DIE BAUTECHNIK

13. Jahrgang BERLIN, 17. Mai 1935 Heft 21

Zwei bergbausichere Eisenbetonbehälter von je 2200 m³ Fassungsvermögen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Carp, Essen, Emschergenossenschaft.

Im Jahre 1933 sind auf der Kläranlage Essen-Nord der Emschergenossenschaft[1]) zwei Faulschlammbehälter aus Eisenbeton fertiggestellt worden, die durch ihre Größe und ihre Form bemerkenswert sind (Abb. 1). Auf die Veranlassung zu ihrem Bau und auf die betrieblichen Verhältnisse kann an dieser Stelle nur so weit eingegangen werden, als es zum Verständnis der baulichen Fragen, die hauptsächlich erörtert werden sollen, notwendig ist.

Die Art der Behandlung des Schlammes auf den genossenschaftlichen Kläranlagen richtet sich nach seiner Herkunft und nach seinen Eigenschaften. Der aus den Kohlenwäschen und Hüttenwerken des Gebietes stammende Schlamm braucht nach dem Herausklären aus dem Abwasser nicht weiter behandelt werden[2]). Dagegen muß der aus den Städten abgespülte häusliche Schlamm einer biologischen Umwandlung durch Bakterien unterworfen werden, indem er unter Wasser ausfault. Bekannt sind die für diesen Zweck bei der Emschergenossenschaft in früheren Jahren entwickelten und vielfach verwendeten Emscherbrunnen, die im Klärraum den Schlamm von dem Abwasser durch Absetzen trennen und

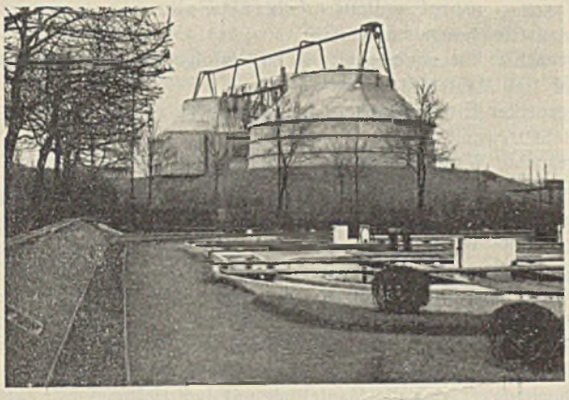


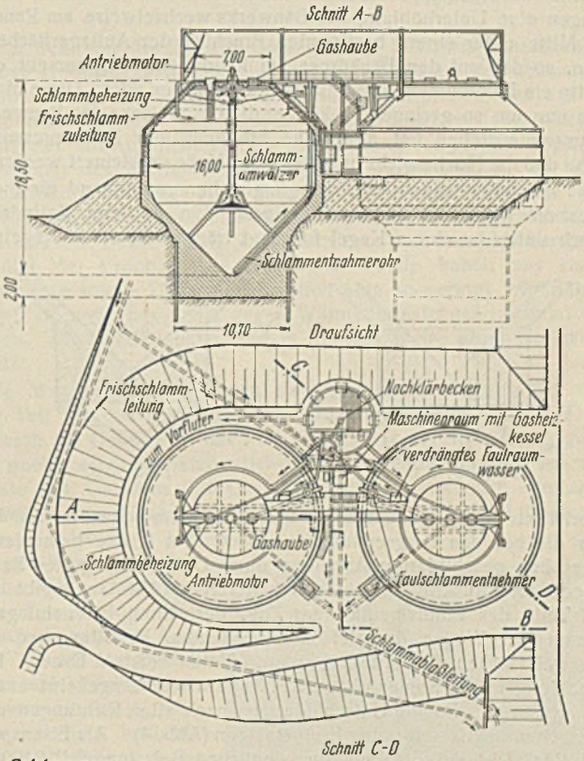
Abb. 1.

ihn sofort in den darunterliegenden Faulraum abrutschen lassen. Neuerdings werden bei größeren Anlagen der Emschergenossenschaft für häusliches Abwasser die Absetzräume und die Faulräume gesondert voneinander errichtet, weil zwei zu einer beschleunigten Schlammausfaulung wesentlich beitragende Maßnahmen an getrennten Faulbehältern sich besser durchführen lassen als an Emscherbrunnen, nämlich Umwälzung und Beheizung des Schlammes. Durch sie werden besonders günstige Lebensbedingungen für die Bakterien geschaffen. Auch als Ergänzung der unzureichenden Faulräume von Emscherbrunnen sind solche getrennten Faulbehälter in den letzten Jahren mehrfach errichtet worden.

Die ersten Behälter erhielten eine Größe von etwa 500 m³. Sie hatten die Form eines Zylinders mit unten angesetzter Kegelspitze und waren anfangs oben offen. Als man das bei der Faulung entstehende Gas, vorwiegend Methan, auffangen und verwerten wollte, wurden sie geschlossen.

Auf der genossenschaftlichen Kläranlage Essen-Nord, wo die Abwässer von etwa 180 000 Einwohnern der Stadt Essen behandelt werden, waren im Laufe der Zeit vier solcher Faulbehälter (I bis IV) gebaut worden. Doch reichte der zur Verfügung stehende Raum für eine ordnungsmäßige Ausfaulung der Schlammengen nicht aus. Es wurde daher im Jahre 1925 ein weiterer Behälter V von langgestrecktem rechteckigem Grundriß und mit einem Inhalt von 1450 m³ errichtet[3]), ein für den damaligen Stand der Abwassertechnik recht großer Raum. Aber auch dieser Zuwachs genügte nicht angesichts der stets größer werdenden schwer zu behandelnden Schlammengen. Nach langwierigen Untersuchungen über den Betrieb und die Konstruktion der neuen Faulbehälter entschloß sich die Emschergenossenschaft zum Bau von zwei besonders großen, mit allen notwendigen betrieblichen Einrichtungen versehenen bergbausicheren Eisenbetonfaulbehältern von je 2200 m³ Inhalt[4]).

Für die Formgebung der Faulbehälter waren betriebliche und statische Gesichtspunkte maßgebend. Aus Gründen der besseren Schlammfaulung sind große Einheiten erwünscht, bei denen die Schwankungen in der Beschaffenheit des Frischschlammes auch im Verlaufe einer längeren Zeit nur geringen Einfluß haben. Wenige große Behälter lassen sich auch besser bedienen als viele kleine. Der ausgefaulte, eingedickte Schlamm wird zweckmäßig an der Sohle des Behälters abgezogen. Das führt wegen der verhältnismäßig geringen Rutschfähigkeit



dieses Schlammes zu ziemlich steilen Wandungen des unteren Teiles. An der Oberfläche sammelt sich in einem ruhenden Faulbehälter eine Schwimmschlammschicht an, die den ordnungsmäßigen Betrieb stören kann und daher beseitigt werden muß. Bei der Emschergenossenschaft dienen diesem Zwecke die für das Bewegen des Schlammes

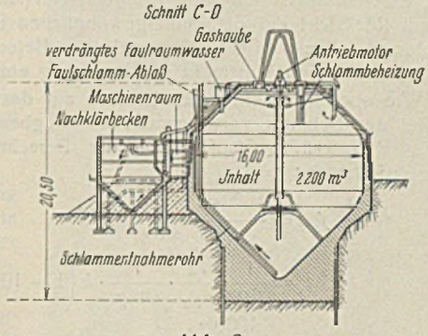


Abb. 2.

bestimmten Schraubenschaufler. Durch Aufspritzen von Faulraumwasser und nassem Schlamm auf die Oberfläche und durch Wirbelbildung wird die Schwimmschlammdecke zerstört. Um den Schwimmschlamm mit einem

[1]) Über die Emschergenossenschaft und ihre Tätigkeit ist in der Bautechn. mehrfach berichtet worden: 1926, Heft 15; 1927, Heft 49; 1928, Heft 28, 30 u. 43; 1930, Heft 20; 1932, I. Vierteljahrsheft, Heft 18 u. 20; 1933, Heft 9, 22 und IV. Vierteljahrsheft; 1934, Heft 48.

[2]) Carp, Der Bau der Emscherfluß-Kläranlage bei Essen-Karnap. Bautechn. 1932, Heft 18 u. 20.

[3]) Prüß, Eine neue Frischwasserkläranlage für getrennte Schlammfaulung mit künstlicher Schlammumwälzung und künstlicher Beheizung. Gesund.-Ing. 1928, Heft 7.

[4]) Im Jahre 1934 begann der Niersverband den Bau von zwei noch erheblich größeren Faulbehältern.

Schaufler sicher beherrschen zu können, zieht man zweckmäßig die Oberfläche zusammen, indem man dem oberen Teil des Faulraumes die Form eines Kegelstumpfes gibt. Die Zusammenziehung hat auch zur Folge, daß die Stützweiten der für das Auffangen des Faulgases notwendigen Behälterdecken nicht zu groß und die Decken nicht zu schwer werden.

Aus statischen Gründen verdienen Umdrehungskörper gegenüber rechteckigen Behältern den Vorzug. Bei diesen werden die äußeren Kräfte (Schlammdruck, Erddruck, Eigengewicht und Nutzlasten) in der Regel durch Wände und Riegel aufgenommen, die beide auf Biegung zu berechnen sind. Für die Bemessung des Betonquerschnittes ist dabei die Randdruckspannung maßgebend. Der Hauptteil des Querschnittes wird nur unvollkommen oder (in der Zugzone) überhaupt nicht zur Aufnahme der Kräfte herangezogen. Bei den Umdrehungskörpern dagegen treten in den Wänden vorwiegend Zugkräfte auf, die von Eiseneinlagen aufgenommen werden. Die Betondicke ist so zu wählen, daß die rechnungsmäßig auf den ganzen Querschnitt bezogene Spannung zur Vermeidung von Betonrissen einen bestimmten Wert (etwa 12 kg/cm²) nicht übersteigt. Der Baustoff wird also hierbei, allerdings mit einer geringeren Spannung als bei der Druckbeanspruchung, voll ausgenutzt. In Kauf genommen werden muß dabei, daß die Herstellung der Schalung bei Umdrehungskörpern erschwert ist. Neben den Zugspannungen treten an den „Unstetigkeits"-Stellen der Umdrehungskörper auch Biegungskräfte auf, auf die weiter unten noch näher eingegangen wird.

Die Zusammenziehung des Behälterinhalts zu einer unteren Spitze aus betrieblichen Gründen führt zu einer auch aus statischen Gesichtspunkten erwünschten Verkleinerung der Grundfläche. Da die Behälter im Bergsenkungsgebiet liegen, müssen sie die bei Bewegungen der Erdoberfläche auftretenden Kräfte sicher aufnehmen. Es ist üblich, bei Bergsenkungen eine Unterhöhlung des Bauwerks wechselweise am Rande und in der Mitte unter einem bestimmten Bruchteil der Auflagerfläche anzunehmen, so daß auf den Baukörper am Rande ein Kragmoment oder in der Mitte ein Feldmoment wirkt, für die er bemessen wird. Diese Momente werden nun um so geringer, je kleiner die Grundfläche des Bauwerks ist. Das Zusammenziehen hat aber eine Erhöhung der Bodenpressung zur Folge, so daß die Fläche nicht in beliebigem Maße verkleinert werden kann.

Aus den obengenannten Überlegungen heraus entstand für die Faulbehälter die in Abb. 2 dargestellte Form. Ein mittlerer Zylinder setzt sich nach unten in einem Kegel fort und trägt oben einen Kegelstumpf.

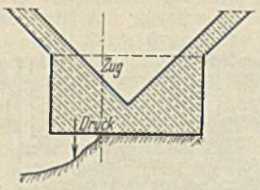


Abb. 3a.

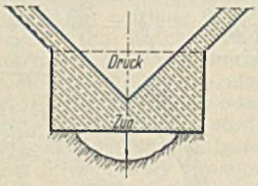


Abb. 3b.

Der verhältnismäßig dünne Mantel sitzt auf einem schweren Fundament, das für die bei den Bergsenkungen auftretenden Kräfte bemessen wird. Bei der oben geschilderten Annahme einer Unterhöhlung des Bauwerks am Rande und Auskragung eines Behälterteiles (Abb. 3a) ergibt sich im oberen Teile des Fundamentklotzes Zug, der durch Eiseneinlagen aufzunehmen ist. Wegen der tief hinabreichenden Behälterspitze müssen sie in zwei Hälften angeordnet werden. Unten entsteht Druck. Bei der Unterhöhlung in der Sohlenmitte (Abb. 3b) entsteht umgekehrt unten Zug und oben Druck. Da die Unterhöhlungen nach allen Richtungen möglich sind, ergeben sich ringförmige Eiseneinlagen (Abb. 4). Als Eisenspannung ist mit Rücksicht auf den außergewöhnlichen Belastungsfall 2400 kg/cm² zugelassen, ebenso wird auch der zulässige Betondruck mit dem Doppelten des sonst üblichen Wertes in die Rechnung eingeführt.

Wie oben erwähnt, treten in dem auf das Fundament aufgesetzten Mantel der Behälter vorwiegend reine Zugbeanspruchungen, verursacht durch Ringkräfte, auf. Die der Berechnung zugrunde gelegten Formeln[5]) lauten:

$$f_{es} = \frac{1000\,\gamma_s}{\sigma_e} \cdot \frac{r}{\sin\varphi} \cdot h$$

$$d_s = \frac{1}{10} \cdot \frac{\gamma_s}{\sigma_{bz}} \cdot \frac{r}{\sin\varphi} \cdot h \left(1 - 10 \cdot \frac{\sigma_{bz}}{\sigma_e}\right)$$

$$f_{eg} = \frac{1000\,\gamma_g}{\sigma_e} \cdot r\,d \cdot \mathrm{tg}\,(90^\circ + \varphi)$$

$$d_g = \frac{1}{10} \cdot \frac{\gamma_g}{\sigma_{bz}} \cdot r\,d \left(1 - 10 \cdot \frac{\sigma_{bz}}{\sigma_e}\right) \mathrm{tg}\,(90^\circ + \varphi).$$

[5]) Vgl. Dischinger, Schalen und Rippenkuppeln, Handb. f. Eisenbetonbau, 4. Aufl., VI. Bd., 2. Kapitel. 1928. Löser u. Lewe, Behälter, dsgl. IX. Bd., 1. Kapitel. 1934.

Abb. 4.

Bei Einführung von $\sigma_e = 1200$, $\sigma_{bz} = 12$ kg/cm², $\gamma_s = 1{,}0$ und $\gamma_g = 2{,}4$ wird:

$$f_{es} = \frac{1{,}0}{1{,}2} \cdot \frac{r}{\sin\varphi} \cdot h$$

$$d_s = 0{,}0075 \cdot \frac{r}{\sin\varphi} \cdot h$$

$$f_{eg} = 2{,}0\,r\,d \cdot \mathrm{tg}\,(90^\circ + \varphi)$$

$$d_g = 0{,}018\,r\,d \cdot \mathrm{tg}\,(90^\circ + \varphi).$$

In den Gleichungen bedeuten:

f_{es} gesuchter Eisenquerschnitt in cm² infolge des Flüssigkeitsdruckes für 1 m Mantellinie,

f_{eg} gesuchter Eisenquerschnitt in cm² infolge des Eigengewichtes der Behälterwand für 1 m Mantellinie,

d_s gesuchte Wanddicke infolge des Flüssigkeitsdruckes in m,

d_g gesuchte Wanddicke infolge des Eigengewichtes der Behälterwand in m,

d gewählte Wanddicke in m,

γ_s, γ_g spezifisches Gewicht der Flüssigkeit und der Behälterwand,

r Krümmungshalbmesser der Mantellinie in m, waagerecht gemessen (vgl. Abb. 5),

h Flüssigkeitshöhe am untersuchten Schnitt in m,

σ_e, σ_{bz} zulässige Beanspruchungen des Eisenbetons,

φ Innenwinkel, den die Mantellinie mit dem Halbmesser r einschließt. (Bei $0 < \varphi < 90^\circ$ erzeugt das Eigengewicht in den Ringzonen Druck.)

Die Formeln gelten nur für symmetrische Lasten. Einseitige Windbeanspruchungen oder Schneelast wurden nicht berücksichtigt, weil die Rechnung sehr verwickelt und langwierig und der Einfluß dieser Kräfte bei dem hohen Eigengewicht der gefüllten Behälter (je etwa 4800 t) nur sehr gering ist, im Gegensatze zu dünnen Dachkuppeln, bei denen Wind- und Schneelasten nicht vernachlässigt werden dürfen. Zur Erleichterung der Entwurfsarbeiten wurden die Gleichungen zeichnerisch ausgewertet. In den Tafeln konnten für eine Flüssigkeit vom spezifischen Gewicht 1,0 bei den zulässigen Spannungen von $\sigma_e = 1200$ und $\sigma_{bz} = 12$ kg/cm² bei verschiedenen Krümmungshalbmessern des Mantels, bei veränderlichen Fülltiefen und bei wechselnder Neigung der Mantelfläche zur Waagerechten die Wanddicken und die Eisenquerschnitte, die sich aus dem Flüssigkeitsdruck und aus dem Eigengewicht ergeben, unmittelbar abgelesen werden. Aus einer Nebenfigur konnte der Einfluß der Veränderung von σ_e und σ_{bz} entnommen werden.

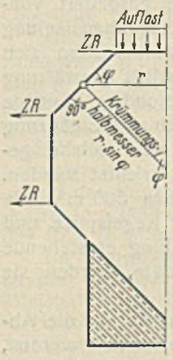


Abb. 5.

Außer den bisher behandelten Ringkräften treten Meridiankräfte auf, die innerhalb des Mantels senkrecht zu den Ringkräften liegen. Im obersten Teile der Faulbehälter sind diese Kräfte Zug: der Flüssigkeitsdruck will unter Überwindung des Eigengewichts den abgeschnitten gedachten Kegelstumpf abheben; nach unten wächst das Eigengewicht, so daß die Meridiankräfte über den Wert 0 zu Druck werden.

An den „Nähten" der einzelnen Behälterteile treten infolge der Richtungsänderung der Meridiankräfte Zusatzringkräfte auf (*ZR* in Abb. 5), die je nach der Richtung der Ablenkung Druckkräfte (z. B. zwischen Decke und oberer Kegelschale) oder Zugkräfte (an den beiden Enden des mittleren Zylindermantels) sind und unmittelbar an den Knickstellen auf-

genommen werden müssen. Man kann sich diese Kräfte klar machen, wenn man sich die einzelnen Behälterteile in verkleinertem Maßstabe aus steifem Papier herstellt und gegen eine ebene Fläche drückt. Die beiden Kegelschalen werden an ihrem größten Durchmesser aufreißen, ebenso wird der obere Rand des oberen Kegelmantels infolge der Druckkräfte sich stauchen.

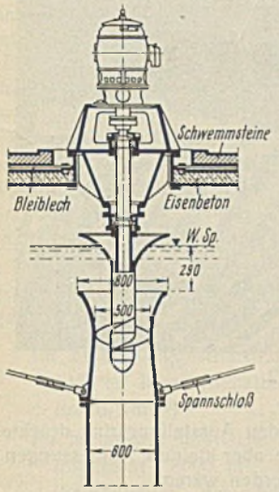


Abb. 6.

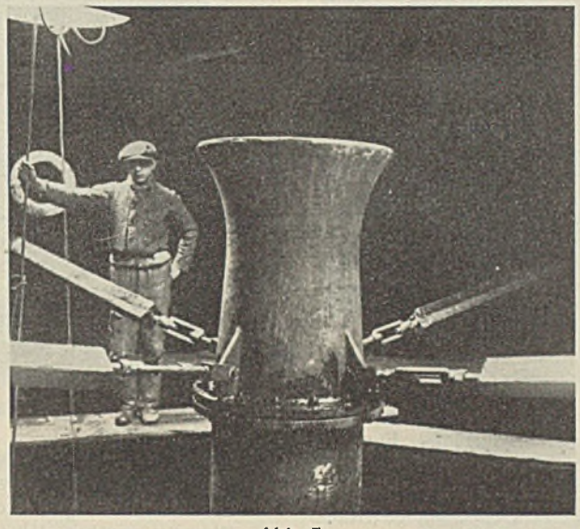


Abb. 7.

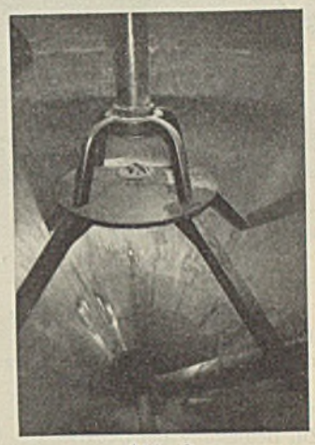


Abb. 8.

Der feste Zusammenhang zwischen den einzelnen Behälterteilen hat Biegungsmomente zur Folge, die erklärlich werden, wenn man an die Formänderungen denkt, die jeder Teil für sich ausführen würde, wenn er volle Bewegungsfreiheit hätte. Maßgebend für die Ringkräfte und damit für die Aufweitung des Behälterteiles ist nach den oben angegebenen Gleichungen der Krümmungshalbmesser $\frac{r}{\sin \varphi}$ der Wandung. Für die Kegelschale ist dieser Wert und damit die Aufweitung nun erheblich größer als für den Zylinder. Da beide Teile sich gegenseitig behindern, entstehen Biegungsmomente, bei denen die Zugkräfte auf der Innenseite liegen. Diese Kräfte werden durch ausgleichende Vouten mit entsprechenden Eiseneinlagen aufgenommen.

Wie oben erwähnt, erreicht man eine schnelle Ausfaulung des Schlammes durch Umwälzung des Faulrauminhalts und durch seine Beheizung. Der für das Umwälzen bestimmte Schraubenschaufler (Abb. 6) besteht aus einer von einem Elektromotor angetriebenen Schraube, die in einem Schlammrohr von 600 mm l. W. arbeitet. Das obere Ende des Rohres wird durch vier Anker mit Spannschlössern genau in seiner Lage gehalten (Abb. 7). Das Rohr führt nicht bis zur Behälterspitze hinunter, sondern sitzt auf einem Eisenbetonstuhl (Abb. 8), unter dem ein vor der Umwälzbewegung geschützter Raum liegt, in dem der Schlamm vor dem Abziehen eindicken kann. Der Schlamm wird durch den Schraubenschaufler von unten nach oben durch das Rohr befördert und auf die Oberfläche verspritzt, wobei auch der sich bildende Schwimmschlamm zertrümmert wird. Bei der Umkehrung der Drehrichtung der Schraube werden die zerkleinerten Schwimmstoffe oben angesaugt und unten in den Schlamm hineingedrückt, so daß auch sie, die sonst schwer zu zersetzen sind, ausgefault werden.

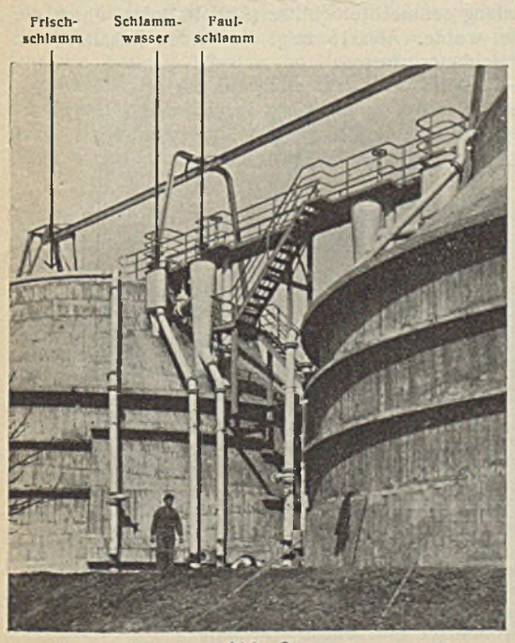


Abb. 9.

Die Lebensbedingungen für die Schlammfaulbakterien sind bei einer Temperatur von etwa + 25° besonders günstig. Da die mittlere Jahrestemperatur der die Behälter umgebenden Luft und des Erdreichs niedriger liegt und weil auch der in den Faulraum gelangende Frischschlamm kälter ist, muß den Behältern Wärme von außen zugeführt werden. In dem zwischen den Faulbehältern liegenden Maschinenraum (Abb. 2) wird ein Heißwasserkessel der Bamag-Meguin AG mit einer Leistung von 200000 WE/h mit dem bei der Schlammfaulung entstehenden Methangas betrieben. Durch eine Umwälzpumpe wird das erhitzte Wasser im Kreislauf den von der Behälterdecke in den Schlamm hineinhängenden kupfernen Heizschlangen und über sie dem Schlamm der obersten Zone zugeführt. Durch die Tätigkeit der Schraubenschaufler wird die Wärme dann gleichmäßig über den ganzen Behälterinhalt verteilt. Elektrische Thermometer mit Aufzeichnung der gemessenen Temperaturen dienen der Überwachung des Betriebes. Da in dem Wärmehaushalt der Behälter die Auskühlungsverluste eine große Rolle spielen, sind die Wärmedurchgangszahlen der Eisenbetonwände, soweit sie über der Erdanschüttung liegen, und der Decke durch Schwemmsteine auf etwa 1,0 herabgesetzt. Die unter der Erdoberfläche liegenden Wände haben aus statischen Gründen eine solche Dicke und dadurch eine so geringe Wärmeleitfähigkeit, daß sie nicht besonders gegen Wärmeverluste geschützt zu werden brauchen. Die Heizleitungen sind in üblicher Weise durch Ummantelung geschützt.

Die Menge des anfallenden Faulgases ist so groß, daß nur ein kleiner Teil für die Beheizung des Schlammes benötigt wird. Der Rest wird durch ein Gebläse in das Versorgungsnetz der Stadt Essen gedrückt. Durch geeignete Sicherheitsvorrichtungen ist dafür gesorgt, daß auf der Saugseite des Gebläses der Gasdruck niemals unter den Atmosphärendruck sinken kann. Dabei würde nämlich unter Umständen Luft angesaugt, und es entstünde ein hochexplosibles Knallgasgemisch. Da erfahrungsgemäß Eisenbeton nicht vollkommen gasdicht hergestellt werden kann, sind die Decken der Faulbehälter mit einem Bleiblech von $^3/_4$ mm Dicke beklebt, dessen Nahtstellen sorgfältig verlötet wurden. Eine rings um die Decke laufende Wassertasche schließt die Dichtungsschicht ab, so daß auch am Rande kein Gas austreten kann.

Bei der Zuführung von Frischschlamm in die gefüllten Faulbehälter wird eine gleiche Menge Faulraumwasser verdrängt, das wegen des Umwälzens des Behälterinhalts Schlamm enthält. In dem neben dem Maschinenraum liegenden kreisrunden Nachklärbehälter (Abb. 2) von rund 150 m³ Inhalt trennt sich dieser Schlamm von dem Faulraumwasser. Er

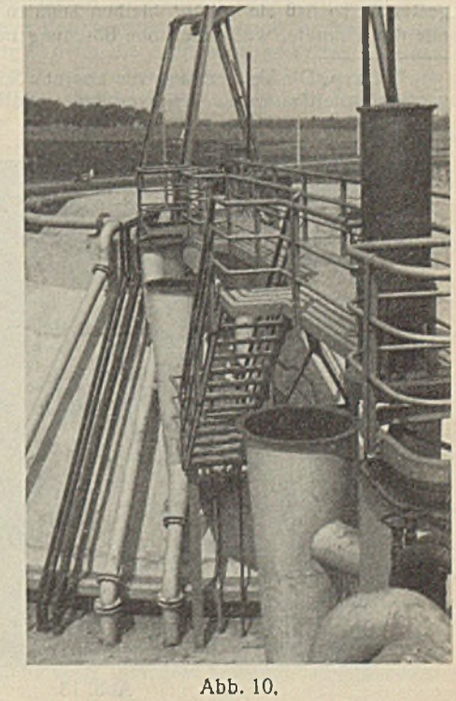


Abb. 10.

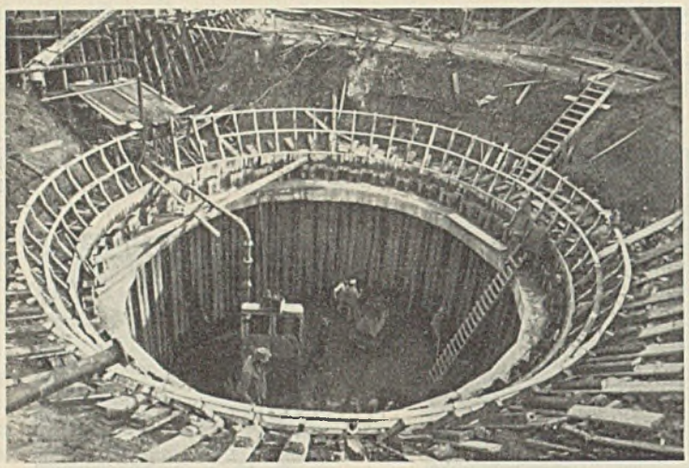


Abb. 11.

wird zusammen mit dem an den unteren Spitzen der großen Faulbehälter abgezogenen ausgefaulten Schlamm in Geländevertiefungen, die durch den Bergbau entstanden sind, untergebracht. Ein Teil wird auch von der Landwirtschaft aufgenommen, da der Dungwert sehr groß ist.

Zur Bedienung der Behälter dient eine eiserne Treppenanlage (Abb. 9 u. 10) und ein die Behälter bestreichender Laufkran. Wegen ihrer Höhenlage sind diese Eisenteile mit Blitzschutz versehen.

Über die Bauausführung der im vorstehenden beschriebenen Faulbehälter sei noch einiges mitgeteilt.

Die Gründung der Faulbehälter reicht bis in den festen Ton. Da der Grundwasserstand ziemlich hoch ansteht, entschloß man sich, die Baugrube abzuspunden. Nach dem Aushub bis auf den Grundwasserspiegel wurden Krupp-Spundwandeisen, Profil K II, von 7,50 m Länge zu einem Kreise von 10,70 m Durchm. ganz in den Boden eingerammt. Anfangs liefen die Bohlen „vor", aber nicht wie sonst wohl am oberen Ende, sondern am unteren. Durch schräges Abschneiden der Bohlen, das eine Keilwirkung zur Folge hatte, wurde die Erscheinung beseitigt. Die beiden Kreise schlossen sich, ohne daß Paßbohlen nötig wurden, weil der Rammmeister vor dem Rammen etwa der sechs letzten Bohlenpaare die restliche Lücke gemessen und durch Absetzen der letzten Paare von der Sollinie nach innen oder außen erreicht hatte, daß das Schlußpaar den notwendigen Zwischenraum genau vorfand. Nach Beendigung der Rammarbeiten mußte die Baustelle aus finanziellen Gründen — es war im Sommer 1931 — stillgelegt werden. Die Pause von über $^1/_2$ Jahr bis zur Wiederaufnahme der Arbeiten hatte den Vorteil, daß sich in den Schlössern der Bohlen Rost bildete, der die Wand, wie sich beim späteren Aushub zeigte, vollständig wasserdicht machte. Die Baugruben wurden am oberen Ende der Spundwand durch kreisförmige Eisenbetonringe ausgesteift[6]), so daß sie „offen" bleiben konnten (Abb. 11). Bei einer Grube allerdings mußte, weil eine hohe Böschung in Bewegung gekommen war

[6]) Carp, Die Verwendung von eisernen Spundbohlen bei der Emschergenossenschaft und dem Lippeverband. Die Städtereinigung 1935.

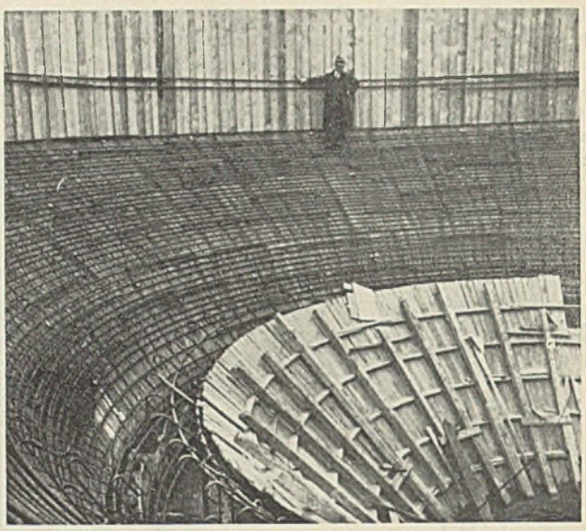


Abb. 12.

und einseitig auf die Spundwand und den Aussteifungsring drückte, eine Holzaussteifung eingebracht werden, die aber kleinere Abmessungen hatte, als sie ohne den Ring notwendig geworden wären.

Oben ist erwähnt, daß für die Eisenbewehrung des Fundamentes zur Aufnahme der aus den Bergsenkungen herrührenden Kräfte eine Spannung von 2400 kg/cm² zugelassen wurde. Trotzdem wurde die Eisenbewehrung noch sehr stark, so daß ihre Unterbringung in dem schmalen oben zur Verfügung stehenden Querschnitt schwierig war. Um den Zusammenhang der weit voneinander getrennten Zug- und Druckzone miteinander zu gewährleisten, wurden senkrecht hängende Schubeiseneinlagen angeordnet (Abb. 4). Sie reichen nicht bis zur Sohle, weil dort die Betondicke für die Aufnahme der Schubkräfte ausreicht. In der unteren Kegelschale, in der die Hauptkräfte auftreten, sind die Eisen in zwei Lagen untergebracht, weil die Wanddicke, obgleich sie etwa 1,20 m beträgt, zur Anordnung in einer Lage nicht ausreicht (Abb. 12 u. 13). Bei dem übrigen Teil ist die Hauptzugbewehrung in einer Lage, und zwar am äußeren Rande verlegt.

Dem Aufbau des Betons wurde mit Rücksicht auf seine Wasserdichtigkeit ein besonderes Augenmerk zugewendet. Unter Verzicht auf die Beimischung eines wasserdichtenden chemischen Mittels zum Mörtel wurde dem in natürlicher Mischung angelieferten Kiessand eine solche Menge von Kies zugesetzt, daß die Siebkurve der Zuschläge in dem in den amtlichen Eisenbetonbestimmungen 1932 mit „besonders gut" bezeichneten Bereich lag. Während des Einbringens des Betons mit Hilfe eines Gießturmes als Gußbeton (Abb. 14) wurde die Schalung gerüttelt, und zwar mit Preßlufthämmern, weil man bei ihrer Verwendung von dem Arbeitseifer der mit dieser Tätigkeit beauftragten Arbeiter weniger abhängig war. Damit die Fallhöhe des Betons nicht zu groß wurde, erhielt die innere Schalung senkrechte Schlitze (Abb. 14 links), durch die der Beton eingeschüttet wurde. Abb. 15 zeigt die beiden Behälter kurz vor Beendigung der Eisenbetonarbeiten.

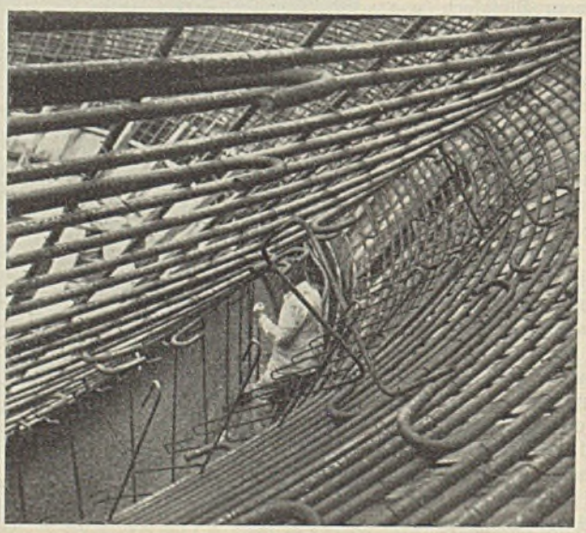


Abb. 13.

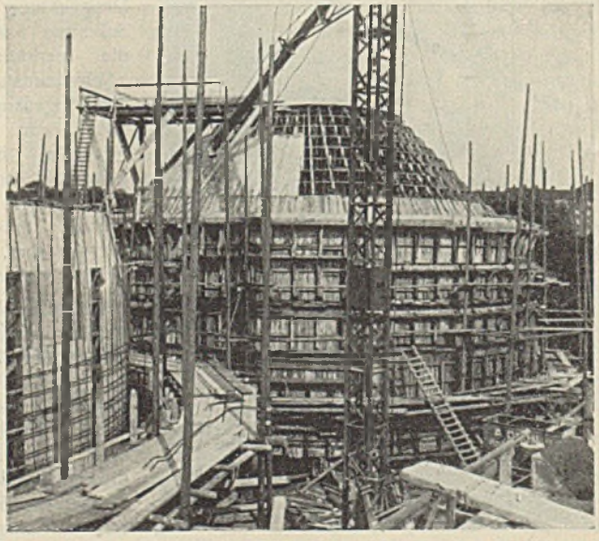


Abb. 14.

Die Behälter wurden von innen zunächst mit einem wasserdichten Zementputz und dann im Spritzverfahren mit einer Schutzschicht aus Bitumen versehen, die den Beton gegen etwaige Angriffe des Faulschlammes schützen und eine zusätzliche Wasserdichtigkeit der Wände geben soll. Da Anstrichmittel, die eine Lösung von Bitumen in Solventnaphta oder dergleichen darstellen, in geschlossenen Räumen zu einer Gesundheitsschädigung der Arbeiter und zu einer Explosion führen können, wurde als Anstrich eine Bitumenemulsion verwendet. Die für den Betrieb vorgesehenen Rohrleitungen im Innern der Behälter wurden zum Schutze gegen Rostangriff in Beton eingehüllt.

Die hohe Belastung des Untergrundes ließ es als wünschenswert erscheinen, während der Bauzeit und bei der Inbetriebnahme genaue Setzungsmessungen anzustellen. Über diese Messungen und die vorhergehenden Baugrundprobebelastungen soll später berichtet werden.

Die Baukosten der beiden Behälter mit sämtlichen Betriebseinrichtungen haben rd. 194 000 RM betragen, so daß 1 m³ Faulraum rd. 44 RM kostet. Demgegenüber haben die Baukosten bei früher errichteten Faulbehältern betragen:

für einen langgestreckten Faulbehälter mit 1450 m³ Inhalt (Behälter V der Kläranlage Essen-Nord[3]) . . . . . 72,40 RM,

für mehrere zylindrische Einzelbehälter mit insgesamt 3600 m³ Fassungsvermögen (Faulbehälter der Kläranlage Gelsenkirchen[7]) . . . . . 62,— RM.

Die geringeren auf die Raumeinheit bezogenen Kosten der neuen Faulbehälter hängen mit dem größeren Gesamtinhalt und, wie eingangs erwähnt, mit der Umdrehungsform zusammen, bei der die Baustoffe der Wände statisch voll ausgenutzt werden.

[7]) Blunk, Schlammbehandlung auf der Kläranlage Gelsenkirchen-Nord Gesund.-Ing. 1930, Heft 16.

Die Hauptarbeiten führte die Firma A. Diehl AG, Essen, in den Jahren 1931 und 1932 aus. Die Fertigstellung zog sich wegen der Schwierigkeit der Geldbeschaffung bis Oktober 1933 hin. Der Entwurf

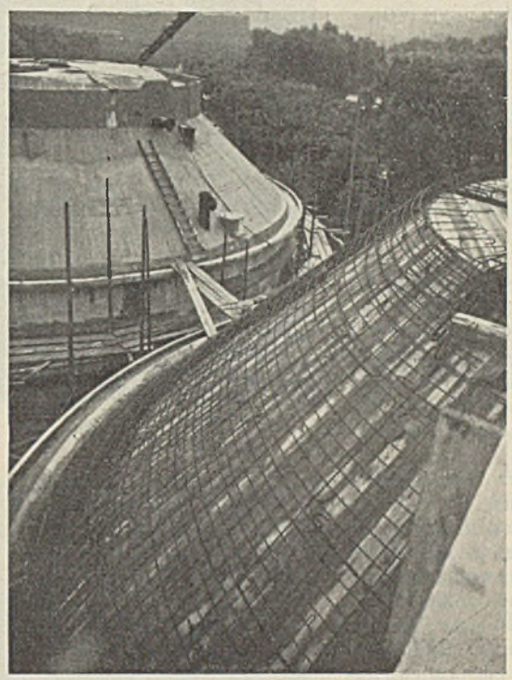


Abb. 15.

wurde im Abwasseramt der Emschergenossenschaft, Vorstand Marinebaurat Dr.-Ing. Prüß, aufgestellt. Die Einzelbearbeitung und die Bauleitung lagen in den Händen des Verfassers.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1934.

Von Ministerialdirektor Dr.-Ing. ehr. Gährs.

(Schluß aus Heft 19.)

So günstig für alle diese Bauten das Bauwetter und die niedrigen Wasserstände für den Baufortschritt an sich waren, so brachten die ungewöhnlich niedrigen Wasserstände auch eine unerwartete Erschwerung dadurch, daß die Anfuhr von Baustoffen und auch die Gewinnung von Sand und Kies durch Baggerungen im Flußbett vielfach sehr erschwert waren. Zum Teil mußten hier statt der Schiffe Lastautos zur Anfuhr eingesetzt werden. Doch gelang es an allen Baustellen, Störungen im Baufortschritt zu vermeiden.

Bei der Staustufe Rothenfels waren die Erdarbeiten an der Schleuse im freiwilligen Arbeitsdienst schon 1933 begonnen worden. An dieser Baustelle, sowie bei der nächsten Stufe in Steinbach wurden im Frühjahr die übrigen Arbeiten im Unternehmerbetrieb fortgesetzt bzw. neu begonnen. Bei der Staustufe Steinbach bringen es die örtlichen Verhältnisse mit sich, daß verhältnismäßig große Flächen, teils Wiesen, teils Äcker in hinteren Mulden aufgefüllt werden müssen. Eine Entwässerung durch einen etwa 3 km langen Unterwassergraben wäre hier an sich möglich gewesen. Da jedoch erfahrungsgemäß durch solche Entwässerungsgräben nicht immer die gewünschte Wirkung erzielt wird, so wurde es vorgezogen, die an sich vorhandenen reichlichen Abtragmengen zur Auffüllung zu verwenden. Obwohl dieses Verfahren teurer ist, so rechtfertigt es sich, volkswirtschaftlich gesehen, doch aus Gründen, die in der landwirtschaftlichen Bewirtschaftung und in der Berücksichtigung der Belange der Fischerei liegen. Einmal bleibt die landwirtschaftliche Bewirtschaftung der betroffenen Flächen unverändert oder wird verbessert, während sonst die Gefahr einer Verschlechterung bestand; sodann werden die Abtragmassen nutzbringend für die Auffüllung verwertet, während sie sonst hätten in Altwässern abgelagert werden müssen, deren Erhaltung wieder im Interesse der Schiffahrt und der Fischerei liegt. Die in Betracht kommenden Flächen werden aufgefüllt und mit einer für die landwirtschaftliche Bewirtschaftung ausreichenden Humusschicht in einer Dicke von 60 cm überdeckt, wovon 30 cm auf besten Mutterboden und 30 cm auf Lößboden entfallen.

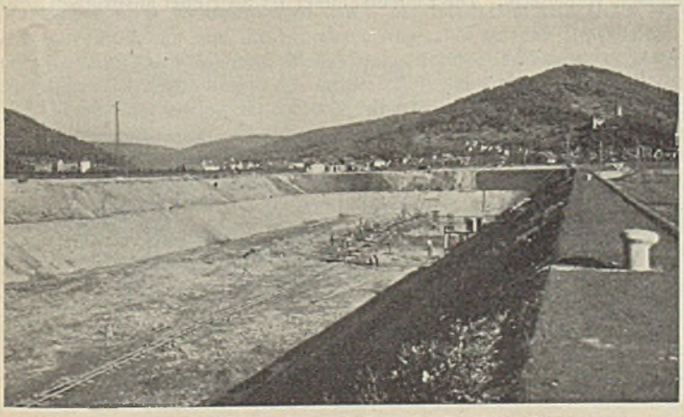


Abb. 74. Schutzhafen Gemünden.
Blick vom Schutzdamm in das Schleusenbecken.

Der Umfang der an den Baustellen abschnittweise fortschreitenden Bauarbeiten ist aus folgenden Zahlenangaben ersichtlich. An jeder Staustufe werden erforderlich:

Erdarbeiten einschl. der Baggerungen	400 000 bis 500 000 m³
Bruchsteine für Pflasterungen	40 000 „
Beton und Eisenbeton	65 000 „
Hausteinmauerwerk	1 800 „
Stahl und Stahlkonstruktion	1 300 t
Maschinen	900 t.

Die Zahl der auf den Baustellen der Mainkanalisierung gleichzeitig beschäftigten Arbeiter betrug:

1932	997 Arbeiter
1933	2067 „
1934	3385 „ .

Hierin sind 1933 und 1934 500 bis 700 Mann des freiwilligen Arbeitsdienstes enthalten. Im Winter 1933/34 sank die Zahl der Beschäftigten während der strengsten Frostzeit auf etwa 1400 Mann, betrug jedoch kurz darauf schon wieder 1730 Mann. Daraus geht hervor, daß Arbeitseinschränkungen nur in verhältnismäßig geringem Umfange vorgenommen werden mußten.

Die Anzahl der auf den Baustellen geleisteten Tagschichten betrug:

1932 . . 207 000
1933 . . 435 000
1934 . . 476 000
(bis 1. Oktober 1934).

Nicht enthalten sind in diesen Zahlen die beträchtlichen mittelbaren Tagschichten, die bei Lieferung der Baustoffe, wie Zement, Traß, Sand, Kies, Bruchsteine, Hausteine und Stahl, anfallen, ferner die Belebung, die durch die Lieferung der in Stahlkonstruktion auszuführenden Wehr- und Schleusenverschlüsse, der Wehrstege, der elektrischen Antriebe den einschlägigen Lieferfirmen zuteil wird.

Der freiwillige Arbeitsdienst ist, wie erwähnt, bei den Erdarbeiten der Schleuse Rothenfels eingesetzt worden. Eine zweite Arbeit größeren Umfangs ist von ihm im Schutzhafen Gemünden (Abb. 74) zur vollen Zufriedenheit des Bauherrn ausgeführt worden. Es wurden dort alle vorkommenden Arbeiten, die Förderung des ungebundenen und gebundenen Materials und die Pflasterarbeiten, im freiwilligen Arbeitsdienst ausgeführt. Der Transport der Erdmassen wurde durch einen Unternehmer besorgt, ebenso stellte dieser die notwendige Aufsicht und die Vorarbeiter. Der Schutzhafen ist 215 m lang und 40 m breit. Die Wassertiefe ist im vorderen Teil auf 2,60 m, im rückwärtigen 90 m langen Teil auf 2,50 m unter 90 cm Lohrer Pegel, dem maßgebenden Niederwasser bei abgesenktem Stau, bemessen; die Tiefe der 25 m breiten und rd. 200 m langen Einfahrt liegt 3 m unter dem Stau der Haltung Steinbach. Damit ist allen im Betriebe möglichen Fällen Rechnung getragen. Der Hafen wird durch einen Schutzdamm vom Main getrennt, dessen Krone 70 cm über das höchste bekannte Hochwasser vom Jahre 1845 gelegt ist. Der Schutzhafen Gemünden wird noch während des Winters dem Betrieb übergeben werden können. Bei beiden Arbeiten des Arbeitsdienstes Rothenfels und Gemünden sind die Leistungen durchaus befriedigend. Zu niedrig eingeschätzt wurde von Anfang an die Zahl der für den inneren Dienst der Lager erforderlichen Arbeitskräfte, so daß die Zahl der auf der Baustelle eingesetzten Arbeitskräfte beträchtlich niedriger war, als in den Bauprogrammen angenommen wurde. Hierdurch haben sich die Bauzeiten verlängert.

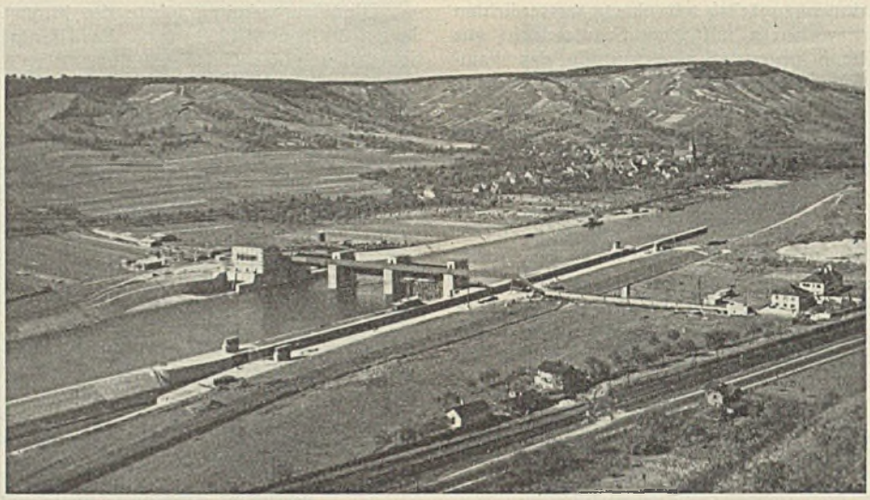


Abb. 75. Staustufe Erlabrunn. Gesamtansicht.

Abb. 76. Staustufe Guttenbach. Gesamtansicht der Baustelle von UW.

Einen wesentlichen Bestandteil der Mainkanalisierung bilden auch die Baggerungen der 36 m breiten Schiffahrtrinne. In den oberen Teilen der Haltungen beträgt die Baggertiefe 1 m bis 1,5 m. Wegen der mangelnden Geldmittel mußten die Baggerungen anfänglich etwas zurückgestellt werden, konnten aber in den Jahren 1933 und 1934 auch in den unteren Haltungen nachgeholt werden. So sind im Laufe des Jahres 1934 folgende Massen gebaggert:

In den Haltungen

Obernau . . .	34 000 m³
Kleinwallstadt .	44 000 „
Klingenberg . .	93 000 „
Kl. Heubach . .	90 000 „
Freudenberg . .	60 000 „.

Damit werden die unteren fünf Stufen auch im Schiffahrtsweg vollendet und damit vollständig betriebsfertig.

Gegen Ende des Jahres ging die einige Kilometer unterhalb Würzburg gelegene Staustufe Erlabrunn in Stau (Abb. 75). Im Jahre 1934 sind hier noch das Kraftwerk und das dritte Wehrfeld im Tiefbau und Hochbau vollendet und die Turbinen und elektrischen Einrichtungen in sehr kurzen Fristen montiert worden. Eingebaut ist nur eine einzige Kaplan-Turbine mit Schirmgenerator. Sie verarbeitet bei 3,74 m Gefälle 92 m³/sek und leistet 3750 PS. Der Laufrad-Durchmesser beträgt rd. 4,7 m. Die mittlere Jahresleistung ist zu 16,3 Mill. kWh berechnet. Die Ausführung ist in konstruktiver Hinsicht bemerkenswert und neu gegenüber früheren Konstruktionen. Die Turbine und das Polrad des Generators sitzen auf gemeinsamer, ungeteilter Welle ohne Kupplung. Das Spurlager der Welle sitzt auf dem Turbinendeckel auf. Die Last wird auf den Turbinenring übertragen, der seinerseits mittels der Stützschaufeln des Leitapparates die schweren Gewichte von Turbine und Generator unmittelbar auf die Fundamente abstützt. Die Generatorfüße, die nur noch das Gewicht des Generatorgehäuses zu tragen haben, sitzen auf einem Zwischentragring, der sich gleichfalls auf die Stützschaufeln und damit auf die Fundamente abstützt. Es werden hierdurch Ersparnisse in baulicher Hinsicht erzielt, weil die schweren Tragbalken, auf die früher der Generator abgesetzt werden mußte, wegfallen. Auch wird durch die gemeinsame Welle die Montage vereinfacht. Die Einlaufkammer ist als Heber ausgebildet; hier-

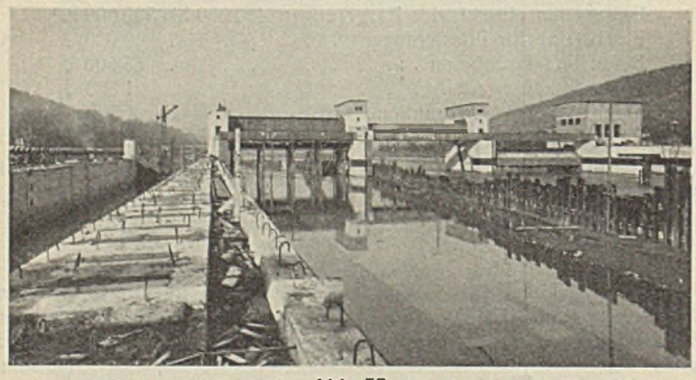


Abb. 77.
Staustufe Neckarzimmern. Schleuse, Wehr und Kraftwerk von OW.

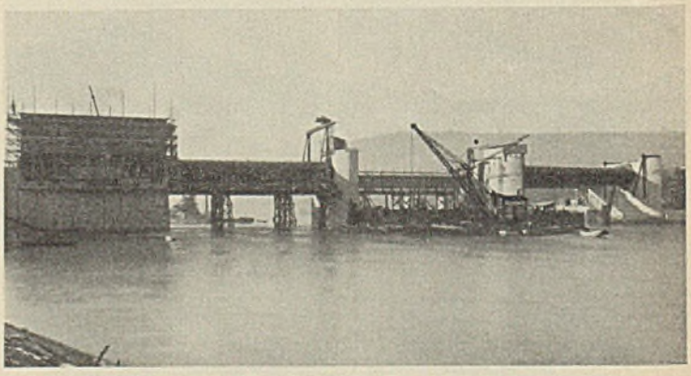


Abb. 78. Staustufe Gundelsheim.
Kraftwerk und Wehr mit Fahrbrücke im Bau.

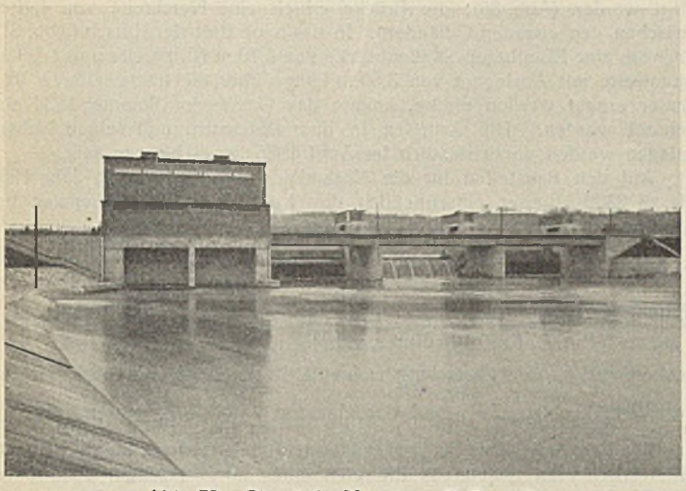


Abb. 79. Staustufe Münster. II. Bauteil.
Kraftwerk und Wehr mit Straßenbrücke bei Hofen von UW.

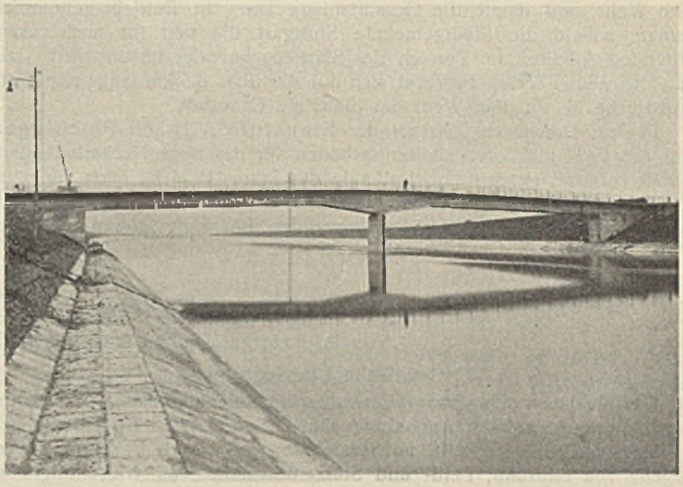


Abb. 80. Staustufe Altbach-Plochingen.
Neckardurchstich bei Deizisen mit Feldwegbrücke.

durch können die Einlaufschützen entfallen. Das Ansaugen wird durch Luftpumpen betätigt, das Abstellen des Wassers durch Ventile. Die Turbine kann in der gleich kurzen Zeit wie bei schneller fallenden Einlaufschützen in etwa 12 sek abgestellt werden.

9. Die Neckarkanalisierung.

Die von Mannheim aufwärts bisher für Großschiffahrt und Kraftnutzung ausgebaute Neckarwasserstraße mit sieben Staustufen wurde auch im Berichtsjahr von großen Schiffen befahren und die in dieser Strecke erzeugte elektrische Energie ebenso wie an den weiter oberhalb bereits fertigen sechs Staustufen restlos ausgenutzt und verwertet.

Im Frühjahr 1934 wurden für die seit Ende 1932 im Bau begriffenen Staustufen Guttenbach, Neckarzimmern und Gundelsheim in der Strecke Mannheim—Heilbronn die zu ihrer Fertigstellung noch fehlenden Arbeiten öffentlich ausgeschrieben und vergeben.

Die Kraftwerke erhalten bei allen drei Stufen nur je eine Kaplan-Turbine mit 80 m³ Schluckfähigkeit. Die Jahreserzeugung dieser drei Werke ist im Durchschnitt zu 57,5 Mill. kWh errechnet; der Strom wird mit 100 kV Spannung, wie von den unterhalb gelegenen fünf Staustufen, von der Rheinisch-Westfälischen Elektrizitätswerk AG abgenommen.

Bei der Staustufe Gundelsheim wird statt des sonst üblichen, 2 m breiten eisernen Bedienungsstegs eine rd. 172 m lange Fahrbrücke mit 6 m Nutzbreite — Gerberträger mit sechs Öffnungen aus Eisenbeton — auf Ansuchen und gegen Ersatz der Mehrkosten durch die drei beteiligten Gemeinden ausgeführt. Mit der Inbetriebnahme dieser Brücke kann eine unmittelbar unterhalb der Schleusenausfahrt seither betriebene und für die künftige Schiffahrt ungünstig gelegene Wagenfähre eingehen. Im Herbst 1934 ist auch die einzige Schiffbrücke im Neckar außer Betrieb gesetzt und als Ersatz für sie vom Lande Baden bei Diedesheim-Obrigheim eine stählerne Straßenbrücke erbaut worden, zu deren Ausführung die Neckarbauverwaltung die Aufwendungen beigetragen hat, die ihr durch die Änderungen an der alten Schiffbrücke (Motorisierung, Verlegung der Anfahrten usw.) infolge der Kanalisierung des Neckars erwachsen sein würden. Dank der außerordentlich niederen Wasserstände des Neckars im zweiten Teil des Jahres 1934 konnten die Arbeiten an den drei Staustufen Guttenbach, Neckarzimmern und Gundelsheim gut gefördert werden. Bis Jahresende waren in Guttenbach (Abb. 76) die restlichen Bauarbeiten (Kraftwerk, zwei Wehröffnungen usw.), bei Neckarzimmern (Abb. 77) die letzte Wehröffnung und die Schleusenanlage bis auf den Unterhafen, bei Gundelsheim (Abb. 78) zwei Wehröffnungen und das Kraftwerk bis über Maschinenhausboden sowie der größere Teil der Fahrbrücke am Wehr in der Hauptsache fertiggestellt. Im Kraftwerk Neckarzimmern ist der Einbau der maschinellen Ausrüstung (Turbine und Generator) im Gange. Die im Zusammenhang mit dem Bau der einzelnen Staustufen auszuführenden Ufersicherungen und Sohlenbaggerungen schreiten programmgemäß vorwärts. Vom Baggergut wird das geeignete Kiessandmaterial in Aufbereitungsanlagen gewaschen, gequetscht, nach einzelnen Korngrößen sortiert und hernach zur Herstellung des Betons für die einzelnen Bauwerke verwendet. Der größte Teil der Betonmassen wird mit Traßportlandzement als Rührbeton ausgeführt. Unterhalb Haßmersheim wird im linken Neckarvorland, im künftigen Stau der Staustufe Neckarzimmern mit dem freiwilligen Arbeitsdienst ein Tankhafen ausgehoben, der für sechs große Schiffe Raum bietet.

Die drei Staustufen Guttenbach, Neckarzimmern und Gundelsheim werden im Sommer 1935 fertiggestellt sein. Dann kann die 113 km lange Strecke Mannheim—Heilbronn mit 1200-t-Schiffen befahren werden, nachdem die auf Gundelsheim folgende Staustufe Neckarsulm und von der nächsten Staustufe Heilbronn der 2,4 km lange untere Teil des dortigen Durchstichs für den Güterumschlag schon früher erstellt worden sind.

Auch oberhalb Heilbronn konnten 1934 die Arbeiten in der Staustufe Münster, II. Bauteil, und an dem Durchstich Deizisau der Staustufe Altbach-Plochingen gut gefördert werden.

Diese Arbeiten, die zunächst der Flußregulierung, dem Hochwasserschutz und der Kraftnutzung dienen, werden nach dem Gesamtplan für die Neckarkanalisierung mit erheblichen Beiträgen des Landes Württemberg sowie der interessierten Gemeinden und im übrigen so ausgeführt, daß später jederzeit ohne weiteres die für die Schiffahrt notwendigen Anlagen eingefügt werden können.

Einzelheiten über die im Bau begriffenen Anlagen sind im Jahresbericht für 1933[1]) enthalten, worauf hiermit verwiesen wird.

An der Staustufe Münster wird als Fortsetzung der bereits auf über 12 km langen regulierten Strecke Obertürkheim—Cannstatt—Münster die 5 km lange Neckarstrecke Münster—Hofen—Mühlhausen ebenfalls reguliert, verbreitert, mit Uferdämmen eingefaßt und in den Böschungen befestigt, damit künftighin in dem besonders stark besiedelten Neckargebiet bei Groß-Stuttgart auch die größten Hochwasser ohne Ausuferung abfließen können. Die Erdarbeiten sind im wesentlichen beendet. Das neue Wehr (Abb. 79) mit Straßenbrücke, das neben dem Wehr gelegene Kraftwerk nebst maschineller Ausrüstung mit zwei Turbinen, Generatoren usw., die neue Straßenbrücke unterhalb Münster und die neue Straße zwischen den beiden Brücken mit Anschlüssen nach Münster und Mühlhausen sind fertiggestellt. Der Stausee im rechten Neckarvorland oberhalb des Wehrs ist im großen und ganzen planmäßig ausgeführt. Die Höherlegung der alten Straße am linken Neckarufer zwischen Münster und Mühlhausen ist bis über die Stauhöhe des neuen Wehrs fertig. Das

[1]) Bautechn. 1934, Heft 22, S. 280.

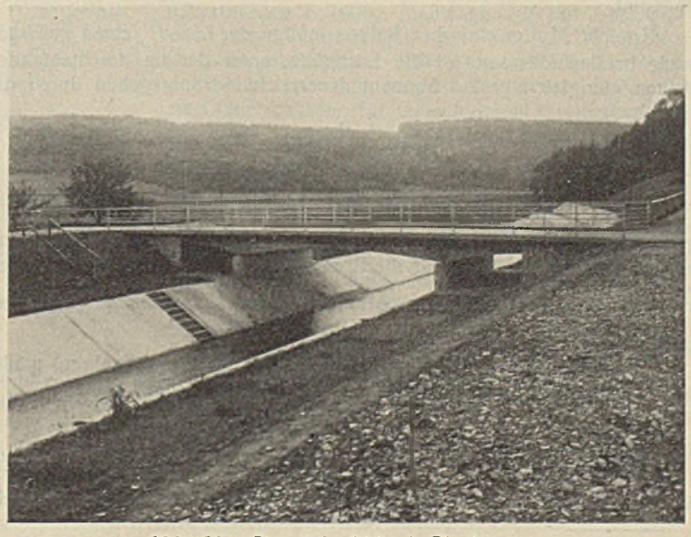


Abb. 81. Staustufe Altbach-Plochingen.
Neues Körschbett mit Straßenbrücke.

neue Wehr und damit die Gesamtanlage kann in Betrieb genommen werden, sobald die Stadtgemeinde Stuttgart die von ihr noch auszuführenden Arbeiten im Bereich des Stausees beendet haben wird. Der Stau des neuen Wehrs erstreckt sich auf die über 6,5 km lange regulierte Flußstrecke bis zu dem Wehr der Staustufe Cannstatt.

In dem Durchstich Deizisau der Staustufe Altbach-Plochingen sind die Erd- und Ufersicherungsarbeiten für das neue Neckarbett plangemäß vorwärts geschritten. Im Laufe des Jahres 1934 ist auch die neue Feldwegbrücke — ein durchlaufender Eisenbetonträger über zwei Öffnungen von je 37 m l. W. mit auskragenden Böschungsflügeln — ausgeführt worden (Abb. 80); die Brücke erhielt eine Nutzbreite von 4,40 m zwischen den eisernen Geländern. In das neue Bett der Körsch (Abb. 81), über die eine Eisenbeton-Straßenbrücke von 8,70 m Nutzbreite und 10,50 m Stützweite mit Auslegern von 3,50 m Länge über die beiderseitigen Vorländer erbaut werden mußte, konnte das Wasser im Sommer 1934 eingeleitet werden. Die Arbeiten in dem Durchstich und seinen Nebenanlagen werden voraussichtlich im April 1935 abgeschlossen sein.

Auf den Baustellen für die Neckarkanalisierung sind im Jahr 1934 bis zu 2300 Arbeiter einschließlich des freiwilligen Arbeitsdienstes beschäftigt worden.

Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zum Traglastverfahren.

Von Privatdozent Dr. sc. techn. F. Stüssi und Dr. sc. techn. C. F. Kollbrunner, Zürich.

1. Theoretische Überlegungen.

Das Traglastverfahren zur Bemessung von durchlaufenden Balken aus Baustahl beruht auf der Auffassung, daß nach Erreichen der Fließgrenze in einem Balkenquerschnitt, auf Grund des plastischen Verformungsvermögens von Baustahl, Feld- und Stützenmomente sich vollständig ausgleichen. Erst in diesem Zustande ist die Tragfähigkeit erreicht: Sie beträgt somit für jedes Feld das Doppelte der Tragfähigkeit des einfachen Balkens, unabhängig von Ausbildung und Belastung der Nebenfelder.

Die Betrachtung von bekannt gewordenen Versuchsergebnissen zeigt dagegen, daß der durchlaufende oder eingespannte Balken nicht ganz die doppelte Tragfähigkeit des einfachen Balkens erreicht, der Momentenausgleich somit kein vollständiger ist. So beträgt z. B. bei den Versuchen von Maier-Leibnitz[1]) beim Versuchsträger 11 (eingespannter Balken)

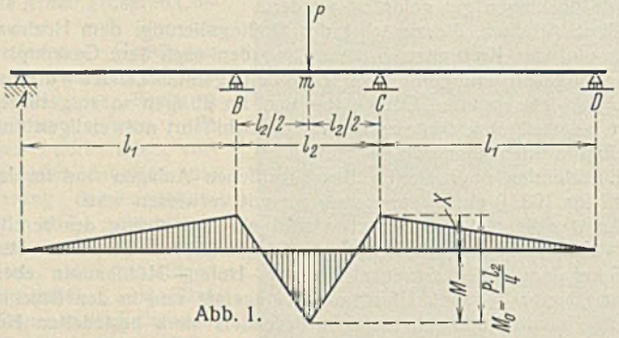


Abb. 1.

$P_v = 15{,}0$ t, beim Versuchsträger 11a (einfacher Balken) $P_v = 17{,}15$ t, während bei strenger Gültigkeit der Plastizitätstheorie die beiden Werte gleich groß sein müßten.

In einem über drei Felder durchlaufenden Balken nach Abb. 1, mit einer Einzellast in der Mitte des Mittelfeldes, beträgt das Stützenmoment X nach der Elastizitätstheorie

$$X = -\frac{3 \cdot l_2}{4 \cdot l_1 + 6 \cdot l_2} \cdot M_o = -\alpha \cdot M_o \tag{1}$$

und das Feldmoment M

$$M = (1 - \alpha) \cdot M_o, \tag{2}$$

wobei $M_o = \frac{P \cdot l_2}{4}$ das größte Biegungsmoment im einfachen Balken bedeutet.

Erreicht M_o im einfachen Balken infolge der Last P_o einen gewissen maßgebenden Wert, so ist die Lastgröße, unter der im durchlaufenden Balken ein gleich großes Moment M erreicht wird, gegeben durch die Beziehung

$$P = \frac{1}{1 - \alpha} \cdot P_o. \tag{3}$$

In Abb. 2 ist der Verlauf von $\frac{P}{P_o}$ nach der Elastizitätstheorie aufgetragen (Gerade). Bei unbeschränkter Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes würde diese Gerade auch für die Bruchlast gelten. Abb. 2 erstreckt sich von $\frac{1}{1-\alpha} = 1$ (einfacher Balken) bis zu $\frac{1}{1-\alpha} = 2$ (starr eingespannter Balken).

Nach der Theorie des Momentenausgleichs (Traglastverfahren) müßte die Bruchlast gleich der doppelten des einfachen Balkens sein:

$$P = 2 \cdot P_o.$$

Dann würde aber an der Stelle $\frac{1}{1-\alpha} = 1$ ein Sprung von $2 P_o$ auf P_o eintreten. Ein solcher Sprung ist physikalisch undenkbar; in Wirklichkeit wird die Grenzbelastung nach einer Kurve C verlaufen, die zwischen der Waagerechten $2 P_o$ und der Geraden $\frac{1}{1-\alpha} \cdot P_o$ liegen wird.

Die Bemessung von Baukonstruktionen hat den Zweck, eine bestimmte Mindestsicherheit gegen das Eintreten eines unerwünschten Spannungs- oder Verformungszustandes zu gewährleisten. Bei der Durchführung von Versuchen zeigt sich, daß vor einer Materialzerstörung (Bruch) ein Zustand eintritt, bei dem der Balken sich ohne Laststeigerung weiter durchbiegt. Dieser Zustand dürfte als Grenzzustand der Tragfähigkeit angesehen werden. Die Konstruktionspraxis muß außerdem eine Sicherheit gegen das Eintreten bleibender Formänderungen fordern. Die nachfolgenden Versuchsergebnisse werden zeigen, daß durchlaufende Balken nach Abb. 1 bei verschiedenen Seitenfeldspannweiten l_1 einander sowohl in bezug auf Tragfähigkeit wie auch auf bleibende Durchbiegungen nicht gleichwertig sind.

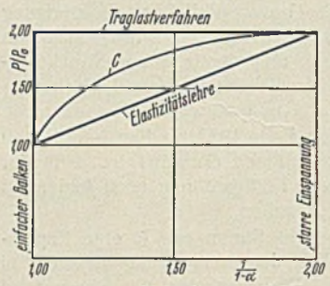


Abb. 2.

Zur Beurteilung der versuchstechnisch festgestellten Kurven über den Verlauf der Momente M und X sowie der Durchbiegungen wurden diese vorher berechnet. Der Gang dieser Berechnung sei hier skizziert:

Ein Tragwerk nach Abb. 1 unterliegt auch im unelastischen Bereich den Gleichgewichts- und Elastizitätsbedingungen der Baustatik. In diesem Falle bedeutet die Elastizitätsbedingung, daß die Biegungslinie des Balkens über den Mittelstützen stetig verlaufen muß, d. h., daß die Querschnittsverdrehung τ''_B über dem Auflager B des Mittelfeldes l_2 gleich der Auflagerverdrehung τ'_B des Seitenfeldes l_1 sein muß.

Infolge eines Biegungsmomentes M erleiden zwei um den Abstand „eins" voneinander entfernte Querschnitte eine gegenseitige Verdrehung um den Betrag $\Delta\alpha$. Im elastischen Bereich ist:

$$\Delta\alpha = \frac{M}{E \cdot J}. \tag{4}$$

Die Querschnittsverdrehung τ''_B beträgt bei Symmetrie der Mittelöffnung

$$\tau'_B = \int_B^m \Delta\alpha \cdot dx. \tag{5}$$

Die Querschnittsverdrehung τ'_B (Seitenfeld) ist gleich dem Auflagerdruck B der $\Delta\alpha$- Fläche des Feldes l_1

$$\tau'_B = \frac{1}{l_1} \int_A^B \Delta\alpha \cdot x \cdot dx. \tag{6}$$

Zur praktischen Durchführung der Berechnung wurden für eine dreieckförmige Momentenfläche über der Länge eins die Werte

A = Inhalt der $\Delta\alpha$-Fläche

und B = Größere Auflagerkraft der $\Delta\alpha$-Fläche

in Funktion des Größtmomentes M (bzw. X) berechnet.

In Abb. 3 ist der Verlauf der Werte A und B dargestellt; die ausgezogenen Kurven wurden aus einer Durchbiegungsmessung wie folgt bestimmt: Da die gemessenen Durchbiegungskurven bei Erreichen der Fließgrenze einen scharf ausgeprägten Knick aufweisen, muß an dieser Stelle die Kurve der $\Delta\alpha$-Werte einen Sprung haben. Es wurde angenommen, daß sich die Kurve $\Delta\alpha$ aus den in Abb. 4 skizzierten vier Beiträgen zusammensetze. Aus der Gleichsetzung der Werte B für diese vier Anteile von $\Delta\alpha$ mit vier entsprechenden Werten von B aus gemessenen Durchbiegungen (verbessert um den mutmaßlichen Schubspannungseinfluß), konnten die vier Parameter p der einzelnen Anteile $\Delta\alpha$ bestimmt werden.

Mit den Bezeichnungen der Abb. 5 ergeben sich die Querschnittsverdrehungen

$$\tau''_B = A_M \cdot a - A_X \cdot b \tag{7}$$

$$\tau'_B = l_1 \cdot B_X. \tag{8}$$

---

[1]) Versuche mit eingespannten und einfachen Balken in I-Form aus St 37. Bautechn. 1929, Heft 20, S. 313.

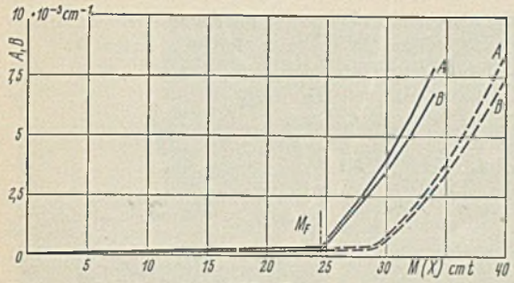


Abb. 3.

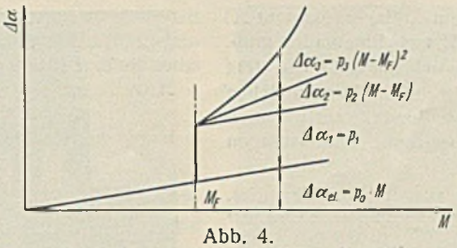


Abb. 4.

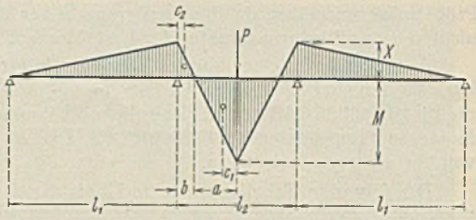


Abb. 5.

Somit liefert die Elastizitätsbedingung bei angenommenen Werten von M und X die zugehörige Stützweite des Seitenfeldes

$$l_1 = \frac{A_M \cdot a - A_X \cdot b}{B_X}, \tag{9}$$

so daß der Verlauf der Momente M und X bei gegebenen Stützweitenverhältnissen durch Interpolation rechnerisch bestimmt werden konnte.

In Abb. 3 sind zum Vergleich auch die Kurven A und B gestrichelt eingetragen, die sich aus dem gemittelten Spannungs-Dehnungs-Diagramm für Zug und Druck ergeben. Daraus ist ersichtlich, daß bei I-Querschnitten die für die Durchbiegungen tatsächlich maßgebenden Querschnittsverdrehungen $\Delta\alpha$ nicht mit den aus dem mittleren Spannungs-Dehnungs-Diagramm bestimmbaren Werten übereinstimmen. (Im Versuchsbericht wird dieser Punkt nochmals kurz erörtert.)

Die größte Durchbiegung des Mittelfeldes ergibt sich mit den Bezeichnungen der Abb. 5 zu

$$f_2^M = A_M \cdot a\left(\frac{l_2}{2} - c_1\right) - A_X \cdot b \cdot c_2, \tag{10}$$

wobei

$$\left.\begin{aligned} c_1 &= \left(1 - \frac{B_M}{A_M}\right) a \\ c_2 &= \left(1 - \frac{B_X}{A_X}\right) b. \end{aligned}\right\} \tag{11}$$

Der Einfluß der Querkräfte ergibt sich im elastischen Bereich zu

$$f_2^q = \frac{M_o}{G \cdot F'}; \tag{12}$$

für $M > M_F$ wurde der Einfluß der größeren Gleitung der Querschnitte in der Fließzone abgeschätzt.

Die Durchbiegung in Mitte des Seitenfeldes l_1 beträgt

$$f_1 = \left(\frac{A_X - B_X}{2} - \frac{\frac{A_X}{2}}{12}\right) l_1^2 \qquad \left(\text{für } \frac{X}{2} < M_F\right). \tag{13}$$

In Abb. 6 sind die Durchbiegungen in Mitte Mittelfeld, in Abb. 7 die Feld- und Stützenmomente für $l_1 = 2\,l_2$ aus den gemessenen Durchbiegungen wie oben angegeben berechnet (ausgezogen), denen, die sich aus dem gemittelten Spannungs-Dehnungs-Diagramm für Zug und Druck ergeben (gestrichelt), gegenübergestellt. F. St.

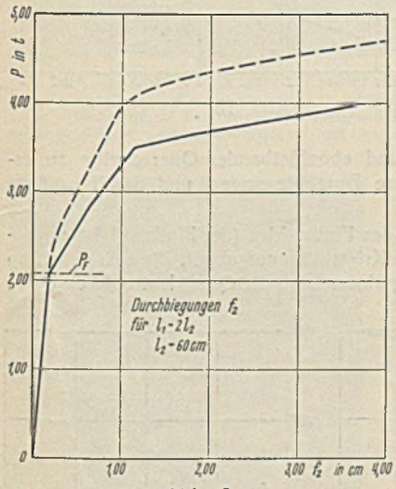


Abb. 6.

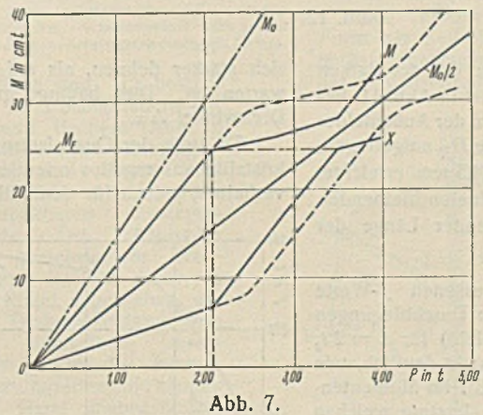


Abb. 7.

2. Versuchsbericht.

Zur Nachprüfung und Ergänzung der theoretischen Überlegungen wurden am Institut für Baustatik an der Eidgenössisch Technischen Hochschule (Prof. Dr.-Ing. L. Karner) von Mitte Oktober bis Mitte Dezember 1934 Versuche mit I-Trägern aus St. 37 durchgeführt[2]).

[2]) Die Versuchsträger wurden uns von Herrn F. Hetzel, Teilhaber der Firma Küderli u. Co., Zürich, in dankenswerter Weise kostenlos zur Verfügung gestellt. Bei den Versuchen arbeitete Dipl.-Ing. Meili mit.

I-Profil:	Höhe	46 mm	$F = 4{,}99$ cm²
	Breite	35 mm	$J_x = 16{,}73$ cm⁴
	Stegdicke	3,6 mm	$W_x = 7{,}28$ cm³.

Sämtliche verwendeten Versuchstäbe entstammten derselben Charge. Das Spannungs-Dehnungs-Diagramm (Zug) wurde mit zwei aus dem Flansch entnommenen Probestäben von 0,80 · 0,38 cm Querschnitt, das Spannungs-Verkürzungs-Diagramm (Druck) mit zwei 6 cm hohen Probestäben (ganzes Profil) bestimmt. Das gemittelte Spannungs-Dehnungs-Diagramm für Zug und Druck ist in Abb. 8 ersichtlich.

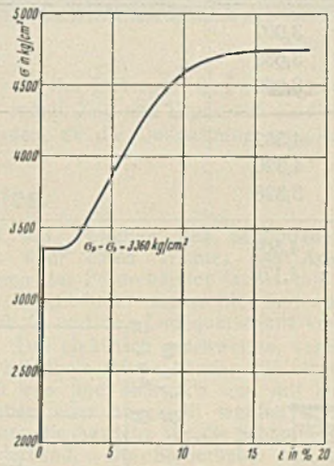


Abb. 8.

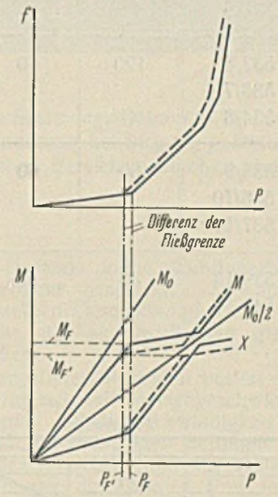


Abb. 9.

Die Versuche wurden mit einer nach dem Prinzip der Hebelübertragung gebauten Maschine ausgeführt. Eine solche Maschine hat gegenüber den allgemein üblichen Öldruckpressen den Vorteil, daß die Kraft P ohne Änderung ihrer Größe den Verformungen des Stabes folgen kann. (Man hat somit die gleichen Verhältnisse wie in der Praxis.)

Mit Rücksicht auf strenge Symmetrie wurden alle vier Auflager als Rollen (Durchmesser = 3 cm) ausgebildet; sie wurden mit leichtflüssigem Öl geschmiert, um Reibungskräfte zu verhindern. Die Last wurde durch ein Schneidenlager mit einem Schneidenhalbmesser von 0,1 cm übertragen. Um ein Kippen zu verhindern, wurden bei der Lastübertragung und über den Auflagern seitliche Führungen angebracht.

Die auftretenden Durchbiegungen wurden mit Huggenberger-Meßuhren (Teilung = 1 : 100 mm), die Dehnungen mit Huggenberger-Tensometer Mod. B (Übersetzung 1 : 1000, Meßlänge = 2 cm) bestimmt, und die Verdrehungen mit Stoppani-Klinometer (1 Trommelteilstrich = 1,17") kontrolliert. Die Feld- und Stützenmomente wurden jeweils aus mindestens zwei Querschnitten für jedes Moment ermittelt, wobei für jeden Querschnitt mindestens zwei Tensometer (Zug- und Druckseite) angebracht waren.

Da oberhalb der Fließgrenze der Einfluß der Zeit auf die Dehnungsvorgänge recht beträchtlich ist, müßte man, um den vollkommenen Beharrungszustand zu erreichen, bei jeder Belastungsstufe äußerst lange warten. Bei den einzelnen Belastungsstufen wurde jedoch nur $^1/_2$ bis 1 Stunde verharrt, und die Durchbiegungen der verschiedenen Meßpunkte wurden in Funktion der Zeit aufgetragen. Da die Endablesungen der Durchbiegungen je Zeiteinheit stets kleiner als 1 bis 2 % der Anfangsablesungen waren, konnte man durch Extrapolation den Beharrungszustand äußerst genau bestimmen.

Obwohl alle Stäbe der gleichen Charge entstammten, wich die Fließgrenze bis zu ± 10 % von der gemittelten Fließgrenze ab. Dies hat zur Folge, daß auch die gefundenen Momente und Durchbiegungen bis zu ± 10 % von den berechneten abweichen können. Die Durchbiegungs- und Momentenkurven sind in diesem Falle theoretisch um den Betrag der Fließgrenze voneinander verschoben (Abb. 9). In Wirklichkeit ist das

Problem verwickelter, da die Fließgrenze über dem Auflager (Moment X) nicht mit der Fließgrenze unter der Last (Moment M) zusammenfallen muß.

Ausgehend von einer Mindestbelastung, die zwischen 0,206 und 0,490 t lag, wurden bei langsamer Laststeigerung an sämtlichen Versuchstäben die Biegungslinie (Meßuhren, Kontrolle mit Klinometer) und die auftretenden Momente (Tensometer) in Funktion der Last P bestimmt. Entlastungen wurden nicht vorgenommen.

Die folgende Tabelle gibt eine Übersicht der ausgeführten Versuche.

Stab Nr.	l_1 cm	l_2 cm	P_w t	Bemerkungen
527/1		60	2,294	einfacher Balken
528/2			2,534	
538/12			2,239	
529/3	180	60	3,930	
530/4			3,639	
531/5			3,591	
532/6	120	60	3,902	
533/7			3,632	
534/8			3,902	
535/9	60	60	4,502	
536/10			4,320	
537/11			3,828	
539/13	30	60	4,508	Abb. 10
540/14			4,170	

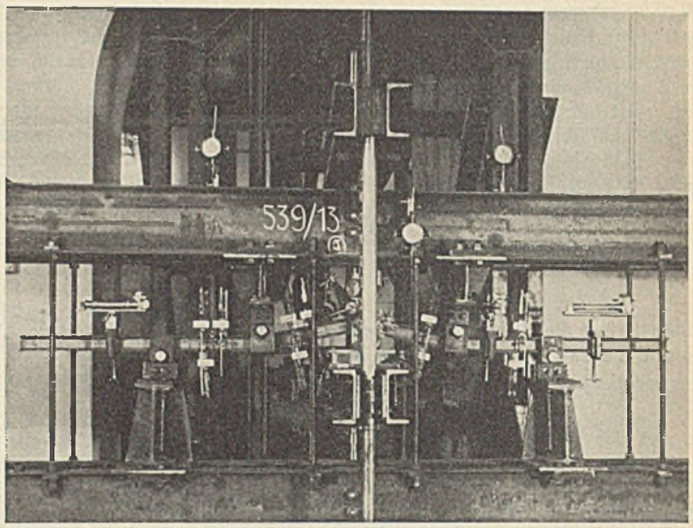


Abb. 10.

Da die anhand des gemittelten Spannungs-Dehnungs-Diagrammes für Zug und Druck berechneten Momente und Durchbiegungen um bis zu 18 % von den versuchstechnisch bestimmten abweichen (Abb. 6 u. 7), wurde der Berechnung der aus drei Stäben von 100 cm Stützweite resultierende Mittelwert der Durchbiegungen zugrunde gelegt (Versuchsanordnung Abb. 16). Die auf Grund der oben angegebenen Überlegung (Abb. 4) berechneten $\Delta\alpha$-Werte wurden mit Klinometer kontrolliert; die Übereinstimmung der berechneten und gemessenen Winkel ist zufriedenstellend.

Dehnungsmessungen über verschiedene Querschnitte ergaben, daß bei den vorliegenden Versuchstäben nach Überschreitung der Fließgrenze die Querschnitte nicht mehr eben bleiben, sondern die gesamten Flanschpartien sich stärker dehnen, als auf Grund ebenbleibender Querschnitte zu erwarten ist. Dies bedingt größere Durchbiegungen und damit größere Drehwinkel $\Delta\alpha$.

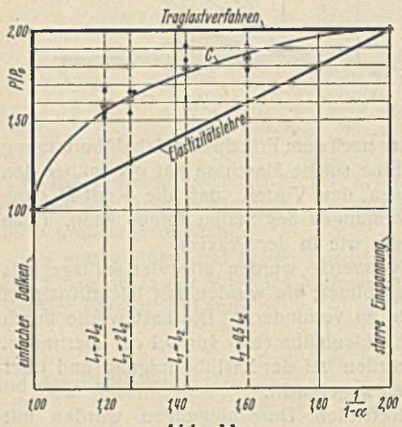


Abb. 11.

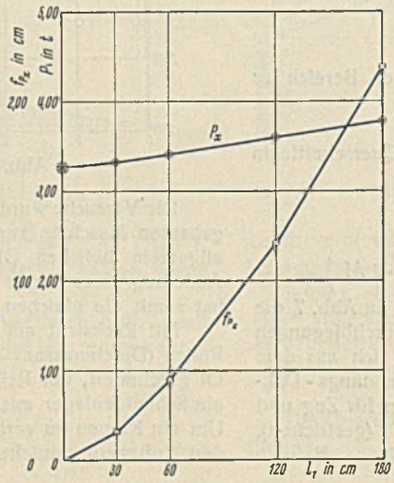


Abb. 12.

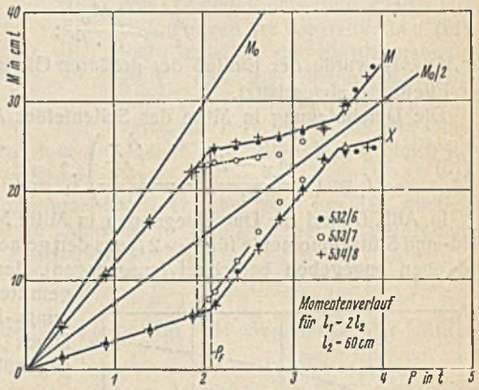


Abb. 13.

Die Grenzbelastungskurve C für die Last P_w, unter der der Balken „weggeht" (Tragkraft = erschöpft, Formänderung = ∞) ist in Abb. 11 dargestellt. In Abb. 12 sind für die verschiedenen Stützweiten der Außenfelder die aus den Versuchen bestimmten Mittelwerte der Kräfte P_X aufgetragen, unter denen das Stützenmoment X den Betrag $M_F = 24{,}5$ tcm erreichte. In derselben Abbildung sind die den Kräften P_X zugeordneten bleibenden Durchbiegungen f_{P_X} eingezeichnet, die mit zunehmender Länge der Seitenfelder stark anwachsen.

In Abb. 13, 14 u. 15 sind die anhand der gemessenen f-Werte berechneten Momente bzw. Durchbiegungen (Abb. 14: Durchbiegungen Mitte Mittelfeld, Abb. 15: Durchbiegungen Mitte Seitenfeld) für $l_1 = 2\,l_2$ und die erhaltenen Versuchspunkte aufgetragen. Man sieht deutlich, wie sich die um etwa 8 % tiefere Fließgrenze des Stabes 533/7 im Momentenverlauf und in den Durchbiegungen bemerkbar macht; letztere weichen im Mittelfelde bis zu 12 % von den berechneten ab.

Vergleicht man die aus den Stäben gleicher Außenfelder bestimmten Mittelwerte mit den aus den gemessenen Durchbiegungen berechneten Werten, so ergeben sich die resultierenden größten Fehler von Versuch und Berechnung für den Momentenverlauf kleiner als 5 % und für die Durchbiegungen kleiner als 8 %. Würde man die verschiedene Lage der Fließgrenze berücksichtigen (Parallelverschiebung der Kurven), so würden die Versuche noch besser mit der Rechnung übereinstimmen.

Da trotz der Quasi-Isotropie des Flußstahles (der Flußstahl ist mirkokristallin aus regellos orientierten Kristalliten aufgebaut, die sich anisotrop verhalten, jedoch für den Fall regelloser Lage die Quasi-Isotropie ergeben,

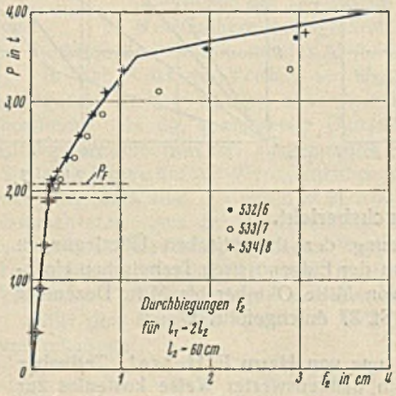


Abb. 14.

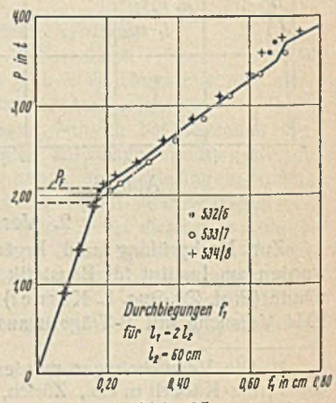


Abb. 15.

d. h. ein nach allen Richtungen praktisch gleiches Verhalten) gleich weit von der Last P und von der neutralen Achse entfernte Punkte nicht gleichzeitig in den Fließbereich treten, wird die Spannungsverteilung über einen Querschnitt eine räumlich äußerst verwickelte. C. K.

3. Zusammenfassung und Schlußfolgerung.

1. Wohl sind im Untersuchungsbereich an der Tragfähigkeitsgrenze sowohl Feld- als Stützenmomente größer als das Moment an der Fließgrenze (M_F), dagegen sind Feld- und Stützenmoment in diesem Zustande nicht gleich groß. Der Momentenausgleich ist nicht vollständig.

2. Die Stützenmomente X können bei von starrer Einspannung wesentlich abweichenden Einspannungsverhältnissen den Wert M_F nur erreichen, wenn die Randdehnungen unter der Last die Fließgrenze wesentlich überschreiten.

3. Die Tragfähigkeit von durchlaufenden Balken aus Baustahl ist nicht nur vom belasteten Felde abhängig. Sie ist, abgesehen von Tragwerken mit „natürlichem Momentenausgleich“ [3]), kleiner als die doppelte Tragfähigkeit des entsprechenden einfachen Balkens. Das Traglastverfahren gibt somit gegenüber einfachen Balken zu große Werte für die Tragfähigkeit, verzichtet also auf eine gewisse innere Tragwerkreserve (Verfestigungsbereich). Nach der Elastizitätstheorie bemessene statisch unbestimmte Tragwerke besitzen dagegen gegenüber statisch bestimmten einen Sicherheitsüberschuß.

[3]) F. Kann, Der Momentenausgleich durchlaufender Traggebilde in Stahlbau. Berlin und Leipzig 1932. Walter de Gruyter u. Co.

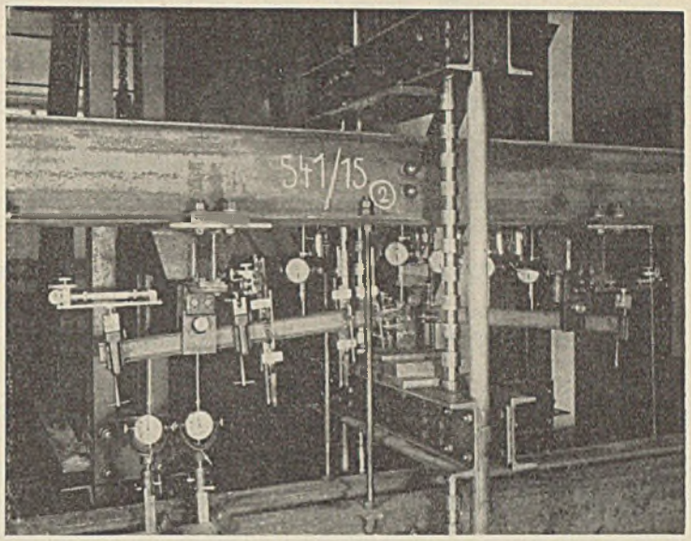


Abb. 16.

4. Bei I-Trägern darf nicht von dem Spannungs-Dehnungs-Diagramm für reinen Zug und Druck auf die Formänderung bei Biegung geschlossen werden, da die Querschnitte im plastischen Bereich nicht eben bleiben.

Vermischtes.

Schnellschaufler. Das Gerät (der H. Fuchs Waggonfabrik AG, Heidelberg) dient zum Umladen von Schüttgütern vom Haufenlager, die in Form von Sand, Splitt, Schotter usw. bei Bauarbeiten meist zu bewältigen sind. Es besteht aus zwei Schöpfrädern mit je acht Bechern (Abb. 1), einem kurzen Zubringerbande und einem heb- und senkbaren und seitlich schwenkbaren Auslegerbande. Die Schöpfräder mit gemeinsamem Drehpunkte werden durch je ein Ritzel angetrieben, die in Triebstockrädern von fast demselben Durchmesser wie die Schöpfräder eingreifen, und können von Hand (Schneckengetriebe und Schraubenspindel) gehoben und gesenkt werden. Auf der Ritzelwelle befindet sich eine Rutschkupplung, damit bei zu großem Schöpfwiderstande der Becher keine Beschädigungen eintreten können. Die Becher geben das Gut über Schurren auf das zwischen den Schöpfrädern laufende kurze Zubringerband, das über einen Trichter das Auslegerband beschickt. Zu beiden Seiten der Förderbänder laufen mit derselben Geschwindigkeit wie die der Flachbänder senkrechte Seitenbänder, die an Druckrollen gleiten (Abb. 2) und den Ladequerschnitt vergrößern.

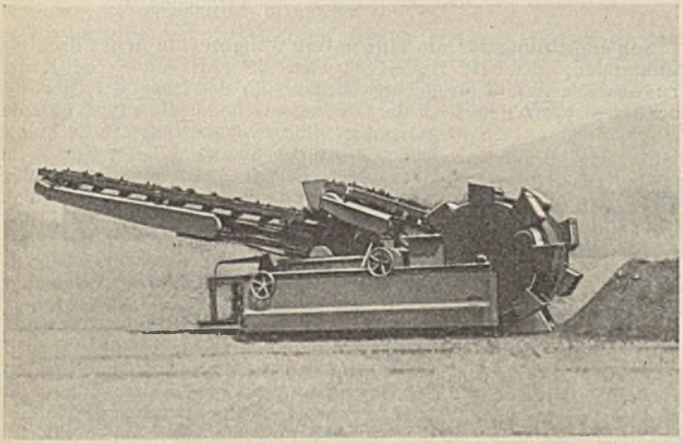


Abb. 1. Schnellschaufler mit zwei Schöpfrädern.
Länge in Fahrstellung 9 m. Größte Höhe in Fahrstellung 2,1 m, in Arbeitsstellung 3,3 m. Breite 1,9 m. Gewicht 8,5 t. Achsabstand des Auslegerförderbandes 5 m. Schwenkwinkel nach beiden Seiten je 60°. Marschgeschwindigkeit vor- und rückwärts 1,2 km/h. Arbeitsgeschwindigkeit 50 m/h.

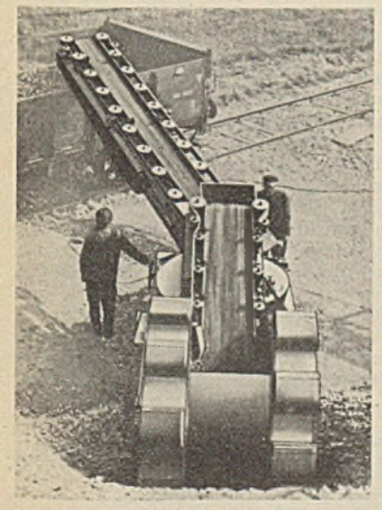


Abb. 2.
Ansicht des Schnellschauflers von oben.

Das elektrisch geschweißte, verbindungsfreie Fahrgestell besitzt zwei nachstellbare Raupenbänder, die einzeln für sich mit Marschgeschwindigkeit vor- und rückwärts und mit langsamer Arbeitsgeschwindigkeit betrieben oder abgestellt werden können. Im Fahrgestell befinden sich ferner die Antriebe für die Schöpfräder, das Zwischen- und das Auslegerförderband. Die Steuerhebel zur Bedienung des Gerätes sind untereinander gegen unsachgemäßes Verstellen gesichert und auf einem Führerstande vereinigt.

Zum Antriebe des Gerätes dient ein Druckluft-, Benzin-, Rohöl- oder Elektromotor von 7 bis 10 PS Leistung. Je nach der Art des Schüttgutes beträgt die Mengenleistung 50 bis 150 (theoretisch bis 200) m³/h. Im praktischen Betriebe ergaben sich als Beladezeiten: für einen 15-t-Eisenbahnwagen 8 bis 12, für einen 10-t-Lastwagenzug 8 bis 12 min und für einen 1-m³-Bauwagen 15 bis 40 sek. R.—

0,3-m³-Umbaubagger. Um auch bei Arbeiten geringeren Umfanges die Vorteile des Baggerbetriebes ausnutzen zu können, ist ein neuer, kleiner Umbaubagger mit 0,3 m³ Löffelinhalt (von Orenstein & Koppel AG) entstanden, der keine Verkleinerung der gewöhnlichen Bagger darstellt, sondern entsprechend seinem besonderen Zweck sich in seinem Aufbau von den Baggern üblicher Größe unterscheidet.

Die verschiedenen Umbauformen des Baggers zeigt Abb. 1. In der Form als Seilschaufler (Schrapper) wird am Baggeroberteil ein Zusatzgerüst angebracht (Abb. 2). Die Schürflinie ändert man durch Verschieben der Gegenseilrollen.

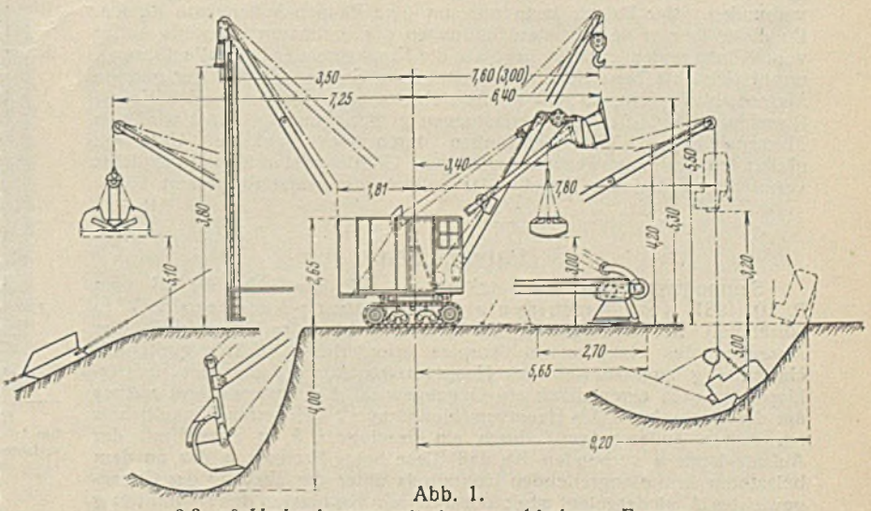


Abb. 1.
0,3-m³-Umbaubagger mit den verschiedenen Formen.

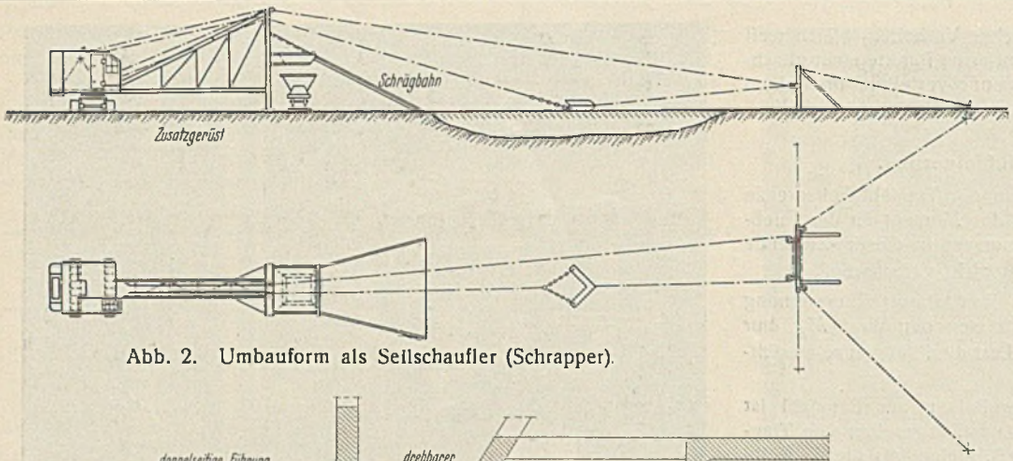


Abb. 2. Umbauform als Seilschaufler (Schrapper).

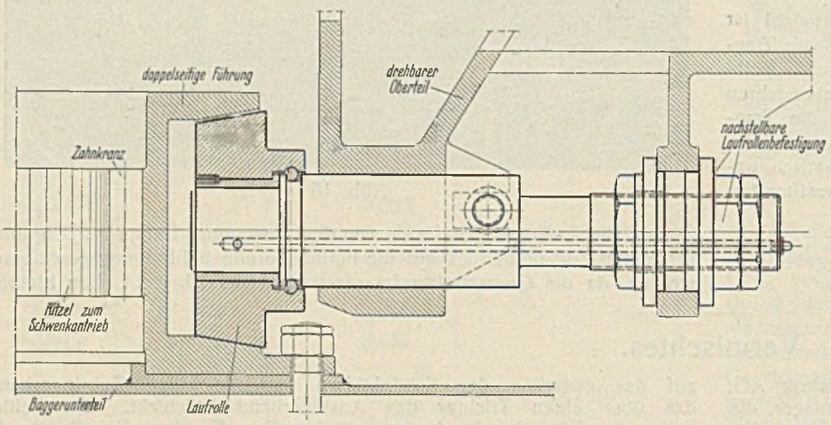


Abb. 3. Laufrolle mit doppelseitiger Führung des Schwenkwerkes.

Zum Antrieb dienen ein Diesel- oder ein Elektromotor, deren Dauer- und Baggerleistungen 30 und 38 PS betragen. Der Brennstoff- und der Kühlwasserbehälter fassen je 40 l. Der Flächendruck unter den Raupen beträgt 0,72 kg/cm². Die Gewichte der Umbauformen sind: Löffelbagger 10,8 t; Tieflöffelbagger 10,65 t; Planierbagger 10,65 t; Schleppschaufelbagger 10,52 t; Ramme 10,7 t; Greifbagger 11,6 t; Stampfer 12,95 t; Kran 10,7 t.

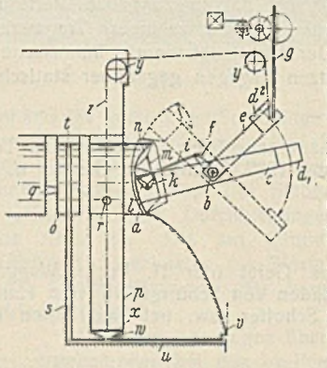
Der Ausleger ist für alle Umbauformen verwendbar. Nur beim Arbeiten mit der Schleppschaufel oder dem Greifer und bei der Form als Kran muß eine Verlängerung vorgenommen werden. Die Winde bleibt immer die gleiche. Da die gefederten, sich selbst reinigenden Raupenketten reibungsfrei arbeiten, wird eine Fahrgeschwindigkeit des Baggers von 4 km/h möglich. Der Löffel des Hochlöffelbaggers besitzt als Verschluß einen gesteuerten Pendelschieber, woraus sich eine größere Ladehöhe ergibt. Beim Tieflöffelbagger wird ein Kipplöffel verwendet, mit dem in jeder Stellung innerhalb seines Arbeitsbereiches das Entleeren möglich ist.

Trotz der verhältnismäßig kleinen Abmessungen besitzt der Bagger eine sehr große Standsicherheit. Im Gegensatze zu allen anderen Baggerbauarten bewegen sich die Laufrollen des schwenkbaren Oberteiles in einer doppelseitigen Führung (Abb. 3), die mit dem Schwenk-Zahnkranz fest am Baggerunterteil verschraubt ist. Die fünf Laufrollen (drei Stück auf der Ausleger- und zwei Stück auf der Gegengewichtseite) sind einzeln für sich nachstellbar. Da sich die Rollen auf keine Weise von der Laufbahn abheben können, pendelt der drehbare Oberteil niemals und verhält sich während des Arbeitens so, als sei er mit dem Unterwagen starr verbunden. Der Bagger kann nur um eine Raupen-Außenkante kippen. Da diese aber in den meisten Stellungen des drehbaren Oberteils weiter vom Königszapfen entfernt liegt als die Kippkante der Laufrollenführung, ergibt sich eine hohe Standsicherheit. Beim Schwenken tritt nur geringe Massenwirkung ein, so daß im Antrieb des Schwenkwerkes eine Kegel-Rutschkupplung, die bei Überlastungen gleitet, genügt. Sonst wird den Massenwirkungen beim Schwenken durch einen auf der Unterlage gleitenden Zahnkranz Rechnung getragen. Gleitlager sind überall möglichst vermieden und durch Kugel- oder Rollenlager ersetzt (insgesamt 25).

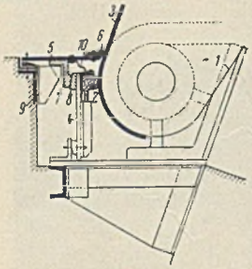
R.—

Patentschau.

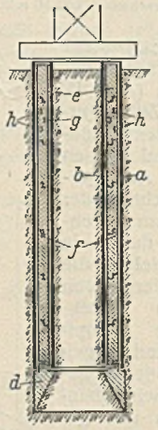
Segmentwehr mit Aufsatzklappe. (Kl. 84a, Nr. 582 838 vom 9. 10. 1931 von Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG in Nürnberg.) Zur Verringerung der beim Aufrichten der Klappe und beim Absenken des Hauptverschlußkörpers erforderlichen Kräfte greift das Hubmittel *g* zum Antrieb des Hauptverschlußkörpers und der Aufsatzklappe an dem einen durch ein Gegengewicht d_2 belasteten Arm *e* eines auf der Drehachse *b* des Hauptverschlußkörpers *a* gelagerten Winkelhebels an, dessen anderer Arm *f* durch ein Gestänge *i*, *k*, *m* derart mit der Aufsatzklappe *n* verbunden ist, daß diese beim Nachlassen des an dem belasteten Arm *e* angreifenden Hubmittels unter der Wirkung des Gegengewichtes d_2 niedergelegt wird; bei weiterem Nachlassen des Hubmittels *g* legt sich dieser Arm *e* mit seinem Gegengewicht d_2 auf den mit einem Gegengewicht d_1 belasteten Kragarm *c* des Hauptverschlußkörpers *a* auf, der durch die beiden Gegengewichte angehoben wird. Der Stauwandträger des Hauptverschlußkörpers *a* ist bei *b* drehbar gelagert und beiderseits mit den starren Kragarmen *c* versehen, von denen einer das Gegengewicht d_1 trägt. Auf der Drehachse *b* ist ein unabhängig vom Verschlußkörper drehbarer Winkelhebel vorgesehen, der am längeren Arm *e* ein Gegengewicht d_2 trägt; am Arm *e* greift eine Zugstange *g* an. Der kürzere Arm *f* des Winkelhebels ist durch eine Lenkstange *i* mit dem einen Arm *l* eines Winkelhebels verbunden, dessen anderer Arm *k* durch einen Lenker *m* mit der Aufsatzklappe *n* verbunden ist. Im Ufermauerwerk od. dgl. sind auf der Oberwasserseite des Wehres die Schächte *o*, *p* einer Wasserteller-anlage angeordnet, die durch Kanäle *q*, *r* mit dem Oberwasser in Verbindung stehen. Vom Schacht *o* führt ein Steigrohr *s* mit einstellbarem Überlauf *t* zu einem in das Unterwasser mündenden Kanal *u* mit Auslaufverschluß *v*. Im Schacht *p*, der bis etwa zum Unterwasserspiegel niedergeführt ist und mit dem Kanal *u* durch den Kanal *w* unmittelbar in Verbindung steht, befindet sich der Wasserteller *x*, der durch ein über Leitrollen *y* geführtes Zugmittel *z* mit dem freien Ende des Armes *e* verbunden ist.



Sohlendichtung für um eine untere waagerechte Achse drehbare Stauklappen. (Kl. 84a, Nr. 591 871 vom 9. 9. 1931 von Fried. Krupp Grusonwerk AG in Magdeburg-Buckau.) In der Höhe der Drehachse einer Stauklappe *1* liegt nach der Oberwasserseite hin ein an einer kippbar gelagerten Stütze *4* befestigter Dichtungsbalken *2* an der Stauwand *3* der Klappe an. Über dem Balken *2* ist eine nachgiebige Platte *5* gelagert, die eine an der Stauwand *3* der Klappe anliegende Lederschlaufe *6* trägt, die Sand u. dgl. zurückhält. An der Unterseite der Platte *5* ist ein Keilstück *7* befestigt, das mit einem Keilstück *8* derart zusammenwirkt, daß beim Abbewegen des Keilstückes *7* sich das Keilstück *8* nach dem Unterwasser zu bewegt und den Dichtungsbalken *2* an die Stauwand *3* anpreßt. Ein Anschlag *9* begrenzt die Bewegung der Platte *5* nach unten. Die Keilstücke werden verstellbar angeordnet, so daß der Druck zum Anpressen des Dichtungsbalkens *2* an die Stauwand *3* regelbar ist. Ein Federblech *10* verhindert das Durchströmen des Oberwassers zwischen Platte *5* und Dichtungsbalken in Richtung der Keile.



Vorrichtung zur Herstellung von Löchern für Ortbetonpfähle. (Kl. 84c, Nr. 588 638 vom 26. 7. 1928 von Cie Intle des Pieux Armés Frankignoul Sté Ame in Lüttich, Belgien.) Das äußere Vortreibrohr *a* und das innere, unverkürzte Vortreibrohr *b* sind auf den die trichterförmige Höhlung enthaltenden Fußring *d* aus Beton aufgesetzt. Zwischen *a* und *b* befindet sich das Betonrohr *e*, das aus Einzelteilen mit Fugen *f* besteht, die alle oder zum Teil ringförmige äußere und innere Einschnitte *g* und *h* aufweisen, um Rippen zur besseren Verankerung zwischen dem Betonrohr *d* und dem Betonpfahl sowie dem Boden zu bilden. Beim Einschlagen der Rohre *a* und *b* in den Boden wird der eindringende Erdkern dem inneren Rohr *b* durch die trichterförmige Höhlung des Fußringes *d* zugeführt und hierbei verdichtet, so daß er sich fest an die Innenwand des Rohres *b* anheftet. Beim Zurückziehen dieses Rohres wird der eingeschlossene Erdkern zwangläufig mitgenommen. Das Innere des Rohres *e* wird hierdurch für den Einguß des Betons freigelegt. Das äußere Rohr *a* wird zum Schluß ebenfalls herausgezogen.



INHALT: Zwei bergbausichere Eisenbetonbehälter von je 2200 m³ Fassungsvermögen. — Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1934. (Schluß) — Beitrag zum Traglastverfahren. — Vermischtes: Schnellschaufler. — 0,3-m³-Umbaubagger. — Patentschau.

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