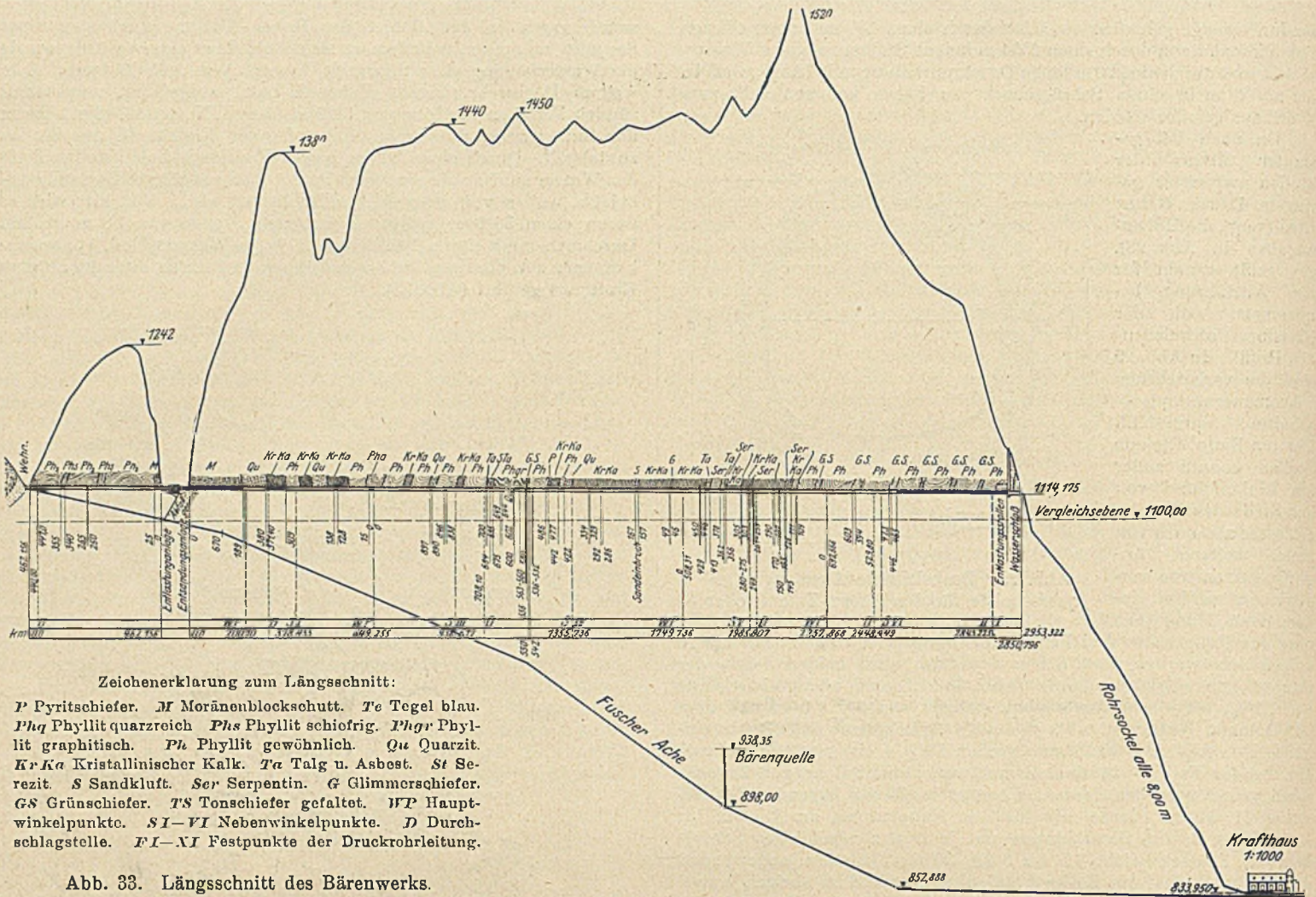


Abb. 32. Lageplan des Bärenwerks.

Die Stollen liegen hauptsächlich in hartem, mit Quarzadern durchsetztem, wasserführendem Urgebirgskalk der „Heuwand“, eines Ausläufers des „Hohen Tenn“. Serezit, Serpentin, der teilweise verwittert und asbestartig war, und Einsprengungen von Schwefelkies kamen auch vor. Das ausgebrochene Gestein war zum großen Teil zur Betonaufbereitung verwendbar.

Der Hauptstollen wurde von acht Stellen aus vorgetrieben, da durch drei Fensterstollen außer den beiden Enden sechs weitere Angrifforte geschaffen worden waren. Gebohrt wurde in schwerem Gestein anfangs zum Teil mit elektro-pneumatischen Ingersoll-Temple-„Pulsator“-Bohrmaschinen, in der Hauptsache jedoch mit Böhler-Preßluft-Bohrhämmer B. H. 140, 15 kg schwer, und schweren Demag-Hämmer. Da die Pulsatormaschine im engen Stollen zu sperrig ist, und den Bohrbetrieb verzögert, weil nur jeweils ein Loch gebohrt werden kann, während im Bohrhammerbetrieb im 4-m²-Stollen zeitweise drei Maschinen gleichzeitig arbeiten konnten, wurde sie wieder aufgegeben. Im Kalk wurde mit einfachen Meißelschneiden gebohrt, Bohrlochdurchmesser durchschnittlich rd. 40 mm, im Quarzit jedoch mußte mit vier- und sechsschneidigen Kronenbohrern gearbeitet werden, und trotzdem war der Bohrkronenverbrauch dort erheblich, nach Mitteilung auf der Baustelle für 30 bis 40 Stück für 1 m Bohrloch. Die Brust erhielt im Kalk für jeden Angriff 12 bis 14 Löcher von 1,0 bis 1,1 m Länge. Der Einbruch wurde oben — „italienisch“ — geschossen mit Sprenggelatine. Im übrigen wurde zum Sprengen Dynamit OHg

⁹⁾ Lfd. Nr. 19 der Liste A der amtlichen Textausgabe des Grubensicherungsamts im Preußischen Ministerium für Handel und Gewerbe.



Zeichenerklärung zum Längsschnitt:

P Pyritschiefer. *M* Moränenblockschutt. *Te* Tegel blau. *Phq* Phyllit quarzreich. *Phs* Phyllit schiefzig. *Phgr* Phyllit graphitisch. *Ph* Phyllit gewöhnlich. *Qu* Quarzit. *KrKa* Kristallinischer Kalk. *Ta* Talg u. Asbest. *St* Serzicit. *S* Sandkluft. *Ser* Serpentin. *G* Glimmerschiefer. *GS* Grünschiefer. *TS* Tonschiefer gefaltet. *WP* Hauptwinkelpunkte. *SI-VI* Nebenwinkelpunkte. *D* Durchschlagstelle. *FI-XI* Festpunkte der Druckrohrleitung.

Abb. 33. Längsschnitt des Bärenwerks.

verwendet, das nach Mitteilung der Österr. Sprengmittelmonopol-Verwaltung folgende Zusammensetzung hat:

- 52 bis 56 % Nitroglyzerin,
- 1,5 bis 3 % Kollodiumwolle,
- 35 bis 40 % Alkalinitrate,
- 3 bis 6 % Holzmehl.

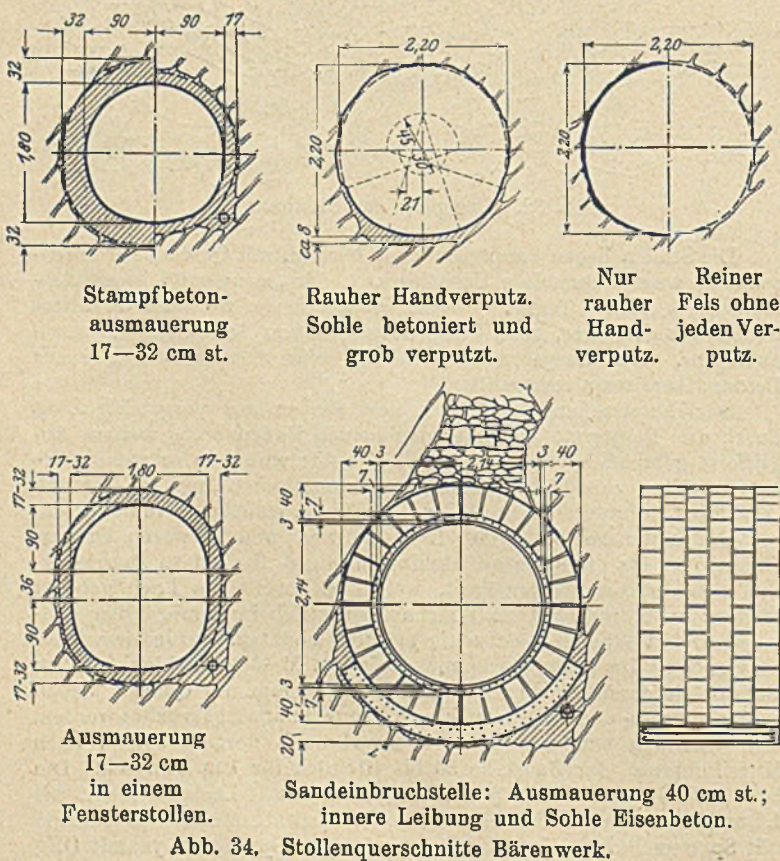


Abb. 34. Stollenquerschnitte Bärenwerk.

Der Verbrauch betrug für 1 m³ Ausbruch im festen Kalk nach freundlicher Mitteilung des bauleitenden Ingenieurs Kellner 3,8 bis 4 kg, dazu 8 m „Sumpzfünzschnur“ und 6,5 Stück Sprengkapseln Nr. 6.

Zur Erleichterung des Aufladens der Ausbruchmassen wurde vor dem Sprengen vor Ort jeweils ein Schutterblech verlegt. Gefördert wurde bis zu 600 m von Hand auf Gleis von 60 und 70 cm Spurweite, über 600 m Entfernung mit benzol-elektrischen Lokomotiven „Gebus“ der Maschinenfabrik M. Gelinek-Salzburg. Die zu kurzen, nur 2 m langen Gleisstücke führten verschiedentlich zu Achsbrüchen; die verschiedenen Spurweiten waren nicht vorteilhaft. Gelobt wurde die „Gebus“-Lokomotive, über die in der Schlußbetrachtung noch etwas zu sagen sein wird. Der letzte Durchschlag des Stollens fand in feierlich begangener Weise am 24. IV. 1924 statt.

Da der Stollen in seinem untersten Teil, beim Wasserschloß, unter einem Höchstdruck von 0,6 at steht, so erhielt er nur stellenweise eine nicht bewehrte, bis 30 cm starke Betonverkleidung im Mischungsverhältnis 1:7 bis 1:9 (Abb. 34).

Als Verschalung dienten Holzbretter auf hölzernen Lehrbögen, dort „Ramenaden“ genannt, im Scheitel für das Stampfen in der Achsrichtung hölzerne, etwa 60 cm lange Querbretter (Abb. 35). In den übrigen Strecken wurde der Stollen zum Teil unverkleidet gelassen; auch von einem dichtenden Torkretverputz oder -überzug, der gegen ein etwaiges Abbröckeln des durch das Sprengen doch teilweise etwas zermürbten Gesteins Sicherheit geben würde, wurde aus Ersparnisrücksichten Abstand genommen. Es ist zu wünschen, daß die Betriebserfahrung diese Rücksicht später rechtfertigen läßt.

Das Wasserschloß besteht aus einem bis zur Oberfläche geführten 40 m hohen Schacht von 3 m Durchm. und Entlastungsstollen. Abb. 36 zeigt den Blick vom Entlastungsstollen gegen den Steigschacht des Wasserschloßes. Die Querrippen im Vordergrund sollen zur Aufnahme seitlichen Bergdrucks dienen. An das Wasserschloß schließt sich dann die Apparatenkammer an mit den selbsttätigen Absperrvorrichtungen der beiden Druckrohre von 700 und 800 m lichtigem Durchmesser.

Die Bauarbeiten, bereits im Frühjahr 1921 begonnen, wurden mehrfach durch die Geldentwertung und die dadurch bedingten Einschränkungen stark verzögert. Erst Ende des Jahres 1924 ist die Anlage so weit fertiggestellt worden, daß die Turbinen erstmalig am



Abb. 35. Holzverschalung mit kurzen Querbrettern im „Scheitel“ für das „Vor-Kopf-Betonieren“.

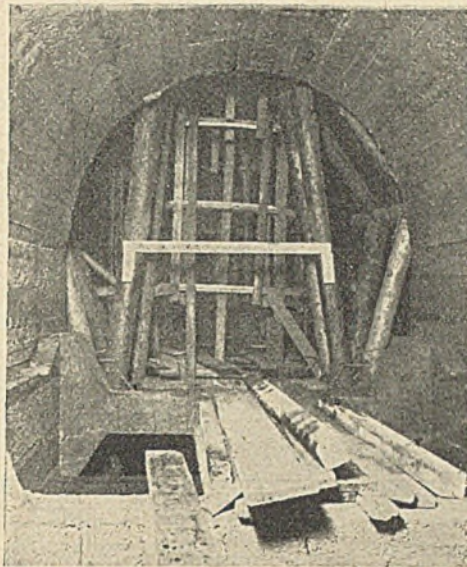


Abb. 36. Blick vom Entlastungsstollen gegen den Schacht des Wasserschlosses.

einer Torkretschicht abgedichtet ist, zu einem Becken von 2,5 Millionen m³ gestaut. Zur Trockenlegung der Baustelle wurde auch hier zunächst ein Umlaufstollen, 77 m lang, vortrieben, der der fertigen Stauanlage dann als Grundablaß dient und daher durch zwei eiserne Schützen verschließbar gemacht worden ist.

Von dem Staubecken wird das Wasser durch einen 2415 m langen Druckstollen von 3,3 m² lichtigem, kreisförmigem Querschnitt, 2,05 m Durchm., mit einem Gefälle von 1 ‰ zu dem Wasserschloß geleitet. Dieser Stollen liegt auf dem linken Strubklamm-Ufer, im festen Hauptdolomit, in dem eine Auszimmerung — außer in einer Lehmspalte — während des Vortriebs und Ausbaues nicht erforderlich war. Näheres ist aus Abb. 39 ersichtlich.

Der Wasserandrang war mäßig. Der Vortriebquerschnitt betrug einschließlich des Wassergrabens 4,8 m². Es wurde zum Teil von Hand und zum Teil mit je zwei Flottmann- und Ingersoll-Preßluft-Bohrhämern B. A. R. 33 gebohrt. Gesprengt wurde mit Dynamit; der Sprengmittelverbrauch betrug nach Mitteilung der Bauleitung, Ingenieur Mayrhofer, im Durchschnitt 2,8 kg Dynamit für 1 m³ Ausbruch, dazu 5,2 m Zündschnur und 4,6 Stück Sprengkapseln. Ge-

16. XII. 1924 probeweise im Krafthaus in Betrieb gesetzt werden konnten.

Die genannten Bauwerke wurden hergestellt von der Unternehmung Pittel & Brausewetter, Wien.

Das Bärenwerk ist seit 18. XII. 1924 im Betrieb.

Das Strubklamm-Werk.

Ebenfalls von der Salzburger A.-G. für Elektrizitätswirtschaft mit finanzieller Unterstützung der Württembergischen Elektrizitäts-A.-G. in Stuttgart wurde dieses Werk erbaut zur Ausnutzung des Almbachwassers als oberste Stufe zu dem bereits seit dem Jahre 1913 in Betrieb befindlichen Wiestal-Werk, südöstlich der Stadt Salzburg¹⁰⁾ (Abb. 37).

Das Wasser des Almbachs, das bis dahin dem Wiestalstausee unbenutzt zufließt, wird nunmehr in der Strubklamm bei Faistenau durch eine 80 m lange, 36,5 m hohe und mit 75 m Halbmesser gekrümmte Staumauer aus Stampfbeton, die auf der Wasserseite mit

¹⁰⁾ Vergl. hierzu: Mayrhofer, Das bestehende Wiestal-Werk, Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1923, Nr. 11/12.



Abb. 40. Zweiteilige, eiserne Lehrbogen mit Holzverschalung. Im Scheitel Blechtafeln, quer verlegt für Gewölbeschluß.

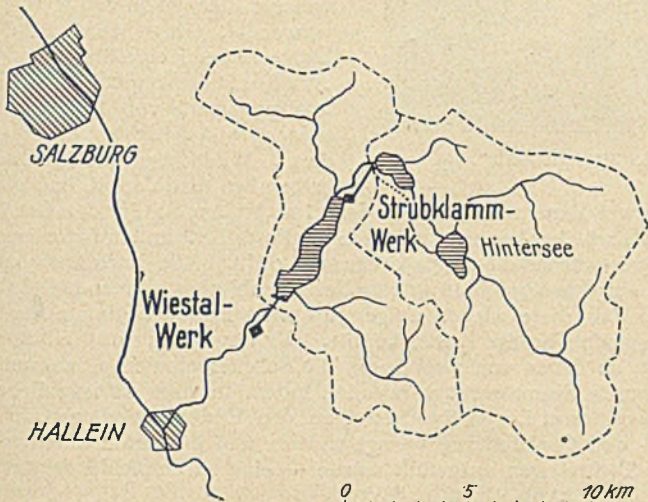


Abb. 37. Lageplan des Strubklammwerks.

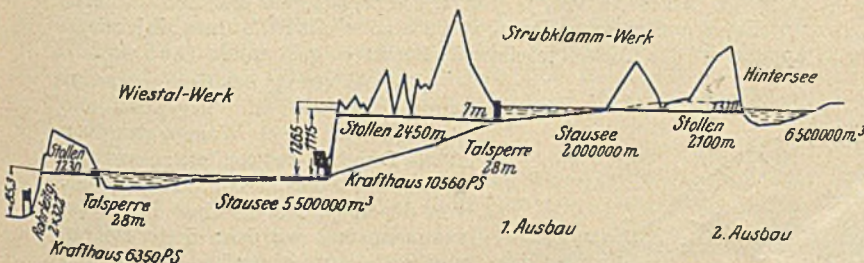
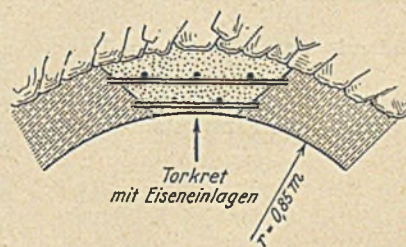


Abb. 38. Längsschnitt Wiestal- und Strubklammwerk.



fördert wurde auf 60-cm-Gleisen nur von Hand, da der Stollenquerschnitt für Lokomotivförderung zu klein war, und zwar mit Muldenkippern von 0,75 m³ Fassungsvermögen, die aber meistens mit 0,9 m³ beladen wurden. Für die

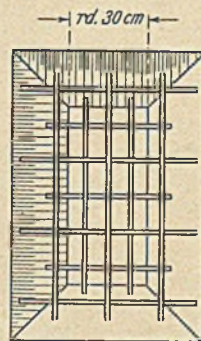


Abb. 41. Gewölbekunstschluß (Schematisch).

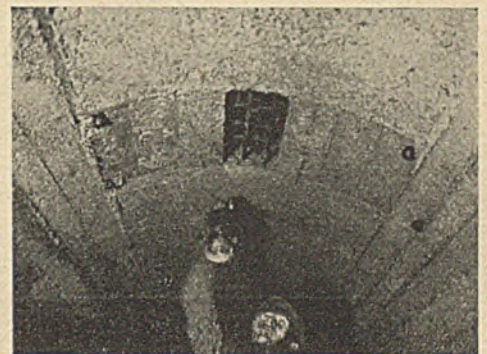


Abb. 42. Gewölbekunstschluß. Rohrstützen für Mörtel-injektionen.

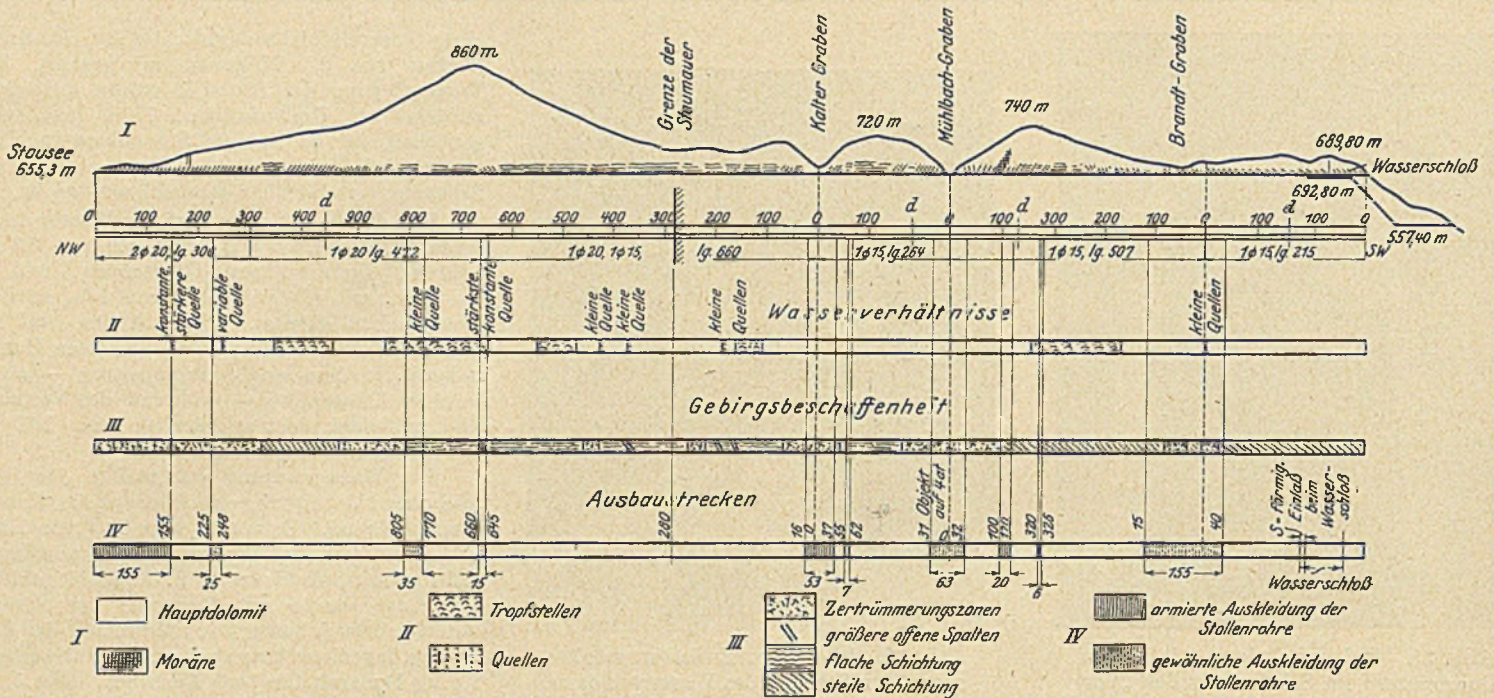


Abb. 39. Geologisches Profil des Druckstollens Strubklammwerk.

Betonierung später wurden dann Holzkastenwagen von 0,6 m³ Inhalt verwendet, deren Kopfwände beweglich angeordnet waren, wodurch das Entladen erleichtert wurde. Diese Wagen erwiesen sich auch insofern als zweckmäßig, als sie in dem engen Stollen mit herabgeklappten

wegen der Entwässerung im steigenden Teil mit 2‰ und im fallenden mit 0‰ vorgetrieben, so daß die Stollensohle nicht ein durchgehendes Gefälle von 1‰ hat, sondern mehrere, wenn auch unmerkliche Knickpunkte. Er erhielt auf seine ganze Länge eine im Mittel 30 cm starke

Verkleidung aus Stampfbeton 1:6 (250 kg Zement je 1 m³ Mischung) mit 2 cm starkem Verputz, Mischungsverhältnis 1:2, und Glattstrich, Mischungsverhältnis 1:1 mit Zementeinschliff. Es wurde zum Betonieren zum Teil der ausgebrochene Dolomit, vermisch mit Bachkies und Bachsand verwendet; und zwar wurde hinter Holzverschalung auf Eisenlehrbogen betoniert. Für den Gewölbeschluss wurden an Stelle der in der Längsrichtung verlegten Schalbretter quer verlegte Blechtafeln von 0,60 · 1,0 m verwendet, d. h. es wurde auf 60 cm Länge und auf eine Breite von 1 m „vor Kopf“ gestampft. Diese Blechtafelspannweite von 1 m, die eine besondere Aussteifung des Bleches durch Winkeleisen nötig machte, hatte aber den Vorteil, daß gleich-

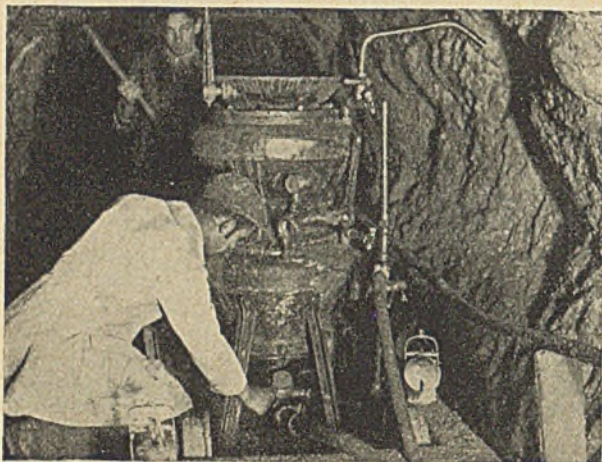


Abb. 43. Mörtel-Hinterpressungen mit „Injektionsapparat, System Torkretgesellschaft“.

Kopfwänden kein unübersteigbares Hindernis für den Durchgangsverkehr bildeten.

Der Vortrieb geschah von den beiden Enden und vom Fensterstollen aus. Der Hauptstollen wurde von dem Fensterstollen aus

zeitig zwei Mann auch noch in dem 1 m breiten Schlitz des Gewölbescheitels arbeiten konnten, wodurch der Fortschritt in den Betonierungsarbeiten etwas beschleunigt worden sein soll (Abb. 40). Nach Ausschaltung zeigte der Gewölbeschluss infolge des Eisenbleches eine so glatte Oberfläche, daß diese wieder aufgeraut werden mußte, damit der aufzubringende Verputz haften konnte. Als Gewölbekunstschluss an den Stellen, an denen von zwei Seiten die Scheitelbetonierung zusammentraf, wurde Eisentorkret verwendet, indem in dem übriggebliebenen Hohlraum zwei Lagen Rundeisen, an den Enden umgebogen, in der Längs- und Querrichtung verlegt wurden und der Raum durch mehrfaches Torkretieren ausgefüllt wurde — eine zu empfehlende Art der Ausführung (Abb. 41, 42 u. 43).

Um auch alle, auch durch das Schwinden des Betons entstandenen Hohlräume zwischen Ausmauerung und Fels auszufüllen, wurden dann noch im Abstände von je 1 m Hinterpressungen mit Zementmörtel und Zementmilch unter Druck von 2 bis 5 at mit Hilfe eines „Injektionsapparates“ der Torkretgesellschaft Berlin vorgenommen (Abb. 43).

Für Ableitung des Gebirgswassers wurden ein seitlich liegendes und streckenweise zwei Wasserrohre von 20 cm Durchm. verwendet, zusammengesetzt aus Stücken von 30 cm Länge, von denen je drei zu einer Röhre zusammengefaßt wurden; diese Röhren wurden dann stumpf gestoßen und mit Steinbrocken umlegt, um auch

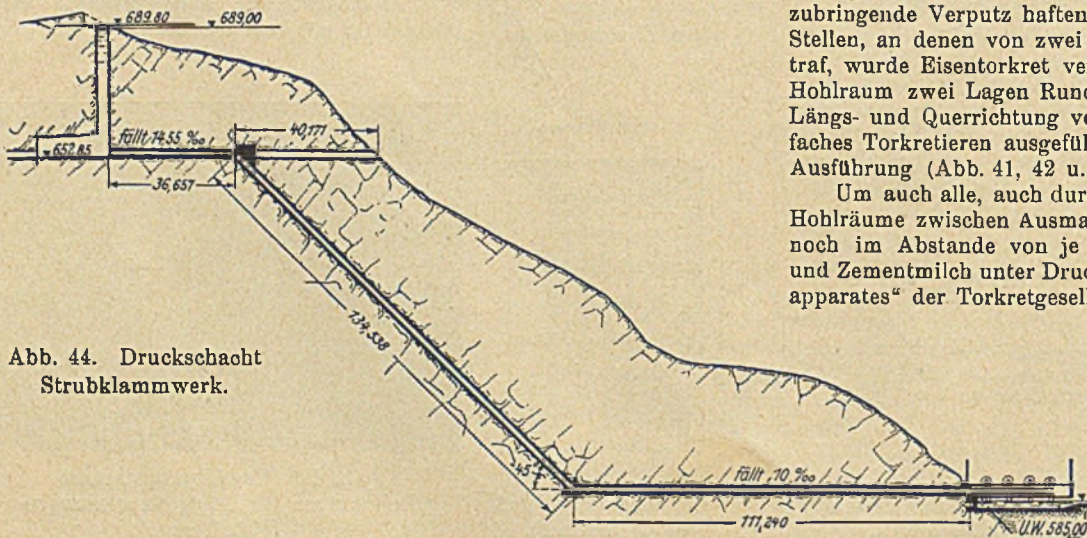


Abb. 44. Druckschacht Strubklammwerk.

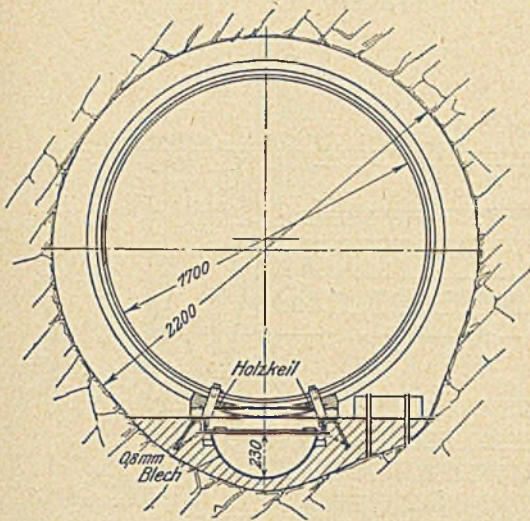


Abb. 45. Anordnung im Druckschacht für Gußbeton und Rohrbeförderung.



Abb. 46. Herablassen eines eisernen Verkleidungs-Rohrstückes im Druckschacht.

dem im Beton befindlichen Sickerwasser den Abfluß zu ermöglichen; Quellwasser wurde durch Tonrohre von der Felswand zum Abflußrohr geleitet.

Das Wasserschloß besteht aus einer 16 m hohen, 6 m breiten und etwa 20 m langen unteren Kammer und einem Steigeschacht mit Überlauf. Vom Wasserschloß führt nun zunächst ein 35 m langer Druckstollen von 1,70 m lichtigem Durchmesser zu dem Kennzeichen des Strubklamm-Werks, dem 134,538 m langen Druckschacht (Abb. 44). Man hatte sich hauptsächlich aus wirtschaftlichen Erwägungen heraus für einen im Felsen verlaufenden Druckschacht an Stelle einer über Tag verlegten eisernen Druckrohrleitung entschieden, da im Jahre 1920, als die Frage ob Druckschacht oder Druckrohr zur Erörterung stand, die hohen Eisenpreise eine Druckschachtausführung rechtfertigten, zumal die Art des Gesteins gegen die Ausführung keine Bedenken aufkommen ließ. Der Schacht ist unter 45 Grad angelegt, so daß bei dem von unten angesetzten Vortrieb der Ausbruch die Schräge hinuntergleiten konnte, um dann durch den anschließenden 111 m langen Stollen herausgeführt zu werden. Sowohl Schacht wie unterer, im Gefälle von 10‰ liegender Abschlußdruckstollen von ebenfalls 1,7 m lichtigem Durchmesser erhielten eine Betonverkleidung mit Eisenrohr, und zwar der Schacht eine solche von 25 cm Stärke mit 4 m langen Rohrschüssen, in der Stärke zunehmend von 7 bis 25 mm je nach der Lage im Schacht. Die Rohrschüsse wurden von oben auf einer zuerst hergestellten Bahn aus Beton, in der Winkelisen 80 · 80 als Schienen verankert waren, mit Hilfe von Gleitböcken herabgelassen (Abb. 45 u. 46) und durch Innenmuffen mit Bleiwolleabdichtung miteinander verbunden. Innerhalb dieser Gleitbahn wurde eine Rinne ausgebildet, in der der zur Betonierung zwischen Rohr und Gebirge nötige Gußbeton herabfließen konnte. Als Mischung wurde ein Verhältnis von 250 bis 300 kg Zement auf 1 m³ Beton angewendet. Das Anbringen und Betonieren eines Rohrschusses von 4 m Länge dauerte einen Tag zu zwei 10-Std.-Schichten. Die Rohrschüsse des unteren Anschlußdruckstollens, der ebenfalls, außer dem Beton Eisenauskleidung erhielt, wurden durch Flanschen miteinander verbunden.

Die bautechnischen Arbeiten wurden von der Unternehmung Pittel & Brausewetter, Wien, ausgeführt.

Im Krafthaus kommen zunächst zwei Francis-Spiralturbinen zu je 2280 PS und eine zu 6000 PS Höchstleistung durch die Firma Voith, St. Poelten, zur Aufstellung.

Die Arbeiten, mit denen bereits im November 1920 begonnen war, mußten Weihnachten 1921 wegen der allgemeinen Geldentwertung vollständig eingestellt werden und ruhten 1922, wurden dann 1923 zunächst mit beschränkten Mitteln weitergeführt und dann, wie erwähnt, mit Unterstützung der Württembergischen Elektrizitäts-A.-G. und schließlich mit Hilfe von zwei englischen Krediten (220 000 Pfd.) zu Ende geführt. Die Gesamtkosten beliefen sich auf rd. 43 Mill. Mark. Am 20. XII. 1924 wurde der Betrieb des Strubklamm-Werks in feierlicher Weise eröffnet.

Durch einen für später beabsichtigten zweiten Ausbau des Strubklamm-Werks kann noch das Wasser des Hintersees ebenfalls nutzbar gemacht werden, indem dieser in 13 m Tiefe durch einen 2 km langen Stollen angebohrt und die entsprechende Wassermenge nach dem Strubklamm-Stausee geleitet werden soll (Abb. 38).

Das Mühlkraftwerk Partenstein

bezwckt die Ausnutzung der Wasserkräfte des Baches „Die große Mühl“, der am Südwestabhange des Böhmer Waldes entspringt und etwa 30 km nördlich Linz auf der linken Seite in die Donau mündet. Sein Einzugsgebiet beträgt 506 km², und er weist am Ende seines Laufes auf 10 km ein Gefälle von 138 m auf. Ein bei Langhalsen geschaffener Stausee mit einem höchsten Staupiegel von 456 m über N. N., einer Tiefe von 9 m und einem Inhalt von 735 000 m³ ermöglicht einen Tages- und Wochenausgleich bei einer ständigen Ausnutzung von mindestens 15 m³/Sek., etwa sechs Monate hindurch sogar bis 22,5 m³/Sek. Die beiden im ersten Ausbau zur Aufstellung kommenden Maschinensätze sind für Höchstleistungen bis zu 28 000 PS bemessen, nach späterer Aufstellung eines dritten Maschinensatzes werden die Leistungen bis auf 38 000 PS gesteigert werden können. Der Stau wird bewirkt durch ein Schützenwehr in der Nähe von Neufelden von 105 m Länge und 10,5 m Höhe mit selbsttätigem Klappenüberfall von 1,60 m Höhe und 4 m Breite; er erforderte außerdem eine Hebung des Bahnkörpers der Eisenbahnstrecke nach Aigen-Schlegel auf eine Länge von 800 m und die Beseitigung des größten Teils der kleinen Ortschaft Langhalsen (Abb. 47), die außerhalb des Staueerraumes wieder aufgebaut wird, ähnlich wie der Ort Innertal bei den besprochenen Wäggital-Anlagen in der Schweiz. Zur Entnahme des Wassers dient ein rd. 5740 m langer Druckstollen mit einem lichten Durchmesser von 2,95 bzw. 2,80 m, dessen Einlauf mit Grob- und Feinrechen sowie Absperrmöglichkeiten durch Dammbalken und Schützen sich etwa 250 m flussaufwärts des Wehres befindet. Der öfter sein Gefälle wechselnde Stollen (Abb. 48) durchfährt fast durchweg harten standfesten Granit des böhmischen Massivs, der teilweise

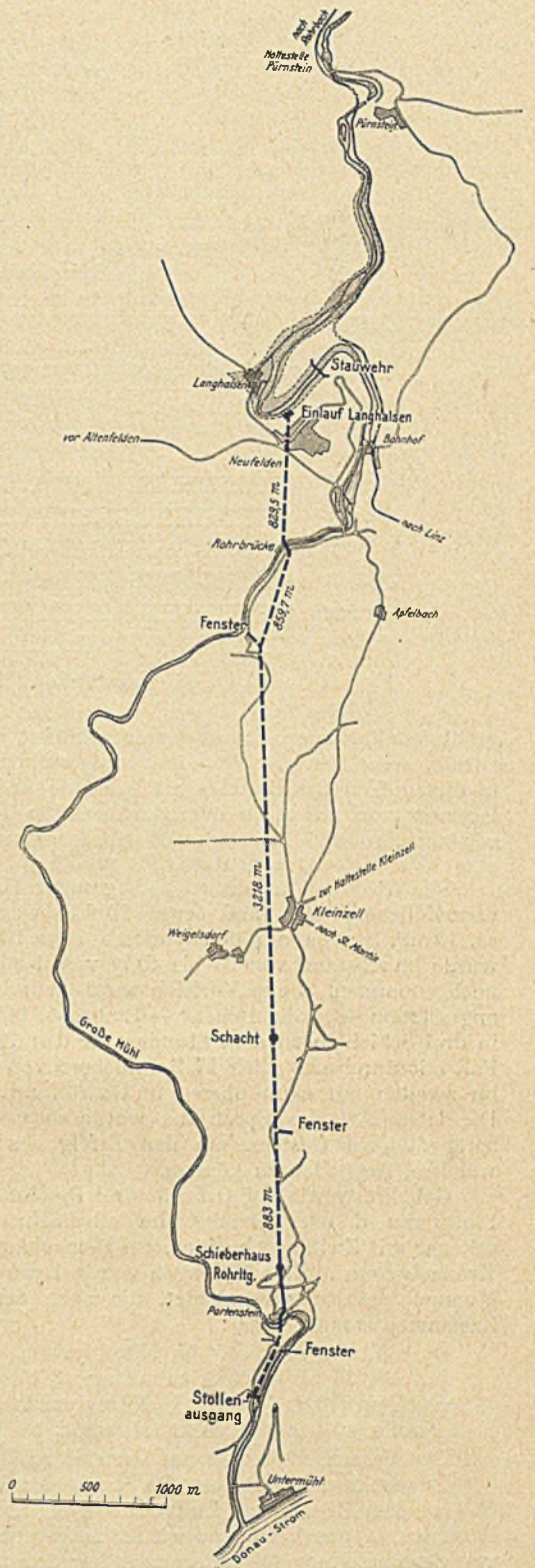


Abb. 47. Lageplan Partensteinwerk.

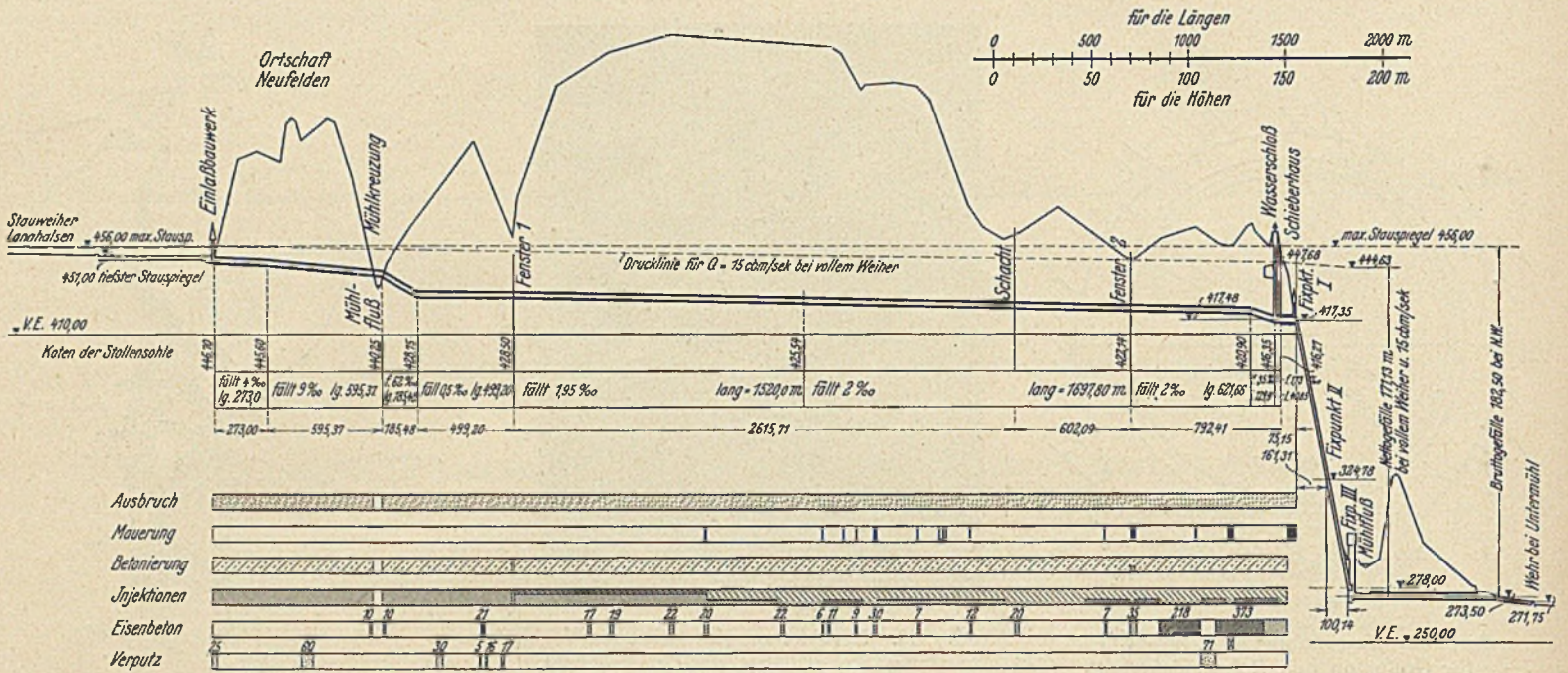


Abb. 48. Längsschnitt Partensteinwerk mit Übersicht der ausgeführten Druckstollenverkleidungen.

grobkristallin, kompakt und wenig geklüftet war, teilweise aber feinkörnig, zerklüftet, zerrieben und wasserführend. Der Stollen wirkte in diesem Teil des Gesteins als Drainage und ließ trotz einer Überlagerung von 160 m in dem darüberliegenden Gelände die Quellen versiegen, so daß für etwa 500 Menschen und für das Vieh eigens eine Wasserleitung gebaut werden mußte.

Der Ausbruchquerschnitt betrug unter Berücksichtigung des unvermeidlichen, sich auf etwa 20 % belaufenden Mehrausbruchs rd. 10 m², wovon auf den Vortrieb etwa 90 % entfielen; der Rest wurde im Abstand von 20 bis 40 m von der Brust durch Firstschüsse nachgenommen. Beim Vortrieb wurde teils im Vollangriff mit oben angesetztem — „italienischen“ — Einbruch, teils in zwei Halbgriffen in drei Schichten zu acht Stunden für den Tag gearbeitet, im ersten Fall mit durchschnittlich 17 Bohrlöchern von 1,20 m mittlerer Länge, im zweiten mit neun oberen und zwölf unteren von 1,10 m Länge. Die letzte Art des Sprengens wurde angewendet in unregelmäßig sprengfähigem Gestein, um den Erfolg des Einbruchschießens einwandfrei feststellen zu können.

Geböhrt wurde vor Ort mit drei Preßluftbohrhämern Ingersoll, Flottmann E oder Demag, im allgemeinen mit Meißelschneiden, seltener mit Zwillingsschneiden, bei Demaghämmern mit 6-schneidigen Kronenbohrern. Zum Sprengen wurde Dynamit 0 oder I der Österr. Monopolverwaltung verwendet, die nach deren Mitteilung folgende Zusammensetzung haben:

- Dynamit 0: 25 bis 56 % Nitroglycerin, 1,5 bis 3 % Kollodiumwolle, 35 bis 40 % Alkalinitrate, 3 bis 6 % Holzmehl
- und Dynamit I: 48 bis 52 % Nitroglycerin, 1,5 bis 3 % Kollodiumwolle, 40 bis 45 % Alkalinitrate, 2 bis 6 % Holzmehl.

Der Verbrauch betrug im Vortrieb rd. 2 kg für 1 m³ Ausbruch. Es war auch im Anfang das Sprengen mit flüssiger Luft versucht und zu dem Zweck eine Luftverflüssigungsanlage aufgestellt worden. Doch wurde das Verfahren wieder aufgegeben und diese Maßnahme von der Bauleitung folgendermaßen begründet: „Es waren hinderlich:

weite Entfernung von der Erzeugungstelle (rd. 800 m), Abneigung der Leute gegen das neue Sprengmittel, geringe Wirkung beim Vortrieb in dem sehr harten, zähen Gestein und Unmöglichkeit des Abtuns vieler Schüsse bei der Profilmachung . . .“

Während der ganzen Bohrzeit wurde geschüttelt. Gefördert wurde auf 60 cm Spur z. T. mit Demag-Preßluftlokomotiven mit drei Zylindern für 16/6 at Arbeitsdruck; der Lokomotivdruckluftkessel wurde mit Druck von 180 at durch die Kompressoranlage des stillgelegten Luftverflüssigers gespeist, so daß die einmal erworbene Hochdruckkompressoranlage auf diese Weise noch ausgenutzt werden konnte. Die Preßluftlokomotiven hatten einen Aktionsradius von 6 km. Außerdem kam zur Anwendung die schon erwähnte benzolelektrische „Gebus“-Lokomotive der Maschinenfabrik M. Gelinek-Salzburg; diese wurde für zwei Spurweiten von 60 und 70 cm gebraucht. Beide Arten von Lokomotiven sollen sich anstandslos bewährt haben.

Der Druckstollen erhielt in seiner ganzen Länge Betonverkleidung in einer Mindeststärke von 20 cm, wobei für den Gewölbeschluß eiserne Blechverschalung angewendet wurde, in den Zertrümmerungszonen mit verwittertem, z. T. stark druckhaftem Granit, in denen mit eisernen Vortriebpfählen gearbeitet werden mußte, jedoch zunächst eine 40 cm starke Ausmauerung von Betonformsteinen und darunter eine 25 cm starke Eisenbetonverkleidung (Abb. 49). Außerdem wurde durch Probeabpressungen festgestellt, an welchen Stellen des Stollens Wasserverluste zu erwarten sein würden: an diesen wurde eine 7,5 cm starke Eisentorkretschicht in der schon besprochenen Weise aufgebracht, wie in Amsteg, Wäggital, Klosters usw., stellenweise auch nur glattgestrichener Torkretputz. Auf die ganze Stollenlänge erhielt die Ausmauerung mindestens eine einmalige Hinterpressung mit flüssigem Zementmörtel, im Mischungsverhältnis Sand zu Zement wie 2 : 1, dazu die gleiche Raummenge Wasser. Der Umfang der genannten Arbeiten ist am besten aus Abb. 49 ersichtlich.

Für die Hinterpressungen wurden drei verschiedene Systeme von „Injektionsapparaten“ verwendet:

1. System Kessel-schmiede - Richterswil-Schweiz mit mechanischem, durch Preßluftmotor angetriebenem Rührwerk, Luftverbrauch 2 m³/Min.,
2. System Torkretgesellschaft mit pneumatischem Umrühren des Mörtels (Brodeln) und
3. System Industrie-Werke Eisler & Warchalowsky - Wien; besonders das letztere Gerät, das ohne Rührwerk, nur aus einem 70 l fassenden Kessel

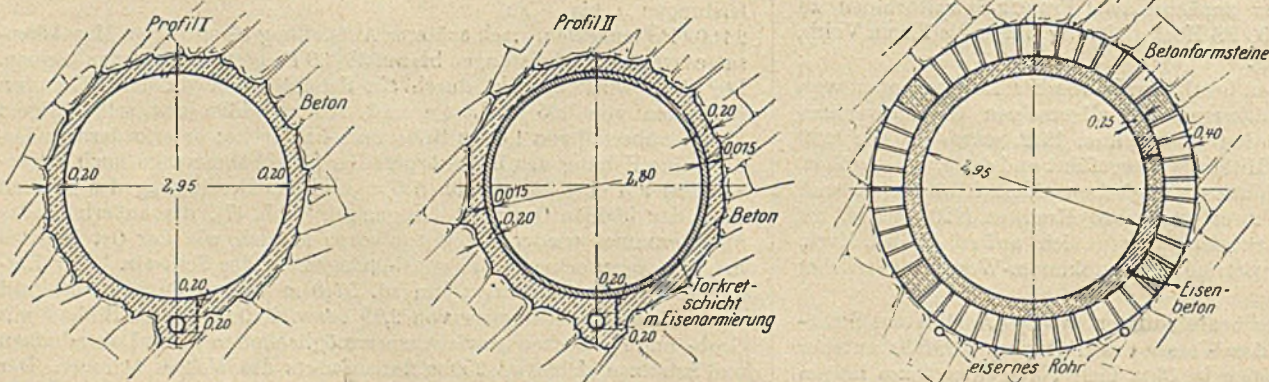


Abb. 49. Druckstollenquerschnitte Partensteinwerk.

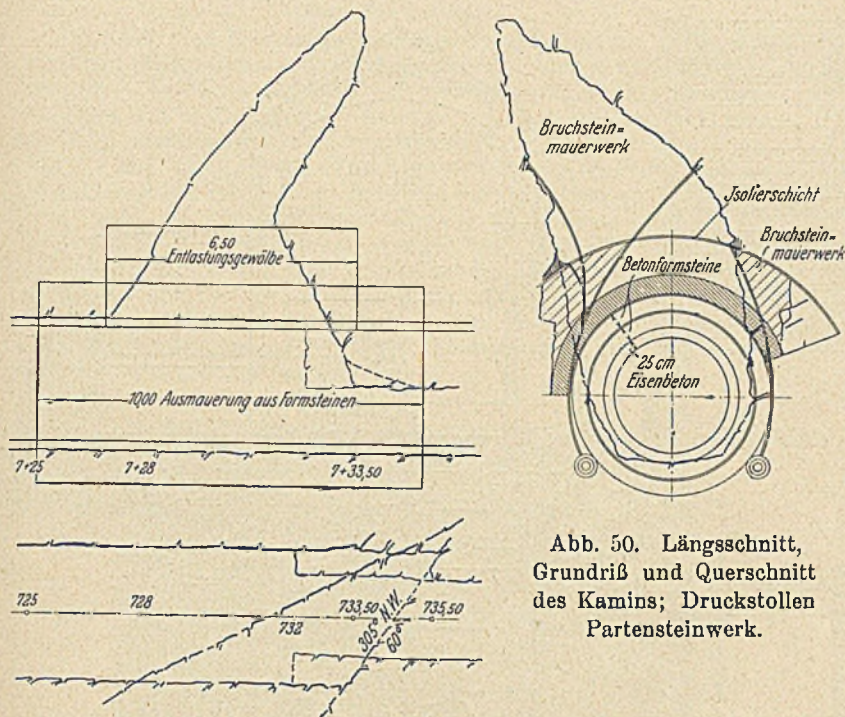


Abb. 50. Längsschnitt, Grundriß und Querschnitt des Kamins; Druckstollen Partensteinwerk.

mit entsprechenden Abschlüssen bestand, wurde besonders geschätzt wegen seines geringen Platzbedarfs, wegen seiner Einfachheit in der Bedienung, die ein rasches Arbeiten gestattete, und wegen seiner geringen Anschaffungskosten. Die Hinterpressungen wurden ausgeführt durch besonders gebohrte Löcher, in die das mit einem Abdichtungsteller versehene Schlauchmundstück eingeführt wurde, das

gründet, hatten hier die Untersuchungen auf einer Flußseite als Untergrund große Blöcke ergeben, so daß bei einer Gründung auf diesen ein gelegentliches Nachgeben des Widerlagers zu befürchten stand und mit Rücksicht darauf ein biegungsfestes Rohr sehr teuer hätte werden müssen. Es wurde daher nach dem Entwurf des technischen Direktors der ausführenden Oberösterreichischen Wasserkraft- und Elektrizitäts-Akt.-Ges. Ingenieur Schachermayr die Aufgabe in der Weise gelöst, daß Tragwerk von Druckleitung vollkommen getrennt wurde, indem das Tragwerk als Eisenbeton-Gerberträger ausgebildet und auf diesem ein eisernes Rohr beweglich gelagert wurde. Das Druckrohr, das auf beiden Seiten im Fels zunächst in ein Eisenbetondruckrohr übergang, hat in der Mitte eine Dehnungs- und Bewegungsmöglichkeit nach Staufferbuchsenart erhalten, so daß auch bei etwaigen Senkungen des linken Widerlagers, das mit Rücksicht auf diese Möglichkeit aus Eisenbeton ausgeführt wird, nachteilige Folgen für die Druckleitung nicht zu befürchten sind. Gesamtanordnung, Abmessungen und Ansicht des fertigen Bauwerks zeigen Abb. 51 u. 52.

Durch diese Bachkreuzung waren für den Stollenvortrieb zwei weitere Angriffspunkte gegeben. Der südliche wurde allerdings nicht benutzt, da der Stollen unmittelbar hinter der Kreuzung 62‰ Gefälle hat und wegen der leichteren Entwässerung nur von der entgegengesetzten Seite vorgetrieben wurde. Da außerdem noch von zwei Fensterstollen und von einem Schacht aus Angriffspunkte geschaffen waren, so waren schließlich ohnehin neun Stollenstrecken (Trumms) vorhanden,

an denen gleichzeitig gearbeitet wurde, um den Stollenvortrieb zu beschleunigen.

Das Wasserschloß besteht aus einem etwa 35 m hohen Steigschacht von 4 m Durchm., unterer und oberer, etwa 40 m langer Kammer, die, um Luftstöße zu vermeiden und den Wasserabfluß zu beschleunigen, konisch ausgebildet sind.

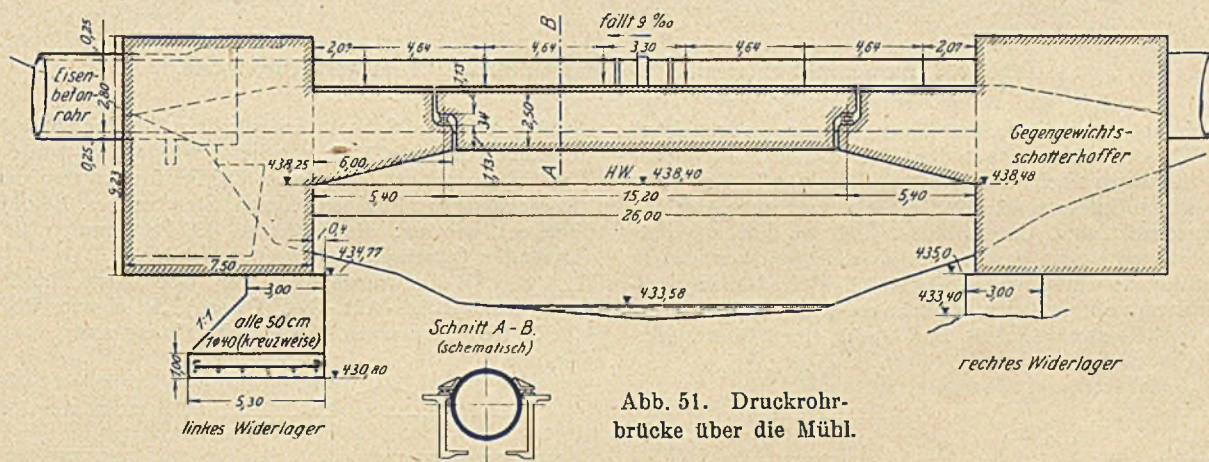


Abb. 51. Druckrohrbrücke über die Mühl.

mit Hilfe einer Art Spannsäule während der Injektion festgehalten wurde; und zwar wurde für die erste Hinterpressung das genannte Mörtelgemisch verwendet; wo der Beton danach noch hohl klang, wurde eine zweite vorgenommen mit einer Mörtelmischung von 1 T. Sand zu 1 T. Zement und schließlich eine dritte mit reiner Zementmilch.

Erwähnenswert ist der bei km 0,732 angetroffene Kamin (Abb. 50), der wasserführend und angefüllt mit zerrütteten Massen, ausgeräumt und besonders durch ein 6,50 m langes, 1,50 m starkes Entlastungsgewölbe abgefangen werden mußte. Die Hohlräume wurden mit Bruchsteinmauerwerk ausgefüllt, nachdem die Quellen gefaßt und nach den in der Sohle liegenden Rohren abgeleitet worden waren. Unter diesem Gewölbe erhielt dann der Stollen auf eine Länge von 10 m wegen des unzuverlässigen Gebirgszustandes noch eine besonders starke Auskleidung aus zwei Ringen Betonformsteinen zu je 40 cm und darunter 25 cm Eisenbeton.

Ähnlich wie bei den Wäggitäl-Anlagen mußte auch hier der Druckstollen einen Flußlauf kreuzen — die Mühl. Aber während dort das Bauwerk biegungsfest ausgebildet wurde, weil auf festem Fels ge-

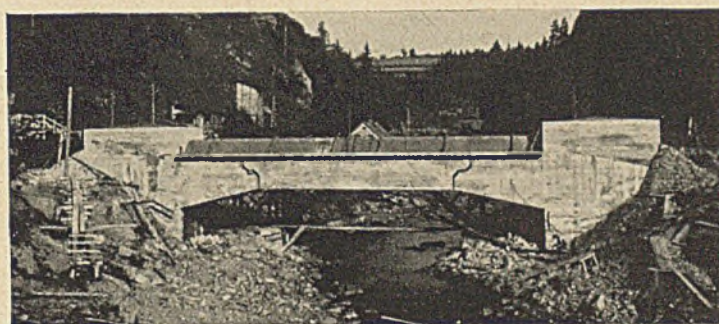


Abb. 52. Ansicht der Druckrohrbrücke über die Mühl.

Ein besonderes Kennzeichen des Kraftwerks Partenstein ist sein in drei Stockwerken in einem 22 m tiefen Schacht angeordnetes Maschinenhaus; im untersten Teil sind die Turbinen, im mittleren die Drucklager der senkrechten Turbinenwellen und im oberen die Generatoren aufgestellt (Abb. 53). Diese senkrechte Anordnung wurde gewählt, um die Abmessungen der Ausschachtung möglichst gering zu halten. Das Unterwasser wird durch einen Ablaufstollen, der die Mühl unterfährt, in einen offenen Kanal von 100 m Länge und dann der Mühl zugeführt. Durch diese Anordnung des Tieflegens der Turbinen in einen Schacht war es möglich, weitere 17 m Gefälle und damit im ganzen 171,13 m von einem Rohgefälle von 182,50 m nutzbar zu machen. Gegen Gebirgswasser und gegen das Wasser der Mühl wurde mit vollem Erfolge eine sorgfältige Isolation und Sickersvorrichtung angeordnet: Die Mauerwände aus Eisenbeton erhielten an der Gebirgsseite zunächst einen 2 cm starken geschliffenen Verputz von Zement, darauf mehrere Lagen von Dachpappe mit Asphaltanstrich und zwischen diesen und dem Gebirge Stampfbeton, um den satten Anschluß zu erzielen; in dem wasserdurchlässigen Beton befinden sich nun überdeckte Rinnen mit leichtem Gefälle,

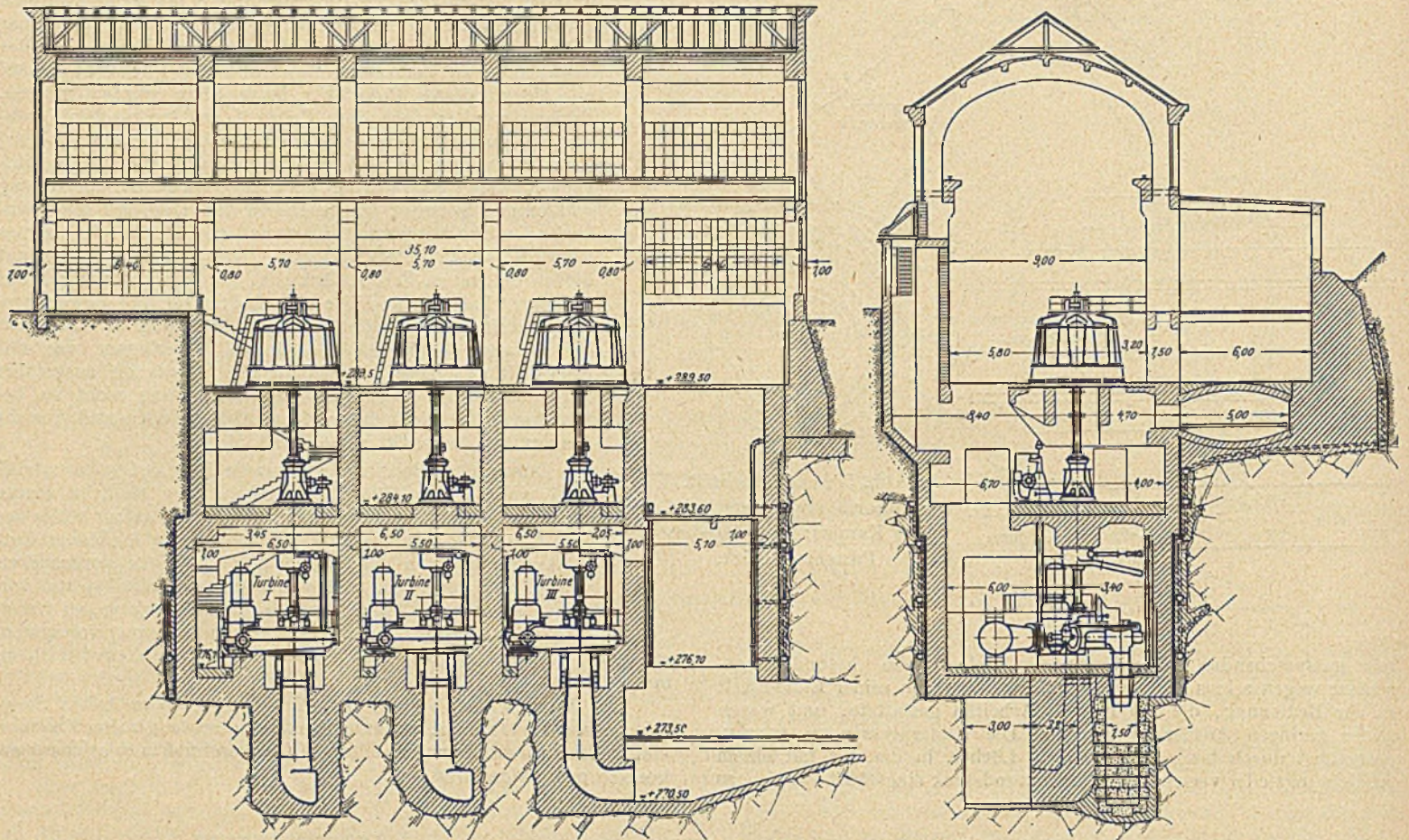


Abb. 53. Im Schacht untergebrachtes Maschinenhaus. Kraftwerk Partenstein.

denen die aus konischen Drainrohren zusammengesetzten steilgeneigten Sickerrohre das Wasser zuführen; aus den Rinnen fließt das Wasser durch die Mauer hindurch nach dem Krafthaus-Inneren in ein Rohrsystem, aus dem es dem Unterwasser zugeführt wird (vgl. auch Abb. 53).

Maschinenhauschacht und Unterwasserstollen wurden als erste Arbeiten ausgeführt und waren bereits 1921 so weit gediehen, daß in dem westlichen Teil des Schachtes eine zeitweilige Kräfteerzeugungsanlage als Baukraftwerk aufgestellt werden konnte, indem das Wasser der Mühl durch ein Holzwehr gefaßt und durch einen Oberwasser-

graben einer im Schacht aufgestellten Turbine unter Ausnutzung eines Gefälles von etwa 19 m zugeleitet wurde. Es wurden auf diese Weise 700 PS gewonnen, von denen 300 PS für Antrieb der Baumaschinen, Kompressoren, Pumpen, Krane, Steinbrecher, Betonmischer usw. gebraucht wurden; die restlichen 400 PS konnten als Strom den umliegenden Ortschaften abgegeben werden.

Das Werk wurde von der Oberösterreichischen Wasserkraft- und Elektrizitäts-Akt.-Ges. (Oweag) „in eigener Regie“ erbaut. Am 30. X. 1924 fand seine feierliche Eröffnung statt.

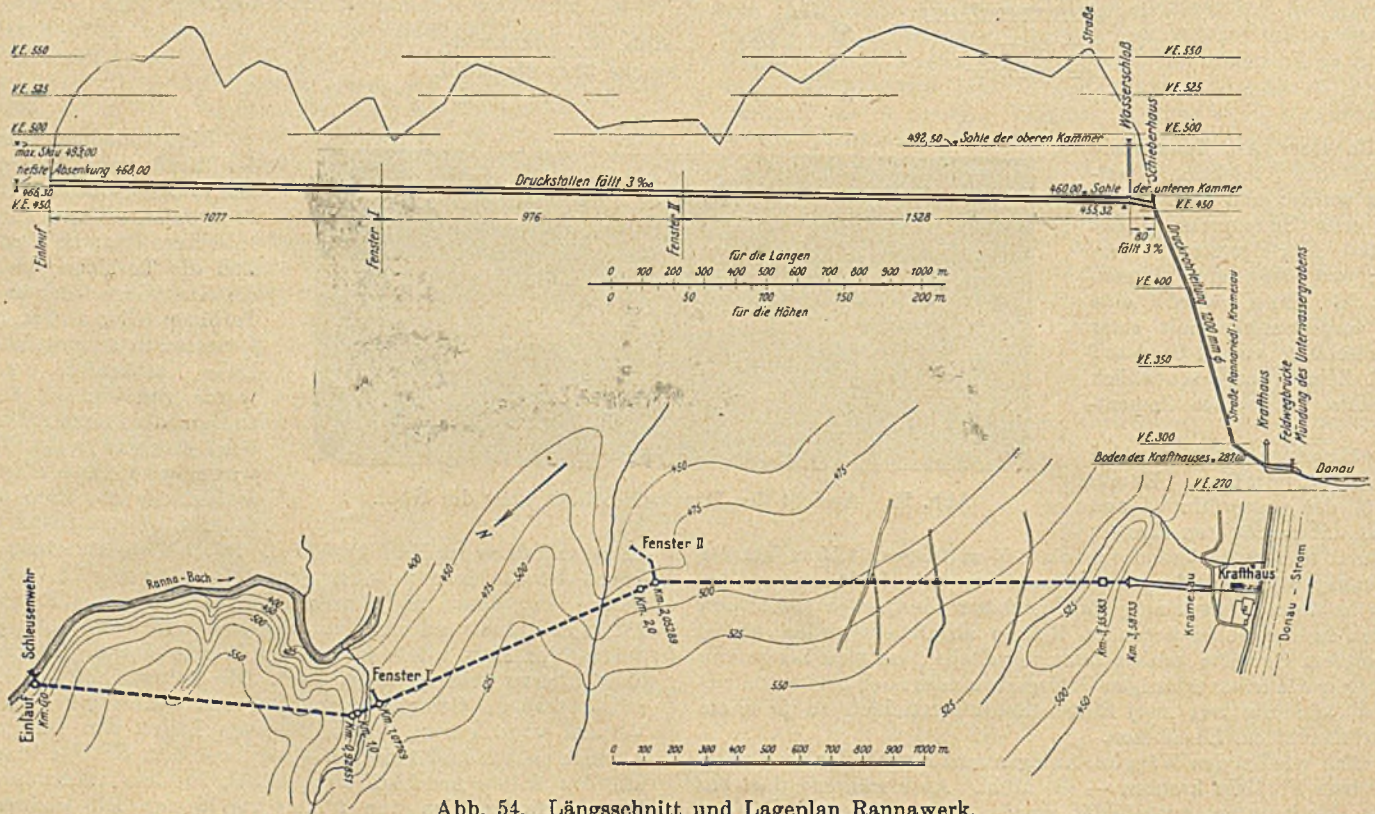


Abb. 54. Längsschnitt und Lageplan Rannawerk.

Das Rannawerk.

Nördlich vom Partensteinwerk entsteht auf derselben Donauseite bei Kramesau, etwa 3 km von der bayerischen Grenze entfernt, ebenfalls ein — allerdings kleineres — Wasserkraftwerk durch Ausnutzung des etwa 211 m betragenden Gefälles des Rannabaches, mit einer mittleren Jahreswassermenge von etwa 3,7 m³/Sek. zwischen Oberkappel und Rannriedl. Das Rannawasser wird vorläufig nur mit einfachem Wehr gefaßt, das in einem späteren Ausbau durch eine 37 m hohe und 120 m lange Staumauer mit einem Stausee von 2,5 Millionen m³ Inhalt ersetzt werden soll. Als die Elektrizitäts-Akt.-Ges. Stern & Hafferl, Gmunden, die das Werk für sich und in eigene Regie herstellt, auf ihren Entwurf hin die behördliche Baugenehmigung im Jahre 1922 erhielt, mußte wegen der damals einsetzenden Geldentwertung aus Ersparnisrücksichten vom Bau dieser Sperrmauer abgesehen werden.



Abb. 55. Versuchsweise Verwendung von vier elektrischen Kurbel-Stoßbohrmaschinen an Spannsäulen beim Vortriebe des Ranna-Druckstollens.

An die Wasserfassung schließt der 3595 m lange Druckstollen mit einem Gefälle von 3‰ und einem lichten Querschnitt von 2 m Durchm. = 3,14 m² an (Abb. 54). Der Ausbruchquerschnitt betrug größtenteils 4,8 bis 4,9 m², streckenweise, wo auf eine Betonverkleidung verzichtet werden konnte, nur 4,3 m²; denn das Gestein ist durchweg harter, sehr standfester Granit, allerdings etwas wasserführend, und der ausgebrochene Stollen wirkte auch hier z. T. als Drainage, wie an einigen versiegenden Quellen über Tage zu merken war.

Gebohrt wurde beim Vortrieb, abgesehen von einem kurzen Stück zu Anfang, das im Handbohrbetrieb aufgeföhrt wurde, in der Hauptsache mit je zwei bis drei Preßluftbohrhämmer Böhler u. Ingersoll B. B. R. 13; bis zum April 1924 wurde streckenweise auch mit elektrischen 1-PS-Stoßbohrmaschinen der Siemens-Schuckertwerke gebohrt, deren Verwendung dann jedoch endgültig aufgegeben wurde, da in dem harten Gestein einerseits die Bohrleistungen weit hinter denen der Preßlufthämmer zurückblieben und daher die Bohrzeiten länger sein mußten als bei diesen, andererseits die schweren Bohrmaschinen an ebenfalls schweren Spannsäulen befestigt werden mußten, deren Aufstellen sofort nach dem Sprengen und Lüften unmöglich war, da erst — anders als beim Bohrhammerbetrieb — gewartet werden mußte, bis der Raum vor der Stollenbrust wieder freigeschüttet war. Infolgedessen war die Vortriebgeschwindigkeit geringer als beim Bohrhammerbetrieb und wurde auch nicht wesentlich verbessert, als in besonders kompaktem, hartem Gestein vier Bohrmaschinen anstatt von sonst nur zwei verwendet wurden (Abb. 55). Der durchschnittliche Fortschritt betrug bei Bohrhammerbetrieb täglich 3,30 bis 4,20 m gegenüber 1,50 bis 2,50 m bei elektrischem Stoßbohrmaschinenbetrieb. Es wurden bei elektrischem Betrieb 10 bis 19 Löcher von 0,75 bis 1 m Länge und einem Durchmesser von 40 bis 50 mm gebohrt, und bei Preßluftbetrieb 10 bis 16 Löcher von 1,10 bis 1,30 m Länge und einem Durchmesser von 34 bis 37 mm, meistens mit Zwilling- oder Kreuzschneiden, teilweise aber auch mit einfacher Meißelschneide. Gesprengt wurde mit Dynamit 1 der Oesterreichischen Monopolverwaltung und mit Sprengelatine; der Aufwand an Sprengmitteln betrug nach Mitteilung der Bauleitung für je 1 m³ Ausbruch bei Handbohrung 3,7 kg Dynamit, 5,5 bis 7,5 Sprengkapseln und 6 m doppelte Zündschnur, bei elektrischem Stoßbohrmaschinenbetrieb 3,75 bis 5,1 kg Dynamit, 4 bis 5,5 Sprengkapseln Nr. 8, 6,3 m doppelte Zündschnur, in sehr festem Gestein 6,3 kg Dynamit und 1,4 bis 1,47 kg Sprengelatine, 8 Sprengkapseln und 9,2 m doppelte Zündschnur; bei Bohrhammerbetrieb 3 bis 3,5 kg Dynamit, 4 bis 5 Sprengkapseln.

Also auch der Sprengmittelverbrauch war bei Bohrhammerbetrieb etwas günstiger als bei Stoßbohrmaschinen, was wohl darauf zurückzuführen ist, daß mit Bohrhämmer, weil diese handlicher, das Ansetzen der Bohrlöcher der örtlichen Gesteinslagerung besser angepaßt werden konnte. Der Einbruch wurde teils in der Mitte, teils oben geschossen, bei Stoßbohrmaschinen meistens in der Mitte und dann mitunter mit elektrischer Zündung; die Kranzschüsse wurden dann nach einer Pause mit Zündschnurzündung nachgenommen. Der letzte Durchschlag fand am 28. VIII. 1924 statt; begonnen war der Vortrieb mit zwei Fensterstollen und von beiden Enden zuerst am 15. IV. 1923.

Gefördert wurde auf Gleis von 60- und 40-cm-Spur mit Muldenkippern teils von Hand, teils mit 4,5-PS-Benzollokomotiven Fabrikat Daimler und Puch-Feldbahnmotoren.

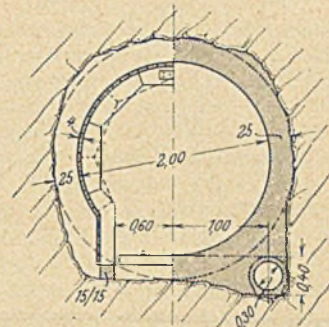


Abb. 56. Querschnitt des Ranna-Druckstollens.

Zum Betonieren wurden auch hier Kastenwagen mit beweglichen Stirnwänden verwendet, die sich mit ihren Kastenabmessungen von 1,8 · 0,8 · 0,4 m = rd. 0,5 m Fassungsvermögen gut bewährt haben sollen. Widerlager und Gewölbe wurden in 6 m langen Stücken zuerst betoniert hinter Holzverschalung (Abb. 56), und zwar das Widerlager in einer Mischung von 1:8 und das Gewölbe in einer solchen von 1:6. Das Sohlgewölbe wurde zuletzt eingezogen. Der Gewölbeschluß wurde in der Weise hergestellt, daß auf 70 cm Breite im Scheitel die Schalbretter anstatt der sonst üblichen Länge von 3 m nur eine solche von 1 m (Lehrbogenabstand) erhielten, so daß jeweils in einem Schlitz von 1 m Länge und 70 cm Breite „vor Kopf“ gestampft wurde. Bei großem Mehrausbruch wurde das Gewölbe auch aus keilförmigen Betonformsteinen 26 · 26 · 10 bis 12 cm hergestellt, und zum rascheren Ausfüllen des mehr ausgebrochenen Hohlraumes wurden ebenfalls Betonformsteine mit einbetoniert.

Die Druckleitung besteht aus einem Eisenrohr von 1,20 m, Durchm. geliefert und verlegt von der Lokomotivfabrik Krauß & Co., Linz. Im Krafthause sollen zunächst durch einen Maschinensatz 6000 PS gewonnen werden, durch einen zweiten Ausbau mit der erwähnten Tal Sperre, dem natürlich schon jetzt die Abmessungen von Stollen und Wasserschloß Rechnung tragen, dann später 13 500 PS.

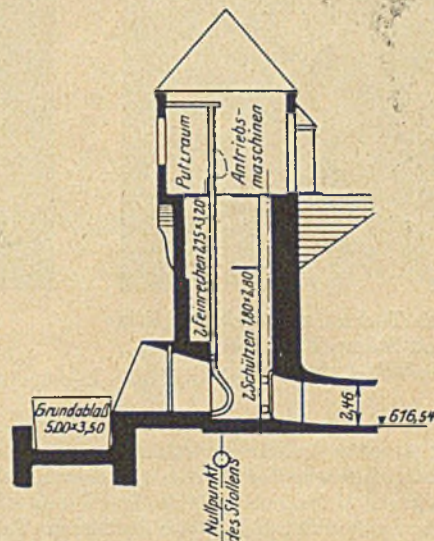


Abb. 57. Einlaufbauwerk (Entnahmeturm) bei „Sperre Langmann“, Teigitschwerk.

Das Teigitschwerk.

Westlich Gaisfeld, einer Haltestelle der Eisenbahnstrecke Graz—Köflach in Steiermark, entsteht das Teigitsch-Kraftwerk Arnstein, welches das Wasser der Teigitsch, eines Nebenflusses der Kainach, in seiner untersten Stufe ausnutzen wird. Von einem Gesamtgefälle

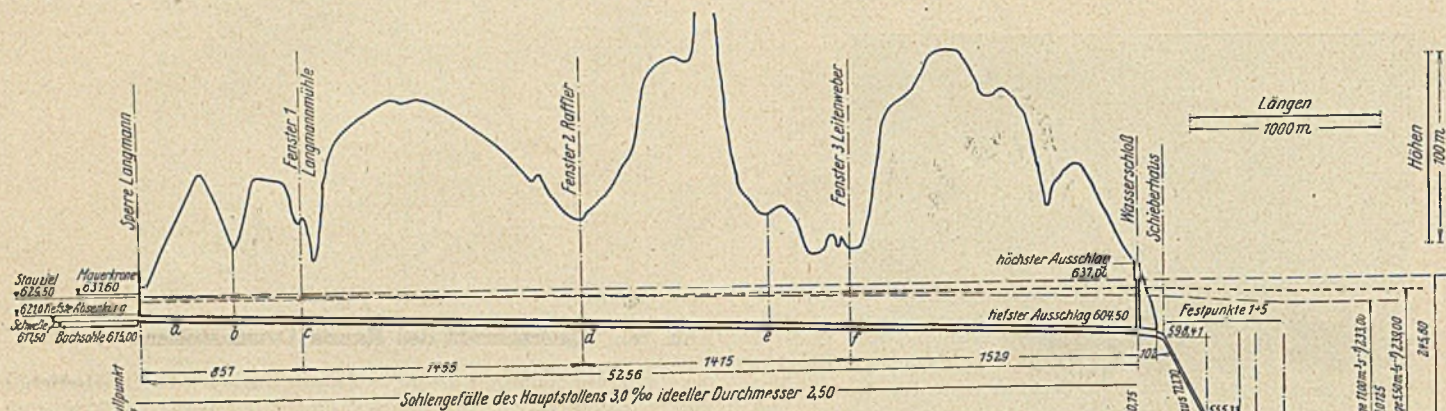


Abb. 58. Lageplan und Längsschnitt Teigtischkraftwerk, untere Stufe.

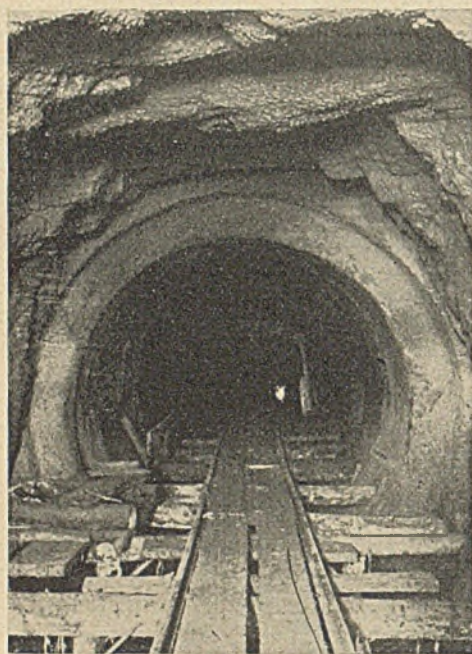


Abb. 59. Durch Torkret abgedichteter Fels (Felsgunit) und Stampfbetonverkleidung im Teigtisch-Druckstollen.



Abb. 60. Besondere Abstützung bei Mehrausbrüchen über 1 m. Hölzerne Lehrbogen.

von etwa 450 m, dessen volle Ausnutzung späteren Ausbauten vorbehalten bleibt, werden in diesem ersten Ausbau 246 m Rohgefälle mit 235 m Nutzgefälle verwertet mit einem waldreichen Einzugsgebiet von 170 km². Durch eine 84 m lange und 26 hohe Schwergewichtstaumauer mit Stützflügeln im mittleren Teil und wasserseitig unmittelbar angebaute Einlaufbauwerk (Abb. 57) ist ein Stausee von 300 000 m³ geschaffen, aus dem das Wasser mit Druckstollen entnommen werden soll, der bei einem Durchschnitgefälle von 3‰, einer Wasserführung bis zu 16 m³/Sek. zuläßt (Abb. 58).

Der Stollen, der unter einem Betriebsdruck von 1,5 bis 3,5 at stehen wird, ist 5358 m lang und liegt im Gneis von ganz verschiedener Härte z. T. mit Sereizitlinsen, z. T. zermürbt und druckhaft, mäßig wasserführend, bis 8 l/Sek.; er hat einen lichten Kreisquerschnitt vom Durchm. 2,6 m bzw. 2,46 m; letzteren dort, wo die

schnittlicher Länge bei einem Vortriebsquerschnitt von 3,50 m² (bis 4,8 m²) gebohrt, im zerstörten Gestein, das zu etwa 50% der Länge Einbau erforderte, bei 4 m² Querschnitt 11,1 Löcher zu 1,10 m durchschnittlicher Länge und im gebrächen Gestein bei 4 m² 14,3 Löcher von 0,52 m Länge.

Zum Sprengen wurde Dynamit I der Österr. Monopolverwaltung und bei sehr hartem Gestein z. T. Sprenggelatine verwendet; der Verbrauch betrug etwa 2 bis 3 kg Dynamit für 1 m³ Ausbruch, jedoch streckenweise bis zu 6 kg, an Sprengkapseln entsprechend 3,5 bis 6,5 Stück für 1 m³, ausnahmsweise mehr, und an Zündschnur 4 bis 8 m für 1 m³ Ausbruch. Die Vortriebsgeschwindigkeit bei täglich drei Schichten belief sich in den gebrächen Strecken mit Einbau auf 0,75 m, im Gneis mit wenig Einbau bei 4,0 m² Querschnitt auf 2,70 m und im festen Gneis ohne Einbau bei 3,5 m² auf 1,80 m, im Gesamt-

Betonauskleidung innen noch eine zugfeste Abdichtungsschicht von 7 cm Torkret mit Eiseneinlagen erhält. Von dem 6 bis 8 m² betragenden Gesamtausbruchquerschnitt wurde zunächst ein Richtstollen von etwa 4 m² vorgetrieben und dann nach dem Durchschlag der einzelnen Stollenstrecken ausgeweitet. Durch drei Fensterstollen von je 100 m Länge waren vier solcher Teilstrecken von 857, 1455, 1415 und 1630 m Länge geschaffen worden.

Die Arbeiten werden ausgeführt von der Steirischen Wasserkraft- und Elektrizitäts-Akt.-Ges. (SteWEAG) als Bauherrin und dem Steirischen Wasserbausyndikat-Wien als Unternehmung, an der auch die SteWEAG beteiligt ist. Das Werk ist im März d. J. eröffnet worden.

Für den zweiten Ausbau sind die Arbeiten auch bereits in Angriff genommen. Zur Untersuchung des Gesteins für die künftige Stau-mauerbaustelle sind Sondierstollen von 1,6 · 1,8 m Querschnitt vorge-trieben worden und ergaben gesunden Gneis. Es wurden dabei im zweimännigen Handbohrbetrieb in 16 Stunden = 2 Schichten 7 Löcher zu 0,80 m Länge und 35/30 mm Durchm. hergestellt, und in der dritten Schicht wurde gesprengt — Dynamitverbrauch 3 kg für 1 m³ Ausbruch — und geschuttert; die Vortriebsgeschwindigkeit für je 24 Stunden betrug 0,75 m. Ebenso war im Sommer 1924 bereits der Einlaufstollen für den zweiten Ausbau in Angriff genommen; im drei-männigen Handbohrbetrieb wurden in zwei Schichten = 16 Stunden 8 bis 12 Löcher zu 1 m Länge und 35/40 mm Durchm. hergestellt, Dynamit-verbrauch rd. 2,5 kg/m³; die Vortriebsgeschwindigkeit betrug 0,90 m für je 24 Stunden.

Das Ybbswerk.

Die Ybbs, ein Nebenfluß der Donau in Niederösterreich, mit einem Einzugsgebiet von 1400 km² bis zur Mündung, bildet zwischen Göstling und Opponitz eine 34 km lange Schleife, deren Gefälle von rd. 127 m durch eine unmittelbare, die Schleife abscheidende Oberwasserführung von 11,64 km Länge für Elektrizitätsversorgung der Stadt Wien aus-genutzt wird. Die im November 1921 zu dem Zweck gegründete Wasserkraftwerke-Akt.-Ges. (WAG), an der die Stadt Wien hervor-ragend beteiligt ist, vergab die Arbeiten zum Bau der Anlage im Dezember 1921, und im Januar 1922 wurden sie begonnen.

Unterhalb Göstling wird das Wasser der Ybbs, die bis hier ein Einzugsgebiet von 322 km² hat, 4,80 m über Niedrigwasser durch ein Dachwehr, ein selbsttätiges Klappenwehrsysteem Huber & Lutz, gestaut, gefaßt und in einem 230 m langen offenen Kanal der Stollenleitung zugeführt. Diese besteht aus mehreren Einzelstollen, verbunden durch Dückerleitung und Rohrbrücken (Abb. 63 u. 64), und zwar sind die Stollen Freispiegelstollen mit einem Gefälle von 0,85 ‰. Der lichte Querschnitt ist infolgedessen nicht, wie bei den vorherbesprochenen Druckstollen, kreisförmig, sondern hufeisenförmig (Abb. 66), lichte Höhe = lichte Weite = 2,6 bis 2,7 m, entsprechend einem lichten Querschnitt von 5,7 bis 6,15 m².

Der erste, den „Königsberg“ durchfahrende Stollen, 3696 m lang, schließt an den offenen Kanal und an eine nach System Büchi erbaute Entsandungsanlage an und mündet bei St. Georgen 22 m über der Sohle des Ybbstales in eine Dückerleitung. Er liegt, wie alle Stollen

außer an den beiden Mündungen, hier weitere Angriffstellen zu schaffen. Der letzte Durchschlag fand statt nach 13 Monaten Vortrieb am 27. IX. 1923. Er erhält durchweg eine Betonverkleidung und, wie alle Stollen dieser Anlage, einen Verputz von geschliffenem Zementglatt-strich, um bei dem geringen Gefälle von 0,85 ‰ den Reibungsgrad möglichst klein zu halten.

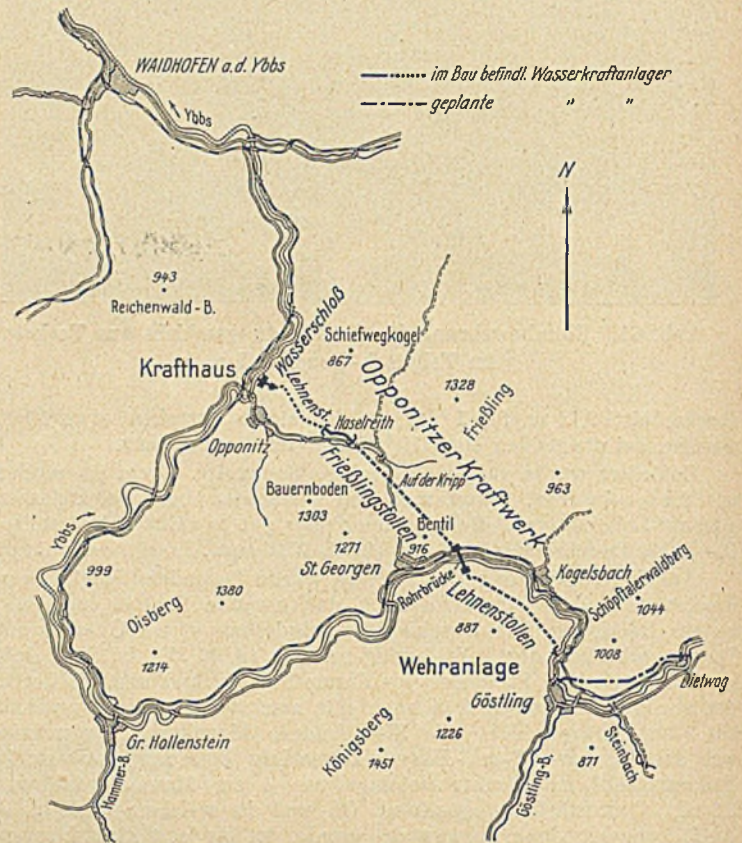


Abb. 63. Lageplan Ybbswerk.

Die Kreuzung mit dem Ybbstal bei St. Georgen sollte ursprünglich durch Unterfahrung der Ybbstalbahn, des Ybbstales und der Straße mit einem Eisenbetonrohr bewirkt werden, und die Arbeiten für die

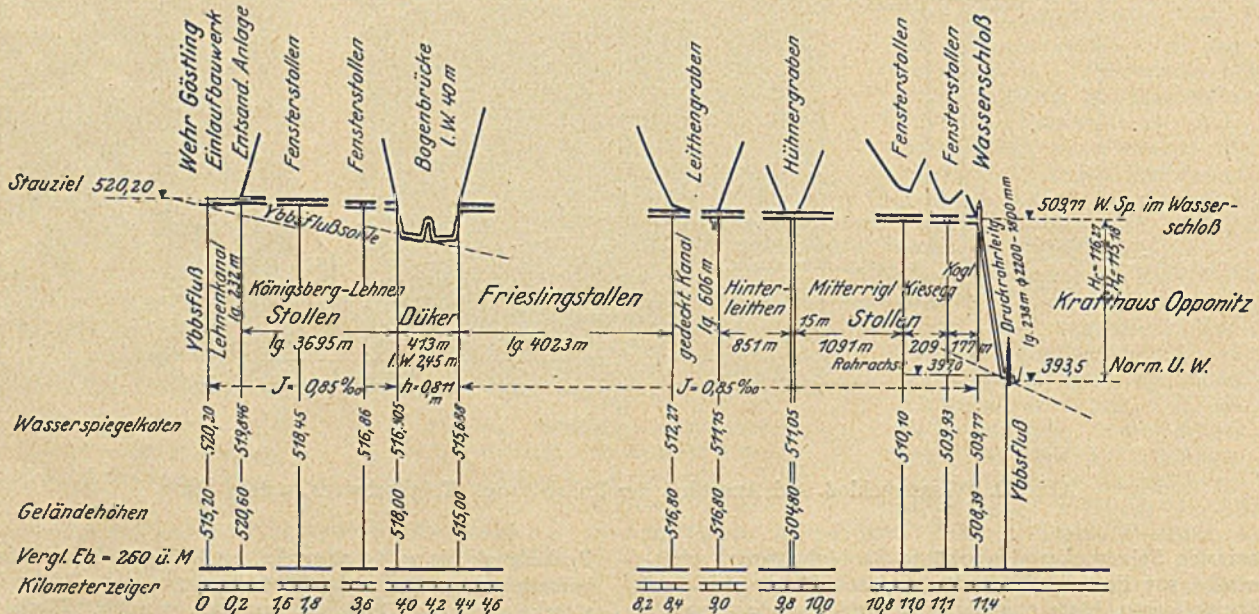


Abb. 64. Längsschnitt Ybbswerk.

dieses Werkes, in der Alpentrias, und zwar dieser Stollen in „Gutensteiner Kalk“, „Lunzer Schichten“, „Grauwacke“, „Opponitzer Kalk“ und Hauptdolomit. Die Gebirgsverhältnisse waren für den Vortrieb äußerst günstig: kein Wasserandrang, und Auszimmerung nur für kurze Strecke nötig Einzelheiten des Vortriebes sind von diesem Stollen bis dahin nicht bekannt geworden. Da der „Königsbergstollen“ ein „Hang-“ oder „Lehnenstollen“ ist, so war es möglich, durch zwei Fensterstollen,

Unterdückerung des Flusses waren auch bereits in Angriff genommen, als am 10. X. 1923 ein plötzlich auftretendes Hochwasser den für Herstellung einer Baugrube auf halbe Flußbreite erbauten Fangedamm wegriß. Um vor weiteren derartigen, die Ausführung hemmenden oder sogar unmöglich machenden Ereignissen sicher zu sein, entschloß man sich darauf, die Kreuzung mit dem Fluß nicht als Dücker, sondern als Brücke auszuführen. Es wird also nun im Tal die Bahn mit

Eisenbetonrohr von 2,45 m Durchm. unterfahren, der Fluß mit einer nach System Melan erbauten Eisenbetonbogenbrücke von 40 m Spannweite, die die aus Eisen hergestellte Rohrleitung trägt, überbrückt und schließlich die Straße mit Eisenbetonrohr wieder unterfahren (Abb. 64). Die Ausführung dieser Anlagen von Wehr bis Talkreuzung einschließlich wurden ausgeführt von der Wiener Unternehmung E. Ast & Co.

Den Hauptteil der Zuleitung bildet nun der anschließende, 4023 m lange, das Massiv des 1328 m hohen Friesling durchfahrende Stollen, der nur von den beiden Enden aus vorgetrieben werden konnte und dessen Herstellung weit mehr Schwierigkeiten bereitete als die des Königsbergstollens.

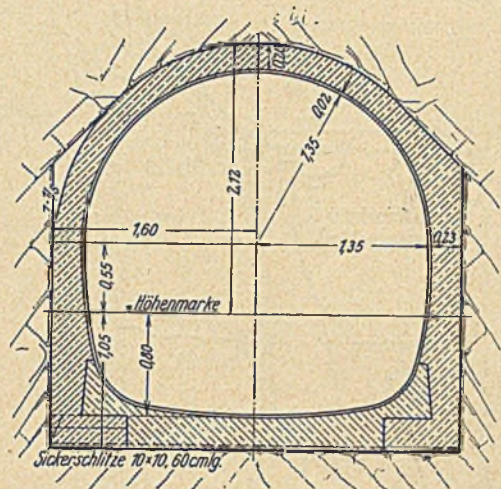


Abb. 65. Querschnitt der (Freispiegel-) Stollen des Opponitzer Ybbs-Kraftwerks.

Er liegt zum größten Teil im Hauptdolomit bis auf 100 m „Lehenschotter“ auf der Südseite und 720 m „Talschotter“, „Grauwacke“ und „Haselgebirge“ auf der Nordseite, an sich für den Stollenbau nicht zu fürchtende Gesteinverhältnisse, aber der starke Wasserandrang und das Antreffen von Gips- und Anhydritstrecken sowie von schwefelsäurehaltigem Wasser bedingten erhebliche Erschwernisse beim Vortrieb und Ausbau. Auf der Südseite gingen durch Wassereintrüche im ganzen 68 dreischichtige Vortriebstage verloren. Im Juni 1923 mußten die Vortriebsarbeiten wegen eines großen Wassereintruchs bei km 1295, der das Ort, weil im Gefälle liegend, zum Ersäufen brachte und bis zu einer Höhe von 1,5 m über Sohle voll Schlamm füllte, vollkommen eingestellt werden. An derselben Stelle, einem Bergspalt, fand am 27. VII. 1923 noch einmal ein Schlammeintruch statt, so daß der Vortrieb erst wieder am 31. VII. nach sechs Wochen völliger Ruhe wieder aufgenommen werden konnte; auch danach war noch ein Wasserausbruch von 250 l/Sek. an derselben Stelle zu bewältigen. Für die dauernde Abführung der im ganzen etwa 200 l/Sek. betragenden Wassermenge mußten infolge der nach dem Stollenmund zu in der Steigung liegenden Sohle besondere Vorkehrungen getroffen werden; sechs durch Elektromotoren von rd. je 10 PS betriebene Kreiselpumpen drückten das Wasser aus den Pumpensämpfen in die hochgelegte Leitung, die aus Holzkastenrohr bzw. -rinne, mit Dachpappe ausgeschlagen, bestand; das in den zwischenliegenden Strecken sich ansammelnde Wasser wurde stufenweise aus kleineren Pumpensämpfen mit entsprechend kleineren Pumpensätzen zu dem großen Pumpensumpf gefördert, wie aus dem Schema (Abb. 66) zu erkennen ist.

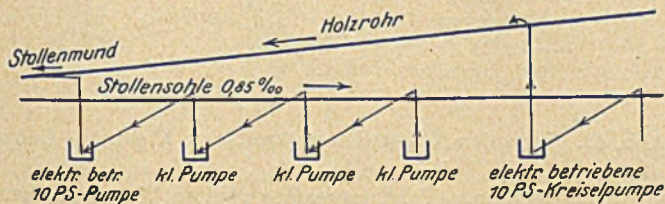


Abb. 66. Schema für die Entwässerung im fallenden Stollen.

Für diese kleinen Pumpen bis zu 10 l/Sek. Leistung verwendete die ausführende Unternehmung Brüder Redlich & Berger, Wien, mit Erfolg eine eigenartige, mit Preßluft betriebene Konstruktion nach einem Patent ihres Werkmeisters Bergamo: Ein zylindrischer Kessel mit Deckelventilen im Boden wird in das Wasser des Pumpensämpfes gestellt, das Wasser dringt durch die Ventile in das Innere, bis ein

durch Schwimmer betätigter und daher selbsttätig arbeitender Hahn bei gefülltem Kessel Preßluft einstreichen läßt, dadurch einen Überdruck erzeugt, der die Plattenventile schließt und ein Rohrventil für Abfluß öffnet, so daß das Wasser durch die Preßluft aus dem Kessel herausgedrückt wird; der wieder heruntergegangene Schwimmer schließt dann die Preßluftzufuhr, das Wasser dringt wieder von unten ein, und das Spiel beginnt von neuem. Das Bemerkenswerteste an dieser Bauart ist, daß diese Pumpe ohne Wartung und ohne Aufsicht ständig in Betrieb bleiben kann und daß beispielsweise nach den auf der Baustelle erhaltenen Mitteilungen eine dieser Pumpen zur Zeit des Besuches durch den Verfasser bereits seit fünf Monaten ununterbrochen gearbeitet haben soll, selbsttätig, auch bei ungleichmäßigem Wasserandrang; der Luftverbrauch ist gleichbleibend etwa 1 m³ für 1 m³ Wasser bei 1 m Hubhöhe.

Auch auf der Nordseite war der Wasserandrang bedeutend, wenngleich die Abführung wegen der nach dem Stollenmund zu im Gefälle liegenden Stollensohle nicht so viel Schwierigkeiten machte wie auf der Nordseite. Immerhin gingen auch hier infolge von Wassereintrüchen im ganzen 21 Vortriebstage verloren. Die abzuleitende durchschnittliche Gesamtwassermenge betrug 40 bis 80 l/Sek., im Juni 1923 drei Wochen hindurch 150 l/Sek., und der dauernde Wasserandrang vor Ort wirkte auch verzögernd auf die Vortriebsgeschwindigkeit.

Der Vortrieb begann auf der Südseite am 11. II. 1922, auf der Nordseite am 4. V. 1922, der Durchschlag fand am 11. VII. 1924 statt. Es wurde zunächst ein Richtstollen von 5,3 bis 6,0 m² Querschnitt vorgetrieben, dem der Vollausschlag bzw. die Ausweitung auf rund 10 m² folgte. Vor Ort wurde mit je drei Flottmann- und Ingersoll-Bohrhämern gebohrt, je Angriff 12 bis 16 Löcher zu durchschnittlich 1,5 m Länge und 35 mm Weite, gesprengt mit Dynamit I bei einem Verbrauch von durchschnittlich rd. 3 kg für 1 m³ Ausbruch. Die Vortriebsgeschwindigkeit, bezogen nur auf die Tage, an denen vor Ort gearbeitet werden konnte, betrug auf der Nordseite 2,67 m/Tag und auf der Südseite 4,43 m, jedoch wurden auch Tagesleistungen auf der Nordseite bis zu 5,50 m und auf der Südseite bis zu 7 m erreicht. Gefördert wurde auf 76 cm Spur mit Holzkastenwagen und 22-PS-Lokomotiven, Fabrik Deutz-Oberursel, mit Sparvergaser, deren zuverlässiges Arbeiten während der ganzen damals bereits 2 1/2 Jahre dauernden Bauzeit gelobt wurde.

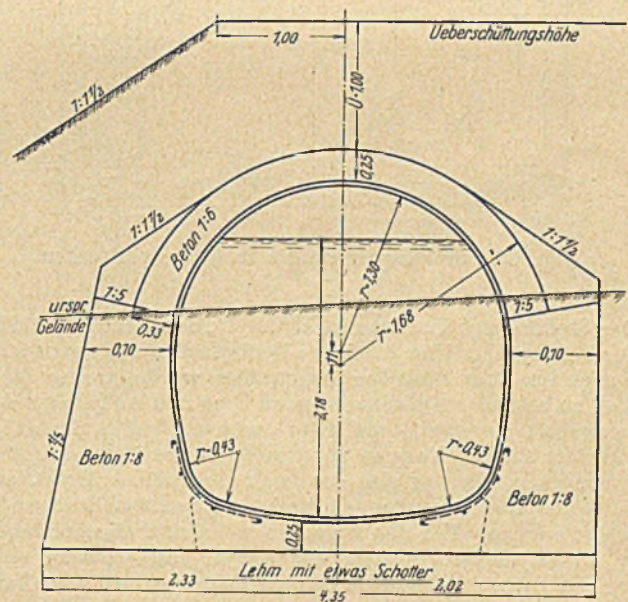


Abb. 67. Querschnitt des überdeckten Kanals.

Es war auch hier der Versuch einer maschinellen Schutterung gemacht worden. Nachdem in Amerika schon mit Preßluft betriebene „Schaufellader“ — Shovelloader — Erfolge erzielt haben sollen,¹²⁾ wurde auch hier versucht, den Gedanken einer durch Preßluft zu betriebenden Schuttermaschine zu verwirklichen: Ein Kolbenpaar soll einen mit einer schaufelartigen Schneide versehenen Behälter in bzw. unter den herausgesprengten Ausbruch vorschieben, ein zweites Kolbenpaar den gefüllten Behälter wie bei einem Becherwerk hochheben und in einen kleinen, auf hochliegendem, kurzem Gleis laufenden Wagen auskippen. Der kleine Wagen wird dann von Hand auf dem kurzen Gleisstück bis über den heranfahrenden Förderwagen hinausgefahren und in diesen ausgekippt. Leider soll die Bauart bis dahin zu schwach

¹²⁾ Vergl. H. Meyer, Technisch-wirtschaftliche Betrachtungen zum Wasserkraftwerksbau in Nordamerika, Schwz. Bauztg. 1922, Nr. 10.

gewesen sein und teilt somit das Schicksal so vieler anderer, bereits gemachter Versuche mit sogenannten Schuttermaschinen. Auch wenn diese Maschine noch stärker und somit leistungsfähig gebaut werden sollte, bleibt immer der Nachteil der großen Sperrigkeit, und es bleibt abzuwarten, ob auch bei einwandfrei arbeitender Maschine der Vorteil einer vielleicht kürzeren Schutterzeit ihre Nachteile aufheben würde, nämlich; Vorschaffen, Aufstellen, Zurückziehen, Ausbesserungen, großer Platzbedarf; Nachteile, die im engen Stollen sich besonders fühlbar und sich in Zeitverlusten geltend machen können.

Für Belüftung während des Vortriebes war Sorge getragen worden durch Aufstellen von Hochdruckventilatoren, deren Antrieb durch Drehstrommotoren so geregelt war, daß bei länger werdendem Stollen durch Änderung der Vorgelege auch die Umdrehungszahl und damit auch die Luftzufuhr entsprechend gesteigert werden konnte bis zu 4000 Min. auf der Nordseite für eine Menge von 1 m³/Sek. und bis zu 2300 Min. auf der Südseite für eine Menge von 0,8 m³/Sek.

An den „Frieslingstollen“ schließt dann eine 606 m lange Strecke, die im offenen Tagebau als gedeckter Kanalbau hergestellt wurde. Der Querschnitt ist aus Abb. 67 ersichtlich.

Den Rest der Oberwasserführung bildet der „Opponitzer-Stollen“ von Haselreith bis zum Wasserschloß. In seinem Zuge befinden sich zwei Bachkreuzungen, die mit Bogenbrücken aus Stampfbeton von 3,0 bzw. 12,1 m Spannweite überwunden werden. Die Brücken tragen Eisenbetonkonstruktionen für die Wasserführung. Da dieser Stollen ein Hangstollen ist, so konnte die Zahl der Angriffstellen durch zwei Fensterstollen um vier auf im ganzen acht vermehrt werden. Genauere Vortriebsergebnisse sind nicht bekannt geworden.

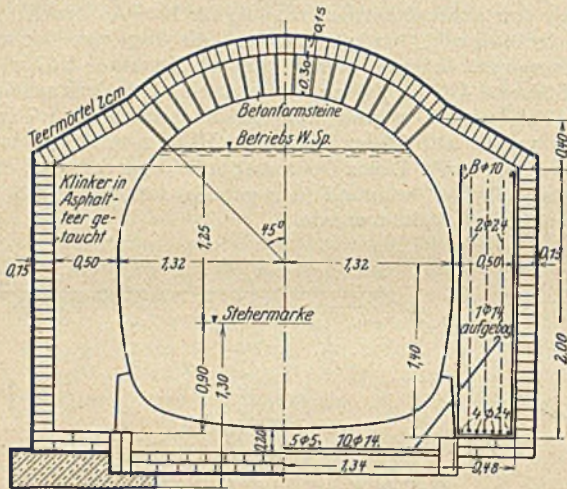


Abb. 68. Stollenquerschnitte in den Gipsstrecken.

Der Stollen liegt in „Grauwacke“ und „Haselgebirge“, 1125 m im Gips und Anhydrit. Und die letzte Gebirgsart, die übrigens streckenweise auch im Frieslingstollen angetroffen wurde, zwang in diesen Strecken zu besonderen Maßnahmen, da Gips und Anhydrit mit ihrem Schwefelgehalt zersetzend auf Beton wirken, und Anhydrit zudem wegen seiner starken Neigung zur Feuchtigkeitsaufnahme und damit zur Volumenvergrößerung und der damit verbundenen Druckhaftigkeit gefährlich ist. Ebenso mußte dem stellenweise schwefelhaltigen Wasser abgewehrt werden. Um den Beton in möglichst abgedundem Zustande zu verwenden, in dem der Angriff von Schwefel eine Zersetzung des Betons nicht mehr in dem Maße herbeiführen kann wie während des Abbindens, wurde er in Gestalt von Formsteinen vermauert, die vorher mit dem bergseitig zu versetzenden Ende in heißen Asphaltteer getaucht waren. Außerdem erhielt das so hergestellte Gewölbe an der Außenleibung einen 2 cm starken Überzug aus Teermörtel, der durch eine Rollschicht aus ebenfalls in heißen Asphaltteer ganz eingetauchten Klinkern geschützt wurde (Abb. 68). Schwefelhaltige Wasser wurden mit Steinzeugrohren gefaßt und zu dem ebenfalls aus Steinzeug hergestellten Entwässerungsrohr geleitet. Trockener Anhydrit wurde sofort nach Ausbruch und nach Abblasen durch Preßluft, mit dünnflüssigem Teeröl gestrichen, um Feuchtigkeitsaufnahme zu verhindern.

Die letztgenannten Arbeiten wurden ausgeführt von der Firma Innerebner & Mayer-Innsbruck.

¹³⁾ Vergl. auch Kuhn, „Über den Stand der Bauarbeiten bei den Wasserkraftwerken der Gemeinde Wien“, Die Wasserwirtschaft 1924, Nr. 4/5 und Kuhn, „Zur Vollendung des Ybbs-Kraftwerkes Opponitz“, daselbst 1925, Nr. 3.

In einem 238 m langen Druckrohrstrang von 2,20 bis 1,80 m Durchm. wird das Betriebswasser vom Wasserschloß zu den 1,60 m tiefer liegenden drei Turbinen im Krafthaus geführt, von je 4970 PS Leistung.¹³⁾ Am 8. XII. 1924 wurden die Stollen erstmalig gefüllt, und am 27. XII. 1924 wurde das Werk in Betrieb genommen.

Das Wasserleitungswerk Kienberg—Gaming.

In unmittelbarer Nähe des Opponitzer Ybbswerkes läßt ebenfalls die Wiener Wasserkraftwerke-A.-G. bei Gaming ein anderes Kraftwerk entstehen, das insofern bemerkenswert ist, als in diesem das für die

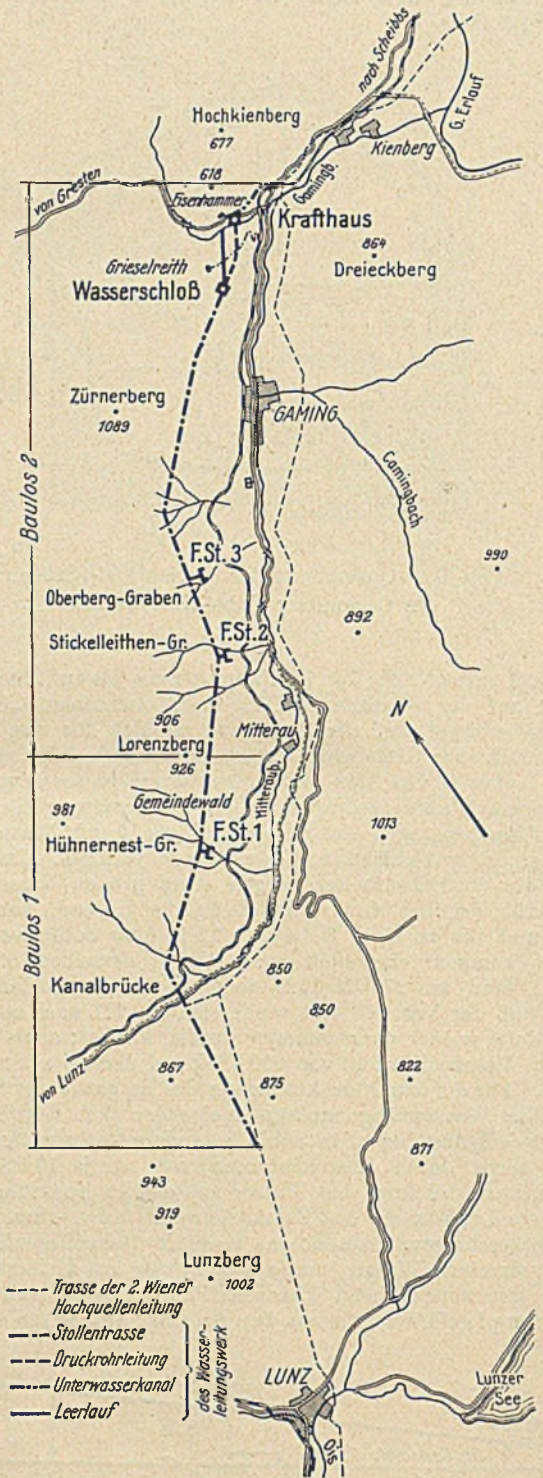


Abb. 69. Lageplan Wasserleitungskraftwerk Kienberg—Gaming.

Stadt Wien bestimmte Trinkwasser der zweiten Wasser-Hochquellenleitung erst gezwungen wird, in den Turbinen des neuen Werkes Arbeit zu leisten, ehe es seiner ursprünglichen Bestimmung zugeführt wird. Die ständig gleichbleibende Wassermenge von 2,315 m³/Sek. ergibt bei dem in zwei Stufen zwischen Lunz und Kienberg—Gaming ausnutzbaren Gefälle der zweiten Wiener Hochquellenleitung von 185 m und 32 m die Möglichkeit, 4640 PS in der ersten Stufe und 640 PS in der zweiten Stufe zu gewinnen.

Vorläufig wird nur die obere Stufe ausgebaut. Dazu wird von dem bestehenden Grubbergstollen eine neue, zum größten Teil im

für den schließlich im ganzen neun Angriffstellen vorhanden sind, wurde begonnen am 26. IX. 1923. Gebohrt wird mit Preßluft-Bohrhämmern Flottmann B. V. und Ingersoll B. R. I. (5,5 bis 6 at). Bohrl Lochdurchmesser 32 bis 40 mm: im Dolomit je Angriff 12 bis 17 Löcher von durchschnittlich 1,20 bis 1,50 m Länge bei einem Ausbruchquerschnitt von 5 m² — wo Einbau nötig 6 m² — im Muschelkalk 12 bis 16 Löcher, in der Grauwacke 10 bis 12, im Opponitzer Kalk 9 bis 11, ebenso im Lunzer Schiefer, meistens mit Schlangenbohrern und Meißelschneiden, streckenweise auch mit Hohlbohrern für Luftspülung. Der Einbruch wird der bequemeren Bohrung wegen meistens oben — „italienisch“ — geschossen. Der Sprengmittelverbrauch betrug im Dolomit für 1 m³ Ausbruch rd. 2 kg Dynamit I, 3,5 Sprengkapseln Nr. III und 4 m Doppelzündschnur, im Muschelkalk 1 bis 1,25 kg Dynamit, im Opponitzer Kalk 0,8 bis 1,0 kg und im Lunzer Schiefer 0,4 bis 0,6 kg, dazu durchschnittlich 1,4 bis 1,6 Kapseln und 2,4 bis 4 m doppelte englische Zündschnur. Die Vortriebsgeschwindigkeit betrug bis August 1924 im Dolomit rd. 5,0 m/Tag, im Opponitzer Kalk mit Wasserandrang von 30 l/Sek. rd. 3,5 m/Tag, in den zerdrückten Kalkstrecken mit Wasserandrang bis zu 48 l/Sek., in denen Getriebezimmerung nötig war, 1,35 m/Tag. Zur Förderung werden Benzollokomotiven Deutz, Daimler, Orenstein & Koppel „Montania“ und „Gebus“ — Benzol-elektrische Lokomotiven — verwendet auf Gleis von 60 cm Spur.

Die vorgesehene Ausmauerung mit Stampfbeton, Betonformsteinen und Torkretverputz ist aus Abb. 72 zu ersehen. Auf eine abdichtende Auskleidung muß besonderes Gewicht gelegt werden, da nicht nur ein Austritt des Wassers zu verhindern ist, sondern das durch den Stollen strömende Trinkwasser auch vor Beimengungen bezw. Verunreinigungen durch Gebirgswasser bewahrt werden muß.

Das Unterwasser wird durch einen Stollen von 595 m Länge und Querschnitt 1,56 · 1,80 m mit einem Gefälle von zunächst 0,6 ‰ und in den letzten 100 m mit 50 ‰ wieder der ursprünglichen Hochquellenleitung zugeführt und wird dann später die Zuleitung zu dem Kraft-hause der unteren Stufe bilden.

Die genannten Arbeiten werden ausgeführt in zwei Baulosen von den Unternehmungen Mayreder, Krauss & Co.-Wien, zusammen mit Universale Bau-Akt.-Ges.-Wien und von der Firma Porr-Wien, zusammen mit Union-Bauges.-Wien.

Mit der Herstellung der Voreinschnitte für den Tunnel war bereits im Juli 1922 und mit dem Vortrieb des Richtstollens nur von einem Ende aus — da der Tunnel zum größten Teil im Gefälle liegt (Abb. 75) — am 21. IX. 1922 begonnen worden. Es wurde zunächst mit Brech- und Grabarbeit vorgegangen, dann im sandigen, festen und trockenen blaugrauen Tegel mit Bohren und Sprengen: Und zwar wurde von Hand mit Spiralbohrer und mit Schlägel und Eisen gebohrt, je An-



Abb. 73. Lageplan der Eisenbahnneubaustrecke Friedberg—Pinkafeld.

griff bei einem Vortriebsquerschnitt von 7,8 m² 10 bis 18 Löcher von 1,10 bis 1,20 m Länge und 35/40 mm Durchm.; zum Sprengen wurde Astralit, ein Ammonsalpetersprengstoff gebraucht, etwa 0,20 bis 0,28 kg/m³ Ausbruch, im sehr festen, konglomeratartig gebundenen sandigen Schotter bei 7,7 m² Querschnitt 0,38 kg Dynamon für 1 m³ Ausbruch, dazu je Bohrloch rd. 1 m Zündschnur und eine Sprengkapsel. Die Vortriebsgeschwindigkeit betrug bei drei Schichten zu 8 Stunden 2,40 m/Tag, fünf Wochen hindurch sogar 3,1 bis 3,6 m/Tag bis zum 9. I. 1923.

Von da ab setzten wegen des auftretenden Wassers die Schwierigkeiten ein. Durch den Wasserzutritt, der ein Blähen und Auflockern der zu durchörternden Massen zur Folge hatte, wurde der Druck so

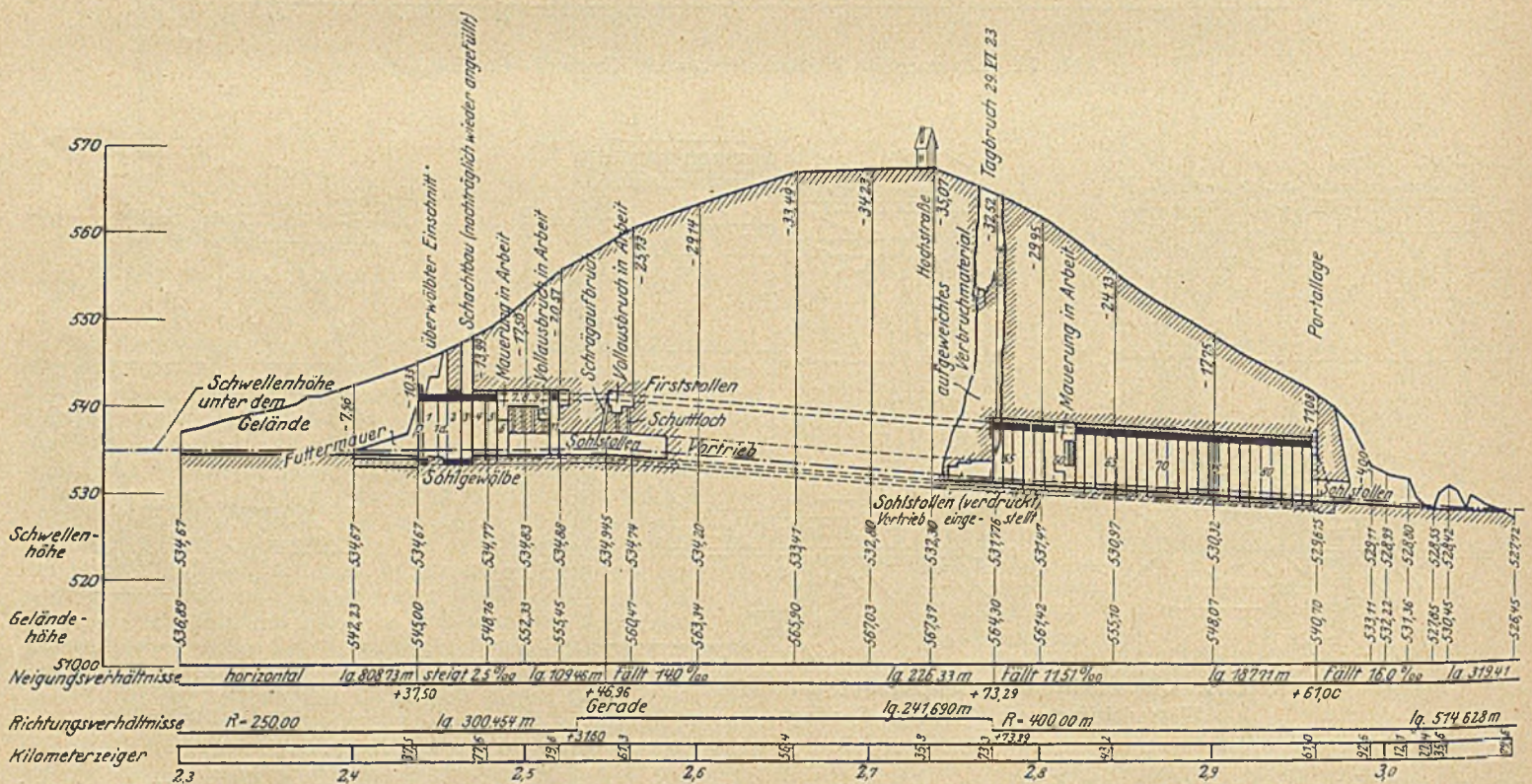


Abb. 74. Längsschnitt des Hochstraß-Tunnels. Stand der Arbeiten am 25. Mai 1924.

Der Hochstraß-Eisenbahntunnel.

Im Zuge der entstehenden eingleisigen Verbindungsbahn Friedberg—Pinkafeld (Abb. 74) ist bei Friedberg in Steiermark ein 523,5 m langer Tunnel mit einer höchsten Überlagerung von nur rd. 35 m über Schwellenoberkante erbaut, dessen Richtstollenvortrieb und Ausbau infolge des angetroffenen, z. T. wasserführenden Lehms und blähenden blauen Tegels erhebliche Erschwernisse verursacht hat.

groß, daß auch ein starker „Mann an Mann gestellter“ Holzeinbau nicht mehr genügte und daß es sogar am 29. VI. 1923 zu einem Tageinbruch kam (Abb. 74). Ein Schildvortrieb für den Richtstollen wurde versucht und mißlang, da zwar der schwere Holzeinbau, gegen den der Schild abgestützt wurde, nachgab, der Schild selbst aber nicht vorwärtszubringen war, so daß er schließlich aufgegeben und der Vortrieb auf dieser Seite am 23. XI. 1924 eingestellt werden mußte.

Im Mai 1924 wurde dann noch einmal versucht, mit Getriebezimmerung und kleinerem Querschnitt den Richtstollen vorzutreiben, aber auch dieser Versuch mußte wegen erneuten Wasserandranges und zu großen Druckes wieder aufgegeben werden, und der Vortrieb endete auf dieser Seite am 28. V. 1924 endgültig.

Auf der anderen Seite war in Abänderung des ursprünglichen Entwurfes nach dem am 9. I. 1923 stattgefundenen Wasser- und Schlammereinbruch der Vortrieb eines Richtstollens am 30. I. 1923 in Angriff genommen worden. Auch hier stellten sich ähnliche, wenn auch nicht unüberwindliche Schwierigkeiten durch Wasser und dadurch bedingten großen Druck ein. Auch hier kam es zu einem Tagbruch, der überwunden wurde durch Abteufen eines 14,5 m tiefen Schachtes von 7,0/8,0 m Durchm., in dessen unterstem Teil ein Ringstück des endgültigen Tunnelmauerwerks fertiggestellt wurde, an das anschließend noch weitere Zonen ausgemauert wurden, während der Stollenvortrieb in dieser Zeit sieben Monate bis zum 22. II. 1924 ruhte. Der weitere Vortrieb im „vorwiegend trockenen, grobschotterig-lehmigen Gebirge“ und im blaugrauen Tegel ohne Wasserandrang vollzog sich dann ohne sonderliche Schwierigkeiten mit einem mittleren Tagesfortschritt von 1,50 m, so daß am 22. IX. 1924 der Durchschlag stattfinden konnte.

In den Verbruchstrecken und Wasser führenden, stark drückenden Teilen wurde der Vollausruch und die Ausmauerung in der Weise bewerkstelligt, daß von dem Richtstollen aus kurze, etwa 2,5 m lange Querstollen mit Getriebezimmerung nach beiden Seiten vorgetrieben und voll ausgemauert wurden, so daß die Ausmauerung am Ende dieser kurzen Querstollen schon die endgültige Tunnelausmauerung darstellte. Ähnlich wurde darüber mit einem Längs- und entsprechenden Querstollen vorgegangen, so daß immer nur kleine Räume ausgebrochen und sofort mit Mauerwerk geschlossen wurden, bis innerhalb einer Zone das endgültige Tunnelmauerwerk geschlossen fertiggestellt war und in seinem Schutze dann das zeitweilige Mauerwerk entfernt werden konnte.

Die Arbeiten wurden ausgeführt von der Wiener Unternehmung Brüder Redlich & Berger.

Nach Mitteilung des Österreichischen Bundesministeriums für Handel und Verkehr und der örtlichen Bauleitung, Hofrat Alf, denen auch die hier genannten Zahlenangaben zu verdanken sind, sind die Arbeiten Ende Mai d. J. beendet. Es ist von dem Österr. Bundesministerium für Handel und Verkehr beabsichtigt, nähere Einzelheiten über diesen bemerkenswerten Bau auf der in diesem Jahre stattfindenden Verkehrstechnischen Ausstellung in München bekanntzugeben.

Schlußbemerkungen.

Als für den heutigen Stand des Ingenieurstollenbaues bemerkenswert sei auf Grund der vorausgegangenen Besprechungen von 17 Baustellen mit Stollenanlagen¹⁴⁾ folgendes festgestellt:

Kennzeichnend für die Bohrarbeit bei neueren Stollenbauten ist, daß der Preßluftbohrhammer als Bohrwerkzeug vorherrscht. Der Grund dafür ist darin zu suchen, daß der Bohrhammer im Gegensatz zu den Stoßbohrmaschinen nicht das Schwergewicht des mitunter mehrere Meter langen Bohrstahles mit dem Kolben hin und her zu bewegen hat. Er ist infolgedessen viel leichter und kann bei den kleinen Typen, die etwa 12 bis 18 kg schwer sind, während des Bohrens von einem Mann gehalten und wie ein Handwerkzeug gebraucht werden. Die Leistung ist ein Vielfaches von der des Handschlagbohrens. Der Energieverbrauch von 2,5 bis 3 PS für einen Hammer, mit 8 bis 12 PS an der Kompressorwelle gerechnet, ist bedeutend geringer als der der Preßluft-Stoßbohrmaschinen und der unter hohem Druck arbeitenden Preßwasser-Drehbohrmaschinen. Die elektrische Stoßbohrmaschine hat zwar einen geringeren Energiebedarf, dafür ist aber auch die Leistung geringer und die Ausbesserungsbedürftigkeit groß, weil diese Maschine mit Schraubenfedern arbeitet, die erfahrungsgemäß eine öftere Auswechslung erfordern. Ferner aber haben alle anderen, sowohl elektrische, als Preßluft-Stoßbohrmaschinen, als auch Brandtsche Druckwasser-Drehbohrmaschinen wegen ihres Umfangs und Gewichts sogenannte Spannsäulen nötig, an denen die Maschinen befestigt werden, um den Gegendruck aufzunehmen; diese Spannsäulen werden zwischen den Feldwänden verspannt und tragen die schweren Bohrmaschinen. Das Heranschaffen der Spannsäulen und Bohrmaschinen, für das mitunter besondere Bohrwagen verwendet werden müssen, ist aber erst möglich, wenn nach einem Abschluß der Ausbruch vor Ort entfernt ist und die Stollenbrust wieder frei wird. Solange muß bei Anwendung von Bohrmaschinen an Spannsäulen oder von Bohrwagen, die auch selbst dem Gewicht der Maschinen entsprechend schwer

sind, die Bohrarbeit unterbrochen werden. Die Gesamtzeit eines Angriffs, der aus Bohren, Laden, Schießen, Lüften und Schüttern besteht, wird also kürzer, wenn man, wie beim Handbohrbetrieb und dem leistungsfähigeren Bohrhammerbetrieb, während der ganzen Schutterzeit auch bohren kann. Und das ist der große Vorteil der Bohrhammer, die bei ihrer Handlichkeit diesen Vorzug ermöglichen.

Die Spannsäule ist auch den Bohrhäuern im allgemeinen wenig erwünscht. Doch wird sie nicht ganz zu vermeiden sein dort, wo die Bohrleistungen zu gering werden und die Bohrzeiten zu groß. Für diese Fälle gibt es schwerere Bohrhammertypen von 35 bis 36 kg an verhältnismäßig leichten Spannsäulen, wie z. B. die sich gut bewährende sogenannte Hammerbohrmaschine der Demag, die bei annähernd gleichem Kraft- und Luftverbrauch anderen Bohrhämmern nach im Dezember 1923 ausgeführten Bohrversuchen auf Zeche Gewerkschaft Rathausberg-Böckstein in Salzburg erheblich überlegen sind, wie dem Verfasser anlässlich eines Besuches auf der Zeche von ihrem Direktor, Oberbergat Dr. Imhof, freundlichst mitgeteilt wurde.

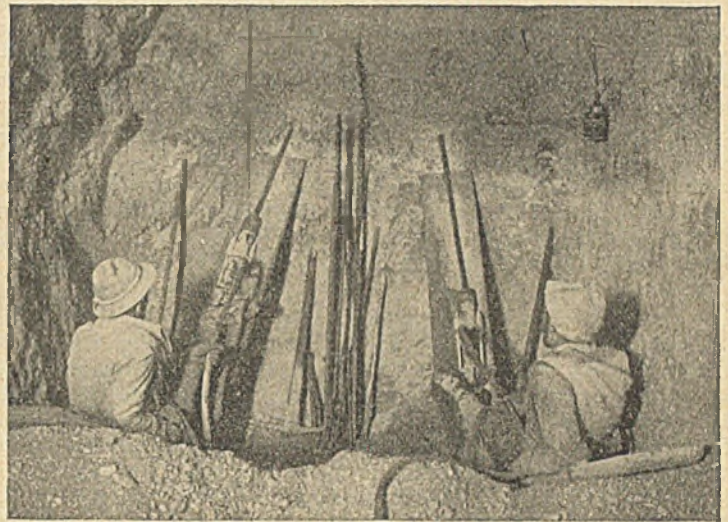


Abb. 75. Bohrhammerbetrieb während des Schütterns. Bretter als Auflager und Führung für die Bohrhammer.

Um die Kraft des Rückstoßes besser überwinden und das ermüdende Gewicht des Hammers nicht immer halten zu müssen schaffen die Bohrhäuer sich dadurch ein Hilfsmittel, daß sie, auf dem Schutterhaufen sitzend und bisweilen angelehnt an diesen, die Rückstöße mit den Füßen aufnehmen, während der Bohrhammer, auf einem Brett gelagert, durch dieses eine Führung erhält (Abb. 75). Bei dieser Arbeitsweise neigt der Betrieb dazu, immer schräg nach oben gerichtete Bohrlöcher zu erzeugen und den Einbruch „italienisch“ zu schießen, nicht immer zum Vorteil des Vortriebes und bei Druckstollen auch nicht zum Vorteil im Hinblick auf die spätere Verwendung. Denn der Einbruch, der die Gesteinsverspannung aufhebt und neue freie Flächen schafft, bedarf einer stärkeren Sprengladung als die übrigen Schüsse und erschüttert dadurch das Gestein in der Umgebung. Liegen die Einbruchschüsse am Rande des endgültigen Ausbruchquerschnitts, wie das z. B. beim italienischen Einbruchschießen der Fall ist, dann erhält das umgebende stehenbleibende Gestein bei Innendruck die unerwünschten Eigenschaften der Nachgiebigkeit. Aus demselben Grunde muß auch bei Druckstollen vermieden werden, daß die Ladungen, besonders beim italienischen Einbruchschießen, zu stark werden — im Gegensatz zum Richtstollenvortrieb von Eisenbahn- und anderen Tunneln größerer Querschnitte, wo der Richtstollenquerschnitt nur einen Teil des ganzen Querschnitts bildet und eine Zermürbung des angrenzenden Gesteins für die spätere Fortnahme nur förderlich sein kann. Auf den Vorteil eines langgestreckten Schutterhaufens und der starken Zerkleinerung des Ausbruchs infolge starker Sprengladungen, die das Fortschaffen erleichtern, muß allerdings im genannten Fall verzichtet werden.

Als Sprengstoff werden heute nach dem Vorhergegangenen bei Ingenieurstollenbauten in den verschiedensten Zusammenstellungen und unter den verschiedensten Namen Gemische von Nitroglycerin, Ammonsalpeter und verschiedenen Zumischstoffen verwendet — die Dynamite, bzw. als wirksamster Sprengstoff Nitroglycerin + Kollodium — die Sprenggelatine, für leichtere Schüsse die weniger wirksamen Ammonsalpetersprengstoffe, die in den verschiedenen Zusammensetzungen be-

¹⁴⁾ Während der Drucklegung dieser Arbeit hat Verfasser auch verschiedene Stollenbauten in Italien kennen gelernt; auch die dort gesammelten Erfahrungen bestätigen das im folgenden Gesagte.

kannt sind¹⁵⁾ und deren Hauptbestandteil, wie der Name schon sagt, Ammonsalpeter ist.

Andere Sprengstoffe sind für den Ingenieurstollenbau weniger geeignet und daher nicht üblich. Auch die Verwendung flüssiger Luft oder flüssigen Sauerstoffs zum Sprengen, das sogen. „Sprengluftverfahren“, hat bei dem heutigen Stande des Verfahrens doch noch solche Nachteile¹⁶⁾, daß es im Ingenieurstollenbau noch keine Verbreitung gefunden hat. In den wenigen Fällen, in denen das Sprengluftverfahren im Ingenieurstollenbau versucht wurde, ist man wieder davon abgegangen, z. B. Treiser Tunnel, Stollen bei St. Johann, Murgwerk, Partensteinwerk. Auch beim Stollenbau des Liro-Werks bei Chiavenna in Oberitalien (Società Idroelettrica Cisalpina) hat man, nach freundlicher mündlicher Mitteilung des leitenden Direktors Ing. Gasparoni, nach anfänglicher Anwendung des Sprengluftverfahrens dieses dort nicht beibehalten können. Die Mitteilung: Fellner, „Erfahrungen mit dem Sprengluftverfahren im Stollenbetrieb“, „Bautechnik“ 1924, Heft 23, S. 235, die auch inzwischen mehrfach als Quelle angeführt worden ist, bedarf also einer entsprechenden Ergänzung.

Auch in dem Stollenvortrieb für das Marmore-Werk der Società Idroelettrica Piemonte (S I P), Breda bei Chatillon, wird zurzeit wieder mit flüssiger Luft gesprengt, wie Verfasser inzwischen gesehen hat, jedoch auch nur in beschränktem Umfange, in einem Stollenstück vom ersten Fenster aus, und zwar im festen Gestein ohne Wasserandrang. Die Notwendigkeit eines großen Bohrlochdurchmessers für Anwendung des Sprengluftverfahrens im festen Gestein macht dort schwere Bohrmaschinen an Spanssäulen nötig, die die erwähnten Nachteile der Zeitverluste haben.

In den beiden letztgenannten Fällen in Italien waren wirtschaftspolitische Erwägungen maßgebend, die dort einen Versuch mit flüssiger Luft angebracht erscheinen ließen; im letzten Fall auch der billige Erwerb einer schon gebrauchten Luftverflüssigungsanlage.

Für die Förderung im engen Stollen sind hölzerne Kastenwagen mit beweglichen Stirnwänden zu empfehlen. Von Lokomotiven wäre die Preßluftlokomotive an sich die idealste für den Stollen. Sie verschlechtert nicht nur nicht die Luft im Innern des Stollens, sondern trägt eher noch zu einer Verbesserung bei, ist kräftig und hat einen Aktionsradius bis zu 6 und 8 km. Aber sie erfordert eine teure Hochdruck-Kompressorenanlage und kann infolgedessen für kurze Stollenstücke nur ausnahmsweise in Frage kommen. Die elektrische Lokomotive mit äußerer Stromzuleitung hat ebenfalls den Vorteil, daß sie die Luft im Stollen nicht verschlechtert, hat aber den großen Nachteil der im engen Stollen hinderlichen und wegen Starkstromgefahr nicht unbedenklichen Freileitung. Akkumulatoren-Lokomotiv-

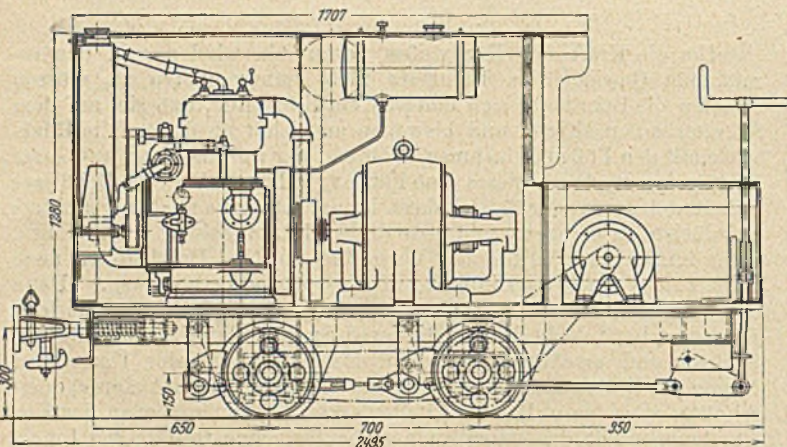


Abb. 76. Benzol-elektrische „Gebus“-Lokomotive, Bauart Gelinek-Salzburg.

wagen sind sehr schwer. Dampflokomotiven scheiden für den Stollenbau aus wegen des Abdampfes und der Kohlenfeuerung. Es bleiben also nur übrig Lokomotiven mit Antrieb durch Benzin-, Benzol- oder Rohöl-Verbrennungsmotoren. Diese haben aber den großen Nachteil, daß sie durch ihre Abgase im engen Stollen die Luft bedeutend verschlechtern, so daß Ohnmachtanfalle von Stollenarbeitern dort nichts Unbekanntes sind, doch muß in Ermangelung von etwas Besserem dieser Übelstand mit in den Kauf genommen und für entsprechende Belüftung gesorgt werden.

¹⁵⁾ Vergl. hierzu: Das Sprengstoffwesen im Preussischen Bergbau, Berlin 1924. Carl Heymanns Verlag.

¹⁶⁾ Vergl. hierzu auch: Beurle, Bemerkungen zur Anwendung von Sprengluft im Stollenbau; Die Wasserwirtschaft 1925, Nr. 8.

Eine neue Bauart stellt dar die im vorigen mehrfach erwähnte benzol-elektrische Lokomotive der Firma M. Gelinek-Salzburg. Das Grundsätzliche in der Bauart dieser Lokomotive besteht darin, daß ein Verbrennungsmotor eine Gleichstrom-Nebenschluß-Dynamomaschine antreibt, die den Strom liefert für Antrieb von Gleichstrom-Hauptstrommotoren, so daß also diese Anlage ihre eigene Elektrizitäts-Erzeugungsmaschine mit sich führt. Die doppelte Energieumsetzung erweist sich dabei als nicht nachteilig, sondern für den Antrieb durch Verbrennungsmotoren sogar als vorteilhaft; denn da der Verbrennungsmotor ständig mit gleicher Umdrehungszahl läuft, so ist seine Ausnutzung eine bedeutend günstigere und infolgedessen auch der Brennstoffverbrauch. Auch die Luftverschlechterung durch die Abgase soll geringer sein. Als Brennstoff kann dienen Benzin, Benzol, Rohöl oder Holzkohlensauggas. Es ist ein stoßfreies Anfahren mit der Maschine mit vollem Drehmoment vom Stand aus möglich, und eine bedeutende Überlastung ohne schädliche Beanspruchungen. Die Achsen werden mit Kettenübertragung unmittelbar durch den Elektromotor angetrieben (Abb. 76). Ein weiterer Vorzug besteht darin, daß diese Lokomotive außerdem noch einen Triebwagen mit Motorantrieb mitnehmen kann, so daß sie auch geeignet ist zur gelegentlichen Beförderung größerer Einzellasten. Sie wurde dort, wo sie im Betriebe war, ausnahmslos gelobt.

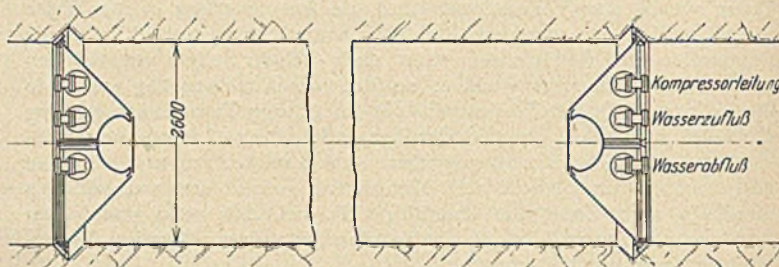


Abb. 77. Abschluß eines Stollenstücks für Abpreßversuche.

Ein weiteres wesentliches Merkmal heutiger Stollenbauten für Hochdruckwasseranlagen, für „Druckstollen“, ist die Probeabpressung des ausgebrochenen Stollens zur Feststellung des Verhaltens des Gesteins gegenüber Innenwasserdruck. Nach den grundlegenden Versuchen, die von den Schweizerischen Bundesbahnen im Reusstollen des Amsteger Kraftwerkes seinerzeit gemacht wurden,¹⁷⁾ und bei denen verhältnismäßig schwere Abpreßdeckel verwendet worden sind, ist es üblich geworden und zu empfehlen, derartige Versuche bei jedem Druckstollenbau vorzunehmen. Es wird dabei so vorgegangen, daß ein Stollenstück durch zwei derartige „Abpreßdeckel“ abgeschlossen (Abb. 77) und unter Wasserdruck gesetzt wird, wobei etwaige Wasserverluste gemessen werden und nach dem Ablassen des Wassers die abgepreßte Strecke geprüft wird. Die Abpreßdeckel, wie sie beispielsweise von der Lokomotivfabrik Krauss & Co., Linz an der Donau, gebaut und geliefert und wie sie so oder ähnlich in den hier genannten Fällen von Abpressungen verwendet worden sind, haben die in Abb. 78 dargestellte Form und Abmessungen. Der Abpreßdeckel wird aus vier Teilen zusammengesetzt und hat ein Mannloch mit Tür, die nach dem Ablassen des Wasserdruckes eine sofortige Besichtigung der Abpreßstrecke zuläßt. Außerdem besitzt er einen Stutzen für Druckwasserzuleitung, einen für Wasserablaß und einen für Durchleitung von Preßluft für den dahinterliegenden Stollenabschnitt. Der Druck wird mit Manometer abgelesen. Abb. 79 u. 80 geben ein Bild von der Ansicht im Stollen während der Zusammensetzung, wie sie seinerzeit im Teigtischstollen vor sich ging.

Wesentlich für das Gelingen der Abpressungen ist ein gutes Widerlager, geschaffen durch einen entsprechend starken Mauerring, und eine gute Abdichtung zwischen Mauerring und Abpreßdeckel. Die Abdichtung wird vorteilhaft geschaffen durch Holz und dazwischengelegten Dichtungstoff von geteertem Hanf, paraffiniertem Lampendocht oder Kautschuk.

Da die Abdichtung derartiger Stollen von besonderer Wichtigkeit ist, hat es nicht an einer ganzen Anzahl von Vorschlägen dafür gefehlt,¹⁸⁾ von denen sich als zweckmäßig und wirtschaftlich die Ausführung einer innerhalb der den Außendruck aufnehmenden Aus-

¹⁷⁾ Vergl. A. Schraffl, Schwz. Bauztg. a. a. O.

¹⁸⁾ Vergl. Effenberger a. a. O. — Mühlhofer, Neuerungen auf dem Gebiete des Druckstollenbaues, Der Bauingenieur 1922, Nr. 18. — Wolfsholz, Neue Bauarten von Druckstollen, Beton u. Eisen 1922, Nr. 16. — Derselbe, Über das Druckstollenproblem, Beton u. Eisen 1924, Nr. 8. — Gräber, Der Bau von Druckstollen für Wasserkraftwerke, Beton u. Eisen 1923, Nr. 13. — Walch, Über die Auskleidung von Druckstollen . . ., Der Bauingenieur 1925, Nr. 4, S. 118.

mauerung angeordneten, zugfesten Dichtungsschicht aus Gebläsebeton, bekannt unter dem Namen „Torkret“ oder im Auslande auch häufig „Gunit“ genannt, mit einer am besten spiralenförmig angeordneten Rundeiseneinlage, wie sie mehrfach bei den genannten Anlagen erwähnt worden ist, bewährt hat.

Außerdem sind für die Abdichtung wichtig Einpressungen von Zementmörtel zwischen Ausmauerung und Fels und bei klüftigem

spannsäulenartige Vorrichtung gegen das Bohrloch gepreßt werden, wobei die Abdichtung häufig Schwierigkeiten bereitet. Die für das Einpressen erforderlichen Maschinen sind heute in verschiedener Ausführungsform bekannt. Hiervon seien erwähnt:

1. die altbewährte Wolfsholz-Maschine, bestehend aus Kessel mit Schnecke bezw. von Hand zu betätigendem Rührwerk, um das Entmischen zu verhindern;
2. Bauart Kesselschmiede Richterswil-Schweiz, die eine ähnliche

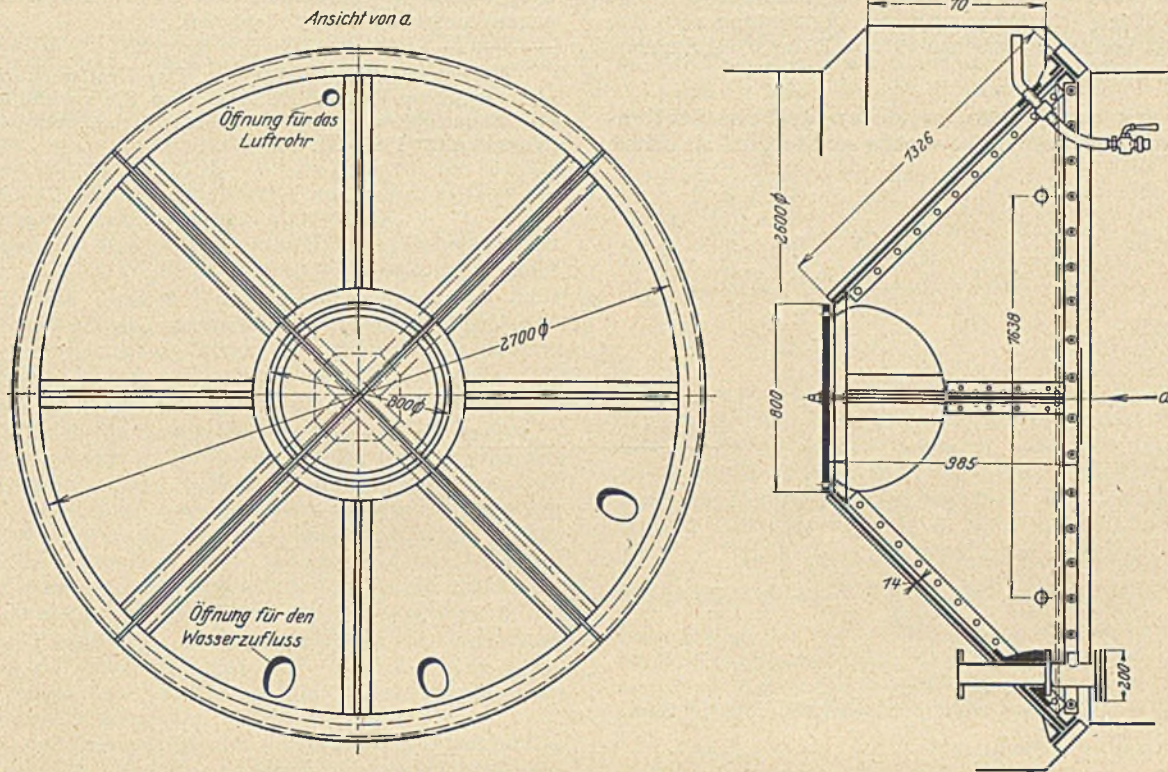


Abb. 78. Eiserner „Abpreßdeckel“ für Probeabpressungen von Druckstollen.

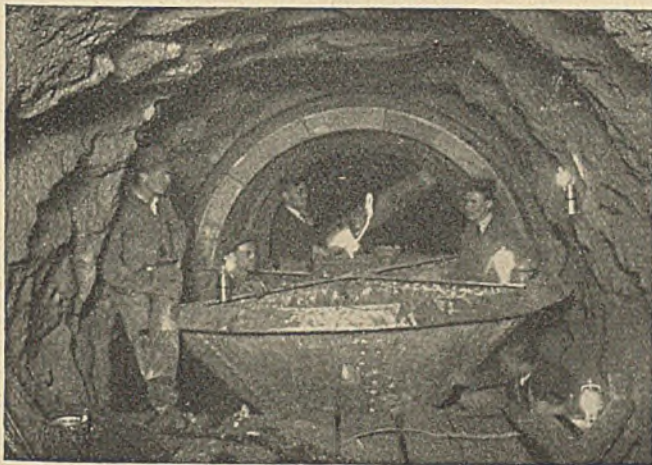


Abb. 79. Einbauen eines Abpreßdeckels.

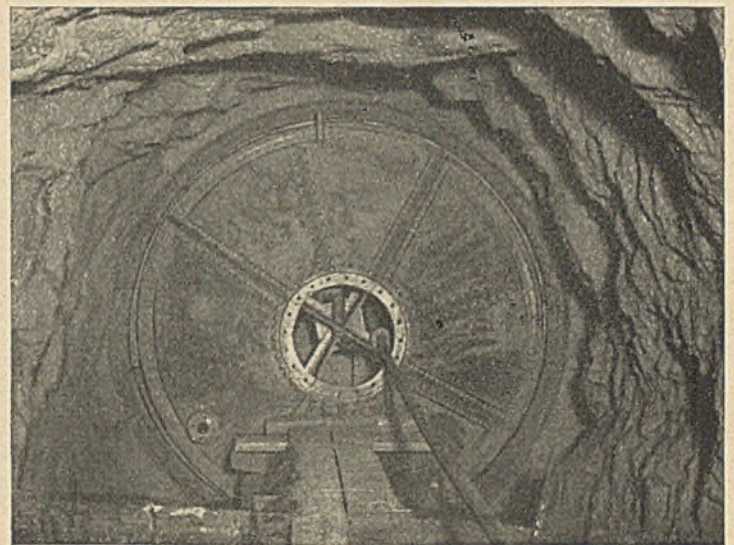


Abb. 80. Eingebauter Abpreßdeckel.

Fels auch bis in diesen hinein, um etwaige Hohlräume, die auch namentlich durch das Schwinden des Betons und besonders über dem Gewölbescheitel entstehen, auszufüllen und so zu verbinden, daß bei Innendruck infolge Dehnung der Betonverkleidung Risse entstehen und Wasser verlorenght. Am bequemsten ist die Hinterpressung, wenn zu dem Zweck vorher Rohrstücke mit einbetoniert werden, so daß an die in das Stolleninnere hineinragende Schraubenmuffe dieses Rohrstückes das Mundstück des Preßmörtelschlauches angeschraubt werden kann (Abb. 43); im anderen Falle müssen nachträglich Löcher gebohrt werden, und das Preßmörtelschlauchende muß mit besonderem Mundstück, Abschlußsteller und Dichtung versehen werden und durch eine

Maschine mit 14-PS-Preßluftmotor zum Antriebe des Rührwerkes herstellt, in der vom Verfasser beobachteten Form noch nicht zweckmäßig genug, da alle Hähne umständlich mit Schraubenschlüsseln zu betätigen sind, zu jeder Maschine vier Mann nötig sind und die Leistungen gegenüber anderen zurückbleiben;

3. Injektionsapparat der Torkret-Ges. Berlin, der das Rühren durch Preßluft bewirkt, so daß angeblich auch dickflüssigeres Mischgut verwendet werden kann; diese Maschine ermöglicht einen stetigen Betrieb und hat neuerdings Verbesserungen erfahren, die die Maschine auch für den Stollenbau noch geeigneter erscheinen läßt als die ursprüngliche Bauart;

4. Bauart der Industriewerke Eisler & Warchalowski-Wien, die verschiedentlich gelobt wurde wegen ihrer sehr einfachen Ausbildung und Handhabung (kein Rührwerk), die rasche Bedienung gestattet, so daß Entmischung nicht zu befürchten ist, von kleinem Umfang, daher für enge Stollen besonders geeignet und mit verhältnismäßig guter Leistungsfähigkeit; es wurde beobachtet: 10 Mischen in der Stunde, im Durchschnitt = 700 l hinterpreßtes Mischgut.

Die Betonierleistungen im Stollen, für die die Fachwelt begreiflicherweise besonderes Interesse zeigt, schwankten je nach dem zur Verfügung stehenden Stollenquerschnitt, von dem auch die Größe der Belegschaft abhängig ist, und je nach der Organisation nach den Aufzeichnungen des Verfassers zwischen 21 und 36 m³ in 24 Stunden, ausnahmsweise bis zu 60 m³.

Die Frage der systematischen Aufzeichnungen beim Stollenvortrieb wurde vom Verfasser für so wichtig gehalten, daß sie bereits

in einer gesonderten Abhandlung in der „Bautechnik“ 1925, Heft 1 behandelt worden ist, eine Auffassung, deren Richtigkeit dem Verfasser durch verschiedene inzwischen eingegangene Zuschriften bestätigt worden ist.

Zum Schluß sei die Anregung gestattet, daß von den dazu berufenen Stellen sowohl über die hier besprochenen Anlagen als auch über andere ähnliche nach Fertigstellung Denkschriften in wünschenswerter Ausführlichkeit¹⁹⁾, wie sie im Rahmen dieser Arbeit nicht möglich war, herausgegeben werden mögen zur Bereicherung des zurzeit noch etwas spärlichen Schrifttums über die Erfahrungen im Fachgebiete des neuzeitlichen Ingenieurstollenbaues.

¹⁹⁾ Wie z. B. Eggenberger, Das Kraftwerk Ritom, Sonderdruck aus der Schwz. Bauztg. 1923, Bd. 81 u. 82; vorbildlich auch: Bürner, Die Bauausführung des Walchenseewerkes, Sonderdruck aus: „Die Wasserkraft“ 1924, Nr. 10.

Ermittlung der statisch unbestimmten Größen hochgradig statisch unbestimmter Rahmen unter Anwendung statisch unbestimmter Hauptsysteme.¹⁾

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Edgar Schmidt, Lichterfelde-West.

Rahmenkonstruktionen, die hochgradig statisch unbestimmt sind, erfordern bei Zugrundelegung statisch bestimmter Hauptsysteme die Aufstellung und Auflösung einer großen Anzahl von linearen Gleichungen. Die Lösung dieser Aufgabe ist umständlich und unübersichtlich, besonders dann, wenn die verschiedenen Trägheitsmomente und die ungleichen Stützweiten berücksichtigt werden sollen. Die Anzahl dieser Gleichungen läßt sich beliebig verringern, wenn statisch unbestimmte Hauptsysteme mehrmals angewandt werden.

Werden bei einem n -fach statisch unbestimmtem Rahmensystem nur drei an dem Punkte O_r angreifende statisch unbestimmte Größen \bar{X}_r , \bar{Y}_r und \bar{Z}_r als die einzigen Unbekannten angenommen, dann entsteht ein $n-3$ -fach statisch unbestimmtes System. Dieses Hauptsystem wollen wir von der ersten Ordnung bezeichnen. Die statisch unbestimmten Größen \bar{x}_{pr} , \bar{y}_{pr} , \bar{z}_{pr} ... dieses Hauptsystems sind für die Belastungszustände $\bar{X}_r=1$, $\bar{Y}_r=1$, $\bar{Z}_r=1$ als äußere Lasten zuerst zu ermitteln. Um die Anzahl der Gleichungen zu verringern, können wir von den statisch unbestimmten Größen des Hauptsystems erster Ordnung nur einige dieser Größen als Unbekannte annehmen. Dadurch entsteht ein statisch unbestimmtes Hauptsystem, das wir von der zweiten Ordnung nennen wollen. Dieses Verfahren können wir so lange fortsetzen, bis wir zu einem Hauptsystem von beliebiger Ordnung gelangen, dessen statisch unbestimmte Größen sich aus einer geringen Anzahl von Gleichungen leicht und einfach bestimmen lassen.

Wir wollen der Einfachheit und Übersichtlichkeit wegen an einem Beispiel den Gang der Rechnung erläutern. Zunächst noch einige allgemeine Bemerkungen über die Anwendung statisch unbestimmter Hauptsysteme zur Erleichterung des Verständnisses.

Die Ermittlung der Verschiebungen in einem statisch unbestimmten System bietet an und für sich keine Schwierigkeit, sie erfordert, wie alle verwickelten Aufgaben, einige Überlegung und Geschicklichkeit, um den möglichst einfachen Fall der verschiedenen Belastungsarten festzustellen. Für die Ermittlung von Formänderungen in einem statisch unbestimmten System gelten dieselben Gleichungen wie für ein statisch bestimmtes. Wird, wie üblich, nur der Einfluß der Biegemomente berücksichtigt, so ergibt sich die Verschiebung eines Punktes P infolge einer Last Q zu

$$\delta_{pq} = \int M_p M_q \cdot \frac{ds}{EJ}$$

Nur ist bei einem statisch unbestimmtem System zu beachten, daß von den Momentenflächen M_p und M_q nur eine sich auf das statisch unbestimmte System zu beziehen braucht, während für die andere die entsprechende des statisch bestimmten Grundsystems eingeführt werden kann. Werden die Momente des unbestimmten Systems mit \bar{M}_p und \bar{M}_q , die des bestimmten Grundsystems mit M_p und M_q bezeichnet, so ist demnach:

$$\bar{\delta}_{pq} = \int \bar{M}_p M_q \cdot \frac{ds}{EJ} = \int M_p \bar{M}_q \cdot \frac{ds}{EJ}$$

Von diesen beiden Integralen ist im allgemeinen dasjenige zu wählen, das sich über die wenigsten Stäbe des Systems erstreckt. Wir erwähnen noch, daß die Annahme zweier statisch unbestimmter Hauptsysteme für beide Belastungsfälle, den gedachten und den wirklichen, zu demselben Ziel führt, aber sehr umständlich ist.

Als Beispiel wählen wir einen Vierendeelträger mit parallelen Gurten, 7 Feldern von je 4,0 m und einer Stützweite von $7 \cdot 4,0 = 28,0$ m

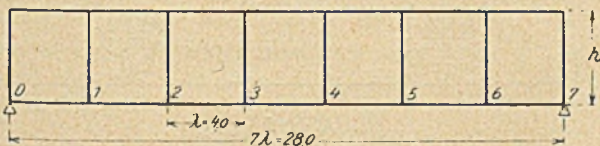


Abb. 1.

(Abb. 1). Als Angriffspunkte der statisch unbestimmten Größen wählen wir die Mittelpunkte der einzelnen Rahmen.

Zunächst leiten wir die Beziehung zwischen den neun statisch unbestimmten Größen dreier zu einem starren Stabzug verbundenen

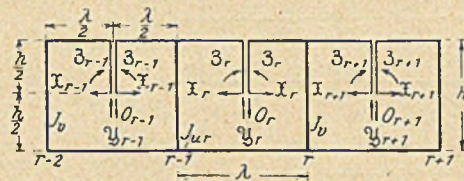


Abb. 2.

Rechteckrahmen ab (Abb. 2). Für den Punkt O_r gelten die drei nachstehenden Gleichungen:

$$\begin{aligned} \delta_x &= 0 \\ \delta_y &= 0 \\ \delta_z &= 0. \end{aligned}$$

Die einzelnen Verschiebungen erhalten wir durch Anwendung der Arbeitsgleichung. Der gedachte Belastungszustand z. B. für die Ermittlung von δ_x besteht aus einer Last 1 in der Richtung von \bar{x}_r , während die Größen \bar{x}_r , \bar{y}_r ... und die äußeren Lasten als die wirkliche Belastung anzusehen sind. Die Momente infolge der gedachten Belastung $\bar{x}_r=1$, $\bar{y}_r=1$... bezeichnen wir mit \mathfrak{M}_{rx} , \mathfrak{M}_{ry} ..., die infolge der wirklichen Belastung mit M_{rx} , M_{ry} ...

Die Integralwerte $\int \mathfrak{M} M \frac{dx}{EJ}$ sind positiv, wenn ein und dieselbe Faser infolge der beiden Momente in demselben Sinne beansprucht wird, im entgegengesetzten Sinne dagegen negativ. Aus diesem Grunde muß z. B. das rechts drehende Moment auf der rechten Seite eines gemeinschaftlichen Ständers zweier Rahmen (Abb. 3) mit umgekehrtem

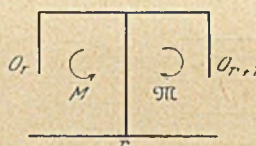


Abb. 3.

Vorzeichen in den Ausdruck für $\int \mathfrak{M} M \frac{dx}{EJ}$ eingeführt werden, wenn auf der linken Seite des Ständers das Moment links dreht, denn beide Momente erzeugen in ein und derselben Faser Spannungen (Druck und Zug) entgegengesetzten Sinnes.

Es bezeichnet:

- J_{or} das Trägheitsmoment des Obergurtes,
- J_{ur} " " " " Untergurtes,
- J_v " " " " der Ständer,
- h die Trägerhöhe,
- λ die Feldweite,
- E den Elastizitätsmodul,²⁾
- M_{rx} , M_{ry} ... die Momente infolge $\bar{x}_r=1$, $\bar{y}_r=1$...
- M_0 das Moment infolge der äußeren Lasten.

Nach Abb. 4 haben wir:

$$\begin{aligned} M &= \bar{x}_r M_{rx} + \bar{y}_r M_{ry} + \bar{z}_r M_{rz} + \bar{x}_{r-1} M_{r-1,x} + \bar{y}_{r-1} M_{r-1,y} \\ &+ \bar{z}_{r-1} M_{r-1,z} + \bar{x}_{r+1} M_{r+1,x} + \bar{y}_{r+1} M_{r+1,y} \\ &+ \bar{z}_{r+1} M_{r+1,z} + M_0 \end{aligned}$$

und

$$\mathfrak{M} = 1 \cdot \mathfrak{M}_{rx} \text{ (Zustand } \bar{x}_r=1 \text{).}$$

Daher ist:

$$\int M \mathfrak{M} \frac{dx}{EJ} =$$

$$\begin{aligned} \text{aus Abb. 4 a u. b } \bar{x}_r \int M_{rx} \mathfrak{M}_{rx} \frac{dx}{EJ} &= \bar{x}_r \left[\frac{h^3}{6J_v} + \frac{h^2 \lambda}{4} \left(\frac{1}{J_{or}} + \frac{1}{J_{ur}} \right) \right] \\ \text{4 a u. c } + \bar{y}_r \int M_{ry} \mathfrak{M}_{ry} \frac{dx}{EJ} &= 0 \\ \text{4 a u. d } + \bar{z}_r \int M_{rz} \mathfrak{M}_{rz} \frac{dx}{EJ} &= \bar{z}_r \frac{h \lambda}{2} \left(\frac{1}{J_{or}} - \frac{1}{J_{ur}} \right) \\ \text{4 a u. e } + \bar{x}_{r-1} \int M_{r-1,x} \mathfrak{M}_{rx} \frac{dx}{EJ} &= - \bar{x}_{r-1} \frac{h^3}{12J_v} \end{aligned}$$

²⁾ Da die Zahl E im Nenner und Zähler vorkommt, wird sie in der Folge fortgelassen.

¹⁾ Eine Abhandlung des Verfassers über hochgradig statisch unbestimmte Fachwerkträger ist in der „Bautechnik“ 1923, Heft 45, S. 443 erschienen.

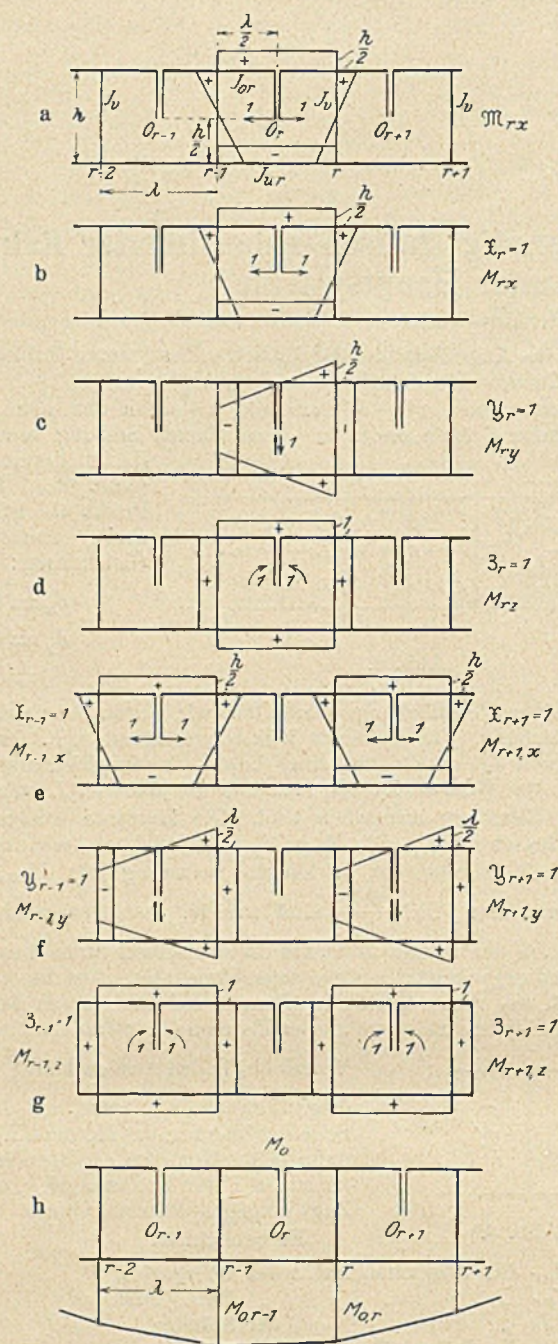


Abb. 4.

aus Abb. 4 a u. e'
$$+ \bar{x}_{r+1} \int M_{r+1,x} \mathfrak{M}_{rx} \frac{dx}{EJ} = - \bar{x}_{r+1} \frac{h^3}{12 J_v}$$

4 a u. f
$$+ \mathfrak{y}_{r-1} \int M_{r-1,y} \mathfrak{M}_{rx} \frac{dx}{EJ} = 0$$

4 a u. f'
$$+ \mathfrak{y}_{r+1} \int M_{r+1,y} \mathfrak{M}_{rx} \frac{dx}{EJ} = 0$$

4 a u. g
$$+ \mathfrak{z}_{r-1} \int M_{r-1,z} \mathfrak{M}_{rx} \frac{dx}{EJ} = 0$$

4 a u. g'
$$+ \mathfrak{z}_{r+1} \int M_{r+1,z} \mathfrak{M}_{rx} \frac{dx}{EJ} = 0$$

4 a u. h
$$+ \int M_0 \mathfrak{M}_{rx} \frac{dx}{EJ} = - (M_{0,r-1} + M_{0r}) \frac{h \lambda}{4 J_{ur}}$$

somit ergibt sich:

(1)
$$\delta_x = \bar{x}_r \left[\frac{h^3}{6 J_v} + \frac{h^2 \lambda}{4} \left(\frac{1}{J_{or}} + \frac{1}{J_{ur}} \right) \right] + \mathfrak{z}_r \frac{h \lambda}{2} \left(\frac{1}{J_{or}} - \frac{1}{J_{ur}} \right) - \bar{x}_{r-1} \frac{h^3}{12 J_v} - \bar{x}_{r+1} \frac{h^3}{12 J_v} - \frac{\lambda h}{4 J_{ur}} (M_{0,r-1} + M_{0r}) = 0,$$

und ganz ebenso folgt:

(2)
$$\delta_y = \mathfrak{y}_r \left[\frac{\lambda^3}{12} \left(\frac{1}{J_{or}} + \frac{1}{J_{ur}} \right) + \frac{\lambda^2 h}{2 J_r} \right] + \frac{\lambda^2 h}{4 J_v} \mathfrak{y}_{r+1} + \mathfrak{y}_{r-1} \frac{\lambda^2 h}{4 J_v} + \mathfrak{z}_{r-1} \frac{\lambda h}{2 J_v} - \mathfrak{z}_{r+1} \frac{\lambda h}{2 J_v} + \frac{\lambda^2}{12 J_{ur}} (M_{0r} - M_{0,r-1}) = 0,$$

(3)
$$\delta_z = \mathfrak{z}_r \left[\lambda \left(\frac{1}{J_{or}} + \frac{1}{J_{ur}} \right) + \frac{2 h}{J_v} \right] + \bar{x}_r \frac{h \lambda}{2} \left(\frac{1}{J_{or}} - \frac{1}{J_{ur}} \right) + \mathfrak{y}_{r+1} \frac{\lambda h}{2 J_v} - \mathfrak{y}_{r-1} \frac{\lambda h}{2 J_v} - \mathfrak{z}_{r+1} \frac{h}{J_v} - \mathfrak{z}_{r-1} \frac{h}{J_v} + \frac{\lambda}{2 J_{ur}} (M_{0r} + M_{0,r-1}) = 0.$$

In der Folge benutzen wir folgende Abkürzungen:

$$a_1 = \frac{h^3}{6 J_v} + \frac{h^2 \lambda}{4} \left(\frac{1}{J_{or}} + \frac{1}{J_{ur}} \right)$$

$$a_2 = \frac{h \lambda}{2} \left(\frac{1}{J_{or}} - \frac{1}{J_{ur}} \right); \quad a_3 = \frac{h^3}{12 J_v}$$

$$b_1 = \frac{\lambda^3}{12} \left(\frac{1}{J_{or}} + \frac{1}{J_{ur}} \right) + \frac{\lambda^2 h}{2 J_r}$$

$$b_2 = \frac{\lambda^2 h}{4 J_v}; \quad b_3 = \frac{\lambda h}{2 J_v}$$

$$c_1 = \lambda \left(\frac{1}{J_{or}} + \frac{1}{J_{ur}} \right) + \frac{2 h}{J_v}; \quad c_2 = \frac{h}{J_v}$$

$$N_x = (M_{0,r-1} + M_{0r}) \frac{\lambda h}{4 J_{ur}}$$

$$N_y = (M_{0r} - M_{0,r-1}) \frac{\lambda^2}{12 J_v}$$

$$N_z = (M_{0r} + M_{0,r-1}) \frac{\lambda}{2 J_{ur}}$$

Bei dem Beispiel nehmen wir die an dem Mittelpunkt O_4 angreifenden statisch unbestimmten Größen \bar{X}_4 , \bar{Y}_4 und \bar{Z}_4 als Unbekannte an. Die Elastizitätsgleichungen lauten dann:

$$\Sigma P \delta_{mx} + \bar{X}_4 \delta_{xx} + \bar{Y}_4 \delta_{xy} + \bar{Z}_4 \delta_{xz} = 0 \text{ oder } \delta_x = 0$$

$$\Sigma P \delta_{my} + \bar{X}_4 \delta_{yx} + \bar{Y}_4 \delta_{yy} + \bar{Z}_4 \delta_{yz} = 0 \text{ oder } \delta_y = 0$$

$$\Sigma P \delta_{mz} + \bar{X}_4 \delta_{zx} + \bar{Y}_4 \delta_{zy} + \bar{Z}_4 \delta_{zz} = 0 \text{ oder } \delta_z = 0$$

wobei sämtliche Verschiebungen sich auf das statisch unbestimmte Hauptssystem erster Ordnung beziehen. Dieses Hauptssystem, das wir mit H_1 bezeichnen wollen, kann im vorliegenden Falle in die beiden Hauptssysteme H_1' und H_1'' weiter zerlegt werden, da der linke Teil unabhängig von dem rechten Teil ist (Abb. 5a). Die statischen Größen der beiden Hauptssysteme H_1' und H_1'' infolge $\bar{X}_4=1$, $\bar{Y}_4=1$ und $\bar{Z}_4=1$ ergeben sich aus je neun Gleichungen. Um die Anzahl dieser Gleichungen zu verringern, nehmen wir die Größen \bar{x}_2 , \bar{y}_2 , \bar{z}_2 und \bar{x}_6 , \bar{y}_6 , \bar{z}_6 als Unbekannte an, dadurch entsteht das in Abb. 5b dargestellte statisch unbestimmte Hauptssystem zweiter Ordnung H_{II} , das in die Hauptssysteme H_{II}' , H_{II}'' , H_{II}''' und H_{II}'''' eingeteilt werden kann und dessen statisch unbestimmte Größen für die Zustände $\bar{x}_2=1$, $\bar{y}_2=1$, $\bar{z}_2=1$ und $\bar{x}_6=1$, $\bar{y}_6=1$, $\bar{z}_6=1$ als äußere Last zu ermitteln sind.

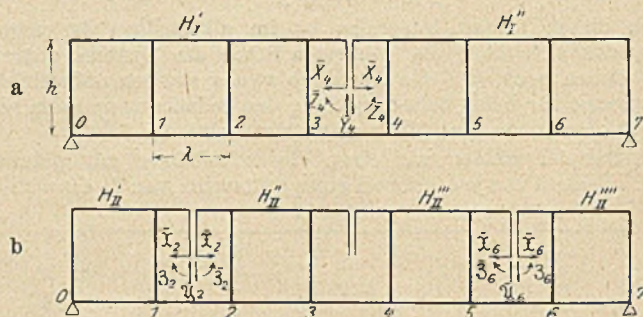


Abb. 5.

Dieser Einteilung gemäß ermitteln wir jetzt die statisch unbestimmten Größen dieser Hauptssysteme für die verschiedenen Belastungszustände $\bar{x}_2=1$, $\bar{y}_2=1$, $\bar{z}_2=1 \dots$. Da der Gang dieser Rechnung immer derselbe ist und keine Schwierigkeit bietet, be-

schränken wir uns auf die Ermittlung der statischen Größen der Hauptssysteme H_{11}' und H_{11}'' .

Hauptssystem H_{11}' .

Zustand $\bar{x}_2 = 1$.

Mit Hilfe der Gleichungen 1 bis 3 erhalten wir, wobei \mathcal{Y}_{r-1} , \bar{x}_{r-1} , \mathcal{Z}_{r-1} , \mathcal{Y}_{r+1} , \mathcal{Z}_{r+1} , N_x , N_y und N_z gleich Null zu setzen sind:

$$\begin{aligned} \bar{x}_{1x} a_1 + \mathcal{Z}_{1x} a_2 - a_3 &= 0 \\ \mathcal{Y}_{1x} b_1 &= 0 \\ \mathcal{Z}_{1x} c_1 + \bar{x}_{1x} a_2 &= 0. \end{aligned}$$

Zustand $\bar{y}_2 = 1$.

$$\begin{aligned} \bar{x}_{1y} a_1 + \mathcal{Z}_{1y} a_2 &= 0 \\ \mathcal{Y}_{1y} b_1 + b_2 &= 0 \\ \mathcal{Z}_{1y} c_1 + \bar{x}_{1y} a_2 + b_3 &= 0. \end{aligned}$$

Zustand $\bar{z}_2 = 1$.

$$\begin{aligned} \bar{x}_{1z} a_1 + \mathcal{Z}_{1z} a_2 &= 0 \\ \mathcal{Y}_{1z} b_1 - b_3 &= 0 \\ \mathcal{Z}_{1z} c_1 + \bar{x}_{1z} a_2 - c_2 &= 0. \end{aligned}$$

Hauptssystem H_{11}'' .

Zustand $\bar{x}_2 = 1$.

In die Gleichungen 1 bis 3 sind zu setzen:

$$\begin{aligned} \mathcal{Y}_{r-1} = \mathcal{Z}_{r-1} = \bar{x}_{r+1} = \mathcal{Y}_{r+1} = \mathcal{Z}_{r+1} &= 0 \\ N_x = N_y = N_z &= 0. \end{aligned}$$

Es ergibt sich:

$$\begin{aligned} \bar{x}_{3x} a_1 + \mathcal{Z}_{3x} a_2 - a_3 &= 0 \\ \mathcal{Y}_{3x} b_1 &= 0 \\ \mathcal{Z}_{3x} c_1 + \bar{x}_{3x} a_2 &= 0. \end{aligned}$$

Zustand $\bar{y}_2 = 1$.

$$\begin{aligned} \bar{x}_{3y} a_1 + \mathcal{Z}_{3y} a_2 &= 0 \\ \mathcal{Y}_{3y} b_1 + b_2 &= 0 \\ \mathcal{Z}_{3y} c_1 + \bar{x}_{3y} a_2 - b &= 0. \end{aligned}$$

Zustand $\bar{z}_2 = 1$.

$$\begin{aligned} \bar{x}_{3z} a_1 + \mathcal{Z}_{3z} a_2 &= 0 \\ \mathcal{Y}_{3z} b_1 + b_3 &= 0 \\ \mathcal{Z}_{3z} c_1 + \bar{x}_{3z} a_2 - c_2 &= 0. \end{aligned}$$

Die statischen Größen der Hauptssysteme H_{11}''' und H_{11}'''' infolge $\bar{x}_6 = 1$, $\bar{y}_6 = 1$ und $\bar{z}_6 = 1$ ergeben sich ebenso.

Ermittlung der statischen Größen \bar{x}_2 , \bar{y}_2 , \bar{z}_2 infolge $\bar{X}_4 = 1$, $\bar{Y}_4 = 1$ und $\bar{Z}_4 = 1$.

Zustand $\bar{x}_2 = 1$ ($\bar{X}_4 = 1$ als äußere Last).

Die Elastizitätsgleichungen lauten:

$$\delta_x = 0 \quad \delta_y = 0 \quad \delta_z = 0.$$

Für die gedachte Belastung $\bar{x}_2 = 1$ ist das System statisch unbestimmt, d. h. an den Rahmen 1 und 3 greifen noch die Größen \bar{x}_{1x} , \bar{y}_{1x} , \bar{z}_{1x} , \bar{x}_{3x} , \bar{y}_{3x} und \bar{z}_{3x} , die wie angegeben für die Belastung $\bar{x}_2 = 1$ mit Hilfe der Gleichungen 1 bis 3 zu ermitteln sind (Abb. 6b).

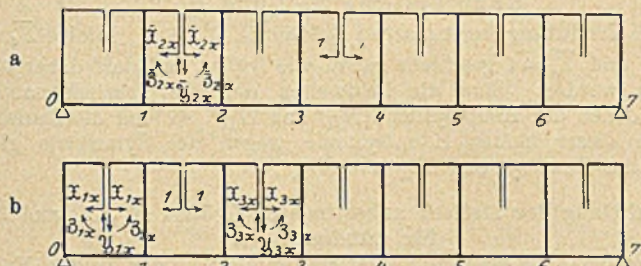


Abb. 6.

Die wirkliche Belastung besteht aus \bar{x}_2 , \bar{y}_2 , \bar{z}_2 und $\bar{X}_4 = 1$ (Abb. 6a).

Es ist (Abb. 7)

$$\delta_x = \int M \mathcal{M} \frac{dx}{EJ},$$

wobei

$$\begin{aligned} M &= 1 \cdot M_{0x} + \bar{x}_2 M_{2x} + \bar{y}_2 M_{2y} + \bar{z}_2 M_{2z} \\ \mathcal{M} &= \mathcal{M}_{2x} + \bar{x}_{1x} \mathcal{M}_{1x} + \bar{y}_{1x} \mathcal{M}_{1y} + \bar{z}_{1x} \mathcal{M}_{1z} \\ &\quad + \bar{x}_{3x} \mathcal{M}_{3x} + \bar{y}_{3x} \mathcal{M}_{3y} + \bar{z}_{3x} \mathcal{M}_{3z}, \end{aligned}$$

darin bedeutet:

M_{2x}, M_{2y}, M_{2z} die Momente infolge $\bar{x}_2 = 1, \bar{y}_2 = 1, \bar{z}_2 = 1$
 $\mathcal{M}_{1x}, \mathcal{M}_{1y}, \mathcal{M}_{1z}$ " " " $\bar{x}_1 = 1, \bar{y}_1 = 1, \bar{z}_1 = 1$
 $\mathcal{M}_{3x}, \mathcal{M}_{3y}, \mathcal{M}_{3z}$ " " " $\bar{x}_3 = 1, \bar{y}_3 = 1, \bar{z}_3 = 1$

M_{0x} das Moment infolge $\bar{X}_4 = 1$

M_{2x} " " " $\bar{x}_2 = 1$.

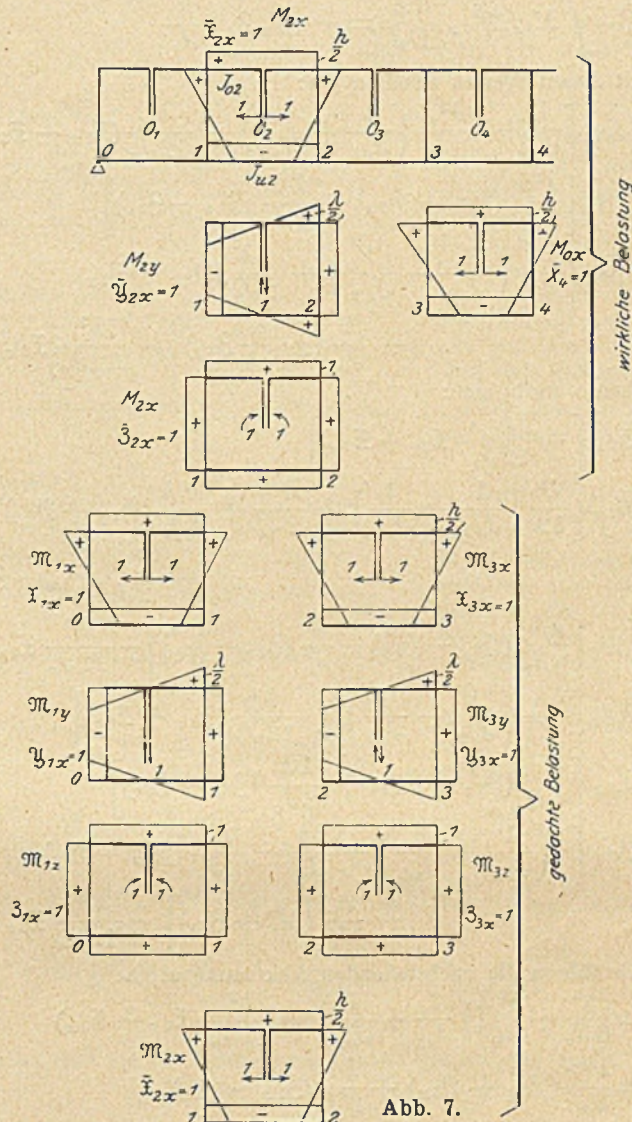


Abb. 7.

Aus Abb. 7 ergibt sich ohne weiteres, daß nur die nachstehenden Integrale einen von Null verschiedenen Wert haben:

$$\bar{x}_2 \int M_{2x} \mathcal{M}_{2x} \frac{dx}{EJ} = \bar{x}_2 \left[\frac{h^3}{6 J_v} + \frac{h^2 \lambda}{4} \left(\frac{1}{J_{02}} + \frac{1}{J_{u2}} \right) \right]$$

$$\bar{z}_2 \int M_{2z} \mathcal{M}_{2z} \frac{dx}{EJ} = \bar{z}_2 \frac{h \lambda}{2} \left(\frac{1}{J_{02}} - \frac{1}{J_{u2}} \right)$$

$$\bar{x}_2 \bar{x}_1 \int M_{2x} \mathcal{M}_{1x} \frac{dx}{EJ} = - \bar{x}_2 \bar{x}_1 \frac{h^3}{12 J_v}$$

$$\bar{y}_2 \bar{y}_1 \int M_{2y} \mathcal{M}_{1y} \frac{dx}{EJ} = \bar{y}_2 \bar{y}_1 \frac{\lambda^2 h}{4 J_v}$$

$$\bar{z}_2 \bar{y}_1 \int M_{2z} \mathcal{M}_{1y} \frac{dx}{EJ} = - \bar{z}_2 \bar{y}_1 \frac{\lambda h}{2 J_v}$$

$$\bar{y}_2 \bar{z}_1 \int M_{2y} \mathcal{M}_{1z} \frac{dx}{EJ} = \bar{y}_2 \bar{z}_1 \frac{h \lambda}{2 J_v}$$

$$\bar{z}_2 \bar{z}_1 \int M_{2z} \mathcal{M}_{1z} \frac{dx}{EJ} = - \bar{z}_2 \bar{z}_1 \frac{h}{J_v}$$

$$\bar{x}_2 \bar{x}_3 \int M_{2x} \mathcal{M}_{3x} \frac{dx}{EJ} = - \bar{x}_2 \bar{x}_3 \frac{h^3}{12 J_v}$$

$$1 \cdot \bar{x}_3 \int M_{0x} \mathcal{M}_{3x} \frac{dx}{EJ} = - \bar{x}_3 \frac{h^3}{12 J_v}$$

$$\begin{aligned} \bar{Y}_{2x} \bar{Y}_{3x} \int M_{2y} M_{3y} \frac{dx}{EJ} &= \bar{Y}_{2x} \bar{Y}_{3x} \frac{\lambda^2 h}{4 J_v} \\ \bar{Z}_{2x} \bar{Y}_{3x} \int M_{2z} M_{3y} \frac{dx}{EJ} &= \bar{Z}_{2x} \bar{Y}_{3x} \frac{\lambda h}{2 J_v} \\ \bar{Y}_{2x} \bar{Z}_{3x} \int M_{2y} M_{3z} \frac{dx}{EJ} &= \bar{Y}_{2x} \bar{Z}_{3x} \frac{\lambda h}{2 J_v} \\ \bar{Z}_{2x} \bar{Z}_{3x} \int M_{2z} M_{3z} \frac{dx}{EJ} &= -\bar{Z}_{2x} \bar{Z}_{3x} \frac{h}{J_v} \end{aligned}$$

Mit diesen Werten erhalten wir:

$$\begin{aligned} \delta_x &= \bar{X}_{2x} \left[\frac{h^3}{6 J_v} + \frac{h^2 \lambda}{4} \left(\frac{1}{J_{o2}} + \frac{1}{J_{u2}} \right) - \frac{h^3}{12 J_v} (\bar{X}_{1x} + \bar{X}_{3x}) \right] \\ &+ \bar{Y}_{2x} \left[\frac{\lambda^2 h}{4 J_v} (\bar{Y}_{1x} + \bar{Y}_{3x}) + \frac{\lambda h}{2 J_v} (\bar{Z}_{1x} - \bar{Z}_{3x}) \right] \\ &+ \bar{Z}_{2x} \left[\frac{\lambda h}{2} \left(\frac{1}{J_{o2}} - \frac{1}{J_{u2}} \right) + \frac{\lambda h}{2 J_v} (\bar{Y}_{3x} - \bar{Y}_{1x}) \right. \\ &\quad \left. - \frac{h}{J_v} (\bar{Z}_{1x} + \bar{Z}_{3x}) \right] - \frac{h^3}{12 J_v} \bar{X}_{3x} = 0. \end{aligned}$$

Ebenso ergibt sich:

$$\begin{aligned} \delta_y &= \bar{X}_{2x} \left[-\frac{h^3}{12 J_v} (\bar{X}_{1y} + \bar{X}_{3y}) \right] \\ &+ \bar{Y}_{2x} \left[\frac{\lambda^3}{12} \left(\frac{1}{J_{o2}} + \frac{1}{J_{u2}} \right) + \frac{\lambda^2 h}{2 J_v} + \frac{\lambda^2 h}{4 J_v} (\bar{Y}_{1y} + \bar{Y}_{3y}) \right. \\ &\quad \left. + \frac{\lambda h}{2 J_v} (\bar{Z}_{1y} - \bar{Z}_{3y}) \right] \\ &+ \bar{Z}_{2x} \left[\frac{\lambda h}{2 J_v} (\bar{Y}_{3y} - \bar{Y}_{1y}) - \frac{h}{J_v} (\bar{Z}_{1y} + \bar{Z}_{3y}) \right] - \frac{h^3}{12 J_v} \bar{X}_{3y} = 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_z &= \bar{X}_{2x} \left[\frac{h \lambda}{2} \left(\frac{1}{J_{o2}} - \frac{1}{J_{u2}} \right) - \frac{h^3}{12 J_v} (\bar{X}_{1z} + \bar{X}_{3z}) \right] \\ &+ \bar{Y}_{2x} \left[\frac{\lambda^2 h}{4 J_v} (\bar{Y}_{1z} + \bar{Y}_{3z}) + \frac{\lambda h}{2 J_v} (\bar{Z}_{1z} - \bar{Z}_{3z}) \right] \\ &+ \bar{Z}_{2x} \left[\lambda \left(\frac{1}{J_{o2}} + \frac{1}{J_{u2}} \right) + \frac{2h}{J_v} - \frac{\lambda h}{2 J_v} (\bar{Y}_{1z} - \bar{Y}_{3z}) \right. \\ &\quad \left. - \frac{h}{J_v} (\bar{Z}_{1z} + \bar{Z}_{3z}) \right] - \frac{h^3}{12 J_v} \bar{X}_{3z} = 0. \end{aligned}$$

Wir führen die nachstehenden Abkürzungen ein:

$$\begin{aligned} \delta_{xx} &= \frac{h^3}{6 J_v} + \frac{h^2 \lambda}{4} \left(\frac{1}{J_{o2}} + \frac{1}{J_{u2}} \right) - \frac{h^3}{12 J_v} (\bar{X}_{1x} + \bar{X}_{3x}) \\ \delta_{xy} &= \frac{\lambda^2 h}{4 J_v} (\bar{Y}_{1x} + \bar{Y}_{3x}) + \frac{\lambda h}{2 J_v} (\bar{Z}_{1x} - \bar{Z}_{3x}) \\ \delta_{xz} &= \frac{h \lambda}{2} \left(\frac{1}{J_{o2}} - \frac{1}{J_{u2}} \right) - \frac{h}{J_v} (\bar{Z}_{1x} + \bar{Z}_{3x}) \\ \delta_{yy} &= \frac{\lambda^3}{12} \left(\frac{1}{J_{o2}} + \frac{1}{J_{u2}} \right) + \frac{\lambda^2 h}{2 J_v} (\bar{Y}_{1y} + \bar{Y}_{3y}) + \frac{\lambda h}{2 J_v} (\bar{Z}_{1y} - \bar{Z}_{3y}) \\ \delta_{yx} &= -\frac{h^3}{12 J_v} (\bar{X}_{1y} + \bar{X}_{3y}) \\ \delta_{yz} &= \frac{\lambda h}{2 J_v} (\bar{Y}_{3y} - \bar{Y}_{1y}) - \frac{h}{J_v} (\bar{Z}_{1y} + \bar{Z}_{3y}) \\ \delta_{zx} &= \lambda \left(\frac{1}{J_{o2}} + \frac{1}{J_{u2}} \right) + \frac{2h}{J_v} - \frac{\lambda h}{2 J_v} (\bar{Y}_{1z} - \bar{Y}_{3z}) \\ &\quad - \frac{h}{J_v} (\bar{Z}_{1z} + \bar{Z}_{3z}) \\ \delta_{zx} &= \frac{h \lambda}{2} \left(\frac{1}{J_{o2}} - \frac{1}{J_{u2}} \right) - \frac{h^3}{12 J_v} (\bar{X}_{1z} + \bar{X}_{3z}) \\ \delta_{zy} &= \frac{\lambda^2 h}{4 J_v} (\bar{Y}_{1z} + \bar{Y}_{3z}) + \frac{\lambda h}{2 J_v} (\bar{Z}_{1z} - \bar{Z}_{3z}). \end{aligned}$$

Mit diesen Abkürzungen ergibt sich auf dieselbe Weise:

Zustand $Y_4=1$ (als äußere Last).

$$\begin{aligned} \bar{X}_{2y} \delta_{xx} + \bar{Y}_{2y} \delta_{xy} + \bar{Z}_{2y} \delta_{xz} + \frac{\lambda^2 h}{4 J_v} \bar{Y}_{3x} + \frac{\lambda h}{2 J_v} \bar{Z}_{3x} &= 0 \\ \bar{X}_{2y} \delta_{yx} + \bar{Y}_{2y} \delta_{yy} + \bar{Z}_{2y} \delta_{yz} + \frac{\lambda^2 h}{4 J_v} \bar{Y}_{3y} + \frac{\lambda h}{2 J_v} \bar{Z}_{3y} &= 0 \end{aligned}$$

$$\bar{X}_{2y} \delta_{xx} + \bar{Y}_{2y} \delta_{xy} + \bar{Z}_{2y} \delta_{xz} + \frac{\lambda^2 h}{4 J_v} \bar{Y}_{3x} + \frac{\lambda h}{2 J_v} \bar{Z}_{3x} = 0.$$

Zustand $Z_4=1$ (als äußere Last).

$$\begin{aligned} \bar{X}_{2z} \delta_{xx} + \bar{Y}_{2z} \delta_{xy} + \bar{Z}_{2z} \delta_{xz} - \frac{\lambda h}{2 J_v} \bar{Y}_{3x} - \frac{h}{J_v} \bar{Z}_{3x} &= 0 \\ \bar{X}_{2z} \delta_{yx} + \bar{Y}_{2z} \delta_{yy} + \bar{Z}_{2z} \delta_{yz} - \frac{\lambda h}{2 J_v} \bar{Y}_{3y} - \frac{h}{J_v} \bar{Z}_{3y} &= 0 \\ \bar{X}_{2z} \delta_{zx} + \bar{Y}_{2z} \delta_{zy} + \bar{Z}_{2z} \delta_{zz} - \frac{\lambda h}{2 J_v} \bar{Y}_{3z} - \frac{h}{J_v} \bar{Z}_{3z} &= 0. \end{aligned}$$

Sind mit Hilfe dieser Gleichungen die Größen $\bar{X}_{2x}, \bar{Y}_{2x}, \bar{Z}_{2x} \dots$ infolge $\bar{X}_4=1, \bar{Y}_4=1, \bar{Z}_4=1$ ermittelt, so lassen sich die statisch unbestimmten Größen der beiden Seitenrahmen für diese Belastungszustände durch Anwendung der Gleichungen 1 bis 3 bestimmen. Bei dem dritten Rahmen ist jedoch zu beachten, daß zum Beispiel bei dem Belastungszustand $\bar{X}_4=1$ an ihm außer $\bar{X}_{2x}, \bar{Y}_{2x}, \bar{Z}_{2x}$ noch die Kraft $\bar{X}_4=1$ angreift.

Für den ersten und dritten Rahmen erhalten wir infolge $\bar{X}_4=1$, und wenn die unbekannt statischen Größen mit $\bar{X}_{1x}, \bar{Y}_{1x}, \bar{Z}_{1x}, \bar{X}_{3x}, \bar{Y}_{3x}$ und \bar{Z}_{3x} bezeichnet werden:

erster Rahmen: Zustand $\bar{X}_4=1$

$$\begin{aligned} \bar{X}_{1x} a_1 + \bar{Z}_{1x} a_2 - \bar{X}_{2x} a_3 &= 0 \\ \bar{Y}_{1x} b_1 + \bar{Y}_{2x} b_2 - \bar{Z}_{2x} b_3 &= 0 \\ \bar{Z}_{1x} c_1 + \bar{X}_{1x} a_2 + \bar{Y}_{2x} b_3 - \bar{Z}_{2x} c_2 &= 0 \end{aligned}$$

dritter Rahmen:

$$\begin{aligned} \bar{X}_{3x} a_1 + \bar{Z}_{3x} a_2 - \bar{X}_{2x} a_3 - 1 \cdot a_3 &= 0 \\ \bar{Y}_{3x} b_1 + \bar{Y}_{2x} b_2 + \bar{Z}_{2x} b_3 &= 0 \\ \bar{Z}_{3x} c_1 + \bar{X}_{3x} a_2 - \bar{Y}_{2x} b_3 - \bar{Z}_{2x} c_2 &= 0. \end{aligned}$$

erster Rahmen: Zustand $\bar{Y}_4=1$

$$\begin{aligned} \bar{X}_{1y} a_1 + \bar{Z}_{1y} a_2 - \bar{X}_{2y} a_3 &= 0 \\ \bar{Y}_{1y} b_1 + \bar{Y}_{2y} b_2 - \bar{Z}_{2y} b_3 &= 0 \\ \bar{Z}_{1y} c_1 + \bar{X}_{1y} a_2 + \bar{Y}_{2y} b_3 - \bar{Z}_{2y} c_2 &= 0 \end{aligned}$$

dritter Rahmen:

$$\begin{aligned} \bar{X}_{3y} a_1 + \bar{Z}_{3y} a_2 - \bar{X}_{2y} a_3 &= 0 \\ \bar{Y}_{3y} b_1 + 1 \cdot b_2 + \bar{Y}_{2y} b_2 + \bar{Z}_{2y} b_3 &= 0 \\ \bar{Z}_{3y} c_1 + \bar{X}_{3y} a_2 + 1 \cdot b_3 - \bar{Y}_{2y} b_3 - \bar{Z}_{2y} c_2 &= 0. \end{aligned}$$

erster Rahmen: Zustand $\bar{Z}_4=1$

$$\begin{aligned} \bar{X}_{1z} a_1 + \bar{Z}_{1z} a_2 - \bar{X}_{2z} a_3 &= 0 \\ \bar{Y}_{1z} b_1 + \bar{Y}_{2z} b_2 + \bar{Z}_{2z} b_3 - 1 \cdot b_3 &= 0 \\ \bar{Z}_{1z} c_1 + \bar{X}_{1z} a_2 + \bar{Y}_{2z} b_3 - \bar{Z}_{2z} c_2 &= 0 \end{aligned}$$

dritter Rahmen:

$$\begin{aligned} \bar{X}_{3z} a_1 + \bar{Z}_{3z} a_2 - \bar{X}_{2z} a_3 &= 0 \\ \bar{Y}_{3z} b_1 + \bar{Y}_{2z} b_2 + \bar{Z}_{2z} b_3 - 1 \cdot b_3 &= 0 \\ \bar{Z}_{3z} c_1 + \bar{X}_{3z} a_2 - \bar{Y}_{2z} b_3 - 1 \cdot c_2 - \bar{Z}_{2z} c_2 &= 0. \end{aligned}$$

Hauptsysteme H_{II}''' und H_{II}'''' .

Die Ermittlung der statischen Größen $\bar{X}_6, \bar{Y}_6, \bar{Z}_6 \dots$ infolge $\bar{X}_4=1, \bar{Y}_4=1$ und $\bar{Z}_4=1$ geschieht genau wie früher und darf daher übergangen werden. Sind die Feldweiten und die Trägheitsmomente gleich denen der Hauptsysteme H_{II}' und H_{II}'' , so sind die statischen Größen dieser beiden Hauptsysteme wegen der Symmetrie gleich denen der Hauptsysteme H_{II}' und H_{II}'' .

Ermittlung der statisch unbestimmten Größen \bar{X}_4, \bar{Y}_4 und \bar{Z}_4 für ständige Last.

Nachdem alle statisch unbestimmten Größen der beiden Hauptsysteme H_I' und H_I'' infolge $\bar{X}_4=1, \bar{Y}_4=1$ und $\bar{Z}_4=1$ ermittelt sind, können wir diese Größen selbst infolge der äußeren Belastung mit Hilfe der Arbeitsgleichung bestimmen. Es gelten die nachstehenden Elastizitätsgleichungen:

$$\delta_x = 0 \quad \delta_y = 0 \quad \delta_z = 0.$$

Zustand $\bar{X}_4=1$.

Für die wirkliche Belastung ist das System statisch bestimmt, sie besteht aus den Größen $\bar{X}_4, \bar{Y}_4, \bar{Z}_4$ und aus der ständigen Last (Abb. 8a). Als gedachte Belastung ist $\bar{X}_4=1$ anzunehmen, das System ist statisch unbestimmt, d. h. außer $\bar{X}_4=1$ greifen noch an dem System die Größen $\bar{X}_{1x}, \bar{Y}_{1x}, \bar{Z}_{1x} \dots$ an (Abb. 8b).

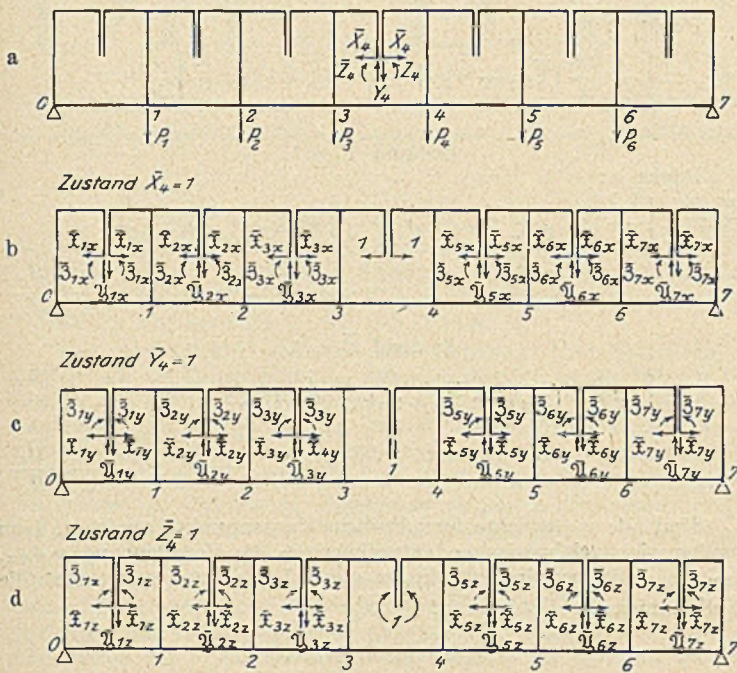


Abb. 8.

Es ist:

$$\delta_x = \int M \mathfrak{M} \frac{dx}{EJ}$$

Darin ist

$$M = M_0 + \bar{X}_4 M_{4x} + \bar{Y}_4 M_{4y} + \bar{Z}_4 M_{4z}$$

$$\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_{4x} + \bar{x}_{1x} \mathfrak{M}_{1x} + \bar{y}_{1x} \mathfrak{M}_{1y} + \bar{z}_{1x} \mathfrak{M}_{1z} + \bar{x}_{2x} \mathfrak{M}_{2x} + \bar{y}_{2x} \mathfrak{M}_{2y} + \dots + \bar{x}_{7x} \mathfrak{M}_{7x} + \bar{y}_{7x} \mathfrak{M}_{7y} + \bar{z}_{7x} \mathfrak{M}_{7z}$$

Die Auswertung der Integrale ergibt:

$$\delta_x = \bar{X}_4 \left[\frac{h^3}{6 J_v} + \frac{h^2 \lambda}{4} \left(\frac{1}{J_{o4}} + \frac{1}{J_{u4}} \right) - \frac{h^3}{12 J_v} (\bar{x}_{3x} + \bar{x}_{5x}) \right]$$

$$+ \bar{Y}_4 \left[\frac{\lambda^2 h}{4 J_v} (\bar{y}_{3x} + \bar{y}_{5x}) + \frac{\lambda h}{2 J_v} (\bar{z}_{3x} - \bar{z}_{5x}) \right]$$

$$+ \bar{Z}_4 \left[\frac{\lambda h}{2} \left(\frac{1}{J_{o4}} - \frac{1}{J_{u4}} \right) + \frac{\lambda h}{2 J_v} (\bar{y}_{5x} - \bar{y}_{3x}) - \frac{h}{J_v} (\bar{z}_{3x} + \bar{z}_{5x}) \right] + N_x = 0.$$

Zustand $\bar{Y}_4 = 1$.

Es ist (Abb. 8a u. c)

$$\delta_y = \int M \mathfrak{M} \frac{dx}{EJ},$$

wobei

$$M = M_0 + \bar{X}_4 M_{4x} + \bar{Y}_4 M_{4y} + \bar{Z}_4 M_{4z}$$

$$\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_{4y} + \bar{x}_{1y} \mathfrak{M}_{1x} + \bar{y}_{1y} \mathfrak{M}_{1y} + \bar{z}_{1y} \mathfrak{M}_{1z} + \bar{x}_{2y} \mathfrak{M}_{2x} + \bar{y}_{2y} \mathfrak{M}_{2y} + \dots + \bar{x}_{7y} \mathfrak{M}_{7x} + \bar{y}_{7y} \mathfrak{M}_{7y} + \bar{z}_{7y} \mathfrak{M}_{7z}$$

Damit ergibt sich:

$$\delta_y = \bar{X}_4 \left[-\frac{h^3}{12 J_v} (\bar{x}_{3y} + \bar{x}_{5y}) \right]$$

$$+ \bar{Y}_4 \left[\frac{\lambda^3}{12} \left(\frac{1}{J_{o4}} + \frac{1}{J_{u4}} \right) + \frac{\lambda^2 h}{2 J_v} + \frac{\lambda^2 h}{4 J_v} (\bar{y}_{3y} + \bar{y}_{5y}) + \frac{\lambda h}{2 J_v} (\bar{z}_{3y} - \bar{z}_{5y}) \right]$$

$$+ \bar{Z}_4 \left[\frac{\lambda h}{2 J_v} (\bar{y}_{5y} - \bar{y}_{3y}) - \frac{h}{J_v} (\bar{z}_{3y} + \bar{z}_{5y}) \right] + N_y = 0.$$

Zustand $\bar{Z}_4 = 1$.

Die Verschiebung δ_z ergibt sich aus (Abb. 8a u. d)

$$\delta_z = \int M \mathfrak{M} \frac{dx}{EJ}$$

Darin ist

$$M = M_0 + \bar{X}_4 M_{4x} + \bar{Y}_4 M_{4y} + \bar{Z}_4 M_{4z}$$

$$\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_{4z} + \bar{x}_{1z} \mathfrak{M}_{1x} + \bar{y}_{1z} \mathfrak{M}_{1y} + \bar{z}_{1z} \mathfrak{M}_{1z} + \bar{x}_{2z} \mathfrak{M}_{2x} + \bar{y}_{2z} \mathfrak{M}_{2y} + \bar{z}_{2z} \mathfrak{M}_{2z} + \dots + \bar{x}_{7z} \mathfrak{M}_{7x} + \bar{y}_{7z} \mathfrak{M}_{7y} + \bar{z}_{7z} \mathfrak{M}_{7z}$$

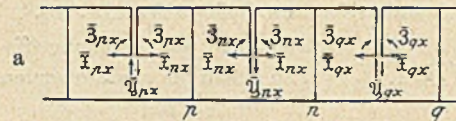
daher

$$\delta_z = \bar{X}_4 \left[\frac{h \lambda}{2} \left(\frac{1}{J_{o4}} - \frac{1}{J_{u4}} \right) - \frac{h^3}{12 J_v} (\bar{x}_{3z} + \bar{x}_{5z}) \right]$$

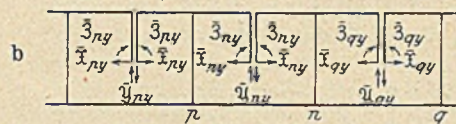
$$+ \bar{Y}_4 \left[\frac{\lambda^2 h}{4 J_v} (\bar{y}_{3z} + \bar{y}_{5z}) + \frac{\lambda h}{2 J_v} (\bar{z}_{3z} - \bar{z}_{5z}) \right]$$

$$+ \bar{Z}_4 \left[\lambda \left(\frac{1}{J_{o4}} + \frac{1}{J_{u4}} \right) + \frac{2 h}{J_v} - \frac{\lambda h}{2 J_v} (\bar{y}_{5z} - \bar{y}_{3z}) - \frac{h}{J_v} (\bar{z}_{3z} + \bar{z}_{5z}) \right] + N_z = 0.$$

Zustand $\bar{X}_4 = 1$



Zustand $\bar{Y}_4 = 1$



Zustand $\bar{Z}_4 = 1$

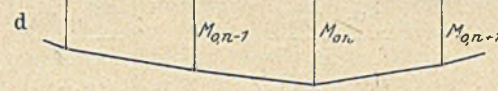
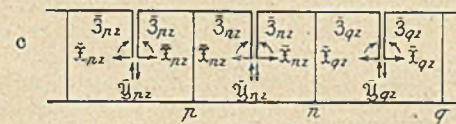


Abb. 9.

Die Ausdrücke für N_x , N_y und N_z setzen sich aus den einzelnen Beträgen eines jeden Rahmens zusammen. Da diese Ausdrücke von derselben Form sind, beschränken wir uns auf die Ermittlung eines einzigen.

Für einen beliebigen Rahmen n ist:

Zustand $\bar{X}_4 = 1$

(Abb. 9a, b, c, d).

Als Belastung nehmen wir nur Einzellasten in den Knotenpunkten der unteren Gurtungen an.

$$N'_{nx} = \int M_0 \mathfrak{M}_{nx} \frac{dx}{EJ}$$

und mit

$$\mathfrak{M}_{nx} = \bar{x}_{nx} \mathfrak{M}_{nx} + \bar{y}_{nx} \mathfrak{M}_{ny} + \bar{z}_{nx} \mathfrak{M}_{nz}$$

ergibt sich:

$$N'_{nx} = -\bar{x}_{nx} (M_{0n} + M_{0,n-1}) \frac{h \lambda}{4 J_{un}} + \bar{y}_{nx} (M_{0n} - M_{0,n-1}) \frac{\lambda^2}{12 J_{un}}$$

$$+ \bar{z}_{nx} (M_{0n} + M_{0,n-1}) \frac{\lambda}{2 J_{un}}$$

und

$$N_x = \sum N'_{nx}$$

Da an dem vierten Rahmen nur $\bar{X}_4 = 1$ angreift, so ergibt sich:

$$(\bar{y}_{4x} = 0, \bar{z}_{4x} = 0, \bar{x}_{4x} = 1)$$

$$N'_{4x} = -1 \cdot (M_{04} + M_{03}) \frac{\lambda h}{3 J_{u4}}$$

Zustand $\bar{Y}_4 = 1$.

$$N'_y = \int M_{0n} \mathfrak{M}_{ny} \frac{dx}{EJ}$$

und mit

$$\mathfrak{M}_{ny} = \bar{x}_{ny} \mathfrak{M}_{nx} + \bar{y}_{ny} \mathfrak{M}_{ny} + \bar{z}_{ny} \mathfrak{M}_{nz}$$

folgt:

$$N'_y = \bar{x}_{ny} (M_{0n} + M_{0,n-1}) \frac{h \lambda}{4 J_{un}}$$

$$+ \bar{y}_{ny} (M_{0n} - M_{0,n-1}) \frac{\lambda^2}{12 J_{un}}$$

$$+ \bar{z}_{ny} (M_{0n} + M_{0,n-1}) \frac{\lambda}{2 J_{un}}$$

Für den vierten Rahmen ist:

$$N'_{4y} = 1 \cdot (M_{04} - M_{03}) \frac{\lambda^2}{12 J_{u4}}$$

Zustand $\bar{Z}_4 = 1$.

$$N'_z = \int M_{0n} \mathfrak{M}_{nz} \frac{dx}{EJ}$$

darin ist:

$$\mathfrak{M}_{nz} = \bar{x}_{nz} \mathfrak{M}_{nx} + \bar{y}_{nz} \mathfrak{M}_{ny} + \bar{z}_{nz} \mathfrak{M}_{nz}$$

demnach:

$$N'_z = -\bar{x}_{nz} (M_{0n} + M_{0,n-1}) \frac{h\lambda}{4J_{un}} + \bar{y}_{nz} (M_{0n} - M_{0,n-1}) \frac{\lambda}{12J_{un}} + \bar{z}_{nz} (M_{0n} + M_{0,n-1}) \frac{\lambda}{2J_{un}}$$

und $N_z = \Sigma N'_z$.

Für den vierten Rahmen gilt:

$$N_{4z} = 1 \cdot (M_{04} + M_{03}) \frac{\lambda}{2J_{u4}}$$

Einflußlinien der statisch unbestimmten Größen $\bar{X}_4, \bar{Y}_4, \bar{Z}_4$.

Bezeichnen $\delta_{mx}, \delta_{my}, \delta_{mz}$ die Verschiebungen des Lastenangriffspunktes m infolge $\bar{X}_4=1, \bar{Y}_4=1, \bar{Z}_4=1$, so gelten die nachstehenden Gleichungen:

$$\bar{X}_4 \delta_{xx} + \bar{Y}_4 \delta_{xy} + \bar{Z}_4 \delta_{xz} + \delta_{mx} = 0$$

$$\bar{X}_4 \delta_{yx} + \bar{Y}_4 \delta_{yy} + \bar{Z}_4 \delta_{yz} + \delta_{my} = 0$$

$$\bar{X}_4 \delta_{zx} + \bar{Y}_4 \delta_{zy} + \bar{Z}_4 \delta_{zz} + \delta_{mz} = 0,$$

woraus folgt:

$$\bar{X}_4 = \alpha_{xx} \delta_{mx} + \alpha_{xy} \delta_{my} + \alpha_{xz} \delta_{mz}$$

$$\bar{Y}_4 = \alpha_{yx} \delta_{mx} + \alpha_{yy} \delta_{my} + \alpha_{yz} \delta_{mz}$$

$$\bar{Z}_4 = \alpha_{zx} \delta_{mx} + \alpha_{zy} \delta_{my} + \alpha_{zz} \delta_{mz}$$

Die Nennerdeterminante der obigen Gleichungen ist:

$$A = \delta_{xx} \begin{vmatrix} \delta_{yy} & \delta_{yz} \\ \delta_{xy} & \delta_{zz} \end{vmatrix} - \delta_{yx} \begin{vmatrix} \delta_{xy} & \delta_{xz} \\ \delta_{zy} & \delta_{zz} \end{vmatrix} + \delta_{zx} \begin{vmatrix} \delta_{xy} & \delta_{yz} \\ \delta_{xy} & \delta_{yz} \end{vmatrix}$$

mithin haben wir für die Koeffizienten $\alpha_{xx}, \alpha_{xy} \dots$

$$\alpha_{xx} = \frac{\delta_{yy} \delta_{yz}}{\delta_{xy} \delta_{zz}}, \alpha_{xy} = \alpha_{yx} = -\frac{\delta_{xy} \delta_{xz}}{\delta_{xy} \delta_{zz}}, \alpha_{xz} = \alpha_{zx} = \frac{\delta_{xy} \delta_{xz}}{\delta_{xy} \delta_{yz}}$$

$$\alpha_{yy} = \frac{\delta_{xx} \delta_{xz}}{\delta_{xy} \delta_{zz}}, \alpha_{yz} = \alpha_{zy} = -\frac{\delta_{xx} \delta_{xz}}{\delta_{xy} \delta_{yz}}, \alpha_{zz} = \frac{\delta_{xy} \delta_{xz}}{\delta_{xy} \delta_{yz}}$$

Ermittlung der Verschiebungen $\delta_{mx}, \delta_{my}, \delta_{mz}$.

Um die Verschiebungen der einzelnen Knotenpunkte zu ermitteln, ersetzen wir die Belastungsfläche durch Einzellasten und führen als Trägheitsmoment den Mittelwert der Trägheitsmomente der beiden in dem Punkte m endigenden Untergurte ein. Wir beschränken uns auf die Ermittlung einer dieser Einzellasten ($w =$ Gewicht), da die Ausdrücke von derselben Form sind. Bezeichnet J_c ein beliebig gewähltes Trägheitsmoment, mit dem alle Ausdrücke zu multiplizieren sind, dann erhalten wir nach Abb. 10:

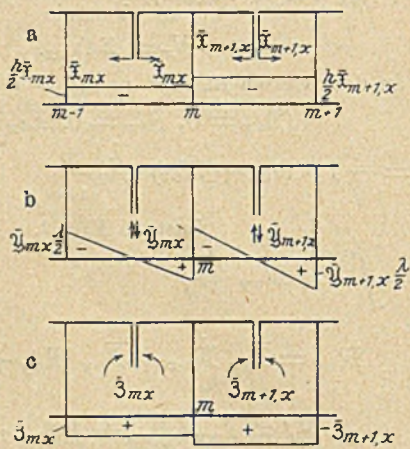


Abb. 10.

Zustand $\bar{X}_4=1$.

Punkt m (Abb. 10 a, b, c):

$$w_{mx} = \left[-\frac{h\lambda}{4} (\bar{x}_{mx} + \bar{x}_{m+1,x}) + \frac{\lambda^2}{12} (\bar{y}_{mx} - \bar{y}_{m+1,x}) + (\bar{z}_{mx} + \bar{z}_{m+1,x}) \frac{\lambda}{2} \right] \frac{J_c}{J_m}$$

Punkt 3:

$$w_{3x} = \left[-\frac{h\lambda}{4} (\bar{x}_{3x} + 1) + \frac{\lambda^2}{12} \bar{y}_{3x} + \bar{z}_{3x} \frac{\lambda}{2} \right] \frac{J_c}{J_4}$$

Zustand $\bar{Y}_4=1$.

Punkt m :

$$w_{my} = \left[\frac{h\lambda}{4} (\bar{x}_{my} + \bar{x}_{m+1,y}) + \frac{\lambda^2}{12} (\bar{y}_{my} - \bar{y}_{m+1,y}) + (\bar{z}_{my} + \bar{z}_{m+1,y}) \frac{\lambda}{2} \right] \frac{J_c}{J_m}$$

Zustand $\bar{Z}_4=1$.

$$w_{mz} = \left[-\frac{h\lambda}{4} (\bar{x}_{mz} + \bar{x}_{m+1,z}) + \frac{\lambda^2}{12} (\bar{y}_{mz} - \bar{y}_{m+1,z}) + (\bar{z}_{mz} + \bar{z}_{m+1,z}) \frac{\lambda}{2} \right] \frac{J_c}{J_m}$$

Sind alle w -Gewichte für sämtliche Knotenpunkte ermittelt, dann ergeben sich zeichnerisch oder rechnerisch die Verschiebungen $\delta_{mx}, \delta_{my}, \delta_{mz}$ aus der Momentenkurve dieser Lasten und somit auch die Einflußlinien der Größen $\bar{X}_4, \bar{Y}_4, \bar{Z}_4$.

Wärmeeinflüsse.

Wir berücksichtigen nur einen Temperaturunterschied der Gurte und betrachten einen beliebigen Rahmen n .

Es bezeichnet:

ϵ den Wärmedehnungskoeffizienten,

t_{un} die Temperatur des Untergurtes,

t_{on} die Temperatur des Obergurtes,

N_{nx}, N_{ny}, N_{nz} die Normalkräfte infolge $\bar{x}_{nx}=1, \bar{y}_{nx}=1, \bar{z}_{nx}=1$.

Wir erhalten:

Zustand $\bar{X}_4=1$.

$$\delta'_{tx} = \int \bar{N}_{nx} A ds$$

und da

$$A ds = \epsilon t ds$$

$$N_{nx} = \bar{x}_{nx} N_{nx} + \bar{y}_{nx} N_{ny} + \bar{z}_{nx} N_{nz}$$

ergibt sich ($N_{ny}=0, N_{nz}=0$):

$$\delta'_{tx} = \bar{x}_{nx} \int N_{nx} \epsilon t dx = \bar{x}_{nx} \epsilon \lambda (t_{un} - t_{on}).$$

Erleiden alle Gurtstäbe einen Temperaturunterschied, dann haben wir:

$$\Sigma \delta'_{tx} = \epsilon \lambda [\bar{x}_{1x} (t_{u1} - t_{o1}) + \bar{x}_{2x} (t_{u2} - t_{o2}) + \dots + (t_{u4} - t_{o4}) + \dots + \bar{x}_{7x} (t_{u7} - t_{o7})].$$

Ebenso ergibt sich:

Zustand $\bar{Y}_4=1$.

$$\Sigma \delta'_{ty} = \epsilon \lambda [\bar{x}_{1y} (t_{u1} - t_{o1}) + \bar{x}_{2y} (t_{u2} - t_{o2}) + \dots + t_{u4} - t_{o4} + \dots + \bar{x}_{7y} (t_{u7} - t_{o7})].$$

Zustand $\bar{Z}_4=1$.

$$\Sigma \delta'_{tz} = \epsilon \lambda [\bar{x}_{1z} (t_{u1} - t_{o1}) + \bar{x}_{2z} (t_{u2} - t_{o2}) + \dots + t_{u4} - t_{o4} + \dots + \bar{x}_{7z} (t_{u7} - t_{o7})].$$

Die Werte $\bar{X}_{4t}, \bar{Y}_{4t}, \bar{Z}_{4t}$ folgen dann aus den nachstehenden Gleichungen:

$$\bar{X}_{4t} = \alpha_{xx} \Sigma \delta'_{tx} + \alpha_{xy} \Sigma \delta'_{ty} + \alpha_{xz} \Sigma \delta'_{tz}$$

$$\bar{Y}_{4t} = \alpha_{yx} \Sigma \delta'_{tx} + \alpha_{yy} \Sigma \delta'_{ty} + \alpha_{yz} \Sigma \delta'_{tz}$$

$$\bar{Z}_{4t} = \alpha_{zx} \Sigma \delta'_{tx} + \alpha_{zy} \Sigma \delta'_{ty} + \alpha_{zz} \Sigma \delta'_{tz}$$

wobei zu beachten ist, daß, falls alle Ausdrücke mit einem beliebig gewählten Trägheitsmoment J_c multipliziert worden sind, oder falls ein konstantes Trägheitsmoment J angenommen worden ist, entweder das Trägheitsmoment J_c oder J und der Elastizitätsmodul E als Faktoren auf der rechten Seite der obigen Gleichungen hinzugefügt werden müssen.