

## DAS SPRENGLUFTVERFAHREN.

Aus einem Vortrag in der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen.

Von Dipl.-Ing. Frhr. v. Rössing, Berlin.

Unter den modernen Sprengstoffen hat sich in letzter Zeit ein neues Sprengmittel einen Platz an der Sonne erobert, das in den Kreisen der Bergleute und Bauingenieure zunehmende Beachtung findet. Es handelt sich um die sogenannte Sprengluft.

Ihr eigentlicher Entdecker ist Professor Karl von Linde, der Vater der tiefen Temperaturen. Nachdem er durch seine Arbeiten im Anfang der 90er Jahre die Verflüssigung der atmosphärischen Luft ermöglicht hatte, kam er auf den Gedanken, flüssigen Sauerstoff in Verbindung mit einem Kohlenstoffträger irgendwelcher Form zu bringen und diese Mischung als Sprengstoff zu verwenden.

Diesem neuen Sprengstoff haften aber noch viele Mängel an. Erst als man bei der Erzeugung des flüssigen Sauerstoffes den Rektifikationsgrundsatz anwendete, was man bisher nur bei der Erzeugung von Alkohol, Essig und ähnlichen Flüssigkeiten getan hatte, kam die Angelegenheit einen Schritt vorwärts.

Unter Rektifikation versteht man die Ausscheidung des zu gewinnenden Produktes (Alkohol, Benzol, Essigsäure, Sauerstoff, Stickstoff u. a. m.) in reiner hochgradiger Form, wobei auch die Möglichkeit besteht, andere Bestandteile der Flüssigkeit getrennt auszuscheiden.

Noch aber hatte man die geeignete Zündung nicht gefunden. Auch der Transport des an der Luft stark verdunstenden flüssigen Sauerstoffes bereitete noch erhebliche Schwierigkeiten.

Inzwischen war der Weltkrieg ausgebrochen. Der Bedarf an Sprengmitteln stieg ins Ungeheure. Die Bergindustrie mußte ihre Sprengmittel an die Heeresverwaltung abgeben und war nun gezwungen, sich nach Ersatz umzusehen. Man griff den Gedanken Karl v. Lindes wieder auf und es gelang der Sprengluftgesellschaft<sup>1)</sup> mit diesem neuen Sprengstoff große Erfolge zu erzielen.

<sup>1)</sup> Oxiliquit-Sprengluft G. m. b. H., Berlin W 10, Königin-Augusta-Straße 43 im nachfolgenden kurz Sprengluftgesellschaft genannt.

Die Herstellung dieses neuen Sprengmittels geht auf folgende Weise vor sich: In einer besonderen Luftverflüssigungsanlage wird zunächst einmal der flüssige Sauerstoff hergestellt. Die atmosphärische Luft wird von der Kohlensäure und allen unreinen Bestandteilen gereinigt und in einem Kompressor in vier Stufen auf 200 at zusammengedrückt, dann auf chemischem Wege getrocknet und gelangt endlich nach genügender Vorkühlung in den eigentlichen Luftverflüssiger,

wo sie von 200 at auf 0,3 bis 0,6 at entspannt wird. Hierbei entsteht die zur Verflüssigung der Luft notwendige tiefe Temperatur von  $-185^{\circ}$  und die Luft wird flüssig.

Sie rieselt nun in einer Rektifikationskolonne herunter und wird unten in dem Flüssigluftbehälter aufgefangen. Da hier die Temperatur wieder etwas höher ist, verdunstet sie wieder und die Gase steigen hoch. Es findet jetzt eine Rektifikation dadurch statt, daß die wärmeren Sauerstoffgase sich an den kalten Röhren der flüssigen Luft niederschlagen, wobei gleichzeitig ent-

sprechende Mengen Stickstoff, der erst bei  $-191^{\circ}$  flüssig wird, verdunstet.

Der flüssige Sauerstoff rieselt auch in den Flüssigluftbehälter, in dem sich der Sauerstoff in immer reinerer Form (bis zu 98 vH) ansammelt. Bild 1 zeigt die Anlage der Siemens-Bauunion beim Bau der Schwarzenbachtalsperre.

Dieser flüssige Sauerstoff wird nun in besonderen Transportgefäßen zur Sprengstelle gebracht. Die Transportflaschen müssen so hergestellt sein, daß möglichst wenig Sauerstoff auf dem Transport verdunstet. Die Flaschen bestehen aus doppelwandigen Metallkugeln (Abb. 2). Der Hohlraum zwischen den beiden Wänden ist wie bei den Thermosflaschen luftleer. Es ist hier noch eine besonders hergerichtete Kohlenmasse eingebracht, die durch die tiefe Temperatur ganz besonders aufsaugfähig wird und restlos alle Spuren von Luft aufsaugt. Da nun das Raumverhältnis von flüssigem Sauerstoff zur atmosphärischen Luft 1 : 800 beträgt, so kann man die Flaschen nicht völlig luftdicht verschließen. Um aber der Luft den Zu-

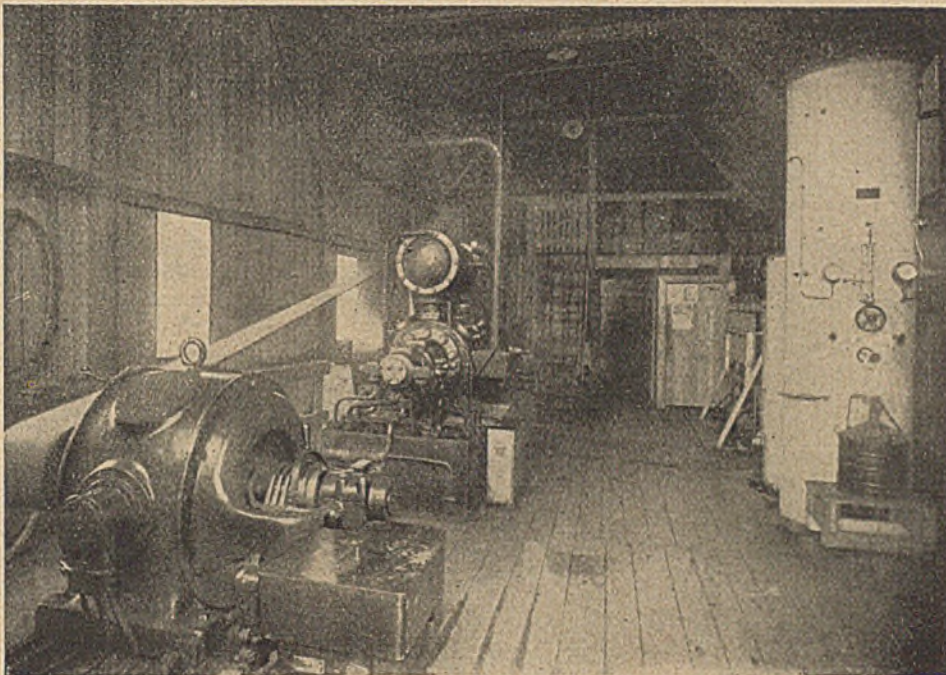


Abb. 1. Sprengluftanlage der Siemens Bauunion auf der Baustelle der Schwarzenbachtalsperre. Links der Kompressor, rechts hinten Trockenbatterie und Vorkühler, rechts vorn der eigentliche Luftverflüssiger.

tritt zum flüssigen Sauerstoff möglichst zu erschweren, machte man den Hals der Flasche recht eng (Abb. 3). Der Gefahr, daß im Innern der Flasche beim Ausgießen ein Unterdruck entstand, so daß nur wenig Sauerstoff herausfließen konnte, begegnete man dadurch, daß man den Hals der Flasche möglichst lang machte und die innere Kugel gegen die äußere pendeln ließ. Berührt die innere Kugel die äußere, so tritt an der Berührungsstelle ein Wärmeaustausch ein, der im Innern eine entsprechende Menge Sauerstoff verdunsten läßt. Diese Gase erzeugen dann den beim Ausgießen erforderlichen Überdruck.

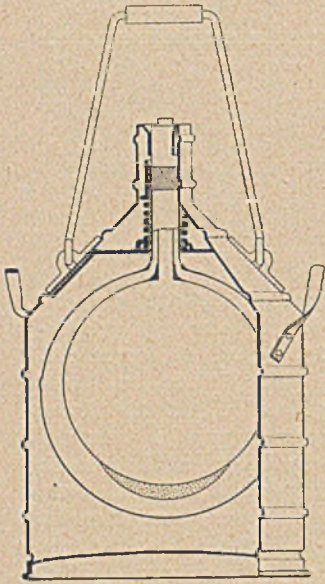


Abb. 2.  
Schnitt durch eine Transportflasche für flüssigen Sauerstoff.

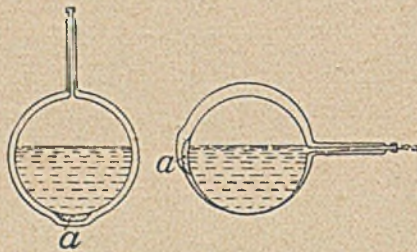


Abb. 3.  
System für das Ausgießen der Flaschen.

In diesen Flaschen hält sich der Sauerstoff verhältnismäßig lange. Der Verdunstungsprozentsatz nimmt mit zunehmender Größe der Flasche ab. Während z. B. bei einer

gebenden Schutzhülle an Federn. Die Flaschen werden in Größen von 5 bis 4000 l Inhalt hergestellt. Die großen Flaschen sollen den Sauerstoff aufnehmen, den man während des Auftauens und Reinigens der Verflüssigungsanlage zum Sprengen verwenden muß. Aus den großen Flaschen kann der Sauerstoff durch eine einfache Syphonvorrichtung in die kleinen Transportflaschen umgefüllt werden.

Der eigentliche Sprengstoff wird erst an der Sprengstelle selbst hergestellt. Das Prinzip der Sprengluft beruht darauf, daß man einen Kohlenstoffträger mit flüssigem Sauerstoff durch Tränken in innige Berührung bringt. Bei geeigneter Zündung verwandeln sich dann  $C + O_2$  in  $CO_2$ , wobei plötzlich erhebliche Gasmengen entstehen, die eine große Sprengkraft besitzen.

Der Kohlenstoffträger ist die sogenannte Sprengluftpatrone, deren Inhalt aus Ruß und ähnlichen Stoffen besteht. Die Umhüllung soll den Inhalt vor Verstauben schützen, darf aber ein schnelles Tränken nicht verhindern.

Hergestellt werden z. Zt. drei Sorten von Patronen, die sich der Wirkung der drei hauptsächlichsten Sprengstoffgruppen anpassen, nämlich die P-Patronen mit Pulverwirkung, also mit treibender Wirkung, die A-Patronen mit Ammoniumsalpeter-(Chlorat) Wirkung mit mittlerer Brisanz und endlich die D-Patronen mit Dynamitwirkung mit stärkster Brisanz. Innerhalb dieser drei Hauptsorten gibt es noch verschiedene Abstufungen je nach der gewünschten Wirkung.

Der Durchmesser der Patrone beträgt in der Regel 30 bis 35 mm, die Länge 300 mm. Hat man billige Bohrkraft zur Verfügung, so wird man das Bohrloch recht groß herstellen und den Durchmesser der Patrone entsprechend größer wählen aus folgender Überlegung heraus: Der Inhalt eines Zylinders, hier einer Patrone, wächst bekanntlich im quadratischen Verhältnis seines Radius, während der Umfang, den man hier Verdunstungsfläche nennen muß, nur im linearen Verhältnis seines Radius wächst. Daraus geht hervor, daß mit größerem Durchmesser die Lademenge und der dadurch erzeugte Gasdruck wächst, während die Verdunstungs-



Abb. 4. Vorbereiten der Patronen zum Tränken.



Abb. 5. Das Tränken der Patronen.

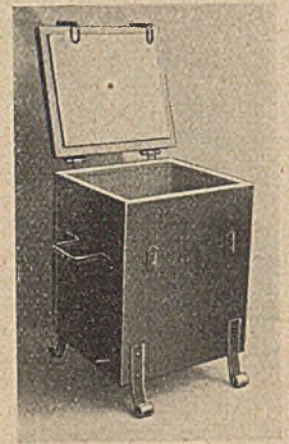


Abb. 6.  
Rechteckiges Tauchgefäß.

15 l-Flasche mit einem Sauerstoffnettogewicht von 16,95 kg in der Stunde 70 g verdunsten, verliert eine 25 l-Flasche mit einem Sauerstoffnettogewicht von 28,25 kg in derselben Zeit nur 80 g. Diese Zahlen beziehen sich allerdings nur auf den ruhenden Zustand der Flasche. Beim Transport geht durch das Rütteln und Stoßen beim Tragen etwas mehr verloren. Um Stöße möglichst aufzufangen, hängt die Flasche an der sie um-

fläche im Verhältnis geringer wird. Dadurch nimmt aber wieder die Lebensdauer der Patrone zu. So hat man festgestellt, daß bei Gegenüberstellung einer 30 mm- und einer 35 mm-Patrone die letztere nur 17 vH mehr Verdunstungsfläche, aber 45 vH mehr Inhalt und eine um 60 vH größere Lebensdauer besaß.

Das Tränken dieser Patronen geht in sogenannten Tauchgefäßen vor sich (Abb. 4 u. 5). Diese Tauchgefäße werden in

zylindrischer, neuerdings auch in rechteckiger Form nach demselben Prinzip wie die Transportflaschen hergestellt. Nur fällt der Hals der Flasche fort und das innere Gefäß kann das äußere nicht berühren.

Nachdem man in die Patrone zunächst mit einem Hölzchen an der Spitze ein etwa 10 bis 15 cm langes Loch gestoßen hat, in welches später die Zündung hineingesteckt wird, gießt man etwas flüssigen Sauerstoff in das Tauchgefäß zum Vorkühlen. Dann setzt man die zu tränkenden Patronen hinein. Ein zylindrisches Tauchgefäß faßt bis zu 40 Patronen 30 mm Durchm., und zwar stehen hier die Patronen aufrecht, während sie in einem rechteckigen Tauchgefäß (Abb. 6), das auch mehr Patronen faßt, wagerecht liegen. Die Patronen werden zuerst einmal von den aufsteigenden Dämpfen des zur Vorkühlung des Gefäßes hineingegossenen Sauerstoffes ebenfalls vorgekühlt. Dann gießt man den zum eigentlichen Tränken erforderlichen Sauerstoff darüber. Die Patronen steigen in die Höhe und sinken allmählich wieder ein, bis sie völlig getränkt sind. Dann erst ist der Sprengstoff fertig! Der Deckel des Gefäßes wird geschlossen und das Gefäß selbst kann bequem von Bohrloch zu Bohrloch getragen werden, erforderlichenfalls auf dem Rücken der Träger.

Die Zündung kann, wie bei festen Sprengstoffen auch, entweder elektrisch oder mit einer Zündschnur erfolgen. Ursprünglich hatte man dieselben Zündmittel verwandt, die bei festen Sprengstoffen üblich waren. Das hatte viele Fehlschläge zur Folge, die man ungerechterweise dem neuen Sprengstoff in die Schuhe schob. So darf z. B. die Zündschnur in der tiefen Temperatur von  $-180^{\circ}$  nicht brüchig werden und die Umhüllung darf nicht brennen. Die bisher am meisten benutzte Zündschnur, die Guttaperchazündschnur, zeigte beide Nachteile: In der tiefen Kälte entstanden Risse, durch welche die Funken des Zündstrahls Herausschlugen und die Umhüllung in Brand setzten. Die Sprengluft-Gesellschaft bringt eine Zündschnur in den Handel, die diese Nachteile nicht hat, und deshalb allein für das Zünden der Sprengluft geeignet ist.

Auch die sonst üblichen Sprengkapseln waren der großen Kälte nicht gewachsen. Die Resorzinatsprengkapseln, die der Sprengluft-Gesellschaft patentiert sind, sind gegen die tiefe Temperatur unempfindlich.

Als elektrische Zünder wären die folgenden drei besonders zu erwähnen: Der Fulminatzünder, der für Zündungen ohne Sprengkapseln in Frage kommt, nämlich bei P-Patronen, die man ebenso wie Schwarzpulver auch ohne Sprengkapseln zur Detonation bringen kann. Er hat nur eine kleine Zündpille, die zur Verstärkung der Zündkraft mit einer kleinen Aufladung versehen ist. Ferner der Resorzinatglühzünder. Dies ist ein gewöhnlicher Glühzünder, der an Stelle der sonst üblichen Sprengkapsel eine Resorzinatsprengkapsel besitzt. Endlich ist noch der Zeitzünder erwähnenswert, bei dem vor der Resorzinatsprengkapsel ein Verzögerungssatz eingeschaltet ist, der z. Z. in 7 Stufen hergestellt wird. Man kann mit diesem Zünder erreichen, daß die Schüsse einer Kreisleitung in gewissen Abständen fallen. Dies ist beim Stollenbau besonders vorteilhaft, wo es vor Ort einmal darauf ankommt, den ganzen Abschlag gleichzeitig zu erhalten, wo aber andererseits die Schüsse in gewissen Abständen fallen müssen, weil die ersten den nachfolgenden erst Platz schaffen müssen.

Für die elektrische Zündung selbst kommen Glühzündapparate, für die Prüfung der Leitungen Leitungsprüfer in Frage, wie sie in den verschiedensten Arten auch bei festen Sprengstoffen üblich sind.

Die Zündung wird bei der Sprengluftpatrone in das vor dem Tränken in die Spitze gebohrte Loch gesteckt, in derselben Weise wie das auch bei festen Sprengstoffen üblich ist. Dieses Loch muß jedoch, wie schon erwähnt, vor dem Tränken hergestellt sein, denn nach dem Tränken ist die Patrone knüppelhart gefroren. Ein Anbohren ist dann nicht mehr möglich.

Das Bohrloch soll möglichst glatt und gut ausgeputzt sein und einen etwa 2 mm größeren Durchmesser als die Patrone

haben. Die Länge der Ladung soll in der Regel nicht mehr als  $\frac{1}{4}$  bis  $\frac{1}{3}$  der Länge des Bohrloches betragen, der Rest des Bohrloches ist zum Besatz zu verwenden.

Außer den Bohrlochschüssen kann man auch sogenannte Blattschüsse abgeben, bei denen die Patronen offen auf einen zu zertrümmernden Felsblock aufgelegt werden und mit etwas Erde, Sand oder ähnlichen Stoffen bedeckt werden, um das Verdunsten des Sauerstoffes etwas einzuschränken. Bei diesen Blattschüssen hat die Sprengluft eine erheblich bessere Wirkung, als jeder andere Sprengstoff.

Worin bestehen nun die Vorteile dieses neuen Sprengmittels? Zunächst kommt einmal die absolute Ungefährlichkeit bis kurz vor dem Laden in Betracht. Der flüssige Sauerstoff ist allein ebenso ungefährlich, wie die ungetränkte Patrone. Es entfallen daher alle Schwierigkeiten bei der Lagerung und beim Transport. Der flüssige Sauerstoff ist bei der Bahn sogar als Passagiergut zugelassen. Die Patronen können als Postpaket versandt werden und brauchen keine besonderen Schutzmaßnahmen bei der Lagerung, z. B. Blitzableiter und ähnliche Maßnahmen.

Tritt einmal aus irgendeinem Grunde ein Versager ein, so ist nach etwa 30 Minuten der Sauerstoff, mit dem die Patrone getränkt war, wieder verdunstet und der eigentliche Sprengstoff besteht nicht mehr. Die Ladung kann ohne Gefahr wieder aus dem Bohrloch entfernt und das Bohrloch von neuem verwandt werden.

Die Wirkung ist eine erheblich größere als die anderer Sprengstoffe. Man hat durch Messungen festgestellt, daß ein Gramm Sprengluft 87,4 mkg Arbeitsfähigkeit besitzt. Der Sprengluft am nächsten kommt die Sprenggelatine mit nur 70 mkg. Auch ist die Explosionswärme und vor allem die Explosionsgeschwindigkeit wesentlich größer als bei anderen Sprengmitteln.

Für den Stollenbau besonders günstig ist der Umstand, daß keine störenden Nachschwaden entstehen. Aus einem französischen Bericht geht hervor, daß in Wetterproben von Sprengluft, die unter besonders ungünstigen Bedingungen, in abgelegenen schlecht bewetterten Vortrieben unmittelbar nach dem Abtun der Schüsse entnommen waren, also unter den denkbar schlechtesten Verhältnissen, in die der Bergmann gar nicht kommt, schädliche Gase vollständig fehlten und am wenigsten sauerstoffarme Gase enthalten waren. Man wird nicht glauben wollen, daß die Franzosen diese rein deutsche Erfindung besonders freundschaftlich beurteilen werden. Gerade deshalb sind die Feststellungen von dieser Seite ganz besonders gute Zeugnisse für die Sprengluft.

Und wie steht es mit der Wirtschaftlichkeit? Auch hier marschiert die Sprengluft an der Spitze, besonders dort, wo man billigen Strom beziehen kann. Die Kosten setzen sich ungefähr zusammen aus 5 vH für die Abschreibung der Maschine, 7 vH für Transport- und Tauchgefäße, 6 vH für Betriebsmaterial, wie Ätzkali, Natronlauge, Schmiermittel und Kühlwasser, 11 vH für Löhne und 71 vH für den Strom. Man kann bei normalen Strompreisen mit etwa 50 vH Ersparnis gegenüber festen Sprengstoffen rechnen. Diese Ersparnisse erhöhen sich natürlich noch bei besonders billigen Strompreisen.

Die Anlagen zur Verflüssigung der Luft werden mit Leistungsfähigkeiten von 5 bis 100 kg flüssigen Sauerstoff in der Stunde hergestellt, wobei die Unkosten mit Zunahme der Leistungsfähigkeit verhältnismäßig abnehmen (s. Tabelle S. 362). Die Wahl der Anlage hängt von dem täglichen Bedarf an flüssigem Sauerstoff ab. Man ermittelt bei einem neuen Sprengvorhaben, wieviel festen Sprengstoff man gebrauchen wird, wobei man in der Regel mit 0,2 bis 0,5 kg/m<sup>3</sup> Gestein rechnet. Bei Stollenausbrüchen muß man natürlich wesentlich höhere Zahlen annehmen, je nach Härte des Gesteins bis etwa 3,5 kg/m<sup>3</sup>. Für ein Kilogramm festen Sprengstoff braucht man je nach der gewünschten Wirkung etwa 2 bis 4 Sprengluftpatronen von 35 mm Durchm. Will man nur Pulverwirkung, also treibende Wirkung erzielen, um vielleicht in einem Steinbruch mög-

Sprengluftanlagen verschiedener Leistung						
Größe der Anlage kg fl O <sub>2</sub> pro h	Erforderliche des Kompressors KW/h		Kühlwasser-Verbrauch m <sup>3</sup> /h	Chemikalien-Verbrauch gr/h	Raumbedarf m <sup>2</sup>	Bruttogewicht kg
	stündl.	je kg O <sub>2</sub>				
7,5	28	3,7	1,5	110	14 · 8 · 5	6 800
15,0	48	3,2	3,0	225	14,5 · 8 · 5	7 800
30,0	90	3,0	4,5	450	15 · 8 · 5	12 500
60,0	80	3,0	9,5	900	19 · 11 · 5	30 000
100,0	280	2,8	12,0	1500	19 · 12 · 6	41 000

lichst große Blöcke zu erhalten, so genügen zwei P-Patronen. Will man aber das Gestein so zerkleinern, daß es bequem verladen und fortgeschafft werden kann, sei es in eine Brech- und Mahlanlage oder auf eine Halde, so muß man schon 3 bis 4 A- oder D-Patronen, je nach der Härte des Gesteins, nehmen. Zum Tränken einer solchen Patrone benötigt man etwa 0,6 kg flüssigen Sauerstoff einschließlich aller Verdunstungsverluste auf dem Transport usw. bis zum Zünden.

Kann man billig größere Bohrlöcher als 35 mm herstellen, so braucht man weniger Patronen von dem größeren Durchmesser und daher auch relativ weniger Sauerstoff, wie ich schon weiter oben erwähnte. Man ermittelt nun den erforderlichen Tagesbedarf an Sprengstoff und daraus wieder den Tagesbedarf an flüssigem Sauerstoff. Diesen Tagesbedarf muß nun die gewählte Anlage innerhalb 24 Stunden liefern können, wobei zu beachten ist, daß die zur Verflüssigung der Luft erforderliche Kälte von  $-185^{\circ}$  erst nach ein bis zwei Stunden der sogenannten „Anfahrzeit“ entsteht. In dieser Zeit arbeitet also die Maschine unrentabel. Es wird sich daher empfehlen, bei größeren Sprengaufgaben die Maschine Tag und Nacht laufen zu lassen und sie immer nur nach etwa einer Woche zur Reinigung stillzusetzen. Will man auch während der Reinigungszeit sprengen, so muß der erforderliche Sauerstoff in größeren Flaschen aufgespeichert werden. Diese großen Flaschen werden, wie schon gesagt, bis zu 4000 l Inhalt hergestellt.

Die Wirtschaftlichkeit einer solchen Anlage kann auf größeren Baustellen noch dadurch erhöht werden, daß man den zum Schweißen in den Werkstätten erforderlichen komprimierten gasförmigen Sauerstoff selbst herstellt. Hierzu ist nur eine einfache Maschine nötig, in der der flüssige Sauerstoff vergast, komprimiert und in die bekannten Sauerstoff-Flaschen gefüllt wird.

Von den Gegnern der Sprengluft wird nun oft hervorgehoben, daß die Tatsache, daß die Zündung spätestens 15 Minuten nach Entnahme der Patrone aus dem Tauchgefäß erfolgen muß, ein großer Nachteil sei. Man könne nicht genügend Bohrlöcher auf einmal laden, auch arbeiteten die Schießmannschaften nur ungern mit diesem neuen Sprengmittel. Die Siemens Bauunion hat auf ihrer Baustelle Schwarzenbachtalsperre nach dieser Richtung hin keineswegs schlechte Erfahrungen gemacht. Es wurden bequem 20 bis 30 Schuß in 15 Min. abgetan. Die Mannschaften lernten die Handhabung der Sprengluft recht schnell und waren schließlich stolz auf ihre Spezialkenntnisse. Wenn aber die Wirkung nach 15 Min. nachläßt und nach 30 Min. ganz aufhört, so ist das bei Versagern doch ein unschätzbare Vorteil. Bei festen Sprengstoffen sind Versager immer eine Quelle von Unglücksfällen. Trotz guter Aufsicht wird es immer wieder vorkommen, daß leichtsinnige Leute das alte Bohrloch mit der Ladung von neuem anbohren und dadurch die Ladung doch

noch zur Detonation bringen. Diese Gefahr ist bei der flüssigen Luft völlig ausgeschlossen. Ist der Sauerstoff erst einmal verdunstet, so ist eben kein Sprengstoff mehr da. Es kann nichts mehr detonieren.

Es wird dann häufig behauptet, daß das Verdunsten des Sauerstoffs ein großer wirtschaftlicher Nachteil sei. Die Flaschen kämen oft nur halbvoll an der Sprengstelle an. Gewiß kann man den Sauerstoff nicht sehr weit transportieren. Die Sprengluft-Gesellschaft gibt als Entfernungsgrenze etwa 25 km, bei Eisenbahn- oder Schiffstransport auch etwas mehr an. Das sind schon ganz schöne Entfernungen. Für ganz kleine Sprengaufgaben kommt die Sprengluft vorläufig auch noch nicht in Frage. Man wird sich nicht zur Sprengung von ein paar Baumstubben eine Sprengluftanlage kaufen. Wenn aber in der Gegend eine Anlage für eine andere größere Sprengaufgabe aufgestellt ist, so kann man den Sauerstoff für ein paar kleinere Sprengaufträge auch ruhig etwas weiter transportieren als 25 km. Die Sprengluft wird dann immer noch billiger sein als fester Sprengstoff.

Auch im Stollenbau soll sich die Sprengluft noch nicht bewährt haben. Soweit dem Verfasser bekannt ist, sprengen die Italiener, die geborenen Stollen- und Tunnelbauer, z. Z. mehrere Stollen nur mit Sprengluft. Hat sich in einigen deutschen Stollen die Sprengluft nicht bewährt, so hat man in jedem Falle wahrscheinlich noch nicht die geeignete Anordnung der Ladung gefunden. Eine Norm läßt sich ja dafür nicht geben. Es kommt bei jedem Gestein doch stets erst auf die Versuchssprengungen an. Tatsächlich ist doch die Arbeitskraft der Sprengluft, wie schon weiter oben erwähnt, größer als die anderer Sprengmittel.

Man wendet oft ein, daß das Bohrloch mit Sprengluftpatronen zu weit angefüllt würde, oder daß man zu tiefe Bohrlöcher herstellen müßte. Diesem Übel kann aber sehr leicht abgeholfen werden, wenn man den Durchmesser des Bohrloches etwas vergrößert. Hat man z. B. ein Bohrloch von 30 mm Durchm. und will man es im Stollen mit einem Kilogramm Dynamit laden, kann man die Dynamitpatronen auf etwa 60 cm zusammendrücken, so daß z. B. bei einer Bohrlochlänge von 160 cm etwas mehr als  $\frac{1}{3}$  des Bohrlochs von der Ladung eingenommen wird. Will man Sprengluft anwenden, so braucht man für dieselbe Wirkung etwa 4 D-Patronen mit 30 mm Durchm. und 300 mm Länge. Es würden also 120 cm des Bohrlochs ausgefüllt, denn zusammenpressen lassen sich die hart gefrorenen Patronen nicht. Das ist natürlich zu viel. Wählt man nun aber den Durchmesser des Bohrlochs mit 35 mm, so kommt man schon mit 3 D-Patronen aus. Bei noch größerem Durchmesser wird die Ladung noch kürzer. Die Kosten des Bohrloches werden dadurch nicht so viel teurer, daß die Wirtschaftlichkeit der Sprengluft wieder aufgehoben wird. Die Länge der Ladung hat ferner bei der Sprengluft keinen nachteiligen Einfluß, da die Explosionsgeschwindigkeit sehr viel größer ist, als bei anderen Sprengstoffen.

Jedenfalls bietet die Sprengluft gegenüber den bisher angewandten festen Sprengstoffen so viel Vorteile, daß man den einen oder den anderen kleinen Nachteil schon in den Kauf nehmen wird. Etwas ganz Vollkommenes gibt es nun mal nicht auf der Welt. Bei großen Sprengaufgaben wird die Sprengluft stets das wirtschaftlichste Sprengmittel sein. Man kann wohl annehmen, daß diesem neuen Sprengstoff noch eine große Zukunft bevorsteht. Die heutige Not in unserer Vaterlande zwingt uns dazu, auf allen Gebieten die billigsten Methoden herauszufinden. Und so wird sich die Sprengluft bestimmt immer mehr durchsetzen.

## DIE ENTWICKLUNG DES BAUINGENIEURWESENS IN NORDAMERIKA WÄHREND DER LETZTEN 50 JAHRE.

Die angesehene und auch bei uns bestens bekannte Zeitschrift „Engineering News-Record“ veröffentlicht anlässlich ihres 50-jährigen Bestehens eine Festnummer 17. April 1924, die gleichzeitig als eine Entwicklung des Bauingenieurwesens in den Vereinigten Staaten von Nordamerika angesehen werden kann.

Eine Rundfrage bei hervorragenden Fachleuten ergibt eine wertvolle Übersicht über das, was in den letzten 50 Jahren sich auf verschiedenen Gebieten des amerikanischen Bauingenieurwesens geändert hat. Von besonderem Interesse ist die Ansicht des bekannten Professors an der Harvard-Universität George F. Swain, der auch als beratender Ingenieur mit langjähriger Erfahrung bekannt ist. Ich darf vorausschicken, daß Swain zu denjenigen Ingenieuren gehört, die vor dem Kriege mit Stolz darauf hinwiesen, daß sie an

deutschen Technischen Hochschulen ihre Ausbildung genossen haben, und daß eine sehr schöne Anhänglichkeit an die in Deutschland verlebte Zeit und an seine Hochschullehrer bewahrte.

Swain weist darauf hin, daß der größte Unterschied im Bauingenieurwesen von heute und der Zeit vor 50 Jahren darin besteht, daß man heute der Theorie, der Forschungs- und Laboratoriumsarbeit nicht nur beim Studium an der Hochschule, sondern auch in der Praxis erhöhte Aufmerksamkeit zu-

suchswesen bemängelt er, daß es vor Übertreibungen auch nicht geschützt sei und manchmal als Ersatz für das Denken angesehen werde.

Die Folge dieser geänderten Ansichten, die Swain nicht für einen Vorteil ansieht, machen sich in geringerer Entschlußfähigkeit und in einer verfehlten Bücherweisheit bemerkbar. Wenn der junge Ingenieur an die Lösung eines Problems herantreten soll, so sei vielfach sein erster Gang in die Buchhandlung, aus der er, wie Swain humorvoll bemerkt, schwer beladen mit Büchern nach Hause komme, um aus ihnen die Lösung zu suchen, statt selbst eine Lösung zu versuchen. Letzteres sei allerdings nur dann möglich, wenn durch eine gute theoretische Grundlage, auf Forschungsarbeiten aufgebaut, das Selbstvertrauen und Entschlußfähigkeit sich gefestigt haben.

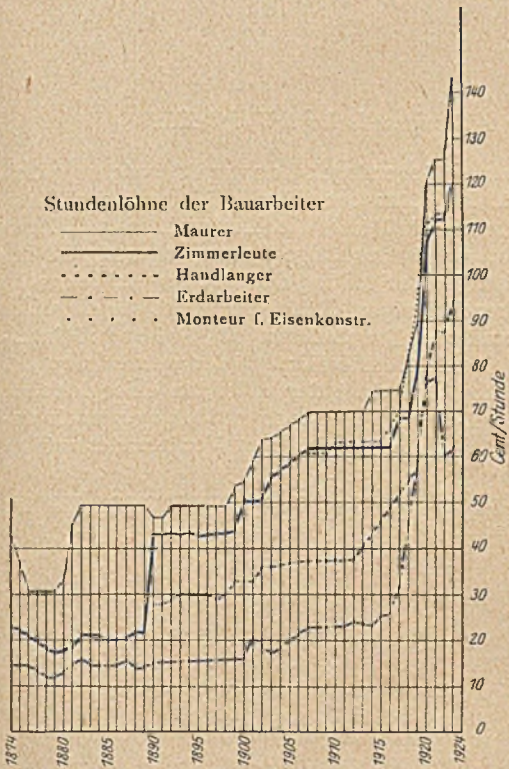


Abb. 1.

wende. Während vor 50 Jahren das Bauingenieurwesen ein Handwerk war und als solches angesehen wurde, liegt heute eine ganz veränderte Auffassung vor. Zwar habe es auch schon früher gute Bauingenieurwerke gegeben, die von Männern mit gesundem Sinn und Urteil geschaffen wurden, aber es fehlte die wissenschaftliche Grundlage. Daher seien so viele junge Leute nach Europa gegangen, um dort die Grundlagen für dasjenige zu erwerben, was sie später in die Lage versetzte, Bauingenieurwerke auf wissenschaftlicher Grundlage zu schaffen.

Swain sagt u. a., daß sich das Bauingenieurwesen in den 50 Jahren „germanisiert“ habe. Was damals vollständig fehlte, wird heute im Überfluß getrieben, und er sei der Ansicht, daß sich jetzt schon wieder Fehler bemerkbar machen, denn er halte zuviel Theorie für schlechter als zu wenig. Er bemerkt u. a., es gäbe nicht wenige Bauingenieure, die über eine schöne mathematische Ableitung die Voraussetzungen vergessen, bevor sie zu dem Endergebnis kommen, und daß daher die Voraussetzungen manchmal recht weit von den tatsächlichen Verhältnissen sich entfernten. An dem Ver-

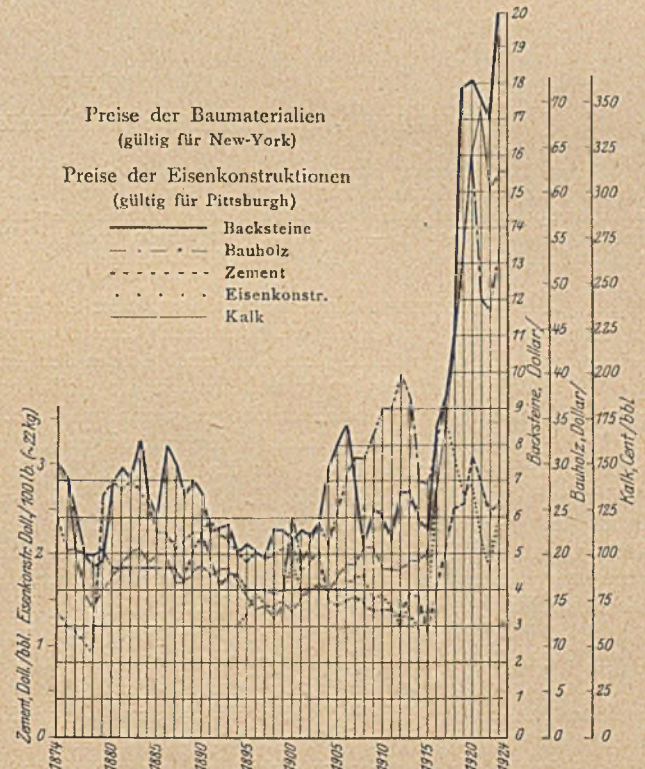


Abb. 2.

Auch bei uns gibt es nicht wenige, die auf ihre manchmal recht wenig einwandfreie Erfahrung pochen und dadurch jedem Fortschritt den Weg versperren. Für diese sind die Theorie und der Theoretiker etwas Entbehrliches. Sie vergessen, daß sie sich damit wieder dem Handwerk von früher nähern. Auf der anderen Seite gibt es bei uns nicht wenig Theoretiker, die über eine schöne Ableitung die Grundlage für diese zu untersuchen vergessen. Es ist dann nicht zu verwundern, wenn die Ergebnisse mit den tatsächlichen Verhältnissen wenig übereinstimmen. Auch bei uns fehlt es nicht an den Versuchsingenieuren, die die Maschine sehr häufig in Bewegung setzen, um das Denken zu ersparen.

Der gute Mittelweg: theoretische Arbeit in Verbindung mit Forschungs- und Laboratoriumsbetätigung werden den richtigen Mittelweg finden lassen.

Eine Reihe sehr wertvoller Aufsätze gibt ein schönes Bild von reicher Bauingenieurtätigkeit.

In erster Linie ist der Aufsatz des rühmlichst bekannten Brückenbauers Gustav Lindenthal zu nennen mit einer Darstellung der Entwicklung des Brückenbaues. Eine Reihe

von Aufsätzen befaßt sich mit der Entwicklung der Hochhäuser (Wolkenkratzer), des Industriebaues, der Baumaschinen, der Bauausführungen und der Bauindustrie im allgemeinen.

Die schwierige Frage der Fundierung ist in einem Aufsatz von Moran behandelt, der die Entwicklung während der letzten 50 Jahre zeigt, die gleichzeitig ein wenn auch nicht ganz vollständiges Bild gibt, welche Wandlungen ähnlich wie bei uns die Ansichten auf diesem Gebiete erfahren haben. Über einen wertvollen Aufsatz von den Fortschritten im Tunnelbau soll in einem besonderen Referat in dieser Zeitschrift noch berichtet werden.

Dem in Nordamerika zu noch größerer Bedeutung als bei uns entwickelten Straßenbau, den Kanalisationen und Wasserversorgungen sind ebenso wie dem reich entwickelten Eisenbahnbau Darstellungen gewidmet.

Die wirtschaftliche Entwicklung, die Verschiebung zwischen Materialpreisen und Arbeitslöhnen werden in zwei nebenstehenden Figuren dargestellt, aus denen wir ersehen können, daß der größte Anstieg sowohl in Materialpreisen wie Arbeitslöhnen aus der Zeit des Weltkrieges stammt.

Was bei der Entwicklung der Arbeitslöhne besonders in die Augen fällt, ist das unverhältnismäßig rasche Anwachsen der Löhne für ungelernete Arbeiter im Vergleich mit denjenigen der Handwerker, eine Erscheinung, die auch bei uns zu bemerken war.

Im Jahre 1920 ist z. B. der Lohn eines Erdarbeiters höher als der Vorkriegslohn der Zimmerleute. Es zeigt sich aber, daß mit dem Jahre 1921 das Verhältnis zwischen den Arbeitslöhnen der gelernten und ungelerten Arbeiter sich den früheren Verhältnissen angepaßt hat, daß der ungelernete Arbeiter zur Zeit etwas weniger als die Hälfte des Lohnes eines gelernten Arbeiters erhält. Die weitere Entwicklung ist aus den beiden Schaulinien ersichtlich, die in den nebenstehenden Abbildungen dargestellt sind.

Die Schriftleitung dieser Zeitschrift möchte es nicht unterlassen, der Zeitschrift „Engineering News-Record“ zu der Jubiläumsnummer die besten Glückwünsche auszusprechen. Sie hat sich mit der reich ausgestatteten Jubiläumsnummer um die Entwicklungsgeschichte des Bauingenieurwesens sehr verdient gemacht. E. Probst.

### ÜBER GLEISKURVEN.

Von Dipl.-Ing. Siegfried Kiehne, Oberingenieur der Deutsche Werke Aktiengesellschaft Werft Kiel.

**Übersicht:** Ursachen des Zugwiderstandes in Gleiskurven — Herabminderung durch Anordnung von Zwangsschienen — Gleiskurve mit Spurkranzablauf des äußeren Rades für Regelspur bei Halbmessern von 100-30 m — Vorteilhafte Anwendung dieser Kurve für industrielle Gleisanlagen — Ersatz für Drehscheiben.

Um in den Gleiskurven ein Schleifen der Räder der Eisenbahnfahrzeuge und die damit verbundenen Reibungswiderstände zu vermeiden, müssen sich die Durchmesser der Laufkreise des äußeren und inneren Rades wie die Halbmesser des äußeren und inneren Schienenstranges verhalten (Abb. 1). Diese Bedingung wird in den Grenzen der zulässigen Kurvenhalbmesser dadurch erfüllt, daß die Laufflächen der Räder kegelförmig ausgebildet sind (Abb. 2). Infolge der Fliehkraft wird nämlich das Eisenbahnfahrzeug nach außen gedrängt, so daß sich an der Außenschiene selbsttätig der größere Radurchmesser einstellt. Die Grenzen, innerhalb deren eine solche Einstellung möglich ist, ergeben sich aus den Abmessungen der im Eisenbahnbetriebe üblichen Räder. Bei regelspurigen Radreifen beträgt im allgemeinen der Durchmesser des mittleren Laufkreises 1000 mm, der Laufkreis kann bei demselben Rade in den Grenzen von 990 — 1003 mm schwanken. Hieraus läßt sich der geringste zulässige Halbmesser regelspuriger Eisenbahnen berechnen, bei dem ein Schleifen der Räder nicht stattfindet. Nach Abb. 1 verhält sich:

$$\frac{D}{d} = \frac{R_{\min} + \frac{s}{2}}{R_{\min} - \frac{s}{2}} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{D+d}{D-d} = \frac{2 R_{\min}}{s} \dots \dots \dots (2)$$

$$R_{\min} = \frac{(D+d)s}{(D-d)2} \dots \dots \dots (3)$$

Nimmt man

$$D = 1003 \text{ mm}$$

$$d = 990 \text{ „}$$

$$s = 1435 \text{ „}$$

an, so ergibt sich

$$R_{\min} = \frac{1003 \cdot 1435}{13 \cdot 2 \cdot 1000} = \text{rd. } 110 \text{ m} \dots \dots \dots (4)$$

Zulässig sind Halbmesser bis zu 100 m.

Wenn steifachsige Eisenbahnwagen eine Gleiskrümmung durchfahren, so stellen sich die Achsen infolge der Massenträgheit so ein, daß nach Abb. 3 das äußere Vorderrad mit seinem Spurkranz die Innenkante der äußeren Schiene

berührt und hier einen Gegendruck hervorruft, welcher gleich dem Zugwiderstand ist. Das entstehende Moment sucht das Fahrzeug so zu drehen, daß sich die Hinterachse radial zur Gleiskurve einstellt, wenn die nötige Spurerweiterung in der Kurve vorhanden ist. Diese Stellung der hinteren Achse macht den Zweck der kegelförmigen Ausbildung des Radkranzes hinfällig, indem gerade der Durchmesser des äußeren Hinterrades am kleinsten ausfällt. Die Hinterräder werden also auf den Schienen schleifen und statt der rollenden eine gleitende Reibung erzeugen. Der Zugwiderstand erhöht sich noch dadurch, daß der Anlaufwinkel des äußeren Vorderrades infolge der Spurerweiterung größer wird.

In starken Gleiskrümmungen ordnet man eine Zwangsschiene an der inneren Schiene an. Die Berührung des Spur-

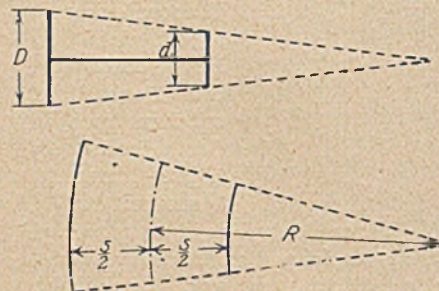


Abb. 1. Beziehungen zwischen Rad- und Schienenhalbmessern.

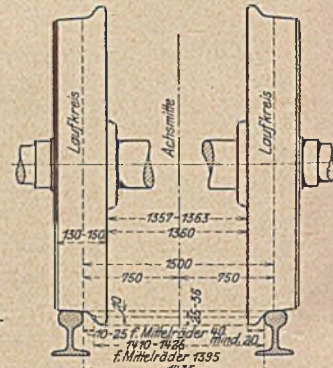


Abb. 2. Kegelförmige Ausbildung der Laufflächen der Räder.

kranzes der führenden Achse findet dann an der inneren Schiene statt (Abb. 4), so daß die Innenräder gezwungen sind, sich radial einzustellen. Auf diese Weise können die Außenräder frei mit einem größeren Laufkreis abrollen. Durch die Anordnung der Zwangsschiene wird ferner der Anlaufwinkel der Räder zur Schiene geringer. Aus beiden Gründen bewirkt die Zwangsschiene eine Herabminderung des Zugwiderstandes.

Der oben errechnete Mindesthalbmesser für regelspurige Gleiskurven ist durch die festliegenden Durchmesser der Räder bedingt. Würde es gelingen, dem Außenrad einen entsprechend größeren Durchmesser zu geben, so würde es möglich sein, auch Gleiskurven von geringerem Halbmesser als 100 m mit steifachsigen Fahrzeugen zu durchfahren, ohne daß die Räder auf den Schienen schleifen. Eine solche Möglichkeit ist dadurch

gegeben, daß man die Außenräder mit dem Spurkranz auf der Außenschiene abrollen läßt, wobei die innere Zwangsschiene nicht nur die zentrische Einstellung der Radachsen bewirkt, sondern gleichzeitig die Führung des ganzen Fahrzeuges übernimmt.

Der Spurkranz hat gewöhnlich einen Durchmesser von 1057 mm. Der kleinste Krümmungshalbmesser des Gleises berechnet sich demnach bei Annahme des kleinsten Laufkreises des Innenrades zu

$$R_{\min} = \frac{(D + d) s}{(D - d) 2} = \frac{2047 \cdot 1435}{67 \cdot 2 \cdot 1000} = \text{rd. } 22 \text{ m, . . . (5)}$$

bei Annahme des größten Laufkreises des Innenrades zu

$$R_{\min} = \frac{2060 \cdot 1435}{54 \cdot 2 \cdot 1000} = \text{rd. } 27 \text{ m. . . . . (6)}$$

Da der Durchmesser des Spurkranzes unveränderlich ist, werden die Räder bei den zwischen den Grenzen von 22 bzw. 27 m und 110 m

liegenden Krümmungshalbmessern immer noch in gewissem Umfange schleifen. Immerhin wird der Zugwiderstand bei Gleiskurven mit Spurkranzauflauf durch die zwangsläufige Führung der Innenräder und den größeren Laufkreis der Außenräder erheblich herabgesetzt.

Die Gleiskurven mit Spurkranzauflauf unterscheiden sich nach der Ausbildung des Auflaufstückes nach der Form und der Außenschiene.

Die Maschinenfabrik „Deutschland“ in Dortmund und die Bahnindustrie Paul Ende in Hannover lassen den Spurkranz des Außenrades auf einer

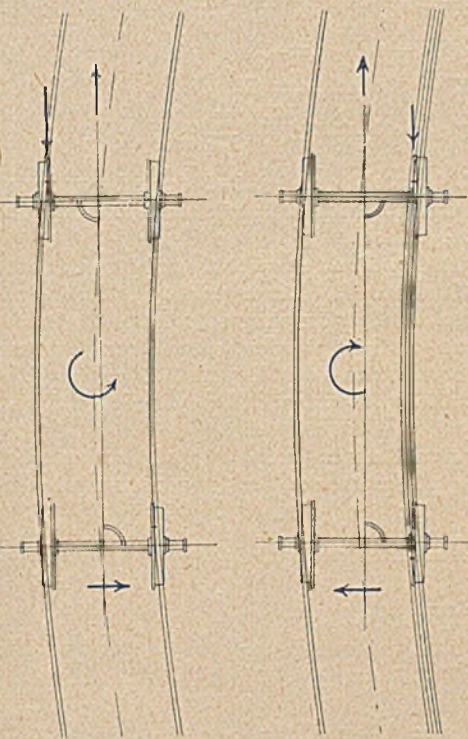


Abb. 3. Steifachsiges Fahrzeug in einer gewöhnlichen Gleiskurve.

Abb. 4. Steifachsiges Fahrzeug in einer Gleiskurve mit Zwangsschienen.

etwa 3 m langen Rampe ansteigen und auf einer gewalzten Breitkopfschiene abrollen. Die Überhöhung in der Gleiskurve wird durch die Höhe des Spurkranzes erreicht, so daß die Schwellen wagerecht verlegt werden können (Abb. 5).

Bei der Gleiskurve der Deutsche Werke A.-G. Werft Kiel wird das Aufsetzen des Spurkranzes dadurch bewirkt, daß der Kopf der an die Kurvenaußenschiene stoßenden Normalschiene in Richtung der Kurve auf eine Länge von 1,50 m um etwa Spurkranzhöhe abgesenkt wird (D.R.G.M.), derart, daß das Außenrad nahezu in einer wagerechten Ebene durch die Kurve läuft (Abb. 6). Eine Überhöhung kann hierbei dadurch erzielt werden, daß teils in der Geraden vor dem Ablaufstück die Außenschiene erhöht, teils in der Kurve nach dem Ablaufstück die Innenschiene abgesenkt wird. Da auf diese Weise die Überhöhung ganz allmählich bewirkt werden kann, so werden Verdrehungsspannungen in den Untergestellen der Eisenbahnfahrzeuge, wie sie bei zu schnellem Übergang in die Überhöhung durch die verschiedene Lage der Vorder- und Hinterachse entstehen, vermieden. An und für sich ist aber eine Überhöhung der Außenschiene kaum erforderlich, da die

zulässige Höchstgeschwindigkeit in der Kurve nur 3 km/h beträgt, eine nennenswerte Fliehkraft also nicht auftritt. Die breite Lauffläche der Außenschiene erreicht die Deutsche

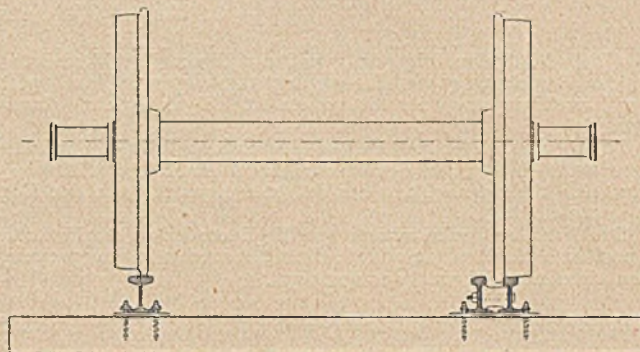


Abb. 5. Gleiskurven mit Spurkranzauflauf (Breitkopfschiene).

Werke A.-G. Werft Kiel durch Aneinanderschweißen der Köpfe zweier Regelschienen (D.R.G.M.) (Abb. 7). Die Schweißung erfolgt nach einem besonderen elektrischen Verfahren mit dem Erfolg, daß weder die Härte der Schienenköpfe in irgendeiner Weise beeinträchtigt wird, noch die Schweißnaht an Härte den Schienenköpfen nachsteht.

Die regelspurigen Gleiskurven mit Spurkranzauflauf sind von den Eisenbahnbehörden für Halbmesser von 100–30 m zum Befahren mit reichseigenen Wagen unter folgenden Bedingungen zugelassen worden:

Es dürfen nur zweiachsige Güterwagen mit einem festen Radstand bis zu 4,5 m, bei Lenkachsen bis zu 6 m über die Gleiskurve geführt werden. Die Überführung dreiachsiger

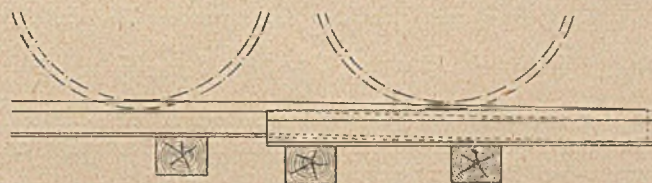


Abb. 6. Auflaufstück der Deutsche Werke A.-G. Werft Kiel.

Fahrzeuge ist ausgeschlossen. Die Geschwindigkeit der über die Gleiskrümmung zu führenden Wagen darf 3 km/h nicht überschreiten. Die Wagen müssen einzeln bewegt und stets gezogen werden.

Durch die Gleiskurve mit Spurkranzauflauf erhalten regelspurige Eisenbahnanschlüsse die Vorzüge der leicht ablenkbaren schmalspurigen Gleise. Bei der Aufschließung von Industriegelände ist die Form des Grundstückes gleichgültig. Fast immer wird es möglich sein, ohne Verwendung von Drehscheiben auszukommen. Besondere Bedeutung gewinnen die Gleiskurven mit Spurkranzauflauf bei Grundstücken mit großer Tiefenausdehnung. Solche Grundstücke waren bisher nur mit Hilfe von Drehscheiben aufzuschließen. Die Nachteile der Drehscheiben sind hinreichend bekannt. Oder man verlegte ein besonderes Schmalspurnetz, welches jedoch einen Umschlag der Güter auf Regelspur notwendig machte.

Aber nicht nur bei der Erschließung von neuem Industriegelände, sondern auch bei der Verbesserung eng bebauter und verbauter Anlagen finden die Gleiskurven mit Spurkranzauflauf zweckentsprechende Anwendung. Notgedrungen hatte man früher zu dem Aushilfsmittel der Drehscheiben greifen müssen, wenn man nicht auf einen Gleisanschluß einzelner Werkstätten überhaupt verzichtete. Die Gleiskurven mit Spurkranzauflauf bieten die Möglichkeit, vorhandene Werkstätten und Lagerhäuser auch bei enger Bebauung unmittelbar für Lokomotiven und Eisenbahnwagen zugänglich zu machen.

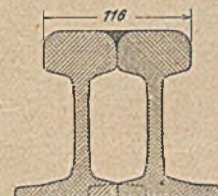


Abb. 7. Geschweißte Breitkopfschiene.

ZUR STATIK EINGESPANNTER GEWÖLBE.

Von S. Kasarnowsky, Ingenieur, Stockholm.

**Übersicht.** Im folgenden wird ein allgemeines Verfahren zur einfachen Berechnung von Eigengewichtsspannungen in Gewölben, deren Mittellinie von der Stützlinie für Eigengewicht abweicht, entwickelt.

Zur bequemen angenäherten Berechnung dieser Spannungen werden nach bekannten Grundsätzen Formeln aufgestellt, die den Einfluß der Veränderlichkeit der Trägheitsmomente und der Bogenform berücksichtigen.

Das Verfahren wird weiter auf die Berechnung der Differenzen der positiven und negativen Einflußflächen der Biegemomente in den einzelnen Schnitten ausgedehnt.

I. Berechnung für ständige symmetrische Last bei symmetrischem Bogen.

Im folgenden wird ein Verfahren zur Berechnung von Spannungen für ständige Last für Gewölbe, deren Mittellinie von der Stützlinie für ständige Last abweicht, entwickelt.

Bei symmetrischen Bogen mit symmetrischer Belastung sind bekanntlich die statisch überzähligen Reaktionen durch die Gleichungen

$$X = \frac{\int M_0 y d\omega}{N + C} \text{ und } M_A = \frac{\int M_0 d\omega}{\int d\omega} \dots \dots (1)$$

gegeben.

Es bedeuten hier:  $M_0$  das Moment des einfachen Balkens ABC (Abb. 1),  $d\omega = \frac{J_0}{J} ds$  elastisches Gewicht,  $X =$  Bogenkraft und  $M_A$  Einspannungsmoment des eingespannten Balkens ABC

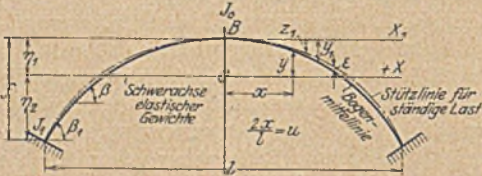
ferner 
$$N = \int y^2 d\omega \text{ und } C = \int \cos^2 \beta \frac{ds J_0}{F}$$

$C$  ist der sogenannte Kontraktionskoeffizient und stellt den Einfluß der Normalkräfte auf die horizontale Bewegung eines Auflagers bei Belastungszustand  $X = 1$  dar.

Die übrigen Bezeichnungen gehen aus der Abb. 1 hervor. Das Biegemoment im eingespannten Bogen ABC ergibt sich aus

$$M = M_0 - M_A - Xy \dots \dots \dots (2)$$

Legt man die Stützlinie für ständige Last durch die Schwerpunkte der Scheitel- und Kämpferquerschnitte und bezeichnet ihre Ordinate, bezogen auf die Schwerachse elastischer Gewichte  $d\omega$  OX



mit  $z$ , so stellt  $z - y = \epsilon$  die Abweichung der Bogenmittellinie von der Stützlinie dar.

$M_0$  kann jetzt

$$M_0 = H(z + \eta_2) = H(\epsilon + \eta_2 + y) \dots \dots \dots (3)$$

geschrieben werden, wobei  $H$  die Bogenkraft für den Dreigelenkbogen ABC und  $\eta_2 = f - \eta_1 = f - \frac{\int y_1 d\omega}{\int d\omega}$  bedeuten.

Aus den Gl. (1) und (3) folgen mit Berücksichtigung von  $\int y d\omega = 0$

$$X = \frac{N + \int \epsilon y d\omega}{N + C} H \text{ und } M_A = H \left( \frac{\int \epsilon d\omega}{\int d\omega} + \eta_2 \right)$$

Zur Abkürzung setzt man

$$\mu = \frac{C}{N}; \Gamma = \frac{\int \epsilon y d\omega}{N} \text{ und } \epsilon_m = \frac{\int \epsilon d\omega}{\int d\omega}$$

und erhält:

$$X = \frac{1 + \Gamma}{1 + \mu} H \text{ und } M_A = H(\epsilon_m + \eta_2) \dots \dots \dots (4)$$

Das Moment in einem beliebigen Punkt des eingespannten Bogens ABC ergibt sich nun aus den Gl. (2), (3) und (4) zu

$$M = H(\epsilon + y + \eta_2) - H(\epsilon_m + \eta_2) - Xy$$

oder 
$$M = H(\epsilon - \epsilon_m) + (H - X)y \dots \dots \dots (5)$$

Für die Differenz  $H - X$  erhält man aus Gl. (4):

$$H - X = H \left( 1 - \frac{1 + \Gamma}{1 + \mu} \right) = \frac{\mu - \Gamma}{1 + \mu} H \dots \dots \dots (6)$$

Das erste Glied der Gl. (5) stellt den Einfluß der Abweichung von der Stützlinie, das zweite Glied hauptsächlich den Einfluß der Kontraktion der Bogenachse dar.

Beim Entwerfen von Gewölben empfiehlt es sich nach dem Vorgang von Müller-Breslau, M. Ritter und A. Straßner, die statisch überzähligen Größen durch geschlossene Formeln darzustellen. Dies kann erreicht werden, wenn man für die Variation des Trägheitsmomentes des Bogens sowie für die Gleichung der Bogenmittellinie einfache den wirklichen Verhältnissen naheliegende Gleichungen wählt.

Aus dem allgemeinen Ansatz von Müller-Breslau für die Variation der Trägheitsmomente des Bogens ausgehend nimmt M. Ritter

$$\frac{d\omega}{\alpha x} = \frac{J_0}{J \cos \beta} = 1 - (1 - n)u^2 \dots \dots \dots (7)$$

an, während A. Straßner

$$\frac{d\omega}{\alpha x} = \frac{J_0}{J \cos \beta} = 1 - (1 - n)u$$

setzt. Es bedeutet hier  $u = \frac{2x}{l}$  und  $n = \frac{J_0}{J_1 \cos \beta_1}$ .

- $J_0$  Trägheitsmoment des Bogens im Scheitel,
- $J_1$  " " " " Kämpfer,
- $\beta_1$  Neigungswinkel " " " "

Für die folgenden Entwicklungen wird der Rittersche Ansatz benutzt. Die einfachste Form für die Gleichung der Bogenlinie ist die quadratische Parabel. Doch zeigen die meisten ausgeführten Bogen erhebliche Abweichungen davon, so daß, um eine genügend genaue Rechnung zu erhalten, die Annahme einer etwas komplizierteren Kurve notwendig wird.

Es soll im folgenden eine Kurve 4ten Grades, die als Stützlinie für eine parabolische Belastung gedeutet werden kann, angenommen werden.

Die Gleichung der Bogenmittellinie, bezogen auf die Horizontale  $BX_1$  durch den Scheitel, sei

$$y_1 = f \left\{ u^2 - \frac{16}{3} \Delta (1 - u^2) u^2 \right\} \dots \dots \dots (8)$$

$f \Delta$  ist die Abweichung von der quadratischen Parabel im Bogenviertel.

Desgleichen nehmen wir für die Stützlinie für Eigengewicht eine gleichgebaute Gleichung, gleichfalls auf  $BX_1$  bezogen:

$$z_1 = f \left\{ u^2 - \frac{16}{3} \Delta_2 (1 - u^2) u^2 \right\} \dots \dots \dots (9)$$



$f \Delta_z$  ist die Abweichung der Stützlinie für Eigengewicht von der quadratischen Parabel ABC im Bogenviertel.

Die Abweichung der Bogenlinie von der Stützlinie für ständige Last ergibt sich demnach aus Gl. (8) und (9) zu

$$\varepsilon = \frac{16}{3} f (\Delta_z - \Delta) (1 - u^2) u^2 \dots \dots \dots (10)$$

Die Werte für  $\varepsilon_m$ ,  $\Gamma$ ,  $\eta_1$ ,  $N$  ergeben sich nun nach Ausführung der Integrationen zu:

$$\varepsilon_m = \frac{\int \varepsilon d\omega}{\int d\omega} = \frac{32}{105} \left( \frac{4+3n}{2+n} \right) (\Delta_z - \Delta) f \dots \dots \dots (11)$$

$$\Gamma = \frac{\int \varepsilon y d\omega}{\int y^2 d\omega} = (\Delta_z - \Delta) \frac{-R_1 + R_2 \Delta}{1 - 2R_1 \Delta + R_2 \Delta^2} \dots \dots \dots (12)$$

Für die in der Praxis vorkommenden Verhältnisse der Bogenstärken und Bogenform ist  $\Gamma$  negativ. Die Beizahlen  $R_1$  und  $R_2$  sind durch:

$$R_1 = \frac{16}{9} \cdot \frac{8+8n-n^2}{8+24n+3n^2}, \quad R_2 = \frac{256}{2079} \cdot \frac{312+328n+53n^2}{8+24n+3n^2} \quad (13)$$

gegeben.

Der Schwerpunkt elastischer Gewichte

$$\eta_1 = \frac{\int y_1 d\omega}{\int d\omega} = f \left\{ \frac{2+3n}{5(2+n)} - \frac{32}{105} \Delta \frac{4+3n}{2+n} \right\} \dots \dots \dots (14)$$

$$\text{und } N = \int y^2 d\omega = N_p \{ 1 - 2R_1 \Delta + R_2 \Delta^2 \} \dots \dots \dots (15)$$

wobei  $N_p = \int y^2 d\omega$  für eine quadratische Parabel, d. h. für den Fall  $\Delta = 0$  bedeutet:

$$N_p = \frac{4}{45} \left( \frac{3}{2+n} \right) \left( \frac{8+24n+3n^2}{35} \right) f^2 \dots \dots \dots (16)$$

Für  $\eta_1$  berechnet M. Ritter<sup>1)</sup> unter gleichen Voraussetzungen:

$$\eta_1 = \frac{2m+26+n(5m+37)}{11,67(m+5)(n+2)} f,$$

wobei mit unseren Bezeichnungen

$$m = \frac{3+80\Delta}{3-16\Delta}$$

bedeutet und für  $N_p$  angenähert

$$N_p = \frac{2+3n}{56} f^2 \dots$$

## II. Berechnung für den Fall, daß die Brückenbahn in Neigung liegt (Abb. 2).

Der symmetrische Bogen ABC sei durch die unsymmetrische ständige Belastung entsprechend der Fläche ABCC<sub>1</sub>B<sub>1</sub>A<sub>1</sub> beansprucht.

Zieht man durch B<sub>1</sub> eine Parallele zu AC, so wird die Belastungsfläche in zwei Teile zerlegt; die Fläche ABCC<sub>2</sub>B<sub>1</sub>A<sub>2</sub>, die eine symmetrische Belastung darstellt, die nach Entwicklungen des Abschnittes I behandelt werden kann, und die Fläche A<sub>1</sub>A<sub>2</sub>B<sub>1</sub>C<sub>1</sub>C<sub>2</sub>, die eine unsymmetrische Belastung darstellt, bestehend aus dem positiven Teil B<sub>1</sub>C<sub>1</sub>C<sub>2</sub>, und einem ebenso großen negativen Teil B<sub>1</sub>A<sub>1</sub>A<sub>2</sub> (Abb. 3).

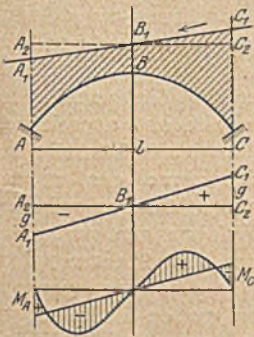


Abb. 2, 3 und 4.

1) M. Ritter, Beiträge zur Theorie und Berechnung der vollwandigen Bogen ohne Scheiteltgelenk, 1909.

Aus Gründen der Symmetrie werden die beiden Integrale

$$\int M_0 y d\omega \text{ und } \int M_0 d\omega = 0$$

Die Bogenkraft für eine Belastung nach Abb. 3 ist also = 0. Der Bogen verhält sich demnach wie ein eingespannter Balken.

Die beiden Einspannungsmomente M<sub>A</sub> und M<sub>C</sub> berechnen sich bekanntlich aus

$$\left. \begin{aligned} M_A &= - \frac{\int M_0 d\omega}{\int d\omega} + \frac{\int M_0 x d\omega}{\int x^2 d\omega} \cdot \frac{1}{2} \\ M_C &= - \frac{\int M_0 d\omega}{\int d\omega} - \frac{\int M_0 x d\omega}{\int x^2 d\omega} \cdot \frac{1}{2} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (17)$$

in unserem Falle mit  $\int M_0 d\omega$  werden

$$M_A = -M_C = + \frac{\int M_0 x d\omega}{\int x^2 d\omega} \cdot \frac{1}{2} \dots \dots \dots (18)$$

mit

$$M_0 = \frac{q l^2}{24} (1 - u^2) u$$

wird

$$\int M_0 x d\omega = \frac{q l^4}{24} \left( \frac{4+3n}{105} \right)$$

und mit  $\int x^2 d\omega = \frac{2+3n}{60} l^3$

$$M_A = -M_C = \frac{q l^2}{12} \left( \frac{4+3n}{7(2+3n)} \right) \dots \dots \dots (19)$$

In Abb. 4 ist der Verlauf der Momentenlinie für die unsymmetrische Belastung dargestellt.

## III. Belastung des Bogens durch eine gleichförmig verteilte Verkehrsbelastung.

Ein Bogen mit der Mittellinie nach Gl. (8) sei durch eine gleichförmige, über die ganze Länge des Bogens wirkende Belastung  $p$  beansprucht.

Die Stützlinie für die Belastung ist in diesem Falle eine quadratische Parabel, und die Abweichung der Bogenmittellinie nach Gl. (10)  $\varepsilon$  wird mit  $\Delta_z = 0$  negativ:

$$\varepsilon = - \frac{16}{3} f \Delta (1 - u^2) u^2$$

Aus Gl. (12) folgt dann, daß  $\Gamma$  positiv wird. Bezeichnet man mit  $r = \frac{l^2}{8f}$ , so wird der Horizontalschub für den eingespannten

Bogen:

$$X = \frac{1+\Gamma}{1+\mu} p r$$

$p r = H$  ist der Horizontalschub für den Dreigelenkbogen. Es wird also, falls  $\Gamma > \mu$ , der Horizontalschub für den eingespannten Bogen im allgemeinen größer als für den Dreigelenkbogen.

Die Momentenlinie nach Gl. (5) ergibt, falls die gleichmäßige Belastung  $p = 1$  gesetzt wird, die Differenz der Einflußlinien der Biegemomente des Bogens. Für die Kämpfer und Scheitelquerschnitte wird z. B. mit  $\varepsilon = 0$ :

$$M = |F^+| - |F^-| = -H \varepsilon_m + (H - X) y$$

wobei  $|F^+|$  und  $|F^-|$  die absoluten Werte der positiven und negativen Einflußflächen bedeuten.

EISENBETONSCHORNSTEIN „SYSTEM LUPESCU“ D. R. P. 326 196,  
ERBAUT FÜR DIE FIRMA KLEIN, SCHANZLIN & BECKER A.-G., FRANKENTHAL,  
DURCH DIE FIRMA WAYSS & FREYTAG A.-G., FRANKFURT A. MAIN.

Von Regierungsbaumeister A. Koppenhöfer.

Für die Pumpen- und Armaturenfabrik Klein, Schanzlin & Becker A.-G. in Frankenthal (Pfalz) wurde im Sommer 1923 von der Firma Wayß & Freytag A.-G., Frankfurt a. M., ein 100 m hoher Eisenbetonschornstein nach „System Lupescu“ D.R.P. 326 196 erbaut (Abb. 1). Über die Einzelheiten der

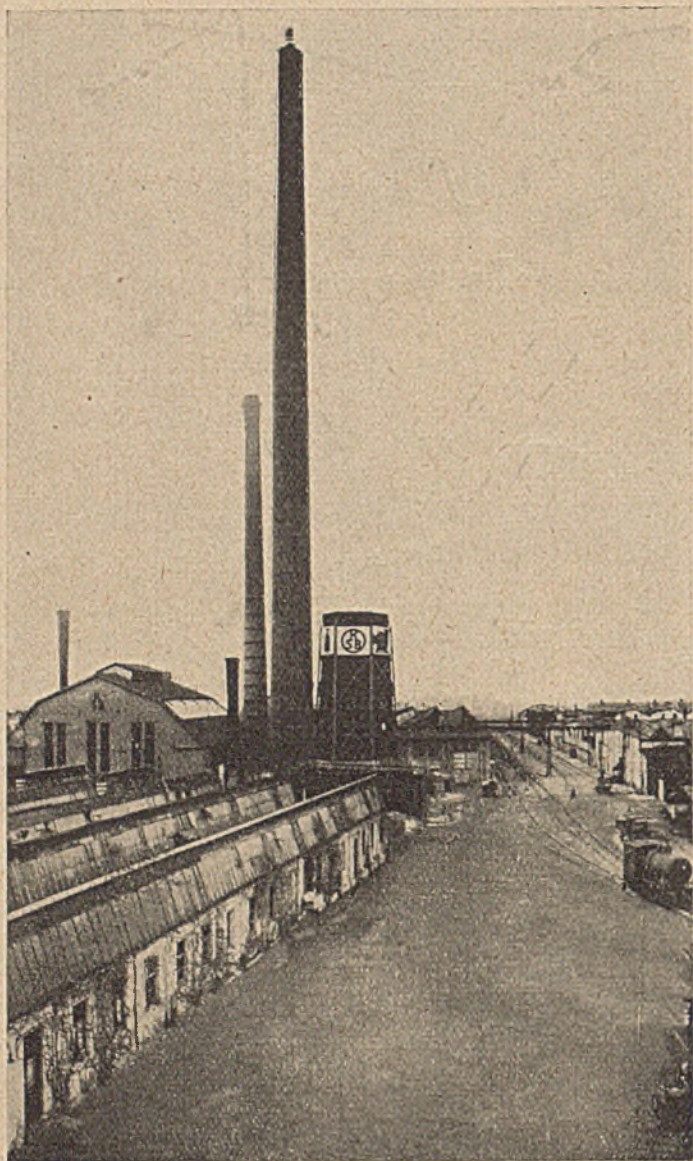


Abb. 1. Fertiger Eisenbetonschornstein „System Lupescu“.

Bauweise System Lupescu wurde bereits in der Deutschen Bauzeitung, Heft 3 und 4, Jahrgang 1923, eingehend berichtet. Wegen des Interesses, das in weiteren Kreisen für diese Bauweise vorhanden sein dürfte, soll auf die Einzelheiten dieses Baues hier näher eingegangen werden. Vor Besprechung der technischen Einzelheiten seien die Gründe kurz erwähnt, die für den Bau ausschlaggebend waren:

Vor Erbauung des neuen Schornsteins waren die 4 Kessel des Werks an einen 50 m hohen Backsteinschornstein angeschlossen. Da der letztere jedoch bei voller Belastung des Werks nicht genügte, waren noch zwei künstliche Saugzug-

anlagen mit je einem 20 m hohen Blechschornstein vorhanden. Diese künstlichen Saugzuganlagen verursachten einen dauernden hohen Stromverbrauch. Bei einer etwaigen Erweiterung des Werks hätten sie zudem nicht ausgereicht, so daß für diesen Fall an den Bau eines größeren Schornsteins gedacht werden mußte. Trotzdem wäre jedoch dem Bau eines solchen vorläufig nicht näher getreten worden, da im Augenblick eine Erweiterung nicht in Frage kam, wenn nicht ein weiterer zwingender Grund für den sofortigen Bau vorhanden gewesen wäre. Durch die beiden 20 m hohen Blechschornsteine der künstlichen Saugzuganlagen, die fast dauernd in Betrieb sein mußten, erfolgte eine starke Verrußung der Dächer. Der Ruß wurde durch das Regenwasser in die Kanalisation der Fabrik geschwemmt, wodurch dauernd große Unterhaltungskosten an der Kanali-



Abb. 2. Eisenbetonfundament.

sation verursacht wurden. Die Befürchtung, daß die Kanalisation schließlich verstopfen werde, wurde beim Ausbessern eines Kanalisationsrohres bestätigt. Das Rohr war durchweg mit Ruß derart angefüllt, daß kein Wasser mehr durchfließen konnte. Man stand daher vor der Wahl, über kurz oder lang umfangreiche Kanalisationsarbeiten ausführen zu müssen oder die Saugzuganlagen stillzulegen. So kam man zu dem einzig richtigen Entschluß, um das Übel an der Wurzel zu fassen, einen neuen Schornstein zu bauen, der für die bestehende Kesselanlage sowie für eine spätere Erweiterung ausreichte. Der bestehende 50 m hohe Schornstein sowie die künstlichen Saugzuganlagen wurden nach Inbetriebnahme des neuen Schornsteins beseitigt. Schon in den ersten Wochen wurden mit dem neuen Schornstein die besten Erfahrungen gemacht. Während in früheren Jahren im Winter zur Speisung der Dampfheizung ein weiterer Kessel in Betrieb genommen werden mußte, war dies diesen Winter trotz der großen Kälte nicht nötig. Um so viel größer war die Dampferzeugung und bessere Ausnutzung der Kohle nach Inbetriebnahme des neuen Schornsteins.

Nach den Berechnungen der Bauherrschaft wird sich der neue Schornstein unter Berücksichtigung der Ersparnisse an elektrischem Strom und an Kohlen unter normalen Verhältnissen in etwa 3–4 Jahren bezahlt gemacht haben.

Der neue Schornstein, der für eine Anlage von 6 Kesseln genügen soll, hat einen unteren lichten Durchmesser von 4,40 m; der untere äußere Durchmesser beträgt 5,90 m. Der obere lichte Durchmesser ist 2,50 m, der äußere 3,16 m. Die Höhe des Schornsteins beträgt 100 m über Gelände. Der Anzug des Schornsteins wurde zu 2,74 cm auf 1 stgd. m gewählt. In den Schornstein münden zwei zueinander senkrecht verlaufende Rauchkanäle von je 1,85/1,85 m Querschnitt. Eine 10 m hohe, 1/2 Stein starke Backsteinwand trennt das Innere des Schornsteins im unteren Teil entsprechend den beiden Rauchkanaleinmündungen in zwei Teile, so daß beim Eintreten der Rauchgase in den Schornstein keine Wirbelbildungen entstehen und ein ungestörtes Abziehen der Rauchgase gewährleistet wird. Der Schornstein steht auf einem kreisrunden Eisenbetonfundament mit einem Durchmesser von 14 m (Abb. 2), der Schornsteinschaft ist mit dem Fundament durch besondere Eisen verankert. Das Eisenbetonfundament ist biegungsfest ausgebildet und entsprechend bewehrt; die größte Bodenpressung durfte im ungünstigsten Belastungsfall 2,5 kg/cm<sup>2</sup> nicht überschreiten. Die Sohle des Fundaments liegt 3,5 m unter Gelände. Grundwasser trat nicht zutage. Der Untergrund bestand aus Kies. Der Schornsteinschaft wurde aus Formsteinen System „Lupescu“

zum oberen Kaminkranz ununterbrochen durchgehende Bewehrung. Um schwache Punkte zu vermeiden, welche die Eisenstöße eventuell bilden könnten, wurden die Stöße versetzt, so daß immer nur die Hälfte der senkrechten Eisen in einer Fuge gestoßen sind (siehe Abb. 4 u. 5). Im unteren Teil des Schornsteins, solange Doppelsteine verwendet sind, liegt sowohl eine äußere wie eine innere senkrechte Bewehrung (Abb. 4). Die wagerechte Bewehrung liegt in besonderen Rillen, die in den Steinen ausgespart sind. Auch hier sind die Stöße der Ringeisen in den einzelnen Fugen versetzt angeordnet. Die Übergreifungen der Ringeisen betragen 40 cm. In dem unteren doppelwandigen Teil ist sowohl eine äußere wie eine innere wagerechte Bewehrung eingelegt, wobei der stärkeren äußeren Bewehrung die Aufnahme der wagerechten Wärmespannungen zukommt, während die innere Bewehrung mehr die Rolle von Montageeisen erfüllt. Die Vertikaleisen sind an den Kreuzungspunkten mit den Horizontaleisen mit Bindedraht gut verknüpft, so daß eine durch-

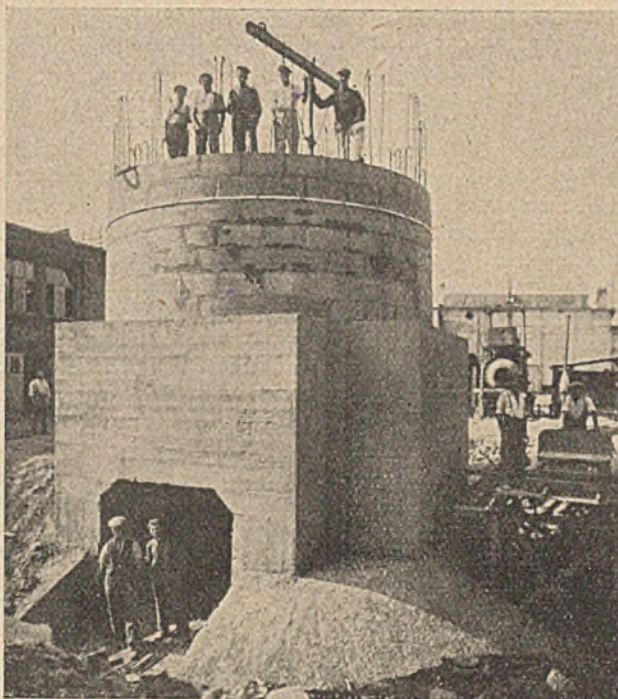


Abb. 3. Unterer Teil des Eisenbetonschornsteins mit den beiden Rauchkanaleinmündungen.

aus einwandfreie Eisenbetonkonstruktion entstand. Außerdem sind die äußeren und inneren

Vertikaleisen durch Bügel gegenseitig festgehalten. Der Schornstein ist auf die ganze Höhe mit einem inneren Backsteinfutter versehen, das aus gut gebrannten ausgesuchten

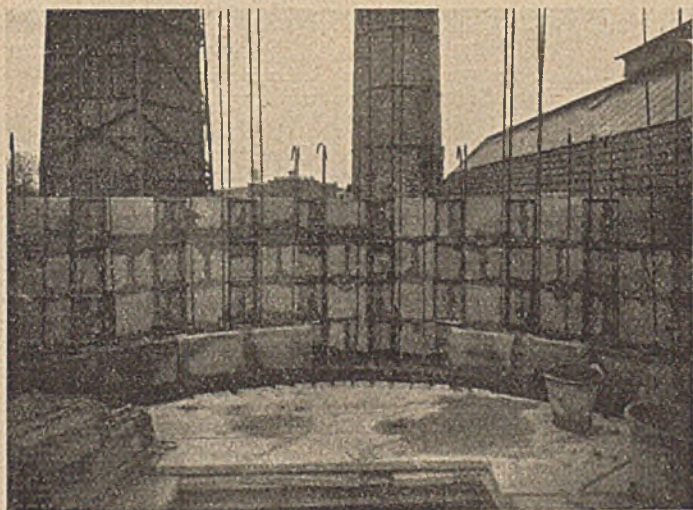


Abb. 4. Wand aus Doppelsteinen im Bau.

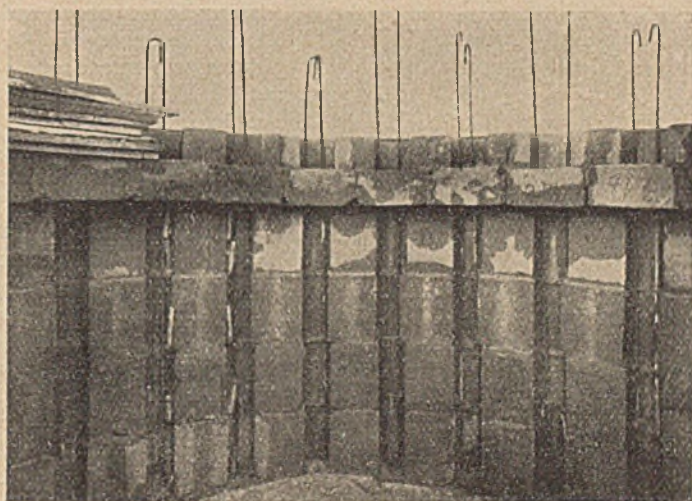


Abb. 5. Wand aus einfachen Steinen im Bau mit Konsole.

hergestellt, mit Ausnahme der beiden Rauchkanaleinmündungen, die zwischen Schalung betoniert wurden (Abb. 3). Die Wände bestehen bis zu 34 m Höhe aus einer äußeren und inneren Steinschicht, deren Hohlräume ausbetoniert wurden (Abb. 4). Von 34 m bis 46 m wurde der Schaft aus nur einem Stein mit 20 cm Wandstärke hergestellt, während von 46 m ab die Wandstärke nur 15 cm beträgt (Abb. 5). Die Bewehrung des Eisenbetonschafts besteht durchweg aus Rundeisen, die genau nach statischer Berechnung eingelegt wurden. Die senkrechten Eisen greifen an den Stößen etwa 50 cm übereinander und bilden so eine vom Fundament bis

Backsteinen besteht. Besondere Ringsteine wurden der Ersparnis halber nicht verwendet. Das Futter ist im unteren Teil des Schornsteins 25 cm stark, von 34 m ab jedoch nur noch 12 cm. Das Backsteinfutter sitzt alle 9 m auf einer Konsole auf, durch welche die Last des Futters auf den Eisenbetonschaft übertragen wird. Die Konsolen bestehen aus bewehrten, fertig hergestellten Betonsteinen, so daß am Bau selbst keinerlei Einschalung nötig war (Abb. 5). Die Ausbildung der Überlappung des Futters an den Konsolen ist aus Abb. 6 ersichtlich. Zwischen Backsteinfutter und Eisenbetonschaft befindet sich zur besseren Isolierung und zur Herabminderung der Wärme-

spannungen im Eisenbetonschaft ein etwa 8—10 cm betragen der Hohlraum. Durch unter den Konsolen eingebaute Entlüftungsrohre steht dieser Hohlraum mit der Außenluft in Verbindung, so daß sich in dem Hohlraum keinerlei Spannungen bilden können; andererseits ist der Querschnitt der Rohre so klein, daß keine Gefahr einer starken Abkühlung der Luft in dem Hohlraum und so eine Beeinträchtigung des Zugs im Kamin entsteht. In 15 m Höhe ist nach außen eine Konsole zur Aufnahme eines Wasserbehälters von 100 m<sup>3</sup> Fassungsraum angebracht. Auch diese Konsole wurde durch besondere, bewehrte Steine ausgebildet. Gleichzeitig in Verbindung mit dieser steht die nach innen vorkragende Konsole zur Aufnahme

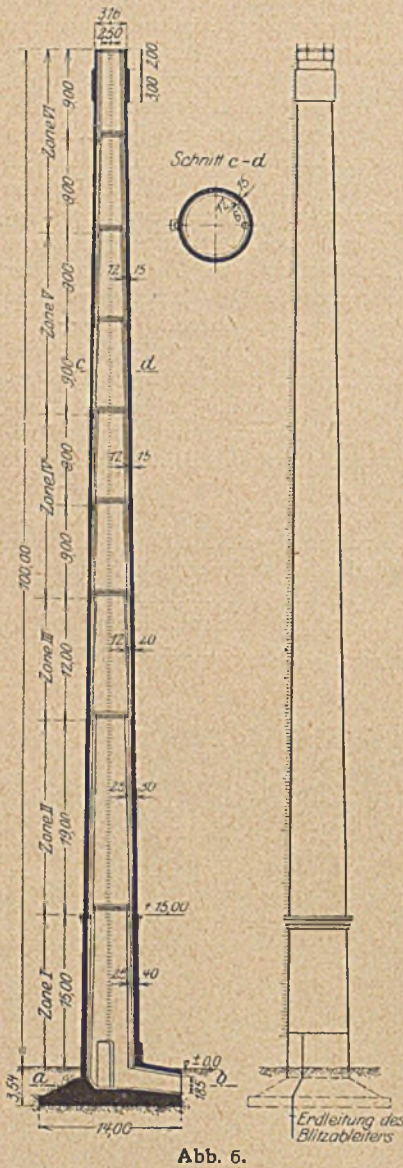


Abb. 6.

während des Baues herrschen den wirtschaftlichen Verhältnisse (Ruhrbesetzung) war es jedoch nicht möglich, solche zu bekommen. Man sah sich daher genötigt, die Abdeckung des oberen Kaminkranzes in bewehrtem Beton auszuführen, der mit einem Glatzstrich und darauffolgendem doppelten Inertol-anstrich versehen wurde.

des an dieser Stelle 1 Stein starken und 19 m hohen Backsteinfutters (Abb. 7). Die Abdeckung des oberen Kaminkranzes war mit hartgebrannten, säure- und feuerfesten Spezialsteinen geplant. Durch die während des Baues herrschen den wirtschaftlichen Verhältnisse (Ruhrbesetzung) war es jedoch nicht möglich, solche zu bekommen. Man sah sich daher genötigt, die Abdeckung des oberen Kaminkranzes in bewehrtem Beton auszuführen, der mit einem Glatzstrich und darauffolgendem doppelten Inertol-anstrich versehen wurde.

Die für den Eisenbetonschaft erforderlichen Steine wurden in Holzformen fabrikmäßig im M.V. 1:4 hergestellt. Die Holzformen waren mit Blech ausgeschlagen. Der Schornstein wurde zu diesem Zweck in 6 Zonen eingeteilt. Für jede Zone wurde der mittlere Durchmesser den Formen zugrunde gelegt. Bei den aus Doppelsteinen bestehenden Wänden waren daher 4 Formen, bei den aus 1 Stein bestehenden Wänden 2 Formen für die Steinherstellung erforderlich. Insgesamt waren 16 Formen für die normalen Steine erforderlich (2 Zonen mit Doppel-

wänden und 4 Zonen mit einfachen Wänden). Innerhalb einer jeden Zone wurden die Steinlängen für je 5 Schichten (1,50 m) beibehalten. Die verschiedenen Steinlängen ließen sich in ein und derselben Form sehr leicht einstellen. Für die Konsolsteine waren jeweils noch besondere Formen erforderlich, insgesamt noch 15 Stück. Auf diese Weise wurde erreicht, daß der Anzug des Schornsteins durch keinerlei Unregelmäßigkeiten oder vorstehende Kanten und Ecken unterbrochen wurde.

Zum Aufmauern der Steine wurde Zementmörtel verwendet. Der Füllbeton für die Hohlräume hatte das M.V. 1:5. Die Fundamentplatte wurde im M.V. 1:7 hergestellt.

Der Schornstein ist sowohl außen wie innen mit verzinkten Steigeisen von 20 mm Dmr. ausgestattet. Die Steigeisen haben an den Enden eine senkrechte Abbiegung von etwa 8 cm, so

daß sie gut im Beton verankert sind. Die Steigeisen sind jeweils in den Fugen einbetoniert. Ihr Abstand voneinander beträgt 33 1/3 cm. Außen sind noch alle 5 m besondere verzinkte Schutzbügel angeordnet, im Innern sind diese fortgelassen worden.

Die Blitzableiteranlage des Schornsteins ist in Verbindung mit der senkrechten Bewehrung ausgeführt. Ein Meter unter dem oberen Kaminkranz befindet sich außen ein Ring aus verzinktem Flacheisen 30/6. An diesen sind 6 Auffangspitzen angeblötet, welche 50 cm über den oberen Kaminkranz hinausragen. Der obere Auffangring ist durch verzinkte Flacheisen an verschiedenen Stellen mit der senkrechten Bewehrung in Verbindung gebracht. Die Berührungsstellen dieser Verbindungsstücke müssen sowohl beim Auffangring wie bei den senkrechten Eisen gut verlötet sein. Dieselben Vertikaleisen sind mit dem 3 m über Gelände befindlichen unteren Auffangring in Verbindung (Ausbildung wie oben). Der untere Auffangring ist durch ein verzinktes Flacheisen 30/6 mit einem verzinkten Rohr in Verbindung, das bis zum niedersten Grundwasserstand in den Boden eingerammt wurde. Die Aufmauerung

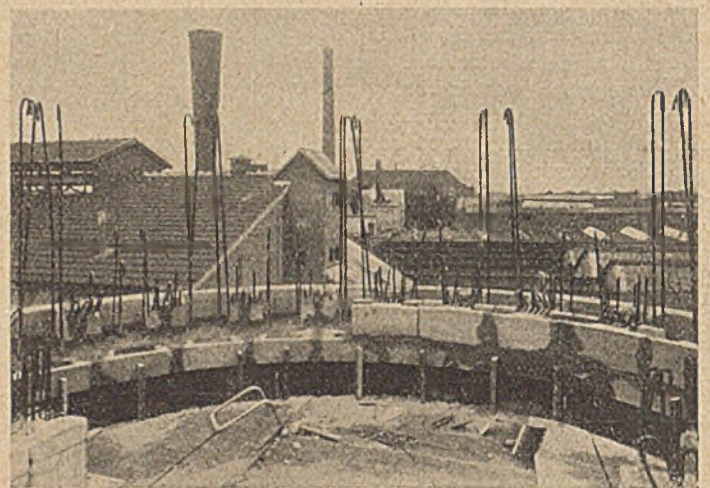


Abb. 7. Konsole in 15 m Höhe zur Aufnahme des Wasserbehälters und des Backsteinfutters aus fertigen Steinen.

des Schornsteins geschah von einem Innengerüst aus, das durch ein etwa 1,5 m tiefer liegendes Gerüst geschützt war. Diese Gerüste wurden abwechselungsweise mit dem Aufmauern hochgenommen, so daß das Gerüst, das zuvor Arbeitsgerüst war, nachher Schutzgerüst, dann wieder Arbeitsgerüst usw. wurde. Das Ausfugen der äußeren Flächen wurde genau wie die Aufmauerung der äußeren Lupescu-Steine über Kopf bewerkstelligt. Das Backsteinfutter wurde von der Innenseite ausgefugt und mit Kalkmilch abgestrichen.

Das Hochziehen der Baustoffe erfolgte im Innern des Schornsteins. Die unten beschäftigten Arbeiter waren durch ein besonders starkes Schutzgerüst gegen etwaige herabfallende Steinstücke usw. geschützt. Die Aufzugsvorrichtung bestand aus Motor, Winde, Drahtseil, Galgen mit drehbarem Arm und Rolle. Der Galgen war in den inneren Steigeisen mittels Holzkeile befestigt und wurde in den Steigeisen jeweils hochgezogen. Bei der Baustelleneinrichtung machte sich der Mangel an Lagerplätzen in der Nähe des Baues stark fühlbar.

Der ganze Bau einschl. Herstellung der Fundamentplatte und der beiden Rauchkanäle über dieser wurde in 4 1/2 Monaten fertiggestellt. Da die Bauausführung in die Zeit der Ruhrbesetzung und des passiven Widerstandes fiel, waren teilweise große Schwierigkeiten in der Beschaffung der nötigen Baustoffe zu überwinden. Erschwerend fiel weiter die durch den passiven Widerstand und durch die damit zusammenhängenden Folgen verursachte große Arbeitsunlust der Arbeiter ins Gewicht. Besonders Facharbeiter, insbesondere gelernte Kaminbauer, waren kaum zu bekommen. Man sah sich daher veranlaßt,

gute Maurer zu verwenden. So waren von den diesen Schornstein aufbauenden Maurern nur etwa der vierte Teil Kaminbauer.

Der fertige Schornstein, der ein gutes Aussehen bietet und die ganze Fabrikanlage überragend beherrscht, ist in Abb. 1 dargestellt.

Zum Schluß seien noch einige Angaben über die der statischen Berechnung zugrunde liegenden Annahmen und die größten auftretenden Baustoffbeanspruchungen beigefügt.

Die Berechnung des Eisenbetonschafes erfolgte für eine Eintrittstemperatur der Rauchgase von  $200^{\circ}\text{C}$ . Auf 1 stgd. m wurde mit einem Wärmeabfall von  $1^{\circ}$  gerechnet, so daß die Austrittstemperatur noch  $100^{\circ}\text{C}$  beträgt. Als Außentemperatur wurde im ungünstigsten Fall  $-10^{\circ}\text{C}$  angenommen. Weiter wurde mit einem größten Winddruck von  $150\text{ kg/m}^2$  senkrecht getroffener Fläche gerechnet. Die größten Beanspruchungen betragen infolge Eigengewicht und Wind allein:

$$\text{Betondruckspannung } \sigma_b = 39,4\text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{Eisenzugspannung } \sigma_e = 393\text{ kg/cm}^2.$$

Die größten wagerechten Wärmespannungen betragen

$$\sigma_s = 36,3\text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = 1200\text{ kg/cm}^2.$$

Die größten senkrechten Beanspruchungen infolge Eigengewicht und Wind gleichzeitig mit den ungünstigsten senkrechten Wärmespannungen kombiniert, ergaben sich zu:

$$\text{Betondruckspannung } \sigma_b = 104\text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{Eisenzugspannung } \sigma_e = 1188\text{ kg/cm}^2.$$

Aus vorstehenden Angaben ersieht man, wie hoch das Material bei Schornsteinen beansprucht wird, und daß insbesondere die Wärmespannungen den weitaus größten Teil der Beanspruchungen ausmachen. Die Beanspruchungen infolge Temperatur betragen hier ungefähr  $\frac{2}{3}$  der Gesamtbeanspruchungen. Es ist deshalb bei Schornsteinbauten außerordentlich wichtig, die Wärmespannungen gebührend zu berücksichtigen. Daß bei solch hohen Materialbeanspruchungen nur die besten Baustoffe am Platze sind, dürfte einleuchten. Wenn man außerdem berücksichtigt, daß die Wärmespannungen von der Lage der Eisen im Querschnitt abhängen, so ist es ebenso wichtig, daß nur eine Bauweise in Frage kommen darf, die es ermöglicht, die Eisen an der vom entwerfenden Ingenieur berechneten zur Aufnahme der Wärmespannungen geeigneten Stelle einzulegen und festzuhalten.

## MASSENGEWINNUNG UND -FÖRDERUNG BEI ERDBEWEGUNGEN.

Von Privatdozent Dr. Georg Garbotz, Oberingenieur der Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges.

**Übersicht.** Im folgenden wird ein Auszug aus dem zweiten Teil des Vortrages „Massenförderung auf Baustellen“ gegeben, der vom Verfasser auf Veranlassung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen bei einer Vortragsfolge im Rahmen des Außeninstitutes der Technischen Hochschule gehalten wurde. Der erste Teil, der insbesondere die maschinellen Einrichtungen zur Beförderung der Baustoffe bei Hoch- und Tiefbauten behandelte, wird in der Deutschen Bauzeitung eingehender dargestellt werden.

Jede Bautätigkeit stellt sich in ihren Urelementen als ein Materialabtragtransport und -auftrag dar. Dementsprechend hat auch von jeher für den Bauingenieur die Frage des Lösens und Ladens sowie der Beförderung von Massen im Vordergrund aller technisch-wirtschaftlichen Erwägungen

die kritische Beurteilung des Verhältnisses von Aufwand und Leistung seiner Maschinenbetriebe zu gewinnen, um danach verbessernd einzugreifen. Auch die Betriebsverhältnisse und die Anforderungen sind von Baustelle zu Baustelle so ver-

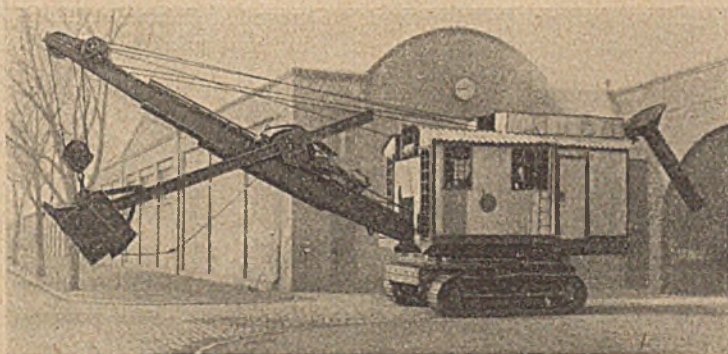


Abb. 1. Löffelbagger mit Raupenantrieb und absenkbarem Ausleger von Orenstein & Koppel A.-G.



Abb. 2. Löffelbagger  $4\text{ m}^3$  Inhalt von Menck & Hambrock im Steinbruch.

gestanden. Mit ihr haben sich die alten Ägypter, die Erfinder des Räderfahrwerkes, schon befaßt, mit ihr mußte sich auch der Bauingenieur notgedrungen befassen, als die großen Kanal- und Eisenbahnbauten in den 70er und 90er Jahren mit ihren gewaltigen zu bewegend Massen ihn in die Unmöglichkeit versetzten, die gestellten Aufgaben nur mit Menschenkraft allein zu bewältigen. Es ist angesichts der damals um die Wende des 19. Jahrhunderts mit Riesenschritten vorwärts eilenden Maschinenteknik allerdings erstaunlich, wie wenig in der Folgezeit an der Vervollkommnung dieser ersten Geräte für die Massenförderung gearbeitet worden ist. Erklärlich wird diese Tatsache nur, wenn man bedenkt, daß dem Bauingenieur meist die Zeit und das Interesse fehlen, durch statistische Aufschreibungen der Betriebskosten rechnerische Unterlagen für

schieden, daß sich die Erfahrungen der einen meist nur sehr bedingt auf eine andere übertragen lassen. Das Niveau des Maschinenpersonals ist zudem so niedrig, daß es vordem kaum Zweck hatte, die modernen Errungenschaften der Technik weitgehend auf Baumaschinen zu übertragen.

Material und Menge der zu befördernden Massen sind es, die den Transporteinrichtungen ihr eigentümliches Gepräge geben. So können wir deutlich drei große Gruppen unterscheiden:

1. Geräte zur Beförderung von Baustoffen für größere Holz-, Stein- und Betonbauten,
2. Maschinen zur Erdbeförderung bei Trockenbauten,
3. Maschinen zur Erdbeförderung bei Naßbauten.

Zur Darstellung sollen hier lediglich die unter 2. genannten Geräte zur Erdbeförderung bei Trockenbauten kommen, während aus Platzmangel die Gruppen 1. und 3. ausscheiden müssen. Es läßt sich das um so leichter verantworten, als für die Geräte zur Erdbeförderung bei Naßbauten in der Literatur zusammenfassende Werke vorhanden sind, während die Fördereinrichtungen für Baustoffe in einem Aufsatz in der Deutschen Bauzeitung behandelt werden sollen. Hierzu wären also zu rechnen etwa die verschiedenen Formen moderner Bauaufzüge, die z. T. das Material bereits während des Hochziehens aufbereiten, die Portal- und Einstützenturmdrehkrane, die Möglichkeiten der Anwendung von Kabelkranen und Seilbahnen auf Betonbaustellen, die Einrichtungen, um Zementmörtel als Verputzmaterial fortzuspritzen oder Zementmilch zu Dichtungszwecken einzupressen oder etwa gar die Preßluft als Fördermittel für große Betonmassen zu benutzen, die Gußbetonanlagen u. a. m.

Zwischen den Fördereinrichtungen für Baustoffe und denen bei Erdbewegungen besteht ein wesentlicher Unterschied. Die größeren Massen, die hier zu bewältigen sind —, handelt es sich doch um Leistungen, die bis zu 500 m<sup>3</sup>/h für ein Gerät hinaufgehen — sind es, die den maschinellen Einrichtungen ganz andere Abmessungen geben, als die der obengenannten Geräte. Bei allen Erdarbeiten können wir unterscheiden: einmal das Lösen und Laden und

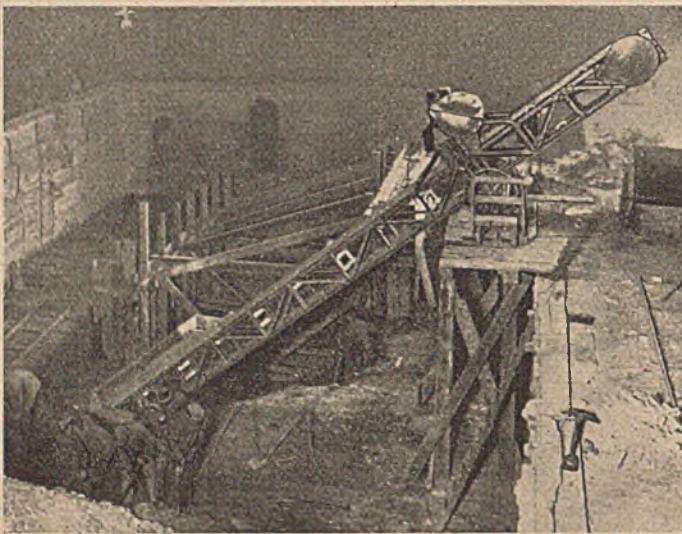


Abb. 4. Gurttransporteur beim Ausschachten.

dann den Abtransport des gewonnenen Materials. Die hierfür verwendeten Geräte bilden den Grundstock jeder größeren Bauunternehmung. Während wir aber für den Abtransport von Erdmassen im Baubetrieb nur eine Art Geräte, nämlich Wagen und Lokomotiven verwenden, sind für das Lösen und Laden verschiedenere Geräte, je nach den örtlichen Verhältnissen im Gebrauch, die wir durchweg unter dem Namen Bagger kennen.

Die geschichtlich ursprünglichste Form des Baggers ist ein Gefäß mit langem Stiel, das schon von den ältesten Völkern benutzt wurde, um durch einen Druck gegen den abzugrabenden Boden diesen zu lösen; aus ihr hat sich der Löffelbagger entwickelt.

Eine zweite Baggerform ist gleichfalls aus einem Hand-

gerät hervorgegangen, der Greifbagger; sein Vorläufer ist die indische Schaufel, mit der bei 5 m Greiftiefe 3 Mann täglich 10 m<sup>3</sup> leisten konnten. Die heutigen Greifbagger arbeiten durchweg mit Dampf; der Greifkorb hängt an einem Kran.

Die Möglichkeit, in Gestalt der Dampfmaschine die Antriebsenergie beliebig zu steigern, gab ein Mittel, die Zahl der Grabgefäße zu erhöhen und somit den intermittierenden Betrieb unter wesentlicher Steigerung der Leistung in einen kontinuierlichen zu verwandeln.

Es entstand der Eimerkettenbagger, bei dem eine große Zahl von Baggeimern auf einer endlosen Kette aufgereiht sind und ununterbrochen um zwei Kettentrommeln herumlaufen. Der Eimerkettenbagger fand erstmalig bei den umfangreichen Arbeiten zur Vertiefung des Clyde im Anfang des vorigen Jahrhunderts als Naßbagger Anwendung. Als Trockenbagger rührt die Verwendung erst aus neuerer Zeit, vornehmlich seit dem Bau des Suez- und des Nord-Ostsee-Kanals. Nur in flüssigem Boden, wie Schlick, Schlamm und Modder ist seine Leistung gering. Hier wird eine Förderungsart angewendet, für die als Geräte die Saug- oder Pumpenbagger bekannt sind.

Je nach den örtlichen Verhältnissen können dann die verschiedensten Baggertypen verwendet werden. Der Antrieb der Bagger erfolgt im Baubetrieb überwiegend durch Dampf. Die große Anpassungsfähigkeit und vor allem bei ausreichendem Kessel die Überlastbarkeit der Dampfmaschine mag hierfür bestimmend gewesen sein. Hinzu kommt, daß diese elementar konstruierte Dampfmaschine ein Gerät ist, mit dem jeder umgehen kann und das außerordentlich geduldig ist. Der Verbrennungsmotor, von dem jeder weiß, daß er diese Eigenschaften nicht besitzt, kommt bei Baggern so gut wie gar nicht vor. Seit dem Kriege hat sich unter dem Einfluß der Kohlenknappheit eine Antriebsart, allerdings vorerst

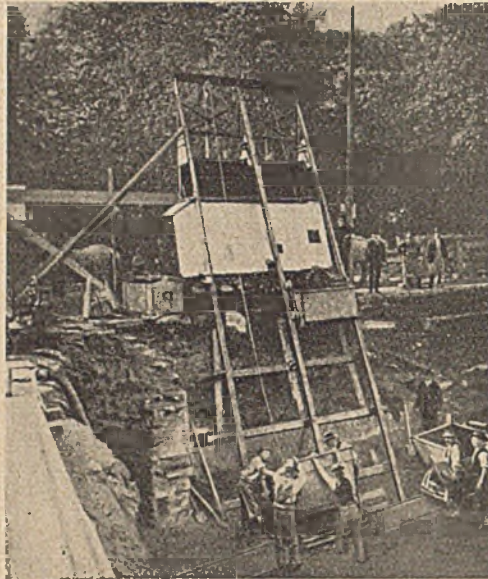


Abb. 3. Baugrubenaufzug.



Abb. 5. Schalengreifer.

hauptsächlich nur im Abraumbetrieb, eingebürgert, die vor dem Dampf wesentliche Vorteile hat, der elektrische Antrieb. Wir kommen hierauf noch später genauer zu sprechen.

Aus der geschichtlichen Entwicklung ergibt sich bereits die Einteilung für die Bagger. Wir unterscheiden an dieser Stelle bei den Trockenbaggern:

1. Löffelbagger,
2. Greifbagger,
3. Eimerkettenbagger.

Der Löffelbagger stammt aus Amerika, wo er bei den Tief- und Bahnbauten durch unwirtliche Gebirgsgegenden und dichten Urwald, wo direkt unter dem Humus meist Fels anstand,

Abmessungen von Löffelbaggern.

Löffelinhalt m³	Fabrikat	Type	Mittlere Leistung in:				Größte Bagger-			Größte Ausschütt-		Löffelver- schiebung mm	Windekraft am Löffel kg	Als Kran			Zweckmäßige Kippwagengröße m³
			leichtem Sand- und Kies- boden m³/h	Lehm und leichtem Ton- boden m³/h	hartem Ton- boden m³/h	vorge- spreng- ter Fels- boden m³/h	Höhe mm	Weite mm	Tiefe mm	Höhe mm	Breite mm			Aus- ladung mm	Roll- len- höhe mm	Trag- fähig- keit kg	
0,5—0,75	Carlshütte . . . . .	II	70	55	40	—	7 200	7 750	500	5 000	7 200	2 000	5 000	—	—	—	1—2
0,75	Menck & Hambrook . . . . .	C 2	46	37,5	—	—	6 000	7 200	500	3 900	6 600	2 600	6 350	5 350	6 550	4 000	1
1—1,5	Carlshütte . . . . .	III	120	90	75	—	10 500	11 500	500	8 000	10 500	3 200	11 000	—	—	—	2—3
I	Menck & Hambrook . . . . .	E	60	40	—	—	6 950	8 300	500	4 770	7 290	3 000	8 900	6 200	7 550	5 500	2
I	Orenstein & Koppel . . . . .	5	60—65	30—40	—	—	5 400	7 000	500	4 000	7 300	2 000	5—7 000	5 500	6 600	3 750	1—2
1,5	Orenstein & Koppel . . . . .	12	90—95	60—80	40—50	20—25	8 600	10 250	500	5 700	8 800	3 250	12—15 000	7 000	8 500	9 000	3
1,6	Menck & Hambrook . . . . .	F 2	91	75	46	27	8 000	9 700	500	5 440	8 560	3 450	12 500	7 250	8 900	7 800	2
2—3	Carlshütte . . . . .	IV	160	130	100	—	12 000	14 500	500	9 500	13 000	4 600	16 000	—	—	—	3—4
2	Menck & Hambrook . . . . .	G	110	90	60	40	8 700	10 500	500	6 040	9 360	4 035	16 000	7 800	9 600	10 000	4
2	Orenstein & Koppel . . . . .	16	110—120	80—100	50—60	40	9 000	10 700	500	6 300	9 200	3 700	16—20 000	7 800	9 350	12 000	4
3—3,5	Carlshütte . . . . .	V	200	175	150	—	15 000	15 000	500	12 500	14 500	5 500— 3 600	25 000	—	—	—	4—6

Löffelinhalt m³	Fabrikat	Type	Bedienungspersonal		Maschinenleistung		Heizfläche		Rost- fläche m²	Spur- weite mm	Größte Außennauße		Dienst- gewicht kg	Gegen- gewicht kg	Leer- gewicht ohne Gegen- gewicht kg	Preis bei	
			Dampf- Antrieb PS	elektrischer Antrieb PS	Kessel m²	Über- flitzer m²	Länge mm	Breite mm			Höhe mm	Dampf- Antrieb M				elek- trischem Antrieb M	
0,5—0,75	Carlshütte . . . . .	II	1	—	40	—	—	—	—	1 700	5 600	3 000	30 000	5 000	25 000	—	25 000
0,75	Menck & Hambrook . . . . .	C 2	2	34+14	—	6,25	1,56	0,46	7	1 780	8 250	2 800	25 700	2 950	19 500	18 700	—
1—1,5	Carlshütte . . . . .	III	1	—	40+23+23	—	—	—	—	2 250	6 300	3 100	49 000	12 000	37 000	—	35 000
I	Menck & Hambrook . . . . .	E	3	30+33	—	8,82	2,03	0,587	8	2 070	9 600	3 060	36 000	4 400	27 000	21 100	—
I	Orenstein & Koppel . . . . .	5	2	55+20+20	90	8,85	1,4	0,71	10	2 000	—	2 850	29 500	5 000	21 000	21 000	19 800
1,5	Orenstein & Koppel . . . . .	12	3	85+30+30	140	12,0	3,0	0,86	10	2 650	—	3 050	55 000	10 000	38 000	28 000	27 800
1,6	Menck & Hambrook . . . . .	F 2	3	68+32	—	11,5	2,7	0,82	8	2 410	11 250	3 200	53 200	7 650	38 500	26 000	—
2—3	Carlshütte . . . . .	IV	1	—	70+27+33	—	—	—	—	2 650	7 100	3 250	70 000	20 000	50 000	—	45 000
2	Menck & Hambrook . . . . .	G	3	81—40	—	13,3	3,3	0,95	8	2 600	12 100	3 450	68 300	10 300	49 700	31 000	—
2	Orenstein & Koppel . . . . .	16	3	108+38+38	180	14,04	4,7	0,95	10	2 650	11 500	3 150	65 000	12 500	45 500	32 500	33 500
3—3,5	Carlshütte . . . . .	V	1	—	100+43+65	—	—	—	—	3 200	7 500	4 000	100 000	30 000	70 000	—	60 000

sich unter schwierigsten Verhältnissen ein breites Feld der Wirksamkeit erkämpft hat. Der Amerikaner verwendet fast nur den Löffelbagger, während in Deutschland der Eimerkettenbagger überwiegt. Schon Mitte der 90er Jahre hatte die Firma Menck & Hambrock den Versuch gemacht, den Löffelbagger in Deutschland einzuführen. Dieser Versuch schlug fehl, und erst im Jahre 1904 gelang es, den ersten deutschen Löffelbagger in Deutschland abzusetzen. Einzelheiten der Konstruktion und des Betriebes setzen wir als bekannt voraus.

Man kann mit diesem Bagger einen Einschnitt herstellen, Schlitzarbeit, und man kann einen Berg abtragen, Seitenentnahme. Bei Einschnittbaggerung steht der Bagger im allgemeinen auf einem kurzen Gleis und arbeitet vor Kopf; bei Seitenentnahme arbeitet der Bagger meist in der gleichen Weise im halben Einschnitt. Auch das Arbeiten auf einem langen durchgehenden Gleis ist gebräuchlich. Das Vorbauen des kurzen Gleises erfolgt am einfachsten durch rostartige Stücke, die der Bagger selbst verlegt. Neuerdings kommen ausgehend von Amerika auch Löffelbagger auf Raupen laufend in Deutschland zur Ausführung. Abb. 1 zeigt einen solchen Bagger, der gleichzeitig mit absenkbarem Ausleger ausgerüstet ist, um niedrige Profile durchfahren und auch einmal unter Planum greifen zu können, eine Möglichkeit, die die Amerikaner schon seit langem ausnutzen, um das Gerät zum Grabenaushub und für Naßbaggerung, insbesondere bei Fels zu verwenden. Die große Ausschütthöhe der Löffelbagger gestattet, mit ihnen auch Wagen zu beladen, welche etwa 4 m höher als der Bagger stehen. Diese Arbeitsweise führt zu einer fühlbaren Erleichterung des Abtransportes,

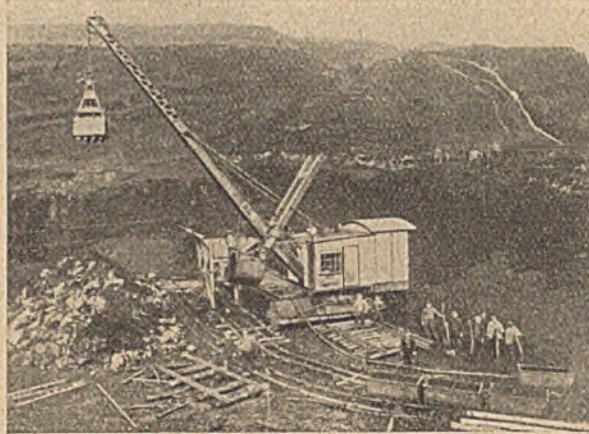


Abb. 6. Elektro-Löffelbagger mit Greifer.

Baggerplanum selbst höher und tiefer bringen. Bekannt ist, daß der Löffelbagger nicht nur im leichtesten Sand- und Kiesboden, sondern vor allem im schwersten Felsboden seine Leistungsfähigkeit beweist (Abb. 2).

Für die Montage und Demontage dürften im allgemeinen etwa 1500 bzw. 1000 Arbeitsstunden ausreichen. Der Löffelbagger wird im Baubetriebe — anders im Abraum — fast nur mit Dampfantrieb verwendet. Erst in allerjüngster Zeit haben einige wenige Firmen, wie Berger, Bauwens und Siemens-Bauunion, den einen oder anderen elektrischen Löffelbagger in Betrieb genommen. Die Stromzuführung erfolgt dann meistens durch ein Schleppkabel, der Antrieb durch drei, seltener und sicher unzweckmäßiger durch einen Motor. Auf den Vergleich zwischen Löffel- und Eimerkettenhochbagger kommen wir bei Gelegenheit der Hochbagger noch zu sprechen. Die Hauptabmessungen der bekannteren Ausführungen sind in der vorstehenden Tabelle zusammengestellt (S. 373)<sup>1)</sup>. Die Leistungen sind selbstverständlich nach dem verwendeten Material schwankend, man pflegt beim 2 m<sup>3</sup>-Löffel in Sand mit etwa 95, in Kies mit 85, in Mergel mit 70 und in Fels mit Vorsprengung mit höchstens 30 bis 40 m<sup>3</sup>/h zu rechnen. Der Kohlenverbrauch beträgt bei achtstündigem Vollbetrieb etwa 1200

kg/Tag. Einzelheiten über die Betriebskosten sind dem Buch: Dr. Georg Garbotz, „Betriebskosten und Organisation im Baumaschinenwesen“, Verlag Jul. Springer, zu entnehmen.

Wir kommen jetzt zur zweiten Gruppe von Baggern, den Greifbaggern. Greifbagger sind Baggermaschinen, die aus einem

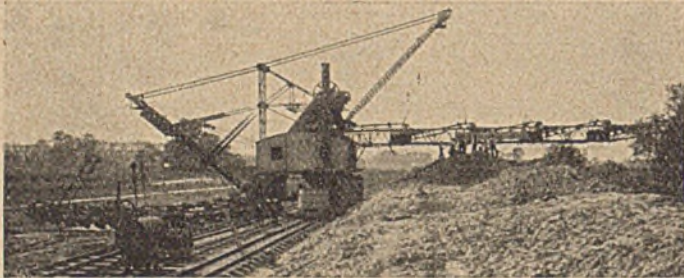


Abb. 7. Kanalbagger der Lübecker Maschinenbau Gesellschaft.

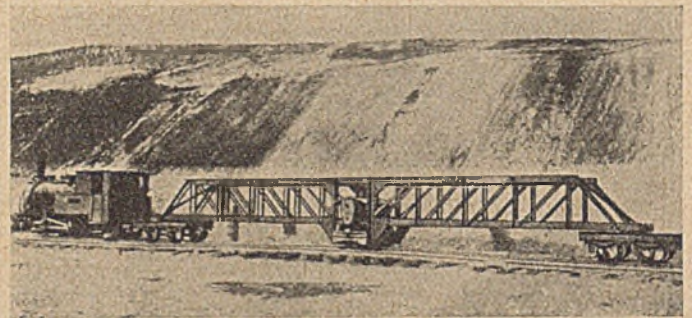


Abb. 8. Gleisrückmaschine, System Arbenz-Kammere.

insbesondere bei Einschnittbaggerungen; sie wird aber auch bei Seitenentnahme angewendet.

Der Löffelbagger ist wohl der universellste Trockenhochbagger, den wir haben; er kann zu fast allen Trockenbaggerarbeiten erfolgreich verwendet werden. Er zeichnet sich durch eine unerreichte Anpassungsfähigkeit an die verschiedensten Geländebeziehungen sowie an wechselnde Wandhöhen und Bodenarten aus, ferner durch eine sehr leichte Transportfähigkeit, billige Montage und Demontage. Der Löffelbagger benötigt zu seiner Aufstellung und zur Inbetriebsetzung nur einen Platz so groß, daß man ihn eben montieren kann. Er kann sich diesen Platz dann nach allen Seiten hin selbst erweitern und auf diese Weise auch Schlitz- und Einschnitte durch Berge herstellen. Man kann ihn deshalb in ganz engen Baugruben verwenden, ihn in hügeligem und bergigem Terrain benutzen, wo er sich die Baggerstrecke erst selbst schaffen muß; er kann große Höhenunterschiede zwischen einzelnen Arbeitsstellen leicht überwinden und auf diese Weise sein

mehr oder minder speziell konstruierten Kran bestehen, an den ein Greifer gehängt wird. Zum Baggern wird der Greifer in geöffnetem Zustande auf das Erdreich niedergelassen und alsdann von der Maschine des Kranes geschlossen, wobei er durch sein Eigengewicht in den Boden eindringt und sich füllt. Nach dem Schließen wird der Greifer gehoben, dann wird der Bagger gedreht und der Greifer an der Entleerungsstelle geöffnet, so daß das Erdreich aus demselben herausfällt. Hierauf wird der Bagger zurückgedreht und der Greifer von neuem auf das Erdreich niedergelassen.

Die häufige Anwendung des Greifbaggers für Bauausführungen aller Art beruht auf der Handlichkeit und vielseitigen Verwendungsmöglichkeit derartiger Maschinen. Greifbagger können als Trockenbagger, als Naßbagger, als Hoch- sowie als Tiefbagger, und nach Abnahme des Greifers auch als Kran gebraucht werden. Sie können auf den engsten Bau-

<sup>1)</sup> Dr. Georg Garbotz, „Betriebskosten und Organisation im Baumaschinenwesen“. Verlag von Julius Springer.



Abmessungen von Dampf-Greifbaggern.

Greifkorb- inhalt m <sup>3</sup>	Fabrikat	Type	Bauart	Hubzahl pro min bei 8 m Hubhöhe und 120° Schwenk- winkel	Größte Bagger- und Ausschütt-		Fahr- Geschwindigkeit m/sec	Hub- m/sec	Dreh- m/sec	Als Kran			Zweck- mäßige Kipp- wagen- größe m <sup>3</sup>	Bedienungs- personal	Maschinen- leistung PS
					Höhe über Schienen- Oberkante mm	Tiefe unter mm				Aus- ladung m	Rollen- höhe m	Trag- kraft m			
0,355	Menck & Hambrock .	C 1	1 Ketten	30—35	2 300	10 000	0,3	0,6	2,4	7,5	5,7	1,8	1	1	28
0,5	Halbach . . . . .	DB	1 „	30	3 000	15 000	0,5	0,6	2,72	7	6	2	1	1	
0,50	Menck & Hambrock .	C 2	4 Seil	35—40	2 500	15 500	0,5	0,6	2,1	7,5	5,6	2,2	1	2	34
0,8	Halbach . . . . .	VC	4 „	30	3 500	15 000	0,5	0,6	1,96	7,5	7	2,5	1	2	30
0,8	Menck & Hambrock .	E	4 „	40—45	2 500	15 500	0,5	0,6	2,7	9,3	6	3,2	1—2	2	50
	Halbach . . . . .	VE	4 „	30	3 500	15 000	0,5	0,6	1,89	9,0	7	3,2	1—2	2	45
	Menck & Hambrock .	F 1	4 „	40—50	2 700	15 500	0,5	0,6	2,1	10,4	6,5	3,84	2	2	58
	Halbach . . . . .	VF	4 „	30	3 000	15 000	0,5	0,6	2,1	10,0	9	4	2	2	

Greifkorb- inhalt m <sup>3</sup>	Fabrikat	Type	Bauart	Heizfläche		Rostfläche m <sup>2</sup>	Druck at	Spurweite mm	Größte Außenmaße			Dienst- gewicht kg	Gegen- gewicht kg	Leergewicht des		Preis M
				Kessel m <sup>2</sup>	Über- hitzer m <sup>2</sup>				Länge mm	Breite mm	Höhe mm			Greif- korbes kg	Bagger ohne Gegen- gewicht kg	
0,355	Menck & Hambrock .	C 1	1 Ketten	4,4	—	0,36	8	1 650	10 300	2 600	6 100	15 500	1 500	1 225	12 500	11 825
0,40	Halbach . . . . .	DB	1 „	4,2	1,05	0,4	8,5	2 100		2 600	6 400			1 300		
0,5	Menck & Hambrock .	C 2	4 „	5,23	1,4	0,40	8	1 780	10 600	2 800	6 000	21 750	3 000	1 450	16 800	15 500
0,50	Halbach . . . . .	VC	4 „	5,20	1,3	0,5	8,5	2 100	10 500	3 000	7 400			1 600		
0,8	Menck & Hambrock .	E	4 „	7,5	1,95	0,55	8	2 070	13 000	3 060	6 500	30 500	4 700	2 000	22 800	20 000
0,8	Halbach . . . . .	VE	4 „	6,4	1,6	0,6	8,5	2 100	12 500	3 000	7 400			2 200		
1	Menck & Hambrock .	F 1	4 „	8,68	2,25	0,68	8	2 230	14 300	3 150	7 000	36 750	6 300	2 250	26 750	22 500
1	Halbach . . . . .	VF	4 „	8,0	2,5	0,75	8,5	2 300	13 750	3 000	9 500			2 600		

plätzen aufgestellt werden und können sich infolge ihrer Beweglichkeit und einfachen Aufstellung allen Verhältnissen, besonders auch erheblichen Unebenheiten des Bodens, anpassen. Ohne Schwierigkeit können sie auch durch Aufstellung auf ein Schiff in Schwimmbagger umgewandelt werden und können als solche, ohne deshalb besonders schwer und teuer zu werden, große Baggertiefen erreichen. Diesen Vorteilen gegenüber haben die Greifbagger den Nachteil, daß sie den Boden nicht so billig fördern können, wie Eimerketten- und Löffelbagger. Greifbagger finden ihre hauptsächlichste Anwendung bei Baggerarbeiten unter Wasser, und zwar als schwimmende Bagger bei Kanalbauten, Regulierungen kleiner Flüsse und Nebenarbeiten bei großen Flüssen, und als fahrbare Bagger bei Ausbaggerung von Baugruben, Senkbrunnen, Kanälen usw.

Nach der Art der zur Verwendung kommenden Greifer unterscheiden wir:

1. Einkettengreifer; sie lassen sich an jedem Kran verwenden,
2. Zweikettengreifer; sie bedingen einen Spezialkran mit einer Zweitrommelwinde,
3. Vierseilgreifer; sie sind die Greifer für große Leistungen und bedingen gleichfalls einen Spezialkran mit Zweitrommelwinde.

Alle Kettengreifer haben den Nachteil, daß die Ketten besonders bei Frost ohne vorherige warnende Anzeichen plötzlich brechen und so nicht nur Betriebsstörungen, sondern auch Gefahren für die Bedienung im Gefolge haben. Für größere Leistungen sind sie zudem bei den kleineren Arbeitsgeschwindigkeiten der Ketten nicht zu gebrauchen. Für umfangreichere Arbeiten kommt daher neuerdings fast nur noch der Vierseilgreifbagger in Frage. Die Hauptabmessungen ausgeführter gangbarer Greifbagger sind in folgender Tabelle zusammengestellt. Über die Betriebskosten von Greifbaggern ist nicht gut ein einigermaßen zutreffendes Bild zu geben. Überhaupt kann man wohl sagen, daß sich beim Aushub von Baugruben, die im Trocknen liegen, der Kranbetrieb in Verbindung mit

Klappkästen am besten bewährt. Beim Greifbagger kann man nämlich nie sagen, wieviel der Greifer heraufbringen wird. Die Füllung ist, je nachdem der Greifer in den Boden eingreift, verschieden; wenn ferner ein Stein oder eine Wurzel zwischen die Greiferschneiden gerät, dann kann es vorkommen, daß mit dem Stein auch das gegriffene Erdreich ganz oder teilweise wieder herausfällt. Beim Klappkasten dagegen weiß man, daß er stets voll ist. Hinzu kommt, daß zum Heben einer bestimmten Bodenmenge bei Verwendung von Klappkästen ein leichterer Kran als bei Verwendung eines gleich großen Greifers genügt, weil ein Greifer ein erheblich größeres Eigengewicht hat. So hebt z. B. ein Kran von 1250 kg Tragkraft ein Fördergefäß von 0,5 m<sup>3</sup> Inhalt, dagegen nur einen Greifer von 0,24 m<sup>3</sup>.

Eine andere Art, den Boden speziell aus Baugruben herauszubringen, stellen die Baugrubenaufzüge und Gurtransporteure dar (Abb. 3 u. 4). Auch Doppelaufzüge, bei denen 2- und 4-m<sup>3</sup>-Wagen beladen hochgezogen werden, sind mit gutem Erfolge, insbesondere zum Abtransport der in Schleusenbaugruben durch Löffelbagger ausgehobenen Massen, verwendet worden, wenn man sich die Baugrube nicht durch eine Rampe verengen will.

Einen Schalengreifer, wie er in Amerika häufig verwendet wird, und einen Löffelbagger in Verbindung mit einem Greifbagger zeigen die Abb. 5 und 6.

Wir möchten damit unsere Ausführungen über die Greifbagger schließen und kommen nunmehr zu den Eimerkettenbaggern.

Der in Deutschland am meisten gebräuchliche Trockenbagger ist der Eimerkettenbagger. Der erste Eimerkettenbagger wurde von Couvreur im Jahre 1860 gebaut und beim Bau der Ardennenbahn verwendet. Die Bauart müssen wir wieder als bekannt voraussetzen. Der Transportzug steht bei allen modernen Baggern auf einem parallel zum Bagger verlegten Transportgleis, und zwar befindet sich dieses entweder hinter oder zwischen dem Baggergleis, je nachdem der Bagger ohne oder wie bei größeren Ausführungen mit Durchfahrts-

profil ausgerüstet ist. Für ganz große Leistungen werden sogenannte Doppelschütter verwendet. Eine weitere Form des Materialabtransportes zeigen die sogenannten Kies- oder bei größeren Leistungen Kanalbagger, bei denen das gebaggerte Material auf einem Transportgurt unmittelbar zur Verwendungsstelle hinbefördert wird (Abb. 7).

Um der grabenden Eimerkette stets neue Angriffspunkte zu schaffen, müssen Bagger- und Transportgleis von Zeit zu Zeit parallel zu sich selbst meist um 1–2 m verschoben werden. Dieses Verschieben ist besonders bei klebrigem Material eine recht mühselige und kostspielige Arbeit; sie wird teils von Hand oder mit Gleisrückwinden, bei forciertem Betriebe aber meist mit Gleisrückmaschinen genommen (Abb. 8).

Von größter Bedeutung für einen ordnungsmäßigen Baggerbetrieb ist die gesamte Gleisanordnung sowie die richtige Wahl der Zugzahl. Überhaupt sind große Leistungen beim Baggerbetrieb wesentlich abhängig von einer wohlgedachten, in allen Einzelheiten nach einem Arbeitsplan festgelegten Organisation des Materialabtransportes, richtig angelegten Ausweichen und vor allem einer guten, leistungsfähigen Kippe.

Die Arbeit mittels Eimerketten-Trockenbagger kann entweder durch Tief- oder durch Hochbaggerung erfolgen. Schon bei den Ausführungen über die Löffelbagger haben wir gesehen, daß der Hochbagger mit großem Erfolg vom Löffelbagger verdrängt wird. In konstruktiver Beziehung unterscheidet sich ein Tiefbagger von einem Hochbagger lediglich in der Anordnung von Eimerleiter und Kette. Es empfiehlt sich daher, bei Beschaffung derartiger Geräte bereits von vornherein die für die Hochbaggerung erforderlichen Teile mitliefern zu lassen. Die Wahl zwischen Hoch- und Tiefbagger hängt durchaus von den örtlichen Verhältnissen ab. Bei Einschnitten unter Terrain, besonders wenn Wasser vorhanden ist, kommt nur der Tiefbagger in Frage, da er gleichzeitig das Material in die Höhe schafft, in der es verfahren und ausgekippt werden kann. Dabei ist es bei unebenem Gelände oft

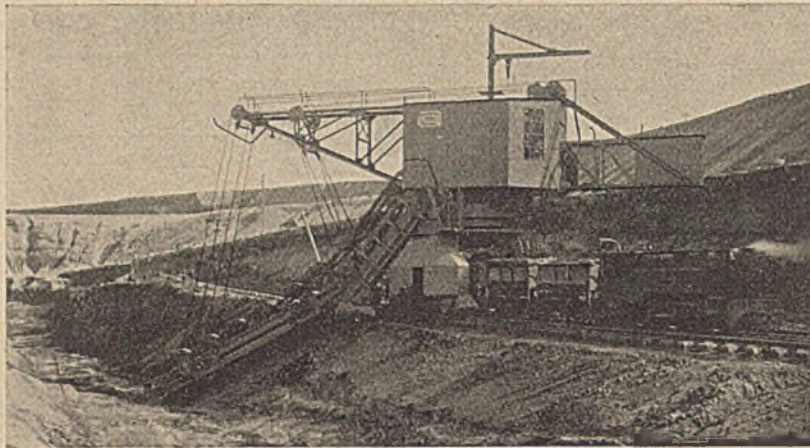


Abb. 9. Eimerkettenbagger mit schwenkbarer Leiter.

erforderlich, durch einen Löffelbagger dem Eimerkettenbagger ein Arbeitsplanum zu schaffen. Der Tiefbagger ist dabei in der Lage, die abzugrabende Böschung selbst anzulegen; er hebt zunächst bei hoher Leiterlage eine flache Mulde aus, die durch Senken der Leiter bis auf die gewünschte Böschung vertieft wird. Der Hochbagger dagegen kommt dort zur Anwendung, wo der Baggerboden über Terrain zu entnehmen ist. Er muß also an eine vorhandene Böschung gestellt werden, wobei unter Umständen beim Durchstechen von Bodenerhebungen der Löffelbagger einen Schlitz vorweg treiben muß. Während der Tiefbagger also auf vorhandenes Terrain aufgestellt werden muß, arbeitet der Hochbagger auf seinem selbst geschaffenen Planum. Vergleicht man den

Löffelbagger mit dem Eimerkettenbagger, so könnte man die Nachteile des letzteren insbesondere in den großen Anschaffungs-, Vorstreck- und Unterhaltungskosten für die Gleise sehen, in der Unmöglichkeit, Eimerkettenhochbaggereinschnitte ohne Vorschlitzen durch ein anderes Gerät auszuführen oder enge Baugruben nach allen Seiten selbst hin zu erweitern. Hinzu kommt die Unmöglichkeit des Eimerkettenhochbagger, sein verschüttetes Gleis

selbst freizubaggern oder sich auf schräger Bahn in eine Baugrube hinunterzuarbeiten; ferner die mangelhafte Transportfähigkeit und der große Raumbedarf eines Eimerkettenhochbagger zur Entwicklung seiner Gleise und zur Erzielung seiner vollen Leistungsfähigkeit, sowie schließlich die großen Reparaturkosten, besonders an der stark verschleißenden Eimerkette in Gemeinschaft mit den dadurch verursachten häufigen Betriebsstörungen. Einen Teil der eben angeführten Nachteile sucht die Maschinenfabrik Buckau durch den in folgendem Bild (Abb. 9) dargestellten drehbaren Eimerkettenbagger mit gutem Erfolg zu beseitigen. Ein weiterer Spezialbagger ist der Grabenbagger, auch Vertikalbagger für den Aushub von Brunnenschächten, wo man mit einem Greifer die Arbeit nicht leisten kann, sind bekannt. (Fortsetzung folgt.)

## ZUR GRAPHISCHEN STATIK ZUSAMMENGESETZTER FACHWERKE.

Von Professor Dr. Theodor Pöschl an der deutschen Technischen Hochschule in Prag.

**Übersicht.** Zeichnerische Ermittlung der Stabspannungen zusammengesetzter, statisch bestimmter Fachwerke nach der Zweischnittmethode mit Hilfe des „geraden Kraftbüschels“. Ausführung der Konstruktion für die aus einem allgemeinen Sechseck mit den Diagonalen bestehende Grundfigur. Die Erweiterung für andere Grundfiguren ist ohne weiteres möglich.

Für die ebenen Dreiecksfachwerke, oder „einfachen Fachwerke“, wie sie auch genannt werden können<sup>1)</sup>, werden bekanntlich durch die gewöhnliche Schnittmethode durch „Auflösung“ der Knoten in der Reihenfolge, wie sie dem Aufbau

<sup>1)</sup> Die Bezeichnungsweise ist in der Literatur durchaus nicht einheitlich; manchmal werden alle statisch-bestimmten Fachwerke als einfach, die statisch-unbestimmten als zusammengesetzt bezeichnet u. dgl. Eine regelnde Vereinbarung in diesen und ähnlichen Dingen wäre außerordentlich wünschenswert.

oder Abbau des Fachwerkes entspricht, die Stabkräfte bestimmt und können, wie ebenfalls genugsam bekannt, in einem Cremonaschen Kraftplan vereinigt werden.

Zum Unterschiede von diesen sollen hier als „zusammengesetzt“ jene statisch-bestimmten Fachwerke bezeichnet werden, bei denen dieser Aufbau und Abbau aus Dreiecken — durch schrittweise Hinzunahme oder Wegnahme von je zwei in einem Knoten verbundenen Stäben — nicht möglich ist. Figuren dieser Art bezeichnet man auch als „Grundfiguren“ und ein Fachwerk, bei denen nach Abtragung der etwa vorhandenen einfachen Knoten (Dreiecksknoten) eine solche Figur übrig bleibt, nennt man „Fachwerk mit Grundfigur“.

Für die zeichnerische Ermittlung der Stabkräfte in einem solchen Fachwerk versagt in vielen Fällen die gewöhnliche

Schnittmethode oder „Ein-Schnitt-Methode“, die bei einfachen Fachwerken in Form von Knotenschnitten oder Trennungsschnitten (nach A. Ritter) zum Ziel führt. Die Bestimmung der Stabkräfte für die Grundfiguren zusammengesetzter Fachwerke verlangt dann die Anwendung anderer Methoden<sup>2)</sup>. Die bequemste von diesen ist die sogenannte Zwei-Schnitt-Methode. Bei dieser werden die Schnitte so geführt, daß sie je vier unbekannte Stabkräfte treffen, und zwar sollen zwei Stäbe durch beide Schnitte getroffen werden. Wird sodann für jede der durch diese beiden Schnitte abgetrennten Kraftgruppen der Momentensatz angewendet, und zwar jedesmal für den Schnittpunkt des übrig bleibenden Paares von Stäben als Bezugspunkt, so erhält man zwei Gleichungen mit zwei Unbekannten, aus denen (i. a.) die Stabkräfte in den beiden Stäben, die durch beide Schnitte getroffen werden, berechnet werden können.

Diese „Zwei-Schnitt-Methode“ verlangt also die Auflösung zweier linearer Gleichungen mit zwei Unbekannten; ist diese geleistet, so steht der Aufzeichnung des Kraftplans kein Hindernis mehr im Wege.

In der vorliegenden Mitteilung möchte ich zeigen, daß diese Rechnung, die den einheitlichen Zeichnungsvorgang unterbricht, vermieden, und daß die Bestimmung der Stabkräfte durch Zeichnung allein geleistet werden kann. Als Beispiel, an dem das Verfahren erläutert wird, wird dabei die einfachste Grundfigur oder das einfachste zusammengesetzte Fachwerk, das es gibt, nämlich das Sechseck mit den drei Diagonalen ( $s = 2n - 3$ ,  $n = 6$ ,  $s = 9$ ,  $n =$  Knotenzahl,  $s =$  Stabzahl) herangezogen. Das Hilfsmittel, das dabei eine Rolle spielt, ist ein Gebilde, das ich schon vor mehreren Jahren bei gewissen Fragestellungen der Dynamik verwendet habe<sup>3)</sup> und das (wie auch seine räumliche Verallgemeinerung) auch sonst in der Geometrie und Mechanik eine gewisse Bedeutung hat: das geradlinig-begrenzte Kraftbüschel.

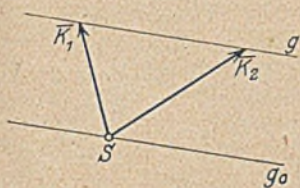


Abb. 1.

1. Unter einem geradlinig-begrenzten oder kurz geraden Kraftbüschel verstehen wir den Inbegriff aller  $\infty^2$  Kräfte durch einen Punkt S der Ebene, deren Endpunkte in einer Geraden g liegen, wenn die Kräfte (oder irgendwelche andere Vektoren) von S aus in irgendeinem Maßstabe aufgetragen werden. S nennen wir

den Scheitel, g die Grenzlinie und die Parallele  $g_0$  zu g durch S die Grundlinie des geraden Kraftbüschels (Abb. 1).

Wenn  $\bar{K}_1$  und  $\bar{K}_2$ <sup>4)</sup> irgend zwei Kräfte eines solchen geraden Kraftbüschels sind, so kann irgend eine andere Kraft  $\bar{K}_\lambda$  dieses Büschels mit Hilfe eines Parameters  $\lambda$  in der Form dargestellt werden:

$$\bar{K}_\lambda = \frac{\bar{K}_1 + \lambda \bar{K}_2}{1 + \lambda}$$

Wenn  $\lambda$  von  $-\infty$  bis  $+\infty$  läuft, so durchläuft  $\bar{K}_\lambda$  alle Kräfte des geraden Büschels. Zum Beispiel ist für  $\lambda = 0$ :  $\bar{K}_\lambda = \bar{K}_1$ , für  $\lambda = \infty$ :  $\bar{K}_\lambda = \bar{K}_2$ , für  $\lambda = -1$ :  $\bar{K}_\lambda = \infty$ , d. h. die durch S gehende, in der Grundlinie  $g_0$  liegende Kraft des Büschels ist unendlich groß und hat dynamisch die Bedeutung eines Stoßes (Impulses); in der Statik weist das Auftreten einer unendlich großen Kraft auf eine Singularität hin, die durch besondere Hilfsmittel behandelt werden muß.

<sup>2)</sup> Siehe z. B. A. Föppl, Vorlesungen über technische Mechanik, II. Bd., Graphische Statik, 6. Aufl. Teubner, Leipzig, 1922.

<sup>3)</sup> Über die zwangsläufige Bewegung materieller Systeme in der Ebene I. Zeitschr. f. Mathematik und Physik, 60. Bd., 1911.

<sup>4)</sup> Die Vektoreigenschaft einer Größe soll durch einen über den kennzeichnenden Buchstaben gesetzten Strich angedeutet werden.

Die wichtigste Eigenschaft dieser geraden Kraftbüschel, die im folgenden wiederholt benützt wird, besteht darin, daß die (geometrische) Addition irgend einer Kraft  $\bar{K}$  zu dem geraden Büschel  $\bar{K}_\lambda$  stets wieder ein gerades Büschel  $\bar{K}'_\lambda$  liefert. Die Addition einer Kraft  $\bar{K}$  zu einem Büschel  $\bar{K}_\lambda$  bedeutet selbstverständlich die Addition von  $\bar{K}$  zu allen Kräften des Büschels. In Zeichen besagt dies:

$$\bar{K} + \bar{K}_\lambda = \bar{K} + \frac{\bar{K}_1 + \lambda \bar{K}_2}{1 + \lambda} = \frac{\bar{K}_1 + \bar{K} + \lambda(\bar{K}_2 + \bar{K})}{1 + \lambda} = \bar{K}'_\lambda$$

Der Scheitel S' und die Grenzlinie g' dieses neuen Büschels  $\bar{K}'_\lambda$  können leicht gefunden werden (Abb. 2a), indem die Kraft  $\bar{K}$  zu einer beliebigen Kraft  $\bar{K}_\lambda$  des Büschels addiert wird; offenbar ist  $g' \parallel g \parallel SS'$ . — Etwas ganz Ähnliches gilt natürlich auch für die Subtraktion einer Kraft  $\bar{K}$  von einem geraden Kraftbüschel  $\bar{K}_\lambda$ .

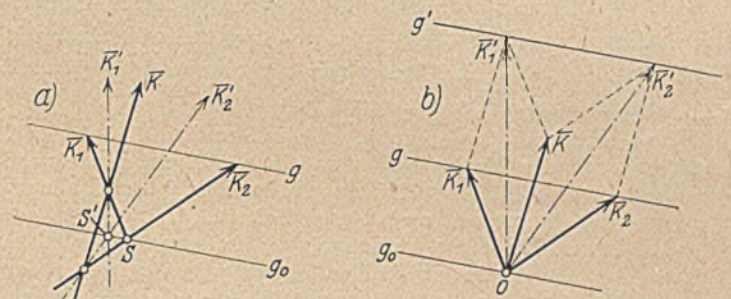


Abb. 2.

Die Addition (und Subtraktion) wird praktisch am besten in einem besonderen Kraftplan ausgeführt (Abb. 2b), in dem die Grenzlinien g, g' eingetragen werden; die Lagen der Scheitel S, S' sind aus dem Lageplan (Abb. 2a) zu entnehmen.

Durch eine ähnliche Betrachtung läßt sich auch zeigen, daß die Addition oder Subtraktion eines Kraftpaares (Momentes) zu einem geraden Kraftbüschel stets wieder ein gerades Kraftbüschel ergibt.

2. Die Hilfsaufgabe, die der Lösung des in der Einleitung gestellten Problems zugrunde liegt, ist nun die folgende: Von der Summe dreier Kräfte  $\bar{K}$ ,  $\bar{P}$  und  $\bar{Q}$  ist bekannt, daß sie durch einen Punkt O hindurchgeht (Abb. 3); von den drei Kräften ist  $\bar{K}$  vollständig gegeben, von  $\bar{P}$  und  $\bar{Q}$  sind nur die Wirkungslinien p und q gegeben, deren Schnitt S ist. Durch diese Angaben sind offenbar  $\bar{P}$  und  $\bar{Q}$  nicht vollständig festgelegt, und es fragt sich, was läßt sich über  $\bar{P}$  und  $\bar{Q}$  aussagen?

Die Antwort ist die, daß die Summe  $\bar{P}$  und  $\bar{Q}$  von  $\bar{P}$  und  $\bar{Q}$  einem geraden Kraftbüschel angehört, dessen Scheitel S ist, und dessen Grenzlinie g zu OS parallel läuft.

Die tatsächliche Ermittlung von g geschieht wieder mit Hilfe eines Kraftplans (Abb. 3b), und zwar am einfachsten durch folgende Überlegung: Wenn eine der beiden Kräfte  $\bar{P}$  oder  $\bar{Q}$  unendlich ausfällt, so kann die Summe von  $\bar{K}$ ,  $\bar{P}$  und  $\bar{Q}$  offenbar nur dann durch O gehen, wenn auch die andere dieser Kräfte ( $\bar{P}$  oder  $\bar{Q}$ ) unendlich wird; daher ist OS die Grundlinie  $g_0$  des geraden Kraftbüschels, dem  $\bar{P} + \bar{Q}$  jedenfalls angehört. Für  $Q = 0$  ergibt sich ferner das zugehörige  $P_0$  durch Ziehen der Parallelen zu OU und zu p durch den Pol o des Kraftplans; ebenso ergibt sich das zu  $P = 0$  gehörige  $Q_0$  durch Ziehen der Parallelen zu OV und zu q (durch O) und durch Ergänzung der hierdurch entstehenden Parallelogramme.

Zur Ermittlung von  $\bar{g}$  kann natürlich auch irgend eine andere Richtung  $r$  durch  $S$  herangezogen werden, denn durch

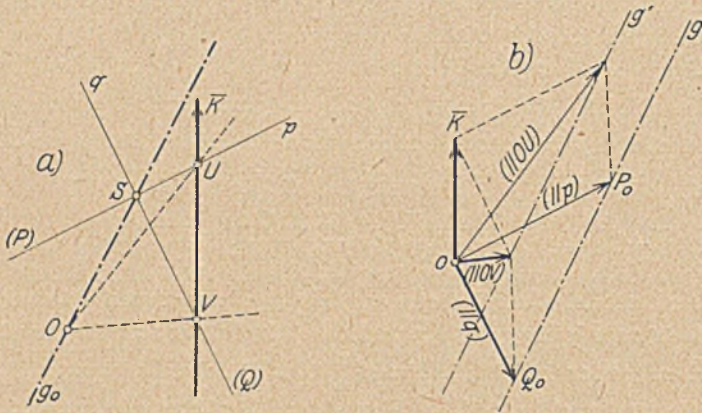


Abb. 3.

Angabe der Richtung  $r$  ist die Größe von  $\bar{P} + \bar{Q}$  in  $r$  durch die Bedingung, daß  $\bar{K} + \bar{P} + \bar{Q}$  durch  $O$  gehen soll, eindeutig bestimmt; jedesmal sind ferner mit der Summe  $\bar{P} + \bar{Q}$  auch die Kräfte  $\bar{P}$  und  $\bar{Q}$  selbst gegeben.

Zu bemerken ist dabei auch, daß die Summen  $\bar{K} + \bar{P} + \bar{Q}$ , die der gegebenen Bedingung — daß ihre Wirkungslinie durch  $O$  gehen soll — genügen, selbst ein gerades Kraftbüschel bilden, dessen Grenzlinien  $g \parallel g'$  und dessen Scheitel  $O$  ist.

Inwieweit alle diese (und auch die früheren) Ergebnisse abzuändern sind, wenn die beiden Linien  $p$  und  $q$  zueinander parallel sind, der Scheitel  $S$  des geraden Kraftbüschels also ins Unendliche rückt und das Kraftbüschel zu einem „Parallelkraftbüschel“ wird, läßt sich leicht angeben und soll hier nicht im einzelnen auseinandergesetzt werden.

3. Das Sechseck als Grundfigur. Um nunmehr diese Ergebnisse für das in der Einleitung gestellte Problem zu verwerten, denken wir uns ein Fachwerk gegeben, das aus den 6 Seiten eines beliebigen Sechsecks und dessen 3 Diagonalen besteht (Abb. 4); das Fachwerk sei etwa an 3 Ecken  $A_1, A_2, A_3$

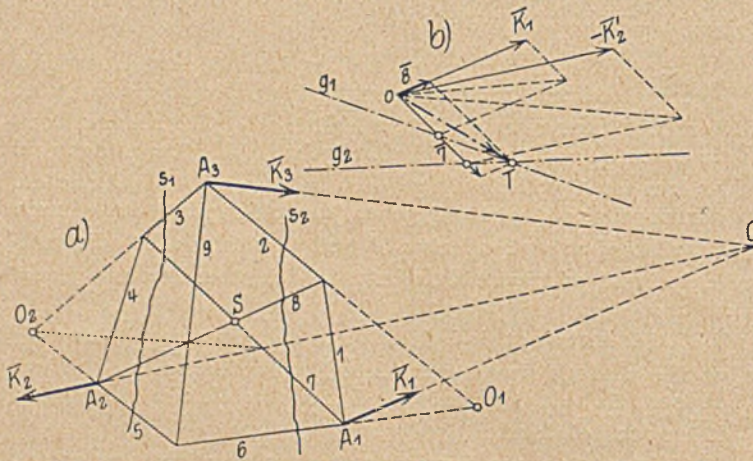


Abb. 4.

durch 3 Kräfte  $K_1, K_2, K_3$  belastet, die eine Gleichgewichtsgruppe bilden. Um die Stabkräfte zu ermitteln, werden in der angedeuteten Weise von dem Fachwerk durch zwei Schnitte  $s_1$  und  $s_2$  zwei Teile I und II abgetrennt, für welche die Gleichgewichtsbedingungen angesetzt werden. Der Teil I ist im Gleichgewichte unter den Kräften  $K_1, 2, 6, 7, 8$  der Teil II unter den Kräften  $K_2, 3, 5, 7, 8$ . Für den Teil I geht die Summe von  $\bar{2}$  und  $\bar{6}$  durch  $O_1$ , durch denselben Punkt muß daher auch

die Summe von  $\bar{K}_1, \bar{7}$  und  $\bar{8}$  gehen; ebenso geht für den Teil II die Summe aus  $\bar{3}$  und  $\bar{5}$  durch  $O_2$ , so daß auch die Summe von  $\bar{K}_2, \bar{7}$  und  $\bar{8}$  durch  $O_2$  laufen muß. Auf diese Weise wird man gerade auf die im vorhergehenden Abschnitte behandelte Hilfsaufgabe geführt. Wie dort ausgeführt, ergibt sich in jeder der beiden Kraftgruppen für die Summe  $\bar{7}$  und  $\bar{8}$  je ein gerades Kraftbüschel ( $S, g_1$ ) und ( $S, g_2$ ) mit gleichem Scheitel  $S$ , dessen Schnitt ( $\bar{oT}$ ) die gesuchte Summe  $\bar{7}$  und  $\bar{8}$ , und damit auch die Stabkräfte  $\bar{7}$  und  $\bar{8}$  selbst liefert.

Bei der Durchführung der Konstruktion hat man zu beachten, daß die Stabkräfte  $\bar{7}$  und  $\bar{8}$  in beiden Kraftgruppen mit verkehrten Pfeilen auftreten; es ist daher praktisch, die eine der beiden Kraftgruppen, etwa II, umzukehren und somit auch  $\bar{K}_2$  mit umgekehrtem Pfeil in den Kraftplan einzusetzen. Es werden also an irgend einen Punkt  $o$  des Kraftplans die beiden Kräfte  $\bar{K}_1$  und  $-\bar{K}_2$  angesetzt und die beiden geraden Kraftbüschel ( $S, g_1$ ) und ( $S, g_2$ ) durch die Bedingungen bestimmt, daß die Summe  $\bar{K}_1 + \bar{7} + \bar{8}$  durch  $O_1$  und die Summe  $-\bar{K}_2 + \bar{7} + \bar{8}$  durch  $O_2$  laufen soll. Da die Grenzlinien  $g_1$  und  $g_2$  parallel zu  $\bar{SO}_1$  und  $\bar{SO}_2$  laufen, so genügt es, von jeder Grenzlinie nach der in Abschnitt 2 gegebenen Anweisung einen Punkt zu ermitteln und durch diesen die Parallelen zu  $\bar{SO}_1$  bzw.  $\bar{SO}_2$  zu ziehen; der Schnitt von  $g_1$  und  $g_2$  sei  $T$ . Es ist dann

$$\bar{oT} = \bar{7} + \bar{8},$$

so daß durch Zerlegung von  $\bar{oT}$  auch  $\bar{7}$  und  $\bar{8}$  selbst gefunden werden. Durch Vergleich der Pfeile in Abb. 4a und 4b findet man weiter, daß in dem hier gewählten Beispiele die Stäbe  $\bar{7}$  und  $\bar{8}$  Druckspannungen erfahren.

Sind auf diese Weise  $\bar{7}$  und  $\bar{8}$  durch zeichnerische Hilfsmittel allein gefunden, so kann der Kraftplan für das Fachwerk nach den bekannten Regeln gezeichnet werden. Hierzu ist es freilich notwendig, eine besondere Figur anzulegen (Abb. 5).

Wenn insbesondere die beiden Grenzlinien  $g_1$  und  $g_2$  parallel ausfallen, so liegt der Schnitt  $T$  im Unendlichen, so daß auch die Stabkräfte  $\bar{7}$  und  $\bar{8}$  selbst unendlich werden; in diesem Falle liegen offenbar die drei Punkte  $O_1, O_2$  und  $S$  in einer Geraden und wir haben den Fall des „Ausnahmefachwerks“ vor uns, zu dessen Behandlung die Hilfsmittel der Statik der starren Körper allein nicht ausreichen.

Die Anwendung und Erweiterung dieser Methode auf andere Fälle zusammengesetzter Fachwerke bietet nach den im Vorstehenden gegebenen Bemerkungen keine Schwierigkeiten<sup>5)</sup>.

<sup>5)</sup> Andeutungen hierzu findet man in meinem Lehrbuch der technischen Mechanik, Berlin, Julius Springer, 1923, und in der dort angegebenen Literatur.

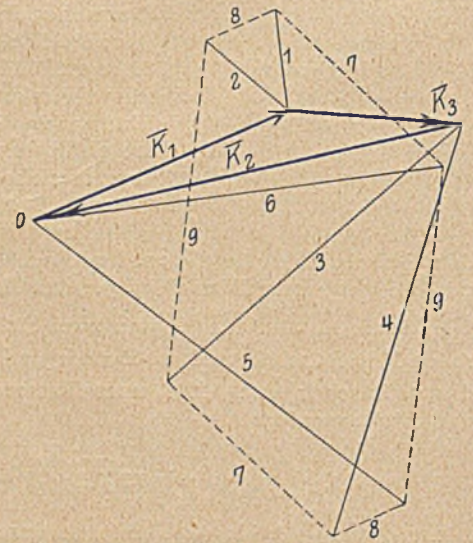


Abb. 5.

## ERSPARNISSE AN BAUMASCHINEN.

Die Auswirkungen des Friedensvertrages, die enorme Steigerung der Materialkosten, der Mangel an Kohlen und Rohmaterialien, nicht zuletzt die infolge der sinkenden Konjunktur sich stärker geltendmachende Konkurrenz, veranlassen die Betriebe mehr denn je, auf eine wirtschaftlichere Ausnutzung der maschinellen Anlagen bedacht zu sein und — wo dieses noch angängig — Ersparnisse zu machen.

In erster Linie wäre die Möglichkeit einer weiteren Verminderung des Heizmittelverbrauches zu untersuchen; eine Frage, welcher seitens der Fabrikbetriebe wie der Schifffahrt das größte Interesse entgegengebracht wird, welche jedoch nur bei wenigen Tiefbauunternehmungen die verdiente Beachtung gefunden hat. Die Leistungen der Maschinenanlagen der Baggergeräte wie der Lokomotiven sind in den letzten Jahren beträchtlich gesteigert worden, und Maschinen von 300 bis 400 PS gehören auf den Baustellen nicht mehr zur Seltenheit, dagegen trifft man Anlagen, welche mit überhitztem Dampf arbeiten, nur vereinzelt an. Die Rundfrage einer Tiefbaufirma nach dem Grunde dieser Erscheinung, an drei der führenden Baggerbau-Firmen gerichtet, wurde wie folgt beantwortet:

Die erste Firma schrieb: „Nachstehende Erwägungen ließen uns zunächst vom Einbau von Überhitzern Abstand nehmen:

1. Der wechselnde Standort der Bagger und die damit zusammenhängende jeweilige Veränderung des Brennmaterials und Speisewassers.
2. Die unbedingt erforderliche sorgfältige Wartung der Maschine und des Kessels, die bei dem häufigen Wechsel des Betriebspersonals bei Baggerbetrieben nicht immer gewährleistet ist.
3. Die Verwendung besten Heißdampföles.
4. Die Verwendung einer guten nicht schlackenden Kohle, die wenig Wasser enthält und wenig Aschenteile absetzt.
5. Erschwerte Reinigung der Kesselrohre von Flugasche.
6. Erschwertes Nachwalzen und Auswechseln von Siederohren bei kesselsteinhaltigem Speisewasser.
7. Ungünstigere Einwirkung auf die Kesselzugverhältnisse.“

Die zweite Firma äußerte sich in ähnlich skeptischer Weise; der Schlußsatz des Schreibens lautete:

„Wir erwarten von diesen Überhitzern keine sehr hohe Überhitzung, nur soviel Temperaturzunahme des Betriebsdampfes, daß die Antriebsmaschine nicht, wie es jetzt häufig der Fall ist, gleich bei jeder Betriebspause voll von Niederschlagwasser ist.“

Die Antwort der dritten Firma lautete:

„Die ersten von uns gelieferten Dampfbagger haben von vornherein Überhitzer erhalten, da der Besteller den Einbau dieser Überhitzer wünschte. Dieser Firma waren die großen Ersparnisse, welche durch den Betrieb mit überhitztem Dampf bei Eisenbahnfahrzeugen erzielt werden, bekannt, so daß sie von vornherein zur Anwendung überhitzten Dampfes entschlossen war.“

Wenn wir auch selbst mit einer erheblichen Ersparnis im Dampf- und Kohlenverbrauch durch die Überhitzung gerechnet hatten, so haben doch erst unsere eingehenden Versuche mit einer Baggerdampfmaschine, welche wir im Oktober vorigen Jahres ausgeführt haben, erwiesen, daß durch überhitzten Dampf von 260—280° bei einem Dampfdruck von 12 at sich eine Erniedrigung des Dampfverbrauches von etwa 30 vH ergibt. In gleichem Maße kann die Anstrengung des Kessels bzw. die Größe desselben verringert werden.

Wenn die Baggerfirmen die Kessel ihrer Tiefbagger bisher nicht mit Überhitzern ausstatteten, so hat das also im wesentlichen seinen Grund darin gehabt, daß große Bagger bisher nicht als Dampfbagger ausgeführt und die mit der Überhitzung verbundenen Vorteile nicht genügend bekannt waren.“

Der zuletzt angegebene Grund dürfte den Tatsachen am nächsten kommen; außerdem schien wohl den Tiefbaufirmen der erreichbare Nutzen zu geringfügig, um den ohnehin von verschiedenen Zufälligkeiten abhängigen Baggerbetrieb durch ein weiteres eventl. zu Störungen Veranlassung gebendes Moment zu komplizieren.

Mit den von der ersten Firma geäußerten Bedenken kann man sich keineswegs einverstanden erklären: Zur Überwachung der maschinellen, oft sehr verschiedenartigen Anlagen einer Baustelle gehört eine entsprechend vorgebildete Kraft, deren Energie und Sachkenntnis für die richtige Behandlung der Maschinen maßgebend ist, da spielt es dann keine Rolle, ob letztere mit überhitztem oder Satttdampf arbeiten; geeignetes Bedienungspersonal der Maschinen läßt sich ebenfalls auf-treiben; auch die Nachteile schlechter Kohle und ungeeigneten Speisewassers machen sich beim Kessel selbst stärker geltend als beim Überhitzer. Die Erschwerung des Nachwalzens der Rohre und des Auswechselns derselben ist bei richtig gewählter Konstruktion des Überhitzers unwesentlich.

Wenn auch die von der dritten Firma genannten Zahlenwerte als zu optimistisch erscheinen, so kann doch bei den gegenwärtigen Kohlenpreisen mit Bestimmtheit gesagt werden, daß sich bei einem 16-stündigem, zweischichtigem Betriebe der Überhitzer einer Maschinenanlage von 300 PS im ersten Jahre amortisiert und den Zinsverlust deckt, in den darauffolgenden Jahren aber durch Ersparnisse an Kohlen die Kosten eines je fünf Mann starken doppelschichtigen Bedienungspersonals eines größeren Baggers ausgeglichen werden.

Nachdem der überhitzte Dampf bereits bei den Kleinbahnen Eingang gefunden, wird man die Verwendung desselben auch bei den Lokomotiven der Tiefbaubetriebe in Erwägung ziehen müssen; in den überaus meisten Fällen wird sich auch hier der überhitzte Dampf bezahlt machen.

Wohl in keinem Betriebe erreichen die Kosten der Reparaturen und der Reserveteile eine so bedeutende Höhe wie beim Baggerbetriebe; und zwar werden diese beträchtlichen Ausgaben nicht so sehr durch Brüche, als durch den Verschleiß der mit dem Baggergute in unmittelbare Berührung tretenden Maschinenteile hervorgerufen. Bei der Ausführung der Reparaturen ist dann der Eigenschaft einiger Baustoffe, der Bruchbeanspruchung keinen großen Widerstand zu bieten, dagegen nur langsam dem Verschleiß zu unterliegen, Rechnung zu tragen. (Die Panzerung besonders stark gefährdeter Teile der Saugebaggerpumpen wird von einigen Firmen aus einer besonderen Bronzelegierung, von einer amerikanischen Firma sogar aus Hartgummi hergestellt.)

Der stärksten Abnutzung beim Löffelbagger ist der den Boden auflockernde, bisher stets aus Stahl hergestellte Reißzahn unterworfen. Die Lebensdauer dieser Zähne ist eine verhältnismäßig geringe und beträgt im Durchschnitt, je nach der Art des zu baggernden Bodens, 800—1200 Stunden. Nach diesem Zeitraum sind die Zähne so stumpf, daß — wie durch Versuche festgestellt wurde — der Widerstand beim Durchhohlen des Löffels bis zu 25 vH wächst, welches Mehr an Kraft wiederum eine Steigerung des Kohlenverbrauches bedingt. Die Verwendungsdauer der Reißzähne darf demnach nicht zu weit ausgedehnt werden; andererseits ist aber der Preis dieser Zähne ein so hoher, daß eine möglichst weitgehende Ausnutzung derselben geboten erscheint. Um diesen beiden Forderungen gerecht zu werden, wurde nachstehend abgebildete einfache Konstruktion angewandt:

Die bereits abgenutzten Löffelzähne wurden mit auswechselbaren Köpfen versehen, welche auf einen aus dem Zahnstumpfe geschnittenen, mit feinem Gewinde versehenen Zapfen aufgeschraubt wurden. Um ein Feststehen des Kopfes zu verhindern und bei festem Anliegen der Flächen ein genaues Aufeinanderverschließen derselben zu erreichen, wurde zwischen dem Zahnkopfe und dem Körper eine Schicht öldurchtränktes

Zeichenpapier gelegt, welches sich auch als gute Sicherung gegen Losdrehen des Kopfes erwies. Die Ausführung hat sich als dauerhaft erwiesen: In einem

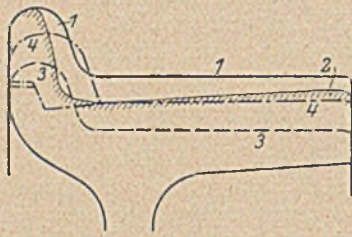


Abb. 1.

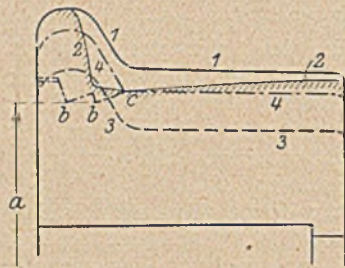


Abb. 2.

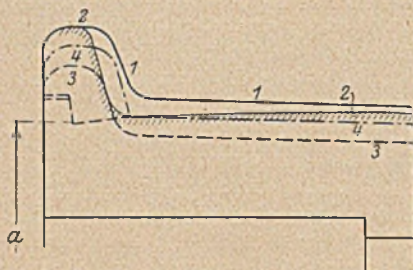


Abb. 3.



Abb. 4.

Mengen ausgebaute Laufräder, an welchen die Spurkränze bis zur Messerschärfe abgenutzt, die Laufringe dagegen noch so stark sind, daß sie eine weitere Verwendung der Räder gestatten würden.

Nachstehend erläutertes Verfahren bezweckt, die abgenutzten Spurkränze der Räder durch neue zu ersetzen, und besteht, wie aus den nebenstehenden Skizzen ersichtlich, in

einem Aufschumpfen des neuen Spurkranzes auf das entsprechend vorgearbeitete Rad oder die Bandage. Als Material für die neuen Spurkränze werden die alten auf der Drehbank in Ringe abgestochen und mittels einer besonderen Vorrichtung gestreckten unbrauchbar gewordenen Bandagen verwandt. Radkörper wie Spurkranz werden nach zusammenpassenden Schablonen bearbeitet. Der Spurkranz wird dann bis etwa 600° C. erhitzt — bei welcher Temperatur noch keine Zunderbildung eintritt — und auf den Radkranz aufgelegt. Das Maß a muß so gewählt werden, daß sich die Kante b des Spurkranzes über die Kante c des Radkörpers schieben läßt und außerdem noch das Schrumpfmaß zum Zusammenpressen der Flächen verbleibt.

In den Abb. 2 und 3 bedeuten die Linien 1 die ursprünglichen Querschnittsprofile der Räder, die Linien 2 die Querschnitte der abgenutzten Räder, die Linien 3 die Querschnitte der Räder nach erfolgtem Abdrehen zur Wiederherstellung der ursprünglichen Profile, die Linien 4 die Querschnitte, welche sich nach Anwendung des oben beschriebenen Verfahrens bei neu aufgezogenen Spurkränzen ergeben. Wie aus den Skizzen ersichtlich, wird bei Anwendung des neuen Verfahrens die Lebensdauer der Bandagenräder beträchtlich erhöht: denn selbst bei Verkleinerung des Spurkranzes (Abb. 2) oder bei nicht genauer Profilierung desselben (Abb. 3) ist der Verlust an Material beim Nachdrehen ein so bedeutender, daß die Bandagen bald ihrer geringen Stärke wegen unbrauchbar werden. Bei den Stahlgußrädern ist in den überaus meisten Fällen ein späteres Nachdrehen unausführbar (Abb. 4), und beließ man daher die Räder solange im Betriebe, bis die Spurkränze, fast messerschärf geworden, unter dem seitlichen Schienendrucke abbrachen, hierdurch nicht selten Entgleisungen verursachend.

Die Gleisanlagen der Baustellen enthalten in den überaus meisten Fällen Krümmungen, und zwar häufig solche mit kleinen dem schnellen Verschleiß Vorschub leistenden Radien; hierdurch erklären sich die häufig auf den Baustellen lagernden

Resultate berechtigen zu der Annahme, daß die Anwendung des beschriebenen Verfahrens sich bei allen mit geringer Geschwindigkeit fahrenden Bahnen einbürgern wird.

Die ständig wechselnden örtlichen und zeitlichen Verhältnisse der Tiefbauten sowie die sich ändernden Eigenschaften des zu baggernden Bodens beanspruchen eine weitgehende Anpassungsfähigkeit und in entsprechenden Fabriken erworbene praktische Erfahrung des Maschinenfachmannes der Baustelle. Ein Mittel, weitere Ersparnisse zu machen, besteht daher darin, die Maschinen nicht ungeübten Leuten anzuvertrauen, welche häufig, schlichten Geistes, den Zusammenhang der Dinge nicht erfassen können und durch falsche Maßnahmen Schäden an den Maschinen und durch deren Stillstände noch bedeutendere Verluste an den Bauarbeiten hervorrufen; öfters stattfindende Kontrollen der Maschinenzentrale können diese Mängel nicht immer beseitigen.

Die oben erwähnten Verfahren zur Wiederinstandsetzung von Löffelzähnen und Bandagen sind patentamtlich geschützt resp. zum Patent angemeldet.

W. Priegnitz.

## ZUR FRAGE EINER GEBRAUCHSFORMEL FÜR KNICKUNG.

Von Prof. Dr.-Ing. Petermann, Charlottenburg.

Die Vorschläge der Herren Oberbaurat Prof. Moerike, Prof. Dr.-Ing. Gehler und Oberbaurat Dr.-Ing. Kommerell haben zweifellos sehr große Vorzüge, vor allem den einer einfachen Bestimmung der zulässigen Druckspannung oder des erforderlichen Stabquerschnitts. Wenn sie aber nicht nur für die Übergangszeit bis zur Feststellung der  $\sigma_k$ -Linie auf Grund der Lichterfelder Knickversuche, sondern als endgültige Knickformeln für den unelastischen Bereich gelten sollen, und so sind wohl diese Vorschläge gemeint, dann lassen sie eines vermissen, und das ist die Berücksichtigung der zu erwartenden Ergebnisse der Lichterfelder Versuche oder die Möglichkeit ihrer späteren Berücksichtigung. Man ist unter diesen Umständen

versucht, zu fragen: Wozu werden noch Knickversuche gemacht?

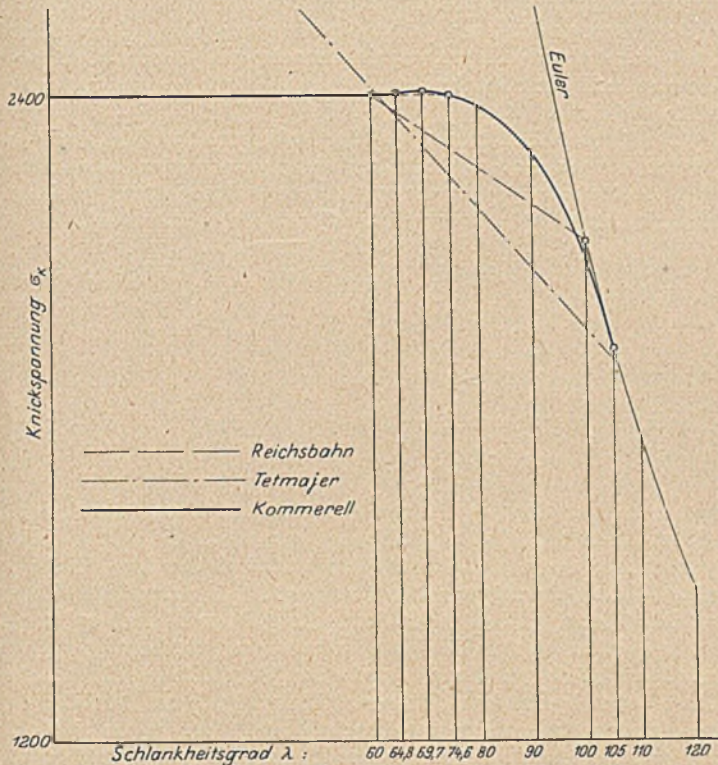
Herr Kommerell ersetzt die  $\sigma_k$ -Linie der Reichsbahn, denn von der  $\sigma_k$ -Linie ist ja letzten Endes auszugehen, zwischen  $\lambda = 60$  und  $\lambda = 100$  durch eine Parabel dritter Ordnung von der Form:

$$\sigma_k = a\lambda^3 + b\lambda^2 + c\lambda + d,$$

um dem in diesem Bereich zu erwartenden wirklichen Verlauf der  $\sigma_k$ -Linie näher zu kommen.<sup>1)</sup> Der Wendepunkt dieser Kurve

<sup>1)</sup> Herr Kommerell erörtert diese Kurve nur, ohne sie vorzuschlagen; zum Schluß empfiehlt er, die Knickspannungslinie der Reichsbahn beizubehalten.

liegt aber nicht, wie er irrtümlich annimmt, bei  $\lambda = 60$ , sondern erst bei  $\lambda = 64,8$ . Bei  $\lambda = 60$  hat die Kurve ein Minimum, bei  $\lambda = 69,7$  ein Maximum mit  $\sigma_k = 2403,7 \text{ kg/cm}^2$ , und die Ordinate  $\sigma_k = 2400 \text{ kg/cm}^2$  erreicht sie absteigend erst wieder bei  $\lambda = 74,6$  (s. d. Abb.). Sie ergibt also im Vergleich zum ersten



Bereich ( $\lambda < 60$ ) und zum dritten ( $\lambda > 100$ ) zu große Werte für  $\sigma_k$ . Wollte man den Wendepunkt nach  $\lambda = 60$  verlegen, dann wäre eine fünfte Bedingung erforderlich:

$$\frac{d^2 \sigma_k}{d \lambda^2} = 0 \text{ für } \lambda = 60.$$

Den jetzt vorhandenen fünf Bedingungen wäre nur durch eine Kurve vierten Grades mit fünf Konstanten zu genügen, bei der aber noch zu untersuchen wäre, ob nicht ein zweiter Wendepunkt in den Bereich von  $\lambda = 60$  bis  $\lambda = 100$  fiel. In diesem Falle wäre auch diese Kurve nicht zu gebrauchen.

Solche Kurven höherer Ordnung mit steigenden Potenzen der unabhängigen Veränderlichen, auf die auch die Interpolationsformeln von Newton und Lagrange führen, haben die unangenehme Eigenschaft, daß sie in einem gewissen Intervall zum Interpolieren unbrauchbar sind. Eine Kurve  $n$ -ter Ordnung hat in der Regel  $n-2$  Wendepunkte und verläuft zwischen den äußersten Wendepunkten in einer Wellenlinie, sodaß sie für einen Zweck wie den hier vorliegenden nur außerhalb der äußersten Wendepunkte brauchbar ist. Ich habe deshalb bereits im vorigen Jahre (im Zentralblatt der Bauverwaltung, S. 97) für den mittleren Bereich eine Parabel zweiter

Ordnung mit einer zur  $\sigma_k$ -Achse parallelen Achse vorgeschlagen von der Form:

$$\sigma_k = a + b\lambda + c\lambda^2$$

und habe, um die Möglichkeit zu geben, unter Verwendung von Versuchswerten nach der Methode der kleinsten Quadrate die wahrscheinlichste Linie zu erhalten, nur zwei Grenzbedingungen aufgestellt: tangentialer Übergang an die Streckgrenzengerade und an die Eulerkurve. Von den vier von Herrn Kommerell aufgestellten Bedingungen würden also die beiden, die die Abszissen der Berührungspunkte festlegen, fortfallen. Da nunmehr drei Konstanten der vorgeschlagenen Formel nur zwei Grenzbedingungen gegenüberstehen, besteht die Möglichkeit, als dritte Bedingung die sich nach der Methode der kleinsten Quadrate ergebende hinzuzunehmen:

$$[v^2] = \text{Minimum.}$$

Die exakte Bestimmung der Konstanten hiernach ist aber selbst bei dieser einfachen Parabelformel nicht durchzuführen, da es nicht möglich ist, mit Hilfe der beiden Grenzbedingungen zwei Konstante zu eliminieren. Durch ein Näherungsverfahren ist es aber gelungen, eine durchaus brauchbare und genügend genaue Lösung zu finden. Das ist an einem Zahlenbeispiel nachgewiesen, bei dem eine Anzahl von Versuchswerten Tetmajers verwertet und für die Streckgrenze der Wert von  $2700 \text{ kg/cm}^2$  angenommen wurde.

Dieses Verfahren möchte ich auch heute noch zur Auswertung der zu erwartenden Ergebnisse der wertvollen Lichterfelder Versuche empfehlen; es stellt unter den bisherigen Vorschlägen den einzigen dar, der diese Versuchsergebnisse überhaupt berücksichtigt. Wenn dann inzwischen die Linie der Mindestknicksicherheiten — die  $n$ -Linie — vom Knickausschuß endgültig festgelegt ist, ergibt sich aus ihr und der  $\sigma_k$ -Linie zwangsläufig die Linie der zulässigen Druckspannungen — die  $\sigma_{d \text{ zul}}$ -Linie —. Ihre Ordinaten kann man in Tabellen festlegen, oder man kann die Linie genau oder angenähert im ersten Bereich durch eine Gerade oder eine Parabelformel mit zwei Konstanten:

$$\sigma_k = a + b\lambda^2$$

und im mittleren durch eine Parabelformel mit drei Konstanten darstellen.

Wenn Herr Gehler — Bauingenieur 1923, Heft 21, Bauordnung S. 49 — sagt, daß seine Formel selbst für die ungünstigste Annahme der  $\sigma_k$ -Linie (siehe Abb. 5 u. 6 ebenda) noch eine ausreichende Knicksicherheit gewährleistet — der Unterschied in den Sicherheiten  $n$  beträgt für die angenommenen Grenzlagen der  $\sigma_k$ -Linie bei  $\lambda = 60$  etwa 15 vH —, dann ist nicht einzusehen, warum diese  $n$ -Linie  $N_{H1} N_{H2}$  oder eine ähnliche nicht von vornherein neben einer nach dem oben angedeuteten Verfahren ermittelten  $\sigma_k$ -Linie gewählt werden könnte. Dann würde man größere Werte für  $\sigma_{d \text{ zul}}$  als nach seiner Formel erhalten und damit eine bessere Ausnutzung des Baustoffes, die doch eines der wesentlichsten Ziele der ganzen Arbeit des Knickausschusses und des Ausschusses für Versuche im Eisenbau ist.

## EIN VORSCHLAG ZUR KENNZEICHNUNG DER WASSERKRÄFTE.

Je weiter die Ausnutzung der Wasserkräfte zur Erzeugung elektrischer Kraft fortschreitet, desto unübersichtlicher werden die Angaben über die Größe der gewonnenen Kraft. Der eine Autor oder Projektant schreibt von einer Wasserkraft, daß der Ausbau auf das Sechsmonatewasser mit  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  erfolgt, der andere schreibt kurzerhand, daß das Werk auf 10 000 Pferdekkräfte ausgebaut worden ist, wobei wiederum nicht ersichtlich ist, ob in diesen 10 000 Pferden ein Reservemaschinensatz enthalten ist, der nie mit den anderen zugleich zur Wirkung kommt. Bei Speicherwerken hört man wiederum von einer

mittleren Leistung von 10 000 Pferdestärken und gleichzeitig von einer Spitzenleistung von 35 000 sprechen, während andere es vorziehen, von 2 Millionen kWh jährlich zu schreiben, wobei bestenfalls noch die installierten Maschinen angegeben werden. Es ist höchste Zeit, daß hier eine gewisse Einheitlichkeit eingeführt wird, was auch durchaus nicht schwer ist.

Wenn wir bedenken, daß die höchstmögliche Arbeitsleistung einer Wasserkraftanlage, in der  $p$  Pferdekkräfte installiert sind, unter der Voraussetzung, daß sie das ganze Jahr hindurch ununterbrochen Tag und Nacht voll arbeiten,

$p \cdot 365 \times 24 = 8760 \cdot p$  kWh ist, so brauchen wir die tatsächlich mögliche Ausnutzung nur durch den Faktor  $\alpha$  charakterisieren, über dessen Bezeichnung man sich einigen müßte, den man vielleicht „Wasserführungsfaktor“ bezeichnen könnte.

Kennen wir von zwei Wasserkraftanlagen, von denen die eine auf  $p_1$ , die andere auf  $p_2$  Pferdekräfte ausgebaut werden soll, noch die zugehörigen „Wasserführungsfaktoren“,  $\alpha_1$  und  $\alpha_2$ , so ist sofort ein Vergleich möglich.

Wählt man dann noch einen weiteren Faktor  $\beta$ , den man vielleicht „Absatzfaktor“ nennen könnte und der angibt, wie viel von der während eines Jahres erzielbaren Arbeitsleistung man tatsächlich nutzbringend verwerten kann, so ist jede Wasserkraft hinlänglich gekennzeichnet.

Beispielsweise kann bei einem Laufwerke, das nur auf Niederwasser ausgebaut ist,  $\alpha$  sehr wohl gleich 1 sein, tat-

sächlich aber wegen der 8 Stunden Arbeitszeit nur 0,33 betragen, bei einem Speicherkraftwerk, das über einen vollständigen Jahresausgleich verfügt und dabei ständig  $p$  Pferdekräfte abgeben könnte, kann hingegen  $\beta$  gleich 1 sein, weil ja kein Tropfen Wasser verloren geht, hingegen wird  $\alpha$  ein echter Bruch sein müssen, weil das Werk auf die Größe  $P$  als Spitzenwerk ausgebaut ist, und die Kraftleistung derjenigen eines Laufwerkes gleichkommt, wo einmal sehr viel Wasser (Spitzenleistung) und einmal sehr wenig Wasser (Grundbelastung) zum Abfluß kommt.

Daß durch Einführung solcher Faktoren, insbesondere des Faktors  $\alpha$  auch die Angaben über die in verschiedenen Ländern noch verfügbaren und unausgebauten Wasserkräfte erst zu ihrem vollen Werte kommen, versteht sich von selbst.

Dipl.-Ing. Alfred Wessely,  
Direktor der Dyckerhoff & Widmann A.-G.

## DER EINSTURZ DER STAUMAUER AM GLENO<sup>1)</sup>.

Die Ursachen nach den Untersuchungen und Feststellungen im Bericht der Gutachter.

(Nach einer Mitteilung im „Corriere della Sera“ vom 13. Mai 1924.)

Während nach der Katastrophe das Hilfswerk eingeleitet wurde, eröffnete die gerichtliche Behörde ein Verfahren, um die etwaige Verantwortlichkeit am Unglück festzustellen. Die Staumauer, welche über 30 Millionen Lire gekostet hatte, wurde von den Brüdern Viganò, bekannten Industriellen in Ponte Albiate (Brianza), nach dem Entwurf eines jungen sizilianischen Ingenieurs Santangelo ausgeführt. Die Ausführung geschah durch die Bauunternehmung Vita & Cie.

Den Gutachtern, den Professoren Danusso und Ganasini vom Polytechnikum in Mailand wurden folgende zwei Fragen vorgelegt:

„Die Gutachter mögen alle Feststellungen machen, die sie für notwendig erachten, alle Untersuchungen technischer und konstruktiver Art vornehmen, von allen Zeugenaussagen Kenntnis nehmen, die die technischen und konstruktiven Leitsätze aufklären können, die beim Entwurf und bei der Ausführung der Staumauer maßgebend waren, und daraufhin auseinandersetzen, welches die ursprünglichen und unmittelbaren Ursachen des Unglücks waren.“

„Die Gutachter mögen auch feststellen, ob und welche Folgen aus der Tatsache hergeleitet werden können, daß der Stausee an der Stelle gewählt wurde, die seit Jahrhunderten als Abladestelle für den Glenogletscher diente, von der daher vorauszusehen war, daß der Boden wenig dicht sei, ohne daß vorher die geologische Beschaffenheit des Bodens klaggestellt wurde, d. h. ohne daß man sich vorher versicherte, ob jener Boden und jener Fels die Eigenschaften hatte, welche notwendig sind, um das Wasser zu halten.“

Die Gutachter machten genaue Meßaufnahmen, ließen sich den beim Ministerium der öffentlichen Arbeiten eingereichten Entwurf vorlegen, wohnten dem Verhör der Angeklagten bei und richteten Fragen technischer Art an sie, entnahmen Proben des Mauerwerks, welche dann im Polytechnikum in Mailand untersucht wurden. Die Untersuchung der zweiten Frage wurde dem Professor der Geologie August Stella vom Polytechnikum von Turin übertragen. Die Gutachter haben nunmehr die Ergebnisse in einem über 70 Seiten starken Bericht vorgelegt, dessen wesentlicher Inhalt wie folgt kurz wiedergegeben werde.

Der Bericht beginnt zunächst mit der Beschreibung, wie die Staumauer entworfen wurde und erinnert daran, daß sie zuerst — nach dem Entwurf des Ingenieurs Gmur — eine Schwergewichtsmauer sein, d. h. aus einem großen Mauerkörper bestehen sollte, der unten auf einem bogenförmigen Pfropfen (tampone) aufruhon sollte. Dieser Pfropfen wurde

später ersetzt durch 3 Bogen, die sich auf 2 kräftige innere Pfeiler stützten. Die Ausführung war schon ein Stück fortgeschritten, als man — nach dem Entwurf des Ing. Santangelo — die Schwergewichtsmauer durch eine aufgelöste Mauer ersetzte; man verließ den dreifachen Bogen, und es blieb unten eine Art Durchlaß, 3–4 m breit, mit der Bestimmung, als Grundablaß zu dienen, nach der Bergseite zu durch ein Gewölbe in Beton abgeschlossen. Einige Teile der Ausführung im Mauerwerk wurden abgebrochen und dem neuen Projekt angepaßt, und der Pfropfen wurde durch Zusätze in Mauerwerk ergänzt.

Die Sachverständigen stellten fest, daß die Mauer auf eine Länge von 80 m zerstört war; der ganze Teil in der Krümmung mit Ausnahme des rechten Widerlagers und des unmittelbar anstoßenden Pfeilers war mit fortgenommen worden. Das linke Widerlager und der benachbarte Pfeiler waren eingestürzt. Der Pfropfen in der Mitte war tief ausgewaschen und so stark angegriffen, daß an mehreren Stellen der Fels, auf den gegründet worden war, bloß zutage trat. Von der unteren Verkleidung des Pfropfens blieb ein kurzes Stück am linken Ufer stehen. Die Zersplitterung am Pfropfen zeigte einen gegen die Talseite sich senkenden Verlauf. Die obere Seite des Grundablasses war ausgerissen worden.

Bezüglich der technischen Angaben haben die Gutachter bis ins kleinste gehende Fragen an die drei Angeklagten, an V. Viganò, Ing. Santangelo und Vita, gestellt, und haben Aussagen von Maurern, Fuhrleuten, von elektrischen Arbeitern und Wärtern über die Wasserverluste am Fuß der Mauer und im Mauerwerk gesammelt. Verluste von Wasser zeigten sich schon im November 1921 an. Im Jahre 1922 waren es luftige Strahlen, in den letzten Tagen vor dem Unglück steigerten sich die Verluste ständig. Sie hätten genügt, um in einer der Maschinen der Zentrale 500 kW zu erzeugen.

Bezüglich des Mauerwerks des Pfropfens, das mit Zement hätte hergestellt werden sollen, ergab sich, daß mit Billigung von Viganò und Santangelo zum großen Teil an Ort und Stelle gewonnener Kalk verwendet wurde. Ein Akkordarbeiter, der 16 000 m<sup>3</sup> des Propfens ausführte, davon 6000 in Zementbeton und 10 000 in Mauerwerk, versicherte, daß der Kalk schlecht war und nicht abband.

Der Geometer, der die Arbeiten des Pfropfens übernommen hatte, weigerte sich, die Arbeit fortzusetzen, nachdem er zuvor Einspruch gegen die Verwendung von gelöschtem Kalk und von Steinbrocken im Beton erhoben hatte.

Bezüglich der Güte des Kalkes waren nicht alle Zeugen gleicher Ansicht. Aus einer Untersuchung ergab sich, daß

<sup>1)</sup> Siehe Bericht von Prof. Rothmund, Bauingenieur Heft 3, 1924.



es sich um eine Art Fettkalk handelte. Nach Erkundigungen an Ort und Stelle ergab sich, daß er, wenn er auch nicht gerade schlecht war, doch schlecht behandelt wurde, sowohl beim Ablöschen als auch bei der Verwendung. Es ergab sich auch, daß die Zuschläge für den Beton und dessen Zubereitung unsachgemäß waren.

Aus sämtlichen Zeugenaussagen und aus den Erhebungen an Ort und Stelle ergab sich, daß die Gründung der Staumauer auf gesundem Fels erfolgte, mit einigen Aufrauungen, aber ohne vorher vorgesehene Behandlung.

Schließlich bringen die Gutachten die genaue Erzählung des Wärters, des einzigen Zeugen, der auf wunderbare Weise dem Verhängnis entrann. Am Morgen des 1. Dezember gegen 6,30 Uhr wurde er früher als sonst telephonisch angerufen und erhielt den Auftrag, die Schieber zu öffnen und mehr Wasser nach der Zentrale zu geben. Er ging im Halbdunkel hinaus, nach Öffnung der Schieber kehrte er auf dem Steg längs des „Pfropfens“ zurück. Ungefähr bei dem 8. oder 9. Pfeiler hatte er den Eindruck eines Erdbebens, und als ob er auf die rechte Seite gedrückt würde. Darauf hörte er das Fallen von einigen Steinen, welche oben von der Staumauer herabfielen. Während er sich einem Rohr näherte, das in Ordnung zu bringen war, zeigte ein schlimmeres Rauschen, daß die Steinbrocken häufiger fielen, und in der Dämmerung sah er einen schwarzen gewundenen Streifen an der Vorderfläche des elften Pfeilers. Er zündete ein Streichholz an und sah, daß es sich um einen Riß handelte, der sich nach oben verlängerte. Mit Schrecken bemerkte er, daß der Riß sich verbreiterte und rannte zur Hütte, um telephonisch Alarm zu schlagen. Beim Laufen versperrten große Betonbrocken den Weg. Der geborstene Pfeiler ging auseinander und teilte sich in zwei Stücke. Nach einem heftigen Windstoß noch einmal zurückschauend sah er, daß die Gewölbe neben dem gebrochenen Pfeiler nachgegeben hatten, und daß eine Wasserwand sich durch die Bresche vorwärtsbewegte. Die Pfeiler stürzten einer nach dem anderen ein, bis schließlich auch der linke Widerlagerpfeiler und der daran anschließende umgeworfen wurde. Nach rechts hin machte der Einsturz beim 12. Pfeiler halt, der zunächst bei jenem steht, wo der Einsturz begonnen hatte. Kein vorhergehendes Zeichen, keine Verletzung wurde vorher bemerkt.

Technisch kann der Einsturz nach Ansicht der Sachverständigen in folgenden Perioden rekonstruiert werden: Plötzliches Nachgeben der Gründung, Störung in den Gleichgewichtsverhältnissen des Oberbaues, Risse in den oberen Gewölben, Senkung im schwächsten Punkt oder größte Konzentration von Kräften auf einen bestimmten Punkt, der nachgeben mußte, Einsturz eines Pfeilers und der beiden anschließenden Gewölbe, Wegtragen der Staumauer in ihren

schwächsten Teilen oder solchen, die am stärksten den Kräften des gestörten Gleichgewichts oder der dynamischen Wirkung des stürzenden Wassers ausgesetzt waren.

Die Untersuchung der Mauerreste beschränkte sich hauptsächlich auf den Pfropfen, von dem festgestellt wurde, daß dort die Ursache des Unglücks zu suchen sei. Die Mauer, die dicht auf dem Felsen aufruht, hat ihre Aufgabe trotz der mangelhaften Betonmischungen und der fehlerhaften Ausführung erfüllt. Der Pfropfen, der zu einem ungeheuren „Schwamm“ von Steinen und schlecht damit verbundenem Kalk geworden war, der auf Mauerwerk ohne Verband gegründet und ausgeführt war, dazu durch den Stollen in der Mitte in zwei Teile geschnitten war, wurde durch die Durchsickerungen im Gefüge weich.

Die statische Untersuchung und die Prüfung der Materialien haben gezeigt, daß der Pfropfen in jeder Hinsicht bei weitem schlechter war, als die der oberen Pfeiler und Gewölbe.

Die Schlußfolgerungen der amtlichen Sachverständigen lauten:

Auf Grund des Berichtes von Professor Stella muß angenommen werden, daß der Baugrund zur Gründung der Staumauer geeignet war, und es wird durch die Akten bewiesen, daß die geologischen Verhältnisse der Örtlichkeit vor Ausführung des Stausees untersucht worden waren.

Es ist ferner auszuschließen, daß Erdbeben an der Katastrophe mit schuld sind, Einwirkungen, von denen benachbarte geodynamische Stationen keine sichtbare Spur nachweisen.

Die Hauptursache des Zusammenbruches muß der statischen Mangelhaftigkeit der Unterstützungsmauer für den mittleren Teil der Staumauer zugewiesen werden. Die Abmessungen und das Material des Mauerwerks waren nicht genügend, um den Beanspruchungen zu widerstehen, welche der Wasserdruck des gefüllten Behälters hervorbringen konnte. Die unsicheren Auflagerflächen auf den Felsen und die durch den Stollen hervorgerufene Aufhebung der Kontinuität haben die Widerstandsfähigkeit der Grundlage, auf der der am meisten beanspruchte Teil der Staumauer aufruhte, geschwächt, zum Teil auch aufgehoben.

Die Sachverständigen halten es für ausgeschlossen, daß der Oberbau mit Gewölben und Pfeilern aus eigener Schwäche und von selbst gebrochen sei, obwohl die Mängel der Ausführung durch Zeugen bestätigt, teilweise auch durch die Erbauer zugegeben und im Laboratorium nachgewiesen wurden.

Der Einsturz ist vielmehr auf die fortschreitende Mangelhaftigkeit des Pfropfens zurückzuführen. E. P.

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

### Bericht über die 46./47. Generalversammlung des Vereins Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten (E. V.).

Von Dr.-Ing. L. Zimmermann, Karlsruhe i. B.

Zur Zeit der diesjährigen Tagung des Vereins deutscher Portland-Zement-Fabrikanten, die im Meistersaal in Berlin vom 24.—26. März stattfand, sind hundert Jahre verstrichen seit der Erfindung des Portlandzementes.

Wie der Vorsitzende des Vereins, Herr Dr. phil. Dr.-Ing. h. c. Müller (Kalkberge) ausführte, war es der Ziegler Joseph Aspdin in Leeds, der im Jahre 1824 ein Patent zur Herstellung von Zement aus Kalkstein und Ton nahm und für das neue Produkt den Namen Portland-Zement wählte. Die weitere Entwicklung führte zu dem heute in allen Kulturstaaten fabrizierten, für die Ausführung von Bauwerken aller Art schlechthin unentbehrlich gewordenen, vorzüglichen hydraulischen Bindemittel. Die Förderung dieser Entwicklung ist in hohem Maße das Verdienst gerade des Vereins deutscher Portland-Zement-Fabrikanten, dessen Mitglieder sich unermüdlich in den Dienst der Sache stellten und durch zahlreiche Arbeiten auf wirtschaftlichem und auf wissenschaftlichem Gebiete für Deutschland die führende Stellung in der Welt errangen. Zu den betagtesten Pionieren

des Vereins zählen heute die Herren Geh. Kommerzienrat Dr.-Ing. h. c. F. Schott (Heidelberg), der nunmehr 35 Jahre lang dem Vorstande des Vereins angehört, und Direktor Dr. K. Goslich, der zu Beginn der Tagung durch den Vertreter der Technischen Hochschule in Dresden, Herrn Geh. Rat Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, zum Ehrendoktor der erwähnten Hochschule ernannt worden ist.

Gleich der erste der wissenschaftlichen Vorträge zeigte, in wie rasch fortschreitender Entwicklung sich auch heute noch die Zementindustrie befindet. Herr Professor Dr.-Ing. W. Gehler von der Technischen Hochschule in Dresden berichtete an Hand zahlreicher Lichtbilder über das lebhafteste Interesse beanspruchende Thema: „Hochwertige Zemente.“

Nachdem Staatsbahnrat M. Spindel im Jahre 1919 über seine guten Erfahrungen mit hochwertigen Portlandzementen berichtet hatte, setzte der Vortragende zunächst bei der Sächsisch-Böhmischen Portlandzement-Fabrik Tschischkowitz und schließlich auch bei sechs deutschen Firmen die Fabrikation von hochwertigem Zement durch,

Er unterzieht nunmehr die teils in Dresden (Prof. Gehler, Dr. Luftschitz, Reg.-Baurat Amos), teils beim Stadtbauamt in Wien (Dr. A. Hasch), teils in Prag (Prof. Nowack) ausgeführten Versuche mit solchen Zementen einer vergleichenden Betrachtung mit den Ergebnissen an normalem Grundmann-Portland-Zement und mit den hauptsächlich in Karlsruhe (Dr.-Ing. A. Hummel) ausgeführten Proben mit Tonerdezement (Schmelzzement)<sup>1)</sup>.

Die Herstellung der hochwertigen Portlandzemente (z. B. Dyckerhoff Doppel) unterscheidet sich von derjenigen normengemäßer Portlandzemente nur durch größere Sorgfalt bei der Aufbereitung des Rohmaterials, schärferen Brand, feinere Mahlung. Die Fabrikation der Schmelzzemente ist bisher größtenteils ein Nebenweig der südranzösischen Aluminiumindustrie; sie erfolgt im Wassermantel-Kupolofen oder im elektrischen Ofen in diskontinuierlichem Betrieb. Während die hochwertigen Portlandzemente chemisch sich nur durch etwas höheren Kalkgehalt von den Normen-Portlandzementen unterscheiden, stehen Kalk und Tonerde bei den Schmelzzementen im Verhältnis 1 : 1, machen zusammen gewöhnlich über 80 vH der Masse aus, erlauben aber eine Variation dieses Verhältnisses in weit größerem Ausmaße als sie entsprechend bei Portlandzement möglich ist. Für beide Arten der Qualitätszemente ist rasche Anfangserhärtung charakteristisch, für den Schmelzzement außerdem die große Sulfatbeständigkeit. Die Kosten des hochwertigen Portlandzementes betragen etwa das 1,2fache, diejenigen für Schmelzzement das 3—4fache von normalem Portlandzement.

Die Betrachtung der Ergebnisse der Normenproben führte zur Einteilung aller Zemente in drei Bereiche:

1. Normale Portlandzemente,
2. hochwertige Portlandzemente,
3. Spezialzemente.

Die Begrenzungslinien der drei Bereiche treffen die Ordinatennachse in den Punkten 200, 400, 600, 800 kg/cm<sup>2</sup>, im Alter von einem Jahre dagegen in den Punkten 500 und 600, 700 und 800, 900 und 1000 kg/cm<sup>2</sup>. Als Normenvorschlag für den hochwertigen Portlandzement wird u. a. die Forderung aufgestellt, daß die Druckfestigkeit nach drei Tagen derjenigen des normalen Portlandzementes nach 28 Tagen gleich sein soll (also 250 kg/cm<sup>2</sup>). Die Zugfestigkeit nach drei Tagen soll 20 oder 25 kg/cm<sup>2</sup> erreichen.

Das Studium der Schwindung sowie die Aufstellung der Arbeitskurven für die Zemente der Bereiche 2 und 3 läßt erhoffen, in die hier obwaltenden Gesetzmäßigkeiten tiefere Einblicke zu gewinnen, als es bei Verwendung von normalem Portlandzement bisher möglich war. So wird es vielleicht möglich sein, über Schwindung und Festigkeit, Abbindewärme und innere Spannungen experimentelle Zusammenhänge zu gewinnen; die Feststellung einer Proportionalitätsgrenze und einer Fließgrenze soll bereits geglückt sein.

Der Normenvorschlag für die Druckfestigkeit erdfeuchter Betonwürfel lautet: 100 kg/cm<sup>2</sup> nach drei Tagen, 150 nach sieben Tagen, 250 nach 28 Tagen, 300 nach 45 Tagen. Das Verhältnis  $\sigma_{3d} : \sigma_w$  ist bei jungem Alter ziemlich klein, steigt aber rasch und ergibt im Mittel nach 28 Tagen 1,59. Belastungsversuche an Decken erwiesen die technische und wirtschaftliche Überlegenheit des hochwertigen Portlandzementes gegenüber normalem Portlandzement.

Für die Baupraxis ergeben sich aus den Versuchen folgende Vorteile unter Verwendung von hochwertigem Portlandzement:

- I. Erhebliche Verringerung der Baukosten und Abmessungen bei reinen Druckgliedern, und der toten Last bei Platten.
- II. Gleichzeitige Verwendung von hochwertigem Eisen kann bei Rippenbalken zu beachtenswerter Kostenersparnis führen.
- III. Beträchtliche Erhöhung der Sicherheit des Bauwerkes, weniger Bauunfälle.
- IV. Kürzere Bauzeit (50 vH Zeitersparnis bei Kleinbauten, 20 vH bei mehrstöckigen Bauten).
- V. Geringerer Kapitalsaufwand für Schalungen.

Der teure Spezialzement kommt nur für Sondergebiete in Betracht:

- I. Betonkunststeine, Zementwaren, Masten (wegen der sehr hohen Anfangsfestigkeit).
- II. Wasserbauten, Seebauten, Tunnelbauten (wegen der schnellen Erhärtung und der Sulfatbeständigkeit).
- III. Betriebsbauten für Straßenbahn, Untergrundbahn usw., die in kurzen Betriebspausen aufgeführt werden müssen.
- IV. Hochbauten, die aus fabrikmäßig hergestellten Eisenbetonbaugliedern zusammengesetzt werden sollen, besonders dann, wenn der Raum für die Herstellung der Bauglieder an Ort und Stelle sehr beschränkt ist.

Auf die Schwierigkeiten der Festigkeitsprüfung nach zwei Tagen machte Herr Dipl.-Ing. Curt Prüssing (Hemmoor, Oste) durch seinen Vortrag: „Kurzfristige Festigkeitsprüfungen“ aufmerksam.

Das Thema wird von zwei Gesichtspunkten aus behandelt: 1. Welche Schlüsse lassen sich aus dem Ergebnis kurzfristiger Prüfungen für die Ergebnisse späterer Prüfungen ziehen? 2. Inwieweit

<sup>1)</sup> Zahlreiche Arbeiten und Referate über hochwertige Zemente und Schmelzzemente finden sich in den letzten Heften von „Bauingenieur“, „Zement“, „Beton und Eisen“.

lassen sich aus der kurzfristigen Prüfung im Laboratorium Schlüsse auf das Verhalten des Zementes nach dem gleichen Zeitraum in der Praxis ziehen?

Zu 1. wird an Hand verschiedener Kurven festgestellt, daß kein festes Verhältnis zwischen der kurzfristigen Prüfung und der Normenprüfung besteht. Ferner wird darauf hingewiesen, daß der Steigerung der Anfangsfestigkeit Grenzen gezogen sind, außerhalb deren die späteren Prüfungen, insbesondere die Zugfestigkeit, nachteilig beeinflusst werden. Von hier aus kommt der Vortragende zur Besprechung des Verhältnisses Zug : Druck bei den einzelnen Prüfungsterminen und fordert für die kurzfristige Prüfung ein Mindestverhältnis von 1 : 10.

Zu 2. wird als stärkste Beeinflussung der kurzfristigen Prüfung die Einwirkung der Temperatur untersucht. In einer großen Versuchsreihe wird die Abschwächung der Anfangsfestigkeit durch vorübergehende Temperaturniedrigung gezeigt. Dann werden drei Zemente bei verschiedener Lagerung bei 8° und 18° C verglichen. Die Festigkeiten bei 18° übertreffen die Festigkeiten bei 8° nach zwei Tagen um 70 bis 100 vH, nach 28 Tagen nur noch um 5 bis 17 vH. Auffallende Erscheinungen zeigen die Zugproben, die bei 7-tägiger Prüfung gegen die Temperatur fast unempfindlich sind, sonst aber um 5 bis 7 vH differieren. Die Erklärung wird im verschiedenen Einfluß der Temperatur bei Kristallbildung und Gelverfestigung gesucht.

Zum Schluß werden Betonwürfel in Mischung 1 : 3 : 4 in gleicher Weise untersucht. Der Festigkeitsabfall bei Kaltlagerung ist bei diesen Proben noch größer als bei Normensandwürfeln. Die starke Abhängigkeit der Zweitagefestigkeit von der Temperatur macht Garantien auf Grund der Laboratoriumsprüfungen für die Praxis illusorisch. Einen Anhalt für Ausschaltungsmöglichkeit gibt die Zweitageprobe also nicht. Aus dem gleichen Grunde ist sie nicht zur Klassifizierung von Zement in verschiedene Spezialklassen geeignet, da sie kein Maßstab für den hydraulischen Wert eines Zementes ist.

Die Kernfrage der Klinkerkonstitution: „Was ist Alit?“ behandelte Herr Dr. Walter Dyckerhoff. Seinen Versuchen mit chemisch reinen Materialien liegt die Idee zugrunde, binäre und ternäre Schmelzen des Dreistoffsystems Kalk-Kieselsäure-Tonerde so rasch abzukühlen, daß kristalline Abscheidungen (Entglasungen) im erstarrten Schmelzgut zunächst nicht auftreten können, sondern erst nach der in zweiter Versuchsphase erfolgenden längeren Erhitzung im elektrischen Ofen auf etwa 1200° C. Diese Methode bot vor allem den Vorteil, die Entglasungsvorgänge und -produkte bequem beobachten und studieren zu können. Zum ersten Mal gelang die Reindarstellung von Tricalciumsilikat durch Schmelzen der Rohmischung im Knallgasgebläse. Ferner wurde in gleicher Weise die nicht zerrieselnde  $\alpha$ -Modifikation des Dicalciumsilikates rein erhalten; sie entsteht oberhalb 1400° C und wandelt sich höchst wahrscheinlich nur sehr langsam in die  $\beta$ -Modifikation um, während letztere ziemlich rasch unter Zerrieseln in die  $\gamma$ -Modifikation übergeht; dieser Sachverhalt bietet eine Erklärung für die Notwendigkeit, Zement bei mindestens 1400° C zu brennen, um Zerrieseln zu vermeiden. Rohmischungen von der Zusammensetzung des Portlandzementes im Dreistoffsystem konnten nicht geschmolzen werden. Darum wurde eine systematische Annäherung an das Zementfeld von Gebieten leichter schmelzbarer Mischungen her angestrebt. Hier trat beim Entglasen allemal  $\alpha$ -Dicalciumsilikat auf und mit dessen Menge stieg auch die hydraulische Erhärtungsfähigkeit. Diese Tatsache, sowie ein Vergleich der optischen Eigenschaften des  $\alpha$ -Dicalciumsilikates mit den in der Literatur für Alit angegebenen ließen den Vortragenden zu dem Schlusse kommen, daß Alit als  $\alpha$ -Dicalciumsilikat anzusprechen sei. Daß es sich beim Alit nicht um eine ternäre Verbindung handeln könne, bewiese u. a. auch die Beobachtung Kühls, wonach der Alit des Erzzementes mit dem des Portlandzementes identisch sei. Die Schwierigkeit der Unterbringung des Kalkes bei einer solchen Klinkerkonstitution kann nach Ansicht des Vortragenden überwunden werden.

Herr Professor Dr. Ewert (Proskau) wies in seinem Vortrage: „Der Einfluß der Zementfabriken auf die Bodenkultur“ die oft aufgestellte Behauptung der Schädlichkeit des Zementstaubes für das Wachstum der Pflanzen zurück. Seine zahlreichen Versuche erwiesen eher günstige Wirkungen, indem z. B. Schmarotzerpilze in der Nähe einer Zementfabrik allmählich zum Verschwinden gebracht wurden. Für die Böden selbst, die heute sehr häufig Versauerung zeigen, kann eine Zufuhr von Kalk nur erwünscht sein. Der Zementstaub bietet daher unter Umständen ein wertvolles Äquivalent gegenüber sauren Abgasen der Industrie.

Herr Dr. H. Kühl (Lichterfelde) unterzog sich der überaus mühevollen Aufgabe, das interessanteste und zugleich schwierigste Kapitel der modernen Chemie: „Der Feinbau der Materie“ gemeinverständlich darzustellen. Seine glänzenden Ausführungen knüpften an die aus der hergebrachten Chemie geläufigen Begriffe der Moleküle, Atome und Elemente an; der Vortragende führte in das Reich der kinetischen Gasttheorie mit ihren extrem großen und kleinen Zahlen ein, in das Reich der Lösungen, und zwar der kolloidalen wie der molekulardispersen, in die Ionentheorie und die daraus ableitbare Atomistik der Elektrizität; er leitete alsdann auch zu der Struktur der festen Materie über, insbesondere der Kristalle, deren Aufbau durch Analyse mit Hilfe der Röntgenstrahlen nunmehr zweifelsfrei erkannt wird. Aber die moderne Chemie hat auch Jahrtausende alte Rätsel gelöst. Das Studium der radioaktiven Erscheinungen lehrte, daß die bisher für unteilbare, letzte Bausteine der Materie gehaltenen Atome

einen in komplizierter Weise aus positiv elektrisch geladenem Kern und aus Elektronen aufgebauten Mikrokosmos darstellen, wobei die Elektronen den Kern nach bestimmten quantentheoretischen Gesetzen gewissermaßen wie Planeten die Sonne umkreisen. Veränderungen im Kern äußern sich als Radioaktivität, solche des Elektronensystems entsprechen chemischen Reaktionen. Der freiwillige unter starker Energieentwicklung verlaufende Zerfall der höheratomaren radioaktiven Elemente in niederatomare zeigt, daß das Bemühen der Alchimisten, Elemente willkürlich ineinander umzuwandeln, grundsätzlich nicht verfehlt war, wenn man allerdings auch heute noch sagen muß, daß die hierzu nötigen ungeheuren Energiemengen praktisch nicht zur Verfügung stehen. Jedenfalls aber weiß man heute, daß die Elemente mit komplizierterem Atombau aus einfacheren Elementen, letzten Endes wahrscheinlich aus Wasserstoff, aufgebaut sind. Zahlreiche Bilder und Vergleiche machten den Vortragsstoff sehr anschaulich. Über viele einzelne Feinheiten kann hier aus Raumangel nicht berichtet werden.

„Über die Einwirkung von Magnesiumsulfatlösung auf Mörtel und Beton“ berichtete Herr Dr. L. Zimmermann (Karlsruhe).

Nach mannigfachen unangenehmen Erfahrungen an ihren Bauwerken in betonschädlichem Grundwasser ließ die Emscher Genossenschaft teils durch ihren Chefchemiker, Herrn Dr. Bach, teils im Institut für Beton und Eisenbeton an der Technischen Hochschule in Karlsruhe eine größere Untersuchung über das obige Thema ausführen nach einem von Herrn Baudirektor Helbing und Herrn Prof. Dr. Probst vereinbarten Versuchsprogramm.

Da an der Überlegenheit von Portlandzement-Traß-Beton gegenüber reinem Portlandzementbeton auf Grund anderweitiger Versuche nicht gezweifelt wurde, sollte in erster Linie eine Klärung der Frage herbeigeführt werden, ob Portlandzement-Traß-Beton oder Hochofenzementbeton in sulfathaltigem Wasser ein besseres Verhalten zeigen.

Etwa 1800 Beton- und Mörtelkörper verschiedener Zusammensetzung aus den beiden Arten der genannten Bindemittel wurden parallel in Wasser und in  $2\frac{1}{2}$  vH Magnesiumsulfatlösung gelagert. Auf die Erzielung möglichst gleichmäßiger Herstellungsbedingungen für die Beton- und Mörtelkörper war großer Wert gelegt worden.

In regelmäßigen Zeitabschnitten wurden Festigkeitsprüfungen vorgenommen, um einen Maßstab für den Grad der etwa eingetretenen Zerstörungen zu gewinnen; außerdem wurde die Änderung der chemischen Zusammensetzung der Magnesiumsulfatlösung während der einzelnen Versuchsperioden durch Analyse ermittelt.

Bei der Wasserlagerung ergab sich eine dem Unterschied der Normfestigkeit entsprechende Überlegenheit des einen Hochofenzementes über den anderen. Die Traß-Portlandzement-Mischungen erfuhren anfangs eine Festigkeitserniedrigung im Vergleich zu den Festigkeitswerten, die man nach den Ergebnissen der Normen für den angewandten Zement hätte erwarten können, zeigten aber im Verlaufe der weiteren Erhärtung einen steileren Festigkeitsanstieg als die Hochofenzementmischungen und überholten dieselben vielfach. Berechnete man den Traß nicht als Zuschlag, sondern als Ersatz für Portlandzement, so erwiesen sich gleich fette Mischungen von Traß-Portlandzement-Beton und Hochofenzement-Beton als ebenbürtig, falls der Traßzusatz nicht zu hoch genommen wurde (nicht viel über 1 Zement : 0,3 Traß).

An den Mörtelkörpern, welche nur zur Hälfte in die Sulfatlösung eingetaucht waren, zeigten sich bereits nach 12 Monaten Zerstörungserscheinungen (Treiben) an der nicht eingetauchten Hälfte. Diese starke Wirkung erklärt sich daraus, daß die Lösung in den Poren der Oberfläche hochgesaugt wurde und durch Verdunstung eine hohe Konzentration erlangte. Bei den halb eingetauchten Betonkörpern trat dieselbe Erscheinung erst nach 20 Monaten auf (wahrscheinlich infolge rein äußerer Umstände wie geringeres Verhältnis zwischen der Menge Lösung zur Oberfläche u. dgl.). Die in die Lösung ganz eingetauchten Körper zeigten auch nach 28 Monaten erst ganz geringe Zermürbungen an den Ecken und Kanten.

Sämtliche in der Sulfatlösung gelagerten Beton- und Mörtelkörper wiesen einen steileren Festigkeitsanstieg auf als die Parallelkörper im Wasser und erlangten um so höhere Werte im Vergleich zu jenen, je magerer sie waren. Der Festigkeitsabfall erfolgte ziemlich rasch, nachdem einmal die Zerstörungserscheinungen aufgetreten waren. Insbesondere die mageren Mischungen zeigten nach 28 Monaten die geringste Widerstandsfähigkeit. Die Traßmischungen besaßen gegenüber den Hochofenzementmischungen etwa den gleichen Wertigkeitsgrad wie bei der Wasserlagerung. Betonmischungen, die vor dem Eintauchen in die Lösung eine Lufterhärtung von 14 Tagen durchgemacht hatten, waren widerstandsfähiger als solche die alsbald nach dem Erhärten (24 Stunden) eingelegt worden waren.

Die chemischen Analysen erwiesen den allmählichen Rückgang des Stoffumsatzes zwischen Betonkörper und Lösung. Dies weist auf die Bildung einer Schatzschicht hin, welche vielleicht durch Verstopfung der Poren mit Reaktionsprodukten entsteht, welche aber die endgültige Zerstörung der Körper durch Treiben nicht verhindern kann. Im übrigen entsprachen die chemischen Befunde denjenigen der Festigkeitsprüfungen insofern, als geringerer Widerstandsfähigkeit im allgemeinen ein größerer Stoffumsatz entsprach. Der Beginn der Zerstörung war durch keine Besonderheiten der chemischen Analyseergebnisse angezeigt.

Der Tonerdezement (Schmelzzement), welcher in Frankreich, Belgien und der Schweiz hergestellt wird, ist allen bisherigen Erfahrungen zufolge ein ideales Material für Bauten in sulfathaltigem Gewässer.

Herr Professor Dr. Kurt Endell (Berlin) berichtete über die Frage: „Welche Anforderungen werden heute an feuerfeste Baustoffe in der Zementindustrie gestellt?“

Nach einer kurzen Übersicht über die in der Zementindustrie verwendeten verschiedenen Arten der feuerfesten Steine, wie Schamottesteine, Dynamidonsteine, Crummendorfer Quarzschiefer bzw. Quarzschieferstampfmasse und Klinkersteine, wird ganz kurz auf zweckmäßige Prüfung dieser Steine eingegangen. Der Vortrag enthält die Verarbeitung einer Rundfrage bei verschiedenen großen Zementfabriken bezüglich der Haltbarkeit des feuerfesten Materials. Es stellte sich dabei heraus, daß die Haltbarkeit der feuerfesten Zustellung in Zementöfen außer vom feuerfesten Material selbst abhängig von folgenden Faktoren:

1. chemische Zusammensetzung des Zementmehles,
2. chemische Zusammensetzung und Menge der Asche der Kohlen,
3. Art der Feuerführung (Randfeuer),
4. Anbacken der sinternden Zementmasse,
5. Art der Ausmauerung (glatte Fläche, enge Fugen).

Eine tabellarische Übersicht der Lebensdauer verschiedener Zement-Drehöfen sowie die Eigenschaften des feuerfesten Materials zeigen, daß anscheinend die Lebensdauer mehr von den genannten fünf Faktoren als vom feuerfesten Material selbst abhängt. Besonders auffallend ist die verhältnismäßig kurze Lebensdauer beim Dickeschlammverfahren gegenüber dem Trockenverfahren.

In verschiedenen Gegenden Deutschlands haben sich die Klinkersteine besonders bewährt.

Herr Dipl.-Ing. Dr. Erich Oppen (Hannover) führte zahlreiche Lichtbilder über: „Die Entstaubung der Zementfabriken nach dem Oski-Verfahren“ vor. Die nach dem Oski-Verfahren aus den Trockentrommeln und Drehöfen ausfallenden Staubmengen betragen je nach der Größe der Anlage 400 bis 2000 kg stündlich, was einem jährlichen Gewinn von 50 000 GM. entspricht. Die staubhaltigen Abgase werden zwischen Sprüh- und Sammelelektroden hindurchgeleitet, an welche hohe elektrische Spannungen angelegt sind (pulsierender Gleichstrom). Die von der Sprühelektrode (Metallspitzen), Baumwolle, faseriger Asbest, dünne Drähte, feucht gehaltene Röhren) ausgesandten Elektronen laden die Staubteilchen negativ, welche alsdann zur positiven Sammelelektrode wandern und dort als neutrale Teile schließlich zu Boden fallen. Während früher die Sammelelektrode aus Metallen, also guten Leitern bestand, wobei hoher Stromverbrauch, schlechtes Haften des Staubes auf der Elektrode, nur stellenweiser Stromübergang und Bildung von Kurzschluß häufig auftrat, verwendet das Oski-Verfahren eine Halbleiterfläche, nämlich eine Betonplatte, welche der positiven Metallelektrode nach der Seite des Spannungsfalles hin vorgelagert ist und die wesentliche Überlegenheit des Verfahrens bewirkt sowohl den älteren elektrischen als auch anderen Entstaubungsverfahren gegenüber.

„Die Produkte der hydraulischen Erhärtung und die Voraussetzungen ihrer Entstehung“ war das zweite Vortragsthema des Herrn Dr. H. Kühl.

Bereits Michaelis hatte richtig erkannt, daß sich bei der Hydratation von Portlandzement keine stöchiometrisch definierten Hydrate bilden, sondern vielmehr eine Reihe loser Verbindungen mit vorwiegend kolloidalem Charakter. Wir wissen heute, daß diese Produkte nicht durch „Quellung“ eines Bodenkörpers, wie man damals noch glaubte, sondern durch Fällungsreaktionen entstehen. Auch die Ansicht von Michaelis jun., bei der Hydrolyse entstanden sofort die freien Hydrate von Kalk, Tonerde und Kieselsäure, kann nicht geteilt werden. Ebensovienig ist es zulässig, die unter dem Mikroskope vielfach festgestellten, genau definierten, kristallinen und kolloidalen Hydratationsprodukte als die Produkte der hydraulischen Erhärtung anzusprechen; denn der Dünnschliff des mit etwa 30 vH Wasser abgebindenen Zementes läßt die mit weit größeren Wassermengen erhaltenen kristallinen Produkte nicht erkennen. Von wie großem Einfluß die Menge des zugesetzten Wassers ist, beweist auch eine Arbeit von Haegermann, welcher vollständige Hydrolyse des Zementes zu Kalk-, Tonerde- und Kieselsäurehydrat systematisch durchgeführt hat. Die Erforschung der im Portlandzement (üblicher Konsistenz) wirklich vorhandenen Neubildungen verlangt das Studium der Hydratation von Silikaten und Aluminaten unter den verschiedensten Bedingungen, immer aber in gesättigtem Kalkwasser. Bezüglich sämtlicher Aluminate erwiesen die neuesten Untersuchungen von Kühl und Mitarbeitern das oktaedrisch, optisch isotrope Tetracalciumhydroaluminat als das letzten Endes sich stets bildende Abbindeprodukt, wobei noch gelartige Tonerde entsteht. Das Endprodukt der Silikate beim Abbinden ist wahrscheinlich ein gelartiges Calciumhydroxilikat mit etwa 1 Mol. Kalk auf 1 Mol. Kieselsäure, daneben kristallines Kalkhydrat. Im abgebindenen Portlandzement wären danach Calciumsilikatgel, Tetra-Calciumhydroaluminat und Kalkhydrat vorhanden. Nimmt man an, daß hydraulische Erhärtung in erster Linie auf gleichzeitiger, eng im Raume zusammengedrängter Abscheidung von Gelen und Kristallen beruht, unabhängig von der chemischen Natur der Stoffe, so folgt aus obigen Befunden eine zwang-

lose Erklärung dafür, daß nur hochwertige Silikate und nur kalkarme Aluminate gute hydraulische Eigenschaften besitzen können; denn kalkarme Silikate scheiden nur Gele, keinen kristallinen Kalk ab und kalkreiche Aluminate bilden nur Kristalle, kein gelartiges Tonerdehydrat. Aus analogen Gründen kann Portlandzement nur dann seine höchste Festigkeit entwickeln, wenn er neben kalkreichen Silikaten kalkreiche Aluminate enthält.

Herr Dipl.-Ing. Huzel (Krupp A. G. Essen/Ruhr) erfreute die Versammlung durch einen prächtigen Filmvortrag: „Altes und Neues über Stahlerzeugung“. Die verschiedenen Methoden der Stahlbereitung durch Rennfeuer, Frischfeuer, Puddeln, Schmelzen in Tiegel, im Martinofen, in der Bessemerbirne wurden an Hand von zahlreichen Lichtbildern und mehreren Filmen in anschaulicher Weise erläutert.

Herr Dipl.-Ing. Wulf (Fa. Claudius Peters, Hamburg) trug über: „Fuller-Kohlenstaubfeuerung und Staubtransport“ vor. Während zur Beheizung von Drehrohröfen die Kohlenstaubfeuerung schon seit 29 Jahren im Gebrauch ist, fand sie als Kesselheizung erst kurz vor dem Kriege Verwendung; außerdem kommt sie in Zementfabriken zur Heizung der Trockner und als Zusatzfeuerung für Abhitzeverwertungsanlagen in Frage. In allen diesen Fällen ist im Gegensatz zur Staubfeuerung der Drehöfen sorgfältige Ausscheidung der unverbrennlichen Aschenbestandteile erforderlich. Eine Reihe von Lichtbildern führen Trockner nach dem Gegenstrom- und Gleichstromprinzip vor Augen, sowie verschiedene Fuller-Mühlen zur Feinmahlung des angewandten Brennmaterials.

Der Transport des Kohlenstaubes an die einzelnen Feuerstellen durch Becherwerk und Schnecken ist sehr umständlich, äußerst einfach jedoch mit Hilfe der Fuller-Kinyon-Pumpe. Sie besteht aus einer schnelllaufenden Spezialschnecke, an welche sich die Transportleitung anschließt. Am Auslaufende der Schnecke wird dem zu befördernden Staub etwas Druckluft zugesetzt, so daß sich eine emulsionsartige, außerordentlich flüssige und durch geringen Schnecken-Druck transportierbare Mischung von Staub und Luft bildet. Leistungen von 50 000 kg/h auf 1600 m Entfernung sind möglich. Die Transportrohre können beliebig gekrümmt, verzweigt und geneigt sein. Automatische Standanzeigevorrichtungen und elektro-pneumatische Steuerungen ermöglichen einem einzigen Arbeiter an der Pumpe die Bedienung zahlreicher Vorratsbehälter. Zahlreiche Anlagen sind im Betrieb.

Bei Kesselfeuerungen muß der Verbrennungsraum genügend groß gewählt werden, damit sich die Flamme möglichst vollkommen auswirken kann. Dabei wird meist luftgranulierte Asche erzielt. Die großen Vorteile der Kohlenstaubfeuerung gegenüber Rostfeuerung liegen besonders in der Verwendungsmöglichkeit geringwertigen Brennmaterials, der vollständigen und rauchlosen Verbrennung, der höheren Temperatur (infolge nur geringen Luftüberschusses), geringeren Anheizverlusten. Dementsprechend sind die wirtschaftlichen Vorteile der Kohlenstaubfeuerung sehr bedeutend.

„Über die Ursachen der Verzögerung des Abbindens von Portlandzement durch Gips“ war das Thema des Herrn Dr.-Ing. W. Brans (Porta Westphalia), der damit eine Frage von lebhaftem Interesse behandelte; denn gerade durch Zermahlen von Gips zum Portlandzement wird ja die Abbindezeit desselben reguliert. Nach einer Theorie von Kühl beruht die hydraulische Erhärtung zum guten Teil auf der Verfestigung der Calciumhydroxylatgele, welcher Vorgang durch die hochwertigen Ionen des Tricalciumaluminates wesentlich befördert wird. Werden nun aber auf irgendeine Weise diese Ionen unwirksam gemacht, z. B. durch Bildung eines schwer löslichen Salzes mit denselben (Calciumsulfoaluminat bei Zusatz von Gips), so ist eine Abbindeverzögerung die notwendige Folge davon. Die Versuche des Herrn Brans bestätigen diese Theorie befriedigend. Die Abbindezeiten bei Zusatz bestimmter Mengen ver-

schiedener Gipsarten zeigten eine plötzlich eintretende Verzögerung, wenn unabhängig von der Korngröße (ganz grobe Körnung ausgenommen) die reaktionsfähige Oberfläche des Gipses groß genug war, um die durch Ausfällung des Calciumsulfoaluminates der (an Gips gesättigten) Lösung entnommenen Gipsmengen sofort wieder zu ersetzen. Die maßgebliche Größe der Gesamtoberfläche des zugesetzten Gipses wurde in Übereinstimmung mit obiger Theorie um so kleiner gefunden, je größer die Lösungsgeschwindigkeit der verschiedenen Gipsarten gefunden worden war. Auch die früher unverständliche Tatsache, daß ein (mit Gips regulierter) Zement bei besonders feiner Mahlung zum Schnellbinder wird, erklärt sich nach der neuen Theorie zwanglos. Bei sehr großer Feinheit überholt die Lösungsgeschwindigkeit der Aluminate die des Gipses und die Bildung des Tricalciumaluminates geht rascher vor sich als diejenige des Calciumsulfoaluminates.

Herr Professor Dr. R. Nacken (Frankfurt a. M.) behandelte das Thema: „Zur Kenntnis des Abbindevorganges im Zement.“

Er betonte die Notwendigkeit, beim Studium der Abbindeprozesse den ganzen Werdegang des Zementes zu berücksichtigen, da die physikalische Natur des Produktes von hervorragendem Einfluß ist.

Der Mahlprozeß bewirkt eine gewisse Differenzierung der Klinkerbestandteile in Fraktionen verschiedener Korngrößen, wie z. B. durch chemische Analyse der das 10 000-Maschensieb passierenden Anteile gezeigt werden konnte; diese enthielten 4 vH CaO weniger und 2 vH  $Al_2O_3$  mehr als der ursprüngliche Zement.

Die absolute Größe der Körner ist auch mit Rücksicht auf die bereits kolloidalen Dimensionen derselben von Interesse. Durch Elektrolytzusatz findet Kornvergrößerung (Ausflockung) statt und damit Verlangsamung des Abbindeprozesses. Auch die beim Abbinden entstehenden Produkte gehören bezüglich ihrer Dimensionen in das Gebiet der Kolloidchemie. Die ungünstige Wirkung von Zucker ist vielleicht in Parallele zu setzen mit der selbst in übersättigten Lösungen eintretenden Kristallisationsbehinderung von Salzen (z. B. Kaliumsulfat) durch zugesetzte Farbstoffe. Weitere Versuche zielten darauf ab, die Bildung der Nadelchen von Kalkhydroxylat zu verhindern durch Zusatz von Kalkbindenden Agentien (Oxalsäure, Salzsäure), und die Art der dann eintretenden Erhärtung, die mehr oder weniger auf der Verfestigung des Kieselsäure- und Tonerdegeles beruhen muß, zu studieren.

Wirkliche Fortschritte in der Erforschung der Abbindevorgänge sind aber nur dann zu erwarten, wenn man die Hydratation jeder einzelnen Modifikation der Klinkerkomponenten untersucht. In dieser Richtung stellt die (bereits referierte) Arbeit des Herrn R. Dyckerhoff einen sehr bemerkenswerten Anfang dar. Sie zeigt die vorzüglichen hydraulischen Eigenschaften der in labilem Zustande (d. h. bei gewöhnlicher Temperatur) angewandten  $\alpha$ -Modifikation des Calciumorthosilikates im Gegensatz zur  $\beta$ - und  $\gamma$ -Modifikation.

An allgemeinen Gesetzmäßigkeiten über das Abbinden stöchiometrischer Verbindungen war bisher nur festzustellen, daß der Unterschied zwischen der Anwendung im glasigen oder kristallinen Zustande gering ist, wenn auch die glasige Masse die höhere Reaktionsfähigkeit aufweist. Für nicht stöchiometrische Mischungen gilt die Erfahrung, daß im glasigen Zustande die hydraulischen Eigenschaften um so mehr abnehmen, je mehr die Zusammensetzung von derjenigen hydraulischer Verbindungen abweicht. Der „ciment fondu“ scheint sehr nahe einem hydraulischen Aluminat zu entsprechen, so daß die Frage, ob Schmelzung oder nur Sinterung nötig sind, unwesentlich erscheint. Beim Portlandzement entfernt sich die Zusammensetzung des (im Klinker vorhandenen) Glases um so mehr von derjenigen hydraulischer Silikate, je höher die Brenntemperatur ist. Man kann den Portlandzement also tatsächlich „tobrennen“.

## Aus der amerikanischen Bauingenieurtätigkeit des Jahres 1923.

Bericht von Dipl.-Ing. M e h m e l, Karlsruhe i. B.

Die amerikanische Zeitschrift Engineering News-Record gibt eine Übersicht über das Jahr 1923, in der über den Stand und die Fortschritte des Bauingenieurwesens im vergangenen Jahr berichtet wird.

Eingangs werden kurz die wirtschaftlichen und politischen Verhältnisse gestreift. Wie bekannt, war auch in Amerika das Wirtschaftsleben in den letzten Jahren starken Schwankungen unterworfen. Wenn auch das Jahr 1923 im wesentlichen stabilere Verhältnisse gebracht hat, so wird doch hervorgehoben, daß eine durchgreifende wirtschaftliche Gesundung davon abhängig sei, daß im Innern die Farmerfrage und außenpolitisch die europäische Frage gelöst werde. Uns Deutsche interessiert natürlich das letztere, und da ist es wichtig festzustellen, daß Engineering News-Record in deutlichen Worten Frankreichs Gewaltpolitik für die verfahrenen europäischen Verhältnisse verantwortlich macht: Deutschland in seiner Produktion gehemmt, verarmt, England dadurch in seinem Kontinentalhandel auf schwerste geschädigt; beide Länder leiden infolgedessen an dem schrecklichen Übel der Arbeitslosigkeit. Frankreich, weit entfernt, an

der Ruhr Reparationen zu erlangen, belaste sein Budget immer stärker durch unproduktive Ausgaben, der Frankensturz sei die Folge. Engineering News-Record setzt große Hoffnung auf die Sachverständigenkommission, in der diesmal auch drei Amerikaner tätig sind, und die nochmals versuchen wird, die Zahlungsfähigkeit Deutschlands festzustellen und die Reparationsfrage zu lösen.

Die Bauindustrie hatte hauptsächlich mit der Schwierigkeit zu kämpfen, die nötigen Arbeiter, und zwar gelernte sowohl wie ungelernete, zu erhalten. Amerika ist für seinen Bedarf an ungelerten Arbeitern auf die Einwanderung angewiesen. Das jetzt bestehende Gesetz mit seiner schematischen Regelung der Einwanderungsziffer nach Rasse und Nationalzugehörigkeit sei unzureichend. Wenn man überhaupt die Kontrolle über die Zahl der Einwanderer beibehalten wolle, so müsse die Auswahl nicht so sehr nach äußeren formalen Gesichtspunkten erfolgen, sondern es müsse mehr als bisher die körperliche und geistige Tüchtigkeit berücksichtigt werden. Der Mangel an gelernten Arbeitern läßt sich nicht aus den Unvollkommenheiten des Einwanderungsgesetzes allein erklären, sondern ist — wie auch bei uns in Deutschland — auf ungenügenden Nachwuchs zurückzuführen.

Die Bautätigkeit war sehr rege. Abgesehen von den beiden Kriegsjahren 1917 und 1918 stellt das Jahr 1923 einen Rekord für die Bautätigkeit mit der Gesamtsumme von 6 Milliarden-Dollar dar,

wobei allerdings zu berücksichtigen ist, daß der Index der Baukosten im Mittel 200 war (Index des Jahres 1913 = 100) (Abb. 1). Auch die Aussichten für das Jahr 1924 sind als günstig zu zeichnen.

Den größten Raum innerhalb der staatlichen Bauten nehmen die Straßenbauten ein. Der Geldaufwand für Neuanlagen und Aus-

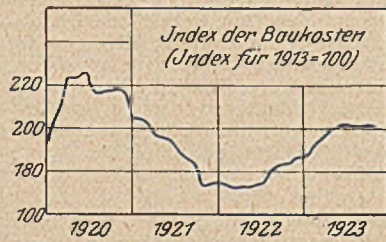


Abb. 1.

Auf weite Strecken von hundert oder gar mehreren hundert Kilometern fehlen den großen Strömen wie dem Mississippi, Missouri Ohio Brücken, so daß diese Flußläufe sich wie große Hindernisse trennend zwischen Landstriche von gewaltiger Ausdehnung schieben. Das Brückenbauprogramm erstreckt sich auf eine Reihe von Jahren.

Das verfllossene Jahr brachte auch dem Eisenbahnbauer reiche Tätigkeit. Zwar ist das Tempo im Ausbau des Schienennetze langsamer geworden, dagegen arbeitet man in Amerika in den letzten Jahren systematisch daran, die bestehenden Eisenbahnlinien in Anlage, Ausführung usw. zu verbessern, um ihre Leistungsfähigkeit zu erhöhen und den Betrieb wirtschaftlicher zu gestalten. Fast alle Linien sind ursprünglich mit einem absoluten Minimalkostenaufwand gebaut worden: eingleisig, mit starken Steigungen, kleinen Krümmungshalbmessern und leichtem Oberbau. Der moderne Verkehr verlangt gebieterrisch den mindestens zweigleisigen Ausbau der Hauptstrecken. Noch 1914 waren erst 10 vH der Strecken zweigleisig, jetzt sind es 16 vH. Die Linienführung muß vielfach geändert werden, um die Steigungen und Krümmungen für den modernen Verkehr erträglich zu machen. Bahnhofserweiterungen und Ausbau des Signalwesens werden notwendig. Der Bestand an Wagen ist im Jahre 1923 um rd 190 000 = 8 vH, der Bestand an Lokomotiven um rd 4000 = 6 vH vermehrt worden. Die Elektrifizierung der Eisenbahnen hat nicht die Ausmaße angenommen, die vielleicht mancher erwartet hatte. Die verbesserten Konstruktionen der Dampflokomotiven im Verein mit den jetzigen Kohlen- und Ölpreisen machen die Elektrifizierung nur unter besonderen Umständen wirtschaftlich.

Der Ausbau der Wasserkräfte nahm in der Bautätigkeit des Jahres 1923 einen breiten Raum ein. Zu Beginn des Baujahres betrug die Krafterzeugung 12 Millionen PS, der Zugang beträgt für das Jahr 1923 1 Million PS, und weitere 2,7 Millionen sind im Ausbau begriffen. Bis jetzt ist noch wenig geschehen, um den Ausbau systematisch zu gestalten. Jedoch beginnt auch in Amerika sich die Einsicht durchzusetzen, daß die Ausnützung der Wasserkräfte, wenn sie nicht zu einer Verschwendung der Naturkräfte führen soll, von einheitlichen Gesichtspunkten aus erfolgen muß.

Auch auf einem weiteren Ingenieurbaugebiet, der Wasserversorgung und der Kanalisation der Städte, bietet Amerika ein weites Feld der Tätigkeit.

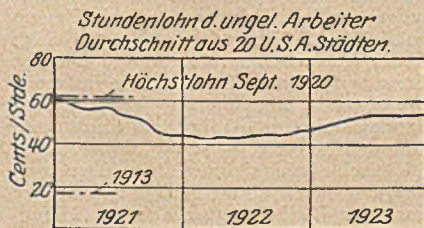


Abb. 2.

Die verhältnismäßig hohen Arbeitslöhne (vgl. Abb. 1 u. 2) zwingen die amerikanische Industrie, die Erzeugungskosten durch geschickte Material-

ausnutzung und Betriebsorganisation herunterzudrücken, um konkurrenzfähig zu bleiben. So hat die Normung auch auf dem Gebiete des Baugewerbes im letzten Jahr in Amerika weitere Fortschritte gemacht. Asphalt für Straßendecken, Pflastersteine, Backsteine, Dachziegel, Hohlziegel, Gerüstholz, Baumaschinen bis in die kleinsten Einzelteile werden normengemäß hergestellt. Auf der Ersparnis von Arbeitslöhnen beruht zu einem guten Teil bekanntlich auch die Verbreitung der Gußbetonbauweise in Amerika. Das Eisen hat als Baustoff für die Gießtürme das Holz in weitem Maße verdrängt. Damit ist auch hier

die Möglichkeit zu weitgehender Normung gegeben; das wirkt sich aus in bequemem Transport, einfacher Montage und leichter Austauschbarkeit der einzelnen Teile.

Der Verbrauch von Zement, der für die Bautätigkeit einen gewissen Maßstab gibt, betrug 1923 etwa 20 Millionen t.

### Die Unterwasser-Rohrleitung zwischen Portland und Süd-Portland in Maine.

(Nach Journal of New England Water Works Association Bd. 37 Nr. 3 vom September 1923.)

Im Jahre 1922 ist der englische Hafen von Portland durch eine in dessen Sohle verlegte Wasserleitung durchquert worden. Es handelt sich um eine 300 m lange gußeiserne Leitung aus Flanschrohren von 40 cm lichtigem Durchmesser. Das Verlegen der Leitung in dem bis zu 10,5 m tiefen Wasser geschah folgendermaßen. Zwischen zwei in 1,8 m Zwischenraum untereinander verbundenen Baggerprahmen begann eine hölzerne schiefe Ebene, die in rd. 47 m Länge bis zu der aus blauem Ton bestehenden Hafensohle hinabreichte, in der der Rohrgraben ausgebagert war. Das Zusammensetzen der Rohrteile geschah auf der schiefer Ebene, das Verlegen durch Taucher unter Fortbewegung der Prahme einschließlich schiefer Ebene entsprechend dem Fortschreiten des Verlegens. Nach Verlegen des Rohres wurde der Graben wieder verfüllt. Die im Herbst 1922 bei ruhigem Wetter durchgeführte Arbeit beanspruchte nur vier Monate und kostete 11 400 Dollar. Rgbmstr. Gerstenberger.

### Verleihung der Grashof-Denk Münze.

Der Verein Deutscher Ingenieure hat gelegentlich seiner Hauptversammlung am 1. Juni in Hannover dem Wirkl. Geh. Oberbaurat a. D. Dr. phil., Dr.-Ing. e. h. Zimmermann, Berlin, die Grashof-Denk Münze verliehen.

Diese hohe Ehrung eines Altmeisters der Ingenieur-Baukunst und eines der hervorragendsten Schüler Grashofs wird in den Kreisen des Bauingenieurwesens mit großer Befriedigung und Genugtuung begrüßt werden.

Mit einem besonders vornehmen und liebenswürdigen Charakter verbindet Zimmermann ein selten bescheidenes Wesen und genießt in allen Fachkreisen größte Beliebtheit und Verehrung. Im hohen Alter von nahezu 79 Jahren erfreut er sich ungewöhnlicher geistiger und körperlicher Frische und Rüstigkeit und blickt auf ein sehr vielseitiges, an bedeutsamen Arbeiten besonders reiches Wirken zurück.

Auch heute noch ist Zimmermann eines der eifrigsten Mitglieder der Akademie des Bauwesens, der Akademie der Wissenschaften und der Ausschusses für Versuche im Eisenbau. Namentlich an der Durchführung der Knickversuche des Deutschen Eisenbau-Verbandes hat er bis in die jüngste Zeit hervorragenden Anteil.

Bekannt sind seine neueren auf den Ergebnissen dieser Versuche fußenden Arbeiten (vgl. Sitzungsberichte der Akademie der Wissenschaften 1923, Heft XXV „Die Knicksohle mit nicht gerader Achse“), die eine ebenso wesentliche wie wichtige Ergänzung der Eulerschen Knicktheorie bedeuten.

Neben dem verstorbenen Intze ist Zimmermann u. W. der zweite Bauingenieur, den der Verein Deutscher Ingenieure durch die Verleihung der Grashof-Denk Münze ausgezeichnet hat. R.

### Anfrage aus dem Leserkreis.

Es wird um Auskunft gebeten über die dauerhafteste und preiswerteste Herstellung eines Säurekamins.

An das Bauwerk werden nach Fertigstellung und Inbetriebnahme folgende Anforderungen gestellt:

1. Dauernde Widerstandsfähigkeit gegen abzuleitende Säuredämpfe;
2. Dichtigkeit und Rissefreiheit des Mantels;
3. Standsicherheit.

Dem Kamin ist eine Kondensation vorgeschaltet; die durch diese in den Kamin abgeführten nassen Gase von niedriger Temperatur (50°) setzen bei Abzug erhebliche Säuremengen ab, die zum großen Teil an der inneren Säulenwandung abfließen, zum Teil durch das Mauerwerk sickern, den Mörtel zermürben, außenseitig herunterrieseln und hierbei auf die Mauerwerksfugen der ganzen Säule zersetzend einwirken. Die Zusammensetzung der abfließenden Säure vom spez. Gewicht 1,105 ist folgende:

Freie Säure . . . . .	140,00 g i. L.
Cl . . . . .	147,26 „ „
SO <sub>4</sub> . . . . .	27,52 „ „
SO <sub>3</sub> . . . . .	0,66 „ „
CU . . . . .	0,2 „ „
Fe . . . . .	4,4 „ „
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> . . . . .	0,19 „ „
CaO . . . . .	3,4 „ „
Mg . . . . .	0,39 „ „

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

## Städtische Abfallwirtschaft.

Ein erfreuliches Zeichen für die Stärkung und Steigerung unserer Binnenwirtschaft ist die Umstellung weiter Ingenieurkreise, der die öffentliche Meinung noch folgen muß. Die Arbeitsgemeinschaft „Technik in der Landwirtschaft“, die von den beiden Spitzenverbänden, dem „Verein Deutscher Ingenieure“ und der „Deutschen Landwirtschaftsgesellschaft“, gebildet wurde, stellt in einem programmatischen Bekenntnis fest, daß noch immer unsere Wirtschaft und unsere Technik zu sehr vom Raubbau diktiert seien, daß sie sich viel weitgehender auf einen Dienst an der Natur einstellen müßte, um das große Ziel: Unabhängigkeit und Überschüsse in unserer Binnenwirtschaft zu erreichen.

Eine weitgehende Bedeutung mißt sie hierbei der Verwertung aller städtischen Abfallstoffe bei. In dem letzten Heft der „Technik in der Landwirtschaft“<sup>1)</sup> läßt sie unter der Leitung von Voigtmann, Berlin, eine Reihe namhafter Fachleute zu Wort kommen, die über die Fortschritte in dieser Richtung berichten.

Wir erzeugen heute auf künstlichem Wege 400 000 t Stickstoff im Jahr. Dieselbe Menge ist in den menschlichen Abfällen enthalten, und sie wird heute nur zu etwa  $\frac{1}{4}$  ausgenutzt. Die Öffentlichkeit beobachtet mit Spannung die Bestrebungen Frankreichs, unsere Stickstoffproduktion zu hemmen, sie an sich zu ziehen oder sie mindestens zu beeinflussen. Hier liegt eine Quelle greifbar nahe, die uns diesen wertvollen Stoff, von dem die Ernährung des Menschen abhängig ist, viel billiger beschafft.

Eine erste Etappe auf diesem Wege waren die Projekte der mittleren Isar-A.-G., die die ungeklärten Abfallstoffe Münchens nicht mehr in die Isar aufnehmen wollte und so daran ging, sie in einem großzügigen Plan der Landwirtschaft zuzuführen. Dr. Mart. Strell berichtet über die Fortschritte, die inzwischen gemacht wurden, und die Hemmungen, die noch weiter bis zur vollen Verwirklichung zu überwinden sind.

Eine ganze Reihe süddeutscher Städte verbessert nun im Anschluß an dieses Beispiel ihre Anlagen und baut sie immer weitergehend auf Verwertung um, während uns von Norddeutschland zahlreiche Beispiele vorliegen, wo die entgegengesetzte Richtung der Abfallbeseitigung zu unerträglichen Lasten der Städte führte.

Einen weiteren Fortschritt gegenüber der flüssigen Verwertung wie in München bedeutet die Kompostierung aller Abfallstoffe, wie die Siedlerschule Worpswede sie für Kiel durcharbeitete, wo sie inzwischen erfolgreich durchgeführt wird und vor allem die Kleingärtner und Siedler ( $\frac{2}{3}$  der Stadtbewölkerung) steigend mit Dünger versorgt<sup>2)</sup>. Diese heute vollkommenste Art der Verwertung ist weiter in Grünberg i. Schles. in Durchführung begriffen und soll in Bunzlau, Sorau N.-L., Zerbst und einer ganzen Reihe weiterer mittlerer und kleinerer Städte durchgeführt werden. Auch in Wien griff man diesen Gedanken auf<sup>3)</sup>.

Angesichts dieser erfolgreichen Anbahnung eines besseren Wirtschaftsprinzips will der Verein Deutscher Ingenieure alle maßgebenden Wirtschaftskreise mobil machen, vor allem aber die Technik auf die Vervollkommnung der Abfallverwertungseinrichtungen hinweisen. Es wurde festgestellt, daß die Einführung des Liernur-Systems, das die Fäkalien ohne Düngerverlust aus der Stadt absaugt, hauptsächlich infolge eines Vervielfältigungsfehlers und der Fremdheit des Erfinders in Deutschland bei der Wahl des Abfallsystems in Berlin gegenüber der Schwemmkanalisation zurückstehen mußte. Dieser wurde dadurch zu einem einzigen Siegeszug in Deutschland verholfen, der einzigartig dasteht. Der Nichtfachmann konnte nicht unterscheiden. So herrscht ein falsches System, das aus den Städten allein wertvollste Stoffe in einem jährlichen Anfallwert von 300 Millionen Goldmark zu neun Zehntel verschleudert.

Es bedarf nur derselben Energie der Erfinder, das pneumatische System so zu vervollkommen, wie unsere Schwemmkanalisation, der bis jetzt alle Kraft gewidmet wurde.

Daneben sind die Einrichtungen und Methoden zu vervollkommen, die den Düngerwert der gesammelten Abfälle so wie bei allem tierischen Dünger erhalten und in seiner Wirksamkeit steigern. Größerer Wert als dem Stickstoff ist hier dem Humus beizulegen. Ich schätze und belege dies zunächst in der „Technik in der Landwirtschaft“, daß wir alles in allem aus diesen unseren natürlichen Düngquellen etwa für 1 Milliarde Mark Mehrwert herausholen können, während heute nur 500 Millionen verwertet werden. Im Verein mit unserer Kunstdüngung kann Deutschland das landwirtschaftlich reichste Land werden.

Ist es theoretische Berechnung, so doch wichtigste Spekulation zur Wegweisung unserer erfinderischen Technik, zum Wiederaufbau Deutschlands. Und wenn der V. D. I. die Parole ausgibt, allmählich von der Schwemmkanalisation loszukommen, so erwirbt er sich ein reiches Verdienst.

Es ist zu hoffen, daß sich alle Ingenieure, die zu diesen Fragen etwas beizutragen haben, recht zahlreich zu dem neuen Fachausschuß für städtische Abfallverwertung melden<sup>4)</sup>. Max Schemmel.

1) Sonderheft der „Technik in der Landwirtschaft“: „Abfallverwertung“ Januar—März 1924. Verlag des Vereines Deutscher Ingenieure, Berlin, Meineckestr. 15.

2) Siehe Kulturgürtel Kiel, Verlag Siedlerschule Worpswede.

3) Siehe Leberecht Migge: Bodenproduktive Abfallwirtschaft im „Gesundheitsingenieur“ Nr. 45, 1923, als zusammenfassende Arbeit dieses unermüden Pioniers der Abfallverwertung.

4) Zuschriften an Ingenieur A. Voigtmann, Berlin W 15, Meineckestr. 12.

## Jubiläumstagung der Hafenbautechnischen Gesellschaft am 27. und 28. Mai 1924 in Königsberg i. Pr.

Die Feier ihres zehnjährigen Bestehens — die Gesellschaft wurde am 22. Mai 1914 auf Anregung des damaligen Dezernenten für den Hamburgischen Hafenbau, Baurat Wendemuth, zu Berlin gegründet —, verbunden mit ihrer 6. außerordentlichen Hauptversammlung, hielt die Hafenbautechnische Gesellschaft in Königsberg ab, dem Orte, der anlässlich der 200jährigen Wiederkehr der Vereinigung der Städte Kneiphof, Altstadt und Löbenicht am 13. Juni d. Js. seinen in und nach dem Kriege unter großen Opfern und nach Überwindung vieler Schwierigkeiten geschaffenen neuen Industrie- und Handelshafen mit Freihafen eröffnen wird. Gleichzeitig sollte dem abgetrennten Ostgebiet ein Beweis der Anhänglichkeit der Brüder aus dem Reich und ein Zeugnis des Verständnisses und der Würdigung der Schwierigkeiten seiner Lage gegeben werden.

Die Tagung verlief, um das vorwegzunehmen, bei minutiöser Durchführung des vorgesehenen Programms mustergültig, getragen von der bekannten Gastfreundschaft des Ostens, der Stadt Königsberg und ihrer Bewohner in besonderem Maße. Am Nachmittag des 26. Mai konnte mehr als 100 fremden Gästen in freundlich zur Verfügung gestellten Autos die Stadt in ihrem alten Teil wie ihren schönen Ausläufern nach den verschiedenen Richtungen hin gezeigt werden. — Der Begrüßungsabend in der Stadthalle sah mehr als 200 Gäste vereint. Herr Oberbürgermeister Dr. Lohmeyer begrüßte die Teilnehmer namens der Stadt, worauf ihm der Ehrenvorsitzende der Gesellschaft, Sc. Kgl. Hoheit Prinz Heinrich von Preußen, herzlich Dank sagte. — Von den Beschlüssen der geschäftlichen Sitzung am 27. Mai ist hervorzuheben, daß die Gesellschaft jene drei Herren, die sie durch die schwere Kriegszeit hindurchgeführt und hernach über alle Schwierigkeiten der ersten Entwicklung in harmonischer Zusammenarbeit hinweggebracht hatten, zu Ehrenmitgliedern ernannte: den ersten Vorsitzenden Herrn Geh. Baurat Professor Dr.-Ing. G. de Thierry der Technischen Hochschule Berlin-Charlottenburg, den Urheber der Gesellschaft, ihren zweiten Vorsitzenden und Vorsitzenden des Schriftleitungsausschusses Herrn Oberbaudirektor Dr.-Ing. L. Wendemuth, Hamburg, und ihren Schatzmeister Generaldirektor Dr.-Ing. A. Kauermann, Düsseldorf. Der Ehrenvorsitzende überreichte diesen Herren die Urkunden mit anerkennenden Worten über ihre Tätigkeit für die Gesellschaft; in ihrem Namen dankte Geheimrat Dr. de Thierry für die Auszeichnung. — Die Gesellschaft wird ihre Tagung 1925 in Breslau und jene 1926 in Bremen abhalten.

Die unmittelbar anschließende Hauptversammlung, zu deren Beginn die von der Gesellschaft herausgebrachte Sondernummer ihres Geschäftsorgans „Werft — Reederei — Hafen“ und außerdem eine Anzahl bemerkenswerter Veröffentlichungen aus dem übrigen technischen Schrifttum verteilt wurden, eröffnete der Ehrenvorsitzende und übertrug alsdann deren Leitung Herrn Geheimrat Dr. de Thierry. In gehaltvoller Eröffnungsrede, die Bezug nahm auf Kants Bedeutung für die technische Wissenschaft, begrüßte dieser die den Großen Saal der Stadthalle füllenden Zuhörer und dankte insbesondere der Stadt Königsberg für ihre Gastfreundschaft. Die Versammlung wurde alsdann begrüßt: von Herrn Oberpräsident Siehr namens des Herrn Reichsministers des Innern und des Herrn Preussischen Ministers für Handel und Gewerbe; von Herrn Ministerialrat Gustav Meyer namens des Herrn Reichsverkehrsministers; Herrn Oberbürgermeister Dr. Lohmeyer namens der Stadtverwaltung, Sr. Magnifizenz Herrn Rektor Professor Dr. Pillet namens der Albertina, wobei er der Gesellschaft besonders für die Niederlegung eines Kranzes an Kants Grabe dankte, und schließlich Sr. Magnifizenz Herrn Rektor Professor de Jonge namens der Technischen Hochschule Danzig. Mit Worten herzlicher Begrüßung seitens des Handels, der Industrie und des Handwerks Königsbergs begann alsdann Herr Vizepräsident Litten der Königsberger Handelskammer — für den erkrankten Herrn Präsidenten Kommerzienrat Heumann — seine „Ostpreußens Wirtschaft“ kurz und übersichtlich behandelnden Ausführungen. Ihnen schloß sich der Vortrag von Herrn Stadtbaurat Kutschke über die unter seiner zielbewußten Leitung geschaffenen Hafenanlagen an. Er führte aus:

Schon vor dem Weltkriege, als die Festungsanlagen der inneren Stadumwallung 1910 fallen konnten, ging die Stadtverwaltung daran, die Erweiterung ihres Hafens zur Durchführung zu bringen. Hafenbecken IV sollte als Industriefhafen und die Hafenbecken I und II sollten als Handelshafen angelegt werden, davon Hafenbecken II als Freihafen, während Hafenbecken III dessen künftige Erweiterung ermöglichen sollte. Die 1915 begonnenen Arbeiten mußten schon 1917 aus Kriegsgründen stillgelegt werden. Nach dem unglücklichen Ausgang des Weltkrieges trat die Notwendigkeit in Königsberg einen wettbewerbsfähigen Seehafen zu erbauen, infolge der Bestimmungen des Versailler Diktats noch zwingender zutage als früher, gehören doch die benachbarten Häfen Danzig und Memel heute zu anderen Staaten und suchen naturgemäß aus den veränderten Verhältnissen Nutzen zu ziehen. Die Hafengebauten mußten infolgedessen raschest wieder aufgenommen und in möglichst kurzer Frist zu einem gewissen Abschluß gebracht werden. Die bekannten, auf dem Gebiete des gesamten Bauwesens besonders schwierigen Ver-

hältnisse der Nachkriegszeit ließen alsbald erkennen, daß die Stadt, was sie sich zunächst auf dem Gebiete des Hafenbaues vorgenommen hatte, nur noch zum geringsten Teil aus eigenen Mitteln durchführen konnte. Das Deutsche Reich, der Preußische Staat und die Provinz Ostpreußen mußten bewegt werden, sich an der Finanzierung des Hafenbaues zu beteiligen. Dem einmütigen Zusammenwirken von Reich, Staat und Provinz ist es zu danken, daß das für Königsberg lebenswichtige Werk zu Ende geführt werden kann. Die ausgezeichnete geographische Lage Königsbergs ist dabei ein Aktivum seiner Seehafenpolitik, das ihm durch die veränderten Verhältnisse wohl geschmälert, nicht aber völlig entzogen oder auch nur streitig gemacht werden könnte. Es ist selbstverständlich, wenn Königsberg durch Schaffung auf der Höhe technischer Vervollendung stehender Hafenanlagen die Nachteile des Versailler Vertrages, vor allem durch Schaffung eines Freihafens im Hafenbecken III — dem größten des Geländehafens —, weiter zu mindern trachtet. Daneben sind im Hafenbecken V die großen Wasserflächen wieder geschaffen worden, die dem Holzhandel durch die Eisenbahnumgestaltung und die Zuschüttung der Festungsgräben für Stadterweiterungszwecke entzogen werden mußten.

Die Schwierigkeiten der Bauausführung infolge schlechten Untergrundes, der Arbeiterverhältnisse im Kriege (Gefangenen- und Frauenarbeit) und nach dem Kriege (anhaltende Arbeitsunterbrechungen durch Streiks, Aussperrung und zeitweiligen Baustoffmangel) und das Geschaffene im augenblicklichen Zustand wurden vom Redner an Hand einer Reihe vorzüglicher, teilweise farbiger Bilder vorgeführt. Sie führten den Fortschritt der Bauarbeiten im Laufe der neun Jahre (1915 bis 1924) in anschaulicher Weise vor Augen. Was Wort und Bild nur unvollkommen zu schildern vermochten, zeigte am Nachmittag die lebendige Anschauung, als eine stattliche Flotte von Fahrzeugen die Teilnehmer an der Hauptversammlung auf dankenswerterweise zur Verfügung gestellten Dampfern durch alle Hafenteile, die neuen und die alten, hinab den Seekanal bis Gr.-Heydekrug führte. Hierbei gaben kundige Führer die notwendigen Erläuterungen und Damen der Königsberger Gesellschaft hatten es übernommen, für gastfreundliche Bewirtung an Bord zu sorgen.

Als dritter Redner entwickelte Syndikus Heinson des Vereins zur Wahrung gemeinschaftlicher Interessen im Rheinland und Westfalen „Die Verkehrsbeziehungen zwischen dem Westen und dem Osten des Deutschen Reiches unter besonderer Berücksichtigung der Wasserwege“. Eine kurze Aussprache ergänzte diese Ausführungen, die einen anschaulichen Überblick über die Verkehrsbedrückung in Ost und West und zwischen diesen entfernten, auseinandergerissenen Landesteilen gaben.

Der 28. Mai war der Besichtigung des Ostpreußenwerkes mit seinen Kraftwerken in Friedland und Gr.-Wohnsdorf gewidmet. Baudirektor Broeg führte zu Beginn der Besichtigung mit einem anschaulichen Lichtbildervortrag in das zu Schende ein. Die Führung in Gruppen ermöglichte es jedem der Teilnehmer, alles genau in sich aufzunehmen. In Gr.-Wohnsdorf begrüßte Landeshauptmann von Brünneck, der Vorsitzende des Aufsichtsrats der Ostpreußenwerk-A.-G., bei einem von seiner Gesellschaft gebotenen Frühstück, zu dem die ausführenden Firmen, in Friedland Philipp Holzmann & Co.

A.-G., Niederlassung Danzig, und in Gr.-Wohnsdorf die Wayß u. Freytag A.-G., Niederlassung Königsberg, ihr Teil beigetragen hatten. Der Ehrenvorsitzende, Prinz Heinrich von Preußen, schloß mit Worten des Dankes für die ausgezeichnete Vorbereitung und Durchführung diese in der Geschichte der Gesellschaft an vorderster Stelle stehende Tagung. Möge sie dazu beitragen, das Band zwischen dem Reich und dem abgetrennten Ostgebiete zu stärken, das Verständnis für die besonderen Verhältnisse des deutschen Ostgebietes zu fördern und Königsbergs Interessen hinsichtlich der weiteren Entwicklung seines schönen neuen Hafens zu fördern.

### Beratungsstelle für Fragen des Bauwesens und der Bauwirtschaft

(Berlin W50, Taubentzenstr. 14.)

In der Überzeugung, daß auf dem Gebiete des Bauwesens und der Bauwirtschaft der Mangel einer sachgemäßen Beratung in den Kreisen der Wirtschaft vielfach schwer empfunden wird, hat die Deutsche Industrie-Beratungszentrale Vereinbarungen mit namhaften Fachleuten getroffen, um inländische wie ausländische Interessenten in bantecnischen Fragen durch gutachtliche Tätigkeit zu unterstützen. Es handelt sich hierbei nicht nur um die Förderung größerer Bauvorhaben und technischer Neuerungen, sondern vor allem auch um die Beratung bei Einführung neuer Baumethoden, neuer Baustoffe oder wirtschaftlicher Bauverfahren.

Die Deutsche Industrie-Beratungszentrale wird in dieser Hinsicht bemüht sein, die Wege bei den Ortsbehörden, der Baupolizei, den Materialprüfungsämtern und auch bei den zentralen Stellen zu ebnen und Rat zu erteilen, in welcher Form am zweckmäßigsten und schnellsten die erbetenen Genehmigungen oder Amtsbescheide zu erlangen sind, und zwar nicht nur nach der formalen, sondern auch nach der technischen und wirtschaftlichen Seite hin. Sie erklärt sich ferner bereit, auch die wissenschaftlich-technischen Fragen solcher neuen Baumethoden zu bearbeiten und bei den Materialprüfungsämtern die eingereichten Anträge auf Untersuchungen, Belastungsproben u. dgl. zu vertreten.

Im Falle der Ablehnung von Baugesuchen oder der angestrebten Zulassung von Bauverfahren durch örtliche Baupolizeibehörden übernimmt die Deutsche Industrie-Beratungszentrale die Bearbeitung der Klage- oder Beschwerdeschriften, und zwar wiederum sowohl nach der technischen wie nach der verwaltungsrechtlichen Seite hin. Bei ihren Verbindungen mit den in Frage kommenden Industriezweigen kann die Deutsche Industrie-Beratungszentrale insonderheit auch auswärtigen Interessenten die der jeweiligen Sachlage entsprechende Beziehung zu denjenigen Firmen vermitteln, welche für eine geschäftliche Auswertung von neuen Bauverfahren oder neuen Baustoffen in Frage kommen.

Die begutachtende und beratende Tätigkeit dieser „Beratungsstelle für Fragen des Bauwesens und der Bauwirtschaft“ steht in enger Verbindung mit dem Arbeitsgebiet der „Beratungsstelle für Fragen des deutsch-russischen Wirtschaftsverkehrs“, sofern es sich um die Förderung des Geschäftsverkehrs in den östlichen Randstaaten, vor allem in Rußland, handelt.

### BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Lehrbuch der Physik. Von E. Grimsehl. 6. vermehrte und verbesserte Auflage. Herausgegeben von W. Hillers und H. Starke. 1. Band (Mechanik, Akustik, Wärmelehre, Optik) 1142 S. 8<sup>o</sup>, 1090 Figuren im Text, 10 Figuren auf 2 farbigen Tafeln. B. G. Teubner, Leipzig und Berlin, 1923.

Über den hohen Wert des Grimsehlschen Werkes gerade für den jungen studierenden Ingenieur habe ich mich bei früherer Gelegenheit schon ausgesprochen, so daß dem nichts mehr hinzuzufügen ist außer dem Hinweis darauf, daß, trotz der Ungunst der Zeiten, diese Auflage der vorhergehenden in der kurzen Spanne von 2 Jahren folgen muß. Liegt hierin schon ein deutliches Zeichen allgemeiner Anerkennung, so wird diese sich noch steigern dürfen im Hinblick auf die außerordentliche Sorgfalt, mit der die Herausgeber sich eine wirkliche Vermehrung und Verbesserung haben angelegen sein lassen. Dabei wird überall der Geist gewahrt, in dem Grimsehl sein Werk angefaßt hat: der Leser wird an modernes physikalisches Denken gewöhnt und in ihm erhalten. Ich habe diesen Grundzug des Werkes mit besonderer Genugtuung wieder bei der Durchsicht der Abschnitte festgestellt, welche die hydraulischen Belange angehen. Eine wesentliche Bereicherung hat das Buch gefunden durch die Darstellung der experimentellen Ergebnisse der neueren Forschungen, namentlich der Göttinger Schule, über die Widerstands- und Auftriebmessungen mit den erforderlichen Auseinandersetzungen über Strömungsverhältnisse und Auftriebstheorie. Diese beiden Punkte sind freilich nicht die einzigen, auf die mit Genugtuung hinzuweisen ist. Die neue Auflage des „Grimsehl“ bringt deren eine große Reihe, so daß das Werk seine hervorragende Stellung in unserer wissenschaftlichen Literatur auch vom Standpunkte unserer neuesten Erkenntnisse glänzend wahr. Sein Studium sei dem jungen Ingenieur wieder dringend empfohlen. Gravelius.

„Elementare Einführung in den Eisenbetonbau“. 5. Auflage von Baurat Dr.-Ing. Riepert, Zementverlag G. m. b. H., Charlottenburg, Kneesebeckstraße 74 (Preis 4 M.)

Das Lehrbuch, das vom Zementverlag durch den Leiter des Zementbundes Baurat Dr. Riepert schon in 5. Auflage herausgegeben wird, ist bestimmt, den im Eisenbeton weniger vorgebildeten Bautechniker mit den Eigenheiten der statischen Berechnung von einfachen Eisenbetonkonstruktionen bekannt zu machen.

Das an sich anspruchslose Buch, das die Anwendung der Eisenbetonbestimmungen zur Grundlage hat, ist zweifellos als Lehrbuch für den Bautechniker geeignet und kann diesem als Hilfsbuch für die statische Berechnung einfacher Eisenbetonkonstruktionen empfohlen werden. E. P.

Fortschritte beim Polieren und Lackieren. Von Paul Jaeger, mit 16 Abbildungen. Verlag der Forschungs- und Lehrinstitute für Anstreichtechnik in Stuttgart, 1924. Preis geheftet G.-M. 1,50.

Das kleine Heft — 70 S. — befaßt sich rein praktisch mit Verbesserungen auf dem Gebiete der Polier- und Lackiertechnik. Für die Baukreise, welche sich mit diesem Zweig des Handwerks zu befassen haben, geben die Darstellungen wertvolle Ratschläge und Hinweise. M. F.

### Personalien.

Zum Rektor der Technischen Hochschule Wien ist fürs nächste Studienjahr Hofrat Dr.-Ing. Rudolf Saliger, ord. Professor für Eisenbetonbau und Statik, gewählt.

## MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

## Befindet sich Norddeutschland in einer fortschreitenden Austrocknung? \*)

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen veranstaltete am 12. d. Mts. im Hause des Vereins deutscher Ingenieure einen Aussprache-Abend für wasserbauliche Fragen, wobei Herr Geheimer Oberbaurat Dr.-Ing. Soldan über die Frage referierte: Befindet sich Norddeutschland in einer fortschreitenden Austrocknung?

Wie aus den einleitenden Worten des Vorsitzenden hervorging, war dieser Gegenstand mit Rücksicht auf die verschiedentlich auch in der Tagespresse behandelten Behauptungen, daß der Grundwasservorrat in Norddeutschland dauernd, namentlich in letzter Zeit, in besonders schnellem Tempo infolge der Wasserentziehung durch Flußregulierungen, Kanalbauten, Meliorationen, Moorkulturen, Wasserversorgungen u. a. m. abnehme und daß Norddeutschland allmählich völliger Austrocknung entgegengehe, gewählt.

Der Vortragende setzte sich mit diesen Befürchtungen auf Grund amtlichen Beobachtungsmaterials und der Ergebnisse wissenschaftlicher Untersuchungen auseinander. Die Befürchtung der Austrocknung pflege in gewissem regelmäßigen Wechsel mit dem entgegengesetzten, der Versumpfung aufzutreten. Die uns vorliegenden Ergebnisse der geologischen, der pflanzen- und tiergeographischen sowie der archäologischen Wissenschaft, ferner Überlieferungen aus historischer Zeit und die Beobachtungsergebnisse aus den letzten hundert Jahren widersprechen dieser Behauptung. Der Grundwasservorrat erfahre keine dauernde Abnahme, sondern unser Wasserhaushalt werde aus den Niederschlagsmengen gespeist; Die Behauptung einer erheblichen unterirdischen Wasserführung durch die norddeutschen Urstromwälder müsse als unhaltbar bezeichnet werden. Eine schädliche Wirkung von Kanalbauten auf den Grundwasserstand könne vermieden werden. So könne beispielsweise der Mittelkanal dem Drömling kein Grundwasser entziehen, weil der Kanal Spiegel auf der durchschnittlichen Drömlingstrecke in Höhe des Grundwasserspiegels gelegt werde.

Auch in der Wasserführung unserer Flüsse lassen sich Schwankungen in den letzten hundert Jahren feststellen, aber keine fortschreitende Abnahme. Die Wirkung des Waldes auf die Wasserführung der Flüsse werde vielfach überschätzt. Der Wald verhindere die Abspülung des Bodens und vermindere damit die Geschiebeführung der Flüsse, durch Erhaltung der Pflanzendecke werde ein zu schneller Abfluß der Regenmengen verhütet. Dagegen sei der Wald wegen der großen Verdunstung ein starker Wasserverschwender. Auch in den kultivierten Mooren fließe das Wasser viel langsamer ab als in den unkultivierten.

Perioden besonders großer Trockenheit hat es in Deutschland schon viele gegeben. Nach neueren Annahmen hängen diese Trockenheitszeiten mit den Bahnverschiebungen der barometrischen Minima zusammen. Für die Wasserwirtschaft erwünscht sei die Möglichkeit einer Voraussage der Luftdruckverschiebungen. Die Behauptung, daß in Landwirtschaft und Wasserbau zurzeit so verfahren werde, als sei in Norddeutschland Wasserüberfluß vorhanden, müsse zurückgewiesen werden. Der Ausgleich zwischen den verschiedenen Anforderungen an die Wasserwirtschaft sei die wichtigste Aufgabe künftiger Wasserwirtschaft, die meist in befriedigender Weise zu lösen sein wird.

Die lebhafteste Aussprache, in welcher bewährte Wasserbauer sowie Vertreter der Geologie und Meteorologie zu der Frage Stellung nahmen, ergab übereinstimmende Ablehnung der Anschauung, daß der Grundwasserstand Norddeutschlands eine dauernde Senkung erfahre und die Gefahr einer fortschreitenden Austrocknung bestehe. Von den versammelten Wissenschaftlern und Praktikern wurde zum Schluß einmütig die Fassung folgender Entschließung angeregt und beschlossen:

„Von einzelnen Personen ist in jüngster Zeit die Behauptung aufgestellt worden, daß in Norddeutschland eine dauernd fortschreitende Senkung des Grundwassers stattfindet. Damit würde natürlich auch die dauernde und somit unabsehbare Gefährdung unserer gesamten Wasserwirtschaft zu erwarten sein. Fast gleiche Prophezeiungen sind auf Grund bestimmter Unterlagen, die im vorliegenden Falle aber fehlen, auch früher wiederkehrend gemacht worden. Die Prophezeiungen über Abnahme des Grundwassers wechseln sich ab mit Befürchtungen über die Zunahme von Hochwassergefahren. Beide Erscheinungen werden jedesmal auffallenderweise auf dieselben Ursachen (Niederschlagen der Wälder, Regulierung der Flüsse für die Schifffahrt usw.) zurückgeführt.“

Nach den Ergebnissen der wissenschaftlichen Forschungen lassen sich die Befürchtungen, daß für Norddeutschland die Gefahr einer Austrocknung infolge dauernder Senkung des Grundwasserstandes besteht, nicht aufrecht erhalten.

Im besonderen entspricht die Vorstellung von einer natürlichen Wasserzuführung zur norddeutschen Tiefebene durch die Urstromtäler von Süden her weder den Feststellungen der Wissenschaft noch den Erfahrungen der Praxis.

Größter Wert muß aber darauf gelegt werden, daß die in Frage kommenden wissenschaftlichen Institute, namentlich die Landesanstalt für Gewässerkunde, die geologische Landesanstalt und das meteorologische Institut, wie bisher die Untersuchungen über den Kreislauf des Wassers in der Atmosphäre sowie auf und unter der Erde in engster gegenseitiger Fühlung fortsetzen. Es muß mit

\*) Der Vortrag wird in Nr. 15 des „Bauing.“ veröffentlicht werden.

derartigen zweckmäßig eingerichteten Forschungen weiter erstrebt werden, daß mit der Zeit die Voraussage zu erwartender Trockenzeiten und der mit ihnen mehr oder weniger regelmäßig wechselnden Zeiten übermäßiger Feuchtigkeit erreicht wird.“

## Ortsgruppe Brandenburg.

In der Monatsversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen Ortsgruppe Brandenburg am 21. Mai d. J. wurde der „Internationale Wettbewerb für die Brücke über den Hafen von Sydney“ behandelt. Herr Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Georg Müller hielt einen Lichtbildervortrag über diesen Gegenstand. Der Vortragende ging davon aus, daß bei Ingenieurbauwerken im allgemeinen die technische Leistung nach Fertigstellung kaum mehr zur Würdigung kommt außer bei Ingenieurhochbauten, Industriebauten, auch bei Talsperren, vor allen Dingen aber bei Brückenbauwerken, bei denen am fertigen Bauwerk der Gedanke der Überwindung eines Hindernisses klar zutage tritt und auch dem Laien bewußt wird und von denen besonders die Spitzenleistungen das größte Interesse der Öffentlichkeit erregen. Er erörtert dann die allgemeinen und bisher gebräuchlichen Formgebungsgrundsätze bei Riesenbrücken — auch eine Frage des Leichtbaues — und die sich ergebenden Forderungen möglichst günstiger Eisenverteilung durch kürzeste Gewichtsableitungswege und möglichst einfacher Montage, behandelt weiter die bedeutendsten ausgeführten Auslegerbrücken (Firth-of-Forth-Brücke, Quebecbrücke, Blackwell-Island-Brücke) und geht zu den besonderen Bedingungen der Sydneybrücke, von denen die Formgebung natürlich entscheidend beeinflusst wird, über. Auf Grund der Ausschreibungsbedingungen der Regierung von Sydney, die während der 30 Jahre dauernden Vorarbeiten nicht die gleichen geblieben sind, werden die vorliegenden Verhältnisse, Oberflächengestaltung und Bebauung der Baustelle, Wasserverhältnisse, Untergrundverhältnisse, Schifffahrt, Landverkehr, Betriebsbedingungen, Montagebedingungen, schönheitliche Anforderungen und besondere Ausführungsbedingungen mitgeteilt und durch Besprechung der bisher aufgestellten Entwürfe ein Bild der Entwicklung des Sydneybrücken-Problems gegeben. Im Hinblick auf die neuerdings gewählte Bogenkonstruktion kommt der Vortragende zu dem Schluß, daß es nicht ohne weiteres möglich erscheint, die Verhältnisse von Brücken von 300 m Spannweite und 12 m Hauptträgerabstand auf solche von 500 m Spannweite und 30 m Hauptträgerabstand zu übertragen, daß dies eine Frage sei, die nicht lediglich durch Rechnung zu entscheiden sei, sondern zu der außerordentliche Montageerfahrung nötig ist, daß jedenfalls die Wirtschaftlichkeit und Sicherheit der Bogenlösung durch die zusätzlichen Montagehilfsmittel ganz wesentlich herabgesetzt werden. Eine günstige Lösung müsse sich ergeben, wenn die natürlichen Verhältnisse der Brückenbaustelle, hoch anstehender fast wagerechter Fels, für Trägerformen und Montage möglichst ausgenutzt werden. Dazu gibt der Vortragende den eigenen Vorschlag einer „Rahmenbrücke“ — eine Hauptöffnung mit einem Netzwerträger gleichbleibender Höhe, der am Ufer mittels eines Bogenlagers und Ankerstabes eingespannt ist und dessen mittleren Teil ein Schwebeträger von etwas größerer als üblicher Abmessung bildet — mit einigen Varianten und Nebenlösungen, setzt ihn in Vergleich mit den alten Auslegerbrücken und den Bogenbrücken, der eine erhebliche Gewichtsverminderung zeigt, und gibt durch eine Darstellung der bisherigen Entwicklung des gekrönten Parallelträgers die Ableitung seines Vorschlages aus dieser. Den Schluß bildeten allgemeine Betrachtungen über mathematische Statik, allgemeinen Brückenentwurf und Ingenieurästhetik, Behandlung von Gestaltungsaufgaben in Theorie und Praxis in Hochschule und Industrie u. a.

Die folgende Aussprache, an der sich u. a. Geh. Rat Professor de Thierry, Geh. Rat Professor Hertwig und Baurat Karl Bernhard beteiligten, behandelte in sehr anregender Weise den Gegenstand nach der konstruktiven und ästhetischen Seite.

Am Mittwoch, den 9. Juli d. J., nachmittags 5¼ Uhr, Vortrag mit Lichtbildern und Film des Herrn Direktor Schmuckler der Firma Breest & Co., Berlin, über Ausstellungshallen in der Ausstellungshalle am Kaiserdamm, Charlottenburg. Daran anschließend Besichtigung der im Neubau befindlichen großen Ausstellungshalle. Gäste willkommen.

## Mitgliedsbeitrag für 1924.

Der Mitgliedsbeitrag zur Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen beträgt für das Jahr 1924 6 M., für Mitglieder des Vereins deutscher Ingenieure ermäßigt sich der Beitrag auf 4,80 M., für Junioren auf 2 M. Die Zahlung in viertel- oder halbjährlichen Teilbeträgen ist gestattet. Wir bitten diejenigen Mitglieder, die einen Beitrag für das laufende Jahr noch nicht entrichtet haben, um baldige Einzahlung auf unser Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329. Ebenso bitten wir die Herren, die bisher nur einen oder zwei Vierteljahresbeiträge entrichtet haben, um Einzahlung der weiteren Vierteljahresraten.

Einige Mitglieder haben bei Wohnungsveränderung uns ihre neue Anschrift nicht mitgeteilt. Wir bitten, dies nachzuholen, da es für die Geschäftsstelle von äußerster Wichtigkeit ist, stets die genaue Anschrift der Mitglieder zur Hand zu haben.