

# DER BAUINGENIEUR

5. Jahrgang

25. November 1924

Heft 22

## BEOBACHTUNGEN AN BETON- UND EISENBETONBAUTEN AUF EINER STUDIENREISE.

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

### I. Einleitung.

Mit dem vorliegenden Bericht über eine Studienreise durch Italien und die Schweiz, die ich im Frühjahr dieses Jahres unternommen habe, beabsichtige ich, mich an diejenigen Fachleute zu wenden, von denen ich annehme, daß sie bei den kommenden Bauingenieuraufgaben an die Anwendung von Beton und Eisenbeton mit dem notwendigen Verantwortlichkeitsgefühl, vorurteilsfrei und kritisch an ihre Aufgabe heranzutreten beabsichtigen. Daß die Entwicklung des Eisenbetonbaues auch von diesen Voraussetzungen abhängig ist, werden diejenigen Fachkollegen mit älteren Erfahrungen bestätigen, die an den Schwächen und Unklarheiten des Eisenbetonbaues nicht blind vorübergehen.

Allerdings gibt es auch Fachleute der älteren Generation, die als einziges Heilmittel gegen unsachgemäße oder schlechte Arbeit noch immer das Mittel empfehlen, den Eisenbeton einfach nicht anzuwenden oder seine Anwendung zu erschweren. Sie vergessen dabei ein anderes Mittel, das darin besteht, sich mit den Ergebnissen der Forschung und den Erfahrungen der Praxis so vertraut zu machen, daß man die Materie beherrscht und sich nicht von ihr beherrschen läßt. Damit möchte ich aber nicht denjenigen Übertreibungen das Wort reden, die den Eisenbetonbau überall anwenden zu können glauben, auch da, wo man auf Grund langjähriger Erfahrungen besser davon absieht.

Das Wort „Erfahrungen“ wird im Eisenbetonbau nicht allzuseiten als Zauberwort angesehen, mit dem ältere Fachleute ihre jüngeren Kollegen vom selbständigen Denken abhalten.

Es gibt Fälle, in denen sich Leiter von Bauunternehmungen auf „ihre“ Erfahrungen berufen, wenn sie seit 20 oder 25 Jahren Eisenbetonbauten ausführen, ohne daß ein Bauwerk eingestürzt wäre. Ribbildungen, die zu vermeiden gewesen wären, oder andere kleinere Schäden erfährt im allgemeinen die Öffentlichkeit nicht, es sei denn, daß der Auftraggeber aus irgendeinem Grunde ein Interesse hat, darauf aufmerksam zu machen.

Ein typisches Beispiel dieser Art sind die schlechten „Erfahrungen“ bei den Bauwerken der preussischen Eisenbetonverwaltung, wie sie durch die Veröffentlichungen bekanntgeworden und von verschiedenen Seiten auf das richtige Maß zurückgeführt worden sind. In Wirklichkeit handelte es sich in den meisten Fällen um Mängel, die darauf zurückzuführen waren, daß weder die Bauaufsicht noch die Bauausführung die Ergebnisse der wissenschaftlichen Arbeiten berücksichtigt haben. Dies geht schon daraus hervor, daß an andern Stellen ähnliche Bauwerke ohne jeden Schaden ausgeführt wurden.

Auf der andern Seite genügt es nicht, wenn der Eisenbetoningenieur durch Jahrzehnte in seinem Büro nach „bewährten“ Berechnungsmethoden statische Berechnungen ausführt und Bauwerke konstruiert, auf deren Ausführung er nicht den mindesten Einfluß hat.

Die Erfahrung muß auf einer guten wissenschaftlichen Grundlage aufgebaut sein, sonst ist sie nichts anderes als eine vom Glück begleitete Routine.

Bei dem jungen Ingenieur besteht die große Gefahr, daß er kritiklos sogenannte Erfahrungen übernimmt, und im Laufe der Jahre vergißt, daß es gar nicht seine eigenen sind, und daß diese Erfahrungen manchmal recht einseitig sind.

Selbst bei erfahrenen Praktikern kann sich die Erfahrung jedoch nur auf ältere Konstruktions- und Arbeitsmethoden, nie aber auf neuere Methoden beziehen. Da das Bessere der Feind des Guten ist, darf die ältere Erfahrung nicht dazu benutzt werden, neuen Erfahrungen und neuen Methoden die Wege zu versperren.

Als ich im Jahre 1913 von einer Studienreise durch die Vereinigten Staaten zurückgekehrt war, trat ich für die Anwendung des Gußbetonverfahrens ein, weil ich bei verschiedenen Gelegenheiten das Verfahren mit Erfolg habe anwenden gesehen. In einer Besprechung mit dem Oberingenieur einer großen Unternehmung, dem ich die Einführung des Gußbetons empfehlen wollte, bekam ich zur Antwort, mit diesen „theoretischen Methoden“ habe man sich schon lange erfolglos bemüht, und man könne die Praxis nicht durch neue Versuche belasten. War es Bequemlichkeit oder die sogenannte alte „Erfahrung“, jedenfalls war es nicht möglich, damals die Gußbetonbauweise einzuführen.

Zwar gibt es heute auch noch nicht wenige, die von Gußbeton nichts wissen wollen. Zur Begründung werden Laboratoriumsversuche herangezogen, welche zeigen, daß Beton mit einem größeren Wasserzusatz nach 4 Wochen weit geringere Festigkeiten hat als der erdfeuchte oder plastische Beton.

Die Gegner der Gußbetonbauweise übersehen, daß sehr triftige Gründe ihre Einführung notwendig gemacht haben, und daß bei sachgemäßer Arbeit die selbstverständlichen kleineren Anfangsfestigkeiten belanglos sind. Die technischen und die wirtschaftlichen Notwendigkeiten sind aber stärker, und so wurde während des Krieges und in der Nachkriegszeit unter dem Druck der wirtschaftlichen Verhältnisse der Gußbeton angewendet und muß jetzt alle Kinderkrankheiten durchmachen, die er bei vorheriger Anwendung vielleicht schon überwunden hätte.

Es könnten verschiedene Fälle angeführt werden, bei denen wir in Zukunft die Gußbetonbauweise anwenden müssen, wenn wir im Wettbewerb nicht zurückbleiben sollen. Vielleicht genügt es darauf hinzuweisen, daß man heute ohne die Anwendung des Gußbetons kaum daran denken könnte, in einer Höhe von 2000 m ü. d. M. bei jährlich dreimonatlicher Bauzeit eine Talsperre mit einem Rauminhalt von 200 000 m<sup>3</sup> herzustellen, ohne die Gesamtbauzeit ins ungemessene zu verlängern.

Widerstände anderer Art ergeben sich bei der Einführung der sog. trägerlosen oder Pilzdeckenkonstruktion. Der Einwand, daß die statische Berechnung erst vollkommen geklärt werden müßte, sollte gerade im Eisenbetonbau nicht erhoben werden. Wenn dieser Einwand bei der Einführung des Eisenbetons gemacht worden wäre, dann wären wir heute nicht da, wo wir sind. Es berührt den Fachmann eigenartig, wenn er z. B. in der neuesten im Juni 1924 herausgegebenen 3. Auflage des Handbuchs für Eisenbetonbau folgenden Satz liest: „In Deutschland ist diese Bauart noch nicht zur Anwendung gelangt, was sich daraus erklärt, daß für die Berechnung dieser Decken bis heute noch keine amtlichen Unterlagen vorhanden sind“. Es war doch sonst nicht üblich, auf amtliche Unterlagen zu warten; ganz im Gegenteil die amtlichen Unterlagen sind den wissenschaftlichen Untersuchungen immer erst gefolgt. Es sollte nicht übersehen werden, daß in Nordamerika seit fast 15 Jahren die Pilzdeckenbauweise mit größtem Erfolg angewandt wird.

Allerdings machen sich hier Hindernisse anderer Art bemerkbar als gegen die Gußbetonbauweise. Es gibt Fachleute von Einfluß, die glauben, grundsätzlich alles ablehnen zu müssen, was nicht aus der eigenen Werkstatt kommt. Wie unrecht es ist, und wie schädlich diese Auffassung im Laufe der Zeit sich bemerkbar machen muß, liegt auf der Hand.

Ich zweifle nicht, daß viele Fachkollegen mit mir es daher begrüßen werden, daß nunmehr wenigstens teilweise unsere Absperrung gegen das Ausland aufgehört hat, und daß wir in der Lage sind, von anderen Erfahrungen, von anderen Gedanken Kenntnis zu bekommen, die wir in den letzten Jahren nur einseitig aus der Literatur verfolgen konnten.

Insbesondere zeigte es sich nach dem Einsturz der Gleno-Sperre Ende vorigen Jahres, wie stark der Drang von Fachleuten aus Wissenschaft und Praxis war, wieder einmal ausländische Bauwerke besuchen und sich mit Fachkollegen besprechen zu können, die mehr als wir in den letzten fünf Jahren in der Lage waren, größere Aufgaben auszuführen und die damit zusammenhängenden Probleme zu studieren.

In der Annahme, daß eine Studienreise nur dann fruchtbar werden kann, wenn man sich auf das Studium bestimmter Fragen beschränkt, habe ich einige den Beton- und Eisenbetonbau betreffende gewählt, die z. Zt. im Vordergrund des Interesses stehen, wie

die Anwendung des Gußbetons,  
die Verwendung von Beton beim Bau von Wasserkraftanlagen, und im Besonderen beim Bau von Talsperren,  
das noch wenig geklärte Problem der Wasserdichtigkeit und Wasserdurchlässigkeit bei Eisenbeton und bei Beton in größeren Massen,  
die Elastizität und Festigkeit von Beton und Eisenbeton unter verschiedenen klimatischen Verhältnissen,  
und schließlich das Verhalten des Eisenbetons bei Eisenbahnbauwerken.

Im nachfolgenden werde ich versuchen, die von mir während der Studienreise gemachten Beobachtungen an der Hand einiger Beispiele zusammenzufassen.

## II. Beton und Eisenbeton im Wasserbau, insbesondere beim Bau von Talsperren.

Außer der großen im Murgtal in Baden im Bau befindlichen Talsperre, die aus Gußbeton mit einem Rauminhalt von nahezu 290 000 m<sup>3</sup> hergestellt wird, sind die beiden großen Talsperren im Wäggitäl und an der Barberine in der Schweiz zu nennen mit Massen, die nicht viel kleiner sind.

Italien weist z. Zt. wohl die größte Anzahl von Talsperren auf, die z. T. fertiggestellt, z. T. im Bau sind. Wenn wir die etwa 50 kleineren Talsperren aller Arten übergehen, so sind folgende Bauwerke zu nennen, die Anspruch auf größere Beachtung haben:

Von Schwergewichtsmauern, die aus Trockenmauerwerk mit einer sog. wasserdichten Betondecke hergestellt wurden, ist die Talsperre bei Belice in der Nähe von Palermo zu nennen, auf die ich später noch zurückkomme.

Zwei größere Schwergewichtsmauern aus Mörtelmauerwerk sind die 40 m hohe gekrümmte Talsperre Di Crosis am Torrente Torre und die 41 m hohe gekrümmte Talsperre (mit Sickerrohren) im Lago sul torrente Gebiet (Flußgebiet des Po) zu nennen.

Von den größeren Schwergewichtsmauern aus Beton sind folgende zu erwähnen:

Die gekrümmte 30 m hohe Schwergewichtsmauer am See del Moncenisio,  
die 38 m hohe gekrümmte Schwergewichtsmauer am Torrente Corfino,  
die 43 m hohe Sperre mit Überlauf derselben Art am Torrente Turrite,  
die 44 m hohe Staumauer mit Überlauf aus Beton mit einer Bruchsteinverkleidung am Torrente Cison,

die gekrümmte 50 m hohe Schwergewichtsmauer Del Farlo am Fiume Candigli, einem Nebenfluß des Metauro, und schließlich

die gekrümmte 54 m hohe Schwergewichtsmauer Nitti am Torrente S. Pietro.

Außer diesen sind nach den statistischen Mitteilungen des italienischen Ministeriums für öffentliche Arbeiten<sup>1)</sup> etwa 10 Talsperren aus Beton als Schwergewichtsmauern in Höhen von 11–29 m in den letzten Jahren erbaut worden.

Von den aufgelösten Sperren in Eisenbeton sind zu nennen:

die 42 m hohe Talsperre vom Rio Combamala, die eine aufgelöste Sperre mit Eisenbetonplatten darstellt, und neben zwei kleineren Reihengewölbesperren die größte aufgelöste Talsperre am Tirso in Sardinien. (Siehe weiter unten.)

Wir sehen, daß in Italien eine ganze Reihe von Talsperren verschiedenster Art in den letzten Jahren ausgeführt wurden (die zurzeit im Bau befindlichen sind hier nicht angeführt), die z. T. sehr interessante konstruktive und Ausführungseinzelheiten aufweisen. Wir ersehen aber auch aus den kurzen Hinweisen, daß die Zahl der aus Beton und Eisenbeton gebauten Talsperren weitaus überwiegt, was um so mehr ins Gewicht fällt, als in Italien kein Mangel an geschickten und geschulten Maurern besteht. Es ist hierbei zu beachten, daß die örtlichen Verhältnisse bei der Auswahl des Materials von ausschlaggebender Bedeutung waren, weil das in einigen Gegenden vorhandene Gesteinsmaterial verwendet werden mußte, sei es als Mauerwerk, sei es in Form von Einlagsblöcken im Beton.

### 1. Die Lehren aus dem Einsturz der Gleno-Sperre.

Der Einsturz der Glenosperre in Norditalien mit seinen verhängnisvollen Folgen, Ende 1923, hat viele Fachleute veranlaßt, die Unglücksstelle aufzusuchen, um die Einsturzursachen zu studieren und den Fehlern nachzugehen, die bei dem Bau dieser großen Talsperre gemacht wurden. Eine umfangreiche literarische Tätigkeit war das Ergebnis dieser Pilgerfahrten. Als die wertvollsten Veröffentlichungen sind diejenigen von Dr. Stucky in der schweizerischen Bauzeitung 1924 zu nennen, die als erste sich eingehend und sachlich mit der Frage beschäftigte, ferner die Veröffentlichung von Rothmund in Heft 3, 1924 dieser Zeitschrift, schließlich die sehr umfang- und inhaltsreiche Veröffentlichung von Ludin im Jahrgang 1924 der „Wasserwirtschaft“.

Inzwischen ist auch der Bericht der von der italienischen Regierung mit der technischen Untersuchung betrauten Professoren Ganassini und Dannusso, Mailand, erschienen, über den in Heft 12 dieser Zeitschrift kurz berichtet wird.

Es erübrigt sich, auf die technischen Fragen des näheren einzugehen, da diese aus den zahlreichen Veröffentlichungen bekannt sind. Ich möchte nur auf die Schlußfolgerungen der italienischen Sachverständigen zurückkommen, die auf Grund einer in alle Einzelheiten eindringenden genauen Untersuchung als die Hauptursache des Einsturzes die statische Mangelhaftigkeit der Unterstützungsmauer (Pfropfen) für den mittleren Teil der Staumauer bezeichnen, wobei den unsicheren Auflagerflächen ein erheblicher Anteil zugeschrieben wird. Damit wird auch die Vermutung Rothmunds bestätigt.

Als das wichtigste Ergebnis fast aller bekanntgewordenen Äußerungen über die Ursachen des Einsturzes muß festgehalten werden, daß selbst die großen Mängel in der Konstruktion kaum die katastrophalen Folgen herbeigeführt hätten, wenn die Herstellung und Verarbeitung des Materials diejenigen Mindestforderungen erfüllt hätten, die wir heute nach dem Stand von Wissenschaft und Praxis fordern müssen. Ich bin in dieser Ansicht von verschiedenen

<sup>1)</sup> Annali delle Utilizzazioni delle Acque, 1924, Fascolo 1, Rom.

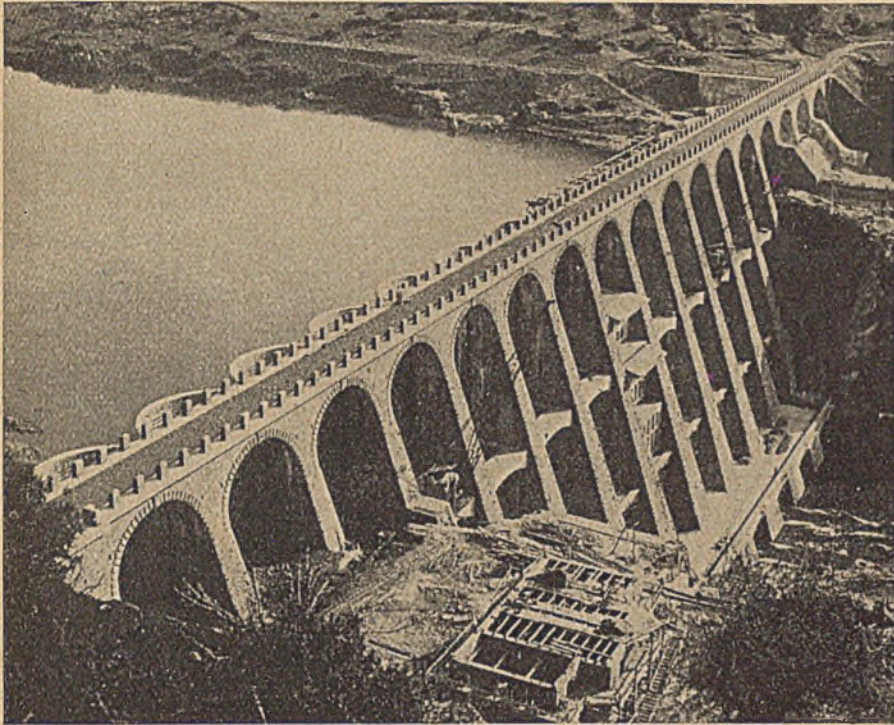


Abb. 1a. Tirsotalperre; Ansicht von der Luftseite (vom rechten Ufer aus).

italienischen Fachleuten, die sich direkt oder indirekt mit der Frage zu befassen hatten, bestärkt worden.

Die Materialfrage tritt hier in den Vordergrund. Man hat ihr nicht die ihr zukommende Beachtung geschenkt, wie dies leider auch sonst im Wasserbau manchmal zu beachten ist.

Die Verwendung eines vollkommen ungeeigneten Bindemittels, wie es der verwendete an sich schon ungeeignete Kalk oder Romanzement war, unter Zusatz von unreinem Zuschlagsmaterial, und die unsachgemäße Verarbeitung und Nachbehandlung des so hergestellten Betons sind schuld an dem folgenschweren Einsturz.

Es ist zwar undenkbar, daß bei uns Fachleute, die mit einem ähnlichen Bau wie die Unglücksmauer am Gleno irgendwie in Berührung kommen, eine so große Leichtfertigkeit in der Vorbereitung und Verarbeitung des Materials dulden würden, aber es soll auch ausgesprochen werden, daß ohne wirkliche Materialkenntnisse, die auf die Eigenheiten des Eisenbetons Rücksicht nimmt, auch bei uns früher oder später schlechte Erfahrungen nicht zu vermeiden sein werden.

Eine weitere Lehre aus den Untersuchungen über den Einsturz ist die Notwendigkeit, ähnliche Wasserbauwerke nicht nur während der Herstellung, sondern auch nachher in der ersten Zeit während des Betriebes sorgfältig zu beobachten. Das Unglück im Jahre 1923 wäre vielleicht verhindert, sicherlich aber herabgemindert worden, wenn man die schon im Jahre 1922 bemerkten zuerst kleinen Wasserstrahlen und die Wasserverluste infolge der Undichtigkeit der Konstruktion

beobachtet hätte und den Ursachen nachgegangen wäre.

Von manchen Seiten sind aus den Veröffentlichungen über die Glenosperre weitgehende Folgerungen über die Zweckmäßigkeit der Anwendung von aufgelösten Eisenbetontalsperren gezogen worden.

Die Frage, ob man eine Schwergewichtsmauer oder eine aufgelöste Eisenbetonsperre anwenden soll, ist in erster Linie eine wirtschaftliche; Kosten- und Platzfragen sind entscheidend.

Die Konstruktion der Glenosperre, die in ihrem unteren Teile als Schwergewichts-, im oberen Teile als aufgelöste Mauer ausgeführt war, bringt zu den sonstigen Unklarheiten bei der statischen Berechnung noch die Verbindungsstelle, die sowohl bei der Konstruktion als auch bei der Ausführung erhöhter Aufmerksamkeit bedarf.

Sehr beachtenswert ist daher die Schlußfolgerung der Sachverständigen, in der sie erklären, daß sie es als ausgeschlossen halten, daß der Oberbau im Gewölbe und den Pfeilern aus eigener Schwäche gebrochen sei, trotz aller nachgewiesenen Mängel.

So sehr auf peinliche Sorgfalt bei der Ausführung von aufgelösten Eisenbetontalsperren zu sehen ist, so wenig ist

die Annahme berechtigt, daß bei einer Schwergewichtsmauer die großen Massen an sich schon erhöhte Sicherheit bedingen. Hier sind nicht nur die Verbindungen mit dem Untergrund, die Herstellung und Verarbeitung des Betons

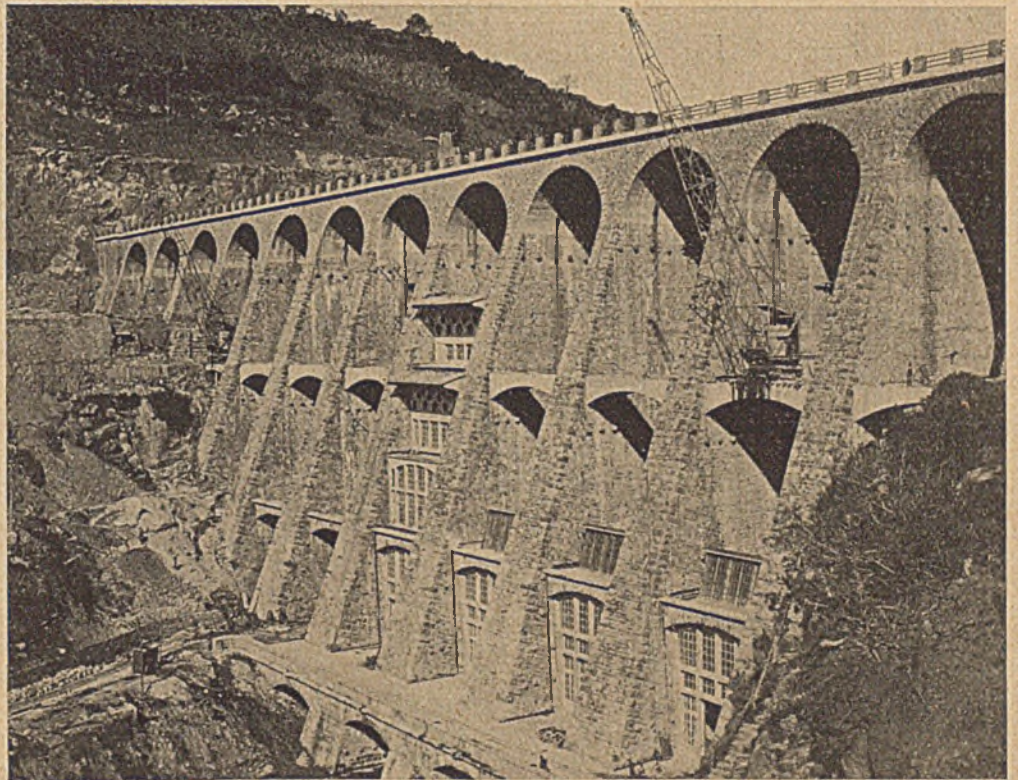


Abb. 1b. Ansicht von der Luftseite (vom linken Ufer aus).

sowie die Wasserdichtigkeit von ganz anderen Gesichtspunkten zu behandeln als bei aufgelösten Eisenbetonsperren, die allerdings statisch und konstruktiv weniger einfach sind als die ersteren.

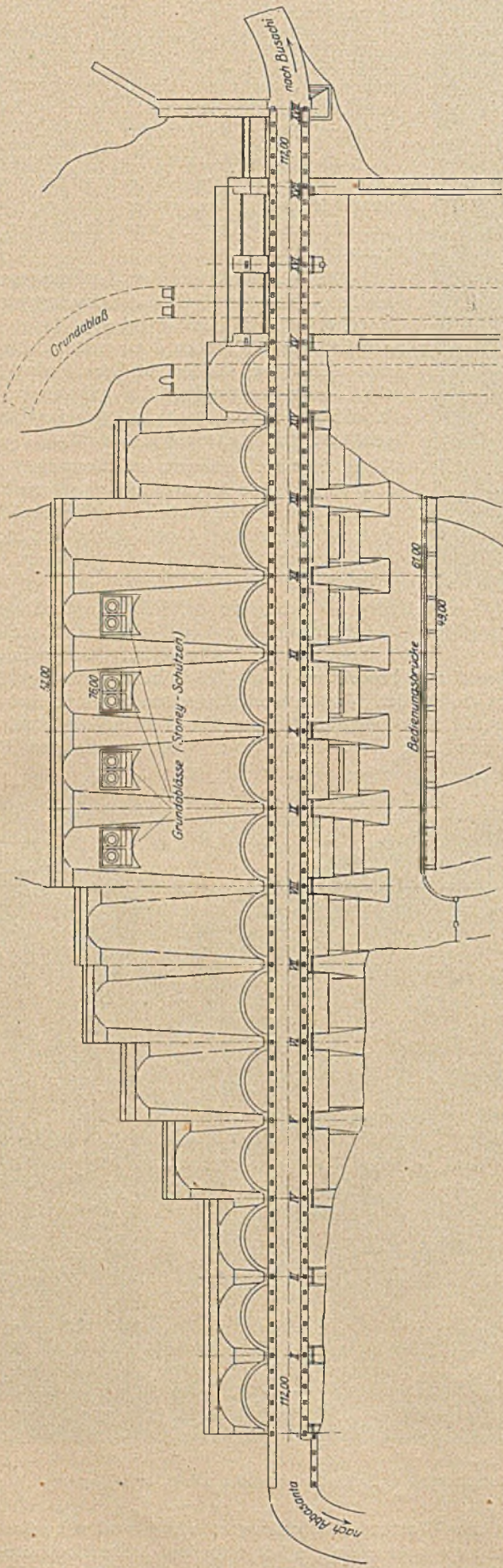


Abb. 2a. Tirsosperre (Grundriß).

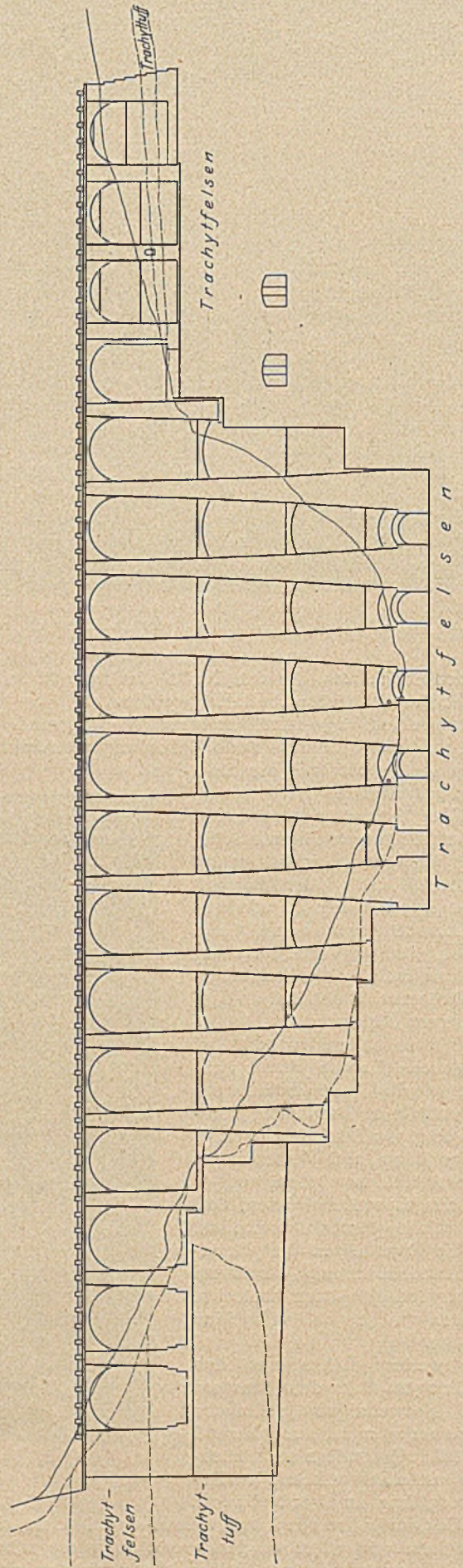


Abb. 2b. Tirsosperre (Längsschnitt)

Man wird auch bei Schwerkriegsmauern bei unsachgemäß Behandlung vor schlechten Erfahrungen nicht bewahrt bleiben, und wenn man von diesen bisher nichts gehört hat, so liegt dies daran, daß man über langjährige Erfahrungen nur bei Talsperren aus Mauerwerk verfügt.

2. Die aufgelöste Eisenbetontalsperre auf Sardinien.

Mein Besuch bei dieser bisher größten aufgelösten Talsperre fand im April 1924 kurz vor der Fertigstellung statt, und ich möchte für die Leser dieser Zeitschrift einige kurze Mitteilungen über ihre Entstehung und ihren Zweck voranschicken.

Die große Wasserarmut auf Sardinien während des Sommers brachte Krankheiten in den sumpfigen Niederungen und große Dürre während der meisten Sommermonate. Der schon lange bestehende Plan, die 4 sardinischen Flüsse in 7 Stauseen mit 1150 Millionen m<sup>3</sup> Inhalt zu vereinigen, um das darin aufgespeicherte Wasser z. Z. der Dürre für die Landwirtschaft zu verwenden, wurde erweitert. Es sollte gleichzeitig elektrische Energie zum Betrieb der Erzgruben, zur Verarbeitung der gewonnenen Erze und für allgemeine Zwecke gewonnen werden.

Die Societa delle bonifiche (Gesellschaft für Bodenkultur) Sardiniens hat diese Arbeiten mit der Regulierung des Waldbaches Tirso begonnen und dadurch vorerst 30 000 PS gewonnen und 30 000 ha Bodenfläche mit regelmäßiger Bewässerung versehen.

Der Stausee, der durch den Bau der Talsperre geschaffen wurde, ist schiffbar, und schon während des Baues sind die Schleppkähne mit dem Baumaterial durch Motorschiffe gefahren worden. Die Schifffahrt auf dem großen Stausee soll auch fernerhin beibehalten werden, um den Verkehr zwischen den Ortschaften zu erleichtern. Dabei soll nicht unerwähnt bleiben, daß eine kleine Ortschaft des Tales abgetragen werden mußte.

Durch eine Eisenbetonsperre in Reihenfolge wurde der Tirsofluß in der Nähe von Busechi

angestaut; die Sohle liegt auf Höhe 50 + NN, das Stauziel auf Höhe 108,5 + NN. Somit beträgt die Stauhöhe etwa 59 m. (Siehe Abb. 2c).

Die Entnahme liegt auf Höhe 75 + NN, das Absenkeziel auf Höhe 80 + NN. Im Hinblick auf diese Daten ergibt sich ein nutzbarer Stauraum von 416 Millionen Kubikmeter.

Die Anlage dient 3 Zwecken mit dem Hauptzweck der Bewässerung von ca. 30 000 ha mit 70 sec. lit/ha. Das Ausgleichsbecken, von dem aus die Entwässerungskanäle abgehen, ist vornehmlich zu diesem Zweck angelegt. Nebenzweck ist

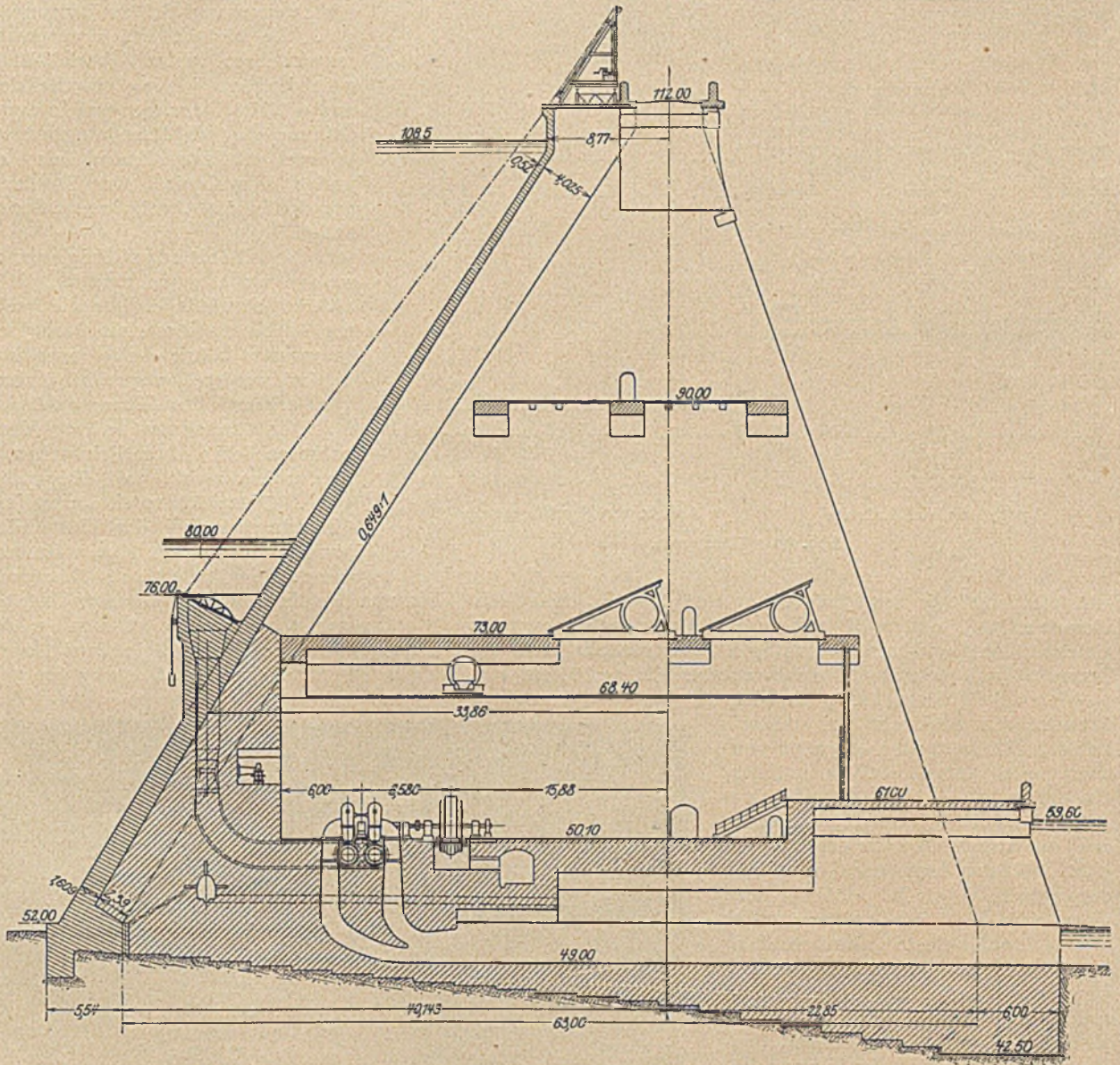


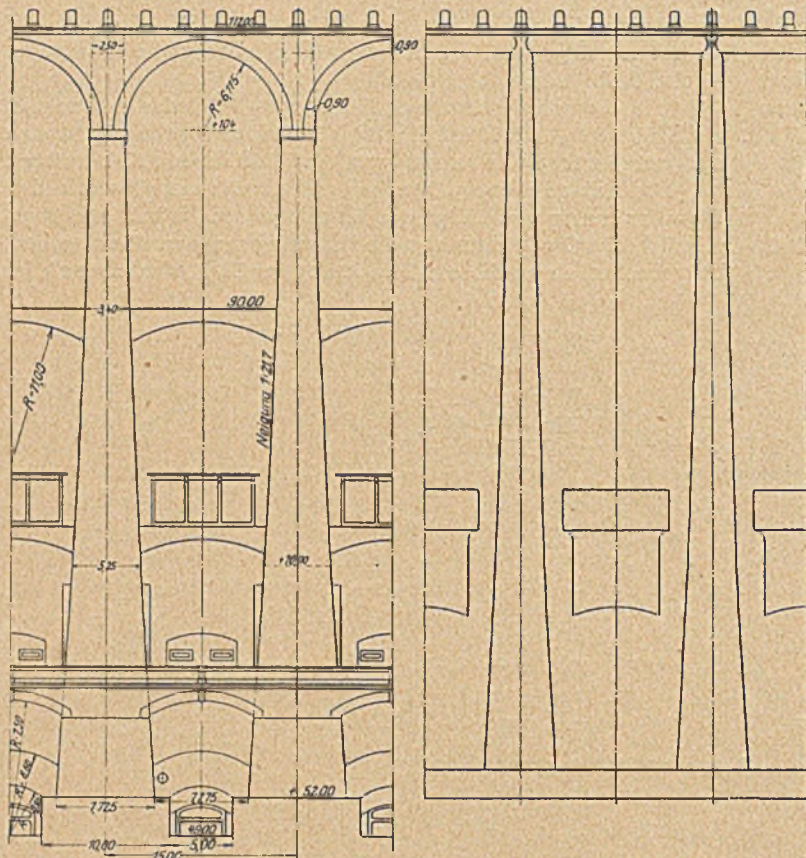
Abb. 2c. Tirsotalperre (Querschnitt in Öffnung IX — X).

die Entsumpfung durch Vergleichmäßigung des Wasserabflusses und damit eine Einschränkung der Malariagefahren.

Endlich dient die Anlage in Ausnutzung des Gefälles der Erzeugung von Licht- und Kraftstrom, im besonderen zur Versorgung von Fabriken für elektrolytische Erzeugung von Zink und Eisen.

Die Staumauer besteht aus 18 Öffnungen mit 15 m Achs-Abstand. Die Kronenlänge beträgt 283 m (Abb. 2a und b). Gegen die Horizontale ist die Wasserseite unter 57°, die Luftseite unter 70° 40' geneigt (Abb. 2c). Die Summe der Böschungen ist somit 0,651 + 0,349 = 1, entsprechend einer Erfahrungsformel bei aufgelösten Sperren.

Nach vergleichenden Berechnungen treten z. B. bei Sperrehöhen von 30 m für beliebige Gewölberadien und



Ansicht von der Luftseite

Ansicht von der Wasserseite

Abb. 2d. Tirsosperre.

-stärken innerhalb der Pfeilverhältnisse  $\frac{1}{3}$  bis  $\frac{1}{4}$  die relativ kleinsten  $\sigma_{\max}$  und  $\sigma_{\min}$  auf, unter Berücksichtigung des gleichmäßigen und ungleichmäßigen Wasserdrucks und der Temperatureinwirkungen. Hier ist das Pfeilverhältnis 1:3.

Die Gewölbesterke in der Schnittebene senkrecht zur wasserseitigen Böschungsfäche nimmt von oben nach unten von 52 cm bis 160 cm zu.

Die Pfeilerabmessungen betragen in Kronenhöhe in der Länge 5 m, wachsen dann nach dem Bildungsgesetz  $5 + h$  bei Höhe 52 auf 63 m (Abb. 2c). Die Pfeilerstärke nimmt nach einem parabolischen Gesetz zu, ist aber in gebrochenen Linienzügen ausgeführt, deren Knickstellen bei den Höhen 90 + NN, 70 und 52 liegen, entsprechend den Maßen 3,4 m, 5,25 und 7,725 m Breite (siehe Abb. 2d).

Nach oben sind die Pfeiler durch die Straßenüberführung (Straßenbreite 6 m) auf Halbkreisbögen mit 12,5 m Lichtweite abgeschlossen, wobei die Pfeiler entsprechend auf 7,30 m verlängert sind. Die Straßenoberkante liegt auf 112,0 + NN (siehe Abb. 2c).

Eine zweite Hauptquerverbindung stellt die Bedienungsbühne auf der Talseite in Höhe 61 + NN dar, getragen von zwischen Pfeilerverlängerung angespannten Bogen (Abb. 1a, b und 2d).

Ferner dienen als Versteifungsbogen auf Höhe 73 vier Bogen je 3 m und auf Höhe 90 drei Bogen je 2,5 m

breit (Abb. 2d). Öffnungen in den Pfeilern und Querüberbrückungen längs derselben ermöglichen allseitige Begehung des Bauwerkes. Auf diese Weise sind die Pfeiler in verschiedenen Höhen ausreichend versteift.

Die 5 mittleren Öffnungen, in denen die Krafthausanlage untergebracht ist, sind an der Gewölbeinnenseite mit starker Mauerung ausgefüllt zur Aufnahme der Entnahmeverrichtungen insbesondere der Eisenbetonröhre (Abb. 1b).

Die Entlastungsanlage liegt am linken Ufer in der zweiten und dritten Öffnung (siehe Abb. 2a und 2b). Sie besteht aus 2 automatischen Eisenbetonsektorwehren, deren Überfallhöhe bei 12 m Breite 7 m beträgt. Die Schwelle der Wehre liegt auf 102 + NN. Darunter sind in der dritten und vierten Öffnung Grundablässe angeordnet: (Stonyschützen je zwei in einer Öffnung) also 4 Tafeln 4 m hoch und 1,90 m breit. Der Stollen des Grundablasses mündet in die Abschußrinne der oberen Entlastungsanlage.

Die Ableitungsfähigkeit der zwei Überfallwehre ist  $2 \times 400 \text{ m}^3/\text{sek}$ , die der beiden Grundablässe ebenfalls  $2 \times 400 \text{ m}^3/\text{sek}$  und endlich die der Turbinenablässe mit Stonyschützen  $400 \text{ m}^3/\text{sek}$ . Insgesamt können also  $2000 \text{ m}^3/\text{sek}$  zugleich abgeführt werden, entsprechend einem Hochwasser von  $1 \text{ m}^3/\text{sek}/\text{km}^2$  des Einzugsgebietes.

Der Wasserentnahme dienen zunächst Entnahmeschächte mit Feinrechen, sodann bewehrte Betonröhre (Abb. 3a) (Doppelbewehrung mit Bügeln). Diese Röhre sind zur Vermeidung zu großer Krümmungen bei der Einmündung in die Turbine jeweils von der Nebenöffnung und durch die trennende Pfeilerwand hindurch zur Turbinenkammer geführt. Das Vollwasser beträgt  $58 \text{ m}^3/\text{sek}$ . Das Werkwasser wird verarbeitet von je zwei Doppel-Francis-Turbinen à 6000 PS und je zwei Doppel-Francis-Turbinen à 9000 PS, zusammen eine Leistung von 30 000 PS darstellend.

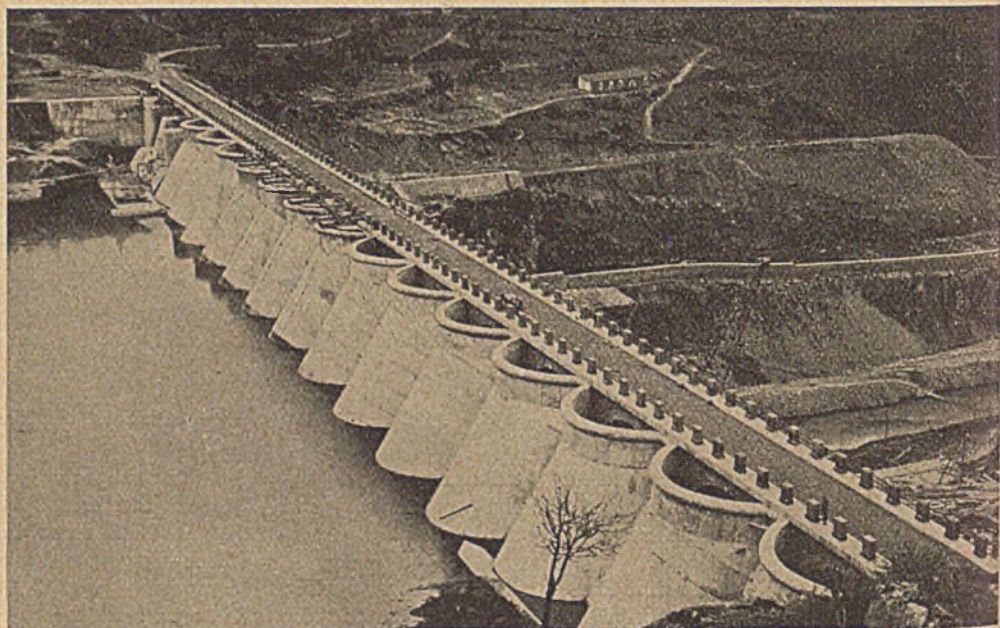


Abb. 3c. Tirsosperre. Aufnahme nach der Vollendung (von oben aus).

Die Konstruktion und im besonderen die Bewehrung der Gewölbe ist nach folgenden Gesichtspunkten ausgeführt worden:

In die aus Bruchsteinmauerwerk mit gutem Zementmörtel hergestellten Pfeiler sind die Eisenbetongewölbe eingespannt. Die Pfeiler selbst sind aus Bruchsteinmauerwerk

hergestellt, das an Ort und Stelle vorhanden war, und weil die Kombination zwischen Pfeiler und Bogenkonstruktion von der projektierenden Ingenieurfirma Omodeo als die den gegebenen Verhältnissen wirtschaftlichste ermittelt wurde. Man muß hierbei berücksichtigen, daß der Zement auf große Entfernungen durch sehr unwirtliche Gegenden herbeigeschafft werden mußte, und daß das Zuschlagsmaterial erst an Ort und Stelle gebrochen und gesiebt werden mußte. Unter diesen Umständen scheint es wohl erklärlich, daß die sehr massigen Pfeiler aus dem an Ort und Stelle gewonnenen Bruchstein und nicht aus Beton oder Eisenbeton hergestellt wurden.

Über die Konstruktion der Gewölbe, über deren Berechnung weiter unten eine kurze Übersicht folgen soll, ist folgendes zu sagen:

Von Höhe 52 bis 73 + NN haben wir es mit einer einfachen Bewehrung zu tun, wobei zu berücksichtigen ist, daß das Gewölbe in dieser Höhe mit der sehr starken Hintermauerung mehr als Mauerwerksverkleidung denn als selbsttragendes Gewölbe zu betrachten ist. Es ist ferner auch zu bedenken, daß das Gewölbe, das auf dieser Höhe dauernd unter Wasser liegt, Temperatureinflüssen weniger ausgesetzt ist als die andern Teile der Gewölbe. Es ist daher nur zur Vorsicht noch eine einfache Bewehrung durchgeführt, wie dies in Abb. 3b unten ersichtlich ist.

Dagegen sind die Gewölbe von Höhe 73 bis 111 + NN ziemlich stark bewehrt. Die doppelte Bewehrung, die in Abb. 3b zu sehen ist, wird zwischen Höhe 73 bis 80 + NN entsprechend der Berechnung in etwas anderer Weise durchgeführt als in dem obersten Teil der Gewölbe.

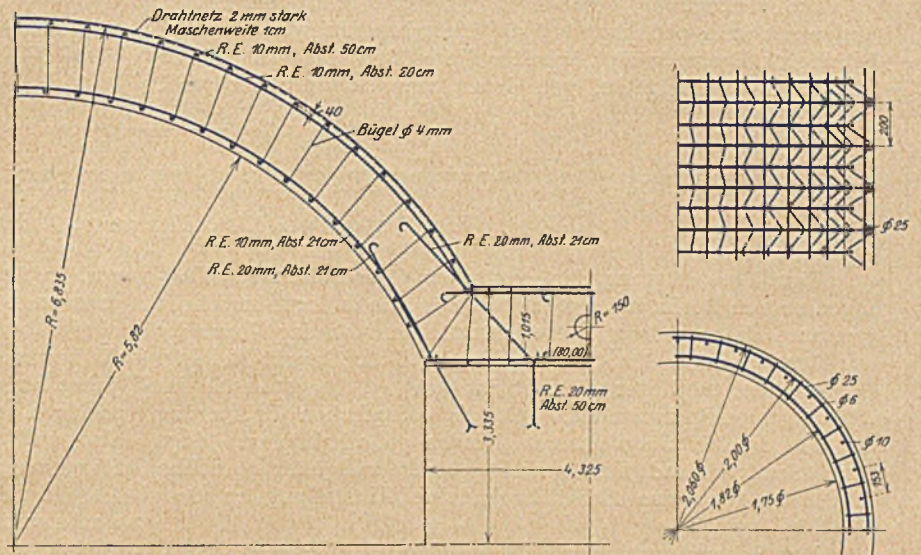
Schwierig waren die Vorkehrungen für die Wasserdichtigkeit der Gewölbe; eine Lösung ist nicht gefunden worden.

Es ist klar, daß die Arbeitsfugen der Tageschichten in den Gewölben, wie sie in Abb. 3c zu erkennen sind, bei jeder Art von Dichtung der Gewölbe Schwierigkeiten bereiten werden. M. E. sind sie für den Grad der Wasserdichtigkeit ausschlaggebend. Bei der Konstruktion am Tirso scheinen besondere Vorkehrungen, die in den Arbeitsfugen ein Durchsickern verhindern hätten können, nicht vorgesehen worden zu sein. Dies macht sich fühlbar, indem trotz der wasserdichtenden Schichten, die noch angebracht sind, das Wasser durch die Fugen z. T. reichlich durchfließen kann, wie ich mich gelegentlich meines Besuches überzeugen konnte.

Die wasserabweisende Haut der Gewölbe war bis zur Höhe + 90, soweit diese immer unter Wasser sind, aus drei Lagen Goudron auf einem sog. wasserdichten Mörtelputz. Bei dem oberen Teil war Mörtelputz mit Siderostenanstrich angebracht, da man bei denjenigen Teilen, die der Sonnenstrahlung ausgesetzt sind, von der Asphaltdeckung absehen mußte.

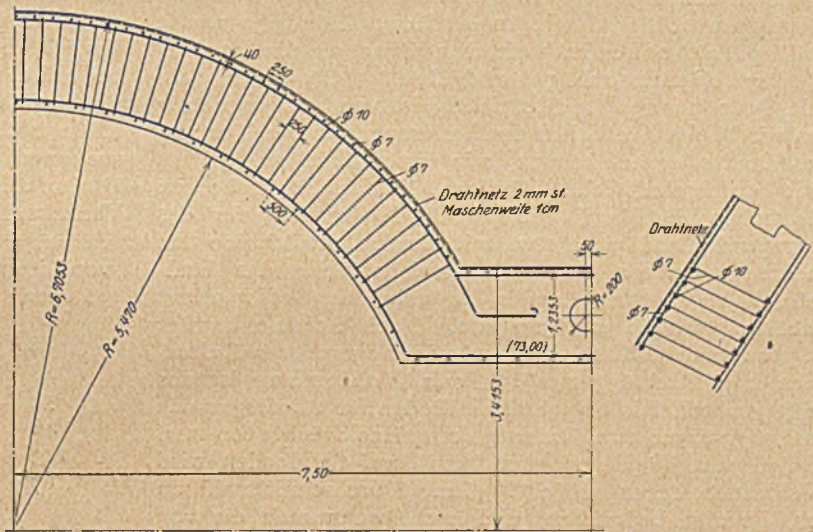
Nur in dem unteren Teil der Gewölbe, soweit sie auf dem Mauerwerk aufliegen, ist eine Ableitung des Sickerwassers vorgesehen. Zwischen dem Sperrgewölbe und dem Mauerwerk sind besondere Drainfugen gelassen, die mit dem Durchgangsstollen in Verbindung stehen, der in der Mauer vorgesehen ist, und in den auch die Sickerohre für die Pfeiler einmünden.

Es sei noch darauf hingewiesen, daß dieses hervorragende Bauwerk, das mitten in einer Wildnis errichtet wurde, in eigener Regie unter der außerordentlich tatkräftigen Leitung des

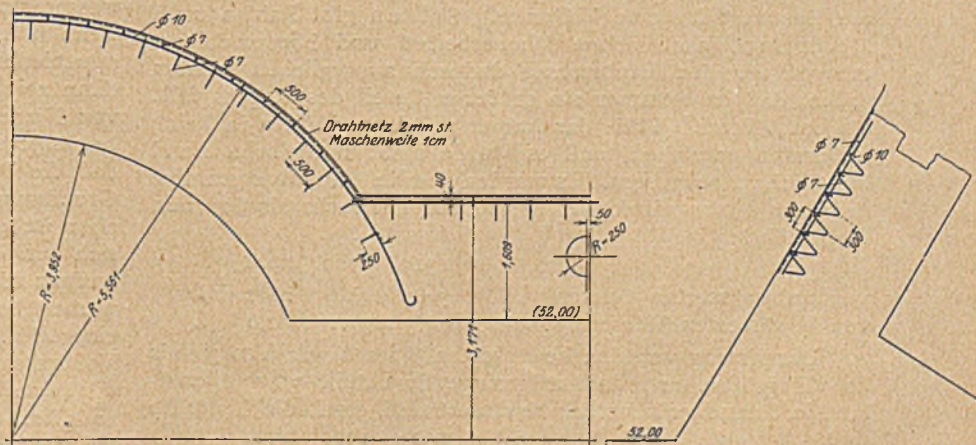


Höhe 80 bis 111 + NN.

Abb. 3a. Bewehrung des Einlaufrohres.



Höhe 73 bis 80 + NN.



Höhe 52 bis 73 + NN.

Abb. 3b. Einzelheiten der Bewehrung in den Gewölben.

Bauleiters Castamagna ausgeführt wurde, der seine Erfahrungen aus Nordamerika brachte.

Die größte Schwierigkeit bildete die Herbeischaffung des Materials. Während der Sand aus dem Tirso gewonnen wurde,

mußte das grobe Zuschlagsmaterial aus dem vorhandenen Basaltgestein gebrochen werden. Das ganze andere Material mußte viele Kilometer weit herbeigeschafft werden.

Die Herstellung geschah in Tagesabsätzen von 2,5 m, und wenn man bedenkt, daß die Unterbringung der am Bau beteiligten Beamten und Arbeiter die größten Schwierigkeiten bildete, Schwierigkeiten, von denen man sich bei uns wohl

kaum die richtige Vorstellung machen kann, so muß die Leistung von 8000 m<sup>3</sup> Beton und Mauerwerk im Monat bei 25 Arbeitstagen zu 16 Stunden als eine hervorragende Leistung angesehen werden.

Auf die Berechnung und Konstruktion der Gewölbe werde ich in einem späteren Abschnitt zurückkommen.

(Fortsetzung folgt.)

## BEFINDET SICH NORDDEUTSCHLAND IN FORTSCHREITENDER AUSTROCKNUNG?

Von Professor Geißler, Hannover, Techn. Hochschule.

Eine Versammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieure in Berlin hat am 12. Mai 1924 die in der Überschrift genannte Frage erörtert. Berichterstatter war der Vorsteher der Landesanstalt für Gewässerkunde, Geh. Baurat Dr.-Ing. W. Soldan, und der Bericht ist am 15. August 1924 im „Bauingenieur“ erschienen. Mit der öffentlichen Erörterung der für die Nutzung unseres Landes so erheblichen Dinge durch Sachverständige ist erreicht worden, was jeder wünschen muß, der für seine Arbeit irgendeine Einstellung zu dem Problem braucht.

Der Schwerpunkt der ganzen Frage liegt in dem Satz, den Dr. Soldan von dem Vorhandensein und dem Verbrauchen des Wassers ausgesprochen hat: „Tatsächlich leben wir aber in Deutschland wie in anderen Ländern nicht vom Kapital, sondern von den Zinsen, die in Gestalt der Niederschläge anfallen.“ Ob dieser Satz für alle Teile unseres Landes richtig ist, und ob er richtig bleiben wird beim Auswirken der Änderungen in der Nutzung unseres Landes, darauf kommt es in erster Linie an.

Die durchschnittliche jährliche Niederschlagshöhe im norddeutschen Flachland mit 400 bis 800 mm ist für das fruchttragende Land nicht etwa mit durchschnittlich 600 mm anzunehmen, sondern sehr umfangreiche Teile des landwirtschaftlich genutzten Landes liegen in den Gebieten mit Regenhöhen von 400 und 500 mm. Nach Soldan beträgt „das Optimum des Wasserverbrauchs der angegebenen Kulturpflanzen im Mittel 633 mm“. Nach Wohltmann ist das ideale Regenbedürfnis bei lehmigem Boden für Wintergetreide 600 mm, Gerste 520 mm, Hafer 630 mm, Hackfrüchte 600 mm, Wiese 670 mm, Weide 770 mm, und „auf Sandboden wird der Verbrauch etwas größer“. Eine Durchschnittszahl zu nennen, ist also bedenklich, und auch, wenn man die von Soldan angegebene als ungefähr richtig unterstellt, bleibt für sehr große Teile unseres Landes noch ein starkes Minus am Bestwert für eine Vollernte. Soldan gibt Zahlen nach Hellmann, nach denen Wasserbedarf und Niederschlagsmengen für den Ernteertrag dadurch ausgeglichen werden sollen, daß im Sommer ein größerer Anteil des Regens fällt als im Winter. Wäre das immer so, dann dürften ja keine Mißernten entstehen, und es würde nicht nötig sein, Land künstlich zu bewässern. Es wurden aber in Hannover geerntet (in einer der regenreichsten Provinzen mit mehr als 600 mm Regenhöhe):

	1919	1920	1921
von unbewässerten Wiesen . . .	34,0	41,6	28,7 dz/ha
von bewässerten Wiesen . . . . .	46,3	53,1	40,6 „

Der Ertrag von den bewässerten Wiesen war also 30 bis 40 vH größer, und da nur geringe Bruchteile vom Wiesenland in Hannover künstlich bewässert sind, ergab die Heuernte

	1919	1920	1921
insgesamt	14,85	17,76	12,24 Mill/dz

Das ist ein klarer Beweis dafür, daß wir mit den als Zinsen des Wasserkapitals fallenden Niederschlägen allein keine Vollernten erzielen.

Aber noch ist ja das Grundwasser da. Nach Soldan hat es „die wichtige Aufgabe zu erfüllen, den Überschuß an Niederschlägen, der zeitweise vorhanden ist, aufzusammeln

und in Zeiten des Mangels wieder auszugeben“. Die oben gegebenen Zahlen zeigen, daß auch Niederschläge und Grundwasserüberschuß keine Vollernten geben, denn sonst würden die bewässerten Wiesen nicht viel und über nasse und trockene Jahre hinweg ertragreicher sein als die, die nur von Niederschlägen und Grundwasser leben. Die Kulturpflanzen könnten also zu Vollernten mehr als die durchschnittlich fallende Regenmenge plus dem Grundwasserüberschuß verbrauchen. Die Regenmenge soll aber nicht einmal voll für den Pflanzenwuchs verbraucht werden, sondern sie hat noch die Aufgabe, das Grundwasser aufzufüllen, das den Überschuß von den Niederschlägen „in Zeiten des Mangels“ wieder ausgeben soll. Dieses Auffüllen des Grundwassers aus den Niederschlägen geschieht in den Ebenen des norddeutschen Tieflandes durch Versickerung. Die Versickerung ist durchaus verschieden bei sandigem, lehmigem und tonigem Boden; sie hängt auch von den Neigungen des Geländes ab, und sie wird im stärksten Maße beeinflußt durch den Pflanzenwuchs. Nach Untersuchungen von Seelhorst, die sich mit langjährigen englischen Beobachtungen (in Rothamstead) decken, kommen zur Versickerung:

von Litern Regen	im Monat	unter Kartoffel	unter Roggen	unter Brache
86	November	22	33	74
48	Januar	36	37	44
54	März	24	23	25
46	Mai	4	1	5
113	Juli	5	—	40
67	September	4	4	41

In der Zeit des Pflanzenwachstums versickert also unter fruchttragendem Land fast nichts vom fallenden Regenwasser, und auch in den Wintermonaten nur ein Teil. Und wenn nun, nach Hellmann, den Soldan zitiert, vom Gesamtniederschlag im Sommer 59,7, im Winter 40,3 vH fallen, dann zeigt das, wie ungünstig die Dinge für das Versickern von Niederschlägen unter Kulturland liegen. Das künstlich bewässerte Kulturland beweist mit seinen höheren Erträgen, daß die Pflanzen zur Vollernte mehr als Niederschläge plus Grundwasserüberschuß verbrauchen können; — jeder Pflanze aber ist es eigen, daß alle ihre Kräfte daraufhin arbeiten, sich zur Vollernte hin zu entwickeln, und wo sie zu ihrem Aufbau nicht Wasser genug von Niederschlägen plus Grundwasserüberschuß findet, wird sie in den Grundwasservorrat eingreifen. Das wird jetzt überall da geschehen, wo wir keine Vollernten erzielen, und wie verbreitet die Landstriche sind, die keine Vollernten haben, darüber besteht doch kein Zweifel. In allen diesen Landstrichen wird über den Grundwasserüberschuß hinweg vom Grundwasservorrat aus der Erde herausgenommen, teils unmittelbar, teils mittelbar aus dem vom Grundwasser gespeisten „Kapillar“ getragenen Wasser. Sie leben also nicht allein von den Zinsen, sondern auch vom Kapital des Wassers. Wir wissen aber noch nicht einmal recht, was denn eine geregelte Vollernte auf das ganze Land bezogen eigentlich ist — und sehen dabei doch ganz deutlich, daß wir (um im Bild von Soldan zu



bleiben) viel höhere Zinsen aus dem Kapital des Wassers herauswirtschaften können, wenn wir unsere fruchttragenden Fluren mehr und gleichmäßiger mit Wasser beschicken, wie es die Niederschläge allein tun.

Die Behauptung von Soldan trifft also schon in der Gegenwart für weite Landstriche nicht unbedingt zu. Das Mißverhältnis zwischen Vollernten einerseits und Niederschlag plus Grundwasserverbrauch andererseits muß sich aber um so mehr verschieben, je mehr wir unsern Boden beanspruchen. Es ist richtig, daß in manchen Teilen Deutschlands vielleicht schon zur Hohenstaufenzeit (nicht zur Römerzeit oder zur Zeit der Völkerwanderung) ähnlich große Flächen Land „unter Kultur“ waren wie jetzt — aber es waren eben nur manche Teile Deutschlands, und es war eine ganz andere Kultur. Die mächtigen Bewohnerverschiebungen zu den Zeiten der sogenannten Völkerwanderung und dann beinahe 1000 Jahre später zur Besiedelung des deutschen Ostens geschahen ja im tiefsten Grunde deswegen, weil das Land den stärker gewordenen Nachwuchs nicht mehr ernähren konnte, weil die eigentümlich starren Rechts- und Besitzverhältnisse (Cäsar, Gall. Krieg 6, 22 und Tacitus, Germ. 26) eine höhere Bodenkultur unmöglich machten. Aber die Dinge von damals sind nicht mit den heut zu verhandelnden zu vergleichen, schon deswegen nicht, weil wir jetzt eine ganz andere Technik in der Landwirtschaft haben. Jetzt wollen wir die Männer unseres Volkes nicht mehr über die Grenze drängen, sondern soweit, wie es geht, mit besseren Erträgen des eigenen Bodens ernähren. Das hat mächtige Veränderungen hervorgerufen.

Nach der amtlichen Erntestatistik für das Deutsche Reich wurden gewonnen im Durchschnitt der Jahre

	1878/80 Gesamt- menge t	1878/79 dz/ha	1898/1900 Gesamt- menge t	1899/1900 dz/ha
Weizen ...	2410386	13,5	3765407	18,9
Roggen ...	5811542	10,6	8752875	14,6
Hafer....	4510874	12,5	6909579	17,2
Kartoffel..	20654539	71,1	38597376	124,5

1910 aber schon 25819769t Getreide und 45969466t Kartoffeln. Diese Steigerungen waren bitter nötig, weil sich in dieser selben Zeit die Bewohnerzahlen völlig verschoben haben. In Deutschland lebten 1900 rund 30 Millionen Menschen mehr als 1800. „Alle vergangenen Jahrhunderte zusammen hatten es auf nicht mehr als 25 Millionen gebracht, unser einziges Jahrhundert hat 30 Millionen dazu geliefert.“ (Sombart, Volkswirtschaft im 19. Jahrhundert.) Und wie früher die Menschen über die Grenzen drängten, so drängten sie jetzt in die Städte. 1871 hatte Deutschland 8 Städte mit mehr als 100000 Menschen, in denen 5,34 vH der Gesamtbevölkerung waren — 1900 gab es 33 solcher Städte mit 16,36 vH. — Diese starke Zunahme der Bewohner und deren Verschiebung nach den Städten hin machen Sorgen. Das Land wird schon satt — aber die Städte. Um ihre Bewohner zu ernähren, müssen wir immer mehr aus unseren Fluren herausholen, damit wir unabhängiger vom Ausland werden, — aber der Aufbau von jedem Zentner Nahrungsmittel braucht Wasser, von dem vorn nachgewiesen wurde, daß die Niederschläge allein auf weiten Strecken ein Plus nicht mehr aufbauen können, ohne in den Vorrat des Grundwassers einzugreifen.

Aber es ist nicht die Landwirtschaft allein, die Wasser braucht. Auch die 60 Millionen Menschen, von denen 1900 schon 54,3 vH in Städten wohnten, fordern Wassermengen, deren Beschaffung immer schwerer wird. Es gibt wenig Städte, die bezüglich der Wasserbeschaffung für ihre Bewohner ohne Sorgen sind, vielen aber hängt die Notwendigkeit, für Wasser sorgen zu müssen, wie ein Damoklesschwert über ihren Haushaltpänen. Und dennoch sind die An-

forderungen der Bewohner gering gegenüber dem Verbrauch der Industrie. Beim Bearbeiten der Kanalisationsprojekte stellte ich fest, daß in Forst (Lausitz) neben etwa 3000 m<sup>3</sup> Abwasser von Haushaltungen für täglich 92775 m<sup>3</sup> Fabrikations- und Kondenswasser vorzusorgen war, in Gera neben rund 4500 m<sup>3</sup> häuslichem Abwasser für 17730 m<sup>3</sup> Abwasser von Fabriken und in Luckenwalde bei 2000 m<sup>3</sup> Hausabwasser für 5552 m<sup>3</sup> Fabrikabwasser täglich. Es würde wertvoll sein, zu wissen, wieviel Wasser in Großstädten noch neben dem von den städtischen Werken aus dem Untergrund gezogen wird von den größeren Unternehmungen, Fabriken, Hotels, Kaufhäusern usw., die eigene Wasserversorgungen betreiben. Dabei sind die industriellen Anlagen nicht auf die Städte beschränkt, sie gehen immer mehr hinaus aufs Land, und das zum großen Teil deswegen, weil sie dort besser und billiger für Wasserversorgung und Entwässerung sorgen können. Tief und weit greifen auch die Bergwerke, und besonders die Flachbergwerke auf Braunkohlen in das Wasservorkommen und die Wasserbewegung ein, und Tausende von Lokomotiven jagen täglich durch Deutschland, Tausende von Erntemaschinen arbeiten mit Lokomobilen, und alle müssen mit Wasser gespeist werden.

Es nützt nichts, wenn demgegenüber in der Aussprache am 12. Mai gesagt wird, ähnliche Bedenken um Wasserabnahme seien schon vor 50 Jahren geäußert worden, aber nicht eingetroffen, weil langjährige Perioden trockener Jahre mit nassen Jahren abwechselten. Vor 50 Jahren, das war 1874. Von 1878 bis 1912 aber sind in Preußen 1691000 ha Land neu melioriert, d. h. entwässert worden, und im selben Jahre lagen bei den Meliorationsbauämtern noch Projekte vor für die Meliorierung von weiteren 695000 ha; daneben sind allein in Oldenburg von 1866 bis 1903 rund 122000 ha Moor in Kulturland umgewandelt, d. h. wiederum entwässert worden (Krüger, „Kulturtechnischer Wasserbau“). Wir wissen, daß diese amtlichen Zahlen den Umfang der Arbeit keineswegs erschöpfen, daß daneben noch vieles von einzelnen getan worden ist. Konnte das und alles das vorn Erörterte geschehen, ohne daß sich am Wasservorkommen im ganzen etwas ändert, oder können diese Eingriffe durch Klimaschwankungen ausgeglichen werden? Und wenn nun wieder eine Trockenzeit kommt? Keiner von uns weiß eine sichere Antwort darauf. Geheimrat Keller hat schon vor beinahe 20 Jahren berichtet, wie verhängnisvoll die Niedrigwassermengen der Spree seit etwa 1850 zurückgegangen sind, und wir wissen, daß keineswegs dort allein Gefahren drohen. Soldan schreibt: „Große Wasserwerke sowohl wie der Bergbau haben an vielen Stellen den Grundwasserstand erheblich abgesenkt und dadurch örtlichen Schaden hervorgerufen.“ Er meint dazu: „Die Senkungstrichter vergrößern sich aber nicht fortschreitend, wie es sein müßte, wenn die Wasserwerke dauernd am unterirdischen Vorrat zehrten. Vielmehr nimmt der Grundwasserspiegel im Gebiete des Senkungstrichters nach einer gewissen Zeit eine neue Gleichgewichtslage an, um die er mit dem Wechsel der Jahreszeiten pendelt.“ Das ist an vielen Orten bestimmt nicht der Fall. In Grünberg i. Schl. ist seit 40 Jahren kein dauernder „Beharrungszustand“, d. h. ein endgültiger Ausgleich zwischen Wegnahme und Zufließen erreicht worden, im Wasserwerk Osthavelland Mitte von 1912 bis 1919 langsam fortgesetztes Absenken des Grundwasserspiegels festgestellt, ebenso in Werder (Havel) seit 1912; in Hannover liegen die Dinge bei den Wasserwerken der Stadt ebenso, und wie die Charlottenburger Wasserwerke bei Wannsee und Nikolassee auf die Umgebung gewirkt haben und wirken, ist doch nicht unbekannt. Wenn man dazu in der Aussprache der Tagung sagt: „Die Praxis zeigt, daß sich derartige Schäden leicht beheben lassen (Berieselung, künstliche Grundwassererzeugung, Aufpumpen des Schlachtensees im Grunewald)“ — so ist doch das nicht ein Heilen, sondern nur ein Verschieben des Übels; wir stopfen ein Loch dadurch, daß wir an anderer Stelle ein neues aufmachen. Soldan sagt in seinem Vortrag: „Wir kennen einzelne Stellen, an denen

die Niedrigwassermengen unserer Flüsse in den letzten Jahrzehnten abgenommen haben“ und „abgesehen von besonderen Stellen, an denen aus nachweisbaren Gründen dauernde Senkungen des Grundwasserstandes vorgekommen sind, ist eine allgemeine Abnahme des Grundwassers in Norddeutschland nicht nachweisbar“. Wir dürfen doch nicht warten, bis sich diese Einzelstellen summieren, fortsetzen — bis die allgemeine Abnahme des Grundwassers nachweisbar ist. Dann wäre es zu spät zum Eingreifen.

Herr Soldan schreibt: „Eine unerläßliche Voraussetzung für das Gelingen eines vernünftigen Ausgleichs zwischen den verschiedenen Anforderungen ist eine zweckmäßige Organisation der Behörden“, und: „Endlich kommt es darauf an, daß die wissenschaftliche Forschung auf allen Gebieten, die mit der Wasserwirtschaft in Verbindung stehen, weiter gefördert und nicht durch verkehrte Sparmaßregeln gehemmt wird.“ In der Aussprache sagt Professor Kaßner vom preuß. meteorologischen Institut: „Die Tätigkeit des Menschen senkt vielfach das Grundwasser“, und „Örtliche Austrocknung ist möglich“. Professor Fischer von der Landesanstalt für Gewässerkunde: „Noch dringender als die Beobachtungen und Untersuchungen meteorologischer Art sind für das heute erörterte Problem aber doch Beobachtungen und Untersuchungen an den Gewässern selbst. Immer wieder muß die Parole lauten: Messen und abermals messen“. Der Wirkl. Geh. Oberbaurat Nolda: „Für die Landwirtschaft ist das Wasser schlechterdings durch nichts zu ersetzen. Da wir aber in erster Linie essen müssen, um zu leben, so wird eine vernünftige Wasserwirtschaft einen befriedigenden Ausgleich zwischen den verschiedenen Anforderungen an unseren Wasserschatz in der Weise erstreben, daß zunächst der Landwirtschaft ihr Bedarf an Wasser nach Möglichkeit zur Verfügung gestellt wird.“ Es wird also auf viele Lücken unseres Erkennens hingewiesen, und daraus folgt doch, daß wir weiter um Erkenntnis sorgen müssen. Mit Beschlüssen schaffen wir es nicht aus der Welt, daß wir von unseren Wasserschätzen einen Gebrauch machen, wie keine Zeit vor uns. Wie tief wir in den Wasserhaushalt eingreifen, und wie sich die von allen Seiten zugegebenen örtlichen Schäden summieren können, das wissen wir nicht. Wir müssen es aber wissen. Das in der Aussprache zitierte Wort des Freiherrn von Wangenheim: „Für die Landwirtschaft handelt es sich nicht um Bewässerungs- oder um Entwässerungsfragen, sondern um die große Frage, wie die Beherrschung des Grundwasserstandes der Landwirtschaft in die Hand gegeben werden kann“, — dieses Wort drückt ganz genau aus, um was es sich handelt, und es gilt nicht nur für die Landwirtschaft, sondern für alle Nutzer des Wassers.

Und so sind ja auch Ziele da, nach denen hin wir arbeiten können. Wenn wir auch im Flachland unten nicht genug Wasser haben, um sorgenlos in die Zukunft zu sehen, um unserm Lande immer bessere Erträge abzugewinnen zu können, so haben wir doch noch die Regenwasserüber-

schußgebiete in den Bergen, wo Jahresregelmengen bis zu 2000 mm fallen. Wohl sind diese Gebiete kleiner wie das genutzte Flachland unten, aber sie liegen höher — man kann daran denken, das gebändigte Wasser von oben besser als bisher zu nutzen auf seinem Wege bis zum Meer hin. Das Wasser kommt zwar auch jetzt schon in die Ebene, aber zum großen Teil läuft es oberirdisch in den Flüssen weg, ungenutzt und stellenweis schadenbringend. Zu einem andern Teil läuft es unterirdisch ab, durch Vermittlung von Geschiebebetten, Geröllebetten, die Überbleibsel von Eiszeitabflüssen sind. Über diese Geschiebebetten gibt es Karten und Angaben von Geologen, die bei Erkundungsarbeiten für Wasserwerke vielfach bestätigt gefunden wurden und in denen Wasserbewegungen weit zu verfolgen und zu berechnen waren. Manche Geologen meinen, daß die Urstromtäler keine festen Zusammenhänge haben und daß sich keine wesentliche Wasserbewegung in ihnen entwickelt. Gut — das mag so sein, es mögen nur örtlich unterbrochene Wasserbewegungen in Teilgebieten vorkommen. Aber gerade weil das so sein kann und weil wir beim heutigen Stand unseres Wissens die unterirdischen Wasserbewegungen nicht beeinflussen können, darum müssen wir erst recht daran gehen, das oberirdisch abfließende Wasser zu fassen und es so zu leiten, wie es die Änderungen in der Nutzung unseres Landes erfordern. Und aus diesen Gründen empfehle ich, wie Soldan es zusammenfaßt: „Die einheitliche Regelung unserer Wasserwirtschaft durch Talsperrenbauten im Gebirge und die Bewässerung des Flachlandes.“ Dieses Vorgehen muß nutzbringend sein, auch wenn gar keine Gefahren im Flachland wären. Ein Kubikmeter Wasser, zur rechten Zeit an die Pflanzen herangebracht, gibt 2–4 kg Trockenernte an Getreide, Heu oder Kartoffeln, und die vorn gegebenen Zahlen zeigen, wieviel Wasser uns zu Vollernten sogar in der regenreichen Provinz Hannover noch fehlt. Man kann bei dieser einheitlichen Regelung der Wasserverteilung auch noch Kraft machen, Schiffahrtstiefen ausgleichen, die Niedrigwasserführung der Flüsse beeinflussen, ihr Wasser mit den neutralen Gebirgsabflüssen weicher und reiner machen und schließlich noch das zu erreichen suchen, was Freiherr von Wangenheim „die Beherrschung des Grundwasserstandes“ genannt hat, — wenigstens für weite Teile unseres Landes, und da zum Vorteil für alle Nutzer des Wassers.

Wenn Soldan sagt: „Wir kennen die Mittel, die zur Verbesserung der Wasserwirtschaft geeignet sind, sehr wohl. Eines der wichtigsten Hilfsmittel ist der Talsperrenbau, durch die wir die uns zu Gebote stehenden Wassermengen — nicht das Kapital, sondern die anfallenden Zinsen — soweit wie möglich dem Bedarfe entsprechend verteilen können.“ Und „namentlich wird dies der gegebene Weg für die Landwirtschaft sein, wenn es sich darum handelt, die künstliche Bewässerung in größerem Umfang zu fördern“ — so ist das im Grundsatz doch nicht verschieden von den Ansichten, die ich vertrete.

### Erwiderung

auf die vorstehenden Ausführungen des Herrn Professor Geißler.

Von Dr.-Ing. W. Soldan.

Mein Vortrag vom 12. Mai 1924 und die Aussprache, die sich an ihn anschloß, haben sich mit den Bedenken beschäftigt, die neuerdings in verschiedenen Schriften gegen die bisherige Wasserwirtschaft in Norddeutschland ausgesprochen worden waren. Diese Bedenken richten sich in erster Linie gegen die Art der bisherigen Wassernutzung und weniger gegen ihren Umfang, da die Vorschläge der Herren Verfasser zur Verbesserung sogar in der Hauptsache auf eine wesentliche größere Ausnutzung des verfügbaren Wassers hinauslaufen. Es galt daher hauptsächlich die Ausführungen der Herren Verfasser über die natürliche Grundlage des Wasser-

haushalts in Norddeutschland und über seine Beeinflussung durch die bisherige Wasserwirtschaft nachzuprüfen, um ein Urteil zu gewinnen, ob die geäußerten Bedenken gegen die gegenwärtige Art der Wasserwirtschaft begründet seien. Die Nachprüfung hat ergeben, daß die Ansicht, Norddeutschland lebe seit der Eiszeit von einem unterirdischen Wasservorrat, der allmählich erschöpft werde, nicht richtig ist. Auch für die letzten 100 Jahre konnte gezeigt werden, daß die Niedrigwasserführung unserer Flüsse trotz der großen Entwicklung der Wasserwirtschaft im allgemeinen nicht abgenommen hat, während sie von einer tatsächlichen Verschlechterung

des unterirdischen Wasserverkehrs in erster Linie hätte betroffen werden müssen. Ferner konnte gezeigt werden, daß auch das Grundwasser als solches nicht gesunken ist. Die Verringerung der Niedrigwasserführung und die Senkung des Grundwasserstandes, die an verschiedenen Stellen tatsächlich eingetreten ist, beweist nichts gegen den von mir ausgesprochenen Satz, daß wir im natürlichen Wasserhaushalt und in der Wasserwirtschaft nicht vom Kapital, sondern von den Zinsen leben.

Herr Geißler bestreitet die Richtigkeit dieses Satzes. Er stützt sich besonders auf die Einwirkung des Pflanzenwuchses, der Wasserwerke und des Bergbaues auf das Grundwasser und glaubt, daß die Senkungen des Grundwassers, die tatsächlich an verschiedenen Stellen vorgekommen sind, von grundlegender Bedeutung für die vorliegende Frage seien.

Das Grundwasser wird aus dem in den Boden eindringenden Teil der Niederschläge und ferner aus dem Wasser gespeist, das etwa aus oberirdischen Gewässern versickert. Es gibt umgekehrt Wasser an die oberirdischen Gewässer ab und außerdem zehrt die Verdunstung an ihm, teils als Bodenverdunstung, teils durch die Vermittlung der Pflanzen. Bei diesem Austausch zwischen der Luft, dem oberirdischen und dem unterirdischen Wasser kann sich das Grundwasser nicht in vollkommener Ruhe befinden, sondern es strömt wie das oberirdische Wasser nach gewissen tiefen Stellen hin, und sein Spiegel schwankt hin und her. Die neueren Untersuchungen über den Zusammenhang zwischen Niederschlag, Abfluß und Verdunstung und die regelmäßigen Grundwasserbeobachtungen, die von der Landesanstalt für Gewässerkunde seit etwa zehn Jahren durchgeführt werden, haben die Art des Austausches und der Grundwasserschwankungen einigermaßen aufgeklärt. Es kann hiernach als mindestens sehr wahrscheinlich gelten, daß in Norddeutschland etwa von der zweiten Hälfte des Sommers bis zur Mitte des Winters Wasser aus dem oberirdischen Kreislauf an den Untergrund abgegeben wird und umgekehrt in der anderen Jahreshälfte aus dem Untergrund in den oberirdischen Kreislauf zurückgelangt. Die Untersuchungen über das Grundwasser haben aber nicht ergeben, daß die bei dem Kreislauf umgesetzte Wassermasse im Durchschnitt einer genügend langen Jahresreihe größer ist als der Niederschlag. Letzteres müßte aber der Fall sein, wenn sich die unterirdischen Wasservorräte allmählich verringerten.

An dem Übergang vom unterirdischen zum oberirdischen Kreislauf des Wassers sind die Pflanzen beteiligt. Sie zehren hauptsächlich im Frühjahr und in der ersten Hälfte des Sommers am Grundwasser, teils mittelbar, indem sie das versickernde Niederschlagswasser auf seinem Wege zum Grundwasser abfangen, teils unmittelbar, indem die Endigungen der Wurzeln bis in die Bodenschichten, die mit kapillarem Wasser gesättigt sind, hinabreichen. Letzteres ist aber nicht überall und während der ganzen Wachstumszeit der Ackergewächse der Fall. In großen Gebieten von Norddeutschland liegt das Grundwasser so tief, daß es überhaupt nicht von den Pflanzenwurzeln erreicht wird. An anderen Stellen fällt es regelmäßig oder wenigstens in trockenen Sommern während der Wachstumszeit so stark ab, daß die Wurzeln die Verbindung mit ihm verlieren. In diesen Fällen sind die Pflanzen auf das Sicker- und Haftwasser, das im Boden enthalten ist, also in der Hauptsache auf die örtlichen Niederschläge angewiesen, und sie leben sicher nicht vom Grundwasservorrat. Diejenigen Gegenden, in denen die Kulturpflanzen in der Regel dauernd Verbindung mit dem Grundwasser haben, bestehen zu einem sehr erheblichen Teil aus Flußtälern und anderen Niederungen, in denen das Grundwasser von benachbarten Hochflächen gespeist wird. Wenn auch in solchen Gebieten die Pflanzen unter Umständen mehr Wasser verbrauchen als an Ort und Stelle in Form von Regen oder Schnee niederfällt, so braucht damit noch keine dauernde Verringerung des Grundwasservorrats verbunden zu sein, weil das Speisungsgebiet wesentlich größer ist als das Aufwuchsgebiet. Man kann also nicht sagen, daß jede Pflanze, „wo sie zu ihrem

Aufbau nicht Wasser genug von Niederschlägen plus Grundwasserüberschuß findet“, in den Grundwasservorrat eingreifen wird. Im Gegenteil wird der Pflanzenwuchs in der Regel in den Gebieten, in denen jetzt keine Vollernten stattfinden, auf die örtlichen Niederschläge angewiesen sein, weil er gar nicht an das Grundwasser herankommt. Das Verhalten der Pflanzen gegenüber dem Grundwasser zwingt uns also in keiner Weise, an der Richtigkeit des oben angeführten Satzes zu zweifeln.

Durch eine einfache Überlegung kann man sich im übrigen davon überzeugen, daß in kurzer Zeit erhebliche Senkungen des Grundwasserstandes eintreten müßten, wenn nur ein ganz geringer Bruchteil des jährlichen Wasserumsatzes eines Gebietes dauernd aus dem unterirdischen Vorrat stammte. In einem oberirdisch und unterirdisch fest umgrenzten Flußgebiet ist die im Umlauf befindliche Wassermenge (W) gleich dem Niederschlag (N), vermehrt um den Aufbrauch (B) aus dem unterirdischen Vorrat und vermindert um die Rücklage (R) in diesen:

$$W = N + B - R.$$

Wird der unterirdische Wasservorrat nicht angegriffen, so muß im Verlaufe einer genügend langen Jahresreihe  $B - R = 0$  werden, d. h. die umlaufende Wassermasse ist gleich dem Niederschlag. Eine etwaige dauernde Verminderung des unterirdischen Wasservorrats tritt dagegen dadurch in Erscheinung, daß  $B - R$  positiv und die umlaufende Wassermasse größer als der Niederschlag wird.

Nimmt man nun den durchschnittlichen Jahresumsatz mit 600 mm an, wovon nur  $\frac{1}{100}$  auf eine Verminderung des unterirdischen Vorrats entfallen soll, so würde bei einem Untergrund mit 25 vH Hohlräumen das Grundwasser in 10 Jahren um 240 mm sinken. So große dauernde Senkungen müßten mindestens da, wo Grundwasserbeobachtungen stattfinden, bemerkt worden sein. Tatsächlich zeigen aber die Grundwasserbeobachtungen hiervon nichts. Auch diese Betrachtung lehrt also, daß der Pflanzenwuchs sicher nicht in dem Sinne, wie Herr Geißler annimmt, am unterirdischen Wasservorrat zehrt; vielmehr lebt er von den örtlichen Niederschlägen und allenfalls von den aus größerer Entfernung herbeifließenden überschüssigen Grundwassermengen.

Auch die große Steigerung der Ernten in den letzten 100 Jahren kann nicht so gewirkt haben, wie Herr Geißler annimmt; denn es müßte sonst aus den eben entwickelten Gründen eine sehr starke allgemeine Senkung des Grundwasserstandes eingetreten sein. Es ist aber auch gar nicht nötig anzunehmen, daß der Mehrverbrauch an Wasser, der mit der Steigerung der Ernten verbunden ist, aus den Grundwasservorräten stammen muß. Die durch den Pflanzenwuchs vermehrte Verdunstung kann aus den Überschüssen an Abfluß gedeckt werden, die früher namentlich bei stärkerem Regen vorhanden waren, ohne daß die umgesetzte Wassermasse an sich gesteigert werden muß. Der Steigerung des Wasserverbrauchs durch die Kulturpflanzen steht eine Ersparnis gegenüber, die durch die bessere moderne Bodenbearbeitung erreicht wird. Die Bodenverdunstung wird durch sie geringer und zugleich der Untergrund aufnahmefähiger für die Niederschläge, so daß weniger Wasser als früher ungenutzt abfließt. Auch die Kultivierung der Moore, die im Naturzustande sehr große Wassermengen verbrauchen und trotzdem große Regenmengen ungenutzt abfließen lassen, vermehrt nicht die umlaufende Wassermasse auf Kosten des unterirdischen Vorrats.

Wenn im Wasserhaushalte die umlaufende Wassermasse größer als der Niederschlag wäre, würde jede örtliche Grundwassersenkung den Wasserhaushalt schädigen. Anders liegt es aber, wenn der ganze Umsatz, wie ich behaupte, von den Niederschlägen bestritten wird. Tiefer Grundwasserstand ist für den Wasserhaushalt an und für sich günstig, weil er die Verdunstung verringert und infolgedessen mehr Wasser zur irdischen Ausnutzung verfügbar bleibt. Örtliche Grundwasser-

senkungen können infolgedessen den allgemeinen Wasserhaushalt nicht ungünstig beeinflussen, sondern nur örtlichen Schaden hervorrufen.

Eine über die rein örtliche Wirkung hinausreichende Schädigung des Wasserhaushalts kann allerdings bei großen Wasserförderungen eintreten, wenn das geförderte Wasser bei der Benutzung oder nach ihr verdampft wird, beispielsweise auf Rieselfeldern. Der allgemeine Schaden ist aber dann keine Folge der Grundwassersenkung an sich, sondern der nachfolgenden Verwendungsart des Wassers. Solange die Förderung eines Wasserwerks zunimmt wie beim Werke Osthavelland Mitte von 1912 bis 1919, wird sich allerdings der Senkungstrichter vergrößern. Es tritt aber ein Gleichgewichtszustand ein, wenn das Werk ausgebaut und längere Zeit hindurch voll ausgenutzt worden ist. Der Grundwasserspiegel im Senkungstrichter hat dann einen bestimmten Beharrungszustand, um den er je nach dem Verlauf der Jahreszeiten und der vorübergehenden Betriebsschwankungen pendelt. Gerade die Groß-Berliner Wasserwerke geben gute Beweise hierfür, die nicht durch Erfahrungen bei solchen Wasserwerken, die noch in der Entwicklung begriffen sind, entkräftet werden können.

Nichts zwingt uns hiernach dazu, an der Richtigkeit des Satzes zu zweifeln, daß wir nicht vom Kapital, sondern von den Zinsen leben, oder anzunehmen, daß örtliche Grundwassersenkungen die Menge des umlaufenden und somit für uns nutzbaren Wassers verringern.

Über die Bedeutung der Urstromtäler ist in der Aussprache vom 12. Mai von berufener Seite das Wichtigste gesagt worden. Ich kann darauf verzichten, mich nochmals hierzu zu äußern.

Ob der Wechsel zwischen feuchten und trockenen Jahren in mehr oder weniger regelmäßigen Perioden vor sich geht, ist für die vorliegende Frage von untergeordneter Bedeutung, entscheidend ist, daß der Wechsel stattfindet, und daß nach den auf uns gekommenen Nachrichten aus alter Zeit die schädlichen Wirkungen solcher Trockenjahre in nichts hinter den Erfahrungen aus neuester Zeit zurückstehen. Im übrigen haben wir in den Jahren 1920/21 gerade eine scharf ausgeprägte internationale Trockenzeit erlebt und also in neuester Zeit erfahren, daß die Wirkung nicht anders war als früher.

Die Ausführungen des Herrn Professor Geißler berühren vielfach das Maß der Wassernutzung für landwirtschaftliche Zwecke. Er weist darauf hin, daß unsere Ernteerträge weit von der theoretisch möglichen Vollernte entfernt sind und daß diese Vollernte nur durch Bewässerung erreicht werden kann. Er schlägt vor, die stellenweise vorhandenen Überschüsse an Niederschlägen zu sammeln und in erster Linie zur Bewässerung zu verwenden.

Zweifellos ist der Talsperrenbau das beste Mittel, um den Umlauf des Wassers in wirtschaftlich günstige Form zu bringen, ohne den vorhandenen Vorrat als solchen anzutasten. Es wird eine der wichtigsten Aufgaben unserer Wasserwirtschaft sein, den Talsperrenbau zu fördern, wo es angebracht ist. Leider sind aber sowohl dem Talsperrenbau an sich als auch der Verwendung des aufgespeicherten Wassers enge Grenzen gezogen. Denkt man an die Bewässerung in großem Umfange, so kommen in erster Linie die weiten Landflächen in Nord- und Nordostdeutschland in Frage, in denen die jährlichen Niederschläge unter etwa 500–600 mm liegen. Innerhalb dieser Gebiete kann natürlich nur wenig Wasser aufgespeichert werden, weil jede Aufspeicherung in größerem Umfange zugunsten einer bestimmten Stelle den Aufwuchs an anderen Stellen beeinträchtigen würde. Man muß also in die Gebiete mit nennenswertem Regenüberschuß gehen, wenn man große Massen für Bewässerungszwecke aufspeichern will. Dann erhält man aber Zuleitungen von mehreren 100 km Länge, um bis in den Kern der in erster Linie bewässerungsbedürftigen Gebiete zu gelangen, weil die Gebiete mit Überfluß an Niederschlag fast durchweg an den Grenzen Norddeutschlands liegen. Manchmal, wie z. B. in Ostpreußen, liegen sogar die Gebiete mit Regenmangel hoch und die Gebiete mit reichlichem Niederschlag tief. Man müßte also dort das Bewässerungswasser hochpumpen. Aber selbst wenn die großen Kosten für die Aufspeicherung und Zuleitung des Bewässerungswassers getragen werden könnten, so würden doch auch in den Überschußgebieten nur beschränkte Wassermassen zur Verfügung stehen. Wir werden deshalb in Norddeutschland von der theoretischen Vollernte, soweit sie von der künstlichen Wasserzufuhr abhängt, immer weit entfernt bleiben.

Wenn Herr Geißler am Schlusse seiner Äußerungen meint, daß unsere Ansichten über die Bedeutung des Talsperrenbaues für die Landwirtschaft im Grundsatz nicht voneinander verschieden seien, so bedaure ich lebhaft, dem nicht beipflichten zu können. Bei der Anführung meiner Worte hat er die sehr wesentlichen Zwischensätze übersehen, die ich auf Seite 461 dieser Zeitschrift nachzulesen bitte. Es unterliegt auch für mich keinen Zweifel, daß die Anforderungen der Landwirtschaft bei allen wasserwirtschaftlichen Untersuchungen in erster Linie berücksichtigt werden müssen. Damit ist aber nicht gesagt, daß die Landwirtschaft als selbständiger Unternehmer bei Talsperrenbauten in großem Umfang auftreten wird. Sie wird vielmehr in der Regel sich darauf beschränken müssen, einem anderen Unternehmen die Führung zu überlassen und sich nur mit angemessenen Mitteln bei der Ausführung beteiligen können. Nur eine sachgemäße Vereinigung der Belange aller in Frage kommenden Zweige der Wasserwirtschaft wird auf die Dauer gerade für die Landwirtschaft Erfolg versprechen.

## DIE WIRKUNGEN DER STRASSENEISENBAHNGLEISE IM STRASSENKÖRPER UND IN SEINER OBERFLÄCHENBEFESTIGUNG.

Von Oberbaudirektor a. D. Sperber, Hamburg.

Die Materialien der Straßeneisenbahngleise haben weder gleichartige noch ähnliche physikalische oder dynamische Eigenschaften mit denen des Straßenkörpers, in dem sie eingebaut sind. Die Gleise bilden somit einen Fremdkörper im Straßenkörper, auf den sie ausschließlich zerstörende Wirkungen ausüben. Vom Standpunkte des Straßenbauers sollten im Straßenkörper deshalb nur Eisenbahngleise in Straßen geduldet werden, deren Breite so bemessen werden kann, daß außer den Breiten für den übrigen Straßenverkehr ein besonderer, ausschließlich für die Benutzung durch die Straßeneisenbahn bestimmter Straßenstreifen zur Verfügung gestellt werden kann. Da diese Forderung bei den hohen Grundwerten des Straßenterrains nur ausnahmsweise in Großstädten erfüllt werden kann und da andererseits die Straßeneisenbahnen

heute ein wichtiges und leistungsfähiges Mittel zur Bewältigung des städtischen Massenverkehrs bilden, so müssen die Straßeneisenbahngleise auch in Straßen von geringer Breite zugelassen werden, und es ist die Aufgabe der mit der Unterhaltung der Straßenbefestigung betrauten Amtsstellen nach Mitteln zu suchen, um die zerstörende Wirkung der Straßeneisenbahngleise im Straßenkörper nach Möglichkeit einzuschränken oder ganz zu beseitigen.

Um nun die zerstörenden Wirkungen der Straßeneisenbahngleise kennen zu lernen, muß man sich die Entwicklung des Straßenbahngleisunterbaues vergegenwärtigen, da Abhilfe nur geschaffen werden kann, wenn die Ursache der Zerstörung klar vor Augen liegt.

Abgesehen von unterschiedlichen Einzelheiten kann der

Unterbau der Straßeneisenbahngleise in zwei große Gruppen eingeteilt werden: 1. der elastische Unterbau, 2. der starre Unterbau. Der elastische Unterbau gelangt zur Anwendung in Straßen mit chaussierter oder kleingepflasterter Oberfläche oder in Straßen mit Reihenstein- oder Polygonal-Pflasterung und besteht entweder aus einer Packlage von 25–30 cm hohen Steinen mit einer darüber liegenden 8–10 cm dicken Kies- oder Schotterschicht oder aus einer 25–30 cm dicken Kiesschicht. Auf diese Oberschicht werden die Schienen entweder direkt verlegt oder auf hölzernen Querschwellen befestigt, die in 80 bis 100 cm Entfernung unter den Schienen angeordnet und mit Stopfhacken in die richtige Höhenlage gebracht werden. Da nun die Schienen bei jedesmaligem Überfahren der Betriebsmittel eine Durchbiegung erfahren, bei der die Elastizitätsgrenze des Flußstahls nicht erreicht wird, so machen die Schienen unter dem Betriebe dauernd vertikale Bewegungen, durch welche die angrenzenden Pflastermaterialien infolge der Reibung gezwungen werden, die gleichen Bewegungen mitzumachen. Die Folge dieser Bewegungen ist zunächst ein Lockerwerden der einzelnen Steine, die allmählich aus ihrer Lage gehoben werden, und da ein Zurückgehen in die ursprüngliche Sollage durch die Reibung mit den benachbarten Steinen verhindert wird, so bleiben die gehobenen Steine mehrere Zentimeter über der Sollage stehen und werden durch den Wagenverkehr allmählich zerstört. Infolge der beschriebenen Bewegungen entleeren sich auch sehr bald die neben den Straßeneisenbahngleisen befindlichen Pflasterfugen von den eingepreßten Sandmaterialien und lassen Wasser in großen Mengen unter die Gleise und die Pflastersteine gelangen. Dieses im Winter gefrierende Wasser treibt durch seine Volumenvergrößerung die durch die Vertikalbewegungen der Schienen stark gelockerten den Schienen angrenzenden Steine noch mehr in die Höhe, so daß schon nach der ersten Winterperiode ein völliger Verfall des Pflasters festzustellen ist und zu erheblichen Reparaturen und Kosten Veranlassung gibt. Besonders an den Stoßstellen der Schienen, wo bei dem meist schwebend angeordneten Stoße die Pflasterzerstörung am deutlichsten und stärksten auftritt, ist die Wirkung des gefrorenen Wassers auf die Zerstörung des Pflasterzusammenhangs am sinnfälligsten.

Die hohen Kosten der Pflasterreparaturen, die in den meisten Fällen den Straßeneisenbahn-Gesellschaften zufallen, haben diese veranlaßt, nach Mitteln und Wegen zu suchen, um der Kalamität Herr zu werden. Aber alle Bemühungen haben zu einwandfreien Ergebnissen nicht geführt. Der Ersatz der Holzschwellen durch Eisenbetonschwellen verringerte wohl die Kosten des Ersatzes der wegen des mangelhaften Zutrittes von Luft dem Verrotten stark ausgesetzten Holzschwellen, aber eine Besserung im Pflasterzustand konnte damit natürlich nicht erzielt werden, weil die vertikale Bewegung der sich unter dem Betriebe durchbiegenden Schienen durch die Eisenbetonschwellen nicht beseitigt wurde. Das Augenmerk richtete sich sodann auf die Verbesserung der Stoßkonstruktionen im Gleise durch Einführung des Blattstoßes, durch den die starken Schläge auf die mit Dilatationsfugen seither stumpf gegeneinander verlegten Schienen beseitigt werden sollten. Aber auch hier blieb der Erfolg aus. An Stelle der einen behämmerten Stelle waren zwei getreten und die Straßeneisenbahn-Gesellschaften waren gezwungen, dauernd eine Kolonne mit dem Nachschmiegeln der Blattstoße zu beschäftigen, um nicht einen völligen Verfall der Schienen zu erleben.

Eine weit bessere, fast einwandfreie Stoßkonstruktion ist der Melaunische Stoß. An jedem Schienenende wird der Fahrkopf auf eine Länge von etwa 350 mm weggeschnitten und die auf diese Weise in der Fahrfläche gebildete Lücke wird durch den Kopf einer entsprechend geformten sehr starken Außenlasche ausgefüllt, während die Enden der Lasche beiderseitig unter die Schienenköpfe greifen. Zwischen diese übergreifenden Laschenenden und die Unterfläche des Schienenkopfes sind Weicheisenkeile zum Ausgleich etwaiger Profil-

unterschiede eingetrieben. Die Lasche ruht in ihrer ganzen Länge auf der Oberfläche des Schienenfußes und überträgt dadurch die überlaufende Last nicht mehr auf die Laschenbolzen, sondern auf den Schienenfuß. Die gegenüberliegende Seite des Stoßes wird durch eine zwischen Leitkopf und Schienenfuß eingepaßte Lasche gedeckt. Beide Laschen werden durch eine Anzahl Bolzen gegen den Schienensteg gepreßt. Es ist ohne weiteres klar, daß bei dieser Stoßverbindung, wenn alle Teile minutiös zusammenpassen, weder eine Verschiebung der beiden Schienenenden in horizontaler noch in vertikaler Richtung erfolgen kann. Da die Wirkung dieser Stoßverbindung auf dem peinlich genauen Zusammenpassen aller Teile beruht, so wird dieselbe sehr teuer und hat sich im Straßenbahnbetriebe nicht eingebürgert. Dagegen wurde aus der Erkenntnis heraus, daß die fest im Pflaster eingeklemmten Schienen eine Längsbewegung (das sogenannte Wandern) fast gar nicht ausführen, weil die Kraft des Reibungswiderstandes zwischen Schiene und Pflaster so groß ist, daß beide Kräfte (Ausdehnung der Schiene und Reibungswiderstand), die entgegengesetzt wirken, sich gegenseitig fast aufheben und die fast ganz eingebettete Straßeneisenbahn-Schiene der Sonnenbestrahlung nur eine so geringe Fläche bietet, daß die Ausdehnung der Schiene fast Null wird, das Zusammenschweißen der Straßeneisenbahnschienen an den Stoßstellen eingeleitet, das endgültig als das beste Verfahren zur Herstellung eines stoß- und fallfreien Überganges des rollenden Betriebsmaterials über die Schienenstoßstellen bezeichnet werden kann. Als Vorgängerin für das Schienenschweißverfahren ist das zuerst in den Vereinigten Staaten von Nordamerika ausgeführte Falk'sche Umgießungsverfahren anzusehen, bei dem der dichtgelegte Schienenstoß mit einem 70–80 kg schweren Gußkörper umgossen wird, der am Schienenstoße haften bleibt. Dieses Verfahren hat aber so viele Mängel gezeigt, daß es in Deutschland kaum zur Anwendung gekommen ist und zu einer verbesserten ordnungsmäßigen Schweißung der Schienenstoße geführt hat.

Nach den Angaben von Dr. Goldschmidt in Essen ist die Schweißung durch Verwendung der Hitze von geschmolzenem Thermit ausgeführt. Die Einzelheiten dieses interessanten Schweißverfahrens sind bekannt, so daß es sich erübrigt, dasselbe hier näher zu beschreiben. Da das Verfahren umständlich und teuer ist, so hat sich dasselbe in der sparsamen deutschen Verwaltung nicht recht durchgesetzt; aber die Feststellung der unleugbaren Vorteile einer innigen Stoßverbindung haben zu weiteren Versuchen geführt, bei denen der elektrische Flammenbogen eine große Rolle spielt. Zwischen dem Kohlenstift und der Schiene wird ein elektrischer Flammenbogen hergestellt, durch den die zu schweißenden Schienenenden zum Fluß gebracht werden, gleichzeitig schmilzt das vorher angebrachte Zusatzmaterial, so daß mit den vereinigten geschmolzenen Schienenenden und dem flüssigen Zusatzmaterial die Gleislücke ganz ausgefüllt ist. Unter Verringerung der Länge des Flammenbogens tritt allmählich eine Abkühlung der Schweißstelle ein, so daß spätere Spannungen an der Schweißstelle vermieden werden. Bei diesem Verfahren tritt aber eine Veränderung der Härte des Fahrkopfes an der Stoßstelle gegenüber der Härte des übrigen Teiles des Fahrkopfes der Schiene ein, so daß eine ungleiche Abnutzung der Schienen die unmittelbare Folge ist. Dieser Mißstand hat zu einer allgemeinen Einführung der Flammenbogenschweißung seither nicht geführt, und man ist im wesentlichen zu der Goldschmidtschen Thermitschweißung zurückgekehrt.

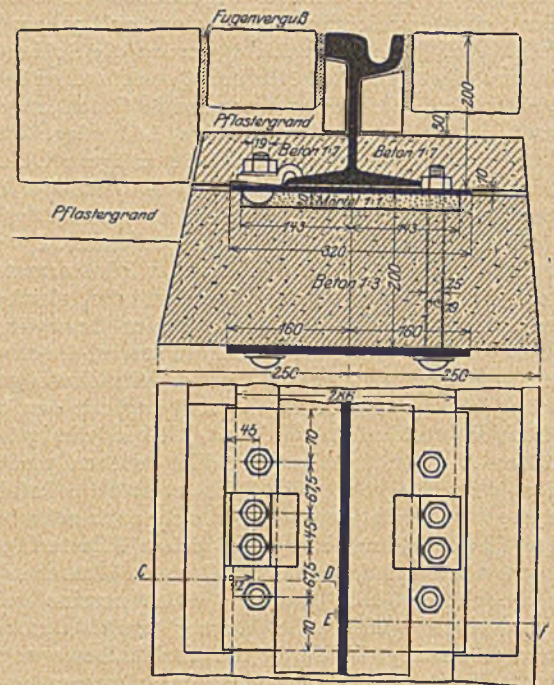
Mit Einführung der Schienenstoßschweißung trat eine augenfällige Besserung des Pflasterzustandes an den Stoßstellen ein und erweckte die Hoffnung, daß es gelingen werde, durch geeignete Unterbaukonstruktionen auch den zerstörenden Wirkungen der elastischen vertikalen Bewegungen der Schienen im Straßenkörper Herr zu werden. Es ist besonders der umsichtige, verständnisreiche Oberingenieur der Straßeneisenbahn-Gesellschaft in Hamburg gewesen, der mit

vielerlei Versuchen diese Frage zu lösen suchte und viel zur Klärung dieses Problems beigetragen hat. Zunächst ordnete er unter den Schienen unelastische Betonlangschwelle an, auf denen das an den Stoßstellen geschweißte Gleis ohne vertikale Befestigung verlegt wurde. Solange nun die Schienen in ganzer Länge mit diesen Langschwelle in dauernder unelastischer Berührung blieben, hörte die vertikale Bewegung der Schienen auf und der Pflasterzustand zeigte infolgedessen eine deutlich erkennbare Besserung. Aber die Freude an diesem Erfolge sollte nicht lange dauern. Durch die Längsbewegung der Betriebsmittel auf den Schienen wird der Schienenkopf ausgewalzt und erhält eine größere Länge. Infolge der Längenänderung des Schienenkopfes treten im Stege und im Fuße der Schiene vertikale Spannungen auf, denen das Widerstandsmoment von Schienensteg und Schienenfuß nicht gewachsen ist. Die Schiene wirft sich nach oben, hebt sich damit von der Langschwelle ab und wird wieder elastisch. Die anfänglich durch die Langschwelle beseitigte vertikale Schienenbewegung tritt von neuem mit ihren zerstörenden Wirkungen auf das Pflaster auf und der alte unleidliche Pflasterzustand kommt wieder zum Vorschein.

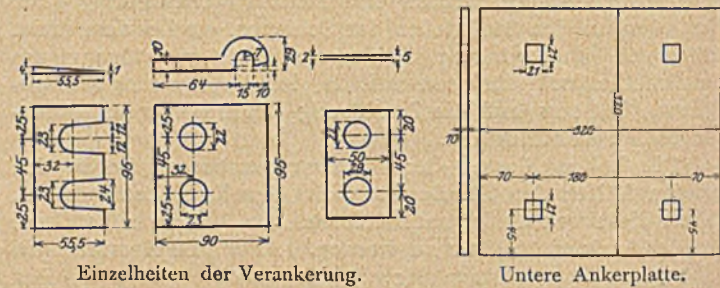
Es mußte nun nach Mitteln gesucht werden, durch die eine unveränderliche Lage der Schienen auf den Langschwelle gewährleistet werden konnte. Die Hamburger Straßeneisenbahn griff zunächst nach dem Mittel, durch Einführung eines schwereren und höheren Schienenprofils das Abheben der Schienen von den Langschwelle zu verhindern. Aber auch dieses Mittel hatte keinen rechten Erfolg, das höhere Profil bog sich ebenfalls nach oben durch, und es wurde die Schiene auf der Betonlangschwelle lose, beim Überrollen der Betriebsmittel entstanden Schläge auf die Betonoberfläche, die, allmählich zermürbt und zu Pulver zerstampft, jeden Zusammenhang mit der Schiene verlor, so daß der schlechte Pflasterzustand neben den Schienen wieder eintrat. Nun griff man zu einem radikaleren Mittel, der Schienenverankerung, die in den Abbildungen 1, etwas von mir verändert, dargestellt ist und einen wesentlichen Erfolg in der Schienenbefestigung auf den Betonlangschwelle brachte. Die Bewegungen der Schienen in vertikaler Richtung hörten auf und die nachteilige Beeinflussung des anschließenden Pflasters war beseitigt. Mit diesem Erfolge ist nach langjährigen, vielen Versuchen ein Mittel gefunden, einen besseren Zustand des Straßepflasters neben den Schienen herbeizuführen. Leider hat die Konstruktion den Fehler, daß sie teuer ist und sehr sorgfältig ausgeführt werden muß, was in dem Schnellbetriebe der Großstädte nicht immer gewährleistet werden kann.

Von wesentlicher Bedeutung wurde die feste Lagerung der Schienen auf dem Betonunterbau, als die Verlegung von Stampfasphalt und Holz als Straßepflaster in größerem Umfange auch in Straßen zur Ausführung gelangte, in denen sich Straßeneisenbahngleise befanden, da besonders das Stampfasphaltplaster überaus empfindlich gegen den Angriff von vertikalen Kräften ist und schon sehr kleine vertikale Bewegungen der Schienen den angrenzenden Stampfasphalt zum Verfall bringen. Die Versuche, wie bei solchen Pflasterungen jede vertikale Bewegung der Schienen verhindert werden kann, sind noch nicht abgeschlossen, zumal der festen Lagerung der Schienen ein neuer Feind in der Riffelbildung entstanden ist. Diese Riffelbildung ist in erheblichem Umfange beobachtet, seitdem die Straßeneisenbahngesellschaften dazu übergegangen sind, an Stelle der weicheren Schienen härtere zu verwenden. Eine einwandfreie Erklärung der Riffelbildung ist bis jetzt noch nicht gefunden. Während von manchen Seiten die Riffelbildung in Mängeln beim Walzprozeß gesucht wird, glaubt ein anderer Teil der Techniker dieselbe dem auf Reibung beruhenden Eingriff der Räder der Betriebsmittel auf die Schienen zuschreiben zu sollen, und wieder ein dritter Teil sucht die Riffelbildung damit zu erklären, daß besonders in Kurven und den Weichenstrecken infolge der Schienenüberhöhung die Gewichte des rollenden Materials sich nicht mehr gleichmäßig auf beide Schienenstränge verteilen,

sondern den einen Schienenstrang stärker belasten, und bei der dabei entstehenden größeren Reibung an einzelnen Stellen der stärker belasteten Schiene ein so erheblicher Eingriff in die Oberhaut des Schienenkopfes durch das rollende Betriebsmaterial eintreten müsse, daß die Abnutzung der Schiene nicht mehr eine gleichmäßige bleibe, sondern sich sprungweise

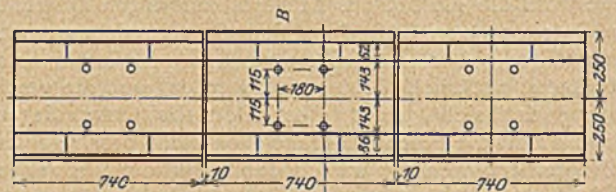


Schnitt C—D—E—F.



Einzelheiten der Verankerung.

Untere Ankerplatte.



Längsschwelle. Schnitt A—B.



Abb. 1.

verändere und ihren Ausdruck in den Berg und Tal bildenden Riffeln finde. Gegen die letztere Annahme spricht aber die Tatsache, daß die Riffelbildung sich nicht nur an den Anfahrstellen der Züge auf den Haltestellen oder in Kurven oder in Weichenstrecken, sondern auch auf geraden freien Strecken der Bahnlinie zwischen den Haltestellen zeigt. M. E. wird die Riffelbildung darauf zurückzuführen sein, daß besonders die größeren Schienenprofile bei der Walzung nicht an allen Stellen

während des ganzen Walzprozesses dieselbe Hitze behalten, wodurch eine ungleichmäßig dichte Faserlagerung im Schienenkopf entsteht. In die weicheren Teile des Schienenkopfes greifen sodann die Triebräder der Triebwagen mit ihren zahnradähnlichen Wirkungen ein und bilden allmählich sich vergrößernde Vertiefungen, die Täler der Riffeln, auf den Laufflächen der Schienenköpfe. Diese Talbildungen treten naturgemäß in erster Linie an den Anfahrsstellen, in den Kurven und in den Weichenstrecken auf und werden zu der meiner Ansicht nach nicht zutreffenden Erklärung der Riffelbildung Veranlassung gegeben haben.

Welche Ursachen nun der Riffelbildung auch zugrunde liegen mögen und welche Erklärung derselben auch die richtige sein mag, die Riffeln sind da und bilden ein neues er-

rung der Schiene wirkungslos bleibt. Es kann daher dem Mißstande nur durch eine in kurzen Zwischenräumen sich wiederholende Revision der Schienenbeschaffenheit und durch ein sofortiges Abschleifen des Schienenkopfes abgeholfen werden, sobald festgestellt wird, daß sich Riffeln auf den Laufflächen der Schienenköpfe zu bilden beginnen. Es müssen sich aber außerdem die Techniker der Walzwerke und die Techniker der Straßeneisenbahn-Gesellschaften zusammenschließen, um die Ursachen der Riffelbildung systematisch zu ergründen, da nur dann die Möglichkeit der Auffindung von Mitteln gegen die Riffelbildung gegeben ist, wenn die Ursachen derselben klar erkannt sind. In Abb. 2 ist eine Unterbaukonstruktion zur Darstellung gebracht, mit der m. E. eine feste Lagerung der Schienen in Straßen mit Asphaltpflasterung erreicht wird, und es wird nun darauf ankommen, einen Versuch mit dieser Konstruktion in größerem Umfange zu machen, wobei selbstverständlich die Schienen nicht eher befahren werden dürfen, bevor nicht der Beton seinen größten Härtegrad erreicht hat. Dem neuerlichen Bestreben der Straßeneisenbahn-Gesellschaften, von dem starren Unterbau freizukommen und an seine Stelle überall eine elastische Lagerung der Schienen zur Ausführung zu bringen, muß mit allem Nachdruck entgegengetreten werden. Es liegt der Bevölkerung der Großstädte nicht daran, die Rentabilität der Straßenbahnunternehmungen zu sichern und im Interesse der Aktionäre zu vergrößern, sondern es kommt darauf an, die Straßenunterhaltungen auf ein Minimum einzuschränken, um den Verkehr nicht zu häufig zu unterbrechen, und um die Schäden, die jede Pflasterreparatur den anliegenden Geschäften bringt, nach Möglichkeit einzuschränken. Auch der weitere Versuch der Straßeneisenbahn-Gesellschaften, innerhalb des Gleisgebietes die Asphaltpflasterung durch Steinpflaster zu ersetzen, muß energisch zurückgewiesen werden. Die Asphaltpflasterungen in den Großstädten werden nicht ausgeführt, um Luxus zu treiben oder um der Vorliebe einzelner für diese Pflasterart Rechnung zu tragen, sondern um den ohrenbetäubenden Lärm, der durch den Straßenverkehr verursacht, in die Arbeitsräume der um ihre Existenz hart ringenden Großstadtbewohner dringt, nach Möglichkeit einzuschränken. Diesem pflichtmäßigen Bestreben der Großstadtverwaltungen würde nicht genügt werden können, wenn dem Verlangen der Straßeneisenbahn-Gesellschaften, in Straßen mit Asphaltpflasterung das Gleisgebiet mit Reihensteinen auszupflastern, nachgegeben würde. Es muß somit allen derartigen Bestrebungen der Straßeneisenbahn-Gesellschaften mit allen Mitteln und mit allem Nachdruck entgegengetreten werden. Wenn man der Frage des elastischen Unterbaues der Schiene wieder nähertreten will, so kann das nur in Straßen mit Steinpflasterung geschehen, es ist dann aber notwendig, daß die Straßeneisenbahn-Gesellschaften sich zunächst bemühen, eine Unterbaukonstruktion zu finden, durch die das den Schienen angrenzende Straßenpflaster völlig und sicher abgetrennt wird von den Fahrschienen der Straßenbahn, durch die dem übrigen Straßenverkehr irgendwelche Schwierigkeiten nicht entstehen und durch die eine dauernde, schnelle Abführung und Unschädlichmachung des Regenwassers gewährleistet wird. Grundsatz bei allen Schienenverlegungen in städtischen Straßen muß bleiben, jede Bewegung der Schienen zu verhindern. Dazu dient in erster Linie der unelastische Unterbau, die Verankerung der Schienen in möglichst kurzen Zwischenräumen auf unelastischen Langschwelen, möglichst hohe Schienenprofile, die vom Unterbaubeton umfaßt und in ihrer Lage festgehalten werden, und eine systematische Revision der Schienenlage als Ausgangspunkt einer rationellen Gleisunterhaltung.

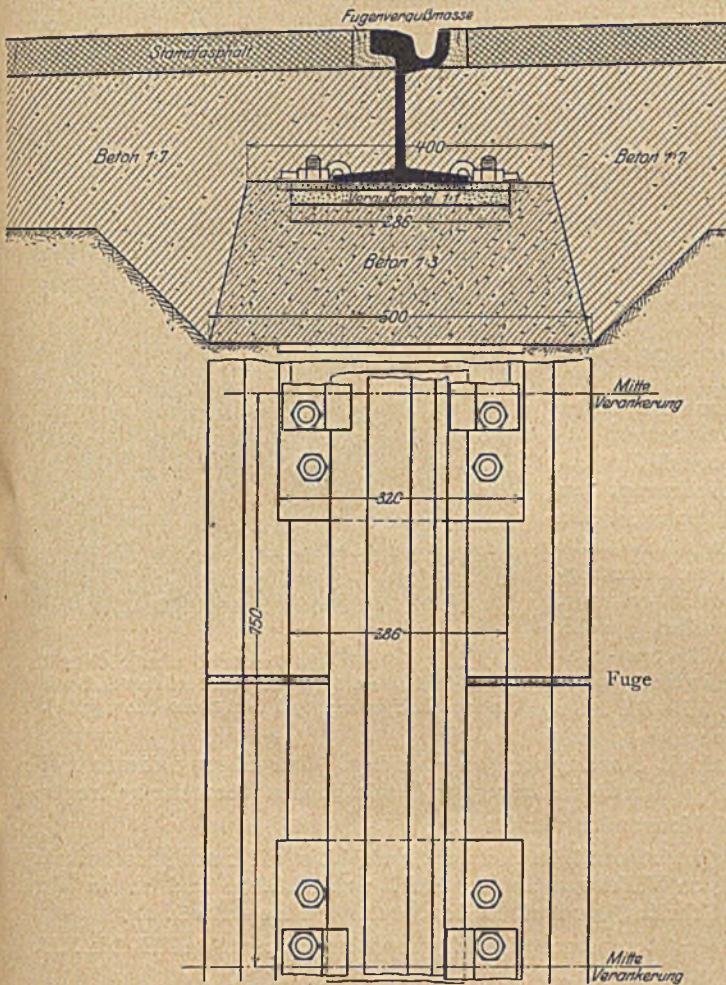


Abb. 2. Verankerung wie in Abb. 1.

schwerendes Moment in der Erhaltung der festen, gleichmäßigen Lagerung der Schienen auf dem unelastischen Unterbau derselben. Die Räder der Betriebsmittel schlagen in die Täler der Riffeln. Die Stöße werden durch Steg und Fuß der Schiene übertragen auf den Betonkörper, der allmählich zermürbt und zu Pulver zerstampft jeden Zusammenhang mit der Schiene verliert, so daß die Schiene wieder elastisch wird und ihre zerstörenden Wirkungen auf die anschließende Pflasterlage ausüben kann. Gegen diese durch die Riffelbildung herbeigeführte Lockerung der Schienen auf dem Betonunterbau gibt es kein Abhilfemittel, da eine Veranke-

## WEITERE UNTERSUCHUNGEN ÜBER DIE ZWECKMÄSSIGE KORNZUSAMMENSETZUNG DES ZEMENTMÖRTELS IM BETON.

(Mitteilung aus der Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule Stuttgart.)

Von Otto Graf.

Die im folgenden beschriebenen Versuche bilden eine Fortsetzung der Untersuchungen, über die in der Schrift „Der Aufbau des Mörtels im Beton“, S. 25 und 26 berichtet ist. Sie sind im Jahre 1923 ausgeführt worden. Die erforderlichen Mittel hat die Notgemeinschaft der deutschen Wissenschaft zur Verfügung gestellt.

Wegen der Geldentwertung mußte der Arbeitsplan auf einen kleinen Teil des ursprünglichen verkürzt werden. Für die Wiederaufnahme der Arbeit wird beabsichtigt, zunächst Feststellungen über wichtige Eigenschaften der höherwertigen Zemente abzuwarten, da die Ergebnisse der begonnenen Arbeit in erster Linie großen Baustellen und Zementwarenfabriken dienen werden und an diesen Werkstellen die höherwertigen Zemente vorzugsweise Verwendung finden dürften oder sollten<sup>1)</sup>.

Aus den vor 1923 gesammelten Erfahrungen konnte entnommen werden, daß es sich empfiehlt, bei der Beurteilung der Korngrößen von Sand, Kies usw. derart vorzugehen, daß zunächst Siebversuche mit den einzelnen Baustoffen ausgeführt werden. Nach den Siebversuchen ist festzustellen, welche Zusammensetzung der trockene Mörtel in den vorgesehenen Mischungen aufweist<sup>2)</sup>, d. h. welche Mengen bestimmter Korngrößen im Gemisch aus Zement und den Steinresten, die durch das Sieb mit 7 mm Lochweite fallen, vertreten sind. Nach den

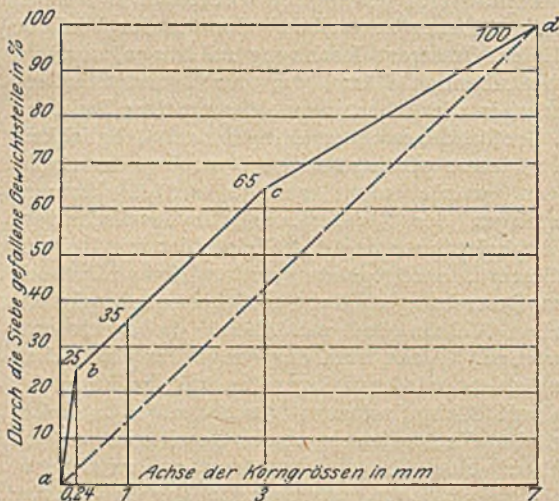


Abb. 1.

älteren Feststellungen war zu erwarten, daß unter sonst gleichen Verhältnissen (Konsistenz, Zementgehalt, Behandlung usw.) die höchste Festigkeit erzielt wird, wenn etwa  $\frac{1}{4}$  des Gewichtes des trockenen Mörtels durch das Sieb mit 900 Maschen auf 1 cm<sup>2</sup>

<sup>1)</sup> Vgl. Zeitschr. des Vereins Deutscher Ingenieure, 1924, S. 853 u. folg.

<sup>2)</sup> Wenn die Aufgabe vorliegt, einen Beton bestimmter Festigkeit zu erlangen, so kann bereits beim Anmachen des Betons die voraussichtliche Festigkeit mit Annäherung durch die Beziehung

$$K = \frac{K_n}{400} \left( \frac{1300}{7210} + 20 \right) \text{ kg/cm}^2$$

angegeben werden (näheres s. Beton und Eisen 1923, S. 51); die zugehörigen Kurventafeln können von der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart bezogen werden.

reicht, wenn die Mörtelmenge — lose geschüttet vor Zugabe des Wassers — zu etwa  $\frac{6}{10}$  der Hohlräume der lose geschütteten groben Stücke bestimmt wird. Die Größenverhältnisse der groben Stücke haben hier untergeordnete Bedeutung.

Die Wahl der Zusammensetzung des Mörtels nach Abb. 1 ist selbstverständlich nicht für alle Materialien die zweckmäßigste; sie ist nur als Näherungsregel angegeben worden. Es war besonders festzustellen, wie mit einer bestimmten Zement- und Sandmenge die Zusammensetzung zu wählen ist, wenn die höchste Druckfestigkeit erlangt werden soll, und wenn Materialien verschiedener Kornbeschaffenheit herangezogen werden. Zur Lösung dieser Aufgabe sollen die im folgenden beschriebenen Versuche beitragen.



Abb. 2. Sand X (Rückstand vom Sieb mit 900 Maschen auf 1 cm<sup>2</sup>, abgeseibt auf dem Sieb mit 1 mm Lochweite; 0,24 bis 1 mm Korngröße).

Verwendet wurden

1. Quetschsand, bezeichnet Sand V bis VIII, aus Muschelkalk von Vaihingen an der Enz, vgl. Abb. 10 und 11 in der Schrift „Der Aufbau des Mörtels im Beton“, S. 14.
2. Moränesand aus Oberschwaben, bezeichnet Sand IX bis XII, vgl. Abb. 2 bis 4.
3. Rheinsand von Durmersheim, bezeichnet Sand XIII bis XVI, von ähnlicher Kornbeschaffenheit wie die Sande, die sich in der unter 1) bezeichneten Schrift, S. 13 abgebildet finden.

Die Sande V, IX und XIII waren sehr fein; sie fielen durch das Sieb mit 900 Maschen auf 1 cm<sup>2</sup> und hatten hiernach etwa 0 bis 0,24 mm Korngröße<sup>3)</sup>. Vom Rest sind die Sande VI, X und XIV durch Absieben auf dem Sieb mit 1 mm Lochweite gewonnen worden; sie hatten also 0,24 bis 1 mm Korngröße. Das verbliebene gröbere Material wurde durch das Sieb mit 3 mm Lochweite getrennt, und vom Rest sind die Stücke ausgeschieden worden, welche auf dem Sieb mit 7 mm Lochweite liegen blieben. Die Sande VII, XI und XV besaßen demnach 1 bis 3 mm Korngröße, die Sande VIII, XII und XVI 3 bis 7 mm Korngröße.

Den Zement hat das Portlandzementwerk Lauffen am Neckar geliefert. Er ist wiederholt geprüft worden; die Ergebnisse sind in den Zusammenstellungen 1 bis 3 angegeben.

<sup>3)</sup> Die hier gewählte Bezeichnung der Korngrößen soll lediglich der einfachen Darstellung der Ergebnisse dienen.



Über die Zusammensetzung des Mörtels geben die Spalten 1 bis 6 der Zusammenstellungen 1 bis 3 Auskunft.

Aus diesen Tabellen geht zunächst hervor, daß mit den vier verschiedenen Körnungen jeder Sandart verschieden zusammengesetzte Mörtel hergestellt wurden (Spalten 1 bis 6 der Zusammenstellungen 1 bis 3). Außerdem sind Mörtel mit zwei verschiedenen Zementgehalten (1 Gewichtsteil Zement und 4 bzw. 8 Gewichtsteile Sand) gewählt worden (Abschnitte A und B der Zusammenstellungen 1 bis 3). Zu jeder Versuchsreihe gehören Mörtel mit verschiedenen Wasserzusätzen (Spalten 7 u. f. der Zusammenstellungen 1 bis 3); diese sind derart ermittelt worden, daß für verschieden zusammengesetzte Mörtel diejenigen Wasserzusätze bestimmt wurden, welche gleiche Konsistenz lieferten; die in Spalte 7 der Zusammenstellung 1 eingetragenen Wasserzusätze gehören somit zu Mörteln gleicher Konsistenz, im vorliegenden Fall zu weichem Mörtel, der noch gut gestampft werden konnte.

Die Versuchskörper waren Würfel mit 7 cm Kantenlänge und Zugkörper mit 5 cm<sup>2</sup> Querschnitt.

Die Ergebnisse der Versuche finden sich in den Spalten 9 bzw. 10 bzw. 11 u. f. der Zusammenstellungen 1 bis 3. Die höchsten Werte der Druckfestigkeit und Zugfestigkeit sind bei den einzelnen Versuchsreihen durch Fettdruck hervorgehoben.

Aus Zusammenstellung 1, gültig für die Mörtel mit den Quetschsanden V bis VIII, geht zunächst hervor, daß die höchsten

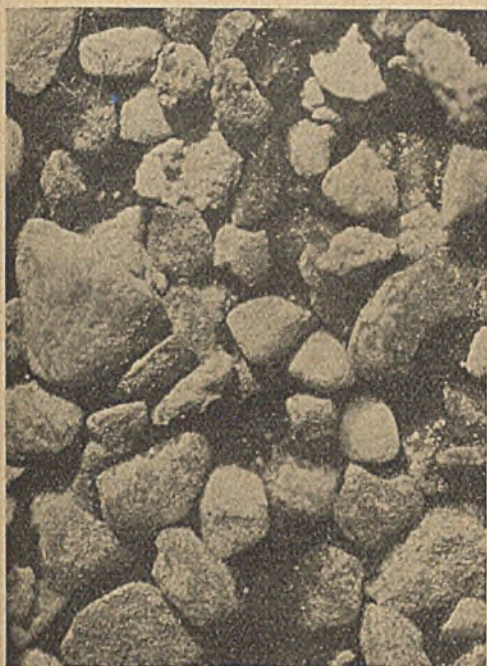


Abb. 3. Sand XI (Rückstand auf dem Sieb mit 1 mm Lochweite, abgeseibt auf dem Sieb mit 3 mm Lochweite; 1 bis 3 mm Korngröße).

Abb. 4. Sand XII (Rückstand auf dem Sieb mit 3 mm Lochweite; abgeseibt auf dem Sieb mit 7 mm Lochweite).

Zusammenstellung 1.

Ablängigkeit der Druckfestigkeit und Zugfestigkeit des Zementmörtels von der Zusammensetzung des Sandes (Sande V bis VIII, Quetschsand aus Muschelkalk von Vaihingen an der Enz).  
Normenfestigkeit des Zements (28 Tage kombinierte Lagerung) · K<sub>n</sub> = 338 kg/cm<sup>2</sup>.

1			2			3			4			5		6		7		8		9		10		11		12		13		14	
Von 100 g des trockenen Mörtels fielen durch das Sieb			Von 100 g des Sandes fielen durch das Sieb			Wasserzusatz			Wassergehalt		Druckfestigkeit (Raumgewicht) im Alter von 28 Tagen <sup>1)</sup>		Zugfestigkeit im Alter von 28 Tagen <sup>2)</sup>																		
mit 900 Maschen auf 1 cm <sup>2</sup>	mit 1 mm Lochweite	mit 3 mm Lochweite	mit 900 Maschen auf 1 cm <sup>2</sup>	mit 1 mm Lochweite	mit 3 mm Lochweite	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b		
(0 ÷ 0,24 mm)	(0 ÷ 1 mm)	(0 ÷ 3 mm)	(0 ÷ 0,24 mm)	(0 ÷ 1 mm)	(0 ÷ 3 mm)	(weicher Stampf-mörtel)	vH	vH	w	w	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	

A. Mörtel aus 1 Gewichtsteil Portlandzement „L“ und 4 Gewichtsteilen Sand.

a) 25	35	65	6,3	18,7	56,2	9,4	11,7	0,47	0,59	237 (2,25)	137 (2,19)	129 (2,18) <sup>3)</sup>	29,4	21,0	26,7 <sup>3)</sup>
b) 20	25	55	0	6,3	43,8	8,9	11,2	0,44	0,56	150 (2,06)	120 (2,12)	111 (2,11) <sup>3)</sup>	29,2	20,6	23,4 <sup>3)</sup>
d) 30	40	70	12,5	25,0	62,5	10,3	12,5	0,52	0,63	226 (2,25)	139 (2,17)	133 (2,18) <sup>3)</sup>	31,2	21,2	25,2 <sup>3)</sup>

B. Mörtel aus 1 Gewichtsteil Portlandzement „L“ und 8 Gewichtsteilen Sand.

a) 25	35	65	15,7	26,9	60,6	9,3	11,3	0,83	1,01	90 (2,14)	62 (2,13)	12,6	9,4
b) 15	25	55	4,3	15,7	49,3	9,0	11,1	0,81	1,00	48 (1,91)	42 (1,91)	7,4	7,0
c) 35	45	75	26,9	38,2	71,8	10,6	12,3	0,95	1,11	72 (2,13)	56 (2,11)	9,9	10,1
d) 11	35	65	—	20,9	60,6	9,1	11,7	0,82	1,06	39 (1,85)	36 (1,90)	6,6	5,7
e) 11	25	55	—	15,7	49,3	8,7	11,3	0,78	1,02	36 (1,82)	30 (1,82)	6,2	4,8
f) 11	25	65	—	15,6	60,6	8,7	—	0,78	—	32 (1,79)	—	6,9	—

1) Mittel aus je 4 Versuchen mit Würfeln von 7 cm Kantenlänge. Kombinierte Lagerung.  
2) Mittel aus je 6 bis 8 Versuchen mit Zugkörpern von 5 cm<sup>2</sup> Querschnitt. Kombinierte Lagerung.  
3) Wiederholung.

Werte der Druckfestigkeit und Zugfestigkeit erlangt wurden, wenn

- 30 bzw. 25 vH des trockenen Mörtels durch das Sieb mit 900 Maschen auf 1 cm<sup>2</sup>,
  - 40 bzw. 35 vH des trockenen Mörtels durch das Sieb mit 1 mm Lochweite
  - und 70 bzw. 65 vH des trockenen Mörtels durch das Sieb mit 3 mm Lochweite
- fielen.

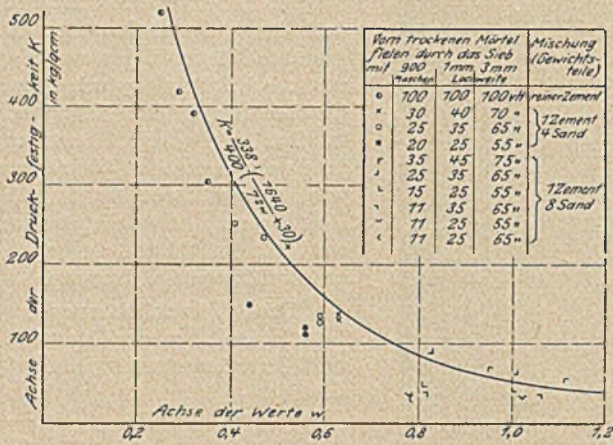


Abb. 5. Sande V bis VIII. Druckversuche.

Für die Zugfestigkeit erwiesen sich noch Mischungen vorteilhaft, von denen nur 11 vH durch das Sieb mit 900 Maschen auf 1 cm<sup>2</sup> fielen.

Mit den Sanden IX bis XII waren hiernach weniger feine Teile erforderlich als mit den Quetschsanden V bis VIII.

Bei den Sanden XIII bis XVI erwiesen sich in der Hauptsache die Mischungen am vorteilhaftesten, von denen 20 bis 25 vH des trockenen Mörtels durch das Sieb mit 900 Maschen auf 1 cm<sup>2</sup>,

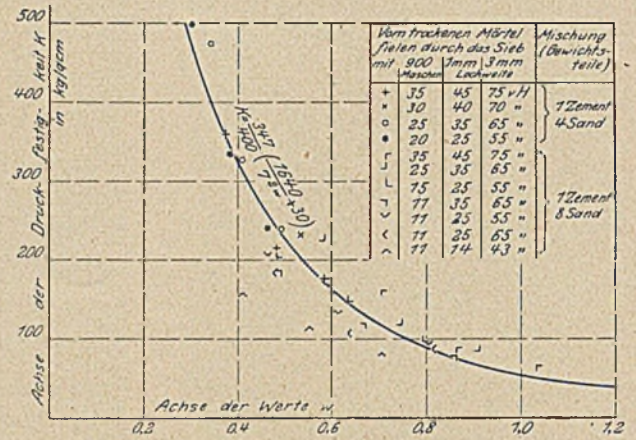


Abb. 6. Sande IX bis XII. Druckversuche.

Mit den Moränesanden IX bis XII ergaben sich die Höchstwerte der Druckfestigkeit in der Regel, wenn

- 20 bzw. 15 vH des trockenen Mörtels durch das Sieb mit 900 Maschen auf 1 cm<sup>2</sup>,
  - 25 vH des trockenen Mörtels durch das Sieb mit 1 mm Lochweite und
  - 55 vH des trockenen Mörtels durch das Sieb mit 3 mm Lochweite
- gingen.

25 bis 35 vH des trockenen Mörtels durch das Sieb mit 1 mm Lochweite und

55 bis 65 vH des trockenen Mörtels durch das Sieb mit 3 mm Lochweite

fielen.

Im ganzen fand sich somit, daß es sich zur Erlangung hoher Festigkeit empfiehlt, die Mörtel so zusammzusetzen, daß

Zusammenstellung 2.

Abhängigkeit der Druckfestigkeit und Zugfestigkeit des Zementmörtels von der Zusammensetzung des Sandes (Sande IX bis XII, Moränesand aus Oberschwaben).

Normenfestigkeit des Zements (28 Tage kombinierte Lagerung)  $K_N = 347 \text{ kg/cm}^2$ .

1			2			3			4			5			6			7			8			9			10			11			12			13			14			15			16			17			18		
Von 100g des trockenen Mörtels fielen durch das Sieb			Von 100g des trockenen Mörtels fielen durch das Sieb			Von 100g des trockenen Mörtels fielen durch das Sieb			Wasser-zusatz			w = Wassergehalt / Zementgewicht			Druckfestigkeit (Raumgewicht) im Alter von 28 Tagen <sup>1)</sup>			Zugfestigkeit im Alter von 28 Tagen <sup>2)</sup>																																			
mit 900 Maschen auf 1 cm <sup>2</sup>	mit 1 mm Lochweite	mit 3 mm Lochweite	mit 900 Maschen auf 1 cm <sup>2</sup>	mit 1 mm Lochweite	mit 3 mm Lochweite	a	b	c	a	b	c	a	b	c	a	b	c	a	b	c	a	b	c	a	b	c	a	b	c	a	b	c	a	b	c	a	b	c															
(0 ÷ 0,24 mm)	(0 ÷ 1 mm)	(0 ÷ 3 mm)	(0 ÷ 0,24 mm)	(0 ÷ 1 mm)	(0 ÷ 3 mm)	(erdfeucht)	vH	(weich)	vH	vH	vH	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>													

A. Mörtel aus 1 Gewichtsteil Portlandzement „L“ und 4 Gewichtsteilen Sand.

a) 25	35	65	6,3	18,7	56,2	6,7	8,3	9,9	0,34	0,415	0,49	474(2,38)	326(2,33)	239(2,27)	49,1	33,2	29,5
b) 20	25	55	—	6,3	43,8	6,1	7,6	9,2	0,30	0,38	0,46	499(2,38)	334(2,36)	240(2,30)	51,7	34,1	32,2
c) 35	45	75	18,8	31,2	68,8	7,5	9,6	11,5	0,37	0,48	0,58	360(2,31)	216(2,22)	178(2,18)	45,8	28,8	28,0

B. Mörtel aus 1 Gewichtsteil Portlandzement „L“ und 8 Gewichtsteilen Sand.

a) 25	35	65	15,7	26,9	60,6	6,5	8,3	10,1	0,58	0,75	0,91	227(2,31)	119(2,27)	86(2,20)	24,1	16,6	12,4
b) 15	25	55	4,3	15,7	49,3	5,3	7,0	8,8	0,48	0,63	0,79	203(2,26)	148(2,28)	99(2,25)	26,5	14,6	13,1
c) 35	45	75	26,9	38,2	71,9	7,8	9,5	11,4	0,70	0,86	1,03	161(2,27)	90(2,18)	66(2,12)	19,2	12,7	10,7
d) 11	35	65	—	26,9	60,6	5,5	7,4	9,5	0,49	0,67	0,86	186(2,19)	120(2,21)	81(2,19)	29,4	14,4	11,2
e) 11	25	55	—	15,7	49,3	5,2	6,8	8,9	0,46	0,61	0,80	205(2,21)	132(2,23)	93(2,21)	29,8	15,2	12,5
f) 11	25	65	—	15,6	60,6	5,2	7,0	9,0	0,47	0,63	0,81	184(2,19)	107(2,16)	88(2,20)	30,2	16,4	12,1
g) 11	14	43	—	3,3	35,9	4,5	6,1	7,7	0,41	0,55	0,70	158(2,13)	116(2,15)	82(2,14)	28,7	16,1	15,4

1) Mittel aus je 4 Versuchen mit Würfeln von 7 cm Kantenlänge. Kombinierte Lagerung.

2) Mittel aus je 5 oder 6 Versuchen mit Zugkörpern von 5 cm<sup>2</sup> Querschnitt. Kombinierte Lagerung.



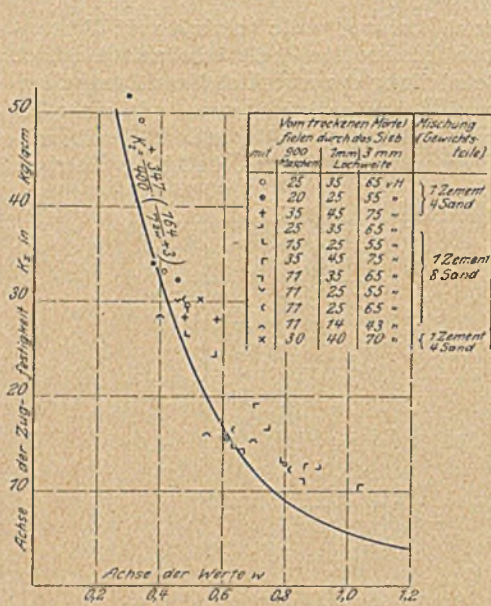


Abb. 9. Sande IX bis XII. Zugversuche.

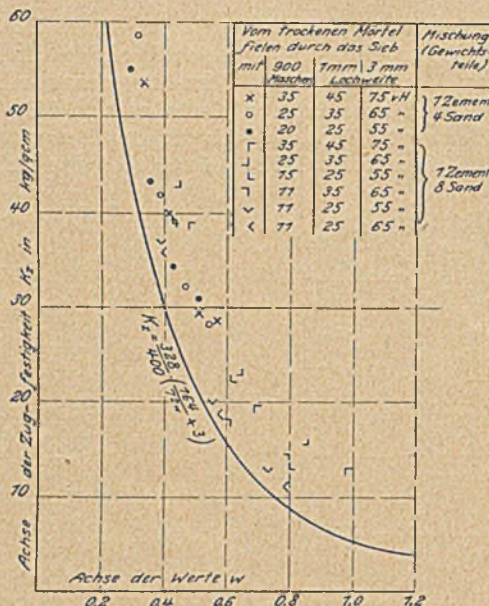


Abb. 10. Sande XIII bis XVI. Zugversuche.

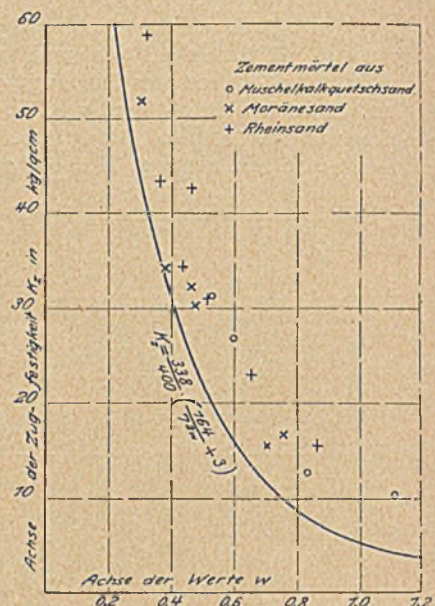


Abb. 12. Zusammenfassung von Zugversuchen.

gibt an, daß die Mischung A c, die sich von A a durch einen größeren Anteil feiner Teile unterscheidet, nur rd  $\frac{3}{4}$  der Druckfestigkeit der Mischungen A a und A b lieferte. Auch Zusammenstellung 3 läßt den großen Einfluß der Kornzusammensetzung erkennen.

Der Anteil der verschiedenen Korngrößen liegt bei den gewählten Mischungen in den Grenzen, die auf gut geleiteten Baustellen anzutreffen sind. Wo der Auswahl der Baustoffe weniger Bedeutung beigemessen wird, gelangen auch Mörtel zur Verwendung, die viel mehr feine Teile enthalten. Die Unterschiede, welche auf den Einfluß der Körnung zurückzuführen sind, treten deshalb unter praktischen Verhältnissen noch größer auf als in den Zusammenstellungen 1 bis 3.

Weiter dürfte es von Interesse sein, im Anschluß an frühere Beobachtungen die Beziehungen zwischen dem Wassergehalt des Zementbreis im frischen Mörtel zur Druckfestigkeit und Zugfestigkeit des erhärteten 28 Tage alten Mörtels zu verfolgen. Die Abb. 5 bis 10 geben hierzu Auskunft. Die in Abb. 5 bis 7 eingezeichneten Kurven liegen den Werten der Mischungen

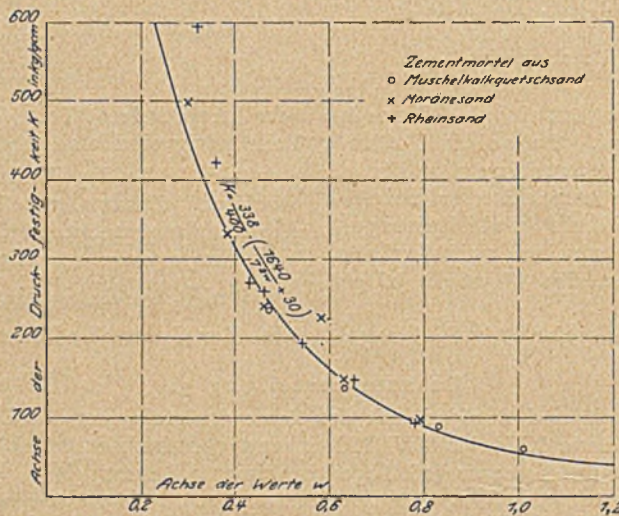


Abb. 11. Zusammenfassung von Druckversuchen.

nahe, welche im Anschluß an Abb. 1 — unter Berücksichtigung der Korngestalt, bei Quetschsand mit etwas größerem, bei Moränesand mit kleinerem Anteil der feinen Teile — aufgebaut sind.

Die Gleichung zu den Kurven in Abb. 8 bis 10 enthält gleichartige Faktoren wie die Gleichung zu den Kurven in Abb. 5 bis 7; lediglich die Größe derselben ist verschieden.

In Abb. 11 und 12 sind schließlich die Versuchsergebnisse gemeinsam dargestellt, die in den Zusammenstellungen 1 bis 3 durch Fettdruck hervorzuheben waren und demnach die Zusammensetzung aufweisen, die mit den betreffenden Sanden und mit den in Zusammenstellung 1 bis 3 angegebenen Wasserzusätzen die höchste Druckfestigkeit bzw. Zugfestigkeit geliefert hat. In Abb. 11 liegen die Versuchspunkte nahe der Kurve, welche die Beziehung zwischen Wasserzusatz und Druckfestigkeit darstellt, wenn der Mörtel geeignete Zusammensetzung besitzt. In Abb. 12 liegen zwar alle Versuchswerte über der Kurve, doch verläuft sie im Einklang mit der Lage der Versuchswerte.

## ÜBER DIE FORM DER BEHÄLTER GLEICHER FESTIGKEIT.

Von Prof. Dr. Theodor Pöschl, Prag.

**Übersicht** über die möglichen Behälterformen durch Einführung der dem Problem eigentümlichen dimensionslosen Kennzahl. Graphische Integration der Differentialgleichung. Lösung der Aufgabe: bei gegebener Mantelspannung und gegebenem Rauminhalt die zugehörige Behälterform zu bestimmen. Hinweis auf die dabei notwendigen Einschränkungen.

1. Die Bestimmung der Form des (biegungsfreien) Behälters gleicher Festigkeit oder des „Wölbmantelbeckens“, wie dieser nach dem Patente der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, A.-G. genannt wird, ist in der Literatur vielfach behandelt worden; es sei hier nur auf die Arbeiten von M. Milanovitsch, Ph. Forchheimer, K. Federhofer, J. Kre-

bitz, F. Bleich, R. Schuhmann u. a. verwiesen. Gelegentlich der Bearbeitung der zweiten Auflage meiner (gemeinsam mit Dr. v. Terzaghi zuerst im Jahre 1913 herausgegebenen) Sonderschrift: „Berechnung von Behältern nach neueren analytischen und graphischen Methoden“ (Berlin, Julius Springer) habe ich mich neuerdings mit dieser Frage beschäftigt und dabei gefunden, daß die vorhandene Literatur keine befriedigende Übersicht über die möglichen Behälterformen, die dabei auftreten können, darbietet. Auch ist nach den bisherigen Ergebnissen die Lösung der praktisch wichtigen Aufgabe: bei gegebenem Rauminhalt und gegebener Mantelspannung die zugehörige Behälterform

und -größe zu finden, nur durch mehrfach wiederholtes Probieren lösbar, für das eigentlich, da sich das Problem nicht analytisch in endlicher Form lösen läßt, so gut wie gar keine Anhaltspunkte vorliegen<sup>1)</sup>.

Dieselbe Bemerkung gilt übrigens auch für die Form der Tropfen, die aus kreisförmigen Öffnungen in wagerechten Ebenen austreten, die bekanntlich durch dieselbe Differentialgleichung bestimmt wird, und über die u. a. in Winkelmanns Handbuch der Physik, Bd. I, 2, 2. Auflage, Leipzig 1910, S. 1145 u. f. und in der Enzyklopädie der math. Wissenschaften, V. Bd. 9, S. 535 im Artikel „Kapillarität“ (H. Minkowski) ausführlich berichtet ist.

Die Lösung dieser Differentialgleichung bestimmt die möglichen Formen in beiden Fällen; sie ist in endlicher Form, die eine einfache Diskussion gestatten würde, nicht angebar. Wenn man diese Gleichung in dimensionslosen Veränderlichen schreibt, so sieht man, daß alle möglichen Behälterformen durch eine einzige „Kennzahl“ ( $k$ ) gekennzeichnet sind, die als einziger Parameter in der Gleichung auftritt. Den  $\infty^1$  Werten dieser Kennzahl entsprechen die  $\infty^1$  verschiedenen Behälterformen, die überhaupt auftreten können. Um diese Formen wirklich zu erhalten, wird die Gleichung für eine Reihe von Werten von  $k$  graphisch integriert, was durch Verwertung der geometrischen Bedeutung der auftretenden Größen unmittelbar möglich ist.

Diese graphische Integration braucht übrigens nur unter der Annahme durchgeführt zu werden, daß der Behälter bis zum oberen Rande gefüllt ist. Aus den so erhaltenen Formen sind sodann auch jene abzulesen, die sich ergeben, wenn der Spiegel höher liegt als der obere Behälterrand, so daß die betreffende Form als „Behälterboden“ auftritt, über den etwa ein Zylinder aufgesetzt wird, in dem das Füllgut — als solches wird hier nur Wasser vorausgesetzt — sich befindet. Es zeigt sich dabei, daß verschiedenen Höhen des Wasserstandes verschiedene Behälterformen entsprechen, und daß der Behälter gleicher Festigkeit naturgemäß nur dann als solcher wirkt, wenn er vollständig gefüllt ist; durch diese Umstände wird die praktische Bedeutung derartiger Ausführungen erheblich eingeschränkt.

Da hier der Überblick über die Gesamtheit der möglichen Behälterformen lediglich durch Einführung der Kennzahl bewirkt wird, und eine ähnliche Darstellungsweise auch bei vielen verwandten Problemen von Vorteil sein dürfte, wie sie sich ja übrigens auch schon in anderen Gebieten der Mechanik und Physik mit größtem Erfolge bewährt hat, so dürfte eine kurze Auseinandersetzung an der Hand des vorliegenden Beispiels von Interesse sein.

2. Die Form des Behälters gleicher Festigkeit (in dem hier gemeinten Sinne) ist durch die folgenden Bedingungen bestimmt: 1. Biegemomente fehlen vollständig, 2. die Normalspannungen  $S$  auf alle senkrecht durch die Wand geführten Schnitte sind gleich groß, 3. die Form des Behälters soll eine Drehfläche sein, so daß es nur auf die Festlegung der Meridiankurve ankommt. Die erste Bedingung sagt aus, daß die Behälterwand als dünne, vollständig biegsame Haut (Membran) wirkt, die zweite, daß die Schubspannungen überall null sind. Durch beide Bedingungen wird auch erreicht, daß das Problem ein rein statisches wird, das ohne Heranziehung der Elastizitätstheorie gelöst werden kann.

Bemerkenswert ist dabei, daß aus der Gleichheit der Hauptspannungen sofort ihre Konstanz längs des ganzen Behälters folgt. Bezeichnen nämlich  $S$  und  $S'$  die Spannungen in Richtung der Tangente des Meridians und senkrecht dazu,  $r$  den Abstand eines Flächenteilchens von der Drehachse, so lautet die Gleichgewichtsbedingung für die Richtung der Tangente bekanntlich:

$$\frac{d}{dr} (S r) = S'$$

Mit  $S = S'$  folgt daraus unmittelbar:

$$\frac{dS}{dr} = 0, \text{ d. h. } S = \text{konst.}$$

Dem Wasserdruck  $\gamma z$  ( $\gamma =$  Einheitsgewicht des Wassers) auf ein Wandteilchen in der Tiefe  $z$  unter dem Spiegel wird daher durch jene Komponenten der Spannungen  $S$ , die vermöge der Krümmung des Flächenteilchens an der betreffenden Stelle in die Richtung der Flächennormalen fallen, das Gleichgewicht gehalten. Nimmt man das Wandteilchen durch zwei benachbarte Parallelkreise und Meridiane begrenzt an, so liefert die statische Gleichgewichtsbedingung für die Richtung der Normalen unmittelbar die Gleichung:

$$\frac{S}{R} + \frac{S}{R_1} = \gamma z, \dots \dots \dots (1)$$

durch welche die gesuchten Behälterformen gekennzeichnet sind.  $R_1$  bezeichnet den Krümmungshalbmesser der Meridiankurve,  $R$  den des hierzu normalen Schnittes zur Fläche an der betreffenden Stelle.

Führen wir in diese Gl. (1) für  $R$ ,  $R_1$  und  $z$  mittels eines Längenfaktors  $H$ , der irgend eine ausgezeichnete Abmessung, etwa die Höhe des Behälters vom tiefsten Punkte bis zum oberen Rande darstellen kann, dimensionslose Veränderliche,  $q$ ,  $q_1$  und  $\zeta$  ein, und zwar mittels des Ansatzes:

$$R = H q; \quad R_1 = H q_1; \quad z = H \zeta \quad \dots \dots \dots (2)$$

so geht Gl. (1) in die folgende über:

$$\frac{1}{q} + \frac{1}{q_1} = \frac{\gamma H^2}{S} \zeta = k \zeta \quad \dots \dots \dots (3)$$

In dieser Gleichung ist die als Parameter auftretende Größe

$$k = \frac{\gamma H^2}{S} \quad \dots \dots \dots (4)$$

eine dimensionslose Zahl, denn ihre Dimension ist in der bekannten Bezeichnungsweise:

$$\left[ \frac{\gamma H^2}{S} \right] = \left[ \frac{(K/L^3) L^2}{K/L} \right] = [0].$$

Schreibt man in der Gl. (1) oder (3) für die Krümmungshalbmesser ihre Ausdrücke in irgendwelchen Koordinaten, so erhält man die Differentialgleichung des Problems, deren vollständiges Integral die Mannigfaltigkeit der möglichen Behälterformen in Abhängigkeit von  $k$  liefert. Geometrisch ähnliche Behälter sind daher auch mechanisch ähnlich, wenn sie gleichen Zahlenwerten von  $k$  — der Kennzahl des vorliegenden Problems — entsprechen.

Da die Lösung dieser Differentialgleichung in einer für die Diskussion geeigneten Gestalt nicht bekannt ist, so ist man auf eine angenäherte Integration angewiesen, die am einfachsten graphisch erfolgt, wie in Abb. 1 angegeben. Die Höhe des Behälters kann dabei beliebig angenommen werden (in Abb. 1 ist  $H = 5$  cm). Ausgegangen wird passend vom tiefsten Punkte  $A$ , der bei den unten geschlossenen Behältern ein Nabelpunkt ist, dessen Krümmungshalbmesser durch

$$q = q_1 = 2/k H = \overline{AN}$$

gegeben ist. Zieht man mit diesem Halbmesser einen Kreisbogen  $AB$  bis zum Punkte  $B$  im Abstände  $z$  vom oberen Behälterrande, so ist die Länge der Normalen angenähert auch

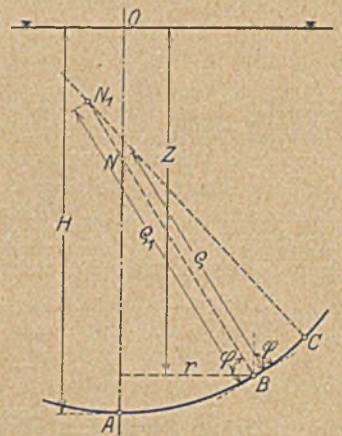


Abb. 1.  
Graphische Integration.

<sup>1)</sup> Der Eisenbau, 4. Bd., 1913, S. 51 u. 355, 5. Bd. 1914, S. 187, 376.

der Krümmungshalbmesser des Normalschnittes der Fläche in B (senkrecht zum Meridian), und die Krümmung des Meridianschnittes in B selbst ist angenähert:

$$\frac{1}{\rho_1} = k \zeta - \frac{1}{\rho}$$

Mit dem Halbmesser  $\rho_1 = \overline{BN_1}$  wird wieder ein Stück eines Kreisbogens BC aus dem Mittelpunkt  $N_1$  gezeichnet, wodurch der Vorgang zur angenäherten Integration gegeben ist.

Nach diesem Verfahren ist in Abb. 2 für eine Reihe von Werten von k zwischen 1 und 10 eine Schar von Kurven erhalten worden, welche Lösungen der Gl. (3) darstellen, die

und da das Glied  $r^2 \zeta$  an beiden Grenzen verschwindet, folgt mit Benützung der Gl. (6):

$$\mathfrak{B} = -2\pi \frac{1}{k} [r \cos \varphi]_0^H = 2\pi \frac{1}{k} r_0 \cos \varphi_0,$$

worin  $r_0$  und  $\varphi_0$  den Halbmesser und die Tangentenneigung gegen die Drehachse am oberen Behälterrand bezeichnen (Abb. 2 oder 4). Führt man noch den Wert von k ein, so ergibt sich:

$$\gamma \mathfrak{B} H^3 = \gamma V = 2\pi r_0 H S \cos \varphi_0 \dots \dots \dots (7)$$

Diese Gleichung sagt nichts anderes aus, als daß der ganze Behälterinhalt vom Gewichte  $\gamma V$  durch die Spannungen am

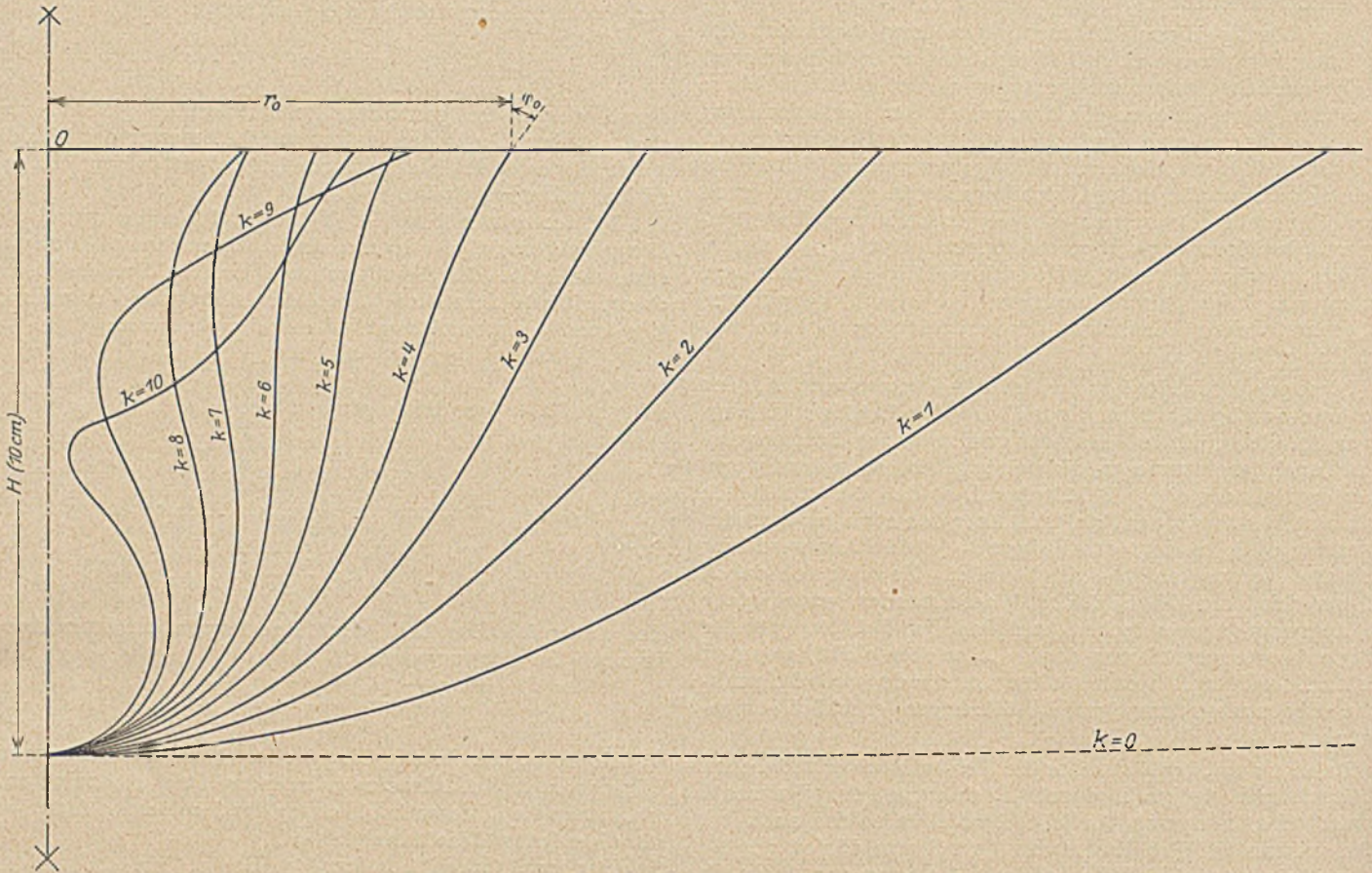


Abb. 2. Übersicht über die Behälterformen.

im tiefsten Punkte A eine wagrechte Tangente haben. Die sämtlichen möglichen Behälterformen sind sodann durch die ähnlichen Veränderungen dieser Kurvenschar erschöpft. Bis zu dem Werte  $k = 6$  etwa erhält man Formen ohne merkliche Einschnürung, größeren Werten von k entsprechen eingeschnürte Formen. Für die technischen Anwendungen kommen überhaupt nur die ersteren in Betracht.

3. Für alle diese Behälterformen läßt sich der Rauminhalt:

$$\mathfrak{B} = \pi \int_0^H r^2 d\zeta \dots \dots \dots (5)$$

in endlicher Form darstellen. Bezeichnet  $\varphi$  den Winkel der Tangente zur Meridiankurve mit der Drehachse, so ist:

$$\frac{1}{\rho_1} = -\frac{d\varphi}{ds}; \quad \frac{1}{\rho} = \frac{\cos \varphi}{r}; \quad \sin \varphi = \frac{dr}{ds}$$

und es kann Gl. (3) auch in der Form geschrieben werden:

$$\frac{1}{r} \cdot \frac{d}{dr} (r \cos \varphi) = k \zeta \dots \dots \dots (6)$$

Durch Produktintegration erhält man aus Gl. (5):

$$\mathfrak{B} = \pi \left\{ [r^2 \zeta]_0^H - 2 \int \zeta r dr \right\}$$

oberen Rande getragen werden muß, und hätte auch unmittelbar angeschrieben werden können.

Für jede der in Abb. 2 dargestellten Lösungskurven wurde nunmehr der Rauminhalt des von ihr umhüllten Drehkörpers ( $\mathfrak{B}$ ) ermittelt und in Abb. 3 als Funktion des Parameters k aufgetragen, der die einzelne Meridiankurve kennzeichnet. Die so erhaltene Kurve gibt somit  $\mathfrak{B} = \mathfrak{B}(k)$ , und  $\mathfrak{B}$  selbst ist dabei wieder als reine (dimensionslose) Zahl aufzufassen.

In der folgenden Zahlentafel sind überdies die für eine Reihe von k erhaltenen Werte der Funktion  $\mathfrak{B}$  wie auch der daraus unmittelbar ableitbaren Funktion  $\mathfrak{B}_1$ , deren Bedeutung in 4 erklärt wird, zusammengestellt:

k	$\mathfrak{B}$	$\mathfrak{B}_1$	k	$\mathfrak{B}$	$\mathfrak{B}_1$
0,8	7,50	3,02	7	0,26	2,86
0,9	6,62	3,20	8	0,19	2,65
1	6,10	3,30	9	0,16	2,70
2	2,80	4,05	10	0,17	3,10
3	1,57	4,02	10,5	0,18	3,36
4	0,96	3,85	11,5	0,20	4,10
5	0,60	3,51	12	0,22	4,45
6	0,40	3,25	13	0,22	5,25

4. Zur Bestimmung der Behälterform und Größe für einen gegebenen Rauminhalt  $V$  [ $m^3$ ], gegebenes Einheitsgewicht der Füllmasse  $\gamma$  [ $kg/m^3$ ] und gegebene Mantelspannung  $S$  [ $kg/m$ ] hat man zufolge der oben gegebenen Auffassung, die auf den Methoden der Ähnlichkeitsmechanik beruht, in folgender Weise vorzugehen: Die Frage läuft auf die Bestimmung des zu wählenden Parameters  $k$  hinaus.

Für einen Behälter von der Höhe  $H$  ist der Rauminhalt bei dem vorläufig gleichfalls unbekanntem  $k$ :

$$V = \mathfrak{B}(k) H^3 \quad \dots \dots \dots (8)$$

Außerdem ist nach Gl. (4):

$$k = \frac{\gamma H^2}{S}$$

Aus beiden folgt durch Elimination von  $H$ :

$$\frac{\gamma V^{2/3}}{S} = k [\mathfrak{B}(k)]^{2/3} = \mathfrak{B}_1(k) \quad \dots \dots \dots (9)$$

Wird daher in Abb. 3 auch noch die Kurve:

$$\mathfrak{B}_1 = \mathfrak{B}_1(k) = k [\mathfrak{B}(k)]^{2/3} \quad \dots \dots \dots (10)$$

d. h.  $\mathfrak{B}_1$  als Funktion von  $k$  eingetragen, so erhalten wir die Lösung der gestellten Aufgabe in folgender Form: Man rechne aus den gegebenen Größen  $\gamma$ ,  $V$ ,  $S$  den Wert  $\gamma V^{2/3}/S = \mathfrak{B}_1$  aus, der wieder eine reine Zahl darstellt, suche in Abb. 3 die Ordinate

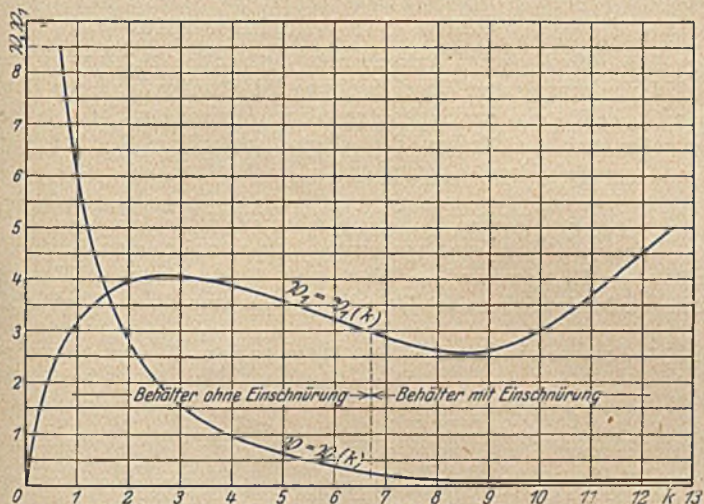


Abb. 3. Kurven zur Bestimmung der Behälterformen.

von dieser Größe  $\mathfrak{B}_1$  auf und lese den zugehörigen Wert von  $k$  auf der Abszissenachse ab. Dieses  $k$  bestimmt sodann unmittelbar die unter den betreffenden Angaben zu wählende Behälterform, und dessen Höhe ist durch die Gl. (4) oder (8) gegeben:

$$H = \sqrt{\frac{kS}{\gamma}} = \sqrt[3]{\frac{V}{\mathfrak{B}}} \quad \dots \dots \dots (11)$$

Beispiel. Gegeben sei:  $V = 1000 m^3$ ,  $\gamma = 1000 kg/m^3$  und  $S = 25000 kg/m$ . Nach Gl. (9) ist:

$$\frac{\gamma V^{2/3}}{S} = \frac{1000 \cdot 100}{25000} = 4 = \mathfrak{B}_1(k)$$

Diesem Werte entsprechen nach Abb. 3 die beiden Werte von  $k$ :

$$k = 2,1 \text{ und } 3,3$$

und nach Gl. (11) die Behälterhöhen:

$$H = 7,25 \text{ m und } 9,1 \text{ m.}$$

Nimmt man ein Flußeisenblech von der zulässigen Spannung von  $k_z = 1000 kg/cm^2$ , so würde die notwendige Blechstärke  $\delta = \frac{S}{100 k_z} = 1/4 \text{ cm}$  betragen.

Aus der Form der Kurve  $\mathfrak{B}_1 \equiv \mathfrak{B}_1(k)$  in Abb. 3 und aus der Bedeutung von  $\mathfrak{B}_1$  ist weiter zu ersehen, daß es (bei gleichen Werten von  $V$  und  $\gamma$ ) ein gewisses  $k$  gibt, bei dem  $\mathfrak{B}_1$  einen größten und daher  $S$  einen kleinsten Wert annimmt, und zwar ist das entsprechende  $k = 2,5$  und  $\max \mathfrak{B}_1 = 4,1$ . Ferner gibt es etwa bei  $k = 2,5$  ein  $\min \mathfrak{B}_1 = 2,6$ , dem ein größter Wert der Spannung  $S$  entspricht. Weiter ist zu ersehen, daß sich in dem Bereiche bis  $0,6 < k < 12$  für jene Werte von  $\mathfrak{B}_1$ , die kleiner als dieses Minimum und größer als das Maximum sind, überhaupt kein Behälter mit den vorausgesetzten Eigenschaften ausführen läßt. Wie sich diese Kurve außerhalb dieses Bereichs verhält, läßt sich auf Grund der erhaltenen und noch einigermaßen zuverlässigen Lösungen nicht exakt angeben.

Für  $k = 0$  erhält man in der Grenze die „Minimalfäche“  $\frac{1}{e} + \frac{1}{e_1} = 0$ , die bei kreisförmiger Begrenzung die Ebene wird. Da  $H$  dabei als fest zu betrachten ist, so ist hierfür  $\mathfrak{B} = \infty$ ; der Grenzwert von  $\mathfrak{B}_1(k)$  für  $k = 0$  läßt sich ebenfalls ohne Kenntnis der vollständigen Lösung der gegebenen Differentialgleichung nicht genau angeben. Allem Anscheine nach ist er gleich Null.

Durch Benützung derselben Gleichungen wird unmittelbar auch die Aufgabe gelöst, die Mantelspannung  $S$  zu bestimmen, wenn die Behälterform (d. h.  $k$ ) und  $V$ ,  $\gamma$  gegeben sind. Will man möglichst kleine  $S$  erzielen, so hat man einen Behälter zu wählen, für den  $k$  in der Nähe des eben angegebenen, dem  $\max \mathfrak{B}_1$  entsprechenden Werte von  $2,5$  liegt.

Beispiel. Man bestimme die Größe eines Wasserbehälters für  $V = 1000 m^3$ , der dem kleinsten Wert der Mantelspannung entspricht.

Für  $\max \mathfrak{B}_1 = 4,1$  und  $k = 2,5$  liefert Gl. (9):

$$S = \frac{\gamma V^{2/3}}{\max \mathfrak{B}_1} = \frac{1000 \cdot 100}{4,1} = 24400 \text{ kg/m.}$$

Nimmt man zum Vergleich einen würfelförmigen Behälter von  $10 \text{ m}$  Seitenlänge, also ebenfalls  $V = 1000 m^3$ , so ergibt sich für die Zugspannung am oberen Rande:

$$S_1 = \frac{\gamma V}{40} = 25000 \text{ kg/m,}$$

also ungefähr der früher gefundene Wert. Hier kommen aber noch andere Spannungen, insbesondere die von der Biegung herrührenden, hinzu, während im ersten Fall außer  $S$  keinerlei Beanspruchung des Behälters vorhanden ist.

5. Die im Vorhergehenden gewonnenen Ergebnisse können auch zur Beantwortung einer Reihe anderer Fragen verwertet werden, von denen hier nur die folgenden erwähnt seien:

a) Wenn der Behälter nicht bis zum tiefsten Punkt als Behälter gleicher Festigkeit ausgebildet werden soll, so kann man seine Meridiankurve an beliebiger Stelle abschneiden und an der Schnittstelle tangentiell einen beliebig geformten steifen Boden (der nur die Form einer Drehfläche haben muß) anschließen. Selbstverständlich wird dadurch der Rauminhalt des neuen Behälters ein anderer und der Boden als steife Schale besonders zu berechnen sein (z. B. die Intzeböden). In ähnlicher Weise ist vorzugehen, wenn der Behälter in Ringform auszubilden ist, dessen Innenwand sodann als steifer Zylinder oder als sonstwie gewählte steife Wand zu berechnen ist.

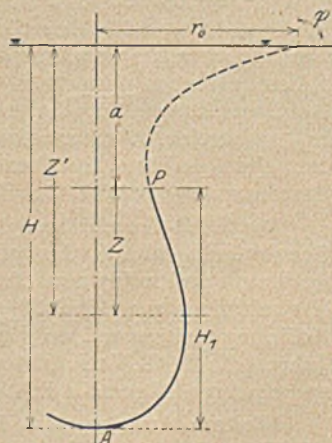


Abb. 4. Überfüllung.

b) Wenn der Wasserspiegel um  $a$  [m] höher als der obere Behälterrand steht, so ist die Differentialgleichung (1) durch folgende zu ersetzen (Abb. 4):

$$\frac{1}{R} + \frac{1}{R_1} = \frac{\gamma}{S} (z + a) = \frac{\gamma}{S} z', \quad z' = z + a,$$

oder nach Einführung der dimensionslosen Veränderlichen:

$$\frac{1}{\varrho} + \frac{1}{\varrho_1} = \frac{\gamma H^2}{S} \left( \zeta + \frac{a}{H} \right) = \frac{\gamma H^2}{S} \zeta',$$

worin: 
$$\zeta' = \frac{z'}{H} = \frac{z + a}{H} = \zeta + \frac{a}{H}.$$

Jeder in der Tiefe  $a$  vom Spiegel (bei P in Abb. 4) abgetrennte untere Teil des ursprünglichen Behälters von der Höhe  $H$

entspricht der Gleichgewichtsform eines Behälters mit dem gleichen  $k$ , der unter dem Einfluß einer um  $a$  [m] vergrößerten Druckhöhe steht.

c) Diese Bemerkung kann auch dazu dienen, die Ausbildung der Tropfen beim Austritt aus einem kreisförmigen Röhrenchen und insbesondere das Abreißen der Tropfen zu studieren; diese mehr ins physikalische Gebiet hineinspielenden Fragen sollen an anderer Stelle erörtert werden.

d) Alle die hier behandelten Fragen behalten naturgemäß ihren vollen Sinn, wenn der obere Behälterrand eine vom Kreis verschiedene Form hat, also etwa ein Quadrat, Rechteck, eine Ellipse o. dgl. ist. Doch stellt sich die Lösung in diesen Fällen, die nicht Drehflächen ergeben, erheblich verwickelter dar und soll, da sie praktisch von geringerem Interesse ist, hier nicht weiter behandelt werden.

## NORMUNG UND TYPUNG IM EISENBAU.

Von Hans Schmuckler, Technischer Direktor der Fa. Breest & Co., Berlin.

Während auf fast allen Gebieten mechanischer Herstellung seit Jahren weitgehendste Normungs- und Typungsbestrebungen mit Erfolg durchgeführt werden, — insbesondere im Maschinenbau —, in der Elektrotechnik, dem Automobil- und Schiffbau, sind diese Arbeiten auf dem Gebiete des Bauwesens etwas im Rückstande geblieben. Das hat seinen Grund vorwiegend in der Natur der Sache, denn es ist leichter und einfacher, Maschinenteile zu normen und Maschinen-, Auto- und Schiffstypen zu bilden, als Bauteile, von denen überhaupt nur wenige — wie Fenster, Türen, Treppen, Beschläge usw. — der Normung zugänglich sind, und Bautypen. Die Typung ist trotz guter Erfolge und geringem ästhetischen Schaden im wesentlichen bei den Siedlungshäusern stehengeblieben.

Die Normung im Eisenbau ist unter Führung des Normenausschusses der deutschen Industrie und reger Beteiligung des Deutschen Eisenbau-Verbandes in folgenden Arbeitsausschüssen behandelt worden:

### 1. Normenausschuß für einheitliche technische Baupolizeibestimmungen (ETB).

Diesem obliegt die Aufgabe, Einheitlichkeit in das Durcheinander der vielen deutschen Baupolizeibestimmungen zu bringen und sie neuzeitlichen Gesichtspunkten anzupassen. Die preußischen ministeriellen Vorschriften vom 24. 12. 1919 hatten zwar bereits eine erhebliche Verbesserung gebracht, sie sind indes nicht von allen deutschen Behörden angenommen und im übrigen heute z. T. überholt und verbesserungsbedürftig. Fertiggestellt sind bisher die Vorschriften über die zulässigen Beanspruchungen des Eisens und des Holzes, welche teilweise höhere Grenzen festsetzen und welche wahrscheinlich auch Beanspruchungen für den neuen hochwertigen Baustahl enthalten werden. Ferner ist in den neuen „ETB-Vorschriften“ das Knickproblem eingehend behandelt und eine eindeutige Berechnungsvorschrift für Knickstäbe gegeben worden.

Die ETB-Vorschriften unterliegen z. Zt. der Prüfung und Genehmigung durch das preußische Ministerium für Volkswohlfahrt und sollen danach auch den anderen Ministerien und Verwaltungen zur Genehmigung vorgelegt werden. Es darf die Hoffnung ausgesprochen werden, daß noch im Laufe dieses Jahres die ETB-Vorschriften bezüglich der zulässigen Beanspruchungen allgemein in Deutschland Geltung erhalten.

Weitere Arbeiten des ETB-Ausschusses sind neue Vorschriften über den Einfluß des Winddruckes unter Berücksichtigung der leeseitigen Saugwirkung, die zulässige Lastminderung für solche Bauglieder von Stockwerksbauten, bei denen eine größere Anzahl von Teilbelastungen zusammenlaufen (z. B. Stützen der unteren Stockwerke) u. a. Diese Arbeiten werden bis zum Abschluß noch einiger Zeit bedürfen.

### 2. Ausschuß für die „Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen“.

Diese Arbeiten liegen in dem Normblatt Din Nr. 1000 abgeschlossen vor.

### 3. Ausschuß für Normalprofile.

Die Arbeit dieses Ausschusses erstreckt sich vorwiegend auf Verbesserung und Vereinfachung der Profilreihen. Es liegt vor: E. DIN 1029 ungleichschenkelige Winkeleisen. In Arbeit befinden sich die Reihen der gleichschenkeligen Winkeleisen, I-, C- und Z-Eisen.

### 4. Ausschuß für Straßenbrücken.

Dieser hat bis jetzt genormt: Abmessungen von Straßenbrücken DIN 1091 und Beiblatt. Als Normenentwurf E 1072 sind außerdem bereits Belastungsannahmen veröffentlicht.

### 5. Normenausschuß des Deutschen Eisenbauverbandes.

Dieser gliedert sich in:

a) Ausschuß für Brückenbau, b) Ausschuß für Hochbau.

Der Ausschuß für Brückenbau hat bisher fertiggestellt:  
DIN. 1030 Streich- und Wurzelmaße für Walzeisen,  
„ 1031 „ „ „ „ Stabeisen  
„ 1032, 1, 2 u. 3 Nietabstände für gleichsch. ✕  
„ 1033 „ „ „ „ ungleichsch. ✕

Als Entwürfe sind bereits veröffentlicht:

E 1035 Größtabstand der Längsträger bei Schwellenfahrbahnen  
E 1036 Befestigung der Brückenschwellen  
E 1039 Festes Linienkipplager von 125—300 t Aufl.  
E 1040 Bewegl. Linienkipplager von 125—300 t Aufl.

Der Ausschuß für den Eisenhochbau hat bisher abgeschlossen die Blätter:

Din: 1005	} Eiserne Fachwerkswände.
1006	
1007	
1008	Pfettenbefestigung.
1009	Gelenke für Gerberpfetten, Ausbildung und Tragfähigkeit.
1010, 1 u. 2	Gerberpfetten bei gleichbleibendem Binderabstand mit erhöhten Profilen der Endfelder.
1011, 1 u. 2	„ bei gleichbleibendem Binderabstand mit Verstärkung in den Endfeldern.
1012,	„ bei verkürztem Binderabstand in den Endfeldern.
1034, 1 u. 2	Darstellung von Einzelheiten bei Eisenkonstruktionen.



In Arbeit sind Normblätter für Lüftungsjalousien und Klappen, Tore, Türen, Geländer usw.

Da die fertigen Normblätter durch mehrfache Veröffentlichung in der Fachpresse der allgemeinen Kritik unterlagen und Einsprüche und Abänderungsvorschläge — soweit sie richtig und begründet erschienen — bei der endgültigen Fassung der Normblätter Berücksichtigung gefunden haben, so sind diese als das Ergebnis praktischer Erfahrungen zu betrachten. Es ist deshalb aber auch zu wünschen, daß sie nicht nur vom Ausland, welches unsere Normblätter<sup>1)</sup> mit Vorliebe erwirbt,



Abb. 1a. Maschinenhalle II der I. B. A. Leipzig 1913.

benutzt, sondern in weitgehendstem Maße den Ausführungen in unseren Eisenbauwerkstätten zugrunde gelegt werden. Es ist notwendig, daß jeder Konstrukteur ein Sammelheft der erschienenen Normblätter von der Fabrikleitung in die Hand bekommt, und daß diese auf ihre Anwendung unbedingt hält. Sollten sich in der Praxis noch Verbesserungen der Normkonstruktionen als notwendig herausstellen, so ist der Normenausschuß des DEV für jede Anregung dankbar und wird sie nach eingehender Prüfung bei der nächsten Neuauflage berücksichtigen.

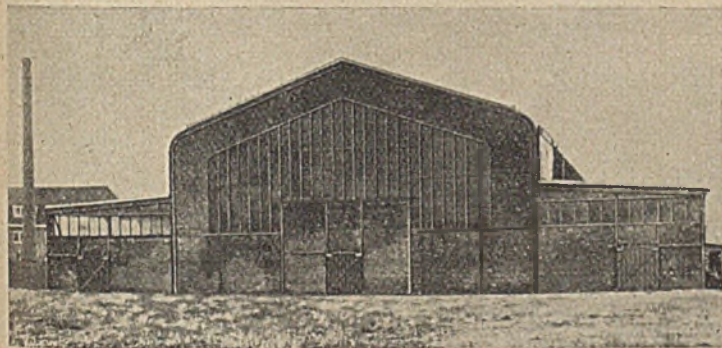


Abb. 1c. Armaturenfabrik C. Verhoop & Zonen, Hilversum.

Die Normblätter streben zugleich mit der Normalisierung die Ausbildung von Musterkonstruktionen an und berücksichtigen — soweit irgendmöglich und mit der Normung vereinbar — weitgehendste Wirtschaftlichkeit; ihre Anwendung erspart viel nutzlose Büroarbeit und vereinfacht das Konstruieren, sie gibt die Möglichkeit, insbesondere Anschlußteile, wie Anschlagwinkel, Gerbergelenke, Jalousien usw. in Arbeitspausen auf Vorrat zu arbeiten und die hierfür benötigten Materialien, soweit nicht Abfälle in Betracht kommen, auf Lager zu halten.

Viel schwieriger als bei der Normung schienen zunächst die Verhältnisse bei der Typung im Eisenbau. Es soll im fol-

genden nur von der Typung im Eisenhallenbau die Rede sein und andere Gebiete, welche der Typung ebenfalls zugänglich sind, wie Verladebrücken, Kranbahnen, Fördergerüste, Gittermaste usw., außer Betracht bleiben. Daß die Typung im Hallenbau möglich ist, soll an Hand von ausgeführten Beispielen nachgewiesen werden, zuvor mögen aber die Vorteile kurz zusammengefaßt werden, welche mit der Typung erreichbar sind:

1. Kostenersparnis in bezug auf den Entwurf, die



Abb. 1b. Maschinenhalle der W. B. A. Köln 1914.

statischen Berechnungen und die Bearbeitung von Einzelzeichnungen.

2. Kostenersparnis durch Massenbeschaffung von Baustoffen und Bauteilen, insbesondere in geschäftsstillen Zeiten, in denen Vorräte auf Lager gearbeitet werden können, ferner Verminderung der Profilzahl des Eisenlagers und damit der Lagerbestände und des in diesen investierten toten Kapitals.

4. Vereinfachung und größere Genauigkeit bei



Abb. 1d. Schiffbauhalle „De Maas“ in Slikkerveer.

der Herstellung durch Verwendung von Eisenschablonen; Einrichtung von Massenfabrikation usw.

5. Zeitgewinn auch in den Fällen, wo keine Vorratsteile Verwendung finden, weil ja statische Berechnungen, Werkzeichnungen, Schablonen, Stücklisten usw., deren Herstellung einen großen Teil der Bauausführungszeit in Anspruch nimmt, stets ausführungsbereit vorliegen.

6. Kostenersparnis dadurch, daß die eingehende Bearbeitung eines Typenbaues hinsichtlich der statischen Berechnungen und Zeichnungen eine weitgehendere Materialausnutzung gestattet, als sie bei den — meist eiligen — Ausführungen möglich ist.

<sup>1)</sup> Zu beziehen durch den V.D.I., Berlin, Sommerstraße.

Außerdem könnte bei der Ausführung von Typenhallen in viel größerem Maße von der Vergünstigung der ministeriellen Vorschriften<sup>2)</sup> Gebrauch gemacht werden, die zulässigen Be-



Abb. 2. Wissenschaftliche Halle der I. B. A. Leipzig 1913.

anspruchungen von  $1200 \text{ kg/cm}^2$  bzw.  $1400 \text{ kg/cm}^2$  auf  $1600 \text{ kg/cm}^2$  zu erhöhen, wenn eine den strengsten Anforderungen genügende Berechnung und Ausführung gewährleistet wird.

Da wir nun seit 24. Dez. 1919 — abgesehen von einigen Ausnahmen — für ganz Deutschland gültige Vorschriften für Eisenbauten besitzen und diese Vorschriften auch im Auslande (Holland, Schweden, Norwegen, Dänemark, Spanien und anderen Ländern) als Grundlage für statische Berechnungen meistens anerkannt werden, so ergibt sich — wenn ein solcher Hallentyp von einer maßgebenden Prüfungsbehörde geprüft und genehmigt worden ist — auch ein weiterer Vorteil dadurch, daß der Fortfall der wiederholten baupolizeilichen Prüfung einen Gewinn an Zeit und Kosten mit sich bringt<sup>3)</sup>.

Auch bei Typenbauten sind Änderungen stets möglich, und es kann die Ausarbeitung der Typen auch von vornherein auf mögliche und wahrscheinliche Änderungen eingestellt werden. So können z. B. bei einem dreischiffigen Hallenbau ohne nennenswerte Vermehrung der Kosten schon bei der Anlage der Grundtypen gewisse nicht allzu große Veränderungen der Spannweiten der einzelnen Hallen in Rücksicht gezogen werden. Ebenso kann eine Verschiedenheit der Hallenlängen durch Einteilung in normale und anormale Felder gleichfalls von vornherein berücksichtigt werden. Auch auf verschiedene

<sup>2)</sup> Welche auch in den ETB-Bestimmungen wiederkehrt!

<sup>3)</sup> Die staatliche „Preußische Prüfungsstelle für statische Berechnungen, Berlin,“ ebenso das statische Büro der Berliner Baupolizei geben auf Wunsch den Prüfungsvermerk auf dem Original der statischen Berechnung. Man kann dann von dem Pausleinwandoriginal die Abzüge für die einzelnen Bauausführungen entnehmen und wird i. a. auch bei den meisten deutschen Baupolizeiamttern dann keinerlei Schwierigkeiten bezüglich der Genehmigung der Bauausführung zu erwarten haben.

Kranbelastungen läßt sich bei geschicktem Vorgehen ebenso Rücksicht nehmen, wie auf die Lage und Größe von Einfahrtstoren und Türen durch Ausbildung besonderer Tor- und Türfelder in den Wänden.

Gleichzeitig mit der Grundtype des Hallenbaues lassen sich auch Vorkehrungen für die Anbringung von Transmissionen festlegen und damit Zeit- und Kostenersparnisse erzielen. Ferner können gewisse Einrichtungen des Betriebes, wie Heizungs-, Lüftungs-, Beleuchtungsanlagen usw., bei der Planung der Hallentype gleich mit festgelegt werden.

Als erstes Beispiel einer durchgeführten „Typung einer Fabrikhalle“ dienen die Abb. 1a bis 1d. Abb. 1a zeigt die Maschinenhalle 2 der Internationalen Bauausstellung in Leipzig<sup>4)</sup>. Der Querschnitt gliedert sich in ein Mittelschiff von 20 m Spannweite und 11 m Firsthöhe mit beiderseits anschließenden Seitenschiffen von 5,07 m Breite und 5 m Traufhöhe. Die Hallenlänge von 97,50 m ist in 15 Felder von 6,50 m eingeteilt. Als Eindeckung wurde hier erstmalig eine Ausführung aus Asbestzement-Schieferplatten von 6 mm Stärke (Fulgurit) ausgeführt, welche auf Ketten verlegt wurden, die von Pfette zu Pfette gespannt waren. Diese Ausführung hat sich indes nicht besonders bewährt.

Nachdem die Halle nach Schluß der Ausstellung abgebaut und als Flugmotorenwerkstatt auf der ehemals Kaiserlichen Werft in Kiel wieder aufgestellt wurde, wurde sie mit Teerpappe auf Holzschalung und -sparren eingedeckt.

Die Belichtung der Halle erfolgt im Mittelschiff — wie aus Abb. 1a ersichtlich — in vorzüglicher Weise durch Licht-

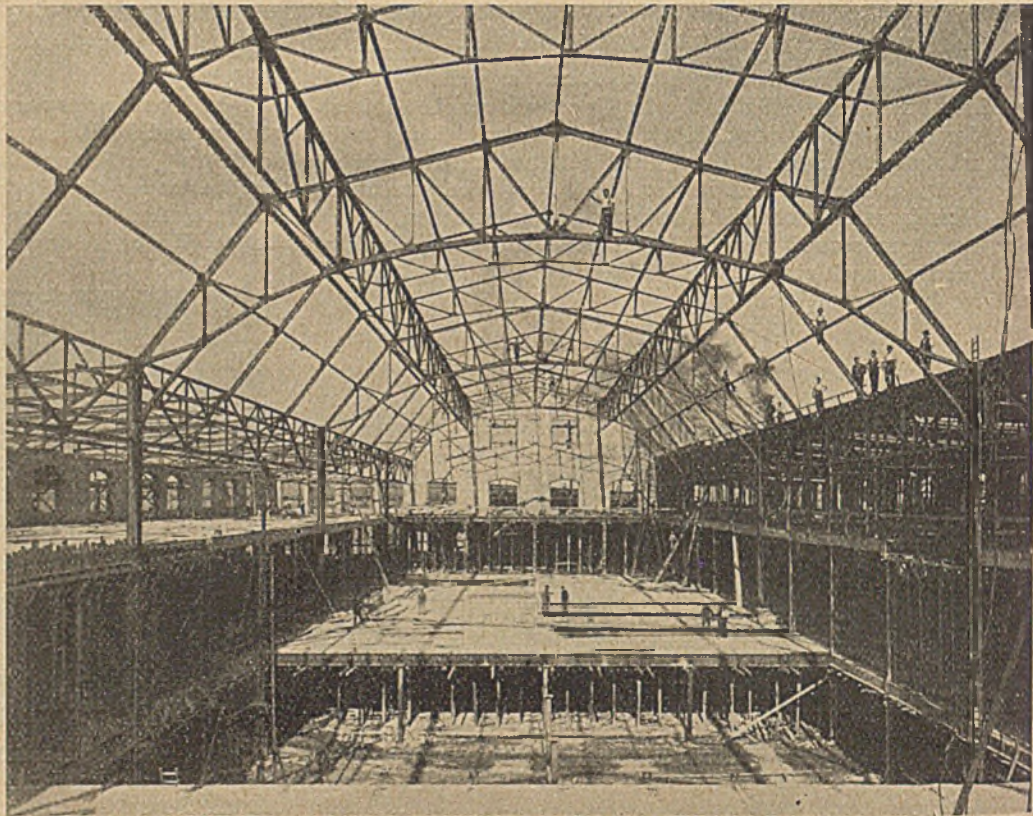


Abb. 3. Dreschmaschinenhalle H. Lanz, Mannheim.

bänder mit — teilweise gebogenen — Scheiben aus Rohglas. Auch in den  $\frac{1}{2}$  Stein starken Längswänden der Seitenschiffe und in dem Fachwerk der Giebelwände sind Lichtbänder mit Rohglasverglasung zur Ausführung gelangt. Die Ausführung der gebogenen Rohglasscheiben hat weder besondere Schwierigkeiten noch nennenswerte Mehrkosten verursacht.

<sup>4)</sup> Sämtliche dargestellten Hallen sind von Breest & Co ausgeführt und mit Ausnahme von Abb. 3 u. 4 vom Verfasser entworfen worden.

Die Eisenkonstruktion besteht im Mittelschiff aus Zweigelenkbogenbindern, deren Querschnitt einen 50 cm hohen Blechträger darstellt, in dem Seitenschiff dienen I NP. 21 als Binder. Die Pfetten sind Gerberträger.

Die Längskräfte werden durch Windverbände in den Giebelfeldern in 2 Blechportale geleitet, welche je 2 Binderfüße miteinander verbinden.

Die Querschnittsform der ersten Ausführung dieser Hallentype zeigt insofern einen ästhetischen Mangel, als die Dachneigung des Mittelschiffes zu flach gewählt wurde und die Halle hierdurch einen gedrückten Eindruck hervorrief. Dieser Mangel wurde bei der weiteren Durchbildung der Type beseitigt. (In dieser Verbesserung

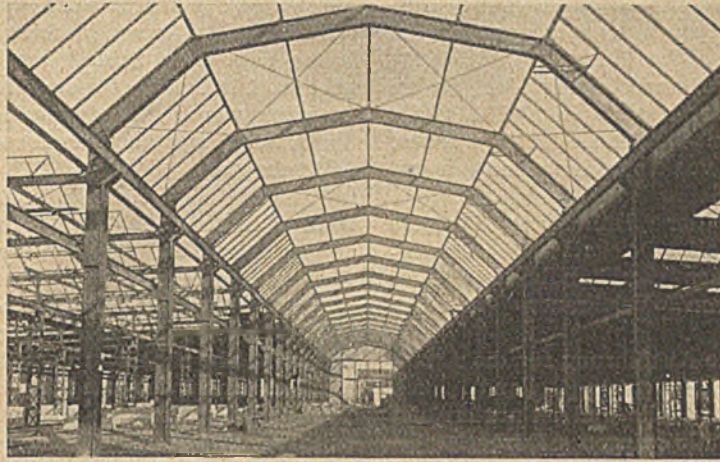


Abb. 4. Fabrikhalle Fritz Werner, Marienfelde.

unbefriedigend wirkt, vermieden wurde. Das ganze Dach der Kölner Werkbundhalle wurde mit eisenarmierten Bimsbetonrippenplatten und Pappe gedeckt.

Bei der Innenaufnahme — Abb. 1 b — kommt die schöne und ruhige Form der Eisenkonstruktion und ihre günstige Wirkung auf die ausgestellten Maschinen klar zum Ausdruck.

Auch diese Halle ist nach Beendigung der Werkbundausstellung abgebrochen und auf der Kaiserlichen Werft in Kiel in der Verlängerung der als Flugmotorenwerkstatt aufgestellten oben

beschriebenen Maschinenhalle 2 von der I.B.A. in Leipzig wieder aufgebaut. Der Unterschied in der Dachneigung des Mittelschiffes am Zusammenstoß der beiden Hallen-

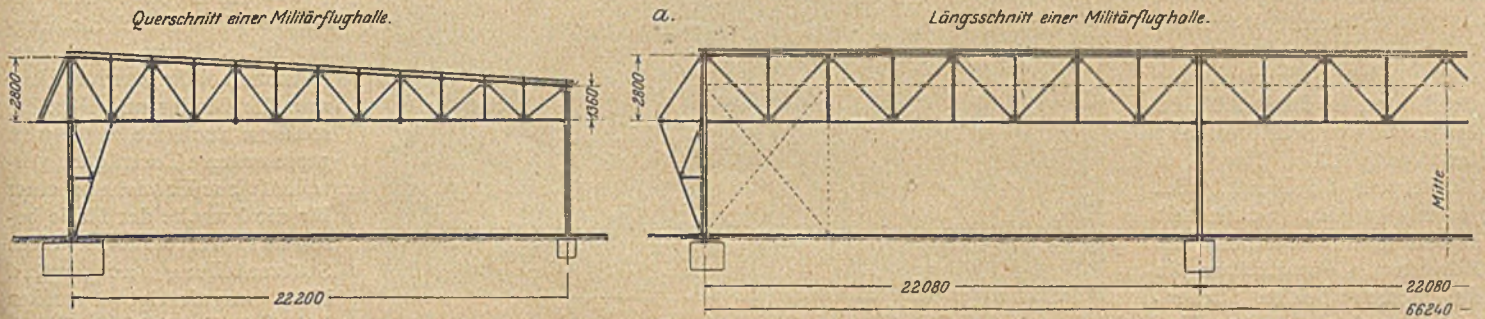


Abb. 5 a. Normale Militärflughalle.

zeigt sich ebenfalls ein Vorteil der Typung!)

Als zweite Ausführung wurde, in Gemeinschaft mit dem Architekten Walter Gropius, die Maschinenhalle der Werkbundausstellung in Köln 1914 durchgebildet (Abb. 1 b). Diese Halle zeigt, abgesehen von einer größeren Länge, die gleichen Abmessungen wie die Leipziger. Der Querschnitt wurde — wie oben erwähnt — durch eine steilere Neigung des Mittelschiffdaches erheblich verbessert, ebenso die Ausbildung des Giebels. Schließlich sind die Lichtbänder, welche bei der ersten Ausführung in Leipzig bis an die Giebel herangeführt waren, nunmehr verkürzt, so daß der häßliche Eindruck eines Glasstreifens am Anschluß des Giebels, welcher ästhetisch stets

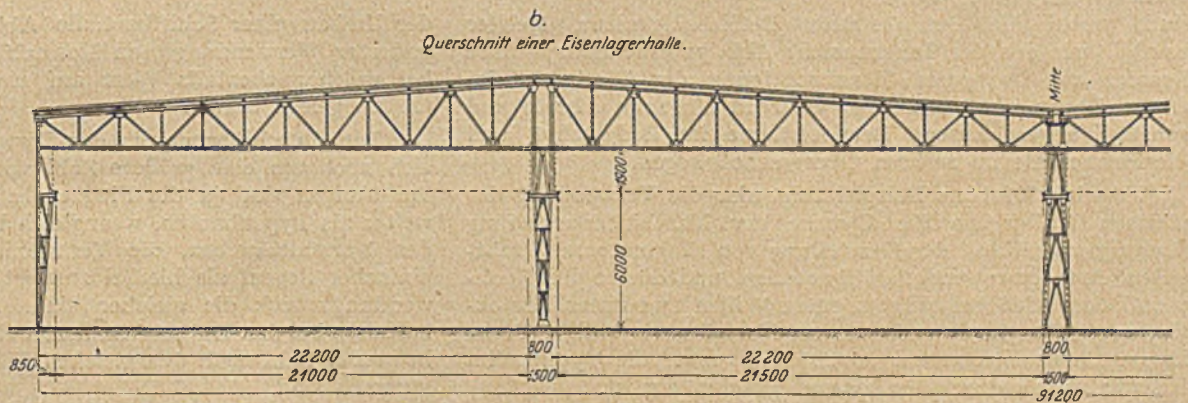


Abb 5 b. Eisenlagerhalle.

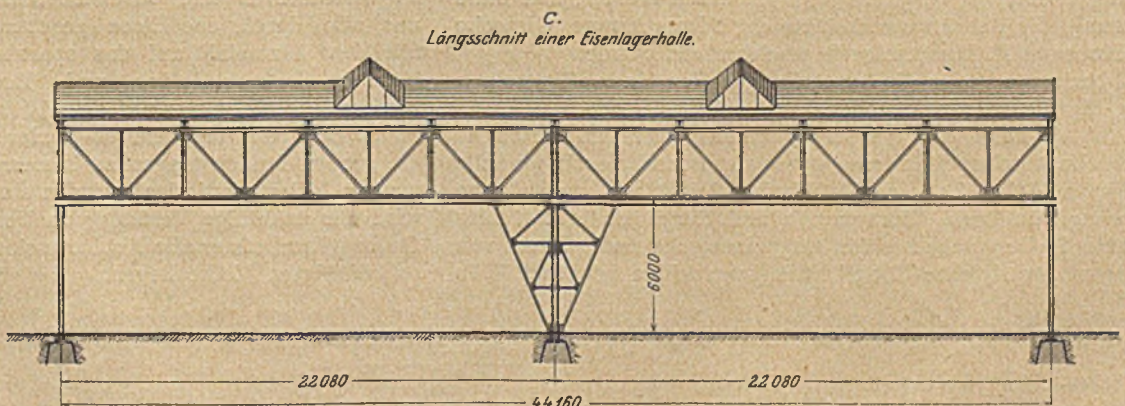


Abb. 5 c. Eisenlagerhalle.

teile wurde durch vertikale Betonplattenbekleidung ausgeglichen, ohne daß dieser Übergang besonders unangenehm auffällt.

Berücksichtigt man die Wiederaufstellung der beiden Ausstellungshallen als Flugmotorenwerkstatt in Kiel, also für einen völlig anderen als den Urzweck, für den sie gebaut wurden, so kann man mit Recht schon jetzt von einer vierfachen Wiederholung der Type sprechen.

Eine fünfte Ausführung der Hallentype für die Drahtseilfabrik der Firma Adolf Deichsel in Hindenburg entspricht genau der Kölner Werkbundhalle und ist ergänzt durch Anordnung von Velokranen in den Seitenschiffen.

Die Abb. 1 c zeigt die sechste Ausführung für die Armaturenfabrik C. Verhoop & Zonen in Hilversum (Holland). Auch dieses entspricht genau der Kölner Halle und ist nur ergänzt durch ein unmittelbar vor der Halle gelegenes Bürogebäude. Eine Änderung der statischen Berechnung wurde von der holländischen Behörde nicht verlangt, vielmehr die in Deutschland genehmigte Berechnung als Grundlage für die Ausführung zugelassen.

Die siebente Ausführung, unter Fortfall der Seitenschiffe, sonst aber genau wie die Kölner, ist die in Abb. 1 d dargestellte Schiffbauhalle der Werft „De Maas“ in Slikkerveer (Holland). Bei dieser ist als Besonderheit darauf hinzuweisen, daß die Büroräume unmittelbar in die letzten beiden Hallenfelder (rechts) unter Einfügung zweier Zwischendecken eingebaut worden sind, wobei die Betriebsbüros (Betriebsingenieur, Meister usw.) — wie aus der Innenansicht Abb. 12 erkennbar — ihre Fenster zur bequemen Beaufsichtigung der Werkstatt im ersten Obergeschoß erhielten, während Magazin, Aborte und sonstige abgeschlossene Betriebsräume im Erdgeschoß und die Zeichensäle im zweiten Obergeschoß liegen.

Das beschriebene Beispiel zeigt also die Verwendung der gleichen Hallentype für Zwecke der Maschinenausstellung (Leipzig und Köln), der Herstellung von Flugmotoren, Drahtseilen, Armaturen und Schiffbauteilen, und dürfte den Nachweis liefern, daß bei einigem guten Willen und unter Berücksichtigung der damit verbundenen Vorteile, wie billiger Preis, kurze Lieferfristen, gute Ausführung usw., die Typung im Eisenhallenbau durchführbar und zweckmäßig ist.

Als weiteres Beispiel möge Abb. 2 dienen, welche die „Wissenschaftliche Halle der Internationalen Baufach-Ausstellung in Leipzig 1913“ zeigt, nach deren Muster, fast ohne Änderung, die Lehrlingswerkstätte der Firma Amme, Giesecke und Konegen in Braunschweig nachbestellt wurde.

Überhaupt bilden die Ausstellungshallen einen allgemeinen Beleg für die Möglichkeit der Typung.

Abb. 3 zeigt die Wiederverwendung der Industriehalle der Weltausstellung Brüssel 1910 als Dreschmaschinenhalle der Firma Heinr. Lanz in Mannheim. Die Halle wurde ohne Änderung von Lanz übernommen und durch Unterbau eines erhöhten Kellergeschosses für Magazin Zwecke und Einbau von Galerien für leichte Bearbeitungsmaschinen ergänzt. In

gleicher Weise wurde auch eine Reihe weiterer eiserner Ausstellungshallen als Maschinenfabrikationshallen, Schiffbauhallen usw. nach Schluß der betr. Ausstellungen wieder aufgebaut. Die Gründe für die Wiederverwendung zu industriellen Zwecken waren selbstverständlich Vorteile des Preises und der Ausführungszeit, dieselben also, wie bei der Typung von Hallenbauten.

Abb. 4 zeigt eine Fabrikhalle der Maschinenfabrik Fritz Werner in Marienfelde. Eine vollständig gleiche Halle wurde zu gleicher Zeit als Holzbearbeitungshalle der staatlichen Werkstätten in Spandau ausgeführt.

Schließlich sei noch darauf hingewiesen, daß auch die Wiederverwendung einer größeren Anzahl von Militärflugzeughallen, welche nach dem Versailler Vertrag abgebrochen werden mußten, einen weiteren Beweis für die Durchführbarkeit der Typung darstellen.

Abb. 5 a zeigt Querschnitt und Längsansicht einer

normalen Militärflugzeughalle. In Abb. 5 b und 5 c ist die Zusammenfügung mehrerer derartiger Hallen zu einer großen, vierschiffigen Eisenlagerhalle dargestellt. Diese Halle läßt den ursprünglichen Zweck als Flugzeughalle kaum noch erkennen; bei ihr wurden nicht nur die Binder und Pfetten, sondern auch die 22 m weit gespannten Torträger vorteilhaft zur Erreichung einer für die Zwecke der Halle besonders wertvollen, weiten Stützenteilung ausgenutzt. Neu angefertigt wurden lediglich die Stützen, Eisenfachwände und Kranbahnen.

In gleicher Weise wurde

der Umbau einer Schiffbauhalle Abb. 5 d unter fast unveränderter Verwendung von Normalflugzeughallen ausgeführt, bei welcher ebenfalls Wert auf eine große Stützenteilung (22 m) gelegt werden mußte.

Die Durchführbarkeit der Typung im Hallenbau ließe sich noch um eine größere Zahl von Beispielen vermehren. Im übrigen sind ja die Flugzeughallen an sich auch nichts weiter als Typenbauten, wengleich bei ihnen, ebenso wie bei den Normalbaracken, die Verhältnisse insofern anders und einfacher liegen, als hierbei zumeist Abmessungen und Verwendungszweck die gleichen sind. Ähnlich liegen die Verhältnisse bei den Luftschiffhallen, welche während des Krieges in großer Zahl nach den gleichen Plänen zur Ausführung gekommen sind.

Die Notwendigkeit für die deutsche Industrie, sparsam zu wirtschaften und wirtschaftlich zu konstruieren, zwingt uns, alle durch das Eisen gegebenen Vorteile auszunutzen, mit dem Material auf das sparsamste umzugehen, unsere Konstruktionsgrundsätze und Betriebe ständig zu verbessern, um nicht nur auf dem Weltmarkte wettbewerbsfähig zu bleiben oder vielmehr es wieder zu werden, sondern auch die großen Lasten tragen zu können, die uns infolge des verlorenen Krieges auferlegt worden sind. Gelingt uns dies, dann wird der unsinnige Vertrag von Versailles auch insofern sein Gutes haben, als er alle Kräfte auslöst, die in unserm technisch so befähigten Volke liegen.

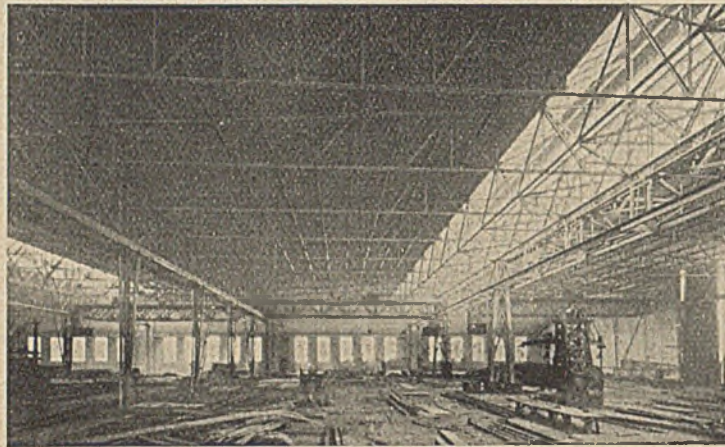


Abb. 5 d. Vierschiffige Schiffbauhalle.

**Richtigstellung.**

In Heft 14, S. 435 führt Dipl.-Ing. Janser in seinem Aufsatz über die Berechnung der Eisenbetonquerschnitte auf Biegung mit Axialkraft ein Beispiel an, das nach meinen Tafeln bemessen worden sei, bei dem aber eine schlechte Übereinstimmung zwischen den inneren und äußeren Kräften sich gezeigt hätte. Der Leser muß dabei den Eindruck gewinnen, daß nicht nur meine bekannten Tafeln, sondern auch die kubische Gleichung zur Ermittlung des Nulllinienabstands unzuverlässig seien. Beides trifft selbstverständlich nicht zu, vielmehr liegen die Widersprüche in Fehlern und Ungenauigkeiten, die bei Benutzung der Tafeln und bei der Rechnung von Herrn Dipl.-Ing. Janser begangen wurden.

Für das Beispiel der Abb. 1 S. 435 folgt

$$M_e = 12,81 + 6,83 \cdot 0,21 = 14,24 \text{ mt} \quad \frac{M_e}{b d^2} = \frac{14\,24\,000}{100 \cdot 50^2} = 5,7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M'_e = 12,81 - 6,83 \cdot 0,21 = 11,38 \text{ mt} \quad \frac{M'_e}{b d^2} = \frac{11\,38\,000}{100 \cdot 2500} = 4,55 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Damit findet man aus der Tafel Abb. 321 der 6. Auflage meines Buches Eisenbetonbau

$$F_e = 0,46 \cdot 50 = 23 \text{ cm}^2$$

$$F'_e = 0,18 \cdot 50 = 9 \text{ cm}^2 \text{ und nicht } F'_e = 10 \text{ cm}^2$$

Es ist klar, daß dann der Spannungsnachweis nicht die gewollten Spannungen 40 und 1200 liefern kann. Aber selbst wenn er mit anderen Werten  $F_e = 22,81$  und  $F'_e = 11,4$  cm geführt wird, muß nachher die Probe der Gleichheit zwischen inneren und äußeren Kräften stimmen. Wenn die Probe nicht stimmt, dann liegt der Fehler in der Auflösung der kubischen Gleichung. Tatsächlich ist die Exzentrizität mit  $c = 189$  cm statt des richtigen Wertes von  $c = 1281000:6830 = 187,5$  cm eingesetzt. Dies würde wenig am Wert von  $x$  ausmachen, der mit 16 cm, statt  $x = 15,04$  cm angegeben ist. Bei der Auflösung der kubischen Gleichung muß also nochmals ein Fehler gemacht worden sein.

Mit der richtigen Zahl  $x = 15,04$  cm folgt dann  $\sigma_b = 39,47$  kg/cm<sup>2</sup>,  $\sigma_e = 1218,7$  kg/cm<sup>2</sup>  $\sigma'_e = 434,5$  kg/cm<sup>2</sup>, und die Probe gibt

Normalkraft P . . . . .	6 830 kg
Eisenzugkraft 22,81 · 1218,7 . . . . .	27 798 „
	<hr/>
	34 628 kg

Druckeisenkraft 11,4 · 434,5 . . . . .	4 953 kg
--	----------

Betondruckkraft $\frac{39,47}{2} \cdot 100 \cdot 15,04$ . . . . .	29 681 „
	<hr/>
	34 634 kg.

Mit den aus meiner Tafel entnommenen Eisenmengen  $F_e = 23$  cm<sup>2</sup> und  $F'_e = 9$  cm<sup>2</sup> erhielt man  $x = 15,28$  cm,  $\sigma_b = 40,19$  kg/cm<sup>2</sup>,  $\sigma_e = 1212$  kg/cm<sup>2</sup>,  $\sigma'_e = 445$  kg/cm<sup>2</sup> und die Probe wieder zutreffend

Normalkraft P . . . . .	6 830 kg
Eisenzugkraft 23 · 1212 . . . . .	27 876 „
	<hr/>
	34 706 kg

Druckeisenkraft 9 · 445 . . . . .	4 005 kg
-----------------------------------	----------

Betondruckkraft $\frac{15,28}{2} \cdot 100 \cdot 40,19$ . . . . .	30 705 „
	<hr/>
	34 710 kg.

Die ganz genauen Werte von  $F_e$  und  $F'_e$  bei den gewollten Spannungen 40/1200 folgen aus den Formeln (33) und (34) auf Seite 418 meines Buches zu  $F_e = 23,24$  und  $F'_e = 9,17$  cm<sup>2</sup>. Wie die angegebenen Zahlen des Spannungsnachweises zeigen, reicht die Genauigkeit der Tafeln vollständig aus, insbesondere auch für das Minimum von  $(F_e + F'_e)$ . Auf den hierauf bezüglichen Teil des Aufsatzes Janser will ich nicht eingehen.

Stuttgart, 3. Oktober 1924. Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch.

**Zuschrift zu vorstehender Richtigstellung.**

Ich danke Herrn Prof. Dr.-Ing. Mörsch für die Richtigstellung, weil dadurch jeder Zweifel an der ausreichenden Genauigkeit seiner Tafeln beseitigt worden ist. Bei Auflösung der kubischen Gleichung ist mir in der Tat ein Fehler unterlaufen. Der richtige Wurzelwert der Gleichung S. 435 ist 15,03 statt 16; die daraus abgeleiteten Beanspruchungen können natürlich kein Gleichgewicht ergeben. Außerdem ist S. 435 noch ein Druckfehler übersehen worden; es muß nämlich dort heißen  $M_m = 12,91$  tm statt 12,81. Das damit S. 436 durchgerechnete Beispiel ist jedoch richtig und beweiskräftig für die völlige Genauigkeit meiner Methode.

Eine allgemeine Bemerkung dürfte an diesen Fall anzuknüpfen sein. Ist ein Querschnitt mit exzentrischer Normalkraft nach einer zuverlässigen Methode dimensioniert, wobei das wirkliche Verhältnis des Druckeisenrandabstandes zur Nutzhöhe den Tabellengrundlagen entspricht, was z. B. nach Mörsch, Ehlers usw. vielfach zutrifft, nach meiner Methode in jedem Falle mit aller Schärfe, so könnten prüfende Behörden von dem Spannungsnachweis, der immer den komplizierten Weg über die kubische Gleichung nimmt, ganz absehen und sich mit der Aufrechnung begnügen, daß die Summe der Vertikalkomponenten oder die Summe der Momente = 0 ist, weil das vollkommen ausreicht und ohne erheblichen Zeit- und Kraftaufwand darzutun ist. Dipl.-Ing. Janser.

**Nachtrag**

**zum Aufsatz „Wettbewerb für den Neubau der Hohen Brücke in Elbing“.**

Seite 600 dieses Jahrganges ist nachzutragen, daß die architektonische Bearbeitung des mit dem Preis 1b ausgezeichneten Entwurfes „An der alten Börse“ der Firmen Wayß & Freytag A. G., Berlin und J. Gollnow & Sohn, Stettin, in den Händen von Herrn Architekt Dipl.-Ing. Müller, Neustadt a. d. Haardt, lag. W. Gehler.

**KURZE TECHNISCHE BERICHTE.**

**Die ersten Bauausführungen für die Abschließung der Zuiderzee.**

Von Ministerialrat Busch.

Der Plan der Abschließung und Trockenlegung der Zuiderzee hat schon seit etwa einem Dreivierteljahrhundert in Holland den Gegenstand mehr oder weniger lebhafter Erörterungen technisch und wirtschaftlich interessierter Kreise gebildet. Die eingehende Untersuchung des Problems und die Aufstellung von Entwürfen sind in der Hauptsache durch die am 28. April 1886 gegründete, mit königlicher Genehmigung ausgestattete Zuiderzee-Vereinigung bewirkt worden. Ihre Arbeiten haben höchst wertvolle Ergebnisse und Vorschläge gebracht, die sich schließlich zu einem während der Jahre 1887—1892 aufgestellten allgemeinen Entwurf verdichteten. Dieser Entwurf wurde durch eine 1892 eingesetzte Staatskommission geprüft und unter Abänderung in einigen Punkten für die Ausführung gutgeheißen. Aber erst am 14. Juni 1918 kam ein Gesetzentwurf zur Abschließung und Trockenlegung der Zuiderzee, welcher schon einige Zeit vor dem Kriege durch eine Thronrede angekündigt worden war, zur Annahme. Die Abbildung 1 zeigt den Plan des gewaltigen Werkes, das dem Königreich der Niederlande nach völliger Durchführung einen Zuwachs von rd. 212 000 ha zum größten Teil fruchtbarsten Kulturbodens bringen wird, in seiner heutigen Gestalt<sup>1)</sup>. Das Gesetz sieht zunächst nur die Trockenlegung des NW- und SW-Polders vor und behält die Bestimmung des Zeitpunktes der Trockenlegung auch der beiden anderen Polder einem weiteren Gesetze vor. Nach dem Plan soll der Abschluß durch einen Deich zwischen der friesischen Küste bei Piaam und der Ostspitze der Insel Wieringen und weiter von der Westseite von Wieringen durch das sogenannte Amsteddiep hindurch zu einem

Punkt der nordholländischen Küste etwas nördlich der Mündung des Entwässerungstiefes des Anna-Paulowna-Polders, mit einer Gesamtlänge von rund 30 km erfolgen. In dem Deich sind 2 Gruppen von Entwässerungsschleusen vorgesehen, die eine unmittelbar östlich der Insel Wieringen, die auch 2 Schiffsschleusen enthalten soll, und die andere östlich des Mittelgrundes in einigen Kilometern Entfernung von der friesischen Küste. Die abgeschlossene Fläche der Zuiderzee soll dann durch 4 innere Deiche in 4 Einpolderungen und ein zwischen diesen liegendes, die Verbindung mit Amsterdam und dem Nordseekanal einerseits und der IJssel andererseits bildendes sowie die zahlreichen Entwässerungen der auf die Zuiderzee bisher angewiesenen bestehenden Polder aufnehmendes Süßwassermeer, das sogenannte IJsselmeer, aufgeteilt werden.

Die Entwicklungsgeschichte des heute vorliegenden Planes, die Untersuchung der verschiedenen Vorschläge zur Lösung der zahlreichen schwierigen Fragen, die tief in das Wasserwesen und die Wirtschaft der umliegenden Provinzen eingreifen, die Entwürfe für die Ausführung der bedeutsamen Bauwerke bietet dem Studium des Wasserbauingenieurs, besonders des Seebauers, eine reiche Fülle wertvollster Anregungen.

Das Ministerium van Waterstaat hat gerade jetzt die erste der geplanten laufenden ausführlichen Mitteilungen unter dem Titel „Rapporten en mededeelingen betreffende de Zuiderzeewerken“ erscheinen lassen<sup>2)</sup>, die eine eingehende Darstellung alles dessen, was bisher auf dem Gebiet der Trockenlegung der Zuiderzee geschehen

<sup>1)</sup> Wortmann, Die technische Vorbereitung des Abschlusses der Zuiderzee; De Ingenieur 1923, Nr. 4, und Blocq van Kuffeler, Vorbereitung der Abschlußwerke; De Ingenieur 1923, Nr. 5 u. 6.

<sup>2)</sup> Rapporten en mededeelingen betreffende de Zuiderzeewerken Nr. 1. — Zusammengestellt durch van der Wal, herausgegeben durch das Ministerium van Waterstaat, s'Gravenhage, Allgem. Landsdrukkerij 1923.

und verhandelt ist, und Beschreibungen der verschiedenen Entwürfe an der Hand genauer Pläne bringt. Auf den Inhalt dieser Mitteilungen wird noch zurückzukommen sein.

Mit den ersten Arbeiten für das große Werk<sup>3)</sup> wurde im Jahre 1920 begonnen, und zwar wurden zunächst zwei Grunddämme, die die beiden tiefen Rinnen des Amsteldiepes im Zuge des künftigen

und schließlich etwaige Behinderung der Entwässerung des Anna-Paulowna-Polders durch geeignete Maßnahmen hintangehalten werden. Letzterem Zweck soll ein Entwässerungskanal, der an der Ostküste von Nordholland entlang von der jetzigen Van Ewijks-Schleuse bis zu einer neuen Entwässerungs- und Schiffahrtsschleuse in die Nähe von Helder, wo die Ebbe tief abläuft, erbaut werden soll, dienen. Zugleich soll dieser Kanal für die Schiffahrt eingerichtet und außerhalb des jetzigen Deiches geführt werden, wie noch weiter unten behandelt wird. Er gibt Gelegenheit, eine Verbindung herzustellen mit dem Nordholländischen Kanal, was durch eine Schiffsschleuse bei Kooi von 70 m Länge und 9 m Breite mit einer Drempeltiefe von -3,80 m N.A.P. bewirkt wird. Die Schiffahrt aus dem Anna-Paulowna-Polder wird später durch einen den jetzigen Seedeich durchbrechenden Verbindungskanal zwischen diesem und dem neu zu erbauenden Kanal nach dem Helder mittels einer Schiffsschleuse geführt.

Die Grunddämme zur Ausfüllung der beiden 7,5 m und 11,5 m unter NW tiefen Rinnen, des Amsteldiepes reichen mit ihrer Krone bis zu -4,5 m N.A.P. und sind hier so breit, daß sie als Unterbau für den Abschlußdeich selbst dienen können. Sie sind so gelegt, daß der künftige Abschlußdeich das Amsteldiep nicht an der schmalsten Stelle durchquert, sondern etwas nördlicher, wodurch eine günstigere Eisenbahnlieferrichtung erzielt und vermieden wird, daß der 1916 gebrochene Amsteldeich des Anna-Paulowna-Polders außerhalb der Abschließung fällt und unter ungünstigen Verhältnissen und großen Kosten erhöht werden muß. Die Dämme sind 1920 bereits ausgeführt worden. Sie bestehen aus Klai oder dem sogenannten „Keileem“, an der Außenseite und im übrigen Teil aus Sand mit einer 1 m starken Decke aus vorgenannten Materialien. Hier ist der „Keileem“, eine Bodenart, die auf dem Boden der tieferen Rinnen und an verschiedenen anderen Stellen der Zuiderzee zu finden ist, zuerst verwendet worden. Als Grundmoräne der Eiszeit ist der Keileem stark zusammengedrückt, sehr gleichmäßig und ohne Schichtenbildung. Obwohl sehr sandhaltig, hat er sich als ein sehr zähes, dichtes Material erwiesen, das nicht nur im Untergrund schweren Belastungen ausgesetzt werden kann, sondern im Deichkörper außerordentliche Widerstandsfähigkeit gegen Strom- und Wellenangriff wie gegen Durchsickern von Wasser besitzt. Die Natur bietet damit einen idealen Deichbaustoff, der günstig zu gewinnen ist und die Ausführung der Deichbauten von bisher unerkannten Abmessungen und Ausdehnungen außerordentlich zu erleichtern verspricht. Zwar erforderte seine Verarbeitung eine andere Bauart der Klappschuten als die gewöhnlich gebräuchliche, aber sobald diese vorhanden waren, verschwanden die ursprünglich eingetretenen Schwierigkeiten, daß etwa 1/6 des Bodens durch die Strömung verloren ging. Die Dämme sind nur an den oberen Kanten durch Sinkstücke geschützt mit Rücksicht auf den Stromangriff bei Sturmfluten (Abb. 2).

Die Frage des Verhaltens der Dämme gegenüber dem durch die Einschränkung des Profils um 20 vH verstärkten Strom ist durch die bisherige Erfahrung dahin beantwortet worden, daß jetzt, nachdem in den ersten zwei Jahren nach Fertigstellung etwa je 80000 m<sup>3</sup> Keileem, das ist etwa 1/3 der Gesamtbodenmasse, nachgestürzt worden sind, kein Nachstürzen mehr nötig ist. Entstandene Vertiefungen auf den Dämmen sind wahrscheinlich durch Herausspülen des Sandes unter der nicht völlig deckenden 1 m starken Keileemschicht verursacht, ein Angreifen des Keileems durch die Sturmfluten ist jedoch nicht anzunehmen, da die Stromgeschwindigkeiten bei Sturmfluten wahrscheinlich 1,50 m bis 2 m in der Sekunde nicht überschreiten und bei diesen Geschwindigkeiten der Keileem erfahrungsgemäß kaum beeinflusst wird. Bei noch weiterer Einschränkung des Profils während des

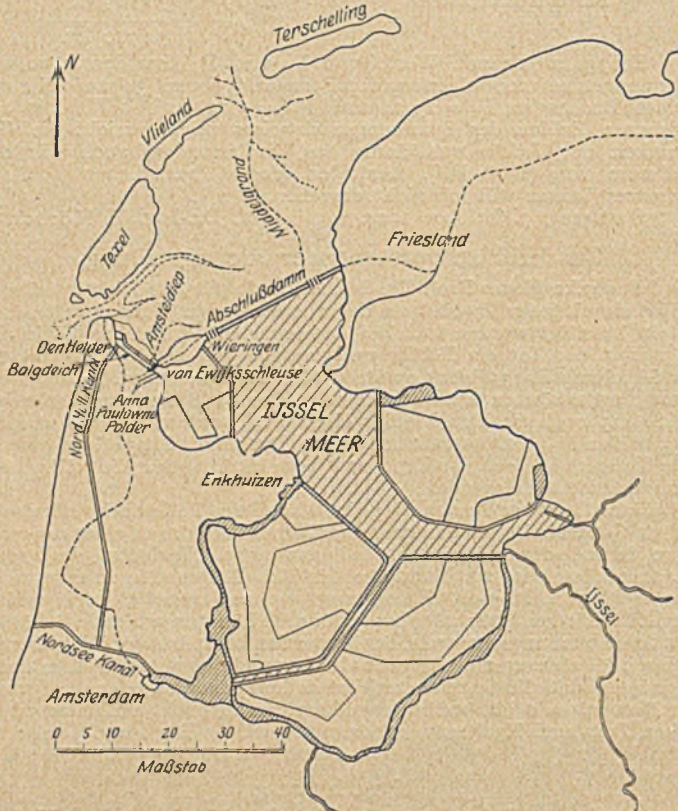
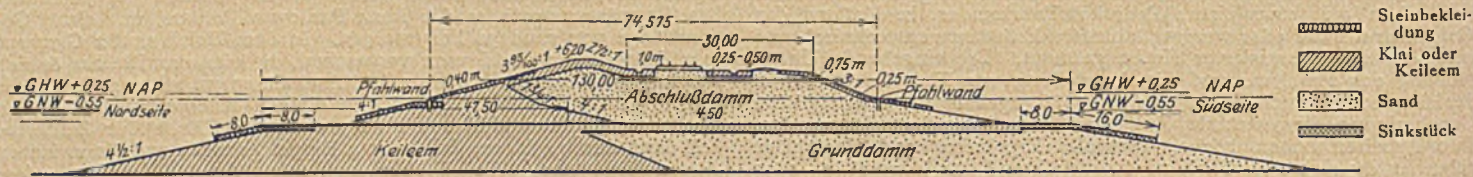


Abb. 1.

Abschlußdammes ausfüllen sollten, ferner ein wegen des Mangels an Liege-, Lager- und Arbeitsplätzen notwendiger Bauhafen bei den Oever an der Ostseite der Insel Wieringen in Angriff genommen. Im Jahre 1921 wurde mit Rücksicht auf die finanzielle Lage des Landes beschlossen, die vorgesehenen Bauausführungen der ersten vierjährigen Bauperiode in verlangsamttem Tempo durchzuführen und danach ein Arbeitsplan aufgestellt, der in der Hauptsache die Abschließung des Amsteldiepes umfaßt. Außer dieser Abschließung selbst wurden jedoch noch einige andere Maßnahmen in das vierjährige Programm aufgenommen, die als Folge des Abschlusses des Amsteldiepes nicht zu umgehen waren. Einmal mußte dafür gesorgt werden, daß die infolge völliger Sperrung des Strömungsweges durch das Amsteldiep an der Ostseite der Insel Wieringen einsetzende stärkere



1:1250

Abb. 2.

Strömung beim Tidewechsel nicht die Robbenplate, den Bauplatz der künftigen Schleusengruppe, zum Abbruch brachte und sonstige schädliche Vertiefungen des Meeresbodens hervorrief. Das soll durch einen Ringdeich an der Ostseite der Insel, der die künftige Schleusenbaugrube in sich schloß, erreicht werden. Weiter ist infolge der völligen Sperrung des Amsteldiepes eine Erhöhung der Wasserstände außerhalb des Abschlußdiepes zu erwarten, die eine Erhöhung des Schutzdeiches an der Nordseite der Insel Wieringen nötig macht. Ferner muß ein Ersatzweg für die vom Süden der Zuiderzee herkommende und die die Van Ewijks-Fahrt benutzende Schiffahrt, die bisher ihren Weg in See durch das Amsteldiep nahm, geschaffen

Weiterbaues sind allerdings erheblich höhere Stromgeschwindigkeiten möglich, die die 1 m dicke Keileemabdeckung wohl nennenswert angreifen und den Grunddamm gefährden können, was durch geeignete Ausführungsweise des Abschlußdiepes verhindert werden muß.

Abschlußdeich. Die Ausführung der Arbeiten des noch auszufüllenden Teiles des Abschlußdiepes wurde an holländische Unternehmerfirmen vergeben, während das für die Sinkstücke erforderliche Stein- und Buschmaterial durch das Reich zur Verfügung gestellt wurde.

Der Abschlußdeich besteht aus einem Keileemdamm an der Außenseite und an der Innenseite aus einem Sandkörper, der über Wasser mit Keileem bekleidet ist, worauf, soweit nötig, an der Innen- und Außenseite Steinpflasterungen vorgesehen sind. Oberhalb der Pflasterungen wird an Stelle des Keileems Klai verwendet (Abb. 2). Unter NW sind in dem eigentlichen Amsteldiep an beiden Seiten Sinkstückabdeckungen angeordnet, an der Binnenseite 9 m, an der

<sup>3)</sup> Die Abteilung für Wasserbau des Kon. Instituut van Ingenieurs hat vor kurzem die bisher fertiggestellten und im Bau begriffenen Werke besucht, wozu der langjährige Chefingenieur der Zuiderzeewerke Ing. V. I. P. De Blocq van Kuffeler eine Einführung gab. — De Ingenieur 1924, Nr. 24.

Außenseite 14 m. Die Neigung der Unterwasserböschungen wird mit 1 : 4 in Keileem und mit 1 : 7 in Sand angenommen, so daß der Deichkörper in Höhe von — 4,50 m NAP., d. i. Oberkante der Grunddämme ungefähr 113 m breit ist. Da auf dem Teile westlich der tieferen Rinnen weicher Untergrund festgestellt ist, ist die Binnenberme des Abschlußdeiches auf dem Watt etwa 1 m höher angeordnet, um den Boden vorher so zu belasten, daß nach Verlegung der Eisenbahngleise eine weitere Senkung nicht zu befürchten ist. Die Konstruktion des Deichkörpers ist aus der Abb. 2 ersichtlich. Die Steinbekleidung besteht aus belgischem Bruchstein von i. M. 0,25 bis 0,40 m Dicke, und zwar sollen auf dem Teil von + 2 m bis + 3,75 m NAP., wo der schwerste Anfall zu erwarten ist, die größten Steine Platz finden. Oberhalb dieser Linie soll mittlere bis kleinste Sorte von Steinen verwendet werden, ebenso soll auch das Pflaster der Binnenböschung unterhalb der Berme aus den leichtesten Steinen hergestellt werden. Zur Herstellung des etwa 2200 m langen Deiches sind ungefähr 320 000 m<sup>3</sup> Keileem und 775 m<sup>3</sup> Sand ohne Berücksichtigung des Einsinkens in den Untergrund, des Setzens und des Verlustes, ferner etwa 32 400 m<sup>3</sup> Sinkstücke für die Unterwasserböschungen und 67 150 m<sup>3</sup> Steinbekleidung nötig.

Für die Ausführung war es besonders wichtig, ein möglichst zuverlässiges Bild von der infolge der Verengung des Profils während und nach der Abschließung zu erwartenden Steigerung der Stromgeschwindigkeiten zu erhalten. Es wurden zu diesem Zwecke Berechnungen über die zu erwartenden Veränderungen in den Tidebewegungen und Stromgeschwindigkeiten angestellt. Die Ergebnisse der Berechnungen stimmen mit den bis jetzt beobachteten Erscheinungen sehr gut überein. Danach ist anzunehmen, daß bei fortschreitender Beschränkung des Durchflußprofils bei einer normalen Tide die Höchstgeschwindigkeit bis zu 4 m, allerdings nur für sehr kurze Dauer (Sekunden), das Gefälle bis ungefähr 70 cm steigen kann. Bei Springflut und ungünstigem Wind können diese Werte jedoch noch größer werden. Die Arbeitsweise gestaltete sich wie folgt:

dem durch das Amsteldiep zu schüttenden Teile mit Klappschuten verstürzt, auf die im Trockenem herzustellenden Flächen mit Elevatorschuten gebracht. In dem neuen Kanal sind nahe der Stelle, wo der Deich beginnt, zwei Landebrücken zum Löschen des Keileems in Kippwagen, die ihn in dem Keileemdamm auf das Watt bringen, erbaut. Eine gleiche Landebrücke befindet sich auch an der Nordseite des Deiches bei dem Amsteldiep, wo 2 Kräne den Keileem ebenfalls in Kippwagen laden zum Schütten des Keileemdamms auf dem Watt.

Die Anfuhr des Keileems nach dem Balgsande wird erschwert durch das fortgesetzte Versacken des Gleises bei dem dort eintretenden Einsinken des Deichkörpers in den Untergrund, was sich in der Regel bemerkbar macht, sobald eine Höhe der Aufschüttung von + 2—2,5 m NAP erreicht ist. Das Einsinken beträgt dann bis zu 1 m, wobei vielfach erhebliche Bodenaufpressungen in der Nähe des Deiches auftreten.

Im Amsteldiep wird der Keileem in der Regel bis ungefähr — 1 m NAP verstürzt, darüber im Trockenem eingebracht mit Hilfe eines großen Dampfschwimmkranes, der bequem 1000 m<sup>3</sup> Keileem in einem Tage verarbeiten kann, was sich so gut bewährt hat, daß man beabsichtigt, noch einen zweiten solchen Kran einzustellen. Es hat sich auch hier gezeigt, daß der Widerstand des Keileems gegen starke Strömungen, selbst gegen solche von mehr als 3 m/s, so groß war, daß keine schädlichen Abspülungen eintraten.

Die beschriebene Arbeitsweise soll so lange wie möglich fortgesetzt werden. Entsteht zum Schlusse zu viel Verlust durch den starken Strom oder den Kopf, dann ist geplant, besonders dazu eingerichtete Elevatorschuten zeitweise zu versenken parallel zur Achse des Deiches vor dem Kopf und in deren Schutz die Schüttung fortzusetzen. Nach Bedarf wird jedesmal die letzte Schute vorn wieder versenkt. Reicht auch das nicht aus, so ist vorgesehen, den letzten Teil der Öffnung durch Sinkstücke zu schließen, was man jedoch nicht nötig zu haben hofft. Sollten aber auch wirklich noch Sinkstücke

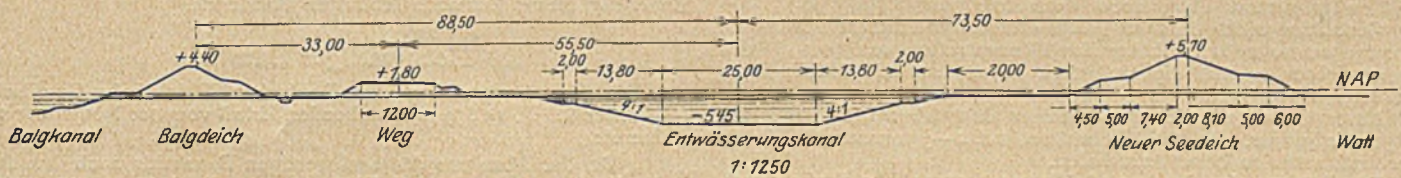


Abb. 3. Querschnitt.

Mit dem Deichbau wurde auf dem Watt von dem westlichen Anschluß an den neuen Seedeich außerhalb des neuen Entwässerungskanals nach Den Helder ausgehend, vorgegangen, und zwar mit dem Schütten eines Teiles des Keileemdamms. Sobald dieser genügende Länge und Höhe erreicht hatte, wurde an der Binnenseite Sand aufgespült. Der Deich wurde nacheinander in verschiedenen Höhenstufen hergestellt. Die Bagger zur Gewinnung des Keileems lieferten mehr als auf dem Watt verbaut werden konnte. Es wurde daher auch sofort mit Aufhöhen der tiefsten Stellen des Grunddamms und der tiefen Wattflächen in der Nähe der großen Rinne begonnen, und zwar wurde die Schüttung gleich bis über Wasser fortgesetzt und so der Deichbau auf dem Watt auch vom Amsteldiep aus vorgetrieben.

Mit besonderer Vorsicht wurde die Bodenschüttung im eigentlichen Amsteldiep fortgesetzt. Vorerst wurde der Keileem in der Weise verstürzt, daß so wenig wie möglich Profilverengung eintrat, und erst nach Ablauf der Sturmperiode, als die Wahrscheinlichkeit besonders großer Sturmgeschwindigkeiten geringer war, wurde das Profil in stärkerem Maße verkleinert. Um etwaige Beschädigungen der 1920 ausgeführten Grunddämme zu verhüten, wenn der Strom in voller Stärke durch die noch freie Öffnung über die Dämme hinwegging, wurde die Öffnung nicht einfach durch Vortreiben des ganzen Deiches weiter eingengt, sondern es wurde nur der Damm aus Keileem bis — 3,30 m NAP aufgeschüttet, um als Überfalldamm zu dienen, wobei angenommen wurde, daß hinter diesem Keileemdamm auf dem in Höhe von — 4,50 m NAP liegenden Teil des früher erbauten Grunddamms keine gefährlichen Geschwindigkeiten bei etwaigen höheren Sommerfluten mehr eintreten würden. Um den Überfalldamm selbst gegen etwaige Beschädigung bei fortschreitender Schließung der Dammöffnung zu schützen, sind die zuletzt zu schließenden 300 m mit einem 16 m breiten Grundsinkstück, das nötigenfalls noch auf größere Länge ausgedehnt werden kann, abgedeckt worden. Für diese bis zuletzt verbleibende Öffnung ist der Rücken zwischen den beiden tiefen Rinnen des Amsteldieps gewählt worden, weil der hier hinter dem Überfall vorhandene natürliche Seegrund zuverlässiger erschien gegen Abspülen als die aufgeschütteten Grunddämme der Rinnen. Gleichzeitig mit Herstellung des Überfalldamms wurde der Deichbau auch von der Wieringer Seite über Wasser mit 300 m Länge vorgetrieben, und zwar zunächst mit dem Keileemdamm und, sobald dieser eine Strecke vorausgebaut war, mit der Sandschüttung. Sobald der Teil an der Wieringer Seite hergestellt war, wurde auf der Westseite der großen Rinne der Deich ordnungsmäßig weiter ausgebaut. Der Keileem wurde durch 2 Eimerbagger mit 600 l-Eimern längs der Ostseite des Amsteldieps nördlich des Abschlußdeiches gewonnen und auf

nötig sein, so wird bei den günstigen Eigenschaften des Keileems ihre Menge nur gering sein gegenüber ähnlichen früher ausgeführten Bauten.

Die erforderlichen Sandmengen werden in der Hauptsache durch einen großen Saugbagger von 0,60 m Saugrohrdurchmesser und einer Saugtiefe bis zu 20 m aus den tiefen Rinnen südlich des Deiches gewonnen, z. T. auch durch einen kleineren aus weniger großen Tiefen, wo der Boden jedoch noch von wechselnder Beschaffenheit ist. Der Sand wird im Schutze des Keileemdamms verstürzt und oberhalb desselben mit Spülsaugern aufgespült. Die Sinkstücke für die Unterwasserböschungen und für den Überfalldamm werden auf dem Strande von Wieringen hergestellt, jedoch erst versetzt, wenn das Setzen des Keileemdamms zur Ruhe gekommen ist.

#### Entwässerungs- und Schiffahrtskanal Van Ewijkssluis—Nieuwediep.

Nach dem bisherigen Plan sollte der Kanal auf der Innenseite des Balgsedeiches verlaufen, bei De Kooi den Seedeich durchbrechen, um dann an der Außenseite des Koegrassedeiches entlang nach N. zu bis zur Einmündung in die tiefe Hafenerinne des Nieuwedieps zu gehen. Die Gründe zur Änderung des Planes waren einmal die schweren Forderungen, die die Verwaltung der Provinz Nordholland mit Rücksicht auf das tiefe Ausbaggern des bestehenden Balgkanals dicht hinter dem Balgdeich stellte und die die Führung des Kanals an der Außenseite des Balgdeiches billiger erscheinen ließen, ferner die Rücksicht auf die Hafenpläne, die die Gemeinde Den Helder im Zusammenhange mit der Trockenlegung des Wieringer Meeres auf dem einzudeichenden Wattgelände südlich des Ortes bei Oostover hegt. Kanal und Seedeich können auf diese Weise etwa 1200 m kürzer werden.

Der Kanal hat die gesamte Entwässerung der jetzt nach dem Wieringer Meer entwässernden Deichverbände aufzunehmen. Er wird, um spätere kostspielige Erweiterungsarbeiten zu vermeiden, schon jetzt auf die endgültigen Abmessungen gebracht, obwohl er zunächst nur die Entwässerung des Anna-Paulowna-Polders aufnimmt (s. Querschnitt Abb. 3). Zwischen dem Balgdeich und dem Kanal ist das Planum eines künftigen Verkehrsweges angeordnet. Der den Kanal von See her schützende Seedeich erhält zwischen Van Ewijkssluis und De Kooi eine hohe, von De Kooi an des geringeren Angriffs der See wegen eine niedrigere Außenberme. Der Körper des Seedeiches besteht aus Sand mit Klajdecke von 1 m Stärke außen und von 0,40 m innen. Zwischen Seedeich und Kanal ist eine 20 m breite Berme vorgesehen gegen etwaiges Verschieben des Deiches. Von dem ersten 2200 m langen Teil längs des Balgdeiches ist das Kanalprofil beinahe fertig und der Seedeich im Bau. Der zweite etwa 1600 m lange Teil ist im vorigen Jahre begonnen und noch überall im Bau. Am westlichen

Ende ist diese Abteilung mit einem vorläufigen Abschluß versehen worden, weil mit dem fortschreitenden Abschluß des Amsteldieps und dem anwachsenden Gefälle am Abschlußdamm bei hohen Sommertiden ein starker Strom im Kanal zu befürchten ist, der schädliche Ausspülungen verursachen kann. Der gebaggerte Kanalboden wird z. T. zur Herstellung des Planums des Verkehrsweges und, soweit es Klai ist, als Bekleidungsbaustoff für den Deich verwandt, der Rest wird auf das Watt nördlich des Deiches gespült. Der Sandkörper des Seedeichs wird durch Schutzsauger mit im Amsteldiep gebaggertem Sand aufgespült, wobei in dem weichen Untergrund häufige Versackungen, verbunden mit Aufpressungen des Wattgrundes an der Außenseite des Deiches, vorkommen.

Außer den vorgenannten Bauwerken sind noch die oben genannte Schutzschleuse bei De Kooi, ferner die Schleusenbaugrube und die Werke des Außenkanals der Entwässerungsschleuse bei Oostover z. Zt. in der Ausführung begriffen.

Zur Verbindung der Van Ewijkvaart mit dem neuen Entwässerungs- und Schiffahrtskanal wird ein kurzes Kanalstück für die Schifffahrt und für die Entwässerung des Anna-Paulowna-Polders ausgeführt, das den Balgdeich durchbricht, wobei der Deichschutz durch eine Kehrschleuse aus Eisenbeton, die mit zwei Flügeldeichen an den Deich angeschlossen ist, ersetzt werden soll. Das Aufschütten der Flügeldeiche hat unter wiederholten starken Aufpressungen des Bodens gelitten. Zunächst wurde der nordwestliche, Damm durch den Balgkanal geschüttet, dann der dadurch abgeschnittene Teil des

Balgkanals abgeleitet bzw. ausgepumpt und der südöstliche Damm geschüttet. Schon bei Beginn der Schüttungen zeigten sich Aufpressungen der Sohlenschicht des Balgkanals. Als jedoch die Grube zwischen beiden Dammschüttungen beinahe bis auf die vorgeschriebene Tiefe von 4,60 m NAP ausgeschachtet war, wurde die ganze Aushubsohle aufgepreßt. Auf Grund der nach dem Ereignis ausgeführten Bohrungen ist anzunehmen, daß durch den starken Belastungsunterschied auf kurzer Strecke das Gleichgewicht der nur wenige Meter starken weichen Klaischicht gestört worden ist. Bei erneutem Aushub zeigten sich noch wiederholt nennenswerte Auftreibungen. Um späterer Gefährdung des Schleusenbauwerkes beim Hinterfüllen vorzubeugen, wurde von Beginn des Bauwerkes auf beiden Seiten der Schleusengrube eine Überhöhung der Aufschüttung aufgebracht, um durch deren Gewicht die weiche Klaischicht so viel wie möglich hinwegzudrücken. Auch diese Belastungserdörper versackten verschiedene Male und mußten aufs neue aufgehöhht werden. Der unsichere Untergrund gab auch Veranlassung für einen an der Kreuzungsstelle der künftig auf dem Abschlußdamm entlang führenden Eisenbahn mit dem Balgkanal erforderlichen Düker eine Sandschüttung als Grundverbesserung bis zur Höhe von + 5,50 m NAP oder 1 m über der Krone des Balgdeiches vorzusehen. Auch hier traten immer wieder erhebliche Sackungen durch Grundwasseraufpressungen im Balgkanal auf, bis schließlich die letzteren das ganze Kanalprofil ausfüllten, so daß für den abgeschnittenen westlichen Polderteil Breezand ein neuer Entwässerungszug neben dem Balgweg geschaffen werden mußte.

### Wirkung von Gerbsäure auf die Festigkeit von Beton.

Von Duff A. Abrams, Bulletin 7, Lewis Institute, Chicago.

Die Untersuchungen erfolgten an Betonkörpern vom Mischungsverhältnis 1 : 5 bis 1 : 2. Die Festigkeitsprüfungen fanden nach 7 Tagen, 28 Tagen, 3 Monaten, 1 Jahr und 2 Jahren statt. Die Serien umfaßten insgesamt etwa 2000 Versuchskörper.

Gerbsäure wirkte in allen Fällen erniedrigend auf die Festigkeit, und zwar um so mehr, je höher ihre Konzentration war. 0,1 vH des Betongewichtes setzten die Festigkeit bereits auf die Hälfte ihres normalen Wertes herab.

Nasser Beton ist widerstandsfähiger als trockener, älterer leidet weniger als junger. Magere Mischungen, mit 2—3 prozentiger Lösung angerührt, zerfielen beim Ausschalen.

Die Prüfung der Sande und Kiese auf organische Stoffe durch Schütteln mit Natronlauge und Beobachtung der Braunfärbung wird anempfohlen.

Dr. Zimmermann, Karlsruhe.

### Vortrag über die geologische Geschichte der Weichselmündungen.

In der Sitzung der Akademie des Bauwesens am 4. April sprach das ordentliche Mitglied Geheimer Oberbaurat Brandt über die geologische Geschichte der etwa 1500 km<sup>2</sup> umfassenden überaus fruchtbaren Niederungen der Weichselmündungen und über die ihnen trotz Bedeichung aus der Zersplitterung der Mündungsarme — die sogenannte Geteilte Weichsel mit zwei Mündungsarmen in nördlicher, die Nogat in nordöstlicher Richtung — bis in die neueste Zeit durch Eisversetzungen und Deichbrüche drohenden Gefahren. Als Abhilfe war seit über 100 Jahren die Zusammenfassung aller drei Arme in der sogenannten Geteilten Weichsel unter deren gerader Fortführung zur Ostsee mittels eines Durchstichs durch den Küstenwall, die Nehrung, vorgeschlagen. Ein natürlicher Durchbruch des Danziger Mündungsarms durch die Nehrung i. J. 1840 hatte kaum Erfolg, mehr schon die 1848—1853 in Verbindung mit den Ostbahnbrücken über die Weichsel bei Dirschau und die Nogat bei Marienburg ausgeführten Strombauten, die einen erheblichen Teil des Nogatabflusses der Geteilten Weichsel zuwies. Völlige Abhilfe brachte jedoch erst die planmäßige Durchführung des ursprünglichen Gedankens; sie erfolgte in drei Abschnitten: auf Grund des preuß. Gesetzes von 1888 wurde der Mündungsdurchstich zur Ostsee 1895 vollendet, 1901—1907 folgte auf Grund eines Gesetzes von 1900 der weitere Ausbau des Hochwasserbetts vom Mündungsdurchstich aufwärts bis zur Nogatabzweigung, schließlich brachte das Gesetz von 1910 die Krönung des Werks, den Abschluß der Nogat und die damit zusammenhängenden Bauten, darunter besonders die Verlängerung der zwei Weichselbrücken bei Dirschau. Der eigentliche Nogatabschluß, Ende Juli 1914 nahezu vollendet, mußte bei Kriegsausbruch nicht nur unterbrochen, teilweise sogar auf militärische Anordnung wieder zerstört werden; nach der Schlacht bei Tannenberg wurde dann die Wiederaufnahme der Arbeiten gestattet und das Werk zu Anfang 1915 im wesentlichen vollendet, vom Februar 1915 ab finden die Hochwasser und Eisgänge der Weichsel auf 50 km Länge vom Eintritt ins Mündungsgebiet bis zur Ostsee ein 1000 m breites, schlank zwischen sicheren Deichen verlaufendes Bett; bei guter Unterhaltung dieses Hochwasserbetts und bei Fortsetzung des planmäßigen künstlichen Eisbrechbetriebs mittels besonderer Dampfer ist eine Deichbruchkatastrophe infolge Eisversetzung, wie sie 1855 und 1888 eintraten, für das Mündungsgebiet nicht mehr zu befürchten.

Für das Unternehmen sind seit 1888 rund 48 Millionen Goldm. ausgegeben, darunter 13 Millionen von den beteiligten Deichverbänden.

Bei der Größe des geschützten Gebiets liegt, wie in technischer so auch in wirtschaftlicher Hinsicht, ein voller Erfolg der preußischen Wasserbauverwaltung vor.

Redner bedauert zum Schluß, daß seit 1920 nur noch 1/2 des geschützten Gebiets zu Deutschland gehört, das übrige zur Freien Stadt Danzig und zu Polen, und gibt seiner Hoffnung auf baldige Änderung dieses Zustands lebhaften Ausdruck.

### Hochwertiger Baustahl.

Die Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft gibt unter 82. D. 14 859 nachstehenden Erlaß vom 10. November 1924 bekannt:

Bei der Abnahme des hochwertigen Baustahls nach den durch die Verfügung vom 10. Juli 1924 — 32. D. 8939 — genehmigten „Vorläufigen Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus hochwertigem Baustahl“ haben sich in einzelnen Fällen insofern Schwierigkeiten ergeben, als zwar die Mindestwerte für die Streckgrenze und für die Bruchdehnung eingehalten waren, dabei aber die Bruchspannung auffallend niedrig bei 43 kg/mm<sup>2</sup> lag. Ein solcher Baustoff kann die hohe Streckgrenze durch zu kaltes Walzen erhalten haben und ist in diesem Falle nicht als hochwertiger Baustahl anzusprechen, da die Streckgrenze im Laufe der Zeit auf ihre natürliche Höhe zurückgeht.

Um diesen Mißstand für die neu abzuschließenden Verträge zu beheben, haben am 5. November in Oberhausen erneut Verhandlungen über den hochwertigen Baustahl zwischen den beteiligten Kreisen stattgefunden, die zu einer Änderung der oben genannten „Vorläufigen Vorschriften“ geführt haben. Danach muß die Bruchspannung künftig zwischen 48 und 58 kg/mm<sup>2</sup> liegen. Die Spannung an der Streckgrenze ist zwar für statistische und wissenschaftliche Zwecke nach wie vor von den Abnahmebeamten festzustellen, sie gilt aber bis auf weiteres nicht mehr als Abnahmebedingung.

Bei alten Verträgen können die bisher geltenden Abnahmevorschriften weiter angewendet werden. Ergeben sich aber hierbei Mißverhältnisse zwischen der Streckgrenze und der Bruchspannung wie in dem oben genannten Falle, so darf der Baustoff nur dann abgenommen werden, wenn festgestellt wird, daß ausgeglühte Probestäbe dieselbe Streckgrenze besitzen wie nicht ausgeglühte.

Der hochwertige Baustahl führt künftig die Bezeichnung St 48. Zu seiner Kennzeichnung erhalten Stabeisen, Formeisen, Flacheisen und Universaleisen einen weißen Farbstrich auf die ganze Länge, Bleche in rd 1,5 m Abstand von einander weiße Kreise, in die mit weißer Farbe St 48 eingeschrieben wird, Nieteisen einen weißen Farbanstrich an den Enden und Niete ein erhabenes H auf dem Setzkopf. Als kleinste Dicke einzelner tragender Teile eiserner Brückenüberbauten gilt im allgemeinen das Maß von 3 mm, bei L- und I-Eisen das Maß von 6 mm, als kleinste Schenkellänge von L-Eisen das Maß von 70 mm und als kleinster Nietdurchmesser das Maß von 17 mm. Breitflanschtige I-Eisen von einer größeren Höhe als 40 cm sind vorläufig in St 48 nicht zu Brückenbauten zu verwenden. An ihre Stelle treten genietete Träger.

Das Eisenbahn-Zentralamt ist beauftragt, hiernach die „Vorläufigen Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus hochwertigem Baustahl“ zu ergänzen und in der üblichen Weise zu verteilen.

Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft  
Hauptverwaltung

Krumbier.



WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Englische Patentverwertung und Reparationsleistungen.

Von Patentanwalt Dr. Oskar Arendt, Berlin W 50.

Der Friedensvertrag von Versailles hat auch das Privateigentum einschließlich der Patente deutscher Staatsbürger zur Zahlung der Reparationen mit herangezogen, sofern es sich in den uns früher feindlichen Ländern befand. In deutschen Erfinder- und Industriekreisen verbreitete irrige Auffassungen über die Tragweite dieser Bestimmungen veranlaßten mich zu einer Rundfrage bei führenden englischen Patentanwälten.

Übereinstimmend bestätigten die Antworten die von mir vertretene Anschauung. Danach sind bei den englischen Patenten deutscher Staatsangehöriger zu unterscheiden:

1. Patente, die nach dem 10. Januar 1920 — dem Tage des Friedensschlusses — in England erteilt worden sind,
2. Patente, die vor dem 10. Januar 1920 erteilt worden sind.

Die Patente der ersten Gruppe unterliegen nicht den Bestimmungen des Versailler Vertrages. Sie sind unbeschränktes Eigentum des Besitzers und können von ihm ohne Einschränkung verwertet und veräußert werden.

Anders liegt die Sache aber mit Patenten, die vor dem 10. Januar 1920 in England an deutsche Staatsbürger erteilt worden sind. Diese können vom Besitzer nur mit Erlaubnis des „British Board of Trade“ verwertet werden. Bei freiwilligen Lizenzvergaben oder Übertragungen — Zwangsenteignungen finden wohl kaum noch statt — müssen alle Zahlungen dafür an das Clearinghaus geleistet

werden. 75 vH der Zahlungen werden für Reparationsleistungen herangezogen und die übrigen 25 vH werden dem Besitzer des Patentes zugestellt. Das englische Patentamt führt die entsprechenden amtlichen Arbeiten erst dann aus, wenn die Zahlungen an das Clearinghaus geleistet sind. Dem deutschen Besitzer steht das Recht zu, von der zuständigen Reichsstelle den Ersatz der von ihm auf diese Weise geleisteten Reparationszahlungen zu verlangen.

Mithin besteht heute für deutsche Staatsangehörige kein Hindernisgrund mehr, Patente in England — und den übrigen Vertragsmächten von Versailles — anzumelden und zu verwerten.

Lauchhammer-Rheinmetall-Aktiengesellschaft, Berlin.

Dieses nunmehr unter vorstehender Firma handelsgerichtlich eingetragene Unternehmen verkörpert die bisherige Interessengemeinschaft zwischen den Eisen- und Maschinenbau-Abteilungen der Linke-Hofmann-Lauchhammer A.G. und den Abteilungen für Hütten- und Bergwerksbau der Rheinischen Metallwaren- und Maschinenfabrik.

Das Arbeitsprogramm der neuen Firma, welche Zweigniederlassungen in Düsseldorf, Riesa a. d. Elbe und in Lauchhammer, Provinz Sa., unterhält, betrifft Kranbau, Eisenhoch- und Brückenbau, Ofen- und Generatorenbau, ferner den Bau von Elektroöfen, Bergwerksanlagen, Zerkleinerungsmaschinen, Ausrüstungen für Häfen, Werften u. a. m. Durch Beteiligung an der Gröpel-Rheinmetall A.-G. in Bochum erstreckt sich der Geschäftskreis auch auf Kohlenaufbereitungsanlagen.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 15. Januar 1924, S. 19.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 14. August 1924.

- Kl. 19 f, Gr. 5. Sch 65 779. Carl Schmitt, Ösede bei Osnabrück. Tunnellüftung. 29. VIII. 22.
- Kl. 35 d, Gr. 9. Sch 68 627. Robert Schönborn, Herwigsdorf, Kr. Freystadt i. Schl. Gewindepflock zum Aufrichten schwerer Gegenstände, insbesondere Masten. 17. IX. 23.
- Kl. 37 e, Gr. 10. M 77 449. George Washington Meyer, Clifton, Cincinnati, und Charles August Roos, Mount Auburn, Cincinnati, V. St. A.; Vertr.: R. Heering, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verstellbare Stütze, insbesondere für Bauzwecke. 19. IV. 22.
- Kl. 37 e, Gr. 11. B 108 860. Hugo Burger, Leipzig-Gohlis, Hallische Straße 159. Zwängschienen für Säulenschalungen. 19. III. 23.
- Kl. 38 h, Gr. 2. C 33 839. Chemische Fabriken vorm. Weiler-ter-Meer, Ürdingen. Verfahren zum Konservieren von Holz. 1. VIII. 23.
- Kl. 80 b, Gr. 3. M 76 566. Oscar Nickel, Mülheim-Ruhr, Rathausmarkt, und Reinhold Markwitz, Duisburg, Lotharstr. 46. Verfahren zur Herstellung von Zement. 1. II. 22.
- Kl. 80 b, Gr. 3. N 20 656. Ernst Natho und Dr. Franz Wolff, Essen, Maxstr. 32. Herstellung von geschmolzenem Zement und zementartigen Bindemitteln. 27. XII. 21.
- Kl. 80 b, Gr. 5. M 76 529. Oscar Nickel, Mülheim-Ruhr, Rathausmarkt, und Reinhold Markwitz, Duisburg, Lotharstr. 46. Verfahren zur Herstellung von Zementen. 27. I. 22.
- Kl. 81 e, Gr. 32. B 107 291. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Verfahren zum Anschütten von Halden. 21. XI. 22.
- Kl. 81 e, Gr. 32. M 81 355. Maschinenfabrik Buckau Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Vorrichtung zum Absetzen von Abraum auf Kippen. 4. V. 23.
- Kl. 81 e, Gr. 36. G 58 897. Gröppel Rheinmetall Akt.-Ges. und Harald Askevold, Bochum. Doppelseitig geöffnete Großraumbunker. 16. IV. 23.
- Kl. 84 a, Gr. 3. F 53 060. Eugen Fischer, München, Humboldtstr. 12/0. Zwischen seitlichen Führungen laufendes Schützenwehr. 8. XII. 22.
- Kl. 84 a, Gr. 3. F 53 284. Eugen Fischer, München, Humboldtstr. 12/0. Hebbbares Klappenwehr. 16. I. 23.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 21. August 1924.

- Kl. 20 k, Gr. 7. B 113 452. Heinrich Bomke, Dortmund, Flurstr. Stromschienenverbindung mit seitlich an den Gleitbahnen der Stromschienen angeordneten, dem Schienenkopf angepaßten Überbrückungslaschen. 24. III. 24.
- Kl. 35 a, Gr. 9. R 58 278. Heinrich Rohde, Unser-Fritz bei Wanne. Vorrichtung zur nachgiebigen Abstützung der Leitbäume in Schächten gegen das Gebirge. 6. IV. 23.
- Kl. 37 b, Gr. 3. D 42 202. Dornier Metallbauten G. m. b. H. und Dipl.-Ing. Cl. Dornier, Friedrichshafen a. B. Metallträger für den Leichtbau. 7. VIII. 22.
- Kl. 65 a, Gr. 7. D 45 057. Richard A. Dodillet, Berlin, Uhlandstr. 43. Abdichtbarer Fischbehälter. 1. III. 24.
- Kl. 65 a, Gr. 53. M 82 387. Miroslav Miloikovic, Klenovnik, Jugoslavien; Vertreter: Dr.-Ing. E. Boas, Patent-Anwalt, Berlin SW 61. Verfahren zum Schleppen von Schiffen. 30. VIII. 23.

- Kl. 65 b, Gr. 2. H 95 927. Rudolf Hitzemann, Lübeck, Hövelnstr. 7, und Max Müller, Hamburg, Admiralitätsstr. 33/36. Schwimmdock. 31. I. 24.
- Kl. 65 b, Gr. 2. M 84 645. Max Müller, Hamburg, Admiralitätsstraße 33/36. Schwimmdock; Zus. z. Pat. 362 709. 17. IV. 24.
- Kl. 65 b, Gr. 2. M 85 220. Max Müller, Hamburg, Admiralitätsstraße 33/36. Schwimmdock; Zus. z. Pat. 362 709. 17. IV. 24.
- Kl. 84 d, Gr. 2. B 111 866. Georg Breitenbach, Altona, Elbe, Allee 71. Baggerlöffelbodenklappe, die mit der Kolbenstange eines Bremszylinders verbunden ist. 28. XI. 23.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 28. August 1924.

- Kl. 20 g, Gr. 1. C 34 768. Christoph & Unmack A. G., Niesky O.L. Königstuhl mit Kugellager für Drehscheiben. 24. IV. 24.
- Kl. 20 h, Gr. 7. P 46 700. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock und Paul Belger, Köln-Klettenberg, Heisterbacher Str. 33. Schrägaufzug für Eisenbahnfahrzeuge. 13. VIII. 23.
- Kl. 20 i, Gr. 4. V 19 066. Dr.-Ing. Rudolf Vogel, Butzbach i. Hessen. Aus einem geraden und einem krummen Strang gebildetes Herzstück. 31. III. 24.
- Kl. 37 b, Gr. 5. S 57 789. Georg Spielmann, Brüel i. Meckl. Dübel zur Verbindung von Hölzern. 10. X. 21.
- Kl. 65 b, Gr. 2. H 96 197. Rudolf Hitzemann, Lübeck, Hövelnstr. 7 und Max Müller, Hamburg, Admiralitätsstr. 33/36. Schwimmdock; Zus. z. Anm. H 95 927. 21. II. 24.
- Kl. 80 b, Gr. 20. A 42 023. Aktiengesellschaft für Aschenchemie, Berlin. Verfahren zur Herstellung von Bausteinen und anderen geformten Gebilden aus Aschen aller Art. 14. IV. 24.
- Kl. 81 e, Gr. 31. A 42 364. ATG Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großschocher. Raumbewegung auf ihrem Unterwagen gelagerte Verladebrücke. 2. VI. 24.
- Kl. 81 e, Gr. 31. A 42 378. ATG Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großschocher. Stützwerkanordnung an Verladebrücken. 2. VI. 24.
- Kl. 84 d, Gr. 2. B 104 113. Bucyrus Company, South Milwaukee, Wis., V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Benjamin und Dipl.-Ing. H. Wertheimer, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Löffelbagger. 23. III. 22. V. St. A. 24. III. 21.
- Kl. 84 d, Gr. 2. K 86 142. Fried. Krupp, Akt.-Ges., Essen. Löffelbagger. 5. VI. 23.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 14. August 1924.

- Kl. 20 i, Gr. 3. 401 483. Ferdinand Lehn, Heidelberg, Rohrbacher Straße 8. Eisenbahnvorsignal mit drei Begriffen. 11. III. 24. L 59 743.
- Kl. 20 i, Gr. 33. 401 484. Hermann Prellwitz jun., Groß Gernersleben. Vorrichtung gegen Überfahren von Haltsignalen. 1. IV. 24. P 47 817.
- Kl. 35 d, Gr. 9. 401 450. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Vorrichtung zum Aufrichten von Masten. 26. VI. 23. K 86 334.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 21. August 1924.

- Kl. 20 k, Gr. 9. 401 728. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Co., Baden, Schweiz; Vertr.: R. Boveri, Mannheim-Käferthal. Kettenfahrlaufleitung für elektrische Bahnen. 12. V. 22. A 36 710.

- Kl. 20 k, Gr. 14. 401 625. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft Berlin. Stromschienenverbinder für elektrische Bahnen. 17. III. 23. A 37 357.
- Kl. 20 k, Gr. 7. 401 626. Carl Zellermann, Berlin, Holsteiner Ufer 17. Elektrischer Schienenverbinder. 29. IV. 22. M 77 549.
- Kl. 37 b, Gr. 3. 401 644. Friedrich Frick, Teinach. Mastfuß. 20. II. 23. F 53 505.
- Kl. 37 b, Gr. 3. 401 645. Friedrich Frick, Teinach. Mastfuß; Zus. z. Pat. 401 644. 4. XI. 23. F 54 925.
- Kl. 37 b, Gr. 5. 401 691. Franz Zawodsky, Wien; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Ringdübel für Holzverbindungen. 22. VIII. 23. Z 13 944. Österreich z. IX. 22.
- Kl. 37 b, Gr. 6. 401 692. Otto Ludwig Naegele, München, Mandlstraße 10. Mast- und Pfostenschutz. 16. V. 23. N 22 806.
- Kl. 80 a, Gr. 46. 401 674. Enric Lupescu, Frankfurt a. M., Neckarstraße 10. Form zur gleichzeitigen Herstellung einer Mehrzahl von Stegsteinen. 21. II. 23. L 57 380.
- Kl. 80 a, Gr. 52. 401 716. Oskar Härtel, Seiffersdorf, Kreis Schönau, Katzbach. Vorrichtung zum Sammeln und Verarbeiten von Schlacken von Feuerungsanlagen zu Bauplatten. 31. V. 22. H 89 989.
- Bekanntgemacht im Patentblatt vom 28. August 1924.
- Kl. 80 b, Gr. 1. 401 863. Adolf Friedrich Müller, Wernigerode a. H. Hydraulisches Bindemittel. 16. V. 22. M 77 747.
- Kl. 80 b, Gr. 1. 401 864. Ton- und Steinzeugwerke W. Richter & Cie. A. G., Bitterfeld. Zementrohr für Ölleitungen sowie das Öldichtmachen der letzteren. 15. III. 23. T 27 523.
- Kl. 80 b, Gr. 8. 402 050. Heinrich Becker, Mittenwalde, Mark. Verfahren zur Herstellung von Pflastersteinen, Bausteinen u.dgl. aus Müll. 13. III. 23. B 108 787.
- Kl. 80 b, Gr. 9. 401 865. Willy Hoffmann, Wannsee, Tristanstr. 1a. Verfahren zur Herstellung von Hartorfsteinen. 26. IV. 23. H 93 474.
- Kl. 80 b, Gr. 9. 401 866. Deutsche Baustoff-Werke Akt.-Ges., Bremen. Verfahren zur Herstellung von leichten Bausteinen. 13. XII. 21. K 80 111.
- Kl. 80 b, Gr. 21. 401 949. Wilhelm Mühle, Kaulsdorf b. Berlin. Herstellung eines Betons und von Gegenständen aus ihm. 9. III. 23. M 80 759.
- Kl. 85 b, Gr. 1. 402 048. Dr. Josef Tillmanns, Frankfurt a. M., Grafenstr. 3. Verfahren zur Entfernung der Karbonathärte aus Wässern. 6. III. 23. T 27 476.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften, I. Band, 1. Kapitel, Vorarbeiten für Eisenbahnen und Straßen. 5. Auflage, neubearbeitet von Reg.- und Baurat G. Claus, Verlag von Wilhelm Engelmann, Leipzig 1924, 457 Seiten mit 129 Abb. und 8 Tafeln. Preis 31 M.

In vollständig neuer Bearbeitung, stark vermehrt, und den Fortschritten der Technik angepaßt, ist 20 Jahre nach der 4. Auflage nunmehr die fünfte des Handbuches erschienen. Wie der Titel besagt, gliedert sich das Werk in zwei Teile: Die Vorarbeiten für Eisenbahnbau und diejenigen für Straßenbau. In dem umfangreicheren ersten Hauptteil schildert der Verfasser zunächst die verschiedenen Methoden zur Bestimmung der wirtschaftlich zweckmäßigsten Linienführung der Bahnen. Mit der technischen Trassierung betassen sich eingehend die nun folgenden Abschnitte. Es werden hier die Regeln erörtert, die beim Aufsuchen und Festlegen der Bahnachse im Gelände zu befolgen sind. Insbesondere sind die Ausführungen über die künstliche Längenenwicklung der Bahnlinie stark vermehrt worden. Mit großer Ausführlichkeit schildert der Verfasser nun die geodätischen Arbeiten zur Aufnahme des Geländes und berücksichtigt hierbei besonders die Photogrammetrie, die es neuerdings ermöglicht, schnell zuverlässige Pläne für die Entwurfsbearbeitung anzufertigen. Die Ausführungen über die allgemeinen Vorarbeiten werden durch die Abschnitte über Massen- und Kostenberechnung der Bahnanlagen und Erörterungen über den Vergleich verschiedener Linienführungen abgeschlossen. Für den Vergleich der Linien wird lediglich auf das Verfahren der virtuellen Länge hingewiesen, das bei den Bahnstrecken mit dem bisherigen Dampfbetriebe keine zuverlässigen Werte liefert, da es nicht auf die Veränderlichkeit der Zugkraft nach der Geschwindigkeit Rücksicht nimmt. In den folgenden Abschnitten über die ausführlichen Vorarbeiten nehmen die geodätischen Aufnahmeverfahren insbesondere mit dem Tachymeter und die Arbeiten bei Übertragung der Bahnachse ins Gelände einen breiten Raum ein. Besonders wertvoll sind die anschließenden eingehenden Erörterungen über das Planfeststellungsverfahren und den Grunderwerb sowie die in einem Anhang sehr übersichtlich aufgeführten Gesetze und Verordnungen, die bei der Planung von Verkehrswegen und Bahnhofsanlagen zu beachten sind.

Bei dem zweiten Teil des Werkes über die Vorarbeiten für Straßenbauten beschränkt sich der Verfasser, da er im allgemeinen auf die Erörterungen für Eisenbahnen verweist, nur auf die Untersuchungen, die im Hinblick auf den anders gearteten Verkehr Abweichungen ergaben, ohne jedoch auf den heute schon weit entwickelten Kraftwagenverkehr näher einzugehen. Das dem Werke beizufügende ausführliche Literaturverzeichnis ist ergänzt worden. Das vom Verlage vorzüglich ausgestattete Werk wird bei den Ent-

wurfsbearbeitungen von Eisenbahnen und Straßen ein sehr wertvoller Ratgeber sein und kann daher allen Fachleuten aufs wärmste empfohlen werden. Professor Dr.-Ing. W. Müller, Dresden.

Aufgaben aus dem Wasserbau. Angewandte Hydraulik, 40 vollkommene durchgerechnete Beispiele. Von Dr.-Ing. O. Streck. Mit 133 Abbildungen, 35 Tabellen und 111 Tafeln. Verlag von Julius Springer, Berlin, 1924, Preis gebd. M 11,40.

Dieses neu erschienene Buch behandelt in 40 Aufgaben das gesamte Gebiet der Hydraulik. Ihr innerer Aufbau bzw. der Zusammenhang der einzelnen Teilgebiete zueinander ist vom Verfasser in der gewählten Reihenfolge der Aufgaben gewahrt geblieben. Den Aufgaben der Hydrostatik folgen die hydrodynamischen Aufgaben; der dritte Hauptteil behandelt das Gebiet der Wasserwirtschaft. Daß in den 40 Aufgaben alle Teilgebiete der Hydraulik nicht gleichmäßig bedacht worden sind, ist verständlich und schränkt den Wert des Buches in keiner Weise ein, zumal es sich um die erste Auflage handelt, deren Erweiterung sich der Verfasser je nach ihrer Aufnahme in Fachkreisen vorbehalten hat. Ob das Buch für die Praxis eine Lücke ausfüllt, ist schwer zu sagen; wenn schon die Lösungen der einzelnen Aufgaben auf wissenschaftlicher Grundlage aufgebaut sind, so stellt jedes neue Projekt den Praktiker vor eine neue Aufgabe, für deren Lösung ihm letzten Endes nur das wissenschaftliche Rüstzeug maßgebend ist. Immerhin kann ihm das Buch als wertvolles Repetitorium dienen, ihm auch gelegentlich schnelle Hilfe bringen, zum mindesten aber manche gediegene Anregung geben.

Für den Studierenden ist das Buch zweifellos eine sehr willkommene Stütze; den vom Verfasser beabsichtigten Zweck, die Bearbeitung des Vorlesungsstoffes an den Hochschulen durch die Bearbeitung der Aufgaben zu fördern, wird das Buch auf jeden Fall erfüllen, um so mehr, als der größte Teil der Aufgaben der Praxis entlehnt ist. Und in diesem Zusammenhang soll der sehr weitgehenden textlichen Bearbeitung der Aufgaben besonders gedacht werden, die ihm den Dank der Leser sichert und ihm hoffentlich viel Freunde wirbt. G. E.

## Personalien.

In Anerkennung seiner bedeutenden Verdienste, die er sich um die Wissenschaft als Hochschullehrer, als Ingenieur in Praxis und Theorie, und vornehmlich durch seine bahnbrechenden Arbeiten auf dem Gebiete der Wiederherstellung von Eisenbetonbauten erworben hat, wurde der Geh. Reg.-Rat Prof. Siegmund Müller von der Technischen Hochschule in Braunschweig zum Ehrendoktor ernannt.

## MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4a.

## Nachrufe.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen hat in der letzten Zeit den Verlust mehrerer Mitglieder durch den Tod zu beklagen.

Am 29. September d. J. starb unser Vorstandsmitglied Herr Regierungsbaumeister a. D. Bernhard Bilfinger, Direktor der Firma Grün & Bilfinger in Mannheim. Die hervorragenden Verdienste des Dahingeshiedenen für das deutsche Bauingenieurwesen und den Ruf der deutschen Ingenieurbaukunst sind bekannt. Zur Entwicklung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen hat er als Vorstandsmitglied und innerhalb unserer Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen namentlich in der ersten schwierigen Zeit des Bestehens der Gesellschaft viel beigetragen.

Mitte Oktober d. J. starb Herr Dr.-Ing. Robert Weyrauch,

Professor an der Technischen Hochschule in Stuttgart. Der allzufrüh Dahingeshiedene hat als Forscher, Lehrer und Schriftsteller auf dem Gebiete des städtischen Tiefbaues sich bleibende Verdienste um die Ingenieurwissenschaften erworben. Außerdem sind wertvolle Werke über die Beziehungen des Ingenieurs zu anderen Berufen und zur Allgemeinheit aus seiner Feder hervorgegangen. So hat er dazu beigetragen, das Ansehen des Bauingenieurs innerhalb und außerhalb der Technik zu vermehren.

Ferner starb unser Junior-Mitglied Mardi Kahn, Studierender der Technischen Hochschule in Charlottenburg.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen wird den Verstorbenen ein dauerndes Andenken bewahren.