

# DER BAUINGENIEUR

17. Jahrgang

4. September 1936

Heft 35/36

## DIE BAUARBEITEN AN DER NORRIS-STAUMAUER UND DIE AUFGABEN DER TVA.

Reisebericht von Dr.-Ing. W. Franke, Dresden.

**Inhaltsangabe:** I. Aufgaben u. Zweck der TVA. (Botschaft des Präsidenten der USA zwecks Hebung der Notlage im Tennessee-Tale, Aufgabenkreis mit weitgesteckten Zielen, Nutzbarmachung der Wasserkräfte, Bekämpfung der Erosion, Aufforstung, Herstellung von Düngemitteln, soziale Aufgaben, Flußregelungen; Widerstände gegen die Pläne der TVA.). II. Die Stadt Knoxville am Norrisdamm als Sitz der TVA- (Bodenschätze des Tenn.-Tales, Industrie, Einzelheiten der Norris-Staumauer). III. Die Bauarbeiten an der Norris-Talsperre (Entwurf a) Anlagen zur Betonbereitung, Steinbruch, Förderanlagen zu den Brechern, Brech- u. Siebanlagen für Kies u. Sand, Mischanlagen f. d. Beton; b) Die Kabelkrane zur Betonbringung; Betriebs-Vorteile, Förderaufgaben, Leistungen, Konstruktionseinzelheiten; Organisation der Betonbringung, zwei Kübelbauarten zur Betonförderung, Beleuchtung der Baustelle nachts). IV. Die Staumauerkette im Tennessee-Tale (bauliche Einzelheiten der Staumauern, die neuen Strompreise der TVA.). V. Schlußbetrachtung u. Ausblick: Planmäßige Entwicklung der natürlichen Wohlstandsquellen unter Berücksichtigung aller sozialen Schichten, die TVA als Keimzelle einer großen Aufwärtsbewegung in den USA.

**I. Aufgaben und Zweck der TVA.** Die TVA (Tennessee Valley Authority) wurde durch eine Botschaft des Präsidenten Roosevelt im Mai 1933 ins Leben gerufen, in der es heißt: „Das andauernde, unwirtschaftliche Brachliegen eines erheblichen Teiles nationaler Aufwendungen und menschlicher Arbeitskräfte im Tennessee-Tale führt mich dazu, den Kongreß zu bitten, zum Erlaß der notwendigen Gesetze zu schreiten, um das TVA-Projekt in den Dienst des ganzen Volkes zu stellen“. — Unter diesen brachliegenden Aufwendungen sind hauptsächlich die sehr umfangreichen, aber zum größten Teile stillgelegten Werke von Muscle Shoals zu verstehen, die gegen Kriegsende gebaut wurden und ausschließlich zur Herstellung von Nitrat (für Pulver und Sprengstoffe) gedient hatten. Diese Anlagen umfassen die Wilson-Staumauer mit der Kraftzentrale, zwei Nitraterzeugungsanlagen (Nr. 1 und 2) mit zugehörigen Fabriken und Nebenanlagen usw., ferner Steinbrüche, Eisenbahnen, sowie den sonstigen Einrichtungen und Versuchsstationen, die zum Betriebe dieser Werke erforderlich sind.

Bereits im Juni 1933 wurde die TVA, und zwar im vollen Einklange mit den Richtlinien der N.R.A. (National Recovery Act, etwa „Wiederaufbauprogramm“) gegründet, deren Ziele ungewöhnlich weitschauend sind und fast alle Belange dieses Notstandgebietes umfassen, und zwar:

1. Großzügige Entwicklung der Wasserkraftgewinnung nach einheitlichen und planmäßigen Gesichtspunkten im ganzen Bereiche des Tennessee-Tales, um die bisherige enorme Verschwendung der verschiedenen, unabhängig voneinander arbeitenden Stromlieferungswerke einzuschränken.
2. Schaffung einer Vormachtstellung in der Erzeugung und im Verkaufe von elektrischer Energie, als eine ausschließlich öffentliche Angelegenheit im Sinne des amerikanischen Gemeinwohles.
3. Aufstellung eines neuen, richtungsgebenden Preismaßstabes („Yard-Stick“) für elektrische Energie, um aufzudecken, was der Strom höchstens kosten darf, und um einen Vergleich herzustellen zwischen staatlicher und privater Elektrizitätswirtschaft.
4. Hebung des bisher noch zu geringen Absatzes von Licht- und Kraftstrom, insbesondere auch in den Kleinwohnungen auf dem Lande.
5. Die Gefahren und Nachteile, die der staatlichen Bewirtschaftung meist entgegengehalten werden, sind den maßgebenden Stellen bekannt; die TVA wird aber diese Schwierigkeiten in aufrichtiger Weise bekämpfen und die damit verbundenen Übelstände zu meistern suchen.

Der in diesen Punkten sich widerspiegelnde Aufgabenkreis ist aber noch viel umfassender als es zunächst den Anschein hat. Die TVA beschäftigt sich nicht etwa nur mit der Elektrizitätsgewinnung und dem Bau von Staumauern usw., sondern sie geht auch auf die eigentlichen Grundursachen der Arbeitslosigkeit, sowie der Krisenerscheinungen und des wirtschaftlichen Verfalles zurück und verkörpert ein Arbeitsbeschaffungsprogramm von größter Tragweite für ganz Amerika. Außer der Lieferung billiger elektrischer Energie wird auch eine verständnisvolle Zusammenarbeit von Industrie und Landwirtschaft nach praktischen Gesichtspunkten angestrebt; einer der Hauptpunkte des ganzen TVA-Nationalprogrammes ist die Erhaltung, Nutzbarmachung und Ausbeutung der natürlichen Rohstoffe, Erze und sonstiger Hilfsquellen im Bereiche des Tennessee-Tales.

Für die einzuleitenden Organisationsarbeiten galt es zunächst sich ein klares Bild über Hilfsquellen der Natur und die nötigen Aufwendungen zu machen, damit die Aufstellung von Leitgedanken und Plänen in Angriff genommen werden konnte. Eine vordringliche Aufgabe war, den zerstörenden Naturkräften Einhalt zu gebieten und durch ein ganzes System von Staumauern eine Aufspeicherung und Regelung der Wasservorräte des zugeleiteten Gebietes zu erzielen und die plötzlichen, heftigen Anschwellungen des Tennesseeflusses, sowie die damit verbundene Überschwemmung nutzbarer Landflächen zu verhüten. Auch die Wiederherstellung der durch die in Amerika sehr verbreitete „Erosion“, d. h. Auswaschungen, verwüsteten ausgedehnten Bodenflächen und die Wiederaufforstung der Berghänge gehört zu den Programmpunkten der TVA.

Von der wirksamen Bekämpfung der Naturgewalten ausgehend, sind die Gedankengänge, die für die Zusammenstellung der weit ausholenden Richtlinien des TVA-Programmes maßgebend waren, etwa die folgenden: Nur ein in sich geschlossenes und genau aufeinander abgestimmtes Kettensystem von Staumauern kann das fließende Wasser mit seinen vernichtenden Wirkungen in eine willige Dienerin der Menschheit und in einen dauernden Kraftspender von größter Regelmäßigkeit verwandeln. Aber diese Unterwerfung und Dienstbarmachung der Wasserkräfte geht weit über die alleinige Errichtung von Sperrmauern und Staueisen hinaus. Das Tennessee-Tal umfaßt mit einem Einzugsgebiete von rd. 100 000 km<sup>2</sup> (Abb. 1) sieben Staaten, und zwar: Tennessee, Virginia, Nord-Karolina, Georgia, Alabama, Mississippi und Kentucky; die Einwohnerzahl des Flußgebietes beträgt etwa 2,5 Millionen.

Der Tennessee und seine Nebenflüsse kommen von den Appalachen Gebirgszügen und überfluten bei starken Regenfällen zu manchen Jahreszeiten überraschend die Ufer; durch Staumauern plangemäß geregelt, können diese Wasserläufe zu einer der größten Binnenwasserstraßen der USA ausgebaut werden. Das Wasser des Flusses ist fast stets ungewöhnlich stark rotbraun gefärbt, weil viele Millionen Tonnen des fruchtbarsten Humusbodens ständig abgespült und weggeschwemmt werden, die von den mehr oder weniger steilen, rissigen Hängen der Landschaft durch die Bäche nach dem Tennessee-Flusse getragen werden. Dieser kostbare Nährboden geht nicht nur für den Pflanzenwuchs vollkommen verloren und raubt dem Gebiete seine natürliche Fruchtbarkeit, sondern er füllt und verstopft Flüsse und Kanäle, und stellt der Schifffahrt die größten Hindernisse entgegen, dauernde Säuberungs- und Baggerarbeiten usw. erfordernd. Jede Verbreiterung des Flußbettes über 150 m hinaus, von unterhalb Knoxville bis



nach der Einmündung in den Ohiofluß, stellt lediglich eine verloren gehende Energiequelle dar. — Die mitgeführten feinen Schlammteilchen setzen sich außerdem nicht eher ab, als bis die Strömung des Flusses zur Ruhe kommt, also z. B. hinter den Staumauern in den Stauseen. Im Laufe längerer Zeitabschnitte werden sich daher diese Becken mit großen Schlammengen anfüllen und zur Speicherung von Wasser mehr und mehr ausgeschaltet werden.

Um aber diese unerwünschte Ansammlung und Absetzung von Sinkstoffen zu vermeiden und auch hier die schädigende Wirkung des strömenden Wassers zu unterdrücken, müssen Schritte anderer und noch weitreichender Art eingeleitet werden. — Die teilweise sehr tief vom Wasser ausgefressenen Schräghänge, die zu dem Übelstande der Schlammabsetzung in den Flüssen Veranlassung geben, sind nämlich das Ergebnis der Entblößung dieser Gegend von früheren Waldbeständen, da diese Flächen für den Anbau von Getreide usw. zunächst nutzbar gemacht wurden. Diese müssen daher in ihren ursprünglichen Naturzustand zurückversetzt und wieder aufgeforstet werden. In älteren Berichten von Reisenden

herigen Ein-Erntesystem abgehen und neue Weideplätze schaffen können, auf denen vorher kein Gras gedeihen konnte. — So sind durch Verwirklichung des Programmes bereits über drei Millionen junger Bäume neu angepflanzt worden; 5000 Arbeiter wurden angestellt, um die Schäden der Bodenauswaschung wieder herzurichten, Gras zu säen usw. So werden bei stark eingeschnittenen Auswaschungen zunächst kleine Steindämme in regelmäßigen Abständen voneinander in den Furchen aufgeschichtet. Bei den einsetzenden Regenfällen stauen sich dann die Schlammengen an diesen Absperrungen an und füllen im Laufe der Zeit allmählich diese Gräben und Rinnen aus, so daß eine einigermaßen ebene Erdoberfläche gebildet wird. Ein großer Teil dieses bisher brachliegenden Hügelgeländes wird dann wieder aufgeforstet, was gleichzeitig eine Vermehrung des knappen Holzbestandes bildet.

Es gibt aber auch größere Landstriche, die schon so weitgehend zerstört sind, daß Anpflanzung von Bäumen entweder gar nicht oder nur mit unverhältnismäßig hohen Kosten möglich ist; auf diesen wird dann nur Gras gesät, welches der Viehzucht einen erheblichen Nutzen bedeutet. — Wenn jedoch die Vegetation auf diesen zunächst der Humusschicht entblößten Bodenflächen gedeihen soll, so muß für Nährstoffe des Grasses oder sonstiger Pflanzen gesorgt werden. Der größte Teil des Bodens ist zu arm an natürlichen Nährstoffen, so daß ohne Zuhilfenahme von Düngemitteln ein Wachstum der Gräser nicht erzielt werden kann. Die im Handel käuflichen, marktgängigen künstlichen Düngemittel sind aber für derartige Zwecke für die meisten Landwirte zu teuer. Deshalb hat die TVA auch hier eingegriffen und hat umfangreiche Versuche und allgemein verständliche Vorführungen vor den Farmern unternommen, um wirtschaftliche Methoden in der Erzeugung und Verteilung von künstlichen Düngemitteln herauszubringen; hauptsächlich mit dem wichtigen Grundstoffe, dem Phosphat.

So wurde z. B. in der Nitratfabrik Nr. 2 (Muscle Shoals) eine großzügige Versuchsanstalt angelegt, zwecks Herstellung von 3fach Superphosphat ( $H_3PO_4$ ), bei welcher der Roh-Phosphat von Mittel-Tennessee als Ausgangsstoff dient. Gleichzeitig werden damit die stillgelegten Fabrikanlagen, in denen früher Pulver erzeugt wurde, im Interesse der nationalen Verteidigung im betriebsfähigen Zustande erhalten.

— Es ist ein eigenartiger Zufall, daß das gleiche Ammoniak, welches so wichtig für die Herstellung von Pulver und Sprengstoffen ist, gleichzeitig ein wertvolles Element im chemischen Prozeß für die Darstellung von stickstoffhaltigen Düngemitteln ist. Daher schien die Anlage Nr. 2 in Muscle Shoals, die ursprünglich für Kriegszwecke gebaut war, für die Gewinnung von Düngemitteln in bevorzugter Weise geeignet. Zur chemischen Umwandlung dieser Stoffe im Großbetriebe werden aber bedeutende Mengen elektrischer Energie benötigt. — Mit dieser letzten Phase ist nun der Kreislauf der Gedankengänge geschlossen, der einem „Perpetuum mobile“ nicht unähnlich sieht: Zur Herstellung der zur Düngemittelgewinnung benötigten elektrischen Energie müssen Staumauern mit Speicherbecken angelegt werden. Um diese Stauseen auf die Dauer vor Verschlammung zu schützen, muß der Kampf mit der Erosion des Tennessee-Tales aufgenommen werden, d. h. Wiederaufforstungen und Anpflanzungen durchgeführt werden, für die wieder die anfangs erwähnten Düngemittel (Superphosphat) zur Förderung des Wachstums gebraucht werden.

Die Einführung der Erosionsbekämpfung durch Bepflanzung oder Wiederaufforstung des zerstörten Bodens auf Grund des TVA-Programmes hat sich unmittelbar auf die landwirtschaftlichen Betriebe des Tennessee-Tales ausgewirkt. Um den Farmern zu helfen, hat die TVA ausgedehnte Untersuchungen über die Nutzarmachung von Grund und Boden angestellt, damit auch gleichzeitig Landwirtschaft und Industrie in ein harmonisches Verhält-



Abb. 1. Das Einzugsgebiet des Tennessee-Tales (rd. 100 000 km<sup>2</sup>) und die Staumauerkette der TVA. (Tennessee Valley Authority).

wird von kristallklarem Wasser der Flüsse in den dortigen Gegenden gesprochen. Erst mit der Abholzung und mit der Bewirtschaftung des Bodens wurde die von Natur aus vorhandene Fruchtbarkeit durch das Regenwasser mit nach dem Meere fortgetragen. Tausende Quadratkilometer mit unwirtlichem, lehmigem Kalkboden, die von Gräben und Rinnen durchfurcht sind, gingen allmählich der Landwirtschaft verloren. Es hat nicht viel mehr als etwa ein Jahrhundert gedauert, um dieses vernichtende Ergebnis im fruchtbaren Tale des Tennessee hervorzubringen. — Neu angepflanzte Waldbestände oder eine kräftige Grasdecke mit weit verzweigtem Wurzelgeflecht können den wertvollen Erdboden festhalten; sie lassen das Regenwasser eindringen und spenden überall Fruchtbarkeit. Durch diese Maßnahme wird weiter erzielt, daß das Regenwasser ohne Zerstörungen und Auswaschungen abläuft und schließlich ohne mitgeführte Schlammteile den Flußlauf erreicht, so daß die bisherigen Verstopfungen und Schlammansammlungen aufhören.

Aus diesen ungemein wichtigen Gründen hat die TVA, in Zusammenarbeit mit den angrenzenden Staaten, ein auf den Grund der Zerstörungsursachen zurückgehendes Programm für die Wiederaufforstung und Neu-Begrasung der brachliegenden Landstrecken aufgestellt, um die erwähnten Auswaschungserscheinungen des Regens auszuschalten. Die Erosionsbekämpfung dient aber nicht allein dazu, um die Staubecken usw. schlammfrei zu halten, sondern hilft auch den Landleuten unmittelbar, die von dem bis-



nis gebracht werden. Diese Studien haben nämlich gezeigt, daß ziemlich viel minderwertiges Land in Bearbeitung war; weiter stellte sich heraus, daß die Mehrzahl der kleinen Landwirte um ein jährliches Einkommen von 100 \$ oder noch weniger kämpfen und daß diese Kleinbauern nicht mehr als durchschnittlich sechs Monate im Jahre wirkliche Landarbeit zu leisten haben. — Andererseits ergaben die Erhebungen der TVA, daß eine ähnlich große Zahl von Industriearbeitern in den Krisenjahren für längere Zeitabschnitte arbeitslos war. — Es lag daher der Gedanke nahe, eine bessere Verknüpfung von Industrie und Landwirtschaft anzubahnen und die Arbeitsgelegenheiten in der Weise auszugleichen, daß die vorübergehend unbeschäftigten Industriearbeiter während der Erntemonate auf dem Lande untergebracht werden und damit eine kleine Verdienstmöglichkeit erhalten. Umgekehrt werden die überzähligen Landarbeiter für gewisse leichtere Handfertigungen in den Fabriken herangebildet. Dieses ist nicht nur ein theoretisches Programm zur Verbindung von Industrie und Landwirtschaft, sondern es ist wirklich in die Praxis umgesetzt worden. — So hat z. B. als eine der ersten, die jetzt sehr wohlgediehene Stadt Kingsford (Tennessee) diesen brauchbaren Gedanken der Schaffung einer Volksgemeinschaft aufgebaut und verwirklicht. Ein großer Teil der Einwohner im ländlichen Umkreis von etwa 25 km bringt einen Teil seiner Zeit jährlich in den Werkstätten der Fabriken von Kingsport zu. Der Erfolg eines derartigen Ausgleiches der Arbeitsmöglichkeiten ist, daß die unter harten Bedingungen arbeitenden Schichten in der Lage sind, ihr Einkommen zu erhöhen und damit die Kaufkraft stärken können. Eine höhere Kaufkraft der Bevölkerung dieses Gebietes bedeutet aber nicht nur eine bessere Lebenshaltung für viele, sondern auch eine Markterweiterung für die nördlichen und östlichen Handelsmittelpunkte der USA.

Die Schaffung der TVA durch den amerikanischen Kongreß und die einsetzende Verwirklichung des ganzen Programmes brachte im Tennessee-Tale einen Aufschwung für fast alle Berufszweige und Belange, auf den man schon längst gehofft hatte und auf den man seit Jahren hingearbeitet hatte. Das von Natur aus reiche Tennessee-Tal, das wegen der Anhäufung von Industriewerken schon immer als „Ruhr von Amerika“ bezeichnet wurde, kommt nun zu seinem Lebensrechte und beginnt die Früchte seiner ausdauernden Anstrengungen zu ernten. — Für die verschiedenartigsten Arbeiten, die im Auftrage der TVA durchgeführt werden, sind insgesamt etwa 12—16 000 Personen beschäftigt; als Hauptquartier der Leitung der TVA wurde die Stadt Knoxville ausersehen.

Die TVA wurde vom Präsidenten Roosevelt wiederholt als „Vorläufer“ von ähnlichen Riesenprojekten in anderen Staaten der USA bezeichnet; falls in jeder Beziehung ein Erfolg zu verzeichnen ist, sollen entsprechende Anlagen und Organisationen in den Staaten Ohio, Arkansas und am Columbiafluß im Nordwesten ins Leben gerufen werden. — Die ganze Kette von Staudämmen (Abb. 1) von der Norris-Staumauer bis zum Wilsondamm, die sich noch zum Teil im Baue befinden, zum kleineren Teile schon fertiggestellt sind, werden als Ganzes außerordentlich wirksam sein, denn nur durch eine vollkommen umfassende Flußregelung können die Bedingungen für die Flußschiffahrt und für die Kraftgewinnung verbessert oder erfüllt werden. — Diese Summe von Speicherbecken nimmt in den Regenmonaten das überschüssige Wasser nach einem genauen Verteilungsplane auf und verhütet bei einem plötzlichen Ansteigen die Vernichtung von Leben und Sachwerten. Während der trockenen Jahreszeit wird die angestaute Wassermenge nach bestimmten Erfahrungswerten stufenweise abgelassen, sie dient dazu, den Wasserstand im Tennesseefluße auf gleichmäßiger Höhe zu halten, hauptsächlich zur Aufrechterhaltung des Schiffsverkehrs, und zwar bei gleichzeitiger Abgabe von elektrischer Energie, die in den Kraftstationen der Staumauern gewonnen wird.

Die bereits erwähnten Werksanlagen von Muscle Shoals, die unter Präsident Wilson gebaut und zur Munitionserzeugung im Kriege bestimmt waren, sind ebenfalls an die TVA abgetreten worden. Während die Anlage Nr. 1, die im Jahre 1918 fertiggestellt, aber heute als veraltet bezeichnet werden kann, wird die Anlage Nr. 2 gleichzeitig im Interesse der nationalen Wehrkraft für

die TVA für Versuchszwecke usw. offengehalten und zur Herstellung wirksamer, billiger Stickstoff-Düngemittel verwendet. Gegenwärtig arbeitet dieses Werk mit Phosphat; es können aber auch andere Stoffe wie Pottasche, Nitrat usw. erzeugt werden. Zu gleicher Zeit wurde eine Verkaufs-Organisation aufgezogen, um den Absatz der Pflanzen-Nährstoffe auf dem Lande in die Wege zu leiten und um den Wettbewerb mit den übrigen im Handel befindlichen Düngemitteln aufzunehmen. An mehr als 2000 landwirtschaftlichen Kleinbetrieben wurden die TVA-Erzeugnisse unter den verschiedensten Verhältnissen ausprobiert und für die Anwendung wurden entsprechende Richtlinien ausgearbeitet. Mit den Werken von Muscle Shoals wurden auch die zugehörigen Kraftanlagen am Wilson-Damm von der TVA übernommen und damit die Elektrizitätsversorgung für zahlreiche Städte und Gemeinden im Tennessee-Tale sichergestellt.

Der Präsident sieht in der TVA ein Mittel und Werkzeug, um eine aufs Geratewohl nichtplanmäßige und sich gegenseitig nicht ergänzende soziale und industrielle Entwicklung durch Einführung von Elementen der Ordnung auszuschalten. So wird durch Veranschaulichung dieser Gedanken vermieden, daß in Zukunft Fehl-Investitionen oder Doppelanlagen entstehen, die gegenseitig in Wettbewerb treten oder unter sich Preisvereinbarungen zum Nachteile der Stromabnehmer treffen können. — Nach dem auch in Amerika allgemein geltenden Satz: „Gemeinwohl geht vor Eigenwohl“ wurden auch bei dem sich notwendig machenden Erwerb von Privateigentum durch die TVA nur angemessene Preise, keine Überpreise, wie sonst vielfach üblich, gezahlt. Ebenso wurden die bisher unverständlich hohen Stromtarife auf vernünftige Höhe nach vorsichtiger Berechnung festgesetzt, um damit den Privatgesellschaften einen vorbildlichen Preismaßstab zu schaffen.

Wegen dieser Herausforderung der TVA, der staatlichen Erzeugung und des Verkaufes von elektrischer Energie im Wettbewerb mit Privatwerken wurde die TVA sogar vor den obersten Staatsgerichtshof gebracht. Während in den meisten übrigen Fällen die neuen Maßnahmen der Regierung für verfassungswidrig erklärt und aufgehoben wurden, ist in diesem einzigen Falle die Regierung Sieger geblieben. Mit 6 : 3 Stimmen wurde der Angriff der privaten Elektrizitätsgesellschaften auf das TVA-Projekt abgeschlagen und damit das Hauptstück des Wiederaufbau-Programmes („New Deal“) gerettet. Es konnte überhaupt nicht ausbleiben, daß die TVA wegen ihres revolutionären Eindringens in die Vorrechte der Privatwirtschaft zur Zielscheibe hartnäckiger Angriffe und Verleumdungen ausersehen wurde. Eine Flut von Entgegnungen und Schmähschriften erschien gegen dieses „amerikanische Experiment“, in denen Überschriften oder Ausdrücke wie z. B. „TVA-Phänomen“, „Glücksspiel um 300 Millionen \$“, „Utopie“, „ein Angriff der Regierung“, „Zusammenarbeit von Abenteurern“ usw. gebraucht wurden. Außer den Privatunternehmern und Verbänden beteiligten sich auch die der Kohलगewinnung und der Gaserzeugung nahestehenden Kreise an diesem aussichtslosen Kampfe. Von anderer Seite wurde entgegengehalten, daß alle diese Anlagen für den Kriegsfall zwecks Munitionslieferung dienen sollten und daß das ganze TVA-Programm nur ein verschleiertes Waffen- und Munitionsbeschaffungsprogramm darstelle. Infolge der ungeklärten politischen Verhältnisse hat allerdings diese Auffassung einen gewissen Grad von Berechtigung, weil ja eine Umstellung dieser Werke für die Kriegswirtschaft jederzeit möglich ist.

Präsident Roosevelt wünscht aber, im Einverständnis mit dem Kongreß, eine Anzahl von großzügigen und vorbildlichen Probenanlagen in den Dienst des ganzen amerikanischen Volkes zu stellen und alle natürlichen Quellen der Allgemeinheit zu erschließen. Die TVA soll helfen die Wirtschaftskrise zu überwinden und einen großen Teil der amerikanischen Gesamtwirtschaft wieder ankurbeln und soll gleichsam der „Starter“ für ähnliche Neuanlagen werden. Die Befürworter dieses staatlichen Zweckverbandes heben besonders die Erhöhung des Lebensstandards der Bevölkerung hervor, die verbilligten elektrischen Strompreise, die Erhaltung von Boden und Wäldern und die ausgleichende Wirkung der Arbeitsverteilung zwischen Industrie und Landwirtschaft.



II. Die Stadt Knoxville am Norris-Damm als Sitz der TVA. Knoxville (Tennessee) mit über 150 000 Einwohnern, im Herzen des reichen Gebietes von Ost-Tennessee, ist ein wichtiges Industrie- und Handelszentrum und gleichzeitig der Sitz der TVA-Leitung, die ihre Büros mit über 1000 Angestellten in mehreren Gebäuden der Stadt untergebracht hat. Universität und Landwirtschaftliche Hochschule mit Versuchsstationen befinden sich hier. — Die natürlichen Bedingungen des Landgebietes von Knoxville sind für Ackerbau und Viehzucht günstig; außer den landwirtschaftlichen Erzeugnissen (insbes. Getreide, Milchprodukte, Geflügel usw.) wird sehr viel Tabak angebaut. Im Jahre 1935/36 wurden über 2 Millionen kg Tabak aus den Lagerhäusern der Stadt zu einem Durchschnittspreis von 45 cts/kg verkauft. Ferner ist die Textil-Industrie (Baumwollwaren) im Stadtgebiete ansässig.

Im weiteren Umkreise, d. h. in Ost-Tennessee, deren größte Stadt Knoxville ist, hat die Aluminium Corp. of America in Alcoa eine der größten Aluminium-Gewinnungsanlagen der USA; weiter liegt dort das Hauptzentrum der Zinkgewinnung. Auch die American Copper Co besitzt umfangreiche Werke zur Kupfererzeugung; ferner hat die United States Steel Corp. Eisen- und Stahlwerke. Weiter sind zu erwähnen: American Limestone Co (Kalksteinbrüche) und die bedeutenden Marmorbrüche. Auch Weichkohle werden jährlich etwa 45 Millionen t gewonnen; schließlich spielt die Harzgewinnung, Holzbearbeitung und die Metallwarenfabrikation für die Gesamtwirtschaft eine wichtige Rolle. — Der weitere Umkreis der Stadt Knoxville ist also sehr reich an natürlichen Rohstoffen und Bodenschätzen. Der Norris-Damm liegt in einer spärlich besiedelten Gegend, östlich des Cumberland-Plateaus, etwa 40 km von der Stadt Knoxville entfernt, am Clinch-Flusse. — Mitte März 1936, z. Z. des Besuches des Verfassers, war die Staumauer fast fertiggestellt; im Kraftwerke wurden die Generatoren und Turbinen durch die beiden Laufkrane von je 250 t Tragkraft eingebaut. Die Inbetriebnahme des ganzen Werkes dürfte im Spätsommer 1936 erfolgen. Die Baukosten wurden auf etwa 34 Millionen \$ veranschlagt; ursprünglich war für die Staumauer die Bezeichnung: „Cove-Creek Dam“ gewählt worden. Zu Ehren des Senator Norris vom Staate Nebraska, der jahrelang unablässig, trotz starker Gegnerschaft, an den notwendigen Gesetzen zur Gründung der TVA gearbeitet und sich im Kongreß für deren Inkraftsetzung verwendet hatte, wurde die Mauer in „Norris-Staumauer“ umgetauft.

Die Höhe der Mauer beträgt etwa 82 m, die Länge etwa 570 m. Das Staubecken faßt, voll gefüllt, ungefähr 3 Milliarden m<sup>3</sup> Wasser, von denen jetzt vorläufig nur rd. ein Viertel, also ungefähr 750 Millionen m<sup>3</sup> aufgespeichert sind. Im Kraftwerke sind zwei Generatoren von je 66 000 PS eingebaut.

Etwa 6 km von der Baustelle liegt die von der TVA mit einem Kostenaufwande von 1,5 Millionen \$ errichtete Stadt Norris (Norristown), in der die Arbeiter nebst Familien (bis zu 5000 Personen) in bester Weise untergebracht sind. Sie besteht aus mehr als 300 Eigenheimen, mit elektrischer Heizung und Licht; ferner umfaßt sie Schule, Wasserkläranlage, Parks usw. An jedes Haus (Mietspreis von 14 bis etwa 30 \$ monatlich) schließt sich ein Garten mit 4 Acker Farmland an. Auch Gemeinschaftshäuser mit allen Annehmlichkeiten für die ledigen Arbeiter sind ausreichend vorhanden; diese ganze Siedelung wird auch nach Fertigstellung der Norris-Staumauer bestehen bleiben. Die überzähligen Arbeiter werden dann für Arbeiten der Heimindustrie oder für andere Berufe nach vorausgehender Schulung angelehrt.

Alle Fahrstraßen, die vorläufig zur Anfuhr der Baustoffe usw. bestimmt sind, zwischen Knoxville, Norristown und der Baustelle sind ebenfalls für spätere Zeiten bestimmt, namentlich für den starken Touristenverkehr. Knoxville liegt ungefähr in der Mitte des Weges zwischen der Staumauer und den Smoky Mountains, einem amerikanischen Nationalparke, der von einer sehr schönen Berglandschaft umgeben ist. Die Besucher dieses Naturparkes werden daher meist die Gelegenheit bei der Autofahrt benutzen, um die Norris-Talsperre nebst Stausee aufzusuchen, die einen besonderen Ausflugsplatz der dortigen Gegend abgeben wird. Namentlich im Winter und Frühjahrsbeginn fahren Tausende von

Amerikanern mit den Wagen nach Florida und passieren dann auf der Strecke von Chicago, Cleveland oder Cincinnati auch den Staat Tennessee und die neue Norris-Talsperre.

III. Die Bauarbeiten an der Norris-Talsperre. Im Gegensatz zu anderen ähnlichen Organisationen, die von der amerikanischen Regierung für die Erbauung von Wasserkraftwerken usw. ins Leben gerufen wurden, wie z. B. des Bureau of Reclamation (Sitz in Denver, Colorado), arbeitet die TVA mit einem großen Stab von Ingenieuren und Fachleuten ausschließlich in eigener Regie, vergibt also keine Bauarbeiten an Unternehmerfirmen, sondern kauft auch die erforderlichen Baumaschinen, Förderanlagen usw. selbst. — Der ursprüngliche Entwurf für die Norris-Staumauer nebst Kraftwerk und Nebenanlagen stammt aus dem Jahre 1930 vom U. S.-Ingenieurkorps. Dieser ist aber von dem später mit der Durchrechnung und Bearbeitung betrauten Bureau of Reclamation, welches über die allergrößten Erfahrungen auf diesem Sondergebiete verfügt, in mehreren Hauptpunkten abgeändert worden. So wurde z. B. die Mauerhöhe etwas verkleinert, die Kraftzentrale seitlich verlegt und die Stärke der aufzustellenden Generatoren reduziert, um eine höhere Wirtschaftlichkeit und einen besseren Wirkungsgrad des ganzen Betriebes zu erzielen. Während des Höhepunktes der Bauarbeiten wurden bis zu 2000 Arbeitern beschäftigt; gearbeitet wird Tag und Nacht, und zwar in vier Schichten zu je 5<sup>1</sup>/<sub>2</sub> Std. Die Schichten sind so gelegt, daß das Tageslicht möglichst weitgehend ausgenutzt wird; der Rest von 2 Std. zwischen den Schichten dient für besondere Überholungsarbeiten, Erledigung von Reparaturen, Einsetzung von Baumaschinen und für andere dringende Aufgaben. — Besonders bemerkenswert sind die Aufbereitungs-, Lager- und Förderanlagen zur Herstellung und Einbringung des Betons, die auf Grund langjähriger Betriebserfahrungen an zahlreichen amerikanischen Staumauern entworfen und aufgestellt wurden.

a) Die Anlagen zur Betonbereitung. Das Brechen der Steine, Zerkleinern, Sieben, Fördern und Abliefern in der Hauptmischanlage ist in einem fortlaufenden Arbeitsgang angeordnet worden, der gleichmäßige Leistung und weitgehende Anpassung an die Erfordernisse des Baubetriebes gewährleistet. Die Lage des Steinbruches, in welchem der Kalkstein (Dolomit) gewonnen wird, ist ungewöhnlich günstig; er liegt in unmittelbarer Nähe der Baustelle (Abb. 2), so daß nur sehr kurze Förderstrecken zurückzulegen sind.

Die Bohrmaschinen im Steinbruche werden mit Druckluft betätigt; in der zugehörigen Druckluftzentrale befindet sich außer dem Kompressor noch ein großer Druckluftspeicher. Der Steinbruch liegt an einem Steilhang, der mit einer schwachen Schicht von Lehm bedeckt ist; der darunter liegende, schieferartig gelagerte Kalkstein läßt sich verhältnismäßig leicht bohren. Die Bohrungen erfolgen durch eine Gruppe von acht fahrbaren Bohrwerken, mit Stahlbohrern von 9 m Länge. Es sind dies die gleichen Maschinen, die bereits bei den Aushubarbeiten der Mauerfundamente wertvolle Dienste geleistet haben. Die Gesamtlänge des Steinbruches beträgt etwa 360 m (Abb. 2); um einen planmäßigen Abbau durchzuführen, wurden Stufen von rd. 9 m Höhe angelegt. Gesprengt wird mit 40proz. Dynamit in Teilabschnitten von 60 bis 90 m Länge, um mit einem Mindestmaß an Unterbrechungen für Bohren und Beseitigen der gewonnenen Bruchstücke auszukommen. Die Steine werden in Kipp-Lastwagen von 8 m<sup>3</sup> Inhalt durch zwei Löffelbagger (je 2 m<sup>3</sup> Löffelinhalt) übergeladen. Sowohl die Bagger als auch die Steinfahrzeuge haben bereits über 300 000 m<sup>3</sup> Erde und Felsmassen bei den Ausschachtungsarbeiten der Mauersole gefördert. Die Kabelzuführung des 2300 V führenden beweglichen Kabels vom Umformer nach den beiden Baggern hat sich trotz des schweren Steinbruchbetriebes als dauerhaft bewährt; auch das Verlegen dieses Kabels bei größeren Standortveränderungen der Bagger läßt sich in einfacher Weise durch die eingearbeiteten Bedienungsleute erledigen.

Die Entfernung vom Verladebagger im Steinbruch bis zum Vorbrecher beträgt nicht mehr als 450 m (Abb. 2); trotz der erheblichen Steigung und des unwegsamen Geländes im Bruche hat sich der Förderverkehr auf dieser Strecke ohne Störungen voll-



zogen. Die rohen Steine werden in einen Konus-Vorbrecher (1050 mm Durchmesser) abgeliefert, der am unteren Ende des Bruches aufgestellt ist und von der bekannten Firma Allis-Chalmers (Milwaukee) stammt. Mit Rücksicht auf den steilen Berg- hang war es wünschenswert, einen Brecher von möglichst geringem Platzbedarf zu wählen. Zum Betrieb des Brechers dient ein 250 PS-Elektromotor, der durch 17 Keilriemenstränge mit ihm in Verbindung steht. — Auf der entgegengesetzten Seite des Berges,

Diese vier Rohstoffe werden getrennt gelagert über einem Beton- tunnel (1,8 m im Geviert), der 195 m lang ist (Abb. 2 u. 3) und in welchem ein 750 mm breites Förderband läuft, das zur Wieder- aufnahme des Gutes dient.

Zwei Korngrößen von Sand werden in zwei Hammermühlen hergestellt; das Erzeugnis, grober und feiner Sand, ist fast würfel- förmig. Im Dauerbetriebe hat sich gezeigt, daß die dabei anfallende Staubmenge etwa 4% der Gesamtleistung ausmacht. Dieser Staub ist vollkommen wertlos, da auf der Baustelle oder in der Umgebung keinerlei Verwendung dafür vorhanden ist. Die Ausbeute der Hammermühlen wird auf ein Schrägband auf- gegeben, welches nach vier doppelten Schüt- telseiben (Vibratoren der Jeffrey Mfg. Co)

führt; das abgeseigte Gut wird dann über dem er- wählten Wiederaufnah- metunnel ebenfalls gelagert. Einlaßöffnungen und Verschlüsse in der Decke dieses Tunnels ge- statten es, den gewünsch- ten Rohstoff in der je- weils erforderlichen Men- ge abziehen. Die Tunnelförderanlage gibt das Gut an eine zweite För- deranlage weiter, die in einer schrägansteigenden Eisenkonstruktion läuft (Abb. 3) und die schließ- lich nach den hochliegen- den Vorratsbehältern an der Spitze eines Turm- fachwerkes führt, in welchem die Betonmischan- lage untergebracht ist.

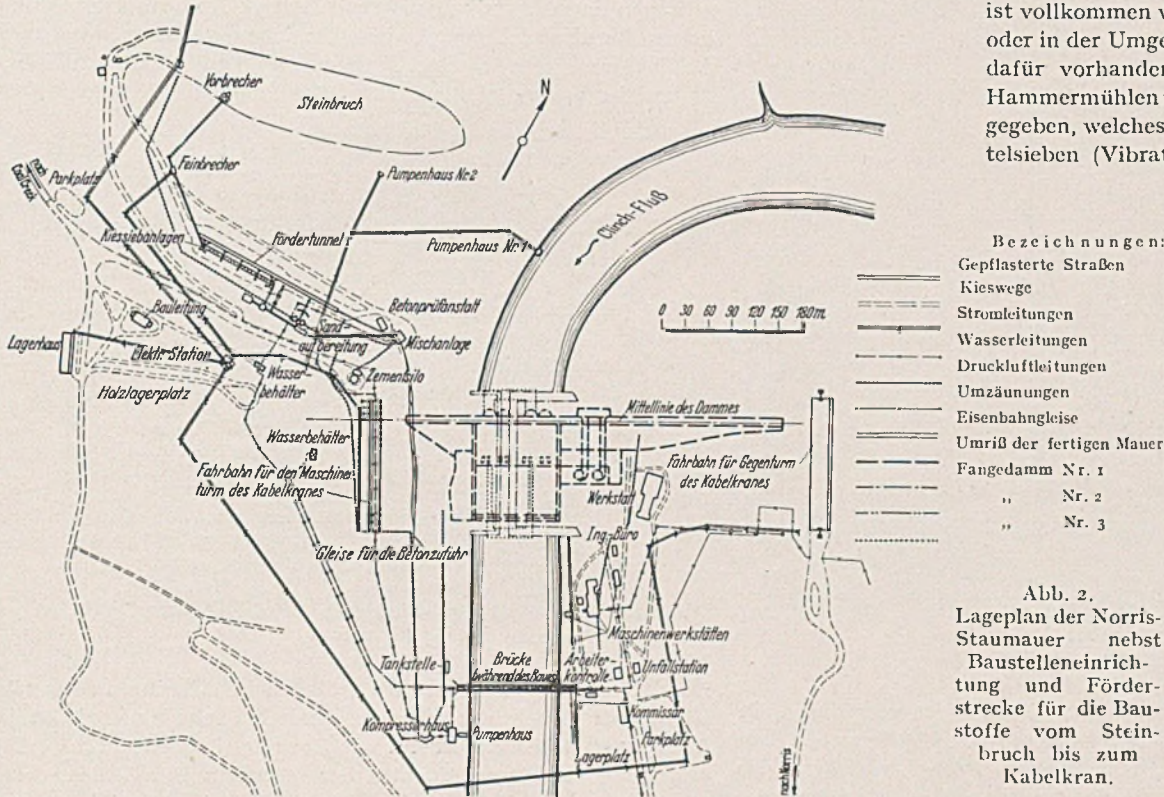


Abb. 2. Lageplan der Norris-Staumauer nebst Baustelleneinrichtung und Förderstrecke für die Baustoffe vom Steinbruch bis zum Kabelkran.

an dem der Steinbruch gelegen ist, befindet sich der Feinbrecher (Abb. 2 u. 3) und ein größeres Steinvorratslager; ferner eine Anlage zur Sandaufbereitung. Vom Vorbrecher führt ein Bandförderer (900 mm breit), in einem Eisenfachwerk gelagert, nach der Spitze des Turmes, in dessen unterem Teile der Vorbrecher steht. Dieser Brecher leistet etwa 300 t/h; er ist mit einer Ausscheidenvor-

Durch vereinbarte elektrische Zeichen kann der an den Vorratsbehältern stehende Bedienungsmann eine Verständigung mit dem Wiederaufnahmetunnel herbeiführen, um das benötigte Fördergut anzufordern, bzw. um die Weiterförderung zu unterbrechen.

Der Zement wird in geschlossenen Ladungen mit der Bahn nach einer Entladestation angeliefert, die etwa 8 km von der Bau-

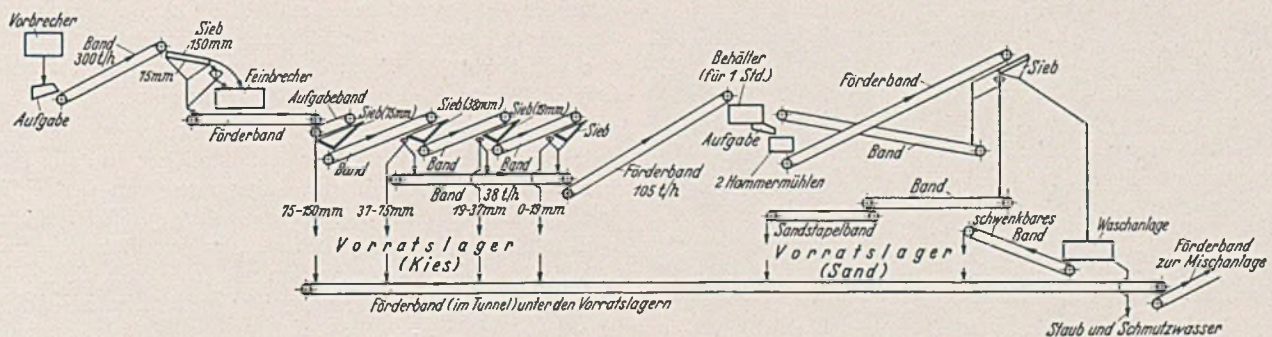


Abb. 3. Linienführung des Fördervorganges der Rohstoffe vom Vorbrecher durch die Aufbereitungs- und Siebanlagen bis zum Förderband nach der Betonmischanlage.

richtung für Eisen und andere Metalle ausgerüstet, damit diese Fremdkörper vom Brecher ferngehalten werden. Vor dem Eintritt in den Feinbrecher ist noch ein Sieb vorgeschaltet, welches alle Steine über 150 mm Kantenlänge absondert. Der Brecher hat Konusform und zerkleinert die Steine auf höchstens 75 mm Kantenlänge. Das Gut gelangt dann auf ein weiteres Förderband (750 mm breit) nach einer Eisenhochkonstruktion, in der eine ganze Reihe hintereinanderliegender Förderanlagen nebst Aufgabevorrichtungen (Abb. 2 u. 3), Siebeinrichtungen usw. eingebaut sind, in denen die Steine in vier verschiedene Größen sortiert werden. — Zunächst wird abgeseigt: 75—150 mm, dann 38—75 mm, anschließend 19—38 und endlich alles Material bis 19 mm Korngröße.

stelle entfernt ist. Hier werden bis zu zwölf Wagen gleichzeitig an der Umladeplattform aufgestellt, an welcher zwei fahrbare Pumpen das Fördergut unmittelbar nach dem Vorratsbehälter überleiten, der 6000 Faß aufnehmen kann. Diese Zementpumpen werden auf der Rampe von einem Wagen zum nächsten bewegt. Vom Vorrats-Silo gelangt der Zement durch die Wirkung der Schwerkraft nach den Fahrzeugen mit Aluminium-Tanks von 60 Faß Inhalt, die nun das Gut nach der Baustelle weiterbringen. Die Beladung eines derartigen Spezialwagens dauert etwa 5 Minuten; die Verwendung von Leichtmetall als Werkstoff für den Wagenbehälter bedeutet eine Gewichtsverminderung von rd. 10% der rollenden Last. Diese Fahrzeuge laufen auf einer ausgezeichneten Betonstraße (Abb. 5)



nach den Mischanlagen, welche von der TVA angelegt wurde und die z. T. Steigungen bis zu 8% aufweist. Am Ende dieser Zufahrtsstraße, in einer Entfernung von rd. 70 m von der Mischanlage, wird der Zement zunächst in eine Umladeanlage abgegeben. Die Wagen fahren auf eine Kipp-Plattform innerhalb des Schuppens (Abb. 2 u. 4) und entleeren ihren Inhalt durch Auskippen in den darunter liegenden Erdbunker, für den zwei feststehende Zementpumpen angeordnet sind. Diese Pumpen können den Zement entweder direkt

gewisse Beweglichkeit des ganzen Baubetriebes hinsichtlich der Rohstoffmengen nach Maßgabe der augenblicklichen Betriebsbedingungen möglich ist.

b) Die Kabelkrane zur Einbringung des Betons. Das Hauptinteresse gebührt den zum Einbringen des Betons verwendeten Förderanlagen, da von deren Betriebssicherheit und Leistungsfähigkeit der Baufortschritt in allererster Linie abhängig ist. Die Bauleitung schwankte zunächst in der Wahl zwischen einer Aufstellung mehrerer Derrick-Krane und den Kabelkranen für die Betonverteilung im Bereiche der ganzen Staumauer. Aus mehreren, sehr triftigen Gründen wurde schließlich den Kabelkranen der Vorzug gegeben. Bei Aufstellung einer Reihe von Der-

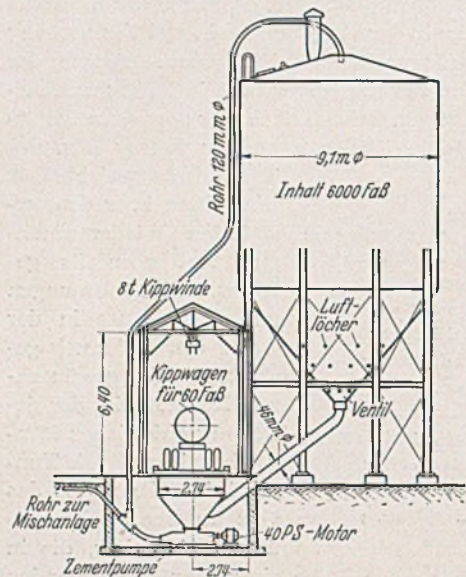


Abb. 4. Zementumladeanlage auf der Baustelle mit Vorratsbehälter (6000 Faß) nebst Rohrleitungen und Zementpumpen.

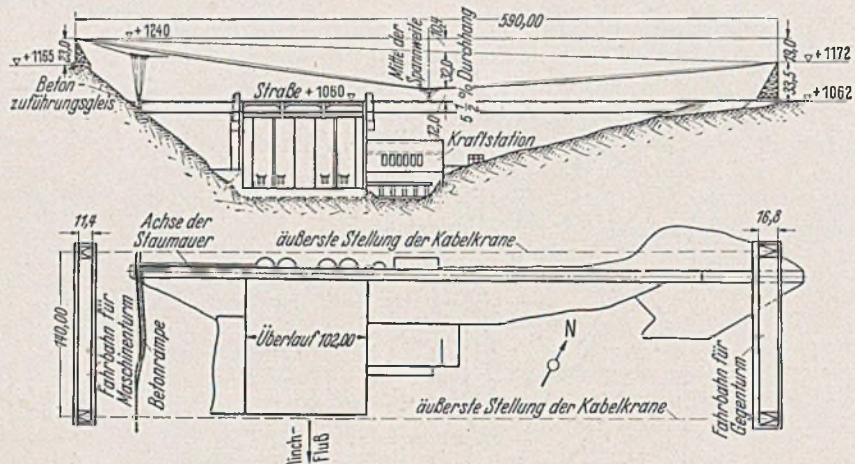


Abb. 6. Grundsätzliche Anordnung der beiden Kabelkrane (je 18 t Tragkraft) zur Betoneinbringung (Spannweite 590 m).

in den großen Speicherbehälter der Mischanlagen oder durch ein Rohr von 120 mm Durchmesser zu einem Hochbehälter neben dem Wagenschuppen leiten. Bei eintretendem Bedarf wird dann der Zement zunächst nach dem Überladebunker und von dort nach der Mischanlage weitergefördert. Durch diese Anordnung mit mehreren Zement-Vorratsbehältern können immer Stockungen in der Zufuhr ausgeglichen und damit Betriebsstörungen vermieden werden; der Pendelverkehr der Zement-Lieferwagen ist ein ununterbroche-

rick-Kranen, die sich sonst bei größeren Bauarbeiten in Amerika allgemeiner Beliebtheit erfreuen, würde ein sehr langes, kräftiges Holzgerüst als Kranfahrbahn mit Doppelgleisen errichtet werden müssen. Ein weiterer Nachteil der fahrbaren Derricks ist deren beschränkte Arbeitsfähigkeit, ausschließlich in dem ihnen zugewiesenen Bedienungsbereich. Die Kabelkrane können außer der Betoneinbringung auch zahlreiche andere Arbeiten, wie z. B. Einsetzen von Verschalungen, Förderung von Baumaschinen usw. übernehmen. Dieser Mangel an Anpassungsfähigkeit an das Gelände und an die vielseitigen Forderungen eines derartigen Betriebes gaben den Ausschlag, da die Derricks zu starr an den einen schmalen Arbeitsstreifen gebunden sind. Außerdem sind die Kabelkrane mit ihren sehr hochliegenden Turmfahrbahnen unbedingt hochwasserfrei (Abb. 2 u. 6), während dies bei Verwendung von Derrick-Kranen nicht möglich gewesen wäre.

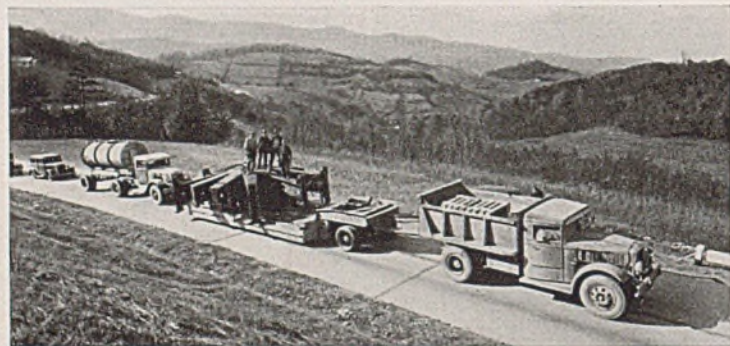


Abb. 5. Die von der TVA angelegte Betonstraße nach der Baustelle mit Schwerlastfahrzeugen und Zementkippwagen.

ner und genau geregelt. — Die ganze Zement-Umladestation läßt sich leicht wieder abrüsten und auf anderen Baustellen neu aufstellen, da die Eisenteile nicht durch Niete, sondern ausschließlich mit Schrauben untereinander verbunden sind.

Die beiden parallel fahrbaren Kabelkrane von je 590 m Spannweite wurden auf Grund sehr umfangreicher und alle Einzelheiten berührenden Ausschreibungsbedingungen von der TVA der bekannten Lidgerwood Mfg. Co in Auftrag gegeben. Durch die auf den Seitenhängen des Clinchflusses angeordneten Türme ist trotz des großen Seildurchhanges von rd. 32 m auch die Bedienung der Mauerkrone mit reichlichem Spiel von Laufkatze mit Betonkübel möglich. Jeder Kran ist für eine normale Tragkraft von 18 t gebaut; beide Krane haben wiederholt Rohrstücke und Eisenbauteile (Abb. 7 u. 8) im Gewichte bis zu 40 t gemeinsam gefördert und zwar in der Weise, daß die beiden Hakengeschirre durch ein Querstück verbunden wurden, um die Last gleichmäßig zu verteilen. Obwohl die Kabelkran-Ausrüstung verhältnismäßig sehr teuer ist, so hat sich im vorliegenden Falle bei der großen Betonmenge von 760 000 m<sup>3</sup> und durch den Vorzug des raschen Arbeitens diese Ausgabe im Laufe der Zeit vollkommen gerechtfertigt. Ein zusätzlicher Grund für die Aufstellung von Kabelkranen bestand auch darin, daß für diese Anlagen bei anderen, ganz ähnlichen Staumauerbauten wieder eine passende Verwendungsmöglichkeit schon jetzt vorgesehen wurde. Daher wurde die Eisenkonstruktion der Türme, die von der Virginia Bridge and Iron Co (Roanoke, Va.) geliefert wurde, nur mit Schrauben verbunden, um eine leichte Abrüstung zu erzielen. Auch die Gegengewichte der Türme sind aus

Die gesamte Betonmasse, welche für die Mauer, das Kraftwerk und die übrigen Anlagen herzustellen und einzubringen ist, beträgt etwa 760 000 m<sup>3</sup>. — Die Betonmischanlage besteht in der Hauptsache aus drei Mischern von je 2,3 m<sup>3</sup> Inhalt; jeder Mischer wird durch einen Elektromotor von 40 PS mittels mehrfachen Keilriemenantriebes in Bewegung gesetzt. Die übrigen Einrichtungen der Mischanlage sind genau wie bei ähnlichen Baustellen angeordnet. — Bei der Auswahl der aufzustellenden Maschinenausrüstung, Förderanlagen usw. wurde stets Vorsorge getroffen, daß jederzeit eine ge-



einzelnen Betonblöcken zusammengesetzt, die einzeln wieder abgebaut werden können. Die Fahrgeschwindigkeit der Laufkatze (Abb. 7 u. 8) beträgt 360 m/min, die Hubgeschwindigkeit 90 m/min, die Senkgeschwindigkeit 125 m/min, die Turmfahrgeschwindigkeit bis zu 15 m/min; die Länge der beiden Turmfahrbahnen, die den zwei Kranen gemeinsam sind, ist 140 m. — Es war zunächst vorgesehen, daß jeder Kabelkran eine Höchstleistung von 15 Förder-

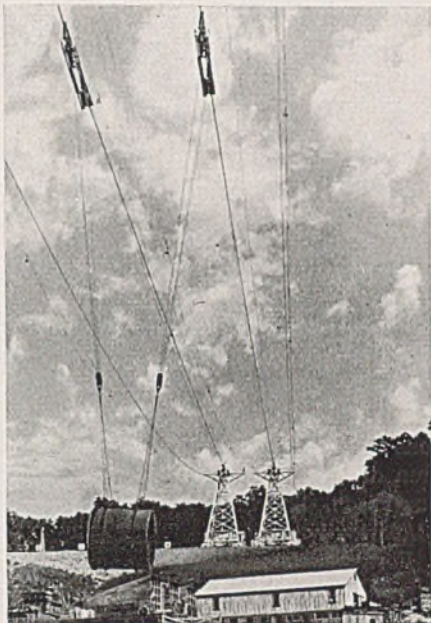


Abb. 7. Einsetzen von Rohrstützen im Gewicht von rd. 40 t, gemeinschaftlich durch die beiden Kabelkrane.

spielen, entsprechend 75 m<sup>3</sup> Beton, in der Stunde erreichen würde. Bei den Bauarbeiten hat sich erwiesen, daß unter günstigen Arbeitsbedingungen und mittleren Förderwegen jedoch bis 20 Spiele erzielt werden können, so daß mehr als 1500 m<sup>3</sup> Beton während einer Tag- und Nachtschicht von 22 Stunden eingebracht werden können. — Die Zeit für ein vollständiges Förderspiel des Betonkübels schwankt zwischen 3 und 4 Minuten, abhängig von der jeweiligen Fahrstrecke und Senktiefe bis zur Betonierungsstelle.

Der Maschinenturm ist 23 m hoch, der Gegenturm 33 m. Die Fahrbahn der Maschinentürme liegt etwa 52 m über der Mauerkrone; der Tragseildurchhang in der Mitte der Spannweite bei Vollast ist 5 1/2% der Spannweite, d. h. rd. 32 m (Abb. 6).

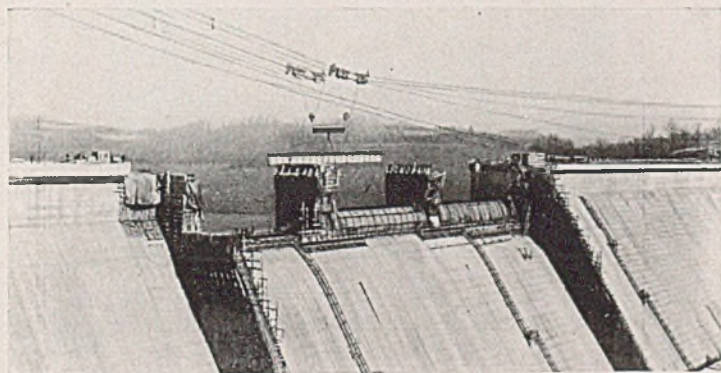


Abb. 8. Einbau der Eisenkonstruktion für den Überlauf der Norris-Staumauer durch die beiden Kabelkrane, deren Hakengeschirre mittels Querrhaken verbunden sind.

Jedes Tragkabel hat 76 mm Durchmesser und ist von vollverschlossener Machart. Bei Förderung der Vollast beträgt der Seilzug etwa 164 t, die Bruchfestigkeit ist rd. 500 t, so daß die Gesamtsicherheit des Tragkabels gegen Zug etwas mehr als drei beträgt. Die Endbefestigungen der Tragkabel an den Türmen sind in Kugellagern aufgehängt, so daß die Seile sich drehen und einstellen können, wodurch alle Oberflächenteile gleichmäßig der Ab-

nutzung unterworfen werden. Am Gegenturm wird die Endbefestigung des Tragkabels außerdem in einem Flaschenzug von zehn Seilsträngen eingehängt, womit eine Nachstellung des Kabels bei Längenänderungen jederzeit durchführbar ist. — Die Laufkatze besitzt zwölf Laufräder (600 mm Durchmesser), die in Schwinghebeln gelagert, eine gleichmäßige Verteilung der rollenden Last ermöglichen. Außerdem ist die ganze Laufkatze in zwei Teile geteilt (Abb. 8), die miteinander verbunden sind; diese Bauart ergibt eine bessere Anschmiegun g an die Seilkurve bei stärkeren Krümmungen. Die Fahrbewegung der Laufkatze wird durch ein 25 mm starkes Fahrseil eingeleitet; bei normalem Betrieb wird ein 22 mm-Hubseil, vierfach im Hakengeschirr eingeschert, benutzt. Die acht sog. „Reiter“ jedes Kabelkranes, die in gleichmäßigen Abständen von rd 60 m auf dem Tragkabel von der Laufkatze abgesetzt, bzw.

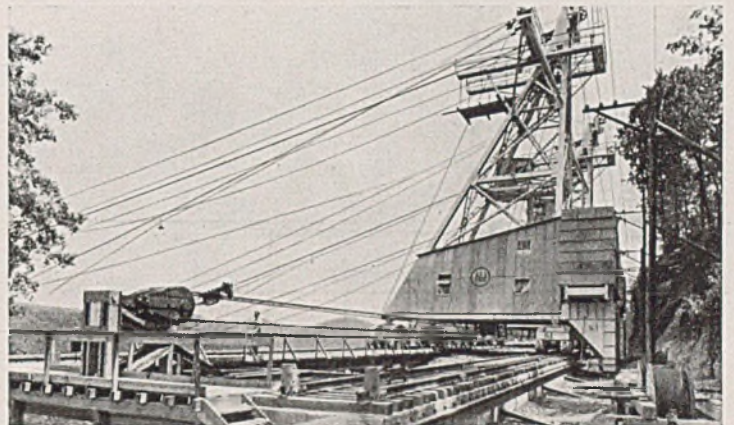


Abb. 9. Maschinenturm des Kabelkranes Nr. 1 mit der Seil-Endbefestigung für die Fahrbewegung des Turmes.

wieder eingesammelt werden, verhüten die zu großen und damit störenden Durchhänge der Arbeitsseile.

Die Turmlaufbahnen für die Türme bestehen aus je zwei doppelten Normalspurgleisen, also insgesamt vier Eisenbahnschienen, die beim Maschinenturm auf Schwellenrosten (Abb. 9 u. 10), beim Gegenturm auf Betonunterlage gelegt sind. Die Laufräder (32 für jeden Turm) sind in Fahrgestellen aus kräftiger Eisenkonstruktion eingebaut. Unter jedem Stützenfuß der Türme befindet sich ein derartiges Fahrgestell, in dem acht Laufräder, paar-

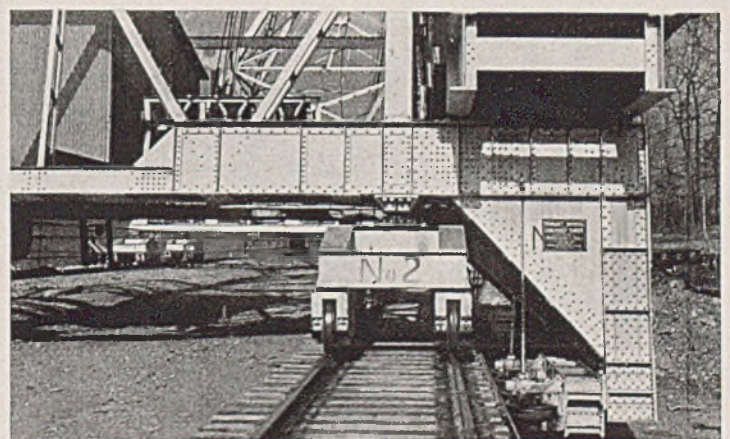


Abb. 10. Fahrbahn des Maschinenturmes Nr. 2 auf Schwellenrosten mit senkrechten und waagrecht en Fahrgestellen, die durch Kugelpfannen mit der Turmkonstruktion in Verbindung stehen.

weise in Schwinghebeln gelagert, untergebracht sind. Die Kraftübertragung vom Turmfuß auf das Fahrgestell geht durch eine Kugelkalotte, so daß auch bei ungenau gelegter Fahrbahn eine gleichmäßige Kraftübertragung auf alle Laufräder eintritt. — Jeder Maschinenturm hat ein Gegengewicht von rd. 650 t, bestehend aus 84 Betonblöcken; jeder Gegenturm ein solches von 635 t. Der Zug der Seile, insbesondere des Tragkabels, der sich auf



die Turmkonstruktion überträgt, wird durch horizontale Druckrollen (Abb. 10), die paarweise in Rahmen gelagert sind, auf eine besondere, waagrechte Schiene übertragen (Am. Patent Nr. 1 944 054), die auf der Rückseite der Laufbahn hinter den senkrechten Schienen liegt. Zur Kraftübertragung auf die Eisenkonstruktion sind die Untergurte der Türme nach hinten verlängert, um diese Druckfahrwerke aufnehmen zu können. Auch hier sind Kugelgelenke zwischen den Rahmen und dem Turmfachwerk eingeschaltet, um eine weitgehende Anpassung dieser waagrechten Laufräder auch bei Ungenauigkeiten der Ausführung zu erzielen.

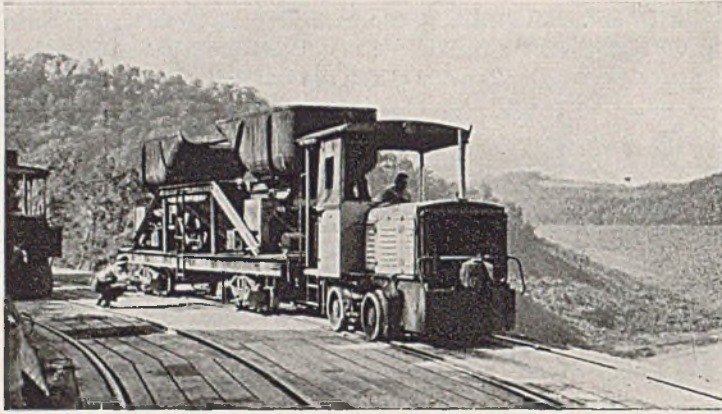


Abb. 11. Sonderwagen zur Betonzuführung mit zwei Kippgefäßen, zur Fahrt von der Betonmischanlage nach der Rampe unter die Kabelkrane. (Gasolin-Lokomotive.)

Die Laufräder selbst sind in den Fahrwerksrahmen durch kräftige Spiralfedern abgestützt, um eine statisch einwandfreie Kraftübertragung zu erhalten.

Der Antrieb jedes Kabelkranes besteht aus einer Dreitrommelwinde; bei normalem Betriebe werden jedoch nur zwei dieser Trommeln benutzt. Die dritte Trommel ist nur für Sonderförderzwecke vorgesehen, namentlich wenn auf späteren Baustellen mit Kippkübeln gearbeitet werden soll, die ein weiteres Entleerungsseil nebst der dritten Trommel zur Einleitung der Kippbewegung benötigen. — Der Turmfahrtrieb wird durch eine Spillwinde mit einem

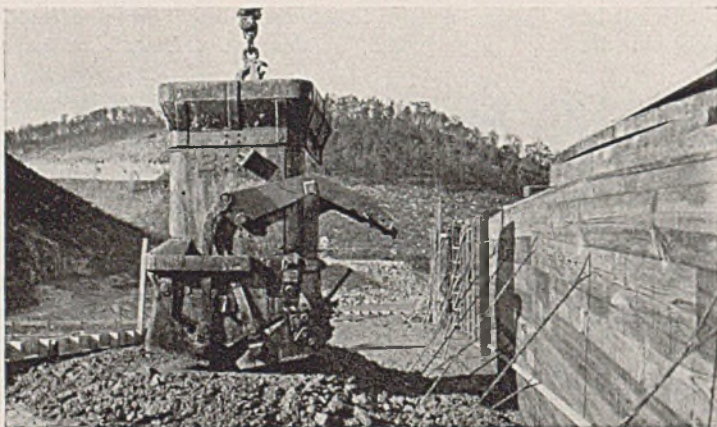


Abb. 12. Betonkübel (5 m<sup>3</sup> Inhalt) mit quadratischem Querschnitt und Druckluftentleerung (Norris-Staumauer).

75 PS-Elektromotor in Bewegung gesetzt, die mit einem mehrfachen Flaschenzug in Verbindung steht, der an dem Fahrbahnende befestigt ist (Abb. 9). Selbsttätige Endschalter sorgen dafür, daß die Türme in den Endstellungen rechtzeitig aufgehalten werden; ebenso ist eine weitere Sicherheitsvorrichtung vorhanden, welche die auf gleicher Fahrbahn unabhängig voneinander laufenden Türme gegenseitig immer in zulässiger Entfernung hält, um Zusammenstöße durch Fehlsteuerungen usw. zu vermeiden. Der zum Antrieb benötigte elektrische Strom (2200 V) wird durch drei Rollenstromabnehmer auf der Rückseite der Gegentürme zugeführt. — Die Stromseile für die Motoren der Gegentürme werden

von den Maschinentürmen nach den Gegentürmen über die ganze Spannweite aufgehängt (Abb. 7), so daß die Inbetriebsetzung der Gegenturm-Fahrwerke auch vom Führerstand des Maschinenturmes eingeleitet werden kann.

Die Steuerung aller Bewegungen der Kabelkrane ist vollkommen elektrisch, ohne nennenswerten Kraftaufwand, vom erhöhten Führerstand auf dem Maschinenturm, von welchem der Kranführer einen umfassenden Überblick auf das ganze Arbeitsgelände besitzt. Die Betätigung der Bremsen und Kupplungen der Antriebswinden geschieht durch Druckluftapparate, die durch Elektromagnete bewegt werden. Die Verständigung des Kranführers mit den Bedienungsleuten auf der Baustelle geschieht durch Fernsprecher nebst Lautsprecher. Für jeden Kabelkran sind zwei Signalleute aufgestellt, einer an der Betonierungsstelle, der andere auf der Betonzufuhr-Rampe, wo der Betonkübel vom Kabelkran übernommen wird; alle drei Leute stehen in ständiger Verbindung miteinander. Von der Betonmischanlage zur Übernahme-stelle des Betons durch die Kabelkrane verkehren drei Spezialzüge auf Normalspurgleisen, die von je einer Gasolin-Lokomotive gezogen werden. Der Förderwagen trägt zwei Kippgefäße (Abb. 11), die mit dem Wagenrahmen fest verbunden

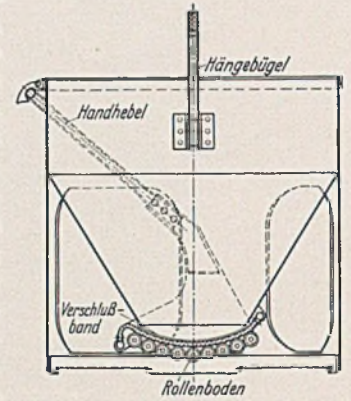


Abb. 13. Prinzipskizze des Betonkübels (Blaw-Knox) von zylindrischer Form mit Bodenverschluß durch Rollen und Gummiband.

sind. Die beiden flachen Kübel kippen auf der Rampe ihren Inhalt zunächst in einen gemeinsamen Trichter, der in der Wagenmitte (Abb. 11) vorgesehen ist. Dieser Überladetrichter wird dann seitlich geöffnet und ergießt den Beton in den neben dem Wagen stehenden Kabelkrankübel. Die Kippbewegung der beiden Wagenkübel wird durch zwei Elektromotoren bewirkt, die vom Lokomotivführer gesteuert werden. — Der am Kabelkran hängende Kübel (Inhalt rd. 5 m<sup>3</sup>) wird nun, ohne Umhängung, auf

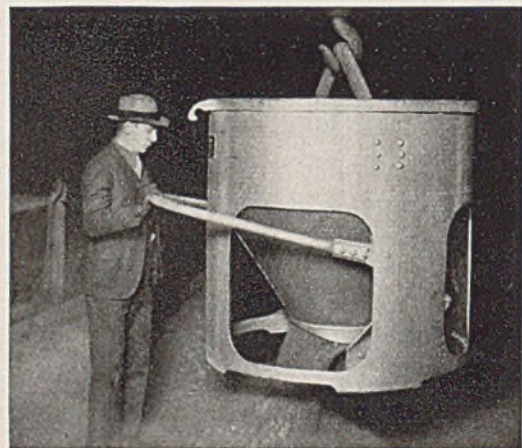


Abb. 14. Öffnen des Verschlusses beim Betonkübel von Blaw-Knox durch einfachen Handhebel ohne erheblichen Kraftaufwand.

diese Weise gefüllt; die Dauer beträgt etwa 20 Sekunden. Der Kabelkranführer bringt nun den Kübel an die jeweilige Betonierungsstelle, nach Verständigung mit den Signalleuten. Die Betonförderung mittels Zuführungswagen mit Kippkübeln hat sich im Dauerbetriebe bestens bewährt, weil das sonst übliche, sehr zeitraubende Umhängen der Kabelkrankübel vollkommen vermieden wird. Das Auswechseln der leeren gegen die vollen Kübel kommt in Fortfall, da jedesmal nur ein erneutes Anfüllen des Kabelkrankübels erforderlich ist. Durch die rasche Abwicklung der Betonzufuhr und des Umgießens werden auch die Entmischungserscheinungen im Beton stark herabgemindert.



Bei den am Kabelkran hängenden Kübeln, von denen zwei verschiedene Bauarten verwendet werden, gestatten bemerkenswerte Entleerungsvorrichtungen ein schnelles Ausbreiten des Kübelinhaltes auf der Baustelle. Der Verschluss der Kübelbauart von quadratischem Querschnitt (Abb. 12) wird durch Druckluftleitung gelöst, durch Inbewegungsetzung eines Arbeitskolbens, der mit den Bodenklappen in zwangläufiger Verbindung steht. Die zweite Kübelbauart (Blaw-Knox) von zylindrischer Form (Abb. 13 u. 14) wird ebenfalls zur Betoneinbringung verwendet. Der Boden wird durch einen Satz dicht nebeneinander liegender Rollen mit starkem Gummiband verschlossen; beim Öffnen werden rasch große Querschnitte für den ausfließenden Beton freigegeben. Öffnen und Schließen geschieht durch einen bügelartigen Hebel, der leicht

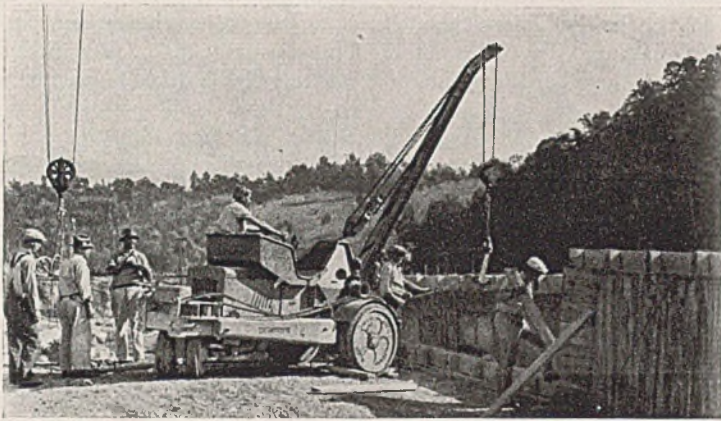


Abb. 15. Autokran auf drei Doppelrädern in Sonderbauart zum Einsetzen und Ausziehen der Verschalungen usw. auf der Norris-Staumauer.

von Hand zu bewegen ist, da die Verschlussrollen mit Kugellagern ausgestattet sind. Diese Kübelbauart hat auch den Vorteil, daß der ovale Bodenverschluss durch das Gummiband sehr gut abdichtet wird, so daß während des Fördervorganges kein Beton durchsickern kann.

Die Förderleistung bei der Betoneinbringung durch die Kabelkrane beträgt etwa 62—65 000 m<sup>3</sup> monatlich; die Tageshöchstleistung war 3200 m<sup>3</sup>. Diese Ziffern wurden erreicht, als sich die Mauer am Anfange der Bauarbeiten befand, so daß die Hubstrecken verhältnismäßig große waren. — Bei den oberen Mauer teilen ist der Förderbetrieb des Betons so organisiert worden, daß beide Kabelkrane zugleich den gleichen Punkt mit Beton beliefern können, indem eine wechselseitige Fahrbewegung der Türme ausgeführt wird, und zwar während sich auch die Laufkatze mit dem Kübel in Fahrt befindet.

Die einzelnen Betonblöcke der Staumauer werden 1,5 m hoch aufgemauert; als Mindestzeit für das Abbinden und Setzen des

Betons sind 72 Std. vorgeschrieben. — Zum Einsetzen und Abstreifen der Verschalungen für die Mauerblöcke werden durch Brennkraft betriebene, fahrbare 3-Radkrane (Abb. 15) benutzt, die mit besonders ausgebildeten Haken ausgestattet sind. Das Feststampfen des eingebrachten Betons und der Steine geschieht mechanisch durch elektrische Stampfer (Vibratoren); die Zeit zum Feststampfen einer Kübelfüllung (5 m<sup>3</sup>) beträgt etwa 1 1/2 Minute.

Für die Beleuchtung der ganzen Baustelle während der Nachtschichten ist durch ein ungewöhnlich praktisches Lichtverteilungssystem bestens gesorgt. An den Kabelkrantürmen selbst sind Scheinwerfer angebracht, die die Talhänge beleuchten. Überhaupt war auch für die Beleuchtungsfrage der Kabelkran wegen seiner überhöhten Lage für die Anbringung von Lichtquellen in bevorzugter Weise geeignet. So sind zahlreiche 1000-Wattlampen an besonderen Halteseilen zwischen den Türmen aufgehängt. Die Halteseile (22 mm Durchmesser) laufen zu beiden Seiten der Tragkabel in einem Abstände von je etwa 15 m, so daß die Beleuchtungskörper nicht mit der Laufkatze oder den übrigen Seilen in Berührung kommen können. In der Mitte der Spannweite hängen diese Halteseile nebst Lampen etwa 15 m tiefer als das Tragkabel. Zur Endbefestigung der Halteseile mußte die Eisenkonstruktion der Türme beiderseits mit Auslegern (Abb. 9) versehen werden, um den erwähnten Abstand der Seile voneinander einhalten zu können. — Die Bogenlampen laufen auf kleinen Rollen in Abständen von etwa 60 m und sind unter sich durch ein schwaches Seil verbunden. Nach Bedarf, insbes. bei Auswechslung der Kohlen können die Lampen durch das Verbindungsseil, vom Maschinenturm aus, herangezogen werden.

IV. Die Staumauerkette im Tennessee-Tale. Die Staumauerkette, die von der TVA in dem fast 1000 km langen Tennessee-Tale bereits gebaut wurde, bzw. sich noch im Baue befindet; ist gemäß Zahlentafel 1 in der Stromrichtung genannt, die folgende: Norris-, Chickamauga-, Guntersville-, Wheeler-, Wilson- und Pickwick-Landing, Staumauer. Geplant sind ferner: Fowler Bend-, White Creek- und Coulter Shoals-Staubecken.

Während die Mehrzahl der in der Zahlentafel angeführten Staubecken infolge ihrer großen Aufnahmefähigkeit, insbes. die Norris-Sperre, in erster Linie Wasser-Vorratsbecken sind, so ist die älteste Anlage, nämlich die Wilson-Sperre (Abb. 16) nur als „Durchlaufbecken“ (Run-of-River) gebaut worden. Der Stausee am Norrisdamm hingegen kann etwa die Regenmenge eines ganzen Jahres von dem ziemlich großen Einzugsgebiete des Clinchflusses aufnehmen. — Die aufgespeicherten Wasservorräte werden dann während der Trockenzeit stufenweise abgelassen; es gibt dann im Norriskraftwerk zuerst einen Teil seiner Energie ab, der Rest wird dann im Wheeler- oder Wilsonkraftwerk abgezapft. — Die ganze Sperrmauerkette und die noch fertigzustellenden, sowie die für spätere Zeit geplanten Mauern, werden die zerstörenden Wirkungen

Zahlentafel 1. Die Kette der Staudämme im Tennessee-Tale.

Name der Staumauer:	Wilson	Norris	Wheeler	Pickwick	Guntersville	Chickamauga
Entwurf durch . . . . .	H. L. Cooper	Bureau of Reclam.	Bureau of Reclam.	TVA	TVA	TVA
Bauleitung . . . . .	Ing.-Korps	TVA	TVA	TVA	TVA	TVA
Bau-Beginn . . . . .	Apr. 1918	3. Okt. 1933	14. Okt. 1933	19. Nov. 1934	27. Nov. 1935	31. Dez. 1935
Fertigstellung . . . . .	Sept. 1925	1936	1936	1938	1938	1939
Kosten in Millionen \$ . . . .	46,950	36,6	33,8	26,7	29,4	31,6
Länge . . . . . m	1480	570	1940	2360	1210	1740
Höhe. . . . . m	42	82	22	33	25	32
Betonmasse . . . . . m <sup>3</sup>	1 020 000	760 000	520 000	460 000	250 000	324 000
Erdfüllung . . . . . m <sup>3</sup>	—	—	—	2 280 000	418 000	760 000
Staubeckeninhalt Milliarden m <sup>3</sup>	0,6	3,0	1,5	1,2	1,1	0,9
Stausee-Fläche . . . . . km <sup>2</sup>	58,8	139	268	169	257	152
Kraftgewinnung 1. Ausbau PS	261 400	132 000	90 000	—	—	—
Mögl. Kraftgewinnung . . . PS	612 800	132 000	360 000	290 000	120 000	230 000
Zahl der Schleusen . . . . .	2	0	1	1	1	1



der Hochwässer im Tennessee-Tale fast gänzlich ausschalten und für die Schifffahrt günstige Vorbedingungen schaffen. Alle Staudämme, mit Ausnahme der Norris-Staumauer, sind mit einer oder zwei Schleusen gebaut, damit die Flußschiffe ungehindert passieren können. — Zwischen den Kraftwerken am Wilson-Damm und am Norris-Damm besteht eine elektrische Kraftübertragung, um bei Stromschwankungen im Bedarfsfalle einen Ausgleich herbeiführen zu können.

Zwecks Vereinheitlichung der gesamten Elektrizitätsversorgung und Erzielung einer staatlichen Planwirtschaft und im Interesse der anzustrebenden Strompreissenkung traf die TVA im Januar 1934 ein Übereinkommen mit den Elektrizitätswerken der

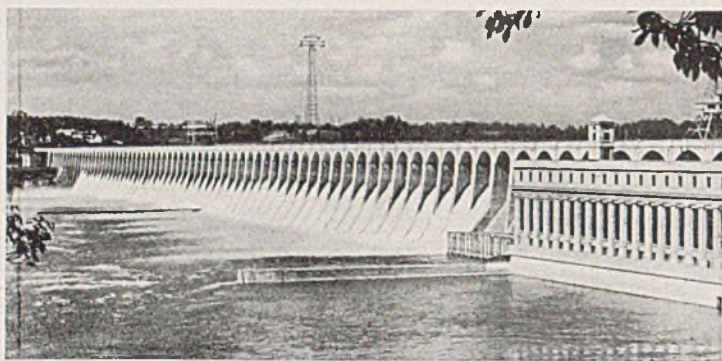


Abb. 16. Die Wilson-Staumauer (fertiggestellt 1925), in der Nähe der großen Stickstoffwerke (Pulverfabrikation) von Muscle Shoals, die im Kriege erbaut und in die Staumauerkette der TVA. einbezogen wurden.

Staaten Tennessee, Alabama, Mississippi und Georgia, gemäß welchem die TVA die elektrischen Anlagen mit Zubehör erwarb, und zwar als Ergänzung der älteren Kraftanlagen von Muscle Shoals am Wilson-Damm. — Trotz des erbitterten Widerstandes der privaten Elektrizitätsgesellschaften wurden die Preise für die kWh erheblich gesenkt, denn die Politik der TVA, im Einklange mit den staatlichen Gesetzen, ging dahin, einen vorbildlichen Preismaßstab für den elektrischen Strom zu finden und die relativen Kosten von staatlicher und privater elektrischer Kraft festzustellen. — Die TVA-Strompreise schließen jede Art von direkten Unkosten und Ausgaben für Überwachung usw. ein; ferner für Steuern, Zinsen, Abnutzung, Amortisation. Beim Verkauf von TVA-Strom gibt das Gesetz den Staaten, Grafschaften (Counties), Gemeinden, Verbänden und anderen nicht gewinnsuchenden Organisationen den Vorzug.

Die Grundpreise für Stadt und Land sind:

3 cts	je kWh	für die ersten 50 kWh	im Monat
2 cts	„ „	„ „	nächsten 150 kWh im Monat
1 ct.	„ „	„ „	200 „ „
0,4 ct.	„ „	„ „	1000 „ „
0,75 ct.	„ „	„ „	alle über 1400 kWh hinausgehenden kWh

In der Praxis bedeuten diese Preise für eine Kleinwohnung mit einem Verbrauch von 50 kWh monatlich eine Ausgabe von etwa  $1\frac{1}{2}$  \$, bei größeren Haushaltungen und zahlreichen elektrischen Apparaten, wie z. B. Waschmaschinen, Kochherde, Kühlschränke, Warmwasserbereitung, Ventilator usw. mit 200—300 kWh betragen die Stromkosten bis zu etwa  $7\frac{1}{2}$  \$. — Die TVA-Strompreisstaffelung wurde nach sorgfältiger Prüfung der voraussichtlichen Kosten und nach den Marktfaktoren ermittelt, um auf diese

Weise den allseits gewünschten „Yardstick“ (Maßstab) im Vergleich mit der privaten Elektrizitätswirtschaft zu gewinnen. — Die Strompreise betragen heute im Durchschnitt weniger als die Hälfte vor der Machtergreifung durch die TVA und sind ganz erheblich niedriger als in allen anderen Staaten der USA. — Tausende von Haushaltungen wurden dadurch in die Lage versetzt, neue elektrische Apparate zu kaufen. So stieg 1935 der Verkauf an elektrischen Kühleinrichtungen im Tennessee-Tale um etwa 300%, von elektrischen Kochherden um über 100% gegenüber dem Vorjahre. — In einigen Jahren soll nach Fertigstellung aller Stauwerke der Preis der kWh noch weiter, und zwar auf etwa 1 ct. gesenkt werden. Dadurch hofft man, neue Industrien anzuziehen und so das Privatkapital am wirtschaftlichen Aufbau dieses Gebietes weit stärker als bisher teilnehmen zu lassen. Allerdings wird es nicht mehr die beherrschende Stellung wie früher einnehmen, sondern indirekt der TVA unterstehen, die als Großherzeugerin des Kraftstoffes über die gesamte Wirtschaft eine Kontrolle gewinnen will.

V. Schlußbetrachtung und Ausblick. Die durch den Willen des amerikanischen Präsidenten und des Kongresses ins Leben gerufene Planwirtschaft der TVA hat die frühere Arbeitslosigkeit im Gebiete des Tennessee-Tales, die in der Krisenzeit etwa 75% der werktätigen Bevölkerung betrug, nahezu beseitigt. Für die Beschaffung von Maschinen, Sprengstoffen, Baumaterial und Geräten usw. wurden viele Millionen von Dollar ausgegeben, von denen die reichliche Hälfte nach den Industriestädten wie Chicago, Detroit, Cleveland, Pittsburgh u. a. gelangt sind; die Belebung eines erheblichen Teiles der amerikanischen Maschinenindustrie ist damit in die Wege geleitet worden. Der Plan zu diesem gigantischen Werke wurde in Amerikas Notzeit geboren. Panikstimmung herrschte im Lande; mit größtem Mute warf sich der Präsident dem wirtschaftlichen Niedergange entgegen, sein nationales Aufbauprogramm sollte wieder Ordnung und Arbeit schaffen. — Die TVA verkörpert einen wichtigen Teil desselben, zum Zwecke der Aufschließung und planmäßigen Entwicklung aller natürlichen Wohlstandsquellen im Tennessee-Tale. Die ungezügelten Gewässer bedeuten Überschwemmung und Zerstörung des Bodens durch Auswaschung; die geregelte Wasserzufuhr hingegen bedeutet Sicherheit, Kraftgewinnung, Fruchtbarkeit des Bodens und störungsfreie Binnenschifffahrt.

Die alten Kraftanlagen am Wilson-Damm und die dabei gelegenen großen Stickstoffwerke von Muscle Shoals bedeuten für das Gesamtaufbau-Programm nur den Anfang des Wiederaufbaues und der Herstellung des wirtschaftlichen Gleichgewichtes. Die Entwicklung der Kraftversorgung, von den Kriegsjahren herrührend, führt folgerichtig zur nationalen Planung für eine umfassende Wasserbeherrschung zur Erhaltung des Lebens und der Wohlfahrt von Millionen von Menschen.

Noch steckt das ganze großzügige Werk der TVA in den Anfängen und noch immer ist der Widerstand der Finanzgruppen, die sich verzweifelt gegen diese Einschränkung ihrer „Handelsfreiheit“ wehren, nicht ganz gebrochen. — Das große „nationale Experiment von 300 Millionen \$“, das „Problem von Amerika“, wie die staatliche Planwirtschaft der TVA oft genannt wird, geht aber von Jahr zu Jahr stetig seiner Vollendung entgegen. Es steht zu hoffen, daß die daran geknüpften wirtschaftlichen und sozialen Auswirkungen sich im vollsten Maße zum Gesamtwohl des amerikanischen Volkes verwirklichen lassen und daß die TVA als Keimzelle einer großen Aufwärtsentwicklung wegweisend für ähnliche neuzugründende Verbände in anderen Staaten der USA werden wird.

## DIE FESTIGKEIT AUSSERMITTIG GEDRÜCKTER STAHLSTÄBE BELIEBIGER QUERSCHNITTSFORM.

Von Privatdozent Ing. Dr. Karl Ježek, Wien.

Übersicht: Die vorliegende Untersuchung über die Tragfähigkeit außermittig gedrückter Stahlstäbe erstreckt sich auf die wichtigsten im Stahlbau verwendeten Querschnittsformen. Es werden einfache Näherungsformeln entwickelt, welche eine verlässliche Berechnung der kritischen Spannung (Formel I bzw. II) als auch der für die Bemessung

wohl meistens maßgebenden „nutzbaren Axialspannung“ (Formel I a bzw. II a) derart belasteter Stäbe ermöglichen.

Die Festigkeit eines auf Biegung beanspruchten Stabes ist vom Formänderungsvermögen des Werkstoffes abhängig und kann nur



bei Kenntnis seines Tragverhaltens für elastisch-plastische Verzerrungszustände ermittelt werden. Hierzu ist also zunächst die Kenntnis der Arbeitslinie des Werkstoffes erforderlich. Fügt man die durch Versuche gut bestätigte geometrische Bedingung hinzu, daß die Stabquerschnitte auch für elastisch-plastische Verzerrungszustände eben bleiben (Bernoullische Hypothese)<sup>1</sup>, so ist das Spannungsbild aus den Gleichgewichtsbedingungen zwischen äußeren und inneren Kräften vollständig bestimmt. Bei der rechnerischen Untersuchung der statischen Tragfähigkeit von auf Biegung beanspruchten Stahlstäben ist es mit Rücksicht auf die im Stahlbau zur Anwendung gelangenden dünnwandigen Querschnittsformen praktisch gerechtfertigt, die gebräuchlichen Baustähle als idealplastische Werkstoffe<sup>2</sup> anzusehen, d. h. es darf angenommen werden, daß ein gebogener Stahlstab sich bis zur Fließgrenze vollkommen elastisch verhält und nach eingetretenem Fließen keine Verfestigung erfährt. Unter dieser Voraussetzung ergibt sich die Tragfähigkeit aus der Bedingung, daß an der Stelle des größten Momentes bei zunehmender Belastung eine völlige Plastizierung des Querschnittes eintritt und dieser meistbeanspruchte Querschnitt verhält sich einer weiteren Laststeigerung gegenüber wie ein Gelenk<sup>3</sup>. Als Fließgrenze ist die aus dem Zugversuch ermittelte Streckgrenze, welche praktisch gleich der Stauchgrenze gesetzt werden darf, anzunehmen, da eine in den letzten Jahren von mehreren Seiten behauptete, im vornherein unwahrscheinliche Erhöhung der Fließgrenze bei Biegebeanspruchung nunmehr auch experimentell von F. Rinagl widerlegt wurde<sup>4</sup>.

Ein grundsätzlich anderes Tragverhalten zeigt jedoch ein auf Biegung und axialen Druck beanspruchter Stab; das Tragvermögen eines derart belasteten Stabes wird nicht durch die völlige Plastizierung des meistbeanspruchten Querschnittes, sondern durch den Eintritt eines labilen Gleichgewichtszustandes begrenzt. Da ein außermittig gedrückter Stab aus einem Werkstoff, der unbeschränkt dem Hooke'schen Gesetz folgt, nur eine mögliche Gleichgewichtslage besitzt, kann in einem derart beanspruchten Stab aus einem elastisch-plastischen Werkstoff ein labiler Gleichgewichtszustand nur dann zur Ausbildung gelangen, wenn ein Teil des Stabes bereits bleibend verformt ist. Im kritischen Gleichgewichtszustand besteht dann gerade noch Gleichgewicht zwischen äußeren und inneren Kräften, der Stab vermag aber einer weiter gesteigerten Belastung keinen Widerstand entgegenzusetzen und weicht aus, das Gleichgewicht wird labil. Das vorliegende Stabilitätsproblem ist also durch die Werkstoffeigenschaften bedingt und unterscheidet sich daher grundsätzlich vom Knickproblem des mittig gedrückten, geraden Stabes, für welches der Verzweigungspunkt des Gleichgewichtes kennzeichnend ist. Die Auffassung der vorliegenden Aufgabe als „Knickproblem“ ist demnach ebenso wie die vielfach gebrauchte Ausdrucksweise „Exzentrisches Knicken“ oder „Knickfestigkeit exzentrisch gedrückter Stäbe“ als unzutreffend abzulehnen.

Die theoretischen Grundlagen zur strengen Lösung der vorliegenden Gleichgewichtsaufgabe gab v. Kármán an, der seine Untersuchungen jedoch nur auf kleine Außermittigkeiten des Kraftangriffes beschränkte<sup>5</sup>. Das von v. Kármán entwickelte zeichnerische Lösungsverfahren kann sinngemäß auf Stäbe mit

beliebig großer Außermittigkeit des Kraftangriffes, als auch auf querbelastete und gekrümmte Druckstäbe beliebiger Querschnittsform und beliebiger Werkstoffeigenschaften angewendet werden<sup>6</sup>. Die Berücksichtigung der genauen Biegelinie und die Annahme eines verwickelten, analytisch nicht erfaßbaren Formänderungsgesetzes stellen die Hauptschwierigkeiten bei der Lösung der vorliegenden Aufgabe dar und zwingen zu dieser recht mühsamen und zeitraubenden Methode. Eine Vereinfachung des Verfahrens im Sinne einer Näherungslösung kann daher nur 1. durch eine an Stelle der wirklichen Biegelinie tretende, mit den Grenzbedingungen der Aufgabe verträgliche Ersatzbiegelinie, 2. durch eine geeignete Idealisierung des Formänderungsgesetzes und 3. durch beide Annahmen 1. und 2. zusammen erfolgen. Von Näherungslösungen im Sinne Punkt 1. (Ersatzbiegelinie) sei auf die Arbeiten von R. Krohn<sup>7</sup>, M. Roš und J. Brunner<sup>8</sup> und F. Hartmann<sup>9</sup> verwiesen. Diese Lösungsmethoden liefern zwar ausreichend genaue Ergebnisse, es zeigt sich jedoch, daß die Beibehaltung des verwickelten Formänderungsgesetzes einen noch immer recht erheblichen, für die praktische Anwendung jedenfalls zu großen Aufwand an Rechen- bzw. Zeichenarbeit erfordert.

Eine rechnerische Behandlung der vorliegenden Aufgabe wird durch die Annahme einer im Sinne des Prandtl'schen Vorschlages idealisierten Arbeitslinie (Ideal-Stahl) ermöglicht. Auf dieser Grundlage entwickelte der Verfasser die strenge analytische Lösung des Gleichgewichtsproblems außermittig gedrückter Stäbe<sup>10</sup> und untersuchte ferner das Tragverhalten des durch eine Einzellast<sup>10</sup> und des durch eine Gleichlast querbelasteten Druckstabes<sup>11</sup>. Diese Untersuchungen beschränken sich auf Stäbe mit Rechteckquerschnitt, beiderseits gelenkige Lagerung der Stäben und auf den Fall der Biegung um eine Hauptträgheitsachse. Als bemerkenswertes Ergebnis sei hervorgehoben, daß der Verfestigungsbereich bei dem gegenständlichen Problem keine Rolle spielt, da in allen praktisch vorkommenden Fällen (ausgenommen sind extrem gedrungene Stäbe) der kritische Gleichgewichtszustand und damit die Grenze des Tragvermögens erreicht wird, bevor eine Verfestigung eintreten könnte. Die Vernachlässigung des Verfestigungsbereiches ist demnach ohne weiteres gerechtfertigt. Was nun den zwischen Proportionalitäts- und Fließgrenze von der Hooke'schen Geraden mehr oder weniger abweichenden Verlauf der wirklichen Arbeitslinie, welchem von mancher Seite große Bedeutung beigemessen wird, anlangt, sei folgendes bemerkt. Bekanntlich ist bei derselben Stahlsorte (gleiche Güte und Zusammensetzung) nicht nur der Verlauf der Arbeitslinie, sondern auch die Höhenlage der Fließgrenze selbst (von dem Auftreten einer oberen und unteren Fließgrenze soll hierbei ganz abgesehen werden) recht schwankend. Angesichts dieser Tatsachen ist es dann nicht nur am einfachsten, sondern auch am sinnvollsten und zweckmäßigsten, das Hooke'sche Gesetz bis zur Fließgrenze als gültig anzunehmen<sup>12</sup> und für die Fließgrenze selbst den aus einer Zug-

<sup>6</sup> Chwalla, E.: Die Theorie des außermittig gedrückten Stabes aus Baustahl. Stahlbau 7 (1934) S. 161. — Das Tragvermögen gedrückter Baustahlstäbe mit krummer Achse und zusätzlicher Querbelastung. Stahlbau 8 (1935) S. 43. — Der Einfluß der Querschnittsform auf das Tragvermögen außermittig gedrückter Baustahlstäbe. Stahlbau 8 (1935) S. 193.

<sup>7</sup> Krohn, R.: Knickfestigkeit. Bautechn. 1 (1923) S. 230.

<sup>8</sup> Roš, M. und J. Brunner: Die Knickfestigkeit von an beiden Enden gelenkig gelagerten Stäben aus Konstruktionsstahl. Bericht d. Gr. VI d. Techn. Komm. d. Verb. Schweiz. Brücken- u. Eisenhochbau-fabriken, Zürich 1926. — Vgl. ferner d. Ber. d. II. Int. Tagg. u. d. I. Int. Kongr. f. Brückenbau u. Hochbau, Wien 1928 u. Paris 1932.

<sup>9</sup> Hartmann, F.: Der einseitige (exzentrische) Druck bei Stäben aus Baustahl. Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 85 (1933) S. 65.

<sup>10</sup> Ježek, K.: Die Tragfähigkeit des exzentrisch beanspruchten und des querbelasteten Druckstabes aus einem ideal plastischen Stahl. Sitzungsber. d. Akad. d. Wissensch. in Wien, Math.-Naturw. Kl., Abt. II a, 143 (1934) H. 7.

<sup>11</sup> Ježek, K.: Die Tragfähigkeit des gleichmäßig querbelasteten Druckstabes aus einem ideal plastischen Stahl. Stahlbau 8 (1935) S. 33.

<sup>12</sup> Bei den Versuchen des Deutschen Stahlbauverbandes wurden übrigens beispielsweise Baustähle verwendet, deren Arbeitslinie nahezu bis zur Fließgrenze der Hooke'schen Geraden folgt. W. Rein: Versuche zur Ermittlung der Knickspannungen für verschiedene Baustähle. Heft 4 der Berichte des Ausschusses für Versuche im Stahlbau. Berlin: Julius Springer 1930.

<sup>1</sup> Meyer, E.: Die Berechnung von Stäben, deren Material dem Hooke'schen Gesetz nicht folgt. Z. VDI 52 (1908) S. 167. — Über die Zulässigkeit der Bernoullischen Hypothese bei nicht linearer Spannungsverteilung vgl. O. Domke, Handbuch für Eisenbetonbau, 4. Aufl. (1930) I. Bd., S. 269.

<sup>2</sup> Prandtl, L.: Über die Eindringungsfestigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden. Z. angew. Math. Mech. 1 (1921) S. 15.

<sup>3</sup> Fritsche, J.: Die Tragfähigkeit von Balken aus Stahl mit Berücksichtigung des plastischen Verformungsvermögens. Bauing. 11 (1930) S. 851, 873, 888. — Arbeitsgesetze bei elastisch-plastischer Balkenbiegung. Z. angew. Math. Mech. 11 (1931) S. 176.

<sup>4</sup> „Gibt es eine Erhöhung der Fließgrenze bei Biegebeanspruchung infolge behinderter Formänderung?“ — Vortrag, gehalten am 4. November 1935 im Öst. Verein deutscher Ingenieure in Wien.

<sup>5</sup> v. Kármán, Th.: Untersuchungen über Knickfestigkeit. Mitt. über Forschungsarbeiten. VDI-Heft 81, 1910.



versuchsreihe verlässlich festgestellten unteren Grenzwert zu verwenden. Gegen die Idealisierung des Formänderungsgesetzes (Ideal-Stahl) kann also vom praktischen Standpunkt aus kein ernstlich begründeter Einwand erhoben werden.

Die einfachste Lösung der vorliegenden Aufgabe verspricht ein Näherungsverfahren im Sinne Pkt. 3: Ersatz der genauen Biegelinie durch eine Sinuslinie in Verbindung mit der Annahme einer idealisierten Arbeitslinie. Die Ergebnisse dieser vom Verfasser durchgeführten Näherungslösung für den Fall des außermittig gedrückten Stabes<sup>13</sup>, als auch für den allgemeinen Fall des auf axialen Druck und Biegung beanspruchten Stabes (querbelastete Druckstäbe usw.)<sup>14</sup> lassen sich in der Tat in einfachster Form darstellen und zeigen weitgehende Übereinstimmung mit der strengen Lösung<sup>10, 11</sup>. Diese Untersuchungen beschränken sich auf Stäbe mit Rechteckquerschnitt und führen zu einer formelmäßigen, für jede beliebige Stahlsorte anwendbaren Lösung<sup>15</sup>. Etwas später gelangte J. Fritsche für den Fall des außermittig gedrückten Stabes mit Rechteckquerschnitt zu dem gleichen Ergebnis wie Verf.<sup>16</sup>. Die vorliegende Arbeit bringt eine Untersuchung des Einflusses der Querschnittsform auf die Festigkeit außermittig gedrückter Stahlstäbe. Das für Stäbe beliebiger Querschnittsform entwickelte Näherungsverfahren wird zunächst auf den Fall des aus 2 Lamellen bestehenden Streifenquerschnittes angewendet. Von diesem Sonderfall ausgehend gelangt man zu einfachen Näherungsformeln für die im Stahlbau meist verwendeten Querschnitte.

I. Lösungsverfahren für Stäbe beliebiger Querschnittsform.

Die nachfolgenden Berechnungen werden unter Zugrundelegung eines Ideal-Stahles durchgeführt, dessen Arbeitslinie in Abb. 1 dargestellt ist. Dieser Werkstoff zeigt bis zur Fließgrenze  $\sigma_s$  (Stauchgrenze und Streckgrenze werden dem Absolutwerte nach

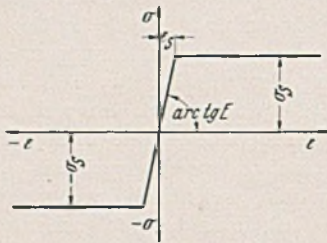


Abb. 1.

gleich groß angenommen) ein rein elastisches Verhalten (Elastizitätsmodul E); mit weiter zunehmender Dehnung (Stauchung)  $\epsilon > \epsilon_s$  wird die Spannung konstant gleich der Fließgrenze gesetzt. Ferner wird auch für elastisch-plastische Verzerrungszustände die Gültigkeit der Bernoullischen Hypothese vorausgesetzt<sup>1</sup>. Die vorliegende Untersuchung erstreckt sich auf einen beiderseits gelenkig gelagerten (Stützweite 2 l), aus dem oben beschriebenen Werkstoff hergestellten Stab beliebiger Querschnittsform, der durch eine Axialkraft P außermittig gedrückt, d. h. auf axialen Druck und Biegung beansprucht wird (Abb. 2). Das Biegemoment wirkt in einer Hauptträgheitsebene des Querschnittes. Das größte Biegemoment  $M_{max} = P y_m$  tritt in Stabmitte ( $x = l$ ) auf, die über den Querschnitt (Fläche F) gleichmäßig verteilte Axialspannung ist  $\sigma_a = P/F$ . Zur Ermittlung der größten Durchbiegung  $y_m$  ist in bekannter Weise (Theorie II. Ordnung) die Differentialgleichung der Biegelinie heranzuziehen. Die strenge Untersuchung des Tragverhaltens derart belasteter Stäbe aus einem elastisch-plastischen Werkstoff zeigt nun, daß der Stab zwei mögliche Gleichgewichts-

<sup>13</sup> Ježek, K.: Näherungsberechnung der Tragkraft exzentrisch gedrückter Stahlstäbe. Stahlbau 8 (1935) S. 89.

<sup>14</sup> Ježek, K.: Die Tragfähigkeit axial gedrückter und auf Biegung beanspruchter Stahlstäbe. Stahlbau 9 (1936) S. 12.

<sup>15</sup> Bei den bisher bekannt gewordenen Methoden zur Ermittlung der Tragfähigkeit außermittig gedrückter Stahlstäbe können die Ergebnisse ausschießlich in Form einer Zahlentafel oder eines Schaubildes dargestellt werden. Jede Stahlsorte erfordert dann eine besondere Untersuchung.

<sup>16</sup> Fritsche, J.: Näherungsverfahren zur Berechnung der Tragfähigkeit außermittig gedrückter Stäbe aus Baustahl. Stahlbau 8 (1935) S. 137. — Die in Abschnitt B dieses Aufsatzes angesetzte Bedingung des plötzlichen Fließens über den ganzen Querschnitt (völlige Plastizierung) ergibt zu hohe Werte für das Tragvermögen und steht auch mit den experimentellen Untersuchungen von F. Rinagl<sup>14</sup> im Widerspruch.

lagen besitzt<sup>10</sup>. Im Verlaufe einer einmaligen, stetig gesteigerten Belastung nimmt der Stab die der kleineren Durchbiegung entsprechende Gleichgewichtslage ein; die zweite, einer stärkeren Ausbiegung zugeordnete Gleichgewichtslage, entspricht jener Grenzlage der ausgebogenen Stabachse, in welcher zwischen inneren und äußeren Kräften gerade noch Gleichgewicht besteht. Bezüglich einer unendlich kleinen Ausbiegungsverstärkung ist die primäre Gleichgewichtslage als stabil, die sekundäre Gleichgewichtslage als labil zu bezeichnen<sup>10</sup>. Mit zunehmender Belastung nähern sich diese beiden Gleichgewichtslagen und fallen unter der kritischen Belastung zusammen. Die Funktion  $\sigma_a = f(y_m)$  besitzt ein Maximum, die Koordinaten  $\max \sigma_a = \sigma_{Kr}$  und  $y_{Kr}$  sind aus

$$(1) \quad \sigma_a = f(y_m) \quad \text{und} \quad \frac{d\sigma_a}{dy_m} = 0$$

zu berechnen. Die kritische Last  $P_{Kr}$  stellt demnach die Tragkraft des Stabes bei einmaliger Belastung (statische Festigkeit) dar, da oberhalb derselben ein Gleichgewicht unmöglich ist. Es sei nochmals betont, daß das Erreichen des kritischen Gleichgewichtszustandes an das Auftreten bleibender Formänderungen gebunden ist, daß also beim rein elastisch verformten Stab eine Instabilität der Gleichgewichtslage nicht zu befürchten ist. In diesem Sinne stellt dann jene Last, unter welcher im meist beanspruchten Mittelquerschnitt gerade die Fließgrenze erreicht wird, die untere Grenze für das Tragvermögen eines auf axialen Druck und Biegung beanspruchten Stabes dar. Die Funktion  $\sigma_a = f(y_m)$  wird bei der strengen Lösung unter Berücksichtigung des Spannungsverlaufes im ganzen Stab, also aus der genauen Biegelinie abgeleitet, kann aber nicht in der durch Gl. (1) angedeuteten expliziten Form dargestellt werden. Die weitere Untersuchung nach Gl. (1) führt dann zu zwei im allgemeinen transzendenten Gleichungen, deren Auflösung umfangreiche Rechnungen erfordert.

Begnügt man sich mit einer näherungsweise Bestimmung der kritischen Belastung, so kann die wirkliche Biegelinie durch eine Sinuslinie ersetzt werden; hierzu sei bemerkt, daß dies die einzig mögliche geometrische Bedingung ist, welche für

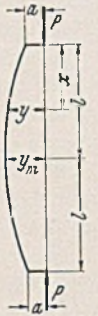


Abb. 2.

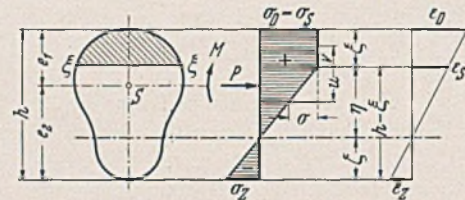


Abb. 3.

den Grenzfall der vorliegenden Aufgabe (mittiger Druck) streng richtige Ergebnisse liefert. Der Einfachheit halber wird die Biegelinie durch eine Sinushalbwellenlinie ersetzt. Dieser entspricht zwar an den Stabenden im Gegensatz zu den wirklichen Verhältnissen die Krümmung Null, doch zeigen die so ermittelten kritischen Spannungen<sup>13</sup> sehr gute Übereinstimmung mit der strengen Lösung. Die Gleichung der Sinushalbwellenlinie lautet dann gemäß Abb. 2

$$(2) \quad y = (y_m - a) \sin \frac{\pi x}{2l} + a.$$

Die Krümmung im mittleren Querschnitt ( $x = l$ ) ergibt sich zu

$$(3) \quad \frac{1}{\rho_m} \doteq y_m'' = -\frac{\pi^2}{4l^2} (y_m - a).$$

Dieser Wert ist dann dem aus der Spannungsverteilung im Mittelquerschnitt errechneten Krümmungsmaß gleichzusetzen und man gewinnt derart die nur vom Verzerrungszustand im meist beanspruchten Querschnitt abhängige Näherungsfunktion  $\sigma_a = f(y_m)$ . Der weiteren Untersuchung wird ein Querschnitt nach Abb. 3 zugrunde gelegt; dieser Querschnitt besitzt eine lotrechte Symmetrieachse, welche voraussetzungsgemäß mit der Spur der Momentenebene zusammenfällt, der Schwerpunktabstand vom Biegedruckrand sei kleiner als jener vom Biegezugrand ( $e_1 < e_2$ ). Das Trägheitsmoment bezüglich der waagerechten Schwerachse wird mit J, die Fläche mit F, die Widerstandsmomente mit  $W_1 = J/e_1$



(Biegedruckrand) und  $W_2 = J/c_2$  (Biegezugrand) bezeichnet. Da für die folgende Rechnung der rein elastische Verzerrungszustand ausscheidet, sind bei der gewählten Querschnittsform drei Verzerrungszustände möglich: Einseitiges Fließen am Biegedruckrand, einseitiges Fließen am Biegezugrand, beidseitiges Fließen. Nachfolgend werden Druckspannungen positiv bezeichnet und es bedeuten  $\sigma_D$  bzw.  $\sigma_Z$  die Spannungen und  $\epsilon_D$  bzw.  $\epsilon_Z$  die Längenänderungen am Biegedruckrand bzw. am Biegezugrand.

Verzerrungszustand A (Fließen am Biegedruckrand):

$$\epsilon_D \geq \epsilon_S, \quad \epsilon_Z \leq -\epsilon_S, \quad \sigma_D = \sigma_S, \quad \sigma_Z \leq -\sigma_S \quad (\text{Abb. 3}).$$

Im Mittelquerschnitt ( $x = l$ ) herrscht ein Biegemoment  $M = P y_m$  und eine Axialkraft  $P = F \sigma_a$ . Es wird angenommen, daß mit zunehmender Belastung zunächst am Biegedruckrand die Stauchgrenze  $\sigma_S$  erreicht wurde, daß sich vom Biegedruckrand ausgehend ein Fließgebiet von der Breite  $\xi$  gebildet hat und daß die Spannung am Biegezugrand unterhalb der Fließgrenze bleibt. Dann stehen zur Bestimmung der Werte  $\xi$  und  $\eta$  die nachfolgenden Gleichgewichtsbedingungen, in welchen  $\sigma = \frac{u}{\eta} \sigma_S$  zu setzen ist, zur Verfügung.

$$(4) \quad \begin{cases} F \sigma_S - \int_0^{h-\xi} \sigma \, df = P \\ (M + P e_2) - F c_2 \sigma_S + \int_0^{h-\xi} \sigma (h - \xi - u) \, df = 0. \end{cases}$$

Bezeichnet man mit  $S_{2\xi}$  das statische Moment und mit  $J_{2\xi}$  das Trägheitsmoment des unterhalb  $\xi$  gelegenen Flächenteiles bezüglich der Achse ( $\xi \xi$ ), setzt man also

$$(5) \quad S_{2\xi} = \int_0^{h-\xi} u \, df, \quad J_{2\xi} = \int_0^{h-\xi} u^2 \, df$$

und bezeichnet man ferner mit  $S_{1\xi}$  das statische Moment und mit  $J_{1\xi}$  das Trägheitsmoment des oberhalb der Achse ( $\xi \xi$ ) gelegenen Flächenteiles (in Abb. 3 schraffiert) bezüglich dieser Achse, setzt man daher

$$(6) \quad \begin{cases} S_{1\xi} = \int_0^\xi v \, df = S_{2\xi} - F (e_1 - \xi) \\ J_{1\xi} = \int_0^\xi v^2 \, df = J - J_{2\xi} + F (e_1 - \xi)^2, \end{cases}$$

so erhält man aus den Gleichgewichtsbedingungen (4)  $\eta$  und  $y_m$  als Funktion von  $\xi$  zu

$$(7) \quad \begin{cases} \eta = \frac{S_{1\xi} + F (e_1 - \xi)}{F \left(1 - \frac{\sigma_a}{\sigma_S}\right)} \\ y_m = \frac{\sigma_S}{F \sigma_a \eta} [J - J_{1\xi} - (e_1 - \xi) S_{1\xi}]. \end{cases}$$

$\xi$  kann hieraus nur bestimmt werden, wenn die Umrißlinie des Querschnittes bekannt ist. Die Krümmung ergibt sich gemäß Abb. 3 zu

$$(8) \quad \frac{1}{\rho_m} = y_m'' = -\frac{\epsilon_S}{\eta} = -\frac{\sigma_S}{E \eta}$$

und ist dem Krümmungsmaß aus Gl. (3) gleichzusetzen. Man erhält dann die dritte Gleichung — es sind drei Unbekannte, nämlich  $\xi$ ,  $\eta$  und  $y_m$  vorhanden — zur Berechnung von  $y_m$

$$(9) \quad \Phi = \eta (y_m - a) - \frac{4 l^2}{\pi^2 E} \sigma_S = 0.$$

Hier ist  $\eta$  als Funktion von  $\xi$  bzw.  $y_m$  und  $\sigma_a$  aufzufassen, so daß also die Gl. (9) eine Beziehung zwischen  $y_m$  und  $\sigma_a$  darstellt und somit der ersten Gl. (1) entspricht. Zur Ermittlung der kritischen Axialspannung ist dann nach der zweiten Gl. (1) die Bedingung

$$\frac{\partial \Phi}{\partial y_m} = 0 \text{ bzw.}$$

$$(10) \quad \frac{\partial \Phi}{\partial \xi} = 0$$

heranzuziehen. Aus Gl. (10) erhält man dann eine Bestimmungsgleichung für  $\xi_{Kr}$  in der Form

$$(11) \quad \left[ e_1 - \xi_{Kr} + \frac{a \sigma_{Kr}}{(\sigma_S - \sigma_{Kr})} \right] \frac{\partial S_{1\xi}}{\partial \xi} - \frac{F a \sigma_{Kr}}{(\sigma_S - \sigma_{Kr})} - S_{1\xi} + \frac{\partial J_{1\xi}}{\partial \xi} = 0.$$

Bezieht man den Hebelarm  $a$  auf die der Außermittigkeit des Kraftangriffes gegenüberliegende Kernweite  $k = W_1/F$ , d. h. führt man als Exzentrizitätsmaß

$$(12) \quad m = \frac{a}{k} = \frac{a F}{W_1}$$

ein, so kann die Breite des Fließgebietes im kritischen Gleichgewichtszustand ganz allgemein aus Gl. (11) in der Form

$$(13) \quad \xi_{Kr} = \bar{\gamma} \left( \frac{m \sigma_{Kr}}{\sigma_S - \sigma_{Kr}} \right)$$

dargestellt werden. Führt man ferner das Schlankheitsverhältnis

$$\lambda = \frac{2 l}{i} \quad (i^2 = J/F) \text{ ein, so erhält man aus (7) und (9)}$$

$$(14) \quad \begin{cases} \lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{J \sigma_{Kr}} \left\{ J - J_{1\xi} - \frac{m W_1 \sigma_{Kr}}{(\sigma_S - \sigma_{Kr})} (e_1 - \xi_{Kr}) \right. \\ \left. - \left[ e_1 - \xi_{Kr} + \frac{m W_1 \sigma_{Kr}}{(\sigma_S - \sigma_{Kr})} \right] S_{1\xi} \right\}. \end{cases}$$

Man kann nun Gl. (14) in der Form

$$(15) \quad \lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{Kr}} \left[ 1 - \frac{m \sigma_{Kr}}{(\sigma_S - \sigma_{Kr})} + \bar{\gamma}_1 (\xi_{Kr}) \right]$$

schreiben. Wird die Funktion  $\bar{\gamma}_1 (\xi_{Kr})$  in eine Reihe entwickelt, so muß deren niedrigstes Glied mit Rücksicht auf die in Gl. (14) und (11) enthaltenen Größen mindestens vom 2. Grade sein und es ergibt sich dann unter Bezugnahme auf Gl. (13) die kritische Schlankheit in der allgemeinsten Form aus

$$(16) \quad \begin{cases} \lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{Kr}} \left[ 1 - \frac{m \sigma_{Kr}}{\sigma_S - \sigma_{Kr}} + c_1 \left( \frac{m \sigma_{Kr}}{\sigma_S - \sigma_{Kr}} \right)^2 \right. \\ \left. + c_2 \left( \frac{m \sigma_{Kr}}{\sigma_S - \sigma_{Kr}} \right)^3 + \dots \right]. \end{cases}$$

Der Ausdruck Gl. (16) für die kritische Schlankheit eines außermittig gedrückten Stabes zeigt für jede beliebige Querschnittsform denselben Bau, für die besondere Querschnittsgestalt dagegen sind die Koeffizienten  $c_1, c_2, \dots, c_n$  kennzeichnend. Hierbei ist vorausgesetzt, daß die Querschnittsbegrenzungslinie innerhalb des Fließgebietes eine stetige Funktion von  $\xi$  ist. Für den Grenzfall des

mittig gedrückten Stabes ( $m = 0$ ) erhält man für  $\lambda^2 \leq \frac{\pi^2 E}{\sigma_S}$  als

Knickspannung  $\sigma_K = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$  bzw.  $\sigma_K = \sigma_S$  [in Gl. (16) wurde bereits durch  $\left(\frac{\sigma_S}{\sigma_{Kr}} - 1\right)$  dividiert]. Für den besonderen Fall, daß am

Biegedruckrand gerade die Stauchgrenze erreicht wird — die entsprechende Axialspannung wird mit  $\sigma_n$  bezeichnet — ist  $\xi = 0$  und daher auch  $S_{1\xi} = J_{1\xi} = \bar{\gamma}_1 (\xi) = 0$  und man erhält die zugeordnete Schlankheit aus

$$(17) \quad \lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_n} \left[ 1 - \frac{m \sigma_n}{(\sigma_S - \sigma_n)} \right].$$

Diese Axialspannung ist auch gleichzeitig die untere Grenze für die kritische Spannung  $\sigma_{Kr}$ , die Axialkraft  $P_n = F \sigma_n$  stellt dann die untere Grenze für das Tragvermögen eines außermittig gedrückten Stabes dar.

Der Gültigkeitsbereich der Gl. (16) ist durch die Bedingung  $\sigma_Z = -\sigma_S$  gegeben. Dann ist  $\eta = \zeta$ ,  $2 \eta = (h - \xi)$  und man erhält die Bedingungsgleichung für die Breite des Fließgebietes aus Gl. (7).

$$(18) \quad F (h - \xi) \left( 1 - \frac{\sigma_a}{\sigma_S} \right) = 2 S_{1\xi} + F (e_1 - \xi).$$

Aus Gl. (11) kann die Außermittigkeit  $a$  eliminiert werden und in Verbindung mit Gl. (9) bzw. (14) ergibt sich die Grenzschlankheit des Bereiches aus

$$(19) \quad \lambda_g^2 = \frac{\pi^2 E}{2 J \sigma_a} \left[ 2 J_{2\xi} + 2 (h - \xi) \frac{\partial J_{2\xi}}{\partial \xi} + F (h - \xi)^2 \left( 1 - \frac{\sigma_a}{\sigma_S} \right) \right].$$

Die Grenzschlankheit  $\lambda_g$  ist nur eine Funktion der Axialspannung  $\sigma_a$  allein.



Verzerrungszustand B (Fließen am Biegezugrand):

$$\epsilon_D \leq \epsilon_S, \quad \epsilon_Z \geq -\epsilon_S, \quad \sigma_D \leq \sigma_S, \quad \sigma_Z = -\sigma_S \quad (\text{Abb. 4}).$$

Es wird vorausgesetzt, daß mit zunehmender Belastung zunächst am Biegezugrand die Streckgrenze erreicht wurde, daß sich von dort ausgehend ein Fließgebiet von der Breite  $\zeta$  gebildet hat und daß die Spannung am Biegedruckrand unterhalb der Stauch-

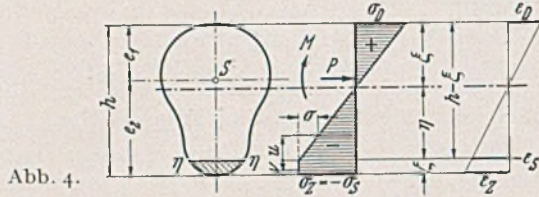


Abb. 4.

grenze bleibt. Zur Ermittlung von  $\zeta$  und  $\eta$  stehen dann die Gleichgewichtsbedingungen zur Verfügung, wobei  $\sigma = \frac{u}{\eta} \sigma_S$  ist:

$$(20) \quad \begin{cases} \int_0^{h-\zeta} \sigma \, df - F \sigma_S = P \\ (M - P e_1) - F c_1 \sigma_S + \int_0^{h-\zeta} \sigma (h - \zeta - u) \, df = 0 \end{cases}$$

Bezeichnet man mit  $S_{1\eta}$  bzw.  $S_{2\eta}$  das statische Moment und mit  $J_{1\eta}$  bzw.  $J_{2\eta}$  das Trägheitsmoment des oberhalb bzw. unterhalb der gelegenen Flächenteiles bezüglich der Achse ( $\eta \eta$ ) (s. Abb. 4), so gilt:

$$(21) \quad \begin{cases} S_{1\eta} = \int_0^{h-\zeta} u \, df, & S_{2\eta} = \int_0^{\zeta} v \, df = S_{1\eta} - F(c_2 - \zeta) \\ J_{1\eta} = \int_0^{h-\zeta} u^2 \, df, & J_{2\eta} = \int_0^{\zeta} v^2 \, df = J - J_{1\eta} + F(c_2 - \zeta)^2 \end{cases}$$

Man erhält dann aus (20)

$$(22) \quad \begin{cases} \eta = \frac{S_{2\eta} + F(c_2 - \zeta)}{F \left(1 + \frac{\sigma_a}{\sigma_S}\right)} \\ y_m = \frac{\sigma_S}{F \sigma_a \eta} [J - J_{2\eta} - (c_2 - \zeta) S_{2\eta}]. \end{cases}$$

Daraus kann  $\zeta$  nur dann bestimmt werden, wenn die Umrißlinie des Querschnittes bekannt ist. Die Krümmung ist durch Gl. (8) gegeben und zur Ermittlung der mittleren Durchbiegung  $y_m$  dient Gl. (9). Zur Berechnung der kritischen Axialspannung bzw. der Breite des Fließgebietes im kritischen Gleichgewichtszustand nach Gl. (1) ist die Gl. (9) nach  $\zeta$  zu differenzieren ( $\frac{\partial \Phi}{\partial \zeta} = 0$ ) und man erhält

$$(23) \quad \left[ e_2 - \zeta_{Kr} + \frac{a \sigma_{Kr}}{(\sigma_S + \sigma_{Kr})} \right] \frac{\partial S_{2\eta}}{\partial \zeta} - \frac{F a \sigma_{Kr}}{(\sigma_S + \sigma_{Kr})} S_{2\eta} + \frac{\partial J_{2\eta}}{\partial \zeta} = 0.$$

Zur Berechnung der kritischen Schlankheit steht dann die nachfolgende Gleichung zur Verfügung:

$$(24) \quad \begin{cases} \lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{J \sigma_{Kr}} \left\{ J - J_{2\eta} - \frac{F a \sigma_{Kr}}{(\sigma_S + \sigma_{Kr})} (c_2 - \zeta_{Kr}) \right. \\ \left. - \left[ e_2 - \zeta_{Kr} + \frac{a \sigma_{Kr}}{(\sigma_S + \sigma_{Kr})} \right] S_{2\eta} \right\}. \end{cases}$$

Ist die Umrißlinie des Querschnittes innerhalb des Fließgebietes eine stetige Funktion von  $\zeta$ , so erhält man aus Gl. (23) allgemein:

$$(25) \quad \zeta_{Kr} = \mathfrak{F} \left[ \frac{m W_1 \sigma_{Kr}}{W_2 (\sigma_S + \sigma_{Kr})} \right]$$

und Gl. (24) kann allgemein in der Form

$$(26) \quad \lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{Kr}} \left[ 1 - \frac{m W_1 \sigma_{Kr}}{W_2 (\sigma_S + \sigma_{Kr})} + \mathfrak{F}_1(\zeta_{Kr}) \right]$$

dargestellt werden. Entwickelt man  $\mathfrak{F}_1(\zeta_{Kr})$  in eine Reihe, so muß deren niedrigstes Glied mit Rücksicht auf Gl. (24) mindestens vom 2. Grade sein und man erhält dann unter Benutzung der

Gl. (25) die kritische Schlankheit in der allgemeinsten Form aus

$$(27) \quad \begin{cases} \lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{Kr}} \left\{ 1 - \frac{m W_1 \sigma_{Kr}}{W_2 (\sigma_S + \sigma_{Kr})} + c_1 \left[ \frac{m W_1 \sigma_{Kr}}{W_2 (\sigma_S + \sigma_{Kr})} \right]^2 \right. \\ \left. + c_2 \left[ \frac{m W_1 \sigma_{Kr}}{W_2 (\sigma_S + \sigma_{Kr})} \right]^3 + \dots \right\}. \end{cases}$$

Die Koeffizienten  $c_1, c_2 \dots c_n$  sind von der Form des Querschnittes abhängig. Für jene Axialspannung  $\sigma_n$ , bei welcher am Biegezugrand gerade die Streckgrenze erreicht wird (Grenze der elastischen Verformung) gilt  $\zeta = 0$  und demnach auch  $S_{2\eta} = J_{2\eta} = \mathfrak{F}_1(\zeta_{Kr}) = 0$  und man erhält das zugehörige Schlankheitsverhältnis aus

$$(28) \quad \lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_n} \left[ 1 - \frac{m W_1 \sigma_n}{W_2 (\sigma_S + \sigma_n)} \right]$$

Diese Axialspannung  $\sigma_n$  ist gleichzeitig die untere Grenze für die kritische Axialspannung  $\sigma_{Kr}$  und die zugehörige Axialkraft  $P_n = F \sigma_n$  stellt somit die untere Grenze für das Tragvermögen des Stabes bei einmaliger Belastung dar. Die Gültigkeit der Gl. (27) ist an die Bedingung  $\sigma_D = \sigma_S$  (am Biegedruckrand wird gerade die Stauchgrenze erreicht) geknüpft; dann ist  $\xi = \eta$ ,  $(h - \zeta) = 2 \eta$  und man erhält zur Bestimmung von  $\zeta$  die Gleichung:

$$(29) \quad F(h - \zeta) \left( 1 + \frac{\sigma_a}{\sigma_S} \right) = 2 S_{2\eta}.$$

Aus Gl. (23) kann nun die Außermittigkeit  $a$  eliminiert werden und man berechnet aus Gl. (24) die Grenzschlankheit des Bereiches:

$$(30) \quad \lambda_G^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_a} \left[ 2 J_{1\eta} + 2(h - \zeta) \frac{\partial J_{1\eta}}{\partial \zeta} + F(h - \zeta)^2 \left( 1 + \frac{\sigma_a}{\sigma_S} \right) \right]$$

In Gl. (30) ist  $\lambda_G$  nur mehr als Funktion von  $\sigma_a$  anzusehen. Für den besonderen Fall  $\sigma_Z = -\sigma_S$  und  $\sigma_D = \sigma_S$  (am Biegezugrand und am Biegedruckrand wird gleichzeitig die Fließgrenze erreicht) erhält man, da  $\zeta = 0$  ist, aus Gl. (23) zunächst  $a = 0$  und aus Gl. (29)

$$(31) \quad \sigma_a = \sigma_g = \frac{(c_2 - e_1)}{h} \sigma_S = \frac{(W_1 - W_2)}{(W_1 + W_2)} \sigma_S,$$

d. h. die Axialspannung  $\sigma_g$  stellt die Ordinate des Schnittpunktes der Grenzkurve (30) als auch der Grenzkurve Gl. (19) mit der Eulerhyperbel und somit die für den vorliegenden Verzerrungszustand B größtmögliche Axialspannung dar. Unter der kritischen Belastung kann demnach der Verzerrungszustand B nur bei Stäben mit einem Schlankheitsverhältnis  $\lambda \geq \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_g}}$  zur Ausbildung gelangen.

Setzt man  $\sigma_n = \sigma_g$ , so ergeben die Gl. (17) und (28) für die unteren Grenzspannungen der Verzerrungszustände A und B das gleiche Schlankheitsverhältnis; man erhält nämlich

$$(32) \quad \lambda_G^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_S} \left[ 1 - \frac{(W_1 - W_2) m}{2 W_2} \right] \frac{(W_1 + W_2)}{(W_1 - W_2)}$$

Gl. (17) gilt daher nur für  $\sigma_n \geq \sigma_g$ , Gl. (28) nur für  $\sigma_n \leq \sigma_g$ . Hieraus kann folgender Schluß gezogen werden: In einem außermittig

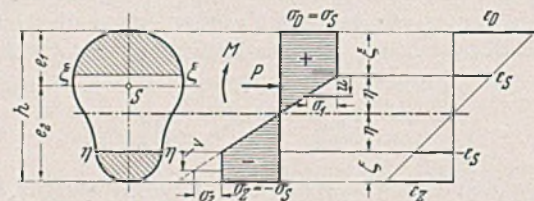


Abb. 5.

gedrückten Stab (Exzentrizitätsmaß  $m$ ) mit einem Schlankheitsverhältnis  $\lambda \lesssim \lambda_G$  wird mit zunehmender Belastung die Fließgrenze zuerst am Biegedruckrand bzw. am Biegezugrand erreicht, d. h. für Stäbe mit  $\lambda \lesssim \lambda_G$  ist die untere Grenze des Tragvermögens durch Gl. (17) bzw. durch Gl. (28) gegeben.

Verzerrungszustand C (beidseitiges Fließen):

$$\epsilon_D \geq \epsilon_S, \quad \epsilon_Z \geq -\epsilon_S, \quad \sigma_D = \sigma_S, \quad \sigma_Z = -\sigma_S \quad (\text{Abb. 5}).$$

Am Biegedruckrand hat sich ein Fließgebiet von der Breite  $\xi$  und am Biegezugrand ein Fließgebiet von der Breite  $\zeta$  gebildet (die plastizierten Querschnittsteile sind schraffiert). Zur Bestim-



mung von  $\xi$  und  $\eta$  stehen die nachfolgenden Gleichgewichtsbedingungen, wobei  $\sigma_1 = \frac{u}{\eta} \sigma_S$  und  $\sigma_2 = \frac{v}{\eta} \sigma_S$  bedeutet, zur Verfügung.

$$33) \left\{ \begin{aligned} F \sigma_S - \int_0^{h-\xi} \sigma_1 df + \int_0^{\zeta} \sigma_2 df &= P \\ (M + P c_2) - F c_2 \sigma_S + \int_0^{h-\xi} \sigma_1 (h - \xi - u) df \\ - \int_0^{\zeta} \sigma_2 (\zeta - v) df &= 0 \end{aligned} \right.$$

Man erhält hieraus mit den früher verwendeten Bezeichnungen (s. Gl. (5) und (21))

$$34) \left\{ \begin{aligned} \eta &= \frac{(S_{2\xi} - S_{2\eta})}{F(\sigma_S - \sigma_a)} \cdot \sigma_S \\ y_m &= \frac{\sigma_S}{F \sigma_a \eta} [J_{2\xi} - (c_1 - \xi) S_{2\xi} - J_{2\eta} + (\zeta - c_2) S_{2\eta}]. \end{aligned} \right.$$

Da ferner  $2\eta = (h - \xi - \zeta)$ , besteht zwischen  $\xi$  und  $\zeta$  die Beziehung

$$35) (h - \xi - \zeta) (\sigma_S - \sigma_a) F = 2 \sigma_S (S_{2\xi} - S_{2\eta}).$$

Aus den Gl. (34) und (35) kann  $\xi$  bestimmt werden, wenn die Umrißlinie des Querschnittes gegeben ist. Zur Ermittlung der größten Durchbiegung  $y_m$  dient Gl. (9). Zur Berechnung der kritischen Axialspannung  $\sigma_{Kr}$  bzw. der Breite des Fließgebietes  $\xi_{Kr}$  im kritischen Gleichgewichtszustand ist nach Gl. (10)  $\frac{\partial \phi}{\partial \xi} = 0$  zu bilden, und man erhält dann

$$36) \left\{ \begin{aligned} \frac{\partial J_{2\xi}}{\partial \xi} + S_{2\xi} - \left[ c_1 - \xi_{Kr} + \frac{a \sigma_{Kr}}{(\sigma_S - \sigma_{Kr})} \right] \frac{S_{2\xi}}{\partial \xi} \\ = \left[ \frac{\partial J_{2\eta}}{\partial \zeta} - S_{2\eta} - \left[ \zeta_{Kr} - c_2 + \frac{a \sigma_{Kr}}{\sigma_S - \sigma_{Kr}} \right] \frac{\partial S_{2\eta}}{\partial \zeta} \right] \frac{\partial \zeta}{\partial \xi} \end{aligned} \right.$$

Zur Ermittlung der Größen  $\xi_{Kr}$ ,  $\zeta_{Kr}$ ,  $\eta_{Kr}$  und  $y_{Kr}$  stehen demnach die Gl. (34), Gl. (35) und (36) zur Verfügung. Man erhält schließlich das der kritischen Spannung  $\sigma_{Kr}$  zugeordnete Schlankheitsverhältnis

$$37) \left\{ \begin{aligned} \lambda^2 &= \frac{\pi^2 E}{J \sigma_{Kr}} \left\{ J_{2\xi} - \left[ c_1 - \xi_{Kr} + \frac{a \sigma_{Kr}}{(\sigma_S - \sigma_{Kr})} \right] S_{2\xi} - J_{2\eta} \right. \\ &\quad \left. + \left[ \zeta_{Kr} - c_2 + \frac{a \sigma_{Kr}}{(\sigma_S - \sigma_{Kr})} \right] S_{2\eta} \right\}. \end{aligned} \right.$$

Der Gültigkeitsbereich der Gl. (37) ist durch die Grenzbedingungen  $\zeta = 0$  (Grenzschlankheit aus Gl. (19)),  $\xi = 0$  (Grenzschlankheit aus Gl. (30)), schließlich durch  $\sigma_{Kr} = 0$  und  $\lambda = 0$  gegeben. In letzterem Falle ist  $\eta = 0$ ,  $y_m = a$ ,  $\zeta = (h - \xi)$  und dies entspricht einer vö l l i g e n P l a s t i z i e r u n g des Quer-

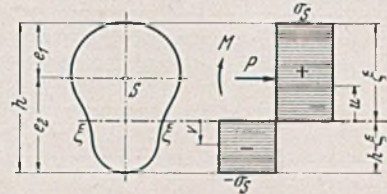


Abb. 6.

schnittes nach Abb. 6. Die entsprechende Axialspannung sei mit  $\sigma_0$  bezeichnet und die beiden Gleichgewichtsbedingungen lauten

$$38) \left\{ \begin{aligned} F \sigma_S - 2 \int_0^{h-\xi} \sigma_S df = P = F \sigma_0 \\ M + P (\xi - c_1) - \int_0^{\xi} \sigma_S u df - \int_0^{h-\xi} \sigma_S v df = 0. \end{aligned} \right.$$

Bezeichnet man mit  $F_{1\xi}$  bzw.  $F_{2\xi}$  den oberhalb bzw. unterhalb  $\xi$  gelegenen Flächenteil und mit  $S_{1\xi}$  bzw.  $S_{2\xi}$  das statische Moment dieser Flächenteile bezüglich der Achse ( $\xi \xi$ ), so erhält man aus der ersten Gl. (38) zunächst eine Bestimmungsgleichung für  $\xi_0$

$$39) (F_{1\xi} - F_{2\xi}) (\xi_0 - c_1 + a) - 2 S_{1\xi} + F (\xi_0 - c_1) = 0$$

und schließlich die gesuchte Axialspannung in der Form

$$40) \sigma_0 = \frac{\sigma_S}{F} (F_{1\xi} - F_{2\xi}).$$

Aus Gl. (39) ergibt sich  $\xi_0$  als Funktion von  $a$  und  $\sigma_0$ , so daß Gl. (40) im allgemeinen eine Gleichung höheren Grades für  $\sigma_0$  darstellt.

Abb. 7 zeigt in allgemeiner Form die Gültigkeitsbereiche der untersuchten Verzerrungszustände A, B und C. Die Grenzkurven der Bereiche A und B Gl. (19) und (30) schneiden sich im Punkte I, der auf der Eulerhyperbel liegt [Ordinate  $\sigma_K$  nach Gl. (31)].

(Forts. folgt.)

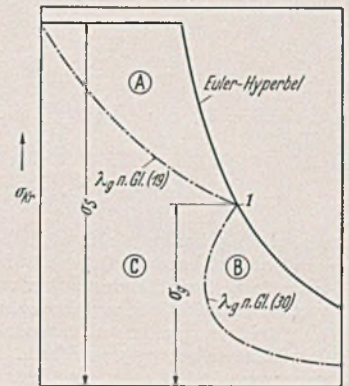


Abb. 7.

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

### Über die Vorarbeiten beim Bau der Quabbin-Sperre und des Quabbin Aquädukts.

Das Wasserversorgungsgebiet des Massachusetts Metropolitan Water District umfaßt außer der Stadt Boston noch weitere 19 Städte und Gemeinden mit insgesamt 1,5 Millionen Einwohnern. Im Zusammenhang mit der Erweiterung seiner Aufgaben wurde die Errichtung einer Talsperre, der 105 km westlich von Boston gelegenen Quabbin-Sperre und eines 39,5 km langen Zuleitungsstollens notwendig. Um den erforderlichen Talsperrenraum zu schaffen, mußten zwei Erddämme von 805 m Länge und 48,8 m Höhe bzw. 652 m Länge und 41,1 m Höhe geschüttet werden. Die zur Schüttung der Dämme benötigten Bodenmassen betragen 3,1 Millionen m<sup>3</sup> beim sog. Hauptdamm und 1,9 Millionen m<sup>3</sup> beim Nebendamm. Das Wasserfassungsvermögen des neuen Staubeckens beträgt etwa 1570 Millionen m<sup>3</sup>. Mit den Bauarbeiten wurde im Jahre 1931 begonnen. Das Bauprogramm sieht eine achtjährige Bauzeit vor. Die Gesamtkosten dürften sich auf etwa 65 Millionen Dollar belaufen.

Beide Flußtäler sind mit wasserdurchlässigen diluvialen Ablagerungen überdeckt, der Felsen liegt etwa 37 m unter dem Hauptdamm und 40 m unter dem Nebendamm. Die vorgenommenen Probebohrungen zur Feststellung der Lage des Felsens und des Charakters der Deckschichten zeigten, daß die Errichtung einer dichten Herdmauer zur Vermeidung von Sickerverlusten voraussichtlich notwendig sein würde. Die Wirtschaftlichkeitsuntersuchung der verschiedenen Herstellungsverfahren einer derartigen Dichtungswand, wie Herstellung in offener Baugrube, Rammen einer Stahlspundwand bis in den gesunden Felsen, Versteinerung des Bodens durch Einspritzen von Zementmilch, Herstellung der Mauer durch Absenken von Eisenbetonkaissons, ergab die Wirt-

schaftlichkeit des letzteren Verfahrens. Um nun die Durchlässigkeit des über dem Felsen lagernden Bodenmaterials, die Grundwasserverhältnisse und andere wichtige Eigenschaften des Bodens zu untersuchen, wurde auf beiden Baustellen je ein Probekaisson abgesenkt. Das Aushubmaterial wurde sehr sorgfältig untersucht, und es gelang auf diese Weise viel wertvollere Ergebnisse zu erzielen als bei den üblichen Probebohrungen. Außerdem wurden Pumpen in den Kaissons aufgestellt und die Wirkung des Abpumpens wurde durch Ablesen des Wasserspiegels in 62 mm Rohrbrunnen, die flüßaufwärts und flüßabwärts angeordnet waren, beobachtet. Die Auswertung dieser Beobachtungsergebnisse diente nicht nur zur Feststellung der Durchlässigkeit des Bodens, sondern auch zur Untersuchung der Möglichkeit das Grundwasser durch Abpumpen abzusenken.

Die Ermittlung der Bodendurchlässigkeit erfolgte nach zwei verschiedenen Methoden. Bei der indirekten wurde die Klassifizierung der Bodenproben und Feststellung der Wasserdurchlässigkeit auf Grund der im Laboratorium durchgeführten Analysen vorgenommen, und zwar (a) durch Berechnung auf Grund der Siebanalysen des Bodenmaterials und (b) durch Prüfung der Wasserdurchlässigkeit von entsprechenden Bodenproben. Bei der direkten Methode wurde die mittlere Bodendurchlässigkeit aus den Ergebnissen der Pumpversuche und Wasserspiegelbeobachtungen in den Rohrbrunnen auf den Baustellen unter Zugrundelegung des Darcyschen Gesetzes bestimmt.

Um Unterlagen für die durchzuführende Grundwasserabsenkung zu erhalten, wurde zuerst auf der Baustelle des Nebendamms ein Probekaisson (der spätere Kaisson Nr. 13) abgesenkt, und zwar an einer Stelle wo der Grundwasserspiegel bis dicht an die Bodenoberfläche heranreichte (vgl. Abb. 1). Der Felsen lag an dieser Stelle etwa 39,6 m tief. Die Absenkung des Grundwassers war bei der hohen Lage des Wasser-



spiegels notwendig, denn nach den im Staate Massachusetts geltenden amtlichen Bestimmungen darf bei Druckluftarbeiten ein Druck von 3,5 at nicht überschritten werden.

Die Absenkung erfolgte zunächst bis auf eine Tiefe von 19,2 m. Sodann wurden die Absenkungsarbeiten unterbrochen und in der Arbeitskammer des Kaissons Pumpen aufgestellt. Während der vorhergehenden

den Hauptträgern beträgt 12,10 m, und zwar entfallen 8,00 m auf den Fahrdamm und je 2,05 m auf die seitlichen Fußwege.

Die Brücke ist ganz aus Eisenbeton hergestellt. Sie ist als Balkenbrücke über vier Öffnungen mit 33,00 m, 33,00 m, 51,50 m und 27,00 m Lichtweite durchlaufend und mit außenliegenden 7,45 m hohen Hauptträgern in R a u t e n f a c h w e r k ausgeführt. Vertikalstäbe wurden

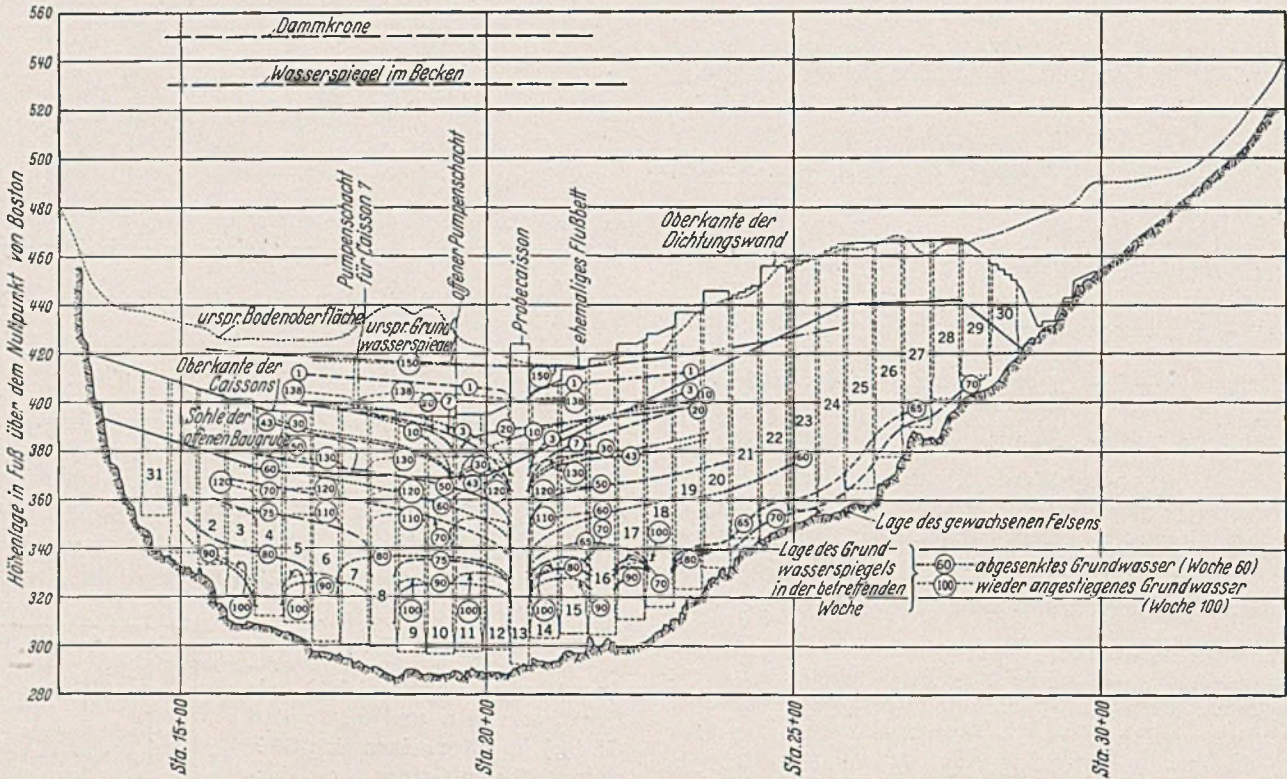


Abb. 1.

Absenkung war es nicht möglich gewesen zu pumpen, da einmal die in den Bodenporen vorhandene Luft den Zustrom des Grundwassers zu dem Kaisson behinderte, dann aber auch, weil es schien, daß bei Anwendung von Druckluft die feinen Bodenteilchen zu den Saugkörpern der Pumpen hingetrieben würden und diese schnell verstopften. Die mittlere Leistung der Pumpen betrug 5,7 m<sup>3</sup>/min. Nach siebenwöchiger Pumparbeit war es gelungen, den Wasserspiegel um 11,6 m abzusenken, so daß nunmehr außerhalb des Kaissons in etwa 30 m Entfernung ein Pumpenschacht von etwa 2,4 m<sup>2</sup> Fläche hergestellt werden konnte, dessen Sohle auf — 15,2 m lag. Das Abpumpen der letzten 3,6 m machte eine zusätzliche örtliche Wasserhaltung notwendig. Die Pumpen wurden sodann aus dem Kaisson entfernt und in dem offenen Pumpenschacht aufgestellt. Darauf wurde der Kaisson weiter abgesenkt, bis er die endgültige Lage erreicht hatte. Nun wurden die Pumpen wieder im Inneren des Kaissons aufgestellt und der Grundwasserspiegel weiter abgesenkt. In ähnlicher Weise wurde auch beim Absenken der anderen Kaissons verfahren, nur daß weitere besonders anzulegende Pumpenschächte nicht mehr benötigt wurden.

Die Ergebnisse der Pumpversuche beim Absenken der Probekaissons wurden zwecks Feststellung der Bodendurchlässigkeit eingehend ausgewertet und die Beiwerte der verschiedenen Berechnungsverfahren ermittelt. Wenn auch die angewendeten Verfahren nicht restlos befriedigten, so war es doch möglich, den Unternehmern vor Abgabe der Angebote brauchbare Unterlagen über die Art und Mächtigkeit der den Felsen überlagernden Deckschichten, die Höhe des Grundwasserspiegels, die Durchlässigkeit des Bodenmaterials u. a. zu liefern. Es gelang hierdurch die Anzahl der unsicheren Faktoren weitgehendst zu verringern, Baustoffe zu sparen und wesentlich günstigere Einheitspreise zu erzielen. Auch die vor Inangriffnahme der Ausbrucharbeiten am Quabbin-Aquädukt vorgenommenen eingehenden geologischen Untersuchungen erwiesen sich als sehr nützlich. Es gelang hierdurch die Linienführung so festzulegen, daß der Stollen überall in festen Felsen zu liegen kam und ein Stollenausbau fast auf der ganzen Strecke überflüssig wurde. (Nach Proceedings of the American Society of Civil Engineers 62 (1936) S. 297—353.)  
Dr. R o h d e, Essen.

### Eisenbetonfachwerkbrücke bei Blanc—Mesnil—Drancy.

Im Zuge des Ausbaues des Verschiebebahnhofes Blanc-Mesnil-Drancy (Seine) mußte das Bahnhofgebäude verlegt und die bestehende Straßenüberführung durch eine größere ersetzt werden.

Die neue, dicht bei dem neu errichteten Bahnhofgebäude liegende Brücke (Abb. 1) hat eine Gesamtlänge von 152 m. Die Breite zwischen

nur über den Auflagern angeordnet. Das feste Auflager befindet sich auf dem Mittelpfeiler.

Auf die in 3,45 m bis 3,70 m Abstand liegenden Querträger lagern die vier Längsträger auf, wovon die beiden inneren unter der Fahrbahnplatte, die beiden äußeren über der Fahrbahnplatte angeordnet sind. Letztere bilden damit gleichzeitig den Abschluß der eigentlichen Fahrbahn. Die Fahrbahnplatte ist in gleicher Höhenlage von Hauptträger zu Hauptträger durchgeführt. Die Fußwegplatten sind abnehmbar verlegt und gestatten den von ihnen und der tieferliegenden durchgehenden Fahrbahnplatte gebildeten Hohlraum für Leitungen u. dgl. auszunutzen (Abb. 2).

Auf der Bahnhofseite ist ferner ein 2,00 m breiter St eg für das Bahn-



Abb. 1. Gesamtansicht der Überführung.

personal aus dem Untergurt ausgekragt und durch ein Drahtgitter von dem Fußsteig getrennt. Zwei von der Brücke unabhängige Treppen verbinden den Steg mit den Bahnsteigen. Das Geländer für den Personalsteg, wie für den Fußsteig, auf der vom Bahnhof abgelegenen Seite ist in Eisenbeton ausgeführt.

Für den Beton wurde ein Mischungsverhältnis von 300 kg Portlandzement, 800 l Splitt und 400 l Flußsand/m<sup>3</sup> fertige Masse gewählt. Der verwendete Baustahl ergab aus Versuchen eine Streckgrenze von 29 kg/mm<sup>2</sup>, eine Bruchfestigkeit von 42,4 kg und eine Dehnung von 31 %. Die zulässigen Spannungen des Betons betragen auf Zug 0 kg/cm<sup>2</sup>, auf Druck 50,4 kg/cm<sup>2</sup> und auf Abscheren 5 kg/cm<sup>2</sup>. Für den Stahl war eine Beanspruchung von 12 kg/mm<sup>2</sup> zugelassen.

Von der Behörde war außerdem der Nachweis der Nebenspannungen infolge der starren Verbindung der Streben mit den Gurtungen gefordert



worden. Für die praktische Durchführung der Rechnungen wurden folgende vereinfachten Annahmen gemacht:

1. Die Werte für die Hauptspannungen in den Stäben des Fachwerks stimmen überein, gleichviel ob dieses starr oder gelenkig ausgeführt ist.

2. Es ist möglich, die Formänderungen eines verformten starren Systems und eines entsprechenden verformten gelenkigen Systems Knoten für Knoten zu überlagern.

3. Die Biegemomente an den Knotenpunkten werden zu gleichen Hälften auf die zwei in einem Knotenpunkte zusammenstoßenden Gurtstäbe des verformten gelenkigen Systems verteilt.

Die auf dieser Grundlage für einige Felder durchgeführte Rechnung hat dazu geführt, ganz allgemein für die Erhöhung der Hauptspannungen

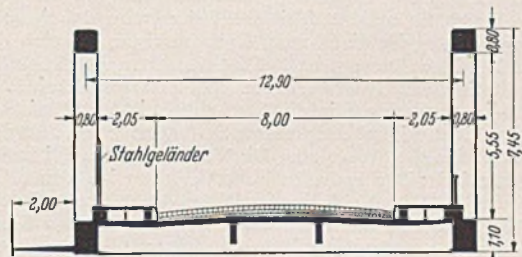


Abb. 2. Brückenquerschnitt.

durch die Nebenspannungen in den Zuggliedern 10% und in den Druckgliedern 20% einzusetzen.

Beim Einbringen des Betons wurden bei allen Bauteilen Vibratoren verwandt. Zur Ausführung waren 1900 m<sup>3</sup> Beton und 350 t Stahlbewehrung erforderlich. Nach Fertigstellung des Baues wurden verschiedene Belastungsproben durchgeführt:

1. Für gleichmäßig über die Brücke, einschließlich des Steges, verteilte, nacheinander für jede Öffnung aufgebrauchte Verkehrsbelastung von 400 kg/m<sup>2</sup> ergab sich folgendes Bild:

Nr. der Öffnung	Spannweite m	Bahnhofsseitiger Träger mit ausgekragtem Fußsteig		Träger der abgelegenen Seite	
		Berechnete Durchbiegung mm	Gemessene Durchbiegung mm	Berechnete Durchbiegung mm	Gemessene Durchbiegung mm
1	35,50	1,9	1	1,4	1
2	35,50	1,7	0,5	1,27	0,7
3	54,00	4,8	2,4	3,8	2,7
4	29,50	1,1	0,4	0,85	0,5

Bei gleichzeitiger Belastung zweier Öffnungen mit 400 kg/m<sup>2</sup> wurde der größte Pfeil zu 1,1 mm ermittelt.

2. Für ruhende, gleichmäßig verteilte Last von 400 kg/m<sup>2</sup> auf den Fußsteigen, dem Personalsteg und rollenden Lasten auf der Fahrbahn

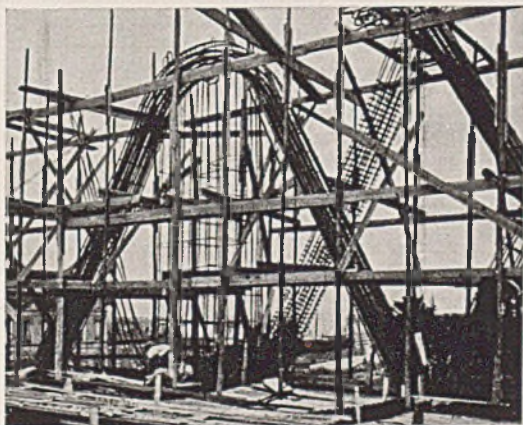


Abb. 3. Bewehrung der Hauptträger.

wurden weitere Messungen vorgenommen. Bei in drei Reihen fahrenden 10 t-Lastwagen von 4–8 km/h Geschwindigkeit betrug die gemessene Durchbiegung 1 mm.

Bei einer zweiten Probe mit einer Dampfwalze von 12 t Achsdruck, die mit 4 km/h Geschwindigkeit in Straßenachse als rollende Last aufgebracht wurde, ergab sich nur 0,3 mm. Bleibende Durchbiegungen wurden nicht beobachtet. (Nach: Techn. des Trav. 12 [1936] S. 183.)  
Dipl.-Ing. E. E. Fröhlich, Hannover.

### Gewölbebildung im Sand.

Zwischen Theorie und Bau Erfahrung besteht, wie Terzaghi angibt, bezüglich der Erddruckverteilung auf Aussteifungen und Stützwände ein Gegensatz. Nach der klassischen Erddrucktheorie wächst der Erddruck wie der hydrostatische Druck proportional der Tiefe. Die Praxis hat gezeigt, daß diese Druckverteilung infolge der Verspannung im Boden hinter nachgebenden Versteifungen verändert wird. Nur im unberührten Boden wächst der Seitendruck mit der Tiefe. Zwischen seitlichem und senkrechtem Druck besteht das natürliche hydrostatische Druckverhältnis  $K_0$ . Dieses hat keine Beziehung zum inneren Reibungswinkel des Sandes, sondern hängt allein von seinen elastischen Eigenschaften ab. Für  $K_0$  wurden folgende Werte gefunden:

Dichter Sand  $K_0 = 0,40$  bis  $0,45$   
Loser Sand  $K_0 = 0,45$  bis  $0,50$

Eine vorübergehende Vergrößerung der Belastung des Bodens scheint den Wert  $K_0$  zu vergrößern.

Die Rankine'sche Erddrucktheorie gilt unter der Voraussetzung, daß der Bodenaushub und die Versteifung eines Schlitzes, Schachtes oder Stollens im Boden keine Änderung des Spannungszustandes hervorruft. Nach Rankine ist das hydrostatische Druckverhältnis für einen natürlich ungestörten Erdkörper  $K_r = \tan^2(45^\circ - \rho/2)$ . In Wirklichkeit ist dieses Verhältnis gleich  $K_0$ , und zwar größer als  $K_r$ . Das Absinken des Wertes  $K_0$  auf den Kleinstwert  $K_r$  ist im Boden jeweils nur örtlich eng begrenzt möglich. Der in Abb. 1 gezeigte hydrostatische Spannungszustand kann tatsächlich nicht bestehen, da bei jedem Aushub der Boden die Möglichkeit hat, sich seitlich auszudehnen und auch die Sohle mindestens während der Bauzeit unversteift bleibt. Die wahren Erdspannungen hängen von der Verformungsmöglichkeit im Boden ab. Der Abfall des Wertes  $K_0$  auf die Größe  $K_r$  bedingt eine seitliche Ausdehnung um mindestens 1,5% bei dichtem Sand, bei losem Sand ist dieser Betrag noch größer. Solche Verformungen können in der Natur nur örtlich eng begrenzt auftreten. Seitliche Ausdehnung bewirkt senkrechte Verkürzung des Bodenkörpers. Daher bewegt sich der Sandkörper oberhalb des sich seitlich ausdehnenden Teiles abwärts. An der seitlichen Begrenzung des bewegten Erd-

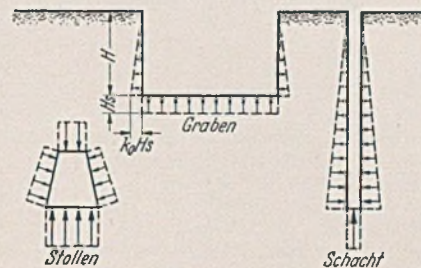


Abb. 1.

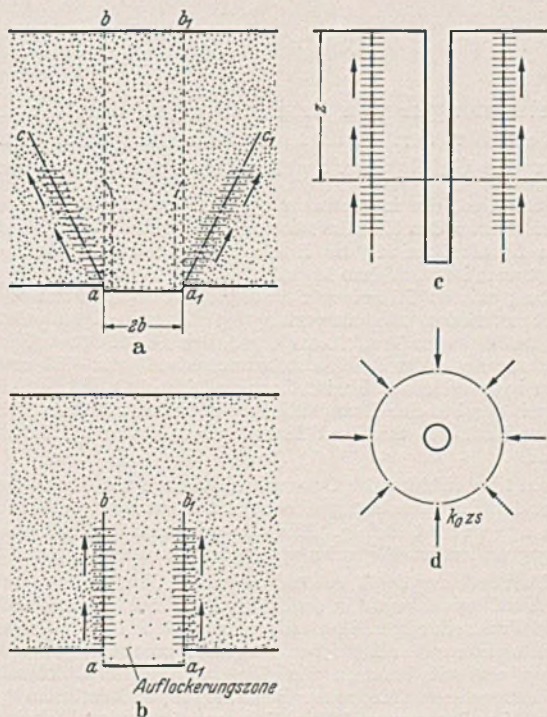


Abb. 2.

körpers entstehen Scherspannungen, die eine Druckübertragung in die unberührten Schichten erfolgen lassen (Gewölbebildung). Beispiel: Bodenklappe unter einer Sandschüttung (Abb. 2). Vor einer Bewegung der Bodenklappe  $a_1$  in Abb. 2 a herrscht überall der hydrostatische Druck. Bei sehr geringem Absinken der Klappe dehnt sich der Sandkörper  $a_1 b_1$  senkrecht aus und zieht sich seitlich zusammen. Infolgedessen kann sich der Sand außerhalb dieses Körpers, also jenseits der Linien  $a b$  und  $a_1 b_1$  ausdehnen. Diese Ausdehnung bringt eine senk-



rechte Zusammenziehung der äußeren Sandschichten mit sich. Dadurch entwickeln sich zwei geneigte Scherzonen  $a c$  und  $a_1 c_1$ . Die hier auftretenden Scherspannungen übertragen einen Teil des Sandgewichtes  $a c a_1 c_1$  nach außen. Bei stärkerem Absenken der Bodenklappe lockert sich die Struktur im Sandkörper oberhalb der Klappe stärker und die Flächen des geringsten Widerstandes verlagern sich von der Stellung  $a c$  und  $a_1 c_1$  in die Senkrechten  $a b$  und  $a_1 b_1$  (Abb. 2 b).

Bei der Abteufung von Schächten tritt die Gewölbewirkung ebenfalls auf. Erfahrungsgemäß ist der Seitendruck auf die Verzimmerung klein und praktisch unabhängig von der Tiefe, sofern das Grundwasser

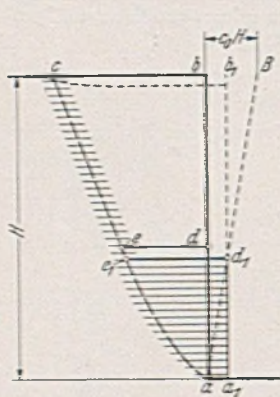


Abb. 3.

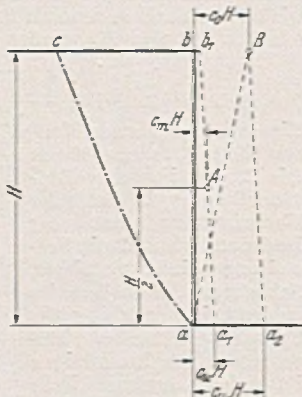


Abb. 4.

noch nicht erreicht ist. In tiefen Bohrlöchern würden ohne die Gewölbewirkung bei sandigen Böden nach der Tiefe stärkere Wandungen für die Bohrröhre vorzusehen sein. Die Gewölbewirkung kann auftreten, da die Wandung des Rohres etwas nachgibt. Dabei dehnt sich der Sand in einer gewissen Zone rings um den Schacht radial zur Schachtmitte aus, was eine Zusammenziehung innerhalb dieser Zone in senkrechter Richtung zur Folge hat. An der äußeren Begrenzung dieser Zone (Abb. 2 c) treten durch diese Abwärtsbewegung Scherspannungen auf, die einen Teil des Gewichtes auf die außerhalb der gestörten Zone liegenden ungestörten Lagen übertragen (vgl. Silowirkung). Beim Schacht kommt die Ringwirkung hinzu (Abb. 2 d), denn bei radialer Ausdehnung des Sandes nach innen erfolgt eine tangentielle Verspannung (Hohlzylinder unter äußerem Druck).

Auch bei Stützmauern oder ähnlichen Absteifungen von Sandboden kann die Gewölbewirkung auftreten, wenn der untere Teil der Versteifung genau so viel oder noch mehr nachgibt als der obere. Ist in Abb. 3 die Seitenwand  $a b$  vollkommen starr, so gilt die hydrostatische Druckverteilung  $K_0 \cdot 1/2 H^2 s$  ( $s =$  Raumgewicht). Beim Nachgeben der Wand fällt der Druck ab auf den Grenzwert des aktiven Erddrucks und es erfolgt ein Gleiten entlang der Linie  $a c$ . Eine Ausdehnung bleibt auf den Keil  $a b c$  beschränkt. Wenn die Seitenwand um ihren Fußpunkt  $a$  in die Lage  $a_1 b_1$  kippt, so ist für eine Gewölbewirkung nur geringe Möglichkeit vorhanden (Stützmauer). Anders im Falle einer Verschiebung der Wand aus der Stellung  $a b$  in die Stellung  $a_1 b_1$ . In diesem Falle dehnt sich der untere Teil des Keiles  $a b c$  übermäßig aus, der über ihm liegende Teil bewegt sich dadurch abwärts und weckt daher den Scherwiderstand entlang den Begrenzungslinien  $c e$  und  $b d$  des Keiles. Der senkrechte Druck im unteren Teil des Keiles wird dabei herabgesetzt. Die Druckverteilung ist nicht mehr hydrostatisch, bis sich die Seitenwand über  $B$  hinaus bewegt hat. Die klassische Erddrucktheorie gilt also nur in bestimmten Grenzen, die in Abb. 4 dargestellt sind. Wenn die Wand sich aus der Lage  $a b$  in die Lage  $a_1 b_1$  mit der Abszisse  $c_m \cdot H$  in Punkt  $A$  verschiebt, nimmt der gesamte Seitendruck von dem natürlichen auf den Coulombschen Wert ab. Die Verteilung des Seitendrucks ist nicht hydrostatisch: Der hydrostatische Verlauf wird allmählich wieder erreicht, wenn die Wand sich in eine Lage durch Punkt  $B$  verschoben hat. Der Gesamtdruck bleibt unverändert. Für dichten Sand wurden die Werte  $c_m$  und  $c_0$  gefunden mit der Größenordnung 0,0005 und 0,005. Die größte Abweichung von der hydrostatischen Druckverteilung hängt von dem Verhältnis  $c_m/c_0$  ab. Für  $c_m/c_0 = 0$ , entsprechend einer Kippbewegung der Wand, ist diese Abweichung unbedeutend, mit wachsendem  $c_m/c_0$  wird sie größer. Für losen Sand scheint die Druckverteilung meist hydrostatisch zu sein. Der Wert  $c_m \cdot H$ , der erforderlich ist, um den Coulombschen Grenzwert zu erhalten, ist dann viel größer als bei dichtem Sand.

Bei sandigen, kohäsiven Böden ist der Verlauf der Druckverteilung noch wichtiger. Der größte Seitendruck ist manchmal in der Nähe des oberen Randes der Versteifung.

Als Folgerung für die Praxis ist aus dem Vorhergehenden zu entnehmen, daß man sich über die Bewegungsmöglichkeit der Stützmauer oder der Absteifung klar werden muß, um daraus auf die Druckverteilung zu schließen und zu entscheiden, ob die übliche Erddruckberechnung angebracht ist, oder ob sie zu Abweichungen führt. (Nach Eng. News Rec. 116 (1936) S. 690.)

Dr.-Ing. H. Petermann, Hannover.

## VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

### Die Bestimmungen von Tarifordnungen des Treuhänders der Arbeit für den Reichsautobahnbau gehen den sonst für die Gefolgschaft geltenden Fachtarifen vor.

Ein Schmied, der im Sommer 1935 etwa sechs Wochen lang von einer an sich unter den Metallarbeitertarif fallenden Firma bei der Montage einer Stahlbrücke für die Reichsautobahnstrecke Berlin—Stettin beschäftigt war, ist nach dem Metallarbeitertarifvertrag für die Provinz Brandenburg mit 62 Pfennigen Stundenlohn bezahlt worden. Er war damit nicht zufrieden, sondern verlangte 91 Pfennige Stundenlohn unter Berufung auf die vom Treuhänder der Arbeit für die gewerblichen Gefolgschaftsmitglieder der Reichsautobahnstrecke Berlin—Eberswalde am 5. Oktober 1934 erlassene Tarifordnung. Diese TO. erklärt den Bauarbeiterbetriebe der Provinz Brandenburg verbunden mit dem Reichstarifvertrag für Hoch-, Beton- und Tiefbauarbeiten vom 3. März 1933 für maßgebend.

Die auf Nachzahlung des Unterschiedsbetrags gerichtete Klage hatte sowohl vor dem Landesarbeitsgericht Berlin als auch vor dem Reichsarbeitsgericht Erfolg. Aus den reichsarbeitsgerichtlichen Entscheidungsgründen ist folgendes von grundsätzlicher Bedeutung:

Die Tarifordnung des Treuhänders vom 5. Oktober 1934 unterscheidet sich grundlegend von den an die Stelle der früheren Tarifverträge getretenen Tarifordnungen, insofern sie nicht die Arbeitsbedingungen der Gefolgsleute einer aus fachgleichen Betrieben zusammengesetzten Wirtschaftsgruppe regelt, sondern für alle gewerblichen Gefolgschaftsmitglieder einer gewissen Strecke der Reichsautobahn Bestimmungen (über Lohnsätze, Verpflegungszuschüsse, Fahrtvergünstigung, Arbeitszeit und Unterkunft) trifft, also Gefolgsleute der verschiedenartigsten am Lagerbau beschäftigten Firmen, und zwar nur gerade während der Dauer dieser Tätigkeit für den Bau der Reichsautobahn um der Gemeinsamkeit und Einheitlichkeit des Arbeitszweckes willen erfassen will. Ist eine

derartige Regelung rechtlich zulässig, so ist ohne weiteres klar, daß von einer Konkurrenz dieser Tarifordnung mit den etwaigen Fachtarifen keine Rede sein kann. Denn wenn, wie im vorliegenden Falle unstreitig ist, der Arbeiter von seiner Firma nur für die Zwecke des Bahnbaues angenommen ist, würde jedenfalls für die Dauer seiner Beschäftigung bei der Reichsautobahn die Tarifordnung des Treuhänders als die für diesen Zweck behördlich festgesetzte Lohnregelung dem für die sonstige Arbeit des Gefolgsmannes geltenden Fachtarif vorgehen und diesen ausschalten. Der Wortlaut der Tarifordnung ergibt nämlich unzweideutig, daß sie nicht etwa nur für die im Dienste des öffentlichrechtlichen Unternehmens „Reichsautobahnen“ selbst stehenden gewerblichen Gefolgschaftsmitglieder, sondern für alle gelten will, die, gleichviel im Dienst welchen Unternehmens, am Bau der genannten Bahnstrecke beschäftigt sind. Ihr liegt offenbar der Gedanke zugrunde, daß angesichts der Gemeinnützigkeit und der technischen Einheit des Bauvorhabens die Entlohnung aller daran beteiligten Gefolgsleute nicht nach den verschiedenartigen Sonder-tarifen ihrer Werke, sondern nach einer behördlich festgesetzten gemeinsamen Lohnstaffel zweckmäßig sei. In bezug auf deren Zulässigkeit als einer für alle am Bahnbau beteiligten Gefolgsleute der daran mitwirkenden Firmen geltenden Norm bestehen aber mindestens dann keine grundsätzlichen Bedenken, wenn die von der Tarifordnung erfaßten Betriebe zum örtlichen Bereich des Treuhänders gehören. Eine tarifliche Regelung durch Erlaß einer Tarifordnung (§ 32) kann auch dadurch nötig werden, daß durch die Mitwirkung an einem gemeinsamen Werk eine Reihe fachlich nicht gleichartiger Betriebe zu einer Hand in Hand arbeitenden Betriebsgruppe werden, innerhalb deren für die Dauer dieser Arbeit durch den einheitlichen Arbeitsort und Arbeitszweck die einzelnen Arbeitsverhältnisse in gewisser Hinsicht gleichartig liegen. Es ist kein gesetzlicher Grund erkennbar, der in einem solchen Falle dem Erlaß einer Tarifordnung des Treuhänders für die mit der Erstellung eines solchen Werkes zusammenhängenden Arbeitsverhältnisse entgegensteünde. „Reichsgerichtsbriefe.“

Mißlack.



## BUCHBESPRECHUNGEN.

Ergebnisse der angewandten physikalischen Chemie. IV. Band. Herausgegeben von M. de Blanc. 367 S. 17 x 24 cm. Akademische Verlagsgesellschaft m. b. H., Leipzig 1936. Preis brosch. RM 28,50, geb. RM 30,—. Mit folgenden Einzelbeiträgen: F. Sierp, Trink- und Brauchwasser. 108 S. mit 1 Fig. Preis brosch. RM 9,60; A. Splittgerber, Kesselspeisewasserpflege. 73 S. mit 54 Fig. Preis brosch. RM 6,80; H. Bach, Die Grundlagen und Verfahren der neuzeitlichen Abwässerreinigung. 177 S. mit 73 Abb. Preis brosch. RM 14,40. Sonderausgaben aus „Ergebnisse d. angew. phys. Chemie“, Bd. IV.

Der vorliegende Band umfaßt drei einzeln erhältliche, aus der Feder bewährter Sachkenner stammende Beiträge: Trink- und Brauchwasser, von Dr. F. Sierp. — Kesselspeisewasserpflege von Dr. A. Splittgerber. — Die Grundlagen und Verfahren der neuzeitlichen Abwässerreinigung von Dr. H. Bach. Es ist ein entschiedener Fortschritt unserer heutigen Wissenschaftsgesinnung, daß hier durch die Zusammenfassung dieser drei Beiträge in einem Band endlich ein Buch vorliegt, das einem der empfindlichsten Mängel unserer bisherigen wasserwirtschaftlichen Entwicklung abhilft, derzufolge die Gebiete des städtischen Wasserbaues, d. h. der Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung, viel zu wenig in ihrem Zusammenhang mit dem Ganzen der Wasserwirtschaft betrachtet wurden. Wie wichtig aber diese Gebiete für die Wasserwirtschaft sind, mögen folgende Zahlen zeigen. Wenn jeder der 67 Millionen deutscher Volksgenossen täglich 50 l Wasser verbraucht, so bedeutet das eine sekundliche Entnahme aus dem natürlichen Wasservorrat Deutschlands von 38 773 l. Ein erheblicher Teil dieses ausgesucht guten Wassers kehrt allerdings wieder in den Kreislauf zurück, aber durchweg in einem Zustand mehr oder weniger großer, den weiteren Verbrauch zunächst beeinträchtigender oder unmöglich machender Verschmutzung. Hierin liegt das heute noch viel zu wenig beachtete wasserwirtschaftliche Problem von Wasserversorgung und Abwassertechnik und ferner darin, daß beide Gebiete nur dann sachgemäß betreut werden können, wenn der technische Gedanke des Kreislaufes jedes Arbeiten mit dem Wasser beherrscht.

Aus diesen Gründen wird die Frage nach dem richtigen Haushalten mit unseren Wasserschätzen heute am eindringlichsten in der städtischen Wasserwirtschaft und hier wieder auf dem Gebiet der Wasserpflege gestellt, für das die angewandte physikalische Chemie in zunehmendem Maß von besonderer Wichtigkeit ist. Dies gilt namentlich für die Erforschung der Vorgänge, die im Zuge der Trink- und Brauchwasseraufbereitung sowie der Abwasserbehandlung stattfinden. Für die Erweiterung und Befestigung der wissenschaftlichen Grundlagen der hierbei anzuwendenden Verfahren fällt der physikalischen Chemie eine außerordentlich wichtige Aufgabe zu. Kein Ingenieur, der als Wasserbaufachmann oder Wasserwirtschaftler mit unserem Wasservorrat, mit den Fragen des Wasserhaushaltes oder des Wassers als Rohstoff usw. zu tun hat, sollte es daher versäumen, sich mit den hier erörterten Vorgängen und Behandlungsverfahren vertraut zu machen. Nur die Kenntnis und das Beherrschen des Ablaufes der chemischen oder biochemischen Vorgänge im Wasser und Abwasser setzt uns in den Stand, die hohe Verantwortung gegenüber der Volksgemeinschaft zu tragen, die das vielseitige Aufgabengebiet des Wasserbaues und der Wasserwirtschaft für jeden mit sich bringt, der in irgendeiner Form mit unseren Wasserschätzen zu tun hat.

In sehr anschaulicher Weise heben die drei Beiträge nicht nur den neuesten Stand der einzelnen Arbeitsgebiete in Theorie und Praxis heraus, sondern sie zeigen auch die zwischen den verschiedenen Einzelgebieten gegebenen Zusammenhänge auf. So vermittelt dieser Band ein in dieser Form neuartiges Bild von der lebendigen Verbundenheit bisher getrennt behandelter Arbeitszweige und zeigt, daß noch viel zu tun bleibt, um die gemeinschaftliche Seite dieser wichtigen Frage in günstigem Sinne zu lösen.

Wer den aufregenden Gang rascher Fortschritte in Grundgedanken und praktischen Ergebnissen auf den Gebieten der Trink- und Abwasserreinigung in den letzten 20 Jahren verfolgt hat, wird es dem Herausgeber und den Verfassern danken, daß sie den ungeheuren Stoff dem Leser in so anregender und gehaltvoller Sprache vermittelt, die großen Linienzüge der Entwicklung in der Wasser- und Abwassertechnik so klar herausgearbeitet und ihm gezeigt haben, in welcher Weise der richtige Einsatz der Verfahren der physikalischen Chemie unsere Wasserwirtschaft als Ganzheit zu fördern vermag.

Jedem der drei Beiträge ist ein ausführliches Schriftumsverzeichnis angefügt, das neben einem Namensverzeichnis die Vorzüge des Buches für Studium und Praxis weiter steigert. Die vom Verlag bestens ausgestattete Schrift verdient größte Verbreitung.

Marquardt, München.

Knothe, Herbert: Tarnung und Verdunklung als Schutz gegen Luftangriffe. Berlin: W. Ernst & Sohn 1936. 44 S. DIN A 5. Geh. RM 1,60.

Nach einem einleitenden Überblick über die Luftempfindlichkeit von Bauten und über die Aufgaben des baulichen Luftschutzes allgemein behandelt die kurze Schrift die Möglichkeiten und Methoden der Tarnung und Verdunklung als Zweigebiete des baulichen Luftschutzes. Daß der Verfasser sich dabei in vielen Punkten darauf beschränken muß,

die Probleme aufzuweisen, um die es sich handelt, und mehr allgemeine Richtlinien und Hinweise zu geben, als eindeutige und fertige Lösungen der vor uns stehenden Aufgaben, ist darin begründet, daß die wissenschaftliche Forschung und die Sammlung von Erfahrungen auf diesem Gebiet noch in den ersten Anfängen steckt. Gerade deshalb muß aber eine Arbeit, wie die vorliegende, die zusammenfassend die auftretenden Fragen nach dem heutigen Stand unserer Kenntnisse behandelt, allen empfohlen werden, die irgendwie mit dem Luftschutz baulicher Anlagen zu tun haben, ohne selbst ausgesprochene Fachleute auf diesem Gebiet zu sein. Auf diese Weise kann sicher manche Anregung ausgelöst und für die Sache nutzbar gemacht werden.

H. Simons, Hannover.

Metz, L.: Herabsetzung der Brennbarkeit des Holzes. Heft 13 der Mitteilungen des Fachausschusses für Holzfragen beim VDI und DFV. Mit 20 Textabb. Fachausschuß für Holzfragen, Berlin 1936. 60 S. DIN A 5. geb. RM 2,—.

Die Versuche, Holz durch chemische Mittel (Anstriche, Tränkung) schwer entflammbar zu machen, reichen weit zurück, und haben eine große Zahl derartiger Mittel hervorgebracht, deren einheitliche Beurteilung aber bisher Schwierigkeiten verursachte. Auf Anregung des Fachausschusses für Holzfragen wurden deshalb an vier Forschungsinstituten nach einheitlichen Gesichtspunkten vergleichende Untersuchungen über die Wirksamkeit von insgesamt 65 verschiedenen Schutzmitteln durchgeführt. Die vorliegende Arbeit berichtet über die Anordnung und die Ergebnisse dieser Versuche. Daneben enthält sie ausführliche Untersuchungen des Verfassers, die er an der Chemisch-Technischen Reichsanstalt über die Brennbarkeit von Holz (vor allem über die Einflüsse der Holzeigenschaften auf die Brennvorgänge) angestellt hat. Damit stellt die Arbeit einen wertvollen ersten Schritt zur wissenschaftlichen Erforschung der Brennvorgänge und der Wirksamkeit der Schutzmittel des Holzes dar, wenn auch die gewählten Versuchsanordnungen und die Festsetzung der z. T. neu eingeführten Begriffe in manchem zur Kritik herausfordern. Naturgemäß konnte die Untersuchung der Schutzmittel in diesem Anfangsstadium noch nicht zu einem abgeschlossenen Urteil führen. Sie ergab aber wertvolle Hinweise allgemeiner Art und wird für die notwendige Fortsetzung der Forschung auf diesem Gebiet richtunggebend sein. Jede weitere Arbeit wird irgendwie an diese Untersuchungen anknüpfen müssen.

H. Simons, Hannover.

## NEUERSCHEINUNGEN.

40 Jahre Hochtief. 1896—1936. Mit zahlr. Abb. 55 S. DIN A 4. Mitteilungen über die Stahl-Spundwand Hoesch. Hauszeitschrift. Heft 1. Jg. 1936. Mit zahlr. Abb. 16 S. 24 x 32 cm. Für Interessenten kostenlos zu beziehen von Hoesch-Stahlbau Dortmund.

Schrittmacher der Wirtschaft. Vier Reden zur Internat. Automobil- und Motorrad-Ausstellung Berlin 1936. Hrsg. vom Reichsverband der Automobilindustrie, Berlin-Charlottenburg 2, Hardenbergstr. 8. 32 S. Gr. 8°.

Haase, Hugo: Hydrologische Verhältnisse im Versickerungsgebiet des Südharz-Vorlandes. Dissertation. Göttingen 1936. Mit 26 Textabb., 9 Tafeln und 2 Anlagen. 15 x 21 cm. Schreibmaschinen-Umdruck 218 S. Preis RM 4,50. Zu beziehen im Selbstverlag des Verfassers, Osterode (Harz).

Mitteilungen aus den Forschungsanstalten des Gutehoffnungshütte-Konzerns. Oberhausen A. G. Band 4, Heft 7, Juli 1936. Mit 39 Abb. 29 S. DIN A 4. Preis RM 3,40.

Neckar Aktiengesellschaft in Stuttgart. Bericht über das 15. Geschäftsjahr v. 1. Januar bis 31. Dezember 1935. Mit zahlr. Abb. 22 S. DIN A 4.

Eidgenössische Materialprüfungsanstalt an der Eidgenöss. Techn. Hochschule Zürich.

Alle Berichte DIN A 4. Zürich 1935:

Bericht Nr. 85. Forsén, L.: Zur Chemie des Portlandzementes. Mit 30 Abb. 38 S.

Bericht Nr. 92. Dübl, E.: Die Prüfung von Gußeisen. Mit 103 Abb. 68 S.

Bericht Nr. 95. Honegger, E.: Schlag-Zerreißversuche an Aluminium und Kupfer. Mit 12 Abb.

Brandenburger, E.: Röntgenographische Untersuchung statischer und dynamischer zerrissener Stäbe aus Aluminium und Kupfer. Mit 4 Abb. zus. 14 S.

Bericht Nr. 96. Schläpfer, P.: Die wärmetechnischen Grundlagen des Ofenbetriebes. Rückblick und Ausblick. Mit 31 Abb. 22 S.

Gessner, H.: Eine einfache Methode zur Bestimmung der Tropfengrößen von Zerteilerdüsen. Eidgenöss. Materialprüfungsanstalt Zürich. 1935. Mit 7 Abb. 6 S. DIN A 4.

Schläpfer, P.: Neuere Untersuchungen über Abbindevorgänge. Bemerkungen zur Bestimmung des Glühverlustes hydraulischer Bindemittel. Mit 2 Abb. 20 S. DIN A 4. Zürich 1935.



- Ros, M.: Erfahrungen mit ausgeführten Eisenbeton-Bauwerken in der Schweiz. 7 S. DIN A4. Zürich 1935. Beide Abhandlungen: Separatabzüge aus dem XXIV. Jahresbericht 1934 des Vereins schweiz. Zement-, Kalk- und Gipsfabrikanten. 7 S.
- Ros, M.: Aktuelle Probleme bei Prüfungsverfahren von Leichtmetallen. Vortrag, gehalten an der Leichtmetalltagung Zürich 1935. Mit zahlr. Abb. 8 S. DIN A4.
- Nur eine Schraube. 1876—1936. Fa. Bauer und Schauerte, Neuß. Mit 47 Abb. 11×15 cm. 50 S.
- Die Stadt und ihre Betriebe. Herausgegeben von M.A.N. Mit zahlr. Abb. 16 S. DIN A4.
- Die neue Küche. Anregungen für den Architekten. Herausgegeben von AEG. Berlin. Mit zahlr. Abb. 26 S. DIN A4.

Form und Farbe. Fachblatt für das Malerhandwerk. Erscheint monatlich. Heft 6. Jubiläumsnummer zum 25jährigen Bestehen. Enthält u. a.: v. d. Heide: Die Fachpresse als Kraftquelle der Erneuerung des Handwerkes; 25 Jahre „Form und Farbe“; Schaffendes Malerhandwerk usw.

Wasserbau. Mitteilungen des kgl. ungar. Ackerbauministeriums Budapest. (Ungarisch.) Mit einer Zus.fassung in deutscher und andern Sprachen. Heft 1, 1936. (Erscheint viermal jährlich.) Mit zahlr. Abb. 112 S. 19×21 cm.

Übersicht über den Stand der ungar. Bewässerungen in den Jahren 1932—1934. v. A. Trummer (ungar.). Mit einer Zus.fassung in deutscher und andern Sprachen. Mit zahlr. Abb. 78 S. 19×21 cm.

## PATENTBERICHTE.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 32 vom 6. August 1936 und von demselben Tagen an im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 5 b, Gr. 41/20. E 45 078. Max Stockfleth, Neu-Welzow, N.-L. Förderbrücke zur Umlagerung des Deckgebirges in Tagebauen. 29. XII. 33.
- Kl. 5 c, Gr. 9/10. L 86 910. Josef Lange, Bergisch-Gladbach. Ausbau, insbesondere für Gruben. 7. XI. 34.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. V 31 532. Martha Wiebecke, geb. Schröder, Alsdorf b. Aachen. Raubvorrichtung für eiserne Grubenstempel. 5. II. 35.
- Kl. 19 a, Gr. 11. D 66 864. Bob Sydney Davies, Woking, und Percival Alexander Summers, Osterley, England; Vertr.: P. Breddin, Pat. Anw., Köln. Vorrichtung zum Befestigen von Eisen- und Straßenbahnschienen an ihrem Unterbau. 31. X. 33. Großbritannien 6. XII. 32.
- Kl. 19 a, Gr. 23. H 137 896. Karl Huber, Hagen. Schienenführung für Laufkatzen, insbesondere für Drahtseilbahnen. 26. X. 33.
- Kl. 19 c, Gr. 6/20. I 49 455. „Ilva“ Alti Forni e Acciaierie d'Italia, Genua, Italien; Vertr.: Dr. Dipl.-Ing. P. Wangemann u. Dipl.-Ing. B. Geißler, Pat.-Anwälte, Berlin W 57. Bewehrung für Betonstraßendecken. 9. IV. 34. Italien 15. V. 33.
- Kl. 19 f, Gr. 1. Sch 100 887. Schenck & Liebe-Harkort Akt.-Ges., Düsseldorf-Oberkassel, Dipl.-Ing. Paul Uellner, Düsseldorf, und Hermann Hellberg, Halle a. S. Vortreiben eines unterirdischen Tunnels, Stollens od. dgl. unter Benutzung eines endlosen, raumbeweglichen Förderers. 5. IV. 33.
- Kl. 20 i, Gr. 39. N 37 546. Naamlooze Vennootschap Machinerien en Apparaten Fabrieken „Meaf“, Utrecht, Holland; Vertr.: Dr. G. Weißenberger, Dipl.-Ing. M. Schulte-Kemminghausen, Dipl.-Ing. E. Heilmann, Dipl.-Ing. W. Langewiese, Dipl.-Ing. F. Mathes u. Dipl.-Ing. K. Brose, Pat. Anwälte, Berlin SW 11. Warnsignalanlage mit Freifahrt- und Gefahrlampe für Überwege. 19. XII. 34.
- Kl. 36 d, Gr. 3/02. D 67 630. Robert Detzer, Stuttgart. Vorrichtung zur Belüftung und Entlüftung von Räumen. 5. III. 34.
- Kl. 45 a, Gr. 32. S 103 239. Siemens-Schuckertwerke Akt. Ges., Berlin-Siemensstadt. Verfahren zur Verminderung des Bodenwiderstands von Arbeitsgeräten. 13. II. 32.
- Kl. 80 b, Gr. 25/01. I 53 297. I. G. Farbenindustrie Akt.-Ges., Frankfurt a. M. Verfahren zur Verbesserung der Bindemittleigenschaften von Teeren; Zus. z. Pat. 623 400. 28. IX. 35.
- Kl. 80 b, Gr. 25/01. I 53 939. I. G. Farbenindustrie Akt.-Ges., Frankfurt a. M. Verfahren zur Verbesserung der Bindemittleigenschaften von Teeren; Zus. z. Anm. I 53 297. 21. XII. 35.
- Kl. 81 c, Gr. 72. F 80 106. Fa. R. Fölsche, Halle a. S., und Karl Holz, Berlin-Neukölln. Schlammförderanlage, bei der die Schlammmasse aus einem Schlammkessel mittels Druckluft durch eine Förderleitung gepreßt wird, in die Zusatzluft zur Schlammverdünnung eingeführt wird. 16. X. 35.
- Kl. 81 e, Gr. 105. A 75 296. Ardetwerke G. m. b. H., Eberswalde b. Berlin. Verladeanlage. 13. II. 35.
- Kl. 85 d, Gr. 1. L 17. 30. Dipl.-Ing. A. Lang, Düsseldorf. Zweiteiliger, saugrohrloser Filterbrunnen und Verfahren zu seiner Herstellung. 12. IV. 30.
- Kl. 85 d, Gr. 12. V 32 004. Vereinigte Armaturen-Gesellschaft m. b. H., Mannheim. Ober- und Unterflurwasserpfeifen. 22. VII. 35.
- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 33 vom 13. August 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 5 b, Gr. 41/10. L 89 856. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Gerät zum Aushalten eines Zwischenmittels; Zus. z. Pat. 579 742. 28. II. 36.
- Kl. 5 c, Gr. 9/10. K 137 536. Berta Michels, Gelsenkirchen. Nachgiebiger Vieleck-Streckenrauhrahmen aus Profileisen. 8. IV. 35.
- Kl. 19 a, Gr. 6. L 86 796. Henri Albert Laval, Paris; Vertr.: Dr. Fr. Düring u. Dr. H. Boeters, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Schienenunterlage, bestehen aus Betoneinzelblöcken und Querverbindungen durch Spurstangen. 19. X. 34. Frankreich 24. III. u. 15. X. 34.
- Kl. 19 a, Gr. 6. S 115 073. Societa Italiana Pirelli, Mailand, Italien; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Bursch, Pat.-Anw., Berlin W 8. Verfahren zur Verlegung von Schienen auf einer starren Betonunterlage. 13. VIII. 34. Italien 7. IX. 33.
- Kl. 19 a, Gr. 10. Sch 101 561. Eugen Schmidt, Gevelsberg i. Westf. Schienennagel für Schienenbefestigungen auf Holzschwellen unter Verwendung von eisernen Unterlegplatten; Zus. z. Pat. 609 247. 27. VI. 33.
- Kl. 19 a, Gr. 15. S 115 998. Société des Hauts-Fourneaux de la Chiers, Longwy, Meurthe-et-Moselle, Frankreich; Vertr.: Dr.-Ing. H. Ruschke, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Schienenstoßverbindung mittels Laschen ohne Verwendung von Laschenschraubenbolzen. 6. VIII. 34. Frankreich 14. V. u. 26. VII. 34.
- Kl. 19 a, Gr. 26. L 88 791. Felix Lange, Berlin-Lankwitz. Verfahren zur Herstellung eines lückenlosen, spannungsgeregelten Langgleises und Vorrichtung zur Herstellung mechanischer, lückenloser Schienenstoßverbindungen. 10. IX. 35.
- Kl. 19 c, Gr. 2/01. Sch 105 007. Dipl.-Ing. Paul Schumacher, Duisburg. Straßenpflaster aus Steinen oder Platten. 21. VIII. 34.
- Kl. 20 i, Gr. 1. V 31 688. Vereinigte Eisenbahnsignalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Verschlussanzeiger für Stellwerke. 29. III. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 11/01. L 89 590. Dipl.-Ing. H. Lagershausen u. G. H. Giesenhagen, München. Elektrisches Stellwerk. 24. I. 36.
- Kl. 20 i, Gr. 28. D 71 066. Albert Dobmaier, Berlin-Schlachtensee. Wechselstromblockeinrichtung. 5. IX. 35.
- Kl. 37 b, Gr. 2/02. G 87 726. Michael Groskopf, Wiesbaden. Isolierbauplatte. 24. III. 34.
- Kl. 37 c, Gr. 11/02. B 171 017. Johannes Burckhardt, Gera, Thür. Fahrbare Vorrichtung zum Aufkleben von Streifen auf Pappdächern. 12. IX. 35.
- Kl. 37 d, Gr. 7/02. C 49 314. Chemische Fabrik Grünau Landshoff & Meyer Akt.-Ges., Berlin-Grünau. Fugenausbildung in Zement- und Betonfußböden-, Straßenbelägen u. dgl. 16. VI. 34.
- Kl. 45 f, Gr. 18. Z 22 816. Friedrich Zucker, Kl. Leipisch, Kr. Liebenwerda. Vorrichtung zum Roden von Baumstubben. 22. X. 35.
- Kl. 80 a, Gr. 14/01. G 88 572. Hugo Gehlhaar, Oschatz i. Sa. Hand-schlagmaschine zum Herstellen von Bausteinen. 4. VIII. 34.
- Kl. 80 a, Gr. 51. F 78 295. Eugène Freyssinet, Neuilly-sur-Seine, Frankreich; Vertr.: Dr. H. Barschall, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Verfahren zum Verbessern der Eigenschaften von Körpern aus bewehrten Beton. 26. XI. 31. Frankreich 27. XI. 30.
- Kl. 84 b, Gr. 2. F 77 392. Dipl.-Ing. Bodo Faure, Magdeburg. Einrichtung zur Verhütung der Eisbildung bei Schwimmerhebewerken. 23. XII. 32.
- Kl. 84 b, Gr. 2. R 91 544. Leopold Rothmund, Stuttgart. Schwimmtrog-schleuse mit durch pendelnde Druckluft bewegten Schwimmtrögen. 2. X. 34.
- Kl. 85 d, Gr. 1. L 82 285. Dipl.-Ing. Alexander Lang, Berlin-Zehlendorf-West. Wassergewinnungsanlage. 19. X. 32.
- Kl. 85 d, Gr. 3. M 128 911. Maschinenfabrik a. d. Sihl Akt.-Ges. vorm. A. Schmid, Zürich, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Jourdan u. Dipl.-Ing. W. Paap, Pat.-Anwälte, Berlin W 35. Einrichtung zum Nachfüllen von Luft in Druckbehälter, insbesondere für Wasserversorgungsanlagen. 22. X. 34.