

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang

BERLIN, 16. Oktober 1925

Heft 45

Alle Rechte vorbehalten.

Ein neuer deutscher Stahl.

Von Dr.-Ing. e.h.r. Dr. techn. h. c. Schaper.

Unter der Überschrift: „Ein neuer deutscher Stahl“ brachten die Tageszeitungen in jüngster Zeit kurze Abhandlungen, und die Deutsche Allgemeine Zeitung veröffentlichte über diesen Gegenstand in der Abendausgabe vom 15. September 1925 einen ausführlichen Aufsatz mit Angabe von Einzelheiten. Auch in der Ingenieurunterhaltung des Rundfunks war von dem neuen deutschen Stahl schon die Rede. Bei der außerordentlichen Wichtigkeit, die der Erfindung eines Stahles von solchen Eigenschaften, wie sie in den erwähnten Mitteilungen gerühmt werden, beizumessen ist, dürfte es Pflicht der führenden Fachzeitschriften sein, ihre Leser über den „neuen deutschen Stahl“ aufzuklären.

Er ist nicht zu verwechseln mit dem hochwertigen Baustahl, in der Normenbezeichnung St 48 genannt, dem bekanntlich die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft seit 1 1/2 Jahren durch Verwendung bei einer großen Zahl ihrer vielen Brückenbauten die Wege ebnet hat. Der St 48 wird im gewöhnlichen Siemens-Martin-Ofen oder in der gewöhnlichen Thomasbirne hergestellt. Die gegenüber dem St 37 (früher Flußeisen genannt) nicht unerhebliche Erhöhung seiner Bruchfestigkeit und Streckgrenze wird ihm durch einen größeren Zusatz von Kohlenstoff verliehen. Trotzdem er in der Herstellung teurer als St 37 ist und auch seine etwas schwierigere Verarbeitung und die zur Verhütung von Verwechslungen notwendige Sorgfalt in der Bezeichnung, Beförderung und Lagerung erhöhte Kosten verursacht, bietet er doch durch die große Gewichtsverminderung der Bauten gegenüber dem St 37

Schatten stellt. Bei dem neuen Stahl, der der Kürze halber im folgenden mit F-Stahl bezeichnet werden soll, haben wir es mit einem Stahl zu tun, dessen Herstellungsweise von der bisherigen Stahlerzeugung nicht unwesentlich abweicht. Der Boßhardt-Ofen ist eine Art Siemens-Martin-Ofen, an den die Generatoren beiderseits unmittelbar angebaut sind. In den Trennungswänden zwischen Generatoren und Ofen befinden sich drei übereinanderliegende Schlitzte. Der unterste von ihnen ist der Feuerungsschlitz, durch den die Feuerfarbe der Steinkohlenfeuerung in den Ofen tritt; der mittlere ist der sogenannte Gasschlitz, durch den die Gase der Steinkohlenfeuerung dem Ofen zugeführt werden; durch den obersten Schlitz, den sogenannten Luftschlitz, tritt die überhitzte Luft in den Ofen. Der Ofen arbeitet infolge des Umstandes, daß Gas und Luft nicht in den Ofen gedrückt werden, sondern nur durch den Zug eines hohen Schornsteins angesaugt werden, mit Unterdruck. Hierdurch und durch Einflüsse, die in der Bauart des Ofens selbst und in dem unmittelbaren Anbau der Generatoren begründet sind, gelingt es, das Eisenbad ganz zu desoxydieren. Diesem Umstande werden die vorzüglichen Festigkeitseigenschaften, auf die wir gleich noch zurückkommen, zugeschrieben.¹⁾ Irgendwelche veredelnde Zusätze erhält der F-Stahl nicht, auch ist sein Kohlenstoffgehalt nicht viel größer als der des St 37. Der Ofen ist basisch ausgefüttert und daher namentlich zum Schmelzen von Roheisen, das aus phosphorreichen Eisenerzen stammt, geeignet, was für den deutschen Eisenerzmarkt besonders wichtig ist. Der F-Stahl ist nach den Aussagen seiner Erzeuger nur unwesentlich teurer als St 37, voraussichtlich billiger als St 48 und bearbeitet sich leichter als letzterer. Er eignet sich ebensogut zum Guß wie zum Auswalzen. Seine Festigkeitseigenschaften sind ganz überraschend, er verbindet mit hoher Festigkeit und sehr hoher Streckgrenze eine ungewöhnlich große Zähigkeit. An 18 Proben, die von verschiedenen 2 cm starken gewalzten Rundeisen stammen, hat das Staatliche Materialprüfungsamt in Lichterfelde-West folgende Festigkeitswerte festgestellt:

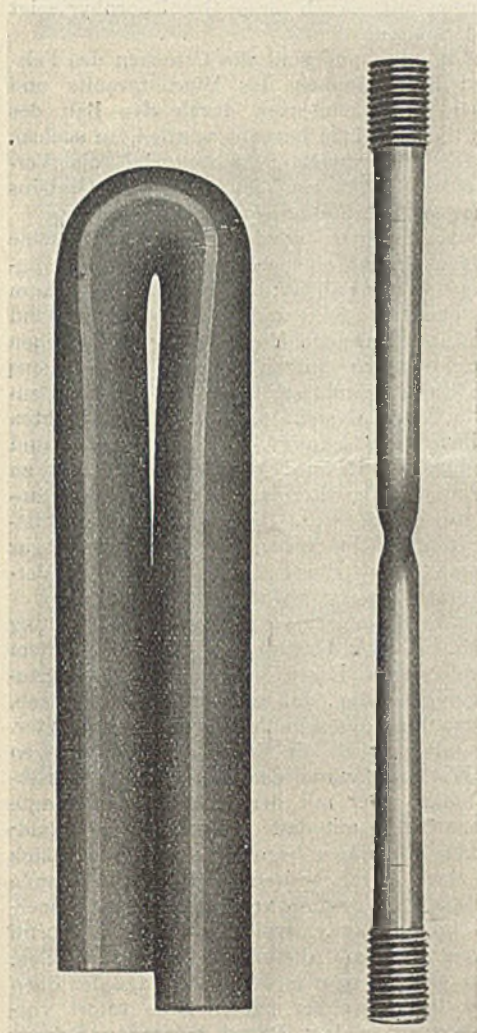


Abb. 2.

Abb. 1.

erhebliche wirtschaftliche Vorteile, die bei großen Brücken zu bedeutenden Ersparnissen führen.

Man war sich bei der Einführung des St 48 darüber klar, daß mit ihm die Entwicklung der Stahlveredelung nicht abgeschlossen sei, daß vielleicht gerade durch den St 48 der Anstoß zu weiteren Verbesserungen in der Stahlerzeugung gegeben sei. Das Bessere ist und bleibt des Guten Feind. Das Bessere scheint in dem „neuen deutschen Stahl“ gefunden zu sein.

Es ist der Berliner Aktiengesellschaft für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, vormals J. C. Freund & Co., in Charlottenburg gelungen, in dem sogenannten Boßhardt-Ofen, der von dem in Berlin ansässigen Deutsch-Schweizer Boßhardt erfunden und von der genannten Aktiengesellschaft in langem Bemühen und unter großen Opfern verbessert worden ist, einen Stahl zu erzeugen, der nach den bisher vorliegenden Erfahrungen den St 48 in den

Nr.	Bruchgrenze kg/cm ²	Streckgrenze kg/cm ²	Bruchdehnung % (l = 20 cm)
1	5460	4950	25,7
2	5460	4820	25,5
3	5470	4950	26,0
4	5250	4360	28,0
5	5230	4540	28,0
6	5250	4220	27,6
7	5250	4680	27,5
8	5260	4860	28,8
9	5280	4780	28,2
10	5110	4830	29,1
11	5110	4680	27,5
12	5120	4420	28,3
13	5390	4390	26,4
14	5380	4570	27,2
15	5390	4540	26,1
16	5390	4840	27,1
17	5350	4660	26,5
18	5350	4950	26,6

Die mittlere Bruchfestigkeit beträgt demnach 5300 kg/cm², die mittlere Streckgrenze 4670 kg/cm² und die mittlere Bruchdehnung 27,2%. Die mittlere Streckgrenze liegt also außerordentlich nahe der mittleren Bruchfestigkeit, das Verhältnis der Streckgrenze zur Bruchgrenze ist im Mittel = 0,88 gegenüber 0,6 bei St 48 und St 37.

Die außerordentlich große Zähigkeit des F-Stahles wurde auch dadurch erwiesen, daß sich Rundeisen kalt biegen und unter dem

¹⁾ Die letzten Ausführungen halten vielleicht der strengen Hüttenwissenschaft nicht stand. Sie entsprechen den Angaben des Erfinders und der Verbesserer des Ofens.

Dampfhammer an der Biegestelle vollständig zusammenschlagen ließen, ohne den geringsten Riß zu zeigen. Abb. 1 zeigt einen dem Zugversuch unterworfenen Rundestab mit sehr starker Einschnürung und Abb. 2 einen ganz zusammengebogenen Rundestab.

Ein mit solchen Festigkeitseigenschaften ausgestatteter Stahl ist natürlich der gegebene Baustoff für Brücken, Eisenhochbauten, Schienen, Maschinen aller Art, Kessel, Eisenbahnwagen, Straßenbahnwagen, Kraftwagen u. dergl. Seine außerordentlich hohe Streckgrenze, die der Maßstab für die zulässige Beanspruchung ist, gestattet eine solche Ausnutzung des Baustoffes, daß eine Ersparnis am Gewicht von 35 bis 40% und eine Ersparnis an Herstellungskosten von 25 bis 30% gegenüber dem St 37 erwartet werden darf. Bei allen Erzeugnissen, die der Beförderung dienen, wie bei Wagen aller Art, tritt außerdem eine dauernde Ersparnis an Beförderungskosten ein, da nur ein um 35 bis 40% vermindertes totes Eisengewicht fortbewegt werden muß.

Bisher sind erst zwei Boßhardt-Öfen neuester Bauart in Betrieb, in denen Chargen von je 3 t in 3 bis 4 Stunden reif werden. Ein 10-t-Ofen soll gebaut werden. Schwierigkeiten, die dem Bau noch größerer Öfen im Wege stehen sollten, werden sicher überwunden werden.

Wenn der F-Stahl hält, was er verspricht, woran ich nach alledem, was ich bisher von ihm erfahren und gesehen habe, nicht zweifle, dann eröffnen sich der erzeugenden und verarbeitenden Stahlindustrie in Deutschland ungeahnte Aussichten auf Belebung ihrer arg daniederliegenden Wirtschaft.

Alle Stahl erzeugenden und verbrauchenden Kreise in Deutschland sollten dem neuen Stahl ungesäumt ihre volle Aufmerksamkeit zuwenden, ihn von einem Ausschuß von führenden Fachleuten prüfen lassen und ihn im Falle, daß er den Erwartungen, die in den vorstehenden Zeilen angedeutet sind, entspricht, zum schnellen Siege verhelfen.

Der Bergrutsch beim oberen Portal des Schieferhaldetunnels

bei km 66 + 303 der Schwarzwaldbahn.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Willh. Keim, Villingen (Schwarzwald).

Der am Abend des 23. April 1925 am Schieferhaldetunnel der Schwarzwaldbahn stattgefundenen Bergsturz hat in vielen Tageszeitungen und zum Teil andeutungsweise auch in technischen Zeitschriften Erwähnung gefunden. Nachstehend soll auf dieses Ereignis näher eingegangen werden.

Die Schwarzwaldbahn Offenburg—Singen, die anlässlich ihres 50jährigen Bestehens in Heft 9 des Organs für die Fortschritte des Eisenbahnwesens sowie ferner noch eingehender in der Abhandlung von Prof. Dr. A. Kuntzemüller in Triberg — Heft 5 des Archivs für Eisenbahnwesen, Jahrgang 1923 — beschrieben wurde, ist seit etwa drei Jahren der Schauplatz größerer Um- bzw. Neubauten geworden. Zu den letzteren Arbeiten gehören u. a. auch die Arbeiten zur Wiederherstellung schadhafter Tunnelwiderlager und Tunnelportale. Die Tunnel der Schwarzwaldbahn sind anfangs der 70er Jahre des vorigen Jahrhunderts hergestellt und führen mit Ausnahme der Jura-durchbrüche zwischen den Stationen Immendingen und Engen durch Primärgestein, Gneis und Granit, der teilweise gesund und fest, zum Teil aber auch schiefrig und brüchig sowie mit Lettenadern durchzogen ist.

Soweit eine Auskleidung der Tunnel erforderlich war, wurden die Widerlager aus Mauerwerk hergestellt und mit einer Sichtfläche aus Zyklopenmauerwerk versehen. Das Gewölbe, das sich im allgemeinen gut gehalten hat, ruht an den ausgekleideten Stellen teils ganz auf dem Widerlagermauerwerk, teils hälftig auf dem anstehenden, durch die vorgesezte Mauer vor Verwitterung geschützten Fels. Der zu dem Widerlagermauerwerk seinerzeit verwendete Kalkmörtel wurde im Laufe der Jahre durch die Rauchgase der Lokomotiven zerstört und durch das aus den Gesteinsklüften sickende Wasser weggeschwemmt. Durch die offenen Fugen ist der Rauch eingedrungen und hat bis zu 1 m Tiefe die Mauersteine mit Ruß dicht überzogen. Eine völlige Erneuerung der brüchigen, teilweise ausgebauchten Widerlagerstellen ist nötig geworden.

Zum besseren Verständnis des Vorganges sei hier kurz auf die örtlichen geologischen Verhältnisse der Rutschstelle eingegangen. Wer sich hierfür näher interessiert, findet in den Erläuterungen zu Blatt Hornberg-Schiltach (Nr. 94/95) und Blatt Triberg (Nr. 100) der Geologischen Spezialkarte des ehem. Großherzogtums Baden, herausgegeben von der badischen Geologischen Landesanstalt — Heidelberg, Carl Winters Universitätsbuchhandlung — weiteren Aufschluß.

Das Hauptgestein der Tunnelumgebung ist der grobkörnige Triberger Granit, der aus einem Gemenge von Feldspat, Quarz und schwarzem Glimmer besteht. Dieser Granit zerfällt durch die Verwitterung in einen sandigen Grus. In diesem grobkörnigen Granit steckt mit unregelmäßiger Begrenzung ein feinkörniger miarolitischer Granit. Er führt außer den obengenannten Granitgemengteilen noch einen lichtbräunlichen, lithionhaltigen Glimmer, der meist in rostigen Aggregaten auftritt. Dieser Miarolitgranit zieht vom südlichen Voreinschnitt über das Tunnelportal hinweg. Er verwittert im Gegensatz zu dem grobkörnigen Granit nicht grusig, sondern ist von zahlreichen Klüftflächen durchzogen in Richtung Nord 50°, West mit 85° Nordostfallen und Nord 63°, Ost mit 80° Südfallen. Durch diese zahlreichen Klüftflächen und Spältchen ist das ganze Gestein in kleine polyedrische Gesteinstücke zerlegt, die in der Verwitterungszone nur noch miteinander verkeilt sind, sonst aber keinerlei Zusammenhalt mehr zeigen. Als drittes Gestein tritt unter dem Miarolitgranit am Tunnelportal von der Sohle bis zum First und rechts und links unten im Voreinschnitt noch ein typischer rötlicher Granitporphyr mit zahl-

reichen großen Einsprenglingen auf. Auch dieser Granitporphyr zeigt zahlreiche Klüftflächen und Spalten.

Vom geologischen Standpunkte aus sind die Ursachen des Felssturzes in der zerklüfteten Beschaffenheit des Miarolitgranits und Granitporphyrs, welche beiden Gesteinsarten durch den Bau des Tunnels zum Teil ihrer natürlichen Stütze beraubt wurden, zu suchen. Die teilweise Entfernung der hangenden Schichten ließ die Verwitterung auf den zahlreichen Klüften und Spältchen des Gesteins seit den 70er Jahren des letzten Jahrhunderts tief eindringen.

Die Erbauer der Schwarzwaldbahn schrieben allem Anscheine nach dem Granit der dortigen Gegend eine größere Wetterbeständigkeit zu, als dies in Wirklichkeit der Fall ist; sie hätten sonst kaum die Böschungen der Voreinschnitte so steil und hoch ohne Stütz- und Futtermauern angelegt und an einzelnen Tunneln sogar auf einen Portalvorbau verzichtet. Schon nach einigen Jahren des Bestehens der Bahn, nachdem die Witterungseinflüsse, vor allem der Spaltenfrost, sich an den angeschnittenen Gesteinsmassen geltend machten ging man daran, die steilen Felsböschungen der Einschnitte und Tunnelvoreinschnitte mit gutem Boden und teilweise mit Rasen zu verkleiden, um die fortschreitende Verwitterung des Gesteins hintanzuhalten. Der beabsichtigte Zweck wurde jedoch mit den letzterwähnten Maßnahmen nicht nur nicht erreicht, diese wirkten sogar insofern nachteilig, als eine unmittelbare Beobachtung der Veränderung des Gesteins dadurch verwehrt wurde.

Der bauliche Zustand des Schieferhaldetunnels — s. Zeichnung des oberen Portals auf Abb. 8 — der der vorletzte Tunnel vor dem Erklimmen der Wasserscheide zwischen Rhein und Donau im Sommer-tunnel ist, war ein derartiger geworden, daß man sich veranlaßt sah, die Arbeiten zur Wiederherstellung des schadhaft gewordenen Widerlagermauerwerks, und vor allem auch die Erneuerung des oberen Tunnelportals sofort nach Wiederaufnahme der Bautätigkeit im Frühjahr 1925 in Angriff zu nehmen. Der mit den Arbeiten beauftragte Unternehmer hatte kurz nach Ostern mit dem Ausbrechen des schadhaften Mauerwerks am linken Widerlager begonnen; es handelte sich hierbei zunächst um einen etwa 2,50 m breiten Streifen im Abstände von 3 m von der oberen Portalstirn. Schon vor Beginn dieses Mauerwerkabbruchs war ein Riß im Gewölbe, parallel zum oberen Portal und in einem Abstände von 2 m von diesem beobachtet worden. Am Tage vor dem Bergsturz glaubte man zu bemerken, daß der oben erwähnte Riß im Gewölbe sich erweitert habe. Eine sofort vorgenommene Untersuchung des über dem Portal lagernden Felsens ließ jedoch keinerlei Risse erkennen. Der Abbruch der abgerutschten Massen geschah dann auch tatsächlich von einer weiter zurück und bedeutend höherliegenden Linie aus, als man vermuten konnte. Die erwähnte Feststellung am 22. April, daß sich der Riß im Gewölbe erweitert habe, ließ ein weiteres Abschieben des abgerissenen Gewölbeteils befürchten. Man suchte dieser Gefahr durch Aufstellen weiterer kräftiger Sprießhölzer am linken Widerlager zu begegnen. In der Nacht vom 22. zum 23. April wurde der Ausbruch des schadhaften Widerlagermauerwerks dann auch zu Ende geführt. Am Nachmittag des folgenden Tages meldete der in unmittelbarer Nähe des Tunnelportals stationierte Bahnwärter dem Unternehmer, daß am oberen Portal des Tunnels ein ständiges Abbröckeln zu bemerken sei; beim Eintreffen des Unternehmers an der Baustelle hatte sich dieses Abbröckeln noch verstärkt, woraus zu schließen war, daß der vom Gebirge ausgehende Druck zugenommen haben mußte. Unter diesen Umständen mußten alle weiteren Versuche, die eingetretene Bewegung durch Entgegenstemmen kräftiger Sprießen mit in der Eile

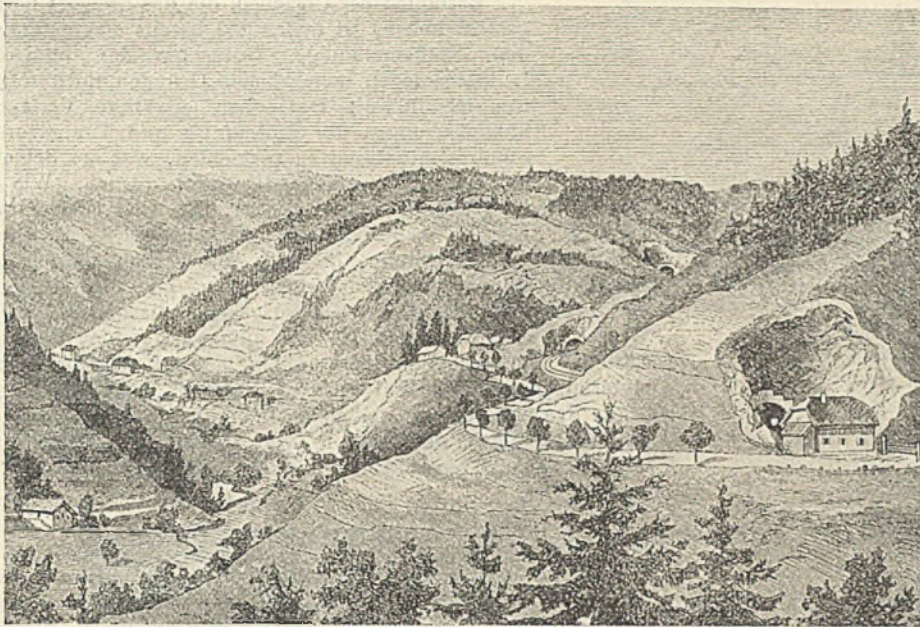


Abb. 1.

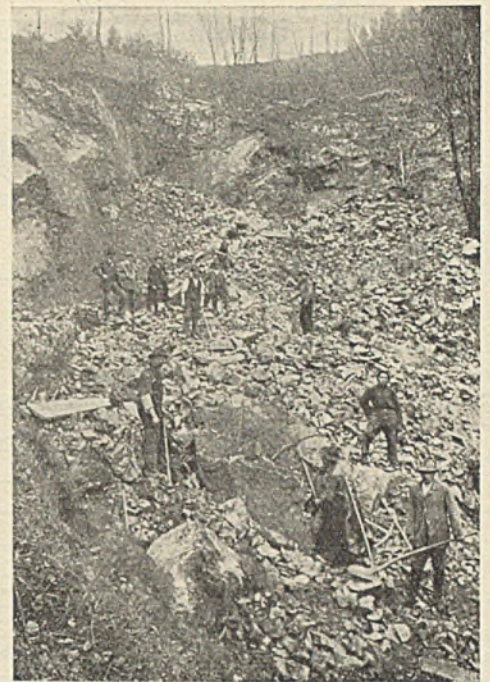


Abb. 4.

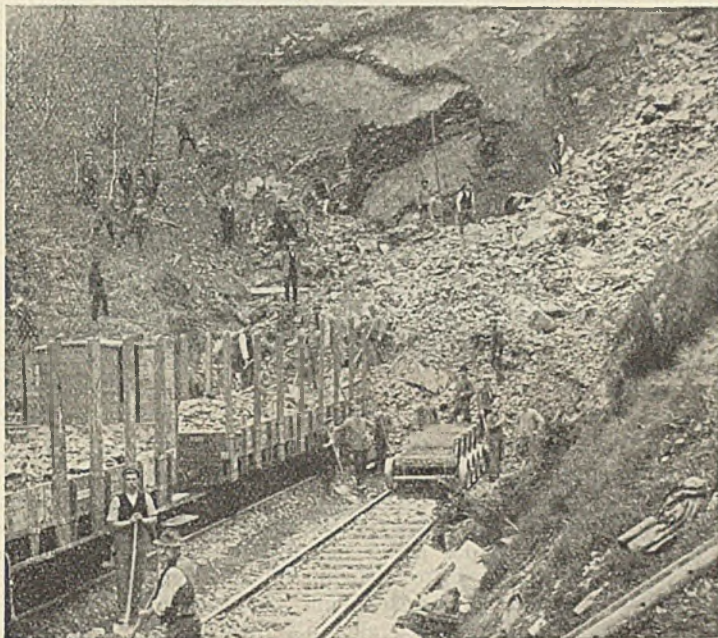


Abb. 2.

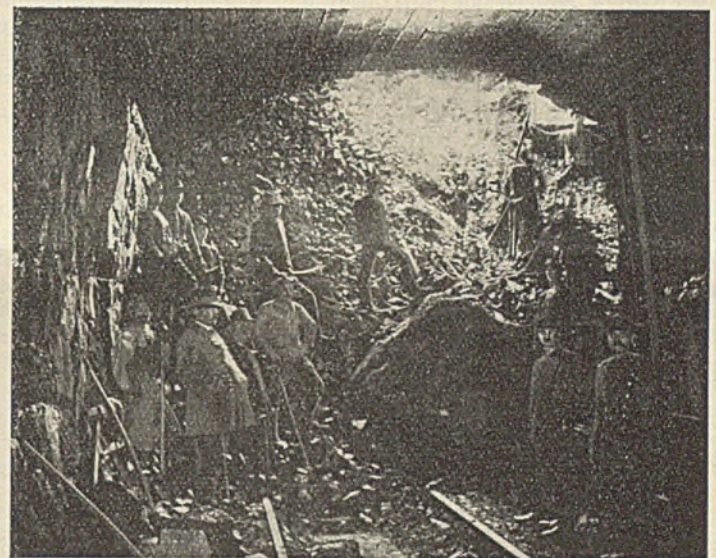


Abb. 5.

zusammengerafften Bahnarbeitern aufzuhalten, erfolglos bleiben. Es verblieb gerade nur noch so viel Zeit, um die benachbarten Stationen von dem Gefahrzustand zu verständigen und fällige Züge auf diesen Stationen zurückzuhalten. Einige Minuten später fand dann nach vorausgegangenem, wie Augenzeugen berichten, dumpfem Krachen der Bergsturz oberhalb des Portals statt und drückte dieses zusammen. In der Nähe befindliche Bahnarbeiter wollen deutlich wahrgenommen haben, wie zuerst die Felsmassen oberhalb des Portals in Bewegung kamen und dann das Portal herunterrissen.

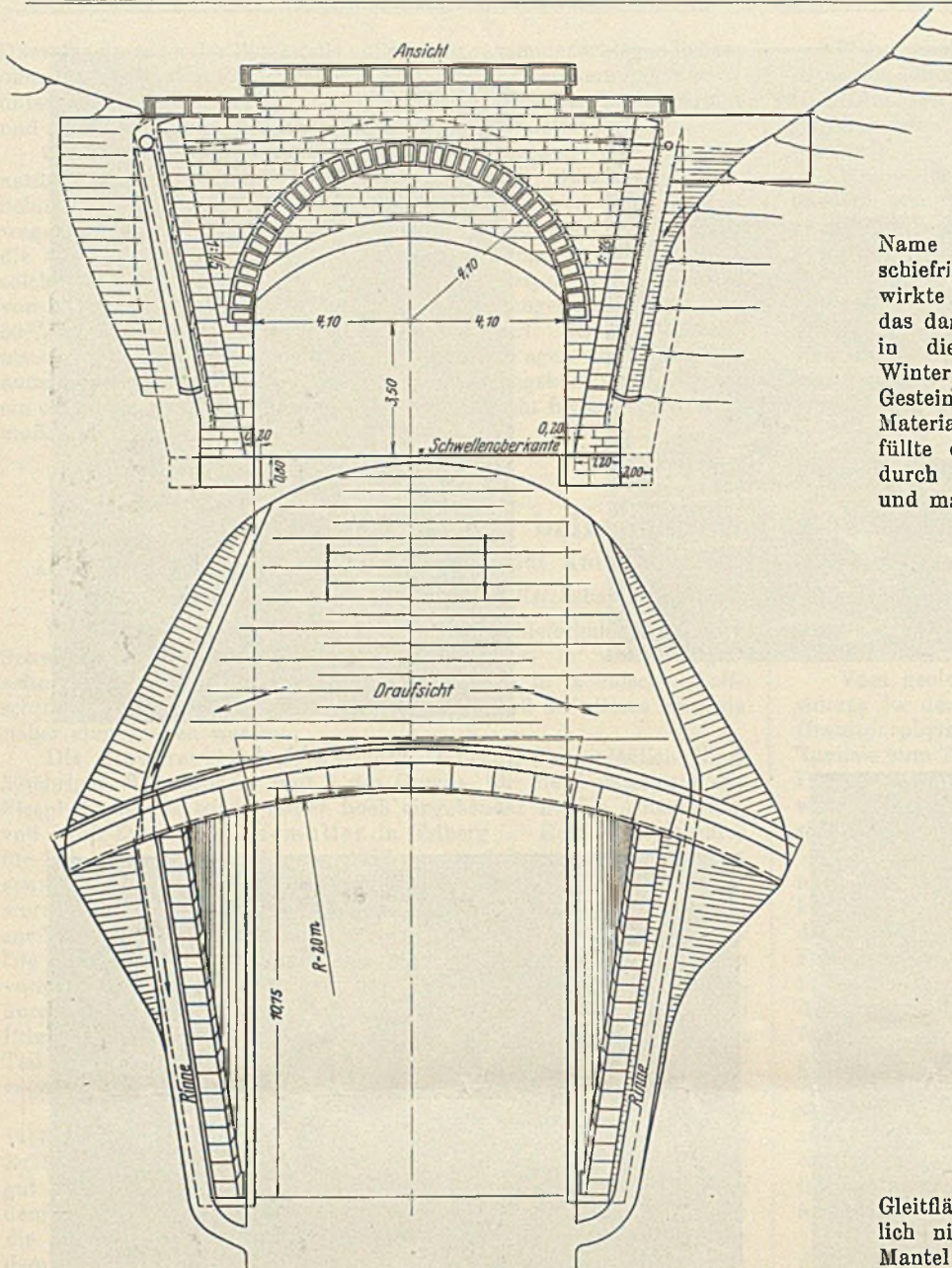
Die Aufräumarbeiten der abgerutschten Massen von einem Ausmaße von etwa 900 m³ wurden in derselben Nacht noch eingeleitet zunächst mit 60 Arbeitern. Da die Unfallstelle jedoch bereits bis zum 29. April wegen Verkehrs eines Versuchszuges der K-K-Bremse unbedingt wieder befahrbar sein mußte, wurden noch weitere 30 Mann beigezogen. Bereits am Abend



Abb. 3.

des 27. April waren die Schuttmassen völlig beseitigt, so daß am 29. April besagter Zug unbehindert verkehren konnte. Der Personenverkehr war bis zum 29. April durch Umsteigen in der Nähe der Absturzstelle aufrecht erhalten, die Güterzüge waren umgelenkt worden.

Da der Bahnbetrieb zwischen der oberhalb der Rutschstellen gelegenen Station Sommerau und der zweiten, unterhalb der Stelle gelegenen Station Triberg eingeleisig durchgeführt wurde, war es möglich gewesen, auf beiden Seiten des Schieferhaldetunnels das Abraummateriale auf dem außer Betrieb befindlichen Gleis rasch abzuführen. Einige Tage nach dem Bergsturz hatte man im Zusammenhang mit einem weiter unterhalb der Rutschstelle an einem anderen Tunnel auszuführenden Portalneubau das Gleis durch eine Gleisverschwenkung in die Tunnelachse verlegt, wodurch die Wiederherstellungsarbeiten des umgestürzten Portals wesentlich erleichtert und gefördert werden konnten.



Bezüglich der Ursachen, die das Ereignis herbeigeführt haben, ist außer den bereits eingangs nach dem Sachverständigen-Gutachten des badischen Landesgeologen angegebenen Gründen noch folgendes anzuführen: Das oben erwähnte Verfahren, Steilböschungen der Einschnitte und Tunnelvoreinschnitte mit Rasen zu verkleiden, war am Schieferhaldetunnel ebenfalls angewandt worden. Wie der Name dieses Tunnels schon besagt, ist hier der Granit schiefrig. Der im Laufe der Jahrzehnte gebildete Rasenpelz wirkte wie ein Schwamm, der sich mit Wasser vollzog und das darunterliegende Gestein feucht hielt. Die Eisbildung der in dieser hochliegenden Gebirgsgegend besonders kalten Winter erweiterte allmählich die anfänglich feinen Risse im Gestein. Die stehenden Risse füllten sich mit abgebröckeltem Material, das wie ein Keil wirkte. Die mehr liegenden Spalten füllte das Wasser mit feinen schlammigen Stoffen, hob dadurch allmählich die Reibung von Gestein auf Gestein auf und machte die Lagerfläche zu einer schmierigen und glatten

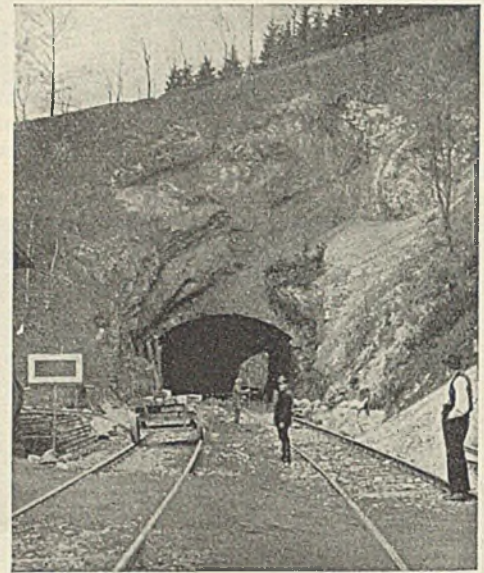


Abb. 6.

Gleitfläche (Abb. 6). Diese Vorgänge, die wohl allgemein äußerlich nicht leicht festzustellen sind, spielten sich unter dem Mantel der Rasenverkleidung ab und konnten nicht beobachtet werden. Nachdem das Gestein sich in einzelne Blöcke geteilt hatte, die auf der gegen den Voreinschnitt fallenden Gleitfläche ruhten, bedurfte es dann schließlich nur eines verhältnismäßig geringen Anstoßes, um die Massen ins Gleiten zu bringen. Vielleicht mag auch die Erschütterung der seit dem Bahnbau erheblich angewachsenen Betriebslasten den Vorgang beschleunigt haben. Der strenge Winter 1923/24 mit dem darauffolgenden nassen Sommer und die in der Zeit vor dem Ereignis niedergegangenen starken Regen haben dann noch weiter ungünstig gewirkt.

Das Vorkommnis macht weitgehende Vorbeugungsmaßnahmen gegen weitere Schäden zur Pflicht.

Die weiter fortschreitende Verwitterung des Gesteins kann an den hohen, steilen Böschungen nicht aufgehalten werden. Um die verwitterten Massen restlos in ihrer Lage festzuhalten, wären sehr hohe Stütz- und Futtermauern erforderlich, die wegen der allzugroßen Kosten nicht ausgeführt werden können.

Schon bei den Aufräumarbeiten wurden alle stark vorspringenden und überhängenden Felsen und verwitterten Partien abgeschlagen und teilweise abgesprengt; weitere Teile müssen im Laufe des Jahres noch zwecks Verflachung der Böschung beseitigt werden, so daß nach menschlichem Ermessen für den Bahnbetrieb keine Gefahr mehr besteht. Infolge des Bergrutsches hat sich über der Portalzone des Tunnelgewölbes eine in der Tunnelachse gemessene, etwa 7 m lange, von Überlagerung freie Fläche gebildet, die, wenn der Rutsch nicht stattgefunden hätte, beim Portalneubau hätte hergestellt werden müssen (Abb. 8). Auf dieser Fläche können etwaige, bei weiterer Verwitterung über dem Portal abstürzende einzelne Steine und Felsstücke aufgefangen werden. Ferner erhielt das wieder aufgebaute Portal (Abb. 7) Pfeilerartige, parallel zur Bahnachse liegende Stirnflügel, um ein Abschieben des Portals von der Tunnelröhre zu

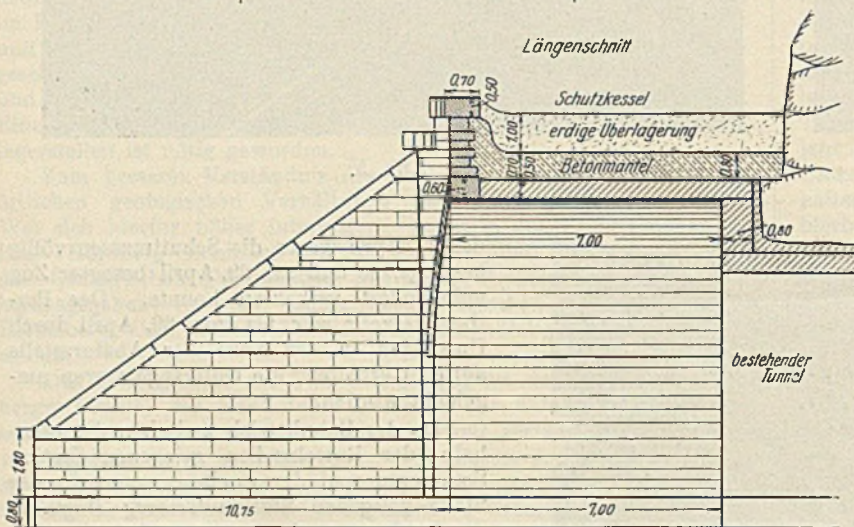


Abb. 7. Schieferhaldetunnel, neues oberes Portal bei km 66,303

Zur Erläuterung der Abbildungen ist folgendes zu bemerken: Abb. 1 zeigt die Situation vor dem Bergsturz, Abb. 2 gibt eine Gesamtübersicht über die abgestürzten Massen, Abb. 3 zeigt den mittleren Teil, Abb. 4 die rechte Ecke über dem Portal, von der aus der Hauptteil der Massen sich losgelöst hatte, Abb. 5 bietet eine Ansicht von der Seite des unteren Portals aus gegen die Absturzmasse, die in einem gewaltigen Schuttkegel den Ausgang aus dem oberen Portal versperrte, Abb. 6 ist eine Ansicht der Absturzstelle nach Abräumung der abgerutschten Massen.

verbindern. Um vom Gebirge ausgehende, in der Richtung der Bahnachse wirkende Drucke besser aufzufangen, wurde die Portalstirn, wie der Grundriß der Abb. 7 zeigt, in einen Kreisbogen von 20 m gelegt, wodurch Gewölbewirkung erzielt wird. Das Gewölbe in der Portalzone wurde, wie gleichfalls aus Abb. 7 hervorgeht, durch einen Betonmantel geschützt, auf dem eine Schüttung mit Abraummaterial aufgebracht wurde.

Um an den übrigen Tunnelvoreinschnitten der Schwarzwaldbahn feststellen zu können, ob eine ähnliche Schichtung und Beschaffenheit des Gesteins wie beim oberen Portal des Schieferhaldetunnels vorhanden ist und die Gefahr besteht, daß weitere derartige Rutsche eintreten, wurde schon im vergangenen Jahr ein Teil der Tunnelvoreinschnitte der Rasendecke entkleidet, so daß der nackte Fels zu sehen ist. Mit dieser Arbeit wird fortgefahren, da das geologische Gutachten empfohlen hat, den Miarolitgraniten und den Granitporphyrgängen auf der ganzen Schwarzwaldbahn von Hornberg bis Sommerau erhöhte Aufmerksamkeit zu widmen. Da diese Gesteinsarten je nach dem Steigen und Fallen und der Maschenweite ihrer Klüftung ähnliche Gefährzonen bilden können, so werden die Voreinschnitte gemeinsam mit dem Landesgeologen eingehend untersucht.

Wo Absturzgefahr besteht, muß die Böschung durch Abtragen

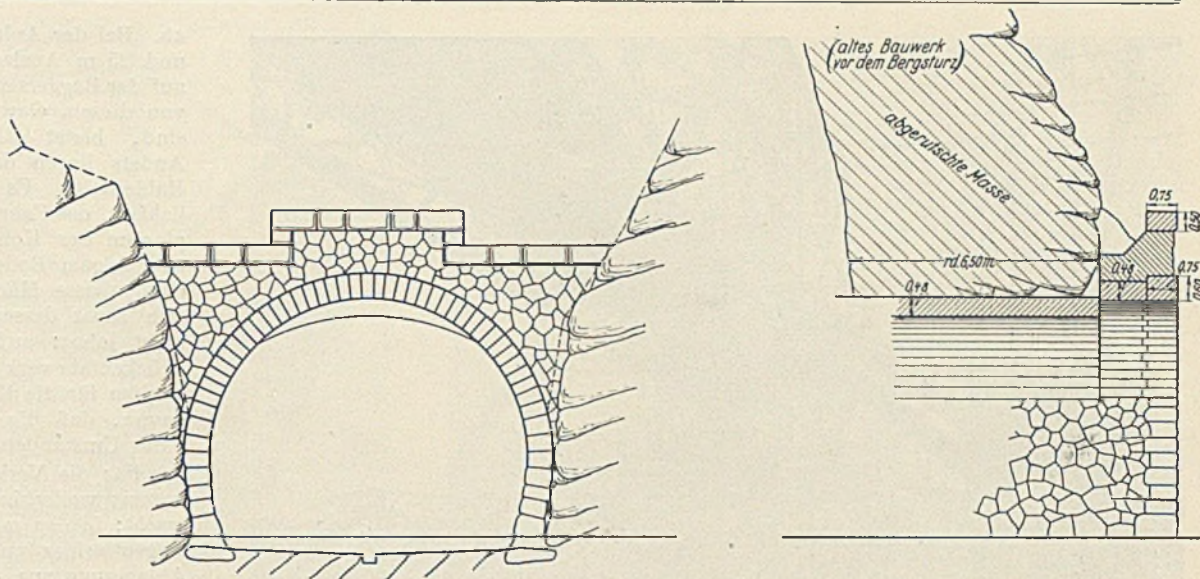


Abb. 8. Oberes Portal des Schieferhaldetunnels (altes Bauwerk vor dem Bergsturz) km 66,2—66,3.

der Massen verflacht werden. Bei den noch erforderlich werdenden Portalumbauten werden die Portale einige Meter vorgezogen, um über dem Portal abstürzende Steine und Felsstücke aufzufangen, auch werden sie, wie es hier geschehen, mit pfeilerartigen Stirnflügeln ausgebildet, um eine Abschiebung von der Tunnelröhre zu verhindern. Alle Voreinschnitte werden dauernd beobachtet, damit jegliche Veränderung wahrgenommen und rechtzeitig eingegriffen werden kann. Je nach Dringlichkeit werden diese Arbeiten im Laufe der nächsten Jahre nach und nach an allen Tunneln, wo dies erforderlich scheint, vorgenommen.

Alle Rechte vorbehalten.

Abraumförderbrücken im Braunkohlentagebau.

Eine Neuerung gegenüber dem üblichen Abraumverfahren im Braunkohlentagebau brachte 1924 die in den Plessaer Braunkohlenwerken in Plessa bei Elsterwerda in Betrieb genommene erste Abraumförderbrücke, die nach den Entwürfen der Allgemeinen Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H. (ATG) in Leipzig gebaut worden ist. Nach einem Aufsätze von Obergeringieur W. Ries in der Z. d. V. d. I.

mit diesem; auf der Haldenseite liegt die Gleisanlage auf einer Zwischenberme der Abraumhalde. Das vom Bagger gewonnene Material wird durch einen besonderen Querförderer auf die Brücke geleitet (Abb. 2), von der in die Brücke eingebauten Förderanlage nach der Haldenseite gefördert und teils vor, teils hinter der Stütze verstrützt. Das Feld wird hierbei im Sinne der Längsachse der Brücke

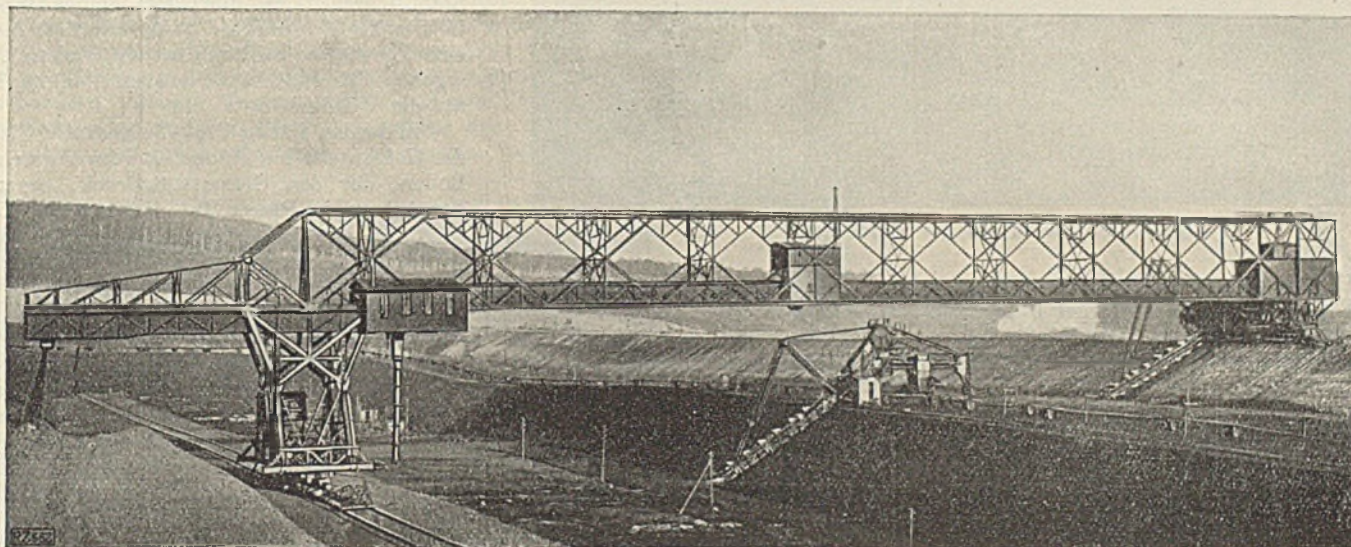


Abb. 1.

1925, S. 947 u. f., dem die folgenden Ausführungen mit Genehmigung des Verfassers entnommen sind, stellt diese Förderbrücke die Verwirklichung eines seit vielen Jahren in Fachkreisen erwogenen Planes dar. Bei einigermaßen wagerechter Ablagerung der Flöze besteht nämlich die Möglichkeit, den ganzen Kohlenbetrieb durch eine längs der Baggerstraße verfahrbare Brücke zu überspannen, die sich einerseits auf das Deckgebirge, andererseits auf die gegenüberliegende Abraumhalde stützt. In Abb. 1 ist die nach dieser Anordnung gebaute Abraumförderbrücke in Plessa dargestellt. Die Brücke fährt auf einer Seite neben einem normalen Abraumbagger und auf gleichem Gleis

abgebaut. Der durch den Abraumbagger vom Deckgebirge spanweise weggeschnittene Boden wird auf der Haldenseite wieder aufgeschüttet. Grundbedingung für den Bau solcher Abraumförderbrücken war die Möglichkeit, den Brücken so große Spannweiten zu geben, daß den berechtigten Forderungen des Bergbaues hinsichtlich eines mehrmonatlichen Kohlenvorrates im Falle der Einstellung des Abraumbetriebes Rechnung getragen wird. Rechnet man mit einem Kohlenvorrat von 4 bis 6 Monaten, der auch mit Rücksicht auf das Austrocknen der Kohle zweckmäßig ist, so ergeben sich bei normalen Verhältnissen Brückenspannweiten von 120 bis 150 m, die natürlich

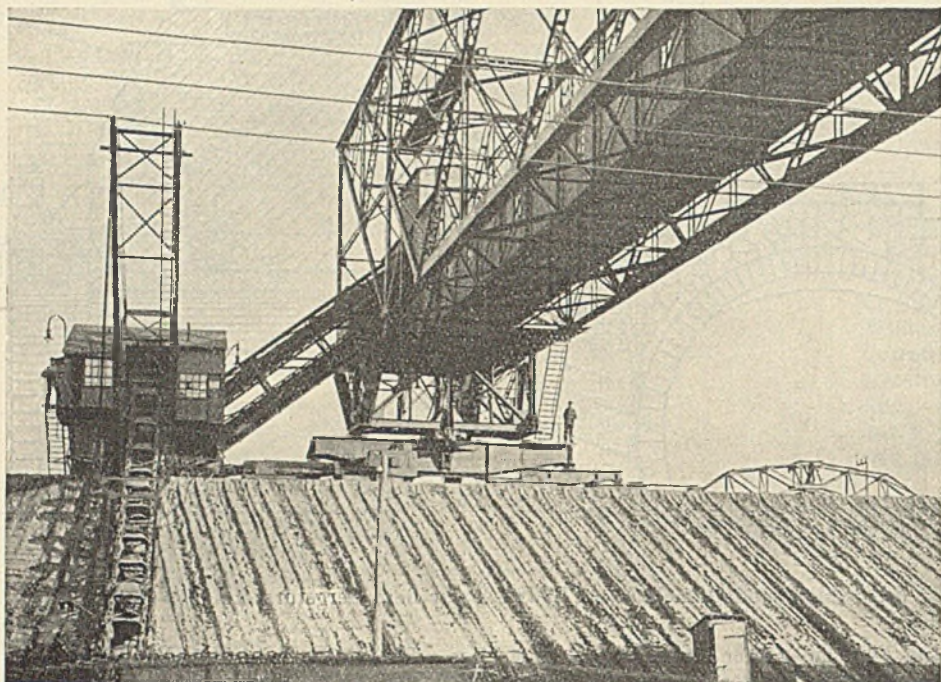


Abb. 2. Abraumförderbrücke mit besonderem Querförderer.

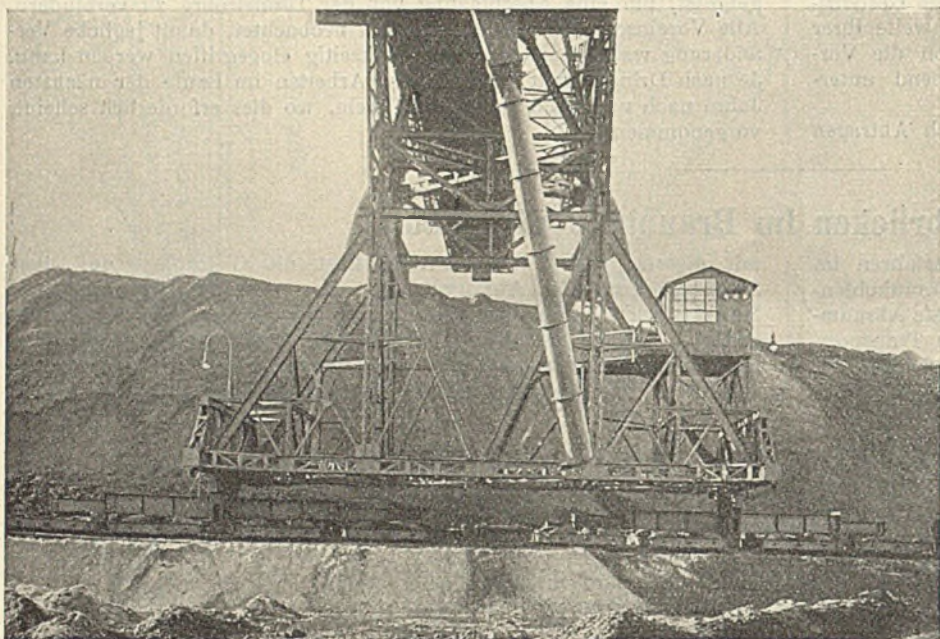


Abb. 3. Fahrwerk auf der Haldenseite.

ein hohes Eigengewicht der Brücken zur Folge haben. Hieraus entspringen, je nach der Ausführung der Brücken, Stützdrücke von 200 bis 600 t auf jeder Stützseite. Die Möglichkeit, so hohe Stützdrücke zuzulassen, hängt von der Art und Tragfähigkeit des Deckgebirges

werk der genannten Anlage (Abb. 3) 30 m lang ausgeführt und mit 32 Laufrädern versehen. Hierdurch bleibt der Flächendruck auf den Boden unter der zulässigen Grenze von etwa 1 kg/cm². Da das Deckgebirge in Plessa aus gutartigem Sand besteht, so hat dort die Halde genügende innere Festigkeit, um den Stützdruck betriebsicher aufzunehmen.

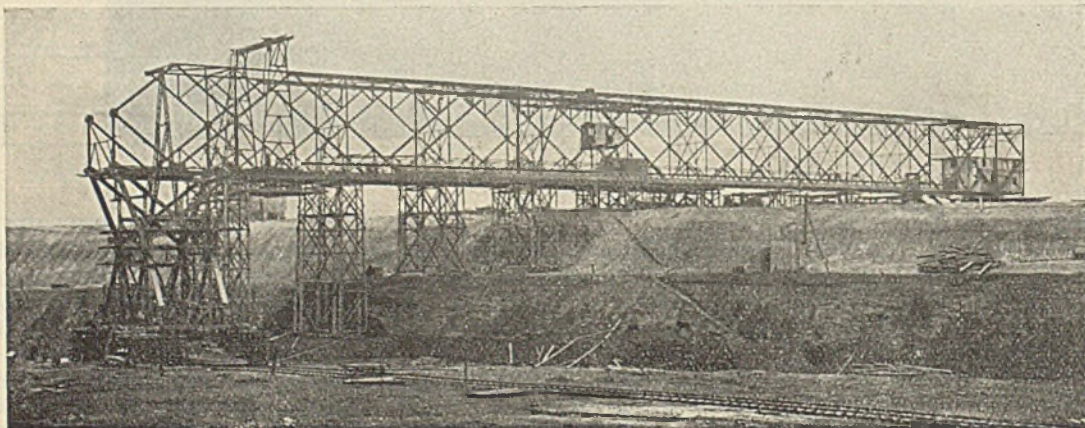


Abb. 4.

ab. Bei der Anlage Plessa mit 125 m Spannweite und 25 m Auslegerlänge beträgt der Stützdruck auf der Baggerseite beispielsweise 250 t. Da Bagger von diesem Gewicht bereits mehrfach im Betrieb sind, bietet dieser Stützdruck nichts Neues. Anders liegen dagegen die Verhältnisse auf der Haldenseite. Es besteht hier zunächst die Möglichkeit, das Fahrgleis auf einem Arbeits-Zwischenplanum der Kohle, also auf gewachsenem, sehr tragfähigem Boden zu verlegen; doch setzt dies eine gewisse Mächtigkeit des Flözes voraus, weil sich sonst dessen Abtragung in zwei Schritten nicht lohnt; außerdem geht der zwischen dem Brückenfahrwerk und der Halde liegende Flözstreifen für die Kohlenreserve verloren, abgesehen davon, daß die Anordnung sehr lange Ausleger, unter Umständen bis zu 100 m erfordert.

Für die Verlegung des haldenseitigen Gleises kommt weiterhin das freigelegte Liegende in Betracht; in den meisten Fällen scheidet dies jedoch wegen seiner unregelmäßigen und meist welligen Ablagerung aus, und es besteht dann also nur die Möglichkeit, die Gleisanlage auf der Halde selbst zu verlegen. Dies geschieht am besten dadurch, daß die Halde durch einen wagerechten Einschnitt unterteilt und dieser in der zur Aufnahme der Gleise erforderlichen ebenen Form ausgeführt wird. Hierbei kann dieses Gleisplanum dadurch geschaffen werden, daß vor dem haldenseitigen Stützwerk der Brücke so viel Material abgezogen wird, als zur beabsichtigten Höhe des Planums erforderlich ist, während der Rest des Materials über die Stütze hinweg auf Hochkippe geht. Dabei ist es eine von Fall zu Fall zu entscheidende Zweckmäßigkeitsfrage, in welcher Höhe dieses Gleisplanum erzeugt wird. Legt man die Gleise ungefähr in Höhe der Haldenoberfläche, so kann man zwar die Brückenstütze sparen, muß aber, abgesehen von einer größeren Brückenspannweite, die erhöhte Rutschgefahr sowohl für die Halde als auch für die Brücke in Kauf nehmen. Ordnet man dagegen, wie dies in Plessa ausgeführt wurde, die Fahrgleisebene so tief an, wie es die höchsten Erhebungen des Liegenden gestatten, so wird der Abraum durch den rd. 20 m tiefen Sturz erfahrungsgemäß festgeschlagen und damit die Standsicherheit des die Gleise tragenden Haldenteils wesentlich erhöht; dafür erfordert die Stütze einen gewissen Mehraufwand an Baustoff, und es ergeben sich erhöhte Schwierigkeiten im Hinblick auf die Windkräfte.

In beiden Fällen liegt die gesamte Gleisanlage der Haldenseite auf kurze Zeit vorher geschüttetem Boden, der den Gesamtstützdruck, der z. B. bei der Anlage in Plessa auf dieser Seite 350 t beträgt, in genügend betriebsicherer Weise aufzunehmen hat. Zu diesem Zwecke wurde das Fahr-

Eine unbedingte Sicherheit besteht allerdings weder auf der Baggerseite noch auf der Haldenseite. Die Brücke muß also so bemessen werden, daß in Fällen höherer Gewalt der Träger nicht zusammenbricht. So unerwünscht die hierdurch sich ergebenden Mehrgewichte, die ja ihrerseits selbst wieder den Keim zu einer weiteren Erhöhung der oben geschilderten Schwierigkeiten in sich tragen, auch sind, so gefährlich und kurzsichtig wäre es, die Abrutschgefahr der Böschungen zu vernachlässigen und für die Berechnung des Trägers einfach die unbedingte Standsicherheit der Böschungen vorauszusetzen, um den Träger leicht bauen zu können.

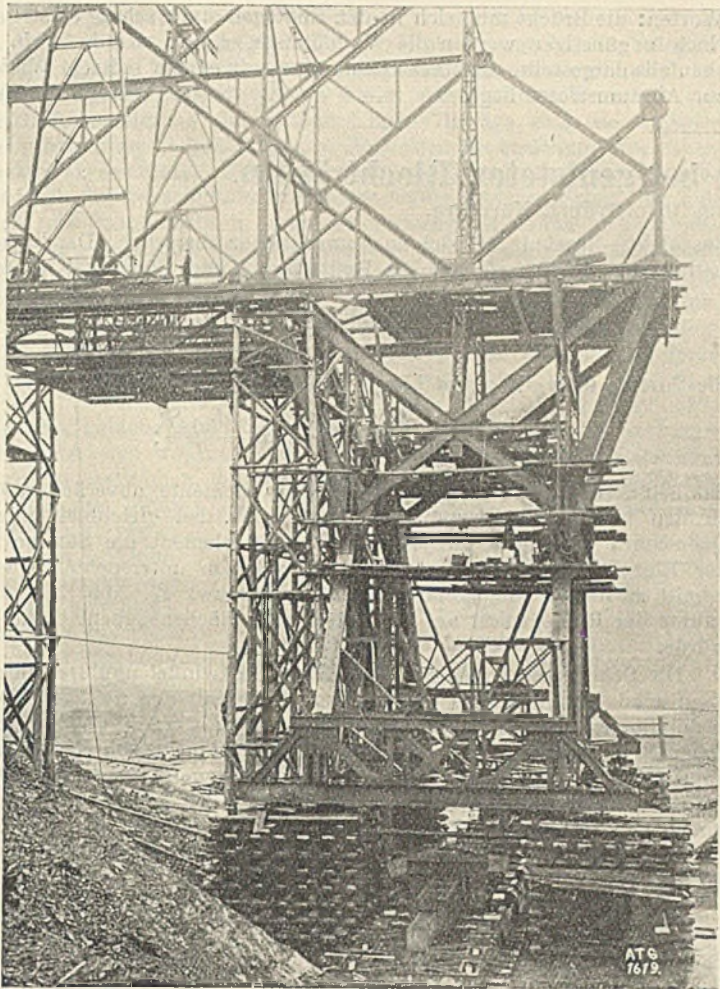


Abb. 5.

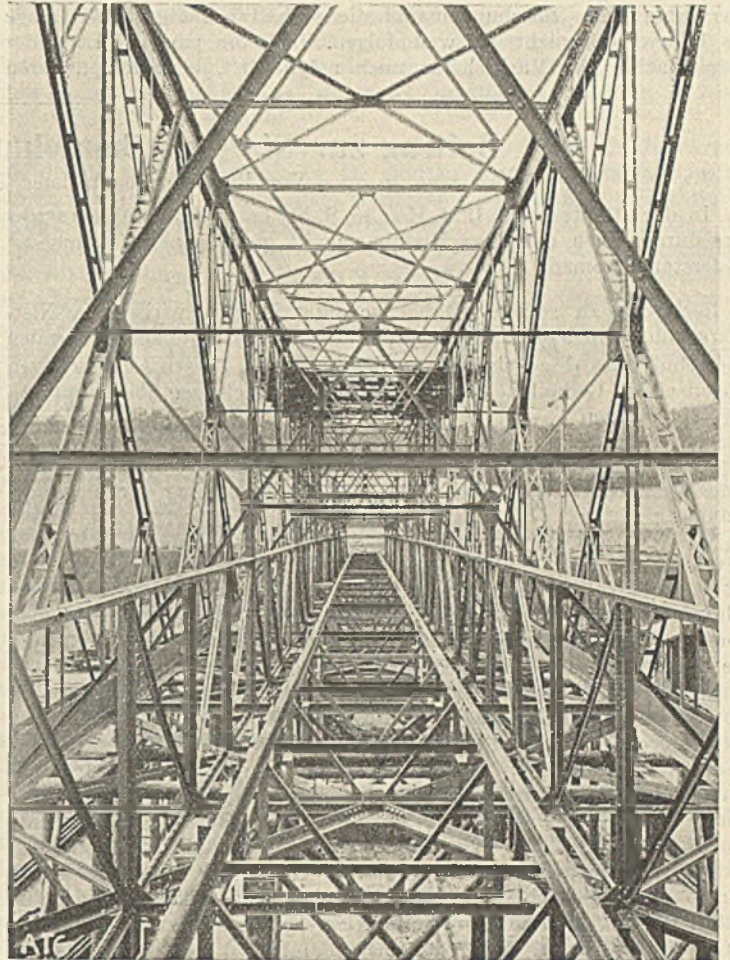


Abb. 6. Ansicht in den Innenraum der Förderbrücke.

Eine besondere Schwierigkeit für den Förderbrückenbetrieb liegt darin, daß bei dem großen Abstände der Fahrgleise die Gleisentfernungen nicht genau eingehalten werden können, weil die Brücke dem Abbau des Feldes entsprechend dauernd verschoben werden muß, was bekanntlich durch Rücken der Fahrgleise mit Hilfe von Gleisrückmaschinen geschieht. Die durch Einschaltung von Pendelstützen möglicherweise erreichbaren Stützweitenänderungen, wie bei normalen Verladebrücken vielfach ausgeführt, genügen nicht. Es ist vielmehr erforderlich, daß sich die Stützweiten zwanglos um mehrere Meter verändern können. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit, auf der einen oder anderen Seite der Brücke den Brückenträger auf den Unterwagen längs verschiebbar zu lagern. Bei der Anlage

raumförderbrücke die verschiedensten Lagen zueinander einnehmen. Es wird vorkommen, daß beispielsweise die Brücke mit Rücksicht auf einen zweckmäßigen Aufbau der Berme an dieser Seite im Gefälle fahren muß, während gleichzeitig an der Baggerseite die Gleise in einer Steigung liegen, so daß also die beiden Gleisebenen gegeneinander verwunden sind. Ferner wird sich der Höhenunterschied der beiden Fahrgleise zueinander während des Betriebes dauernd ändern, d. h. die Brücke wird je nach den Ablagerverhältnissen in verschiedenen Betriebszeiten entweder nach der Bagger- oder nach der Haldenseite mehr oder weniger geneigt stehen. Abb. 7 bis 10 zeigen Schnitte durch die Ablagerung eines mitteldeutschen Braunkohlenvorkommens und die hierbei notwendigen verschiedenen Neigungen der Brücke.

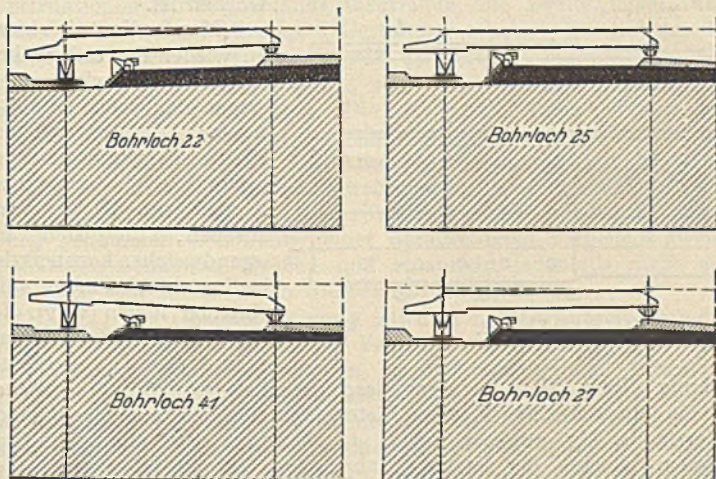


Abb. 7 bis 10. Neigungen der Brücke gegen die Wagerechte.

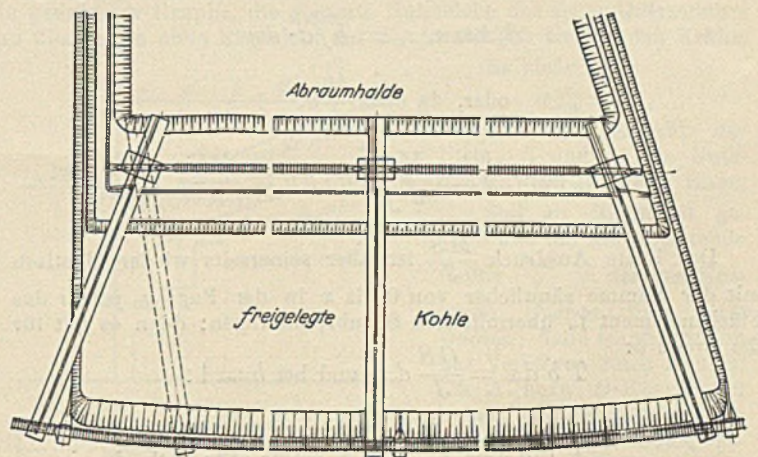


Abb. 11. Lage der Brücke an den Strossenenden.

in Plessa wurde z. B. die haldenseitige Stütze mit einer unteren Schlittenführung versehen, die Stützweitenänderungen bis zu 7 m gestattet. Abb. 4 u. 5 zeigen die Plessaer Förderbrücke im Bau, Abb. 6 gibt eine Ansicht in den Innenraum der Brücke.

Der wechselnden Ablagerung des Deckgebirges und des Flözes entsprechend, werden nun während des Betriebes die Gleise der Ab-

Auch ein Schrägstellen der Brücke gegen die beiden Strossenkanten ist im Betriebe notwendig. Liegt die Markscheide parallel zur Abbaurichtung, so werden häufig die Baggerstrossen senkrecht zur Markscheide liegen. Auf der einen Seite, der Baggerseite, wird der Bagger mit der Brücke so weit fahren müssen, wie es die Ausnutzung des Feldes verlangt. Auf der gegenüberliegenden Halden-

seite kann dagegen, wie Abb. 11 zeigt, die Brücke mit Rücksicht auf die vorhandenen Böschungen und die verhältnismäßig große Länge des Fahrwerkes nicht so weit folgen, daß eine parallele Lage der Brückenachse zur Markscheide noch möglich ist, oder mit anderen

Worten: die Brücke muß sich in den Endlagen stark schräg einstellen. Noch ungünstiger werden die Verhältnisse, wenn, wie in Abb. 11 ebenfalls dargestellt, die Markscheide bereits in einem spitzen Winkel zur Abraumstrosse liegt. (Schluß folgt.)

Beitrag zur Nietstaffelberechnung bei genieteten Blechträgern.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Otto Syffert, Nürnberg.

In der „Bautechnik“ 1924, Heft 45, S. 516 empfiehlt Blaimberger den durch einen einzelnen Nietquerschnitt gewonnenen Zuwachs an Widerstandsmoment mit

$$W_n = F_n \cdot s_{Fl}$$

in Rechnung zu setzen. Dabei bedeutet F_n den wirksamen Nietquerschnitt und s_{Fl} den Schwerpunktabstand des anzuschließenden Querschnittes (Flacheisens) von der Nulllinie. Diesen Ausführungen mögen einige Gedanken über die Nietstaffelberechnung überhaupt hinzugefügt werden.

I.

Im allgemeinen wird der genietete Blechbalkenträger als homogener Querschnitt angesehen. Die übliche Ermittlung der Biegungsspannung

$$\sigma = \frac{M}{J} \cdot y$$

hat ja notwendigerweise u. a. auch ein vollkommen homogenes Verhalten des Querschnitts zur Voraussetzung. Von einer wirklichen Homogenität des Blechträgers kann jedoch niemals die Rede sein. Die Einzelemente seines Querschnitts sind rein mechanisch zusammengefügt. Die überall wirkende und vermittelnde Zusammenarbeit der inneren Kräfte im homogenen Körper ist hier einzig und allein durch die örtlich eng zusammengedrückte Wirksamkeit der einzelnen Niete ersetzt. Wenn also trotzdem Homogenität und homogenes Verhalten vorausgesetzt wird, so darf dies nur als bloße Annahme geschehen. Diese für den Berechnungsgang grundlegende Annahme wird sich auch nur auf solche Teile des Balkens erstrecken dürfen, wo tatsächlich die zugehörige Vernietung einen genügend starren Zusammenschluß der einzelnen Querschnittselemente gewährleistet, wo mit anderen Worten die Nietverbindung wirklich ausreicht, um sämtliche auftretenden Fugenspannungen ohne größere Formänderung zu vermitteln.

Um nunmehr zu untersuchen, wann diese Bedingung erfüllt ist, sei zunächst ein genieteter Träger auf zwei Stützen mit gleichbleibendem Querschnitt unter irgendwelcher lotrechter Belastung betrachtet (Abb. 1). Im Punkte x herrscht das Moment M_x . Dieses wird aufgenommen von dem Kräftepaar D_x und Z_x , das sind die beiden Resultanten aller Normalspannungen des Querschnitts. Der Anteil d_x bzw. z_x des Flächenelementes f_n an D_x bzw. Z_x berechnet sich alsdann bei Annahme der Homogenität auf

$$d_x \text{ bzw. } z_x = b \int_{y_0}^{y_1} \sigma \cdot dy$$

$$\text{oder, da } \sigma = \frac{M}{J} y,$$

$$\text{auf } d_x \text{ bzw. } z_x = \frac{M}{J} \int_{y_0}^{y_1} b y \cdot dy = \frac{M S}{J}$$

Der letzte Ausdruck $\frac{M S}{J}$ ist aber seinerseits wieder identisch mit der Summe sämtlicher von 0 bis x in der Fuge $y_0 y_1$ für das Flächenelement f_n übermittelten Schubspannungen; denn es gilt für die Breite b :

$$T b dx = \frac{Q S}{J} dx, \text{ und bei } b = 1:$$

$$\int_0^x T dx = \int_0^x \frac{Q S}{J} dx, \text{ wofür aber auch, da}$$

$$Q = \frac{dM}{dx} \text{ gesetzt werden darf:}$$

$$\int_0^x T dx = \int_0^x dx \cdot \frac{S}{J} \cdot \frac{dM}{dx} = \frac{M S}{J};$$

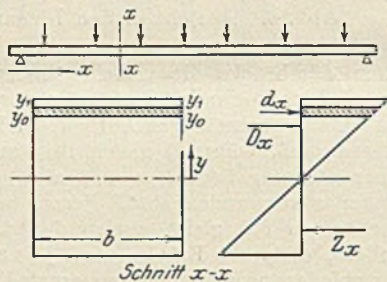


Abb. 1.

das gleiche Ergebnis läßt sich auch unmittelbar übersehen. Der Einzelbetrag der Schubkraft auf die Breite $b=1$ und Länge dx ist mit

$$\frac{(M_{(x)} - M_{(x-dx)}) S}{J} \text{ gegeben,}$$

die Summe über die ganze Länge 0 bis x mit

$$\frac{(M_{(x)} - M_{(x-x)}) S}{J} = \frac{M_{(x)} S}{J};$$

das heißt, sobald die einzelnen Querschnittselemente unverändert bis zu den beiden Auflagerpunkten durchlaufen, bei gleichbleibendem Querschnitt also, gibt für jedes Querschnittselement die Summe aller Einzelbeträge T vom Auflager bis zu dem untersuchten Querschnitt x immer die gesamte Größe d_x bzw. z_x , die bei Annahme der Homogenität auf das betreffende Flächenelement entfallen würde.

Die Schubspannungen zwischen Steg, Gurtwinkel und Deckflacheisen sind nun meistens so gering, daß sie mit den üblichen Nietverbindungen ohne Schwierigkeiten übertragen werden können. Es bedeutet auch wenig, daß sie dabei durch die gewählte Nietteilung immer auf eine gewisse Entfernung zusammengefaßt werden. Der Träger mit gleichbleibendem Querschnitt darf sonach bei entsprechend bemessener Vernietung ohne wesentliche Abweichung von der Wirklichkeit in jedem Querschnitt als homogen berechnet werden.

Jetzt sei ein Träger betrachtet, dessen Querschnitt innerhalb der Feldweite durch Auflage von Deckflacheisen noch verstärkt wird. Hier gestalten sich die Verhältnisse bei dem neu hinzukommenden Querschnittselement ganz anders. Dessen entsprechender Anteil d_{x_0} bzw. z_{x_0} an der Resultante Z_x bzw. D_x berechnet sich zwar wieder wie im ersten Falle bei Annahme der Homogenität auf

$$z_{x_0} = d_{x_0} = \frac{M_x S_{x_0}}{J},$$

diesmal beginnt aber der Querschnitt f_0 erst bei a . Die entscheidende Nietreihe vom Auflager bis a ist gar nicht vorhanden, und deshalb fehlt dem neuen, verstärkenden Querschnittselement die nötige Gegenkraft, um wirklich den Anteil z_{x_0} bzw. d_{x_0} ausüben zu können.

Dieser Balken mit ungleichem Querschnitt kann also bei Auflage einer Verstärkung erst von dem Querschnitt ab wieder als homogen in all seinen Elementen angesehen werden, wo die fehlende Nietreihe bereits einen anderen Ersatz gefunden hat, d. h. wo der Betrag d_{x_0} bzw. z_{x_0} durch irgendwelche anderen Maßnahmen eingebracht worden ist.

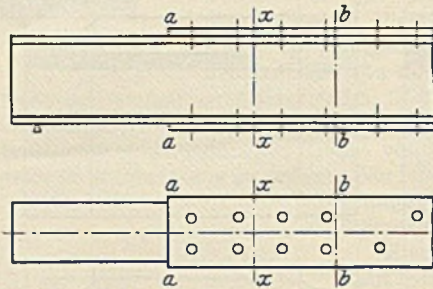


Abb. 2.

Man bedient sich hierzu wieder des altbewährten Nietes, wird aber wegen der Größe von d_{x_0} bzw. z_{x_0} in den meisten Fällen gezwungen sein, nunmehr gleich eine ganze Anzahl von Nieten vorzusehen, die sich in irgendwelchen konstruktiv bedingten Abständen aufeinander folgen (vergl. die Niete in Abb. 2 zwischen a und b). Die Gesamtwirkung dieser Niete in ihrer Geschlossenheit ist dann die gleiche wie die eines einzigen ideellen Nietes, der für sich allein genügend widerstandsfähig gewesen wäre, d_{x_0} bzw. z_{x_0} auf einmal aufzunehmen. Rechts der letzten Einheit der Gruppe ist sonach die Homogenität auch für den verstärkten Querschnitt vollständig gesichert, und alle weiteren Nietverbindungen brauchen nur wieder die einzeln anfallenden Schubkräfte der Fuge auszuhalten.

Wie sich aber innerhalb der Nietgruppe selbst, zwischen den beiden Grenzpunkten a und b , der allmähliche, stufenweise Übergang zur Homogenität des verstärkten Querschnitts vollzieht, wieviel der einzelne Niet der Gruppe zum starren Anschluß des neuen Querschnittselementes für sich allein beiträgt, dafür fehlen alle Anhaltspunkte. Der Nietanschluß ist in gewisser Beziehung „statisch unbestimmt“.

II.

Da durch den Verfolg gerade der letzten Frage bei der Längenbemessung der Verstärkungsteile und auch bei der Vernietung eine Materialersparnis erzielt werden kann, versucht das Verfahren der Nietstaffelberechnung die zahlenmäßigen Beträge und die statische Bedeutung dieser allmählichen, stufenweisen Einbeziehung des Querschnitts zu ermitteln. Allerdings faßt sie hierbei die ganze Aufgabe des Querschnittsanschlusses von einer völlig anderen Seite. Sie hält weder die Schubkräfte in ihrer Auswirkung als einmalige Summengröße und weiterhin als fortlaufende Fugenspannungen auseinander, noch unterscheidet sie dementsprechend bei der Nietanordnung die eigentliche Anschlußgruppe $a-b$ von den fortlaufenden Schernieten. Ihre Berechnungsgrundlagen vernachlässigen die Kraftwirkung überhaupt und vergleichen lediglich die beiderseitigen Flächen und deren Widerstandsmomente bezogen auf die Nullachse.

Am besten geht dies aus folgendem Wortlaut hervor: „Die Querschnittsfläche und der gegenseitige Abstand der die Gurtungsteile unter sich und mit dem Wandblech verbindenden Niete sind derart zu bestimmen, daß in jedem senkrecht zur Neutralen geführten Schnitte die Summe der Widerstandsmomente dieser Nietflächen mindestens gleich ist dem Widerstandsmomente des bis zu dieser Stelle auf das Wandblech zu übertragenden Teiles des betrachteten Gurtungsquerschnittes.“¹⁾

Die Aufstellung der Nietstaffel geht demnach nur von den Flächengrößen aus, nimmt zudem an, daß jeder einzelne Niet ohne Berücksichtigung der Gesamtquerschnittsgröße des Verstärkungseisens jeweils eine seiner Nutzfläche entsprechende Querschnittsfläche anzuschließen vermag, und betrachtet infolgedessen den völligen Anschluß auch erst dann als erreicht, wenn auf diese Art die ganze Fläche eingebunden ist. Schließlich paßt die zeichnerische Darstellung der Nietstaffel die Widerstandsmomente dieser Flächen bezogen auf die Nullachse den jeweils zur Aufnahme der größten Biegungsspannungen erforderlichen Widerstandsmomenten an.

Angewandt bietet die Nietstaffelberechnung das übliche Bild der Abb. 3 oder auch der Abb. 4. Die erstere besonders flache Stufung ist fast bei allen älteren Brückenkonstruktionen Süddeutschlands anzutreffen, die zweite, neuere und zweifelsohne statisch günstigere Gestaltung scheint sich erst um die Wende des Jahrhunderts durchgesetzt zu haben.

In dem angezogenen Aufsatz vom Oktober 1924 schreibt nun Reg.-Baurat Blaimberger: „Die allgemein übliche Nietstaffelberechnung mittels Bildung der Widerstandsmomente der reduzierten Nietquerschnitte stellt die auf Abscheren beanspruchten Nietquerschnitte auf eine Stufe mit den durch die Biegungsspannungen normal beanspruchten Flächenteilen des Trägerquerschnitts, begeht somit streng genommen den Fehler eines unmittelbaren Vergleichs zweier verschieden benannter Größen und entspricht jedenfalls nicht der tatsächlich sich einstellenden Nietbeanspruchung.“

Damit ist in Übereinstimmung mit dem unter I Ausgeführten der Inhalt aller Bedenken gegen das Verfahren der Nietstaffel getroffen. Die einzelnen Nietflächen können bei der vorliegenden Biegungsbeanspruchung lediglich abgeschert werden, sie können nur Schubspannungen übertragen. Die Schubkräfte haben aber ihrerseits als Differenzialwerte mit der absoluten Größe der größten Normalspannungen unmittelbar nichts zu tun. Vor allem wird die Verteilung der größten Schubkräfte, die einzig und allein bei der Nietanordnung maßgebend ist, als Funktion $\frac{dM}{w}$ im allgemeinen kaum mit der Verteilung der größten Normalspannungen als Funktion $\frac{M}{w}$

¹⁾ Ziffer 20, § 12 der „Besonderen Vertragsbedingungen für die Ausführung eiserner Brücken- und Hochbaukonstruktionen vom 1. Januar 1912,“ gültig bei den ehemals kgl. bayerischen Staatseisenbahnen.

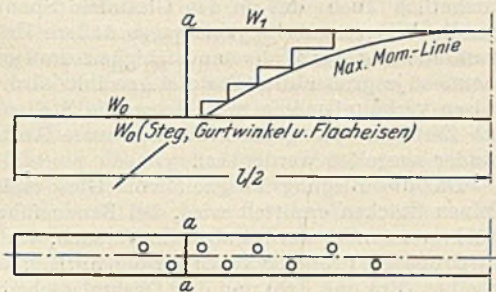


Abb. 3.

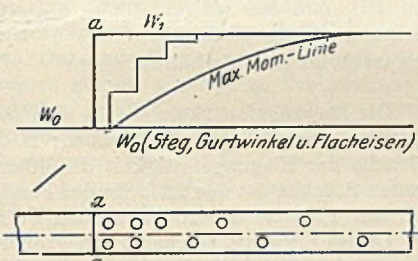


Abb. 4.

im Bereich des Anschlußgebietes zusammenfallen. Wenn also dennoch die Verteilung der größten Normalspannungen bei der Anordnung der Anschlußniete als Grundlage und Grenze genommen wird, so kann dies gerade bei den meist beanspruchten Endnieten der obersten und kürzesten Deckflacheisen zu einer ungünstigen und statisch bedenklichen Nietteilung verleiten.

Ungünstig insofern, als der Abstand der einzelnen Niete und damit die Längenentwicklung der ganzen Gruppe lediglich einseitig durch die flachere oder steilere Gestaltung der Größtmomentenlinien bzw. deren Umhüllungskurve festgelegt wird. So entspricht die weitläufige Nietanordnung nach Abb. 3 durchaus den Grundsätzen der Nietstaffelung, zieht aber in Wirklichkeit das Gebiet der gestörten Homogenität $a-b$ unnötig weit auseinander. Als äußerster Fall könnte sogar die Staffelung von nur zwei oder drei Nieten der Momentenlinie genügen, ohne daß je die Nietverbindung ausreichen könnte, das aufgelegte neue Querschnittselement in die elastischen Formänderungen des Hauptquerschnitts einzuzwingen, d. h. ohne daß je die Platte bis zur Homogenitätsgrenze b angeschlossen würde.

Eine statisch bedenkliche Verteilung der Niete insofern, als mit jeder Zunahme der Strecke $a-b$, mit jeder weiteren Auflösung der zusammengehörigen, wie eine Scherfläche wirkenden Niete die Annahme ihrer Zusammenarbeit immer mehr an Berechtigung verlieren muß. Nach den Versuchsergebnissen von Prof. Dr.-Ing. Schachenmeier (mitgeteilt im „Bauingenieur“, 3. Jahrg., Heft 24) schadet allerdings selbst eine sehr ungleichmäßige Beanspruchung der Nietflächen und Eisenquerschnitte innerhalb der Anschlußnietgruppe nichts. Eine Überschreitung der Elastizitäts- und selbst der Streckgrenze erscheint sogar als günstige Voraussetzung für ein richtiges Einspielen der Niete unter sich. Der überlastete Eisenquerschnitt und Niet wird so lange nachgeben, bis überall eine gleichmäßige Mitarbeit erreicht ist. Dann tritt infolge der wunderbaren Eigenschaft des Flußeisens, der Verfestigung durch Kaltreckung, eine Verfestigung des Werkstoffs für diesen ausgeglichener Zustand ein. Da endlich durch die gegenseitig festgelegte Lage der Niete jede weitere Formänderung mit der Entlastung zwangsläufig wieder beseitigt wird, bleibt auch die gefahrvolle Summierung der Dehnungen unmöglich.

Gelten aber diese günstigen Verhältnisse in gleichem Maße auch für ganz lose auseinandergezogene Nietreihen, wie sie die Nietstaffel zuläßt, da mit zunehmenden Längen die gleiche Größe der Formänderung immer geringere Spannung erfordert, der endgültige Spannungsausgleich von immer größeren Formänderungen abhängig wird? Die Praxis scheint diese Frage jedenfalls verneint zu haben. Sie schließt nämlich schon lange frei und unbeeinflusst von den eigentlichen Regeln und Hilfen der Nietstaffel immer eine gewisse Zahl von Nieten zu einer eigenen Endgruppe zusammen.

III.

Die Nietstaffel darf also in ihrer Anlehnung an die Maximallinie der Normalspannungen wohl als weiteste Begrenzung der Nietabstände angesehen werden, es empfiehlt sich aber, unabhängig von ihr den Querschnittswert und die konstruktiv günstigste Längenentwicklung der statisch geforderten und rechnerisch faßbaren Endnietgruppe $a-b$ als geschlossenes Konstruktionsglied festzulegen.

Die einfachste Lösung hierfür wäre, gleich wie die Nietstaffel, nur in gedrängter Gruppe, die gesamte Nutzfläche des neuen Querschnitts zu übertragen ohne Rücksicht auf die tatsächlich anfallenden Kräfte.

Es hieße dann

$$n f_n = f_e,$$

wobei n die Anzahl der Niete, f_e und f_n die Nutzflächen von Niet und Eisen.

Soll an Nietarbeit gespart und nur die auftretende Größe $\frac{MS}{J}$ in der geschlossenen Gruppe übermittelt werden, dann empfiehlt sich das Verfahren nach Abb. 5: Die Z - bzw. D -Kurve wird in beliebigem Maßstabe durch einfachste proportionale Verzerrung der Größtmomentenlinie aufgetragen, denn es gilt:

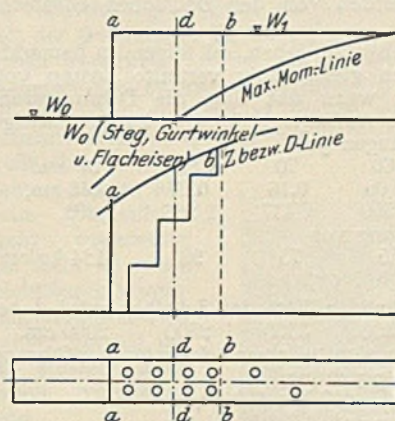


Abb. 5.

$$Z \text{ bzw. } D = \frac{MS}{J} = MK.$$

Nach dem eingangs Dargelegten ist damit auch für jeden Punkt die jeweilige Summe aller ideellen Schubkräfte vom Auflager her ermittelt. Außerdem wird für die konstruktiv bedingte Anordnung

der Nietgruppe eine Art Staffel gezeichnet aus den Längenabständen als Abszisse und den Nietquerschnitten multipliziert mit der größtzulässigen Scherbeanspruchung, also

$$S_n = f_n \tau_{zul} \text{ als Ordinate.}$$

Zum Schlusse wird dann diese Staffel so an den rechnerischen Endpunkt d der Platte angelegt, daß je nach Übung zwei oder drei Nietpaare vor den Punkt d zu liegen kommen. Auf diese Art ist die Anzahl der Niete, die konstruktiv günstigste Längenentwicklung ihrer geschlossenen Gruppe und die statisch erforderliche Länge der Verstärkungsplatte eindeutig bestimmt. Da rechts von b endlich nach dem Vorausgegangen der homogene Anschluß gesichert ist, brauchen alle folgenden Niete nur wieder nach den jeweils größt-

möglichen Schubspannungen ihres Wirkungsbereichs verteilt und bemessen zu werden.

Bezüglich der Nachprüfung bestehender Brücken sei zum Schlusse noch erwähnt, daß hier die jeweils gültige Größe z und d in genau der gleichen Weise als Kurve gezeichnet werden kann wie zuvor, ungelöst bleibt nur die Frage, wieviel Niete von der fortlaufenden Reihe zu der jeweils erforderlichen Gruppe noch zusammengezählt werden dürfen.

Mangels anderer Grundlagen könnte hierfür die Länge als Grenze dienen, die bei einer entsprechenden Neukonstruktion oder nachträglich eingefügten Verstärkung der Gruppe als größtzulässige Längenentwicklung der richtig bemessenen Nietgruppe gelten würde. Die Aufgabe ließe sich dann wieder graphisch mit der Staffel — Niet-scherkraft und Nietabstand — einfach und übersichtlich lösen.

Alle Rechte vorbehalten.

Elastizität und Festigkeit von Glas als Baustoff.

(Mitteilung aus der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart.)

Von Otto Graf.

Für die Verwendung von Fensterglas, Rohglas, Spiegelglas und Kristallglas haben sich im Bauwesen Erfahrungsregeln gebildet, die gewisse Mindestfestigkeiten des Glases voraussetzen, ohne daß letztere in der Regel bekannt sind. Systematische Maßnahmen zur weitergehenden Ausnutzung der Festigkeitseigenschaften des Glases sind bisher nicht bekanntgeworden. Die Deutsche Glastechnische Gesellschaft gab deshalb die Anregung, das in Stuttgart vorhandene Material zu sichten und bekanntzugeben; dank der Unterstützung dieser Gesellschaft und der Glasindustrie konnten dabei auftretende Lücken mehr oder minder geschlossen werden. Die folgenden Angaben sind dem von anderer Stelle veröffentlichten Bericht¹⁾ über diese Versuche als Beispiele entnommen.

1. Elastizität. Die mittleren Werte der Dehnungszahl liegen für Fensterglas, Rohglas und Spiegelglas nahe bei $\alpha = 1/750\,000$. Drahtglas und Triplexglas lieferten im Mittel etwas größere Werte; es dürfte sich empfehlen, für diese Gläser $\alpha = 1/700\,000$ zu setzen. Fast derselbe Wert ist für Kristallglas ermittelt worden.

Von den Beobachtungen bei den Elastizitätsversuchen wird der Glasverbraucher, im besonderen der Bauingenieur zu beachten haben, daß sich die Elastizität des Glases bis zum Bruch unabhängig von der Größe der Belastung erwies; die Schaulinie, die die Beziehung zwischen Formänderung und Belastung angibt, ist bei allen untersuchten Gläsern hinreichend genau eine Gerade. Weiter ist wichtig, daß das Glas sowohl bei Biegungs- als auch bei Druckbeanspruchung keine, jedenfalls nur außerordentlich kleine bleibende Formänderungen erfährt; bleibende Formänderungen erträgt das handelsübliche Tafelglas nicht. Der Glasverbraucher muß deshalb bekanntlich beim Einbau von Glas auf Vermeidung von Anstrengungen hinwirken, die durch Fassung und Auflagerung des Glases verursacht werden können. Wenn dies geschieht, kann die an sich hohe Widerstandsfähigkeit des Glases wertvoll ausgenutzt werden. Welche Bedeutung dabei den Formänderungen der Sprossen usf. zukommt, bedarf besonderer Untersuchung.²⁾

2. Biegungsfestigkeit. Nach den bisherigen Kenntnissen über Glas und andere Baustoffe war zu erwarten, daß die Biegungsfestigkeit

¹⁾ Der Bericht findet sich in den „Glastechnischen Berichten“ 1925, Heft 5, Verlag der Deutschen Glastechnischen Gesellschaft in Frankfurt a. M. Einzelhefte werden von der Deutschen Glastechnischen Gesellschaft abgegeben.

²⁾ Um ein Bild der Verhältnisse zu geben, sei folgendes bemerkt: 7 mm starke Gläser, auf denen gleichmäßig verteilte Lasten von $p = 100 \text{ kg/m}^2$ ruhen, erfahren, wenn das Glas die Dehnungszahl $\alpha = 1/700\,000$ besitzt und l die Auflagerentfernung ist (zweiseitige Auflagerung), folgende Einsenkungen y :

$l =$	50	60	70	80	90 cm,
$y =$	0,04	0,08	0,16	0,27	0,43 cm,
entsprechend $y: l =$	1/1250	1/750	1/437	1/296	1/209,
womit eine Biegungsbeanspruchung von					
$\sigma_b =$	38	55	75	98	124 kg/cm ²

verbunden ist. Der Krümmungshalbmesser in der Mitte der Scheiben wird dabei

$\rho =$	6400	4400	3300	2500	2000 cm.
----------	------	------	------	------	----------

Die eisernen Sprossen biegen sich bei einer bekannten Ausführung unter 1400 kg/cm^2 Biegungsbeanspruchung

bei $l =$	200 bis 400 cm
um $y =$	rd. 1,3 bis 3,4 cm,
entsprechend $y: l =$	1/148 bis 1/117,
$\rho =$	3100 bis 4860 cm.

Wenn die Werte ρ bei hoher Beanspruchung des Glases und der Sprossen verglichen werden, zeigt sich hier, daß die rechnermäßige Höchstbeanspruchung der Sprossen auftreten kann, ohne daß Bruchgefahr für das Glas besteht, sofern für sachgemäße Auflagerung des Glases gesorgt ist.

von Glastafeln in der Regel nicht an allen Stellen gleich groß ausfällt, namentlich auch, daß in den Glastafeln Spannungen enthalten sind, die die Widerstandsfähigkeit gegen äußere Kräfte verringern. Diese Verminderung der Widerstandsfähigkeit muß um so mehr zur Geltung kommen, je größer die Glastafel gewählt wird. Denn größere Tafeln weisen verhältnismäßig mehr schwache Stellen auf; es können durch das Zerteilen der großen Tafeln innere Anstrengungen mehr oder minder ausgelöst werden usf.

Da die Biegungsfestigkeit von Glas meist an verhältnismäßig kleinen Stücken ermittelt wird, bei Bauausführung also weit größere Stücke verwendet werden als beim Versuch, war es geboten, den Einfluß der Größe der Probestücke zu verfolgen. Hierzu standen zwei Rohglas-scheiben (Era und Erb) und drei Drahtglasscheiben (Eda, Edb und Ede) zur Verfügung, jede 40 cm breit, 80 cm lang und 0,5 bis 0,7 cm stark.

Zunächst fand Belastung der Scheiben bei $l = 75$ cm Auflagerentfernung statt. Die bei diesem Versuch entstandenen Bruchstücke wurden dann in Stücke von $b = 20, 10$ bzw. 5 cm Breite zerlegt und mit $l = 30$ bzw. 15 bzw. 7,5 cm Auflagerentfernung der Biegeprobe unterworfen.

Die Biegungsfestigkeit fand sich im Mittel aus allen Versuchen

bei $l = 75$	30	15	7,5 cm
und $b = 40$	20	10	5 cm
zu $K_b = 216$	366	404	485 kg/cm ² ,

entsprechend den Verhältniszahlen

1	1,7	1,9	2,2.
---	-----	-----	------

Die Biegungsfestigkeit erwies sich somit in hohem Maße abhängig von den Abmessungen der Proben; 20 cm breite Gläser lieferten das 1,7fache der Biegungsfestigkeit der 40 cm breiten Scheiben; mit 5 cm breiten Stücken ist das 2,2fache der Festigkeit der ungeteilten Scheiben und das 1,3fache der 20 cm breiten Stücke ermittelt worden.

Dieses Ergebnis erscheint von großer praktischer Bedeutung, u. a., wenn es sich um die Festlegung der Mindestfestigkeit in Lieferungsbedingungen oder um die Wahl der zulässigen Anstrengungen bestimmter Gläser handelt.

In bezug auf die Biegungsfestigkeit K_b verschiedener Gläser sei folgendes hervorgehoben.

20 cm breite Proben lieferten

für geblasenes Fensterglas $K_b = 279$ bis 591 kg/cm^2 ,
für gezogenes Fensterglas $K_b = 409$ bis 520 kg/cm^2 ,

im Mittel aus allen Versuchen 447 kg/cm^2 ;

für Rohglas $K_b = 266$ bis 493 kg/cm^2 ,

im Mittel 384 kg/cm^2 ;

für Spiegelglas $K_b = 213$ bis 476 kg/cm^2 ,

im Mittel 355 kg/cm^2 ,

für Drahtglas $K_b = 226$ bis 403 kg/cm^2 ,

im Mittel 313 kg/cm^2 .

3. Druckfestigkeit. Für Kristallglas (zum Verlegen in Eisenbetonkonstruktionen) fand sich $K = 4235$ bis 4825 kg/cm^2 , also eine sehr hohe Druckfestigkeit.

4. Widerstandsfähigkeit der Gläser bei Beanspruchung durch Schlag. Für das Spiegelglas war eine erheblich höhere Widerstandsfähigkeit gegen Schlagbeanspruchung festzustellen als für Fensterglas, Rohglas und Drahtglas. Die Ribbildung ist im Drahtglas nach kleineren Fallhöhen eingetreten als im Fensterglas und Rohglas gleicher Stärke. Jedoch ist das Fensterglas und Rohglas beim Eintritt des ersten Risses sofort durch Zertrümmerung unbrauchbar geworden, während beim Drahtglas der Zusammenhang durch die Drahteinlagen so gewahrt blieb, daß der Versuch fortgesetzt werden konnte.

Wegen der weiteren Feststellungen sei auf den bereits bezeichneten ausführlichen Bericht verwiesen.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 10. Oktober ausgegebene Heft 19 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: E. Wedepohl: Das Verwaltungsgebäude der Niederländischen Eisenbahnen in Utrecht. — Architekten Friese u. Bermbach: Das erweiterungsfähige Siedler-Doppelwohnhaus.

Neuere Filme der Reichsbahn. Die Erkenntnis des erzieherischen Wertes des Films hat auch die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft veranlaßt, ihn für ihre Zwecke nutzbar zu machen. Der Film hat hier zwei Aufgaben zu erfüllen: Als Werbe- und als Lehrmittel. Der Propagandafilm, der landschaftliche Schönheiten, Denkmäler der Kunst usw. zeigt, soll verkehrswerbend wirken, während der Lehrfilm einmal der Unterweisung des Eisenbahnpersonals und zum anderen der Belehrung des Laien über die Einrichtungen der Eisenbahn oder seiner Erziehung zur Verkehrsgewandtheit dienen soll. An Lehrfilmen, die die Reichsbahn neuerdings hat drehen lassen, sind folgende zu nennen:

Umbau der Eisenbahnbrücke über die Spree am Bahnhof Bellevue der Berliner Stadtbahn (2 Akte). Die zur Darstellung gelangenden Bauvorgänge vom Umbau der im Zuge der Berliner Stadtbahn über die Spree führenden Eisenbahnbrücke zeigen in Trick- und Naturaufnahmen die Ausführung der einzelnen Baustadien vom Anfang bis zum Ende des Umbaus, wobei insbesondere die für die ununterbrochene Durchführung des regelmäßigen Eisenbahnbetriebes erforderlich werdenden Maßnahmen erläutert werden. Unter anderem wird der Abbruch und Wiederaufbau eines Landpfeilers unter Aufrechterhaltung des Betriebes und das Einschwimmen der neuen, 110 t wiegenden eisernen Überbauten auf Schiffsfahrzeugen in anschaulicher Weise vor Augen geführt.

Der Eisenbahnoberbau (4 Akte). Der Film zeigt zunächst in Aufnahmen aus dem Walzwerk Rheinhausen der Firma Fried. Krupp die Entstehung einer Schiene und erläutert dann in Trick- und Naturaufnahmen die Zusammensetzung des Oberbaues, die Aufgaben der Befestigungsmittel, vor allem der Stoßverbindungen. Sodann wird die planmäßige Gleispflege behandelt. Es wird auf die Bedeutung von guter und schlechter Bettung hingewiesen und gezeigt, in welcher Weise abgenutzte Teile des Oberbaues, besonders ausgeschlagenes Kleineisenzeug, durch aufgefrischte Teile ersetzt werden. Bei der Darstellung von Richten und Stopfen werden auch die Kruppschen Gleisstopfmaschinen vorgeführt. Der letzte Teil zeigt den vollständigen Gleisumbau, wobei besonders auch auf die wichtigsten Vorbereitungsarbeiten und sicherungstechnischen Maßnahmen hingewiesen wird. Dadurch, daß der ganze Film nicht lediglich in trockenem Lehrton gehalten ist, sondern auch Spielszenen enthält, in denen besonders die Gefahren für Rottenarbeiter vor Augen geführt werden, wird er zu einem ausgezeichneten und anschaulichen Lehrmittel für die Bediensteten der Bahnunterhaltung.

Die Entstehung einer eisernen Eisenbahnbrücke (3 Teile, 5 Akte). Als Vorwurf haben die Flutöffnungen der neuen Elbebrücke bei Stendal gedient. Der erste Teil gibt zunächst eine Begriffserklärung einer eisernen Brücke und macht den Zuschauer mit den einzelnen Teilen einer einfachen Balkenbrücke, eines zusammengesetzten Blechträgers und eines Fachwerkträgers vertraut. Anordnung von Fahrbahn, Brems- und Windverband werden gezeigt. Im Trick wird sodann die verschiedene Beanspruchung der einzelnen Fachwerkglieder und der Gang der Berechnung ihrer größten Spannkkräfte mit Hilfe von Einflußflächen vorgeführt und weiter die Bemessung der Stabquerschnitte behandelt, wobei auch auf die Zusammensetzung eines Knotens, die Anordnung und Beanspruchung der Niete eingegangen wird. Auch erläutert der Film die Bedeutung und Wirkung fester und beweglicher Auflager. Der zweite Teil zeigt Werkstattaufnahmen aus der Firma Louis Eilers, Hannover und gibt einen lehrreichen Überblick, wie aus der Zeichnung im Konstruktionsaal in den Arbeitsmaschinen und in der Montagehalle die fertigen Brückenteile entstehen. Der dritte Teil behandelt die örtlichen Bauarbeiten; er zeigt zunächst das Aufstellen von Baugerüst und Portalkran und sodann die allmähliche Zusammensetzung der Brückenteile vom Auflager bis zum Obergurt und bis zur Fahrbahn.

Die genannten Filme liefen auf der Deutschen Verkehrsausstellung in München. Ihren Verleih und Vertrieb besorgt das Eisenbahn-Zentralamt, Berlin. Steinhausen, Reichsbahnrat.

Neue Nilsperrn. Die ägyptische Regierung hat nach den „Hamb. Nachr.“ beschlossen, zur Erbauung zweier wichtigen Nilsperrn zu schreiten. Die eine soll am Weißen Nil bei Dschebel Aulia, 45 km von Chartum, errichtet werden, die andere zwischen den Sperrn von Assuan und Assint am eigentlichen Nil. Die Dschebel-Aulia-Sperre soll 4 bis 6 Milliarden m³ Wasser zurückhalten können, es handelt

sich also um einen viel größeren Plan als seinerzeit um die Sperre zu Assuan, die 1,6 Milliarden m³ faßt. Das Werk soll erreichen, daß ein viel größeres Gebiet von Ägypten bewässert wird, als bisher möglich ist, und auch dazu verhelfen, die Zeit der jährlichen Überschwemmungen abzukürzen, da der Nil dabei noch zu viel Schaden anrichtet. Die zweite Sperre am Nil selbst bei Wag-Kamadi wird den Zufluß des fruchtbarerzeugenden Schlammwassers zu Stellen gestatten, wo bisher nur klares Wasser hinkam, und im allgemeinen zur Verbesserung des Bewässerungssystems des Nils dienen. Die erste Sperre soll etwa 60, die zweite etwa 45 Mill. R.-M. kosten.

Der neue Hauptkanal für die Wasserversorgung von Washington stellt sowohl wegen seiner Länge und Linienführung als auch infolge der dort angewandten Arbeitsverfahren eine für den städtischen Tiefbau bemerkenswerte Ausführung dar, obschon er nur einen Teil der auf 9 000 000 \$ veranschlagten Erweiterung des Wasserwerkes der Bundeshauptstadt bildet.

Nach einem Aufsatz in „Eng. News-Rec.“ vom 16. Juli 1925 ist der neue Kanal annähernd 15 km lang und läuft auf der ganzen Strecke, vom Einlaufbauwerk an den Great Falls bis zum Sammelbecken von Georgetown, in 6 bis 9 m Abstand und parallel zu der alten 1863 gebauten Leitung, die ihrerseits dem Lauf des Potomac folgt, in Ziegel- und Bruchsteinmauerwerk mit Kreisquerschnitt von 2,70 m Durchm. gemauert ist und zu ihrer Zeit für ein Wunderwerk der Technik galt. Das neue Bauwerk ist durchweg in Stampfbeton ausgeführt und zeigt — außer zwei kurzen Tunnelstrecken von 730 und 240 m Länge an den Great Falls und am Dalecarlia-Becken — auf dem weitaus größten Teil seiner Länge, nämlich der etwa 13,4 km langen Strecke zwischen den beiden letztgenannten Punkten und auf deren Fortsetzung bis zum Georgetown-Becken, das bekannte Haubenprofil; es hat eine größte Höhe von 3,05 m und eine größte Breite von 3,20 m, eine geringste Wandstärke von 25 cm an der Sohle und von 30 cm im Scheitel.

Bemerkenswert ist ferner die auf etwa der Hälfte der Gesamtstrecke in Eisenbeton mit 2,70 m weitem Kreisprofil ausgeführte Unterdückerung des Cabin John Creeks; die nachstehenden Mitteilungen sollen sich jedoch auf die Ausführung des in offener Baugrube hergestellten und später hinterfüllten Hauptkanals beschränken, bei der es vor allem zwei Schwierigkeiten zu bewältigen galt, die des Transports und die der Betriebssicherheit.

Die einzige Zufahrt zur Baustrecke bot die alte sogenannte Conduit Street, eine Bitumenstraße mit verschiedener, jedoch durchweg leichter Deckung, die aber den Vorzug tadelloser Entwässerung und tragfähigen Untergrundes hat. Die sämtlichen Geräte und Baustoffe kamen aus Washington, es herrschte also auf dem der Stadt zunächst gelegenen östlichen Lose in der Regel eine erhebliche Verkehrsstauung, da außer den hier erforderlichen Baumaschinen und -materialien noch die gesamte An- und Abfuhr für die beiden anderen Lose vorbeimußte. Da das Zusammenarbeiten der verschiedenen Unternehmer gelegentlich stark zu wünschen übrigließ, blieb der Baufortgang nicht immer unbehindert.

Die Sicherheit war hauptsächlich gefährdet dadurch, daß man die umfassenden, starke Sprengungen erfordernden Erd- und Felsarbeiten in unmittelbarer Nähe des alten, im besten Falle drei Schichten starken Kanalbauwerkes vornehmen mußte; hierbei war — da Verwitterungsschichten mit festem Felsen abwechselten — überdies mit der Gefahr von Rutschungen zu rechnen. Der Boden der eigentlichen Baugrube war ein zähes Gemenge von Steinen und festem Schlamm und erforderte ausnahmslos die Arbeit des Schaufelbaggers; an besonders gefährlichen Stellen wurde die dem alten Kanal zugekehrte Baugrubenwand verschalt und abgesteift. Trotzdem die betreffenden Unternehmer dabei und beim Ausrüsten recht wagemutig, um nicht zu sagen leichtsinnig vorgingen, ist während der ganzen Bauzeit nur ein einziger Rohrbruch vorgekommen.

Die Ausführung des neuen Kanals geschah in der Weise, daß zunächst eine die Baustrecke entlangfahrende Mischmaschine mittels

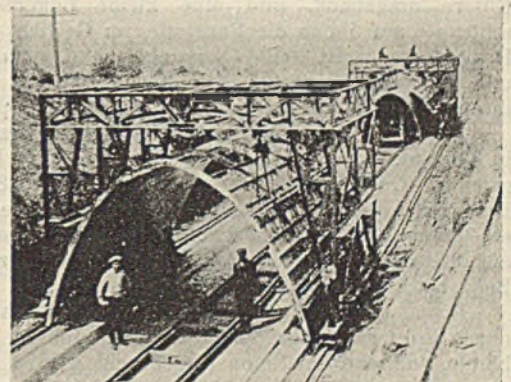


Abb. 1.

Schüttrinnen die Kanalsohle betonierte und dann nach Abb. 1 zu beiden Seiten der Sohle die Gleise für die fahrbaren Portalkrane verlegt wurden. Von den letzteren aus wurde die Eisenblechschalung des Kanalgewölbes verlegt, die nach Abb. 2 innen durch ebenfalls fahrbare und leicht verschiebbliche, auf Schienen laufende Gerüste abgestützt wurde. Die Abbildung zeigt eine Strecke des fertig betonierten Sammlers vor dem Verfüllen.

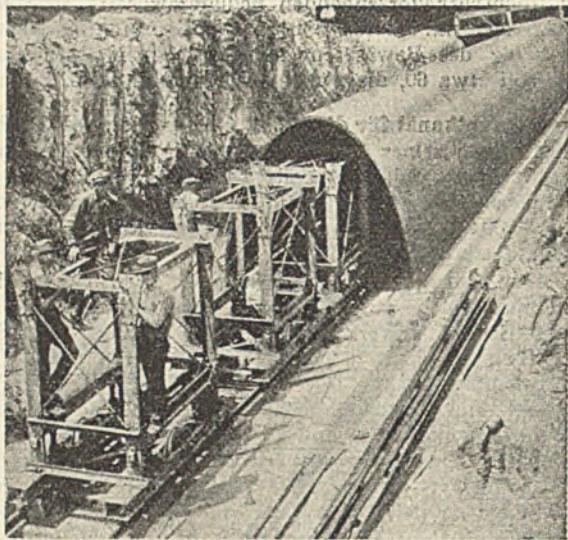


Abb. 2.

Es wurde eine Betonmischung von 1:2:4 bei $1\frac{1}{4}$ Minute Mischdauer verwendet und besondere Sorgfalt beim Betonieren, vor allem schnelles Einbringen an Ort und Stelle und völlig dichte Schalung gefordert. Diese bestand aus Stücken von 4,5 m Länge; nach Maßgabe des Arbeitsfortganges wurden sie zu Abschnitten zusammengestellt, die an einem Tage fertig betoniert werden konnten. Die so entstehenden Arbeitsfugen wurden ebenso wie diejenigen zwischen Kanalsohle und -gewölbe keilförmig ausgebildet und später mit sogenanntem plastischen Zement ausgegossen, der aus 2 Teilen langfibrigen Asbests und 8 Teilen Asphaltbitumen bestand und kalt eingebracht wurde. Sobald es das Vorrücken der Schalung und das Erhärten des Betons erlaubte, wurde hinterfüllt. Ki.

Ein Betonbau bei Frost. Ein aus Holz erbauter Gasthof der Kanadischen Pacific-Eisenbahn in den Rocky Mountains brannte im vergangenen Winter ab und wurde durch einen Neubau aus Beton ersetzt. Es handelte sich dabei um ein 35 m hohes Gebäude über einer Grundfläche von $16,8 \times 87$ m mit acht Stockwerken über mehreren Sockel- und Kellergeschossen, im ganzen mit 12 Geschossen; neben den für den allgemeinen Gebrauch bestimmten Räumen enthält es 300 Schlafzimmer, alle mit Bad. Das neue Gebäude ist vollständig feuersicher gebaut; es besteht aus einem Eisengerippe mit Eisenbetondecken, die mit Fliesen belegt sind; die Wände sind in Beton, Ziegelmauerwerk und Stuck ausgeführt; geneigte Dächer sind mit Kupfer gedeckt, flache Dächer mit Holzzement belegt.

Abgesehen von der Größe des Baues stellte die Eile, mit der er ausgeführt werden mußte, die Lage und das Klima einige schwer zu lösende Aufgaben, die sich gegenseitig noch verwickelter machten. Der Bauplatz liegt an einem See, Lake Louise, gegen 200 m über der Eisenbahn und ist nur durch eine gegen 7 km lange schmalspurige Trambahn zugänglich, auf der im Sommer die auf der Hauptstrecke ankommenden Gäste befördert werden. Nach Einstellung des Personenverkehrs auf dieser Bahn wurden deren Wagen zur Beförderung von Gütern umgebaut, und eine kleine Lokomotive mit Ölfeuerung schleppte auf ihnen die Baustoffe im Gewicht von 28 000 t zu Berg. Die Strecke weist steile Neigungen und scharfe Krümmungen auf und hat, am Berghang sich hinziehend, im Winter namentlich in ihren tiefen Einschnitten unter Lawinen zu leiden.

Um die nötige Energie für den Bau zu erzeugen, wurde Wasser in einer rd. 1 km langen Rohrleitung von 84 cm Durchm. zur Baustelle geleitet. Das Wasser trieb zwei Dynamos von 187 und 25 kW Leistung. Der Strom speiste die Motoren für Aufzüge, Mischer, Druckluft-erzeugung usw. Da der See, aus dem das Wasser entnommen wurde, aus Gletschern gespeist wird, war es im Winter schwierig, das nötige Betriebswasser zu erhalten.

Damit die Betonarbeiten auch während des Winters ohne Störung durch Frostwetter fortgesetzt werden könnten, wurde das ganze Gebäude, während der Beton eingebracht wurde, in eine hölzerne Hülle eingeschlossen. Ausbindehölzer von 5×20 cm Querschnitt wurden in 85 cm Abstand voneinander und 1,5 m Abstand von den Wänden

der unteren Stockwerke aufgestellt und äußerlich mit Brettern, innerlich mit Dachpappe bekleidet. In den oberen Geschossen waren die Hölzer nur 5×15 cm stark. Die Errichtung dieser Hülle folgte dem Aufbau des eisernen Gerüsts für das Gebäude selbst Schritt für Schritt, und die Ausbindehölzer wurden in jedem Geschoß mit diesem Gerüst in Verbindung gebracht und so seitlich versteift. In der Verkleidung wurden Fensteröffnungen freigelassen, die mit Rupfen verschlossen wurden. So kam etwas Tageslicht in das Bauwerk, es wurde aber immer bei künstlichem Licht gearbeitet.

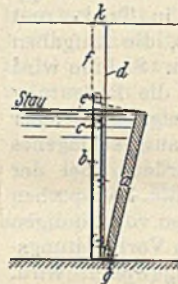
An der Wand der hölzernen Hülle wurden in den unteren Geschossen 3000 lfd. m Heizrohre von etwa 30 mm Durchm. angebracht, die aus dem vorhandenen Kesselhaus mit Dampf gespeist wurden; bei strenger Kälte wurden zu diesem Zweck noch drei Kessel herangezogen, die für die Bauzeit eigens zu diesem Zweck aufgestellt worden waren.

Die Schalung für die Decken wurde an das Traggerüst des Hauses angehängt. Als sechs Stockwerke fertiggestellt waren, wurde der Bau in Höhe des fünften Stockes durch ein einstweiliges Dach abgeschlossen und mit dem Einbringen des Betons begonnen. Ebenso wurde nach Fertigstellung der weiteren Stockwerke verfahren. An den acht Stockwerken vom zweiten bis neunten wurden so die Betonarbeiten in 17 Tagen ausgeführt, nachdem die unteren Stockwerke vor dem Eintritt von Frostwetter hergestellt worden waren. Der obere Zementabstrich der Decken wurde gleich mit dem Beton aufgebracht. Die Hülle um das Haus wurde erst beseitigt, nachdem die Bauarbeiten so gut wie fertiggestellt waren. Am 1. Juni konnte der neue Gasthof mit Eröffnung des Sommerverkehrs in Betrieb genommen werden. Wkk.

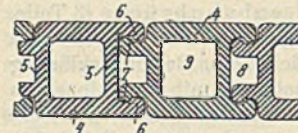
Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.

Selbsttätige Hubklappe (Kl. 84a, Nr. 404 523 vom 15. 3. 1923 von Eugen Fischer in München). Die Klappe wird durch den Wasserdruck gehoben und ist am unteren Ende eines längs des Widerlagers in Rollen laufenden Führungsrahmens drehbar befestigt. Oben an der Klappe greifen Ketten oder Seile an, die über Rollen am oberen Ende eines Rahmens zu einem Festpunkte laufen, der als Hilfswinde ausgeführt sein kann. — Der Führungsrahmen kann auch mittels Verstrebungen in einem über oder unter Wasser liegenden Punkte drehbar aufgehängt sein, um sich frei auf und ab bewegen zu können und um bei steigendem Wasserdruck das Heben des Wehrs unter Umlegen der Klappe zu ermöglichen.



Hohler Spundpfahl (Kl. 84c, Nr. 411 092 vom 26. 2. 1922 von Willem Coenraad Köhler in Amsterdam). Der Pfahl besitzt in der Verlängerung der Außenwände auf der einen Seite vorspringende Klauen, während die entgegengesetzte Seite entsprechend von den Außenwänden zurückgesetzte vorspringende Klauen aufweist. Durch Zusammenfügen der Hohlpfähle entstehen zwischen benachbarten Pfählen Hohlräume, so daß beim Einspülen der Pfähle die Spülrohre nicht nur durch die Höhlung jedes Pfahles, sondern auch durch die zwischen den Pfählen gebildeten Hohlräume eingeführt werden können.



Personalnachrichten.

Proußen. Versetzt sind: der Regierungsbaurat (W.) Siebert von Labiau nach Groß-Wusterwitz im Bezirk des Wasserbauamts Genthin; der Regierungsbaumeister (W.) Ruoff von Hamm an das Hafenbauamt in Pillau.

Gestorben sind: der Oberbaurat i. R. Fritz Heeser, Stralsund, früher Mitglied der Eisenbahndirektion in Danzig, der Regierungs- und Baurat bei der Regierung in Köslin Hartwig Dauter und der Regierungs- und Baurat i. R. Adolf Abraham, Berlin, früher Vorstand des Wasserbauamts II in Berlin.

INHALT: Ein neuer deutscher Stahl. — Der Berggrutsch beim oberen Portal des Schieferhaldetunnels bei km 66 + 303 der Schwarzwaldbahn. — Abraumförderbrücken im Braunkohlentagebau. — Beitrag zur Nietstaffelberechnung bei genieteten Blechträgern. — Elastizität und Festigkeit von Glas als Baustoff. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Neuere Filme der Reichsbahn. — Neue Nilsperrn. — Hauptkanal für die Wasserversorgung von Washington. — Betonbau bei Frost. — Patentschau. — Personalnachrichten.

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