

DIE EISENBahnVERHÄLTNISSE DER AACHENER GRENZMARK.

Von Oberregierungsbaurath *Wilh. Weber in Koblenz.*

Übersicht. Die Not der Aachener Grenzmark, hervorgerufen durch das Versailler Diktat, die Besetzung und die Abtretung von Eupen—Malmedy prägt sich wie auf allen Gebieten, so auch in Erschwernissen der Eisenbahnverkehrsverhältnisse aus, durch 2 Neubaulinien kann der Eisenbahnverkehr außerordentlich verbessert und damit der Wirtschaftsnot in etwas abgeholfen werden. Dazu bietet sogar das Versailler Diktat in einigen Artikeln die Handhabe.

In dem sonst sehr aufschlußreichen Aufsatz: „Die Aachener Grenzmark“ von Reichsbahnrat Dipl.-Ing. W. Richard in den Heften 26—30 (1928) der „Verkehrstechnischen Woche“ ist der Abschnitt über die Eisenbahnen m. E. zu dürftig ausgefallen. Nach Aufzählung der für das Gebiet wichtigen Linien wird gesagt, daß neue Eisenbahnen wohl nicht mehr gebaut werden. Dies wird mit dem Versailler Diktat und seinen Auswirkungen begründet.

Weder dieses Diktat noch das Rheinlandabkommen verbieten den Bau neuer Eisenbahnen. Die einzige sehr schwache Handhabe hierfür enthält § 43, nach welchem in der entmilitarisierten Rheinzone die Unterhaltung oder Sammlung von Streitkräften, militärische Übungen und die Beibehaltung aller materiellen Vorkehrungen für eine Mobilmachung untersagt werden. Wenn unter solchen Vorkehrungen Eisenbahnen verstanden werden, dann müßten alle Linien abgebrochen werden. Der Botschafterrat hat aber nur für einige bestimmte bezeichnete Linien Beschränkungen auferlegt, die weiter unten behandelt werden. Ob das nicht anerkannte Verbot nach Abzug der Besetzung wirksam wird, muß sich zeigen.

Für das entwaflnete Deutschland hat m. E. der Begriff einer „strategischen Bahn“ jeden Sinn verloren, es gibt nur noch Wirtschaftsbahnen. Solche aber werden im Diktat nicht nur nicht verboten, sondern eher gewünscht oder sogar gefordert. Nach § 321 haben die Vertragsgegner das Recht des internationalen Durchgangsverkehrs auf den geeignetsten Wegen (Eisenbahnen und Wasserstraßen). Wenn die geeignetste Eisenbahnlinie also noch nicht vorhanden ist, so folgt daraus, daß sie gebaut werden muß. Diese Auffassung findet eine weitere Stütze in § 324, nach welchem der Eisenbahnweg durch Deutschland nach Möglichkeit abzukürzen ist, und daß hierzu alle zweckdienlichen Verwaltungs- und technischen Maßnahmen zu treffen sind, wozu doch in erster Linie abkürzende neue Eisenbahnen gehören. Ähnliche Schlüsse ergeben sich aus § 367, der die größte Geschwindigkeit des Verkehrs anordnet, und aus § 368, der Verzögerungen verbietet.

Eine solche abkürzende Linie von größter Bedeutung für die Grenzmark Aachen harret aber noch der Ausführung, oder genauer zwei Linien, eine in Belgien, Löwen—Tongern, und das Gegenstück in der Rheinprovinz Ringen—Sinzig. (Vgl. Zeitung des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen, Nr. 32 vom 11. 8. 1921, und Nr. 12 vom 30. 3. 1922.) Durch diese Linien wird der Verkehr von England und Belgien mit Süddeutschland und dem südlichen Auslande außerordentlich beschleunigt durch große Abkürzungen im Verein mit günstigen Steigungen.

Die Strecke Löwen—Tongern ist das Schlußglied der bereits durch Staatsvertrag vom 15. August 1903 zwischen Belgien und Deutschland vereinbarten Linie Löwen—Aachen. Sie sollte die betrieblich ungünstige Strecke Lüttich—Aachen über Verviers entlasten und zugleich den Verkehr von England über Ostende—Brüssel abkürzen. Der Plan kam vor dem Kriege wegen verschiedener Schwierigkeiten nicht zur Ausführung,

deren eine in dem Fehler bestand, daß man Herbesthal als Grenzübergang beibehalten wollte, denn von dort ist eine geeignete Linienführung nach Löwen nicht möglich. Das Problem wurde nun im Weltkriege von Deutschland kurzerhand gelöst durch Bau der Bahn Aachen—Tongern, und zwar in einer für den internationalen Verkehr so vorzüglichen Trassierung, daß die Linie in Belgien die größte Bewunderung erfahren hat. Die Strecke wird nur heute noch nicht voll ausgenutzt, wenn sie auch für den Güterverkehr schon unschätzbare Dienste leistet. Sie bildet bereits jetzt die kürzeste und beste Verbindung von Aachen mit Antwerpen. Für die Hauptrichtung Brüssel fehlt noch die technisch einfache Fortsetzung von Tongern nach Löwen. Die dritte Hauptrichtung Lüttich (Namur, Charleroi, Paris) kann im Güterverkehr ebenfalls über die neue Bahn und eine Verbindungslinie bei Visé bedient werden. Durch eine zweite Verbindungslinie bei Visé würde auch der Durchgangspersonenverkehr dieser Richtung erheblich verbessert durch Abkürzung, bessere Steigungen und Verwandlung des Kopfbetriebes im Hauptbahnhofe Lüttich in Durchgangsbetrieb.

Durch diese Linie wird Aachen Grenzübergang für den gesamten Verkehr mit Belgien. Für den Durchgangspersonenverkehr besteht bereits eine Schnellzuglinie vom Ronheider Tunnel nach Belgisch Moresnet, wo sie an die vom Gemmenicher Tunnel kommende Güterlinie anschließt. Für den Güterverkehr fehlt dann noch eine Linie vom Gemmenicher Tunnel nach Stolberg, mit Anschluß an die andern bei Aachen zusammentreffenden Linien und einem Güterübergabebahnhofe zwischen Wolfsfurth und Haus Linde. Diese Güterlinie befreit den Hauptbahnhof Aachen vom Durchgangsgüterverkehr und schaltet die starke Steigung 1 : 60 der Strecke vom Bahnhof Aachen West zum Gemmenicher Tunnel aus, da die neue Linie 1 : 100 oder noch flacher ausführbar ist.

So ist die Klage Richards nicht berechtigt, daß der Weltkrieg die 1913 geplante Bahn Stolberg—Cornelimünster—Astenet unmöglich gemacht hat, denn dieser Plan war verfehlt, weil er ebenfalls auf Herbesthal hinauslief. Nicht diese Güterlinie südlich der Strecke Stolberg—Aachen ist die richtige, sondern die eben erwähnte Linie Stolberg—Gemmenicher Tunnel nördlich der Strecke Stolberg—Aachen.

Die Bedeutung der genannten Linien für Aachen wächst noch erheblich, wenn die durch einstimmigen Beschluß des Preußischen Landtages vom 9. Mai 1927 geforderte Hauptbahn Köln—Kassel ausgeführt wird. Mit der richtigen Lösung dieses alten Problems entsteht eine neue internationale West-Ostlinie für den Verkehr von England, Belgien, der Rheinprovinz mit dem mittleren und östlichen Deutschland, Polen, der Tschechoslowakei und Südrußland. (Vgl. „Bahnbau“, Hefte 6—8, 1926, und Heft 42, 1927.)

Die Neubaulinie Ringen—Sinzig ist ebenfalls ein sehr alter Plan, dessen Ausführung schon in einer Konzession an die Rheinische Eisenbahngesellschaft vom Jahre 1873 vorgesehen war. Die Linie sollte im Verkehr von England und Belgien über Aachen mit Süddeutschland und dem südlichen Auslande den großen Umweg über Köln ausschalten. Der Bau scheiterte damals an mancherlei Schwierigkeiten und der schließlichen Verstaatlichung der Rheinischen Eisenbahngesellschaft im Jahre 1880. Man ist heute der Ausführung schon wesentlich näher gekommen durch den Bau der Strecke Osterath—Holzheim—Liblar—Dernau, deren Teilstrecke Rheinbach—Rin-

gen ein Glied der Verbindung nach Sinzig ist. Mit dieser Fortsetzung ist zu rechnen. Sie kürzt den Bahnweg Düren—Sinzig um 29 km ab.

Die Bahn ist nicht nur wegen des internationalen Verkehrs und der dadurch steigenden Bedeutung von Aachen wichtig, sondern auch für die Wirtschaft der Grenzmark. Die Kohlen des Wurm- und Indegebietes erhalten billigere Frachten nach Süden, was die Wettbewerbsfähigkeit gegen Holland und Ruhr stärkt. Selbst wenn der Kanal Aachen—Rhein gebaut würde, bliebe dies wichtig, da nach der Denkschrift über den Kanal der Eisenbahn doch noch 70% der Kohlenfrachten verbleiben. Noch mehr steigt die Bedeutung dieser Bahn, wenn nach der Mitteilung Richards die Grenzmark auf den Kanal gegen Kompensationen verzichtet, welche die Gewinnungskosten der Kohlen senken sollen. Da der größte Teil der Anthrazitförderung nach Süddeutschland und dem südlichen Ausland geht, also über die neue Bahn rollen wird, so kann deren Wert für die Grenzmark nicht hoch genug eingeschlagen werden. Neben Kohlen ist noch die Stückkalkgewinnung wichtig, da große Mengen von Stolberg in der Bimsindustrie bei Koblenz verbraucht werden. Der Verbrauch würde nach Angabe des Syndikats dieser Industrie durch die neue Bahn um das Doppelte steigen. Ähnliche Wirkungen würden sich im allgemeinen wirtschaftlichen Leben der Grenzmark bemerkbar machen.

Richard erwähnt die nach dem verlorenen Hinterland von Aachen, den Kreisen Eupen und Malmedy, führende Bahn Aachen—Walheim—St. Vith, die auf der Strecke von Walheim über Raeren nach Röttgen durch neubelgisches Gebiet führt und erst südlich Kalterherberg endgültig das deutsch gebliebene Gebiet verläßt. Er sagt, diese Linie sei für Belgien der beste Eisenbahnweg zum Truppenübungsplatz Elsenborn, heute Sourbrodt, und es sei strategisch bedenklich und daher einem Abzuge der Besatzung hinderlich, daß diese Strecke zwischen Raeren und Kalterherberg durch deutsches Land führt.

Dieser Auffassung muß stark entgegengetreten werden. Belgien kann mit Leichtigkeit eine nur durch belgisches Gebiet führende Verbindung mit dem Truppenlager Sourbrodt von Flandern her schaffen. Es ist dazu nur der Bau einer Linie Hockai—Sourbrodt nötig, die technisch einfach ist und fast wagerecht ausgeführt werden kann. Diese Zuwegung (über Spa) wird viel kürzer als über die deutsche Strecke.

Der Übelstand, daß die Strecke Aachen—Kalterherberg einmal durch belgisches Gebiet führt, kann ebenfalls beseitigt werden. Hierzu ist nur der Bau einer etwa 10 km langen Linie Walheim—Röttgen auf deutschem Gebiet erforderlich. Sie kürzt sogar den Umweg über Racren (durch Neubelgien) noch um 4,5 km ab, verbessert also bedeutend den Verkehr von Aachen mit dem Kreise Monschau, der allein als Hinterland der Grenzmark verblieben ist. Die abgelegene Gemeinde Rott mit großen staatlichen Forsten kann an dieser Linie einen Bahnhof erhalten. Die Ausführung der Linie ist begründet nach § 372 des Versailler Diktates.

Nun noch einiges zu den vom Botschafterrat beanstandeten Linien in der Rheinprovinz. Sieht man einmal von der trüben Quelle des § 43 ab und betrachtet die Fälle rein sachlich nach verkehrstechnischen und deutschen Gesichtspunkten, so kommt man in einigen Fällen zu einer übereinstimmenden Ansicht.

Dies trifft z. B. schon bei der Frage des viergleisigen Ausbaues der Strecke Aachen—Köln zu, der nur für die Teilstrecke Aachen—Düren zugelassen ist. Selbst diese Teilstrecke ist noch zu groß. Sachlich begründet ist nur der viergleisige Ausbau Stolberg—Düren. Dieses neue Gleispaar ist weiter nichts als ein Glied einer neuen zweigleisigen Bahn, die am Gemmenicher Tunnel beginnt und von Düren aus über Euskirchen—Rheinbach—Ringen—Sinzig zum Anschlusse an die linke Rheinlinie führt. Die Strecke Stolberg—Aachen Hf.—Ronheide (Herbesthal und Belgisch Moresnet) reicht dann zweigleisig aus, weil sie vom Durchgangsgüterverkehr befreit wird. Ebenso reicht die Strecke Düren—Köln zweigleisig aus, denn der heutige Güterverkehr dieser Strecke geht um mehr als die Hälfte auf die neue Linie Ringen—Sinzig über. Welche große Bedeutung die Vertragsgegner selbst dieser Linie beilegen, zeigt der zweigleisige Ausbau der Strecke Düren—Euskirchen, welcher von der Besatzung selbst ausgeführt worden ist. Wegen der großen internationalen und innerdeutschen Wichtigkeit dieser Linie ist sie also eine bessere Lösung als der viergleisige Ausbau Düren—Köln, zumal auch die beengten Kölner Bahnanlagen erheblich entlastet werden. Der Mehrverkehr, den die neue Hauptbahn Köln—Kassel bringen wird, kann von der zweigleisigen Linie Düren—Köln nach ihrer Entlastung durch Ringen—Sinzig ebenfalls noch bewältigt werden. Die Notwendigkeit der Neubaulinie Ringen—Sinzig ergibt sich aus den §§ 321, 324, 367 und 368 des Diktats von Versailles.

In anderen Fällen scheint der Botschafterrat von denselben Anschauungen sich leiten zu lassen, welche im Erlasse des Reichsverkehrsministers vom 13. Juli 1922, E. IV. 144. 5683 niedergelegt sind. Hiernach soll die für die Zuförderung günstigste Führung einer Neubaulinie ermittelt werden. Daraus ergibt sich, daß der viergleisige Ausbau der Strecke Trier—Koblenz mindestens zwischen Ehrang und Bullay verfehlt ist, denn die günstigste Linie führt durch das Moseltal, mit Abschneidung einiger Flußschleifen. Nach demselben Erlasse ist die Überleitung des Durchgangsverkehrs vom Ruhrgebiet nach Lothringen, Luxemburg und der Saar über die Linie Osterath—Holzheim—Liblar—Dernau sowie die Ahrtal- und Eifelbahn als Fortsetzung verfehlt. Wird dieser Verkehr, wie es richtig ist, über die Rheinlinien und die Moselbahn geleitet, dann dürfte die erwähnte Neubaulinie für den übrig bleibenden Ortsverkehr eingeleisig genügen, mit Ausnahme der 12 km langen Teilstrecke Rheinbach—Ringen, welche ein Glied der wichtigen Durchgangsbahn Düren—Sinzig ist.

Die Ausführungen zeigen, daß die Eisenbahnverhältnisse für die Aachener Grenzmark durchaus nicht so ungünstig liegen wie es nach Richards Aufsatz den Anschein hat, wenn eine kluge Verkehrspolitik sie zu meistern versteht.

BERGSCHÄDENSICHERUNG DURCH BEWEGLICHE DREIPUNKTLAGERUNG.

Von Professor H. Kayser, Darmstadt.

Gelegentlich der Ausschreibung neuer bergschadensicherer Wasserbehälter der Stadt Essen trat die Frage nach der günstigsten Lagerungsart wichtiger Industriebauten im Bergbau-Senkungsgebiet erneut in den Vordergrund. Hierbei nahm Prof. Dr. Mautner in einem Vortrag auf der 30. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins (1927) bzw. in seinem diesbezüglichen Aufsatz im „Bauingenieur“ (1927, Heft 34) den Standpunkt ein, daß bei den vorliegenden Verhältnissen eine feste Dreipunkt Lagerung der Wasserbehälter aus vielerlei Gründen unzweckmäßig sei. Ich stimme dieser Auffassung zu, da zweifellos durch die feste Lagerung bei Bodenbewegungen Zerrungen in die Fundamente eingeleitet werden können, die

unkontrollierbare Größe haben. Um die Nachteile dieser Art Lagerung zu vermeiden, empfiehlt Mautner die bei den Wasserbehältern der Stadt Essen ausgeführte Flächenlagerung auf kleiner Grundfläche.

Zweifellos bietet diese Lagerung hinsichtlich der Beschränkung der Zerrungskräfte manche Vorteile; sie bringt aber den Nachteil, daß mit Rücksicht auf die nicht vorauszusehende Richtung der Rutschflächen, die räumliche Berechnung des Fundaments nach allen möglichen Richtungen in Betracht gezogen werden muß, wodurch sehr starke und unwirtschaftliche Armierungen notwendig werden.

Die Mängel der festen Dreipunkt Lagerung und der be-

grenzten Flächenlagerung sollen durch die nachstehend beschriebene Art der Lagerung auf drei beweglichen Lagern, die eine statisch bestimmte räumliche Lagerung gewährleisten, behoben werden.

Nach den Gesetzen der Statik kann ein räumliches Gebilde durch 6 Auflagerstäbe statisch bestimmt und starr gelagert werden. Diese 6 Auflagerstäbe müssen sich in allgemeiner Lage befinden, sie dürfen also z. B. nicht parallel sein, wenn die Stabilität gewährleistet sein soll¹. An Stelle der Auflagerstäbe können auch 3 entsprechend gestaltete Auflager treten, die 6 Auflagerreaktionen ermöglichen. Wenn man von den Ausführungen ausgeht, wie sie im Brückenbau üblich sind, so könnte eines der Auflager ein festes Auflager, das zweite ein längsbewegliches, und das dritte ein Flächenlager sein. Der Nachteil dieser räumlich statisch bestimmten Auflagerung bestünde darin, daß die drei Auflager verschiedene konstruktive Gestaltung aufwiesen.

Dieser Nachteil kann dadurch vermieden werden, daß man zur Unterstützung des räumlichen Gebildes (Behälters) drei gleiche Rollenlager anordnet, die so unter die Grundfläche des zu stützenden Körpers gelegt werden, daß sie eine räumlich statisch bestimmte Stützung bewirken. Eine derartige Unterstützung ist in der Abb. 1 schematisch dargestellt. Diese Lagerung soll als Dreipunktrollenlagerung bezeichnet werden.

An Stelle der drei Rollenlager können drei Pendelstützen oder Pendelwände treten, die an ihren Fußpunkten feste Lager

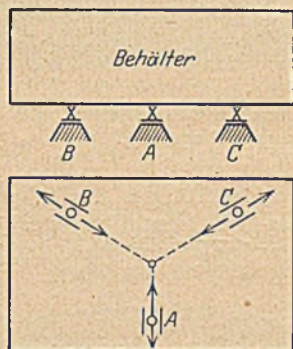


Abb. 1. Darstellung der Dreipunkt-Rollenlagerung.

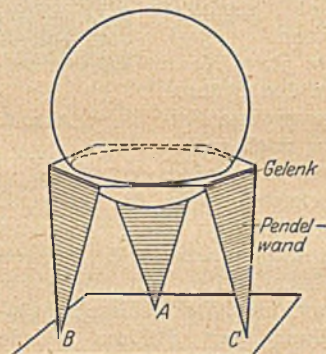


Abb. 2. Darstellung der Dreipunkt-Pendellagerung.

und an ihren Kopfenden Zylinderzapfen tragen. (Vgl. die schematische Skizze Abb. 2.) Diese Art der Stützung wird man bei hochliegenden Bauwerken anwenden, während die zuerst beschriebene Lagerung bei im Boden liegenden Behältern am Platze wäre. In den nachfolgenden Ausführungen sollen diese beiden Lagerungsarten hinsichtlich der Unterstützung von Bauwerken auf ungleichmäßig tragfähigem Baugrund, insbesondere im Bergsenkungsgebiete, näher erläutert werden.

I. Die Dreipunktrollenlagerung.

Bei der Dreipunktrollenlagerung müssen die drei Rollen so angeordnet werden, daß infolge äußerer Lasten weder eine Drehung derselben noch eine parallele Verschiebung möglich ist. Dies wird am einfachsten dann erreicht, wenn die Bewegungsrichtung der drei Auflager auf einen gemeinschaftlichen Punkt hinweist (vgl. Abb. 3). Bekanntlich bezeichnet man die Lotrechten auf die drei Bewegungsrichtungen A_z , B_z und C_z als die senkrechten Verschiebungsrichtungen der Auflager; sie schneiden sich in den Polen P_a , P_b , P_c . Wenn bei einem derartig gestützten Körper das Auflager A beispielsweise infolge Bodenbewegungen nach A' gelangt, so führen die Lager B und C in ihren Bewegungsrichtungen Bewegungen aus, die sich nach den Gesetzen der Kinematik geometrisch leicht bestimmen lassen und bei denen auf das Fundament selbst keine anderen Kräfte ausgeübt werden können, als sie durch die rollende Reibung bedingt sind.

Verschiebt sich z. B. das eine Fundament A nach A_0 , so läßt sich diese Bewegung in die beiden Komponenten $A A_1$ und $A_1 A_0$ zerlegt denken. Von A nach A_1 rollt das Fundament zwanglos (abgesehen von der rollenden Reibung) unter dem Lager ab. Bei der Verschiebung von A_1 und A_0 nimmt das

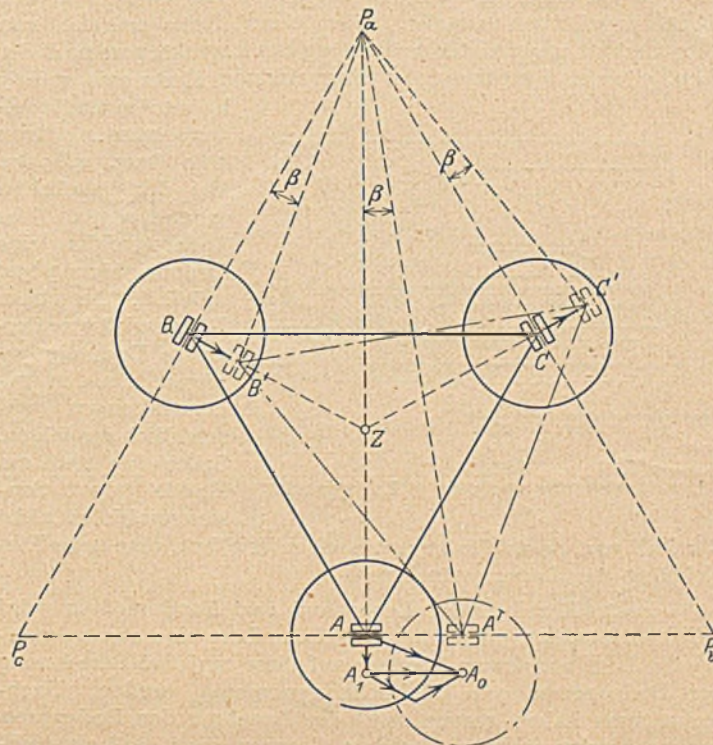


Abb. 3. Dreipunkt-Rollenlagerung. Darstellung der Bewegungen.

Fundament das Lager A mit. Die Scheibe ABC dreht sich hierbei zwanglos um den Pol P_a . Hierbei rollt das Lager B in Richtung auf Z und das Lager C in Richtung von Z hinweg auf ihren in Ruhe bleibenden Fundamenten. Die ursprünglich in den Punkten A, B, C zentrisch aufruhenden Lager ruhen nunmehr in den Punkten A' , B' , C' exzentrisch auf den Fundamenten, ohne daß die Scheibe, bzw. der darauf befindliche Behälter, irgendwelche Spannungsänderungen erlitten hätte.

Die Bewegungsgrößen, die hierbei von den einzelnen Rollenlagern ausgeführt werden, lassen sich aus dem Bewegungspolygon Abb. 4 entnehmen. Der Baukörper selbst führt bei diesen Bewegungen der Lager eine Drehung um den Winkel β aus.

Bei den im Bergsenkungsgebiet auftretenden Bewegungen der Erdoberfläche können bekanntlich zwischen den Auflagern Pressungen oder Zerrungen oder auch Verschiebungen in der Höhenlage stattfinden. Die vertikalen Bewegungen zwischen den verschiedenen Lagerpunkten werden durch die Kipplatten (Kugelzapfen) vermittelt, die zwischen dem gestützten Körper und den Rollen nach Art der Brückenlager eingeschaltet sind. Die Abmessungen der Lager, sowohl der Durchmesser der Kugeln, als auch die Größe der Grundplatte müssen selbstverständlich den voraus zu berechnenden Größen der Bewegung angepaßt werden. Da es sich im Bergsenkungsgebiet bei ungünstiger Lage des Bauwerks vielfach um sehr große Bewegungen handelt, die im Laufe längerer Zeitabschnitte eintreten, so wird es nicht immer möglich sein, die ganzen Bewegungen zwanglos durch die Auflager zu übertragen. Man wird dann, wenn das Maß der Senkung eine gewisse Größe erreicht hat, durch entsprechende Hebevorrichtungen den Behälter wieder in seine horizontale Lage bringen. Das wird aus praktischen Gründen bei Wasserbehältern schon deswegen nötig sein, weil bei größerer Schrägstellung des Behälters der nutzbare Fassungsraum stark vermindert wird.

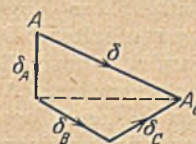


Abb. 4. Bewegungspolygon für die Rollenlager.

¹ Vgl. Föppl, Techn. Mechanik, II. Bd., 1903, S. 274. Schlink, Statik d. Raumfachwerks 1907, S. 156.

Der Verfasser hat die nach den vorstehenden Grundsätzen konstruierten Auflager für einen Wasserbehälter von 1000 t durchgerechnet; hierbei ergaben sich keinerlei ungewöhnliche Abmessungen. Es zeigte sich auch, daß eine Drehung des Behälters in vertikalem Sinne um etwa 3° nach oben und unten möglich ist, ohne daß ein Abwälzen der Lagerkörper in den Berührungsflächen eintritt. Für einen Auflagerdruck von 1800 t erhält man bei der Ausbildung des Lagerkörpers nach der Abb. 5 unter Benutzung der Formeln von Hertz mit $\sigma = 65$

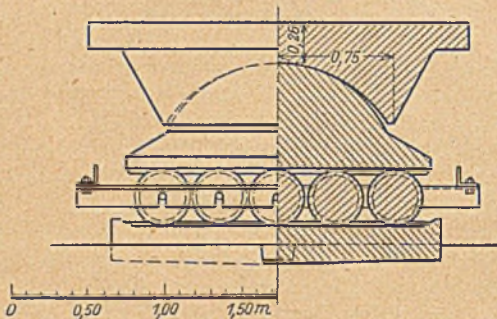


Abb. 5.
Lagerausbildung für 1800 t Lagerdruck.

kg/mm² einen Kugeldurchmesser von 0,80 bzw. 0,85 m. Bei den gewählten Abmessungen ist äußerstenfalls eine Drehung bis zu $3^\circ 50'$ möglich. In vielen Fällen wird eine derartige Drehung genügen, um den Bodensenkungen unschädlich zu folgen. Sollte das etwa am Rande des Senkungsgebietes nicht

der Fall sein, so müßte man wie schon erwähnt, eine neue Einrichtung der Lager vornehmen. Beim Abrollen der Lager auf den Fundamenten wird selbstverständlich die vorher zentrische Last eine etwas exzentrische Lage annehmen können; auf diese muß bei Berechnung der Bodenpressungen Rücksicht genommen werden. Nachrechnungen haben gezeigt, daß die Zunahme der Bodenpressungen hierbei innerhalb solcher Grenzen liegt, daß sie technisch ohne Schwierigkeiten beherrscht werden kann. Die in den Baukörper eingeführten Reibungskräfte können bei dieser Art der Lagerung nur der rollenden Reibung entsprechen, sind also wesentlich kleiner als bei den Behältern, die auf beschränkter Grundfläche gelagert werden und bei denen die in das Fundament gelangenden Kräfte von der Reibungsgröße zwischen Fundament und Boden abhängen.

II. Die Dreipunktpendellagerung.

Bei Hochbehältern tritt an Stelle der vorher beschriebenen Rollenlager die Pendellagerung. Die Pendel können an ihren Fußpunkten Kugelkipplager und an ihren Kopfenden Zapfenlager erhalten. Der Gedanke, einen großen Behälter auf drei Pendel aufzustellen, mag zunächst befremdlich erscheinen, trotzdem liegen Ausführungen, die auf einem ähnlichen Gedanken basieren, bereits vor. Die Firma Schlüter in Dortmund hat, wie aus einer Veröffentlichung in der Zeitschrift „Zement“ Jahrgang 1927, Seite 877, hervorgeht, in den Jahren 1924—1926 für den holländischen Staat zwei gleichartige Fördertürme in Eisenbeton erstellt, bei denen die Türme auf 3 Stützen ruhen, die an den Fußenden eine feste Dreipunkt Lagerung erhalten haben. (Vgl. Abb. 6.) Die Bauwerke besitzen die bedeutende Höhe von 55 m; allerdings haben in diesem Falle die drei Stützen des Bauwerks am oberen Ende keine Gelenke erhalten, sondern sind fest mit der Grundplatte des Bauwerks verbunden. Bei der Höhe der Stützen und den geringen zu erwartenden Senkungen mag diese Anordnung zulässig sein. Bei größeren Senkungen würde eine gelenkartige Befestigung der Stützen am oberen Ende zweckmäßig eventl. notwendig werden.

Hinsichtlich der Anordnung der Lagerachsen der drei oberen Stützpunkt Lager gilt dasselbe, was bezüglich der Anordnung der Rollenlager im vorhergehenden Abschnitt gesagt wurde. Die drei Drehachsen müssen so angeordnet werden, daß eine räumlich bestimmte Lagerung erfolgt². Das wird der Fall sein, wenn die Lagerachsen sich in drei verschiedenen

Punkten einer Ebene schneiden. Bei Ausführung der Bauwerke in Eisenbeton könnten in manchen Fällen die oberen Gelenke, wie das auch sonst üblich ist, durch sich kreuzende Rundeisen hergestellt werden (Abb. 7).

Häufig wird es zweckmäßig sein, mit Rücksicht auf das Aussehen des Bauwerks und die bessere Anordnung der Stützen das Behältertragwerk polygonal zu gestalten, da dann eine symmetrische Anordnung der Stützpunkte möglich ist. Der auf diesem Tragwerk angeordnete Behälter könnte dann kreisförmig oder ebenfalls polygonal gestaltet werden (vgl. Abb. 7). Wenn man den Stützen eine gewisse Neigung nach außen gibt, so wird es

zweckmäßig sein, die oberen Enden der Stützen durch einen biegungsfesten Ring gegeneinander zu versteifen, der die Druckkräfte aus der Schrägstellung aufzunehmen hätte und die Auflagerkräfte des Behälters übernimmt. Durch diese Schrägstellung der Stützen würde außerdem für das Aussehen derartiger Hochbauten eine günstigere Wirkung erzielt werden können.

Die vorstehenden Ausführungen sind von der Voraussetzung ausgegangen, daß bei Bauwerken die unvorhergesehenen Bewegungen ausgesetzt sind, eine statisch bestimmte Lagerung zweckmäßig ist. Im Brückenbau ist es in solchen Fällen selbstverständliche Voraussetzung, daß man keine unbestimmte Lagerung für derartige Bauwerke vorsieht. Was hier als allgemein anerkannte Regel gilt, sollte auch auf die Ausführung wichtiger Konstruktionen des Hochbaues namentlich in solchen Gegenden angewandt werden, wo große Bewegungen durch Bodensenkungen zu erwarten sind. Ich bin überzeugt, daß die konstruktiven Schwierigkeiten, die vielleicht zunächst der Ausführung der vorgeschlagenen Lösung entgegenstehen scheinen, leicht bei sachgemäßer Durchbildung der Einzelheiten zu überwinden sind.

² Vgl. Föppl, Fachwerk im Raum 1892, S. 63. Schlink, Raumfachwerke 1907, S. 156.

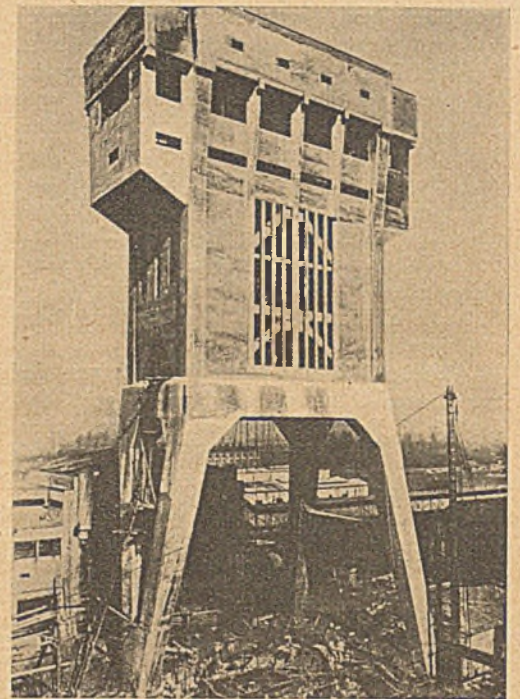


Abb. 6. Eisenbeton-Förderturm mit Dreipunkt Lagerung.

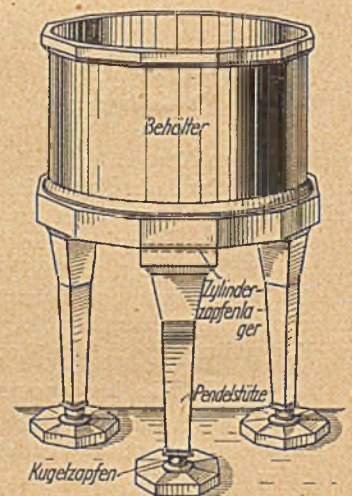


Abb. 7. Schematische Darstellung eines Behälters mit Dreipunkt-Pendellagerung.

DIE KOSTEN DER SCHALUNG VON EISENBETONDECKEN.

Von Dr.-Ing. Palen, Oberingenieur der Firma Robert Berndt Söhne, Dresden.

Übersicht: Es werden Formeln ermittelt, welche es gestatten, die Kosten der Schalung von Eisenbetondecken unter Berücksichtigung der Kosten des An- und Abtransportes des Holzes, des Verlustes, des Verschnittes und der Abschreibung zu bestimmen.

In Heft 3 des Jahrganges 1926 dieser Zeitschrift habe ich einen Aufsatz über das gleiche Thema veröffentlicht. Die Kosten des Schalholzes sind dort so berechnet, daß bei jeder Verwendung des Holzes das betreffende Baukonto mit demselben Werte für die Einheit des Materials belastet wird. Dieser Wert wurde so bestimmt, daß das Holz, wenn es nach n-maliger Verwendung unbrauchbar geworden war, voll amortisiert war. Abweichend von der in genanntem Aufsatz gemachten Annahme läßt es sich oft nicht durchführen, daß das Holz, wenn es neu beschafft werden mußte, dem Baukonto zu dem dort bestimmten Mittelpreis berechnet wird, sondern das Baukonto wird mit dem Anschaffungspreis bzw. dem tatsächlichen Werte des ganz oder zum Teile mehrmals verwendeten Holzes belastet. Für diesen Fall sollen im folgenden die Kosten der Deckenschalung ermittelt werden. Außerdem soll berücksichtigt werden, daß bei dem jetzt allgemein verwendeten Gußbeton, bei dem die Erschütterung durch das Stampfen fortfällt, die Steifenentfernung größer als früher üblich sein kann. Damals war eine solche von 1 m angenommen, im folgenden ist statt dessen 1,25 m gesetzt.

Die Kosten der Schalung, die auf einen Bau entfallen, setzen sich zusammen aus:

1. Antransport des Holzes = T_1 ;
2. Rücktransport des Holzes = T_2 ;
3. Kosten des Verschnittes bzw. für Verlust = V ;
4. Abschreibung vom Holzwert des zurückgelieferten Holzes und Verzinsung = A .

Es sei P = Einkaufspreis oder Wert des Holzes in M/m an Baubeginn.

Soweit nicht verschnitten, werde das Holz an ein und demselben Bau n-mal verwendet, wobei jedesmal p % davon verschnitten werden bzw. anderweit verloren gehen. Statt N m³ werden also verwandt:

$$N' = N + N \left(1 - \frac{p}{100}\right) + N \left(1 - \frac{p}{100}\right)^2 + \dots + N \left(1 - \frac{p}{100}\right)^{n-1}$$

$$N' = N \left[1 + \left(1 - \frac{p}{100}\right) + \left(1 - \frac{p}{100}\right)^2 + \dots + \left(1 - \frac{p}{100}\right)^{n-1} \right]$$

Der Klammerausdruck stellt eine geometrische Reihe von der Form

$$1 + q + q^2 + \dots + q^{n-1}$$

dar. Ihre Summe ist

$$S = \frac{a(q^n - 1)}{q - 1}$$

wobei $a = 1$, $q = 1 - \frac{p}{100}$

ist. Demnach

$$N' = 100 N \frac{1 - \left(1 - \frac{p}{100}\right)^n}{p}$$

Für den betreffenden Bau ist also mit einem Holzpreis von

$$N P' = \frac{T_1 + T_2 + V + A}{N'}$$

zu rechnen, wobei P' der betreffende Preis für 1 m³ ist.

1. Antransport des Holzes.

Antransportiert werden N m³ Holz. Es kostet 1 m³ anzu-transportieren t_1 Mark. Demnach kostet der gesamte Antransport:

$$T_1 = N t_1 \text{ Mark.}$$

2. Abtransport des Holzes.

Abzutransportieren ist das Holz nach Abzug des Verschnittes. Meist ist auch ein Teil des Verschnittes mit abzutransportieren, der noch für Laschen, Unterlagen u. a. verwendet werden kann. Da das Holz n-mal an ein und demselben Bau verwendet wird, und bei jeder Verwendung p % Verschnitt zu berücksichtigen sind, so ist außer dem Verschnitt abzutransportieren:

Nach 1-maliger Verwendung:

$$N - N \frac{p}{100} = N \left(1 - \frac{p}{100}\right)$$

nach 2-maliger Verwendung:

$$N \left(1 - \frac{p}{100}\right) - N \left(1 - \frac{p}{100}\right) \frac{p}{100} = N \left(1 - \frac{p}{100}\right) \left(1 - \frac{p}{100}\right) \\ = N \left(1 - \frac{p}{100}\right)^2$$

und nach n-maliger Verwendung:

$$N \left(1 - \frac{p}{100}\right)^n$$

Der Verschnitt ist demnach nach n-maliger Verwendung:

$$N - N \left(1 - \frac{p}{100}\right)^n = N \left[1 - \left(1 - \frac{p}{100}\right)^n \right]$$

Werden ferner $\frac{1}{v}$ des Verschnittes abtransportiert, so kostet der gesamte Abtransport für 1 ursprüngliches Kubikmeter, wenn 1 m³ abzutransportieren t_2 Mark kostet,

$$T_2 = N \left\{ \left(1 - \frac{p}{100}\right)^n + \frac{1}{v} \left[1 - \left(1 - \frac{p}{100}\right)^n \right] \right\} t_2$$

Setzen wir zur Vereinfachung

$$a = \left(1 - \frac{p}{100}\right)^n$$

$$\beta = 1 - \left(1 - \frac{p}{100}\right)^n = 1 - a$$

so wird

$$T_2 = \left(a + \frac{\beta}{v}\right) t_2 N$$

3. Verschnitt und Verlust.

Da $P + t_1$ die Kosten für 1 m³ Holz frei Baustelle sind, so sind die Kosten für Verschnitt und Verlust:

$$V = \left[1 - \left(1 - \frac{p}{100}\right)^n \right] (P + t_1) N$$

oder

$$V = \beta (P + t_1) N$$

4. Abschreibung.

Angenommen, das Holz kann im ganzen m-mal verwendet werden, dann muß es nach m-maliger Verwendung bezahlt sein.

Wenn 1 m³ neu P Mark kostet, dann kostet 1 m³

$$\text{nach } n = 1\text{-maliger Verwendung } \frac{m-1}{m} P,$$

$$\text{nach } n = 2\text{-maliger Verwendung } \frac{m-2}{m} P,$$

$$\text{nach } n\text{-maliger Verwendung } \frac{m-n}{m} P$$

$$\text{und nach } m\text{-maliger Verwendung } \frac{m-m}{m} P = 0 \text{ Mark,}$$

das heißt, es werden für 1 m³ vom Bau zurückgeliefertes Holz

$$P' = \frac{m-n}{m} P \text{ Mark}$$

vergütet.

Wird jedoch, wie dies oft der Fall ist, nach Verwendung auf ein und derselben Baustelle nur einmal abgeschrieben, und bedeutet dann m die Zahl, wie oft das Holz auf verschiedenen Baustellen verwendet werden kann, so kostet 1 m³ nach Abschluß des Baues:

$$P' = \frac{m-1}{m} P \text{ Mark.}$$

Auf N m³ angeliefertes Holz entfallen also für Abschreibung:

$$A = NP - N \left(1 - \frac{p}{100}\right)^n \frac{m-n}{m} P,$$

$$A = \left[1 - \left(1 - \frac{p}{100}\right)^n \frac{m-n}{m}\right] PN$$

oder

$$A = \left(1 - a \frac{m-n}{m}\right) PN.$$

Für den betreffenden Bau kommt also für 1 m³ folgender Holzpreis in Frage:

$$P' = \frac{T_1 + T_2 + V + A}{NN'}$$

oder nach Einsetzen der gefundenen Werte:

$$P' = \left[t_1 + \left(a + \frac{\beta}{v} \right) t_2 \right] : \frac{100\beta}{p} + \left[\beta (P + t_1) + \left(1 - a \frac{m-n}{m} \right) P \right] : \frac{100\beta}{p},$$

$$P' = P_1' + P_2'.$$

Setzen wir zur weiteren Vereinfachung

$$\gamma = a + \frac{\beta}{v},$$

$$\delta = 1 - a \frac{m-n}{m}$$

und

$$\varepsilon = \frac{100\beta}{p},$$

so geht die Gleichung über in

$$P' = (t_1 + \gamma t_2) : \varepsilon + [\beta (P + t_1) + \delta P] : \varepsilon.$$

Die kurzen Bretter und sonstigen kurzen Hölzer, die zum Einschalen benötigt werden, ergeben sich entweder durch den Abfall oder sie werden angeliefert. Kostet 1 m³ des hingeschickten Materials P Mark, so kostet es frei Bau:

$$P + t_1.$$

Wird $\frac{1}{w}$ des benötigten kurzen Holzes angeliefert und der Rest von $1 - \frac{1}{w} = \frac{w-1}{w}$ durch den am Bau entstehenden Abfall gedeckt, so kostet 1 m³ am Bau

$$P'' = (P + t_1) \frac{1}{w},$$

da anzunehmen ist, daß von diesen Hölzern nichts wieder abtransportiert wird, sondern dann unbrauchbar ist.

Für die Werte a, β, γ, δ, ε umfangreiche Tabellen zu bringen, verbietet leider der zur Verfügung stehende Raum. Wir beschränken uns daher, die Werte für Verschnittprozente von p=3 und p=10 und für n=1-, 2-, 2,5-, 3- und 4-fache Verwendung auf ein und derselben Baustelle und m=3-, 4-, 6- und 10 malige Verwendbarkeit zu geben.

Tabelle 1.

n	a		β		γ für v = 2		ε	
	p = 3	p = 10	p = 3	p = 10	p = 3	p = 10	p = 3	p = 10
1	0,970	0,900	0,030	0,100	0,985	0,950	1	1
2	0,941	0,810	0,059	0,190	0,971	0,905	1,97	1,90
2,5	0,927	0,768	0,073	0,232	0,964	0,884	2,43	2,32
3	0,913	0,729	0,087	0,271	0,957	0,865	2,90	2,71
4	0,885	0,656	0,115	0,344	0,943	0,828	3,83	3,44

Tabelle 2.

n	m = 3		m = 4		m = 6		m = 10	
	p = 3	p = 10	p = 3	p = 10	p = 3	p = 10	p = 3	p = 10
1	0,353	0,400	0,272	0,325	0,192	0,250	0,127	0,190
2	0,373	0,460	0,294	0,392	0,216	0,325	0,153	0,271
2,5	0,382	0,488	0,305	0,424	0,228	0,360	0,166	0,309
3	0,391	0,514	0,316	0,453	0,239	0,393	0,178	0,344
4	0,410	0,563	0,336	0,508	0,263	0,453	0,203	0,410

Zahlenbeispiel.

Ein 1 m³ Schalbretter kostet ab Lager P_s = 68 RM. Der Antransport und der Abtransport kosten t₁ = t₂ = 7,40 RM/m³; das Holz wird am Bau n = 2mal verwendet und ist überhaupt m = 4mal verwendbar. Der Verschnitt beträgt bei jedesmaliger Verwendung p = 10%. Die Abschreibung wird nur 1 mal nach Baubehendigung berechnet, $\frac{1}{v} = \frac{1}{2}$ des Abfalles wird abtransportiert.

Dann ist

$$a = \left(1 - \frac{p}{100}\right)^n = (1 - 0,10)^2 = 0,81;$$

$$\beta = 1 - a = 0,19;$$

$$P_s' = [7,40 + (0,81 + 0,095) \cdot 7,40] : \frac{19}{10} + \left[0,19 (68,00 + 7,40) + \left(1 - 0,81 \frac{3}{4} \right) 68,10 \right] : \frac{19}{10};$$

$$= P' = P_1' + P_2' = 7,42 + 21,57 = 28,90 \text{ RM/m}^3.$$

Das benötigte Material für die Schalung setzt sich in der Hauptsache zusammen aus:

Schalbrettern parallel und vollkantig besäumt von in der Regel 30 mm Stärke. Ihre Kosten ab Werk oder Lagerplatz seien P_s pro m³.

Sogenannten Schalbögen, das sind Bretter von durchweg gleicher Breite, welche auf die hohe Kante gestellt, zur Unterstützung der Schalbretter dienen und selbst durch Kanthölzer unterstützt werden. Diese Bretter haben an einer Ecke einen dreieckförmigen Abschnitt von in der Regel 5 cm Höhe und 15 cm Länge, der Deckenschräge entsprechend. Zwei solcher Bretter werden nebeneinander gestellt und so gegeneinander verschoben, daß sie ohne Verschnitt zur Überspannung des Raumes von einem Unterzug zum anderen dienen. Die Entfernung dieser Schalbögen ist 30—70, im Mittel 50 cm. Die nebeneinander stehenden Bretter übergreifen sich etwa um $\frac{1}{3}$ ihrer Länge. Sie sind meist 15 cm breit und 30 mm stark. Ihre Kosten seien P_b pro m³.

Kanthölzern. In der Regel 10 · 12 cm² Querschnitt. Ihre Kosten seien P_K pro m³.

Rundholzsteifen von meist 13 cm mittlerer Stärke. Ihre Kosten seien P_r pro m³.

An sonstigem Material kommen Hartholzkeile, Nägel und Schrauben in Betracht, für welche der Erfahrung entsprechend ein Zuschlag von 100 (c - 1) = 5% zu den Kosten des Holzes gemacht werden soll.

Die Schalung normaler Eisenbetonkonstruktionen können wir uns aus folgenden Elementen zusammengesetzt denken:

1. Deckenschalung (D. S.); das ist die Schalung für eine ebene Deckenplatte über beliebig vielen Stützen, wobei wir über die dazwischenliegenden Balken hinwegmessen. Die Schalung etwaiger Balkenbodenflächen ist also hier mitgerechnet.

2. Balkenfläche (B. F.); es sind dies die abgewickelten Flächen aller Balken, wie der Unterzüge, Oberzüge und Stürze. Bei Unterzügen und Oberzügen, die zur Unterstützung damit zusammenhängender Deckenplatten dienen, kommen nur die Seitenflächen in Betracht; bei Stürzen, weil deren Boden noch nicht mit in „Deckenschalung“ enthalten ist, Seiten- und Bodenflächen.

3. Unterzuglänge (U. L.); es kommt hierfür die Unterstützung der Balkenkästen der Unterzüge in Frage. Wir rechnen diese gesondert, weil je nach der Steifenhöhe und der Balkenhöhe mehr oder weniger auf 1 m² Balkenfläche entfällt.

4. Sturzlänge (S. L.) bezieht sich auf die Unterstützung der Stürze.

5. Säulenfläche (S. F.).

6. Wandfläche (W. F.).

7. Fundamentschalung (F. S.).

Die Einzelheiten der Deckenschalung und der Unterzüge sind in Abb. 1 und 2 (vgl. „Bauingenieur“ Jahrg. 1926, S. 43, Abb. 1 und 2) dargestellt. Es ergibt sich, entsprechend der

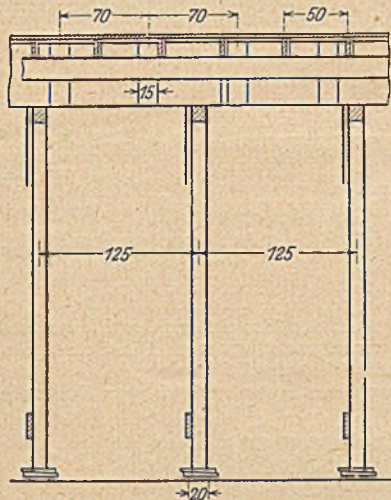


Abb. 1.

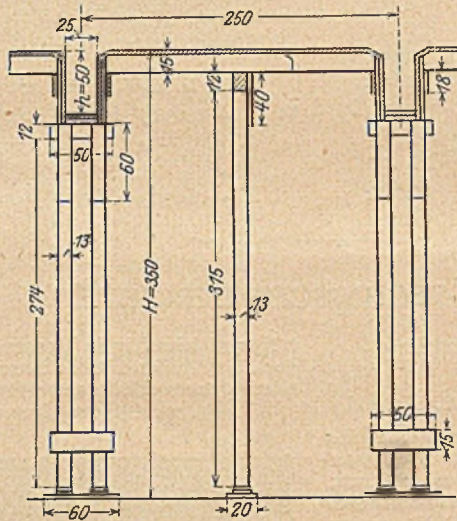


Abb. 2.

Ermittlung in dem oben erwähnten Aufsatz, aber für 1,25 m Steifenentfernung, daß benötigt werden ausschließlich Verschnitt:

Für 1 m² Deckenschalung:

- 1,16 m² Bretter,
- 2,40 m Schalbögen,
- 0,40 m Kantholz,

und wenn H die Geschoßhöhe in Metern abzüglich der Deckenstärke und h die entsprechende mittlere Unterzugshöhe bezeichnet,

$$(H - 0,40) : 1,50 \text{ m Rundholzsteifen}$$

und 0,20 m² Abfallbretter;

für 1 m² Balkenfläche:

- 1,00 m² Bretter,
- 0,20 m² Abfallbretter;

für 1 m Unterzuglänge:

- 0,36 m² Bretter,
- 0,30 m² Abfallbretter,
- 0,40 m Kantholz

und im Mittel:

$$0,53 H - 1,33 h - 0,05 \text{ m Rundholzsteifen.}$$

Diese letzte Menge ergibt sich wie folgt:

1. Die Steifen stehen aller 1,25 m und doppelt.

Es kommen dann auf 1 m Unterzug nach Abzug der Steifen, die schon auf die Deckenschalung gerechnet sind:

$$\begin{aligned} [2(H - h - 0,28) - (H - 0,40)] : 1,25 \\ = (H - 2h - 0,16) : 1,25 = 0,80 H - 1,60 h - 0,13 \text{ Meter.} \end{aligned}$$

2. Die Steifen stehen einfach.

$$\begin{aligned} [(H - h - 0,28) - (H - 0,40)] : 1,25 \\ = (-h + 0,12) : 1,25 = 0,10 - 0,80 h \text{ Meter.} \end{aligned}$$

3. Bei einem Unterzug, der abwechselnd durch ein und zwei Steifen abgestützt ist, kommen auf 1 m:

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} (0,80 H - 1,60 h - 0,13 + 0,10 - 0,80 h) \\ = 0,40 H - 1,20 h - 0,015 \text{ Meter.} \end{aligned}$$

Nehmen wir nun an, $\frac{1}{3}$ der Unterzüge habe doppelte Steifen und $\frac{2}{3}$ einfache und doppelte abwechselnd, so kommen auf 1 m Unterzug:

$$\begin{aligned} [0,80 H - 1,60 h - 0,13 + 2(0,40 H - 1,20 h - 0,015)] : 3 \\ = 0,53 H - 1,33 h - 0,05 \text{ Meter.} \end{aligned}$$

Weiter sind für 1 m Sturzlänge nötig:

- 2,24 (H - h - 0,28) m Rundholzsteifen,
- 0,50 m² Abfallbretter,
- 0,56 m² Abfallkantholz;

für 1 m² Säulenfläche:

- 1,26 m² Bretter,
 - 0,79 m² Abfallbretter;
- für 1 m² Wandfläche:
- 1,00 m² Bretter,
 - 2,50 m Kantholz,
 - $\frac{1,15}{H} (2 + 4 + \dots + H)$ m Rundholzsteifen;

für 1 m² Fundamentschalung:

- 1,00 m² Bretter,
- 0,30 m² Abfallbretter.

Das Material kostet dann für

1 m² Deckenschalung:

$$\begin{aligned} D. S. = c \left(1,16 s P_s' + 2,40 b P_b' + 0,40 k P_K' \right. \\ \left. + \frac{H - 0,40}{1,50} r P_r' + 0,20 s P_s'' \right), \end{aligned}$$

1 m² Balkenfläche:

$$B. F. = c (1,00 s P_s' + 0,20 s P_s''),$$

1 m Unterzuglänge:

$$U. L. = c [0,36 s P_s' + (0,53 H - 1,33 h - 0,05) r P_r' + 0,30 s P_s'' + 0,40 k P_K''],$$

1 m Sturzlänge:

$$S. L. = c [2,24 (H - h - 0,28) r P_r' + 0,50 s P_s'' + 0,56 k P_K''],$$

1 m² Säulenfläche:

$$S. F. = c (1,26 s P_s' + 0,79 s P_s''),$$

1 m² Wandfläche:

$$\begin{aligned} W. F. = c \left[1,00 s P_s' + 2,50 k P_K' \right. \\ \left. + \frac{1,15}{H} (2 + 4 + \dots + H) r P_r' \right], \end{aligned}$$

1 m² Fundamentschalung:

$$F. S. = c (1,00 s P_s' + 0,30 s P_s'').$$

Nehmen wir für praktische Zwecke die Abmessungen der einzelnen Schalungselemente wie vorher angegeben an, setzen also

- $s = 0,03 \text{ m}^3/\text{m}^2$,
- $b = 0,15 \cdot 0,03 = 0,0045 \text{ m}^3/\text{m}$,
- $k = 0,10 \cdot 0,12 = 0,012 \text{ m}^3/\text{m}$,
- $r = \frac{1}{4} 0,13^2 \pi = 0,0133 \text{ m}^3/\text{m}$

sowie $c = 1,05$, und nehmen ferner an, daß, soweit Abfallholz in Betracht kommt, 1 m³ solcher Bretter = 1 m³ solcher Kanthölzer kostet, so können wir $1 \text{ m} = 1 \cdot 0,10 \cdot 0,12 = 0,012 \text{ m}^3$

Kantholz ersetzen durch $\frac{0,012}{0,03} = 0,4 \text{ m}^2$ Schalung.

Unsere allgemeinen Gleichungen gehen dann in die für praktische Zwecke zu verwendenden folgenden über:

$$D. S. = 1,05 \left[1,16 \cdot 0,03 P_s' + 2,40 \cdot 0,0045 P_b' + 0,40 \cdot 0,012 P_K' + \frac{H-0,40}{1,5} \cdot 0,0133 P_r' + 0,20 \cdot 0,03 P_s'' \right]$$

$$D. S. = 0,0365 P_s' + 0,0113 P_b' + 0,005 P_K' + 0,00931 (H - 0,40) P_r' + 0,0063 P_s''$$

und entsprechend:

$$B. F. = 0,0315 P_s' + 0,0063 P_s'',$$

$$U. L. = 0,0114 P_s' + 0,014 (0,53 H - 1,33 h - 0,05) P_r' + 0,0145 P_s'',$$

$$S. L. = 0,0313 (H - h - 0,28) P_r' + 0,0228 P_s'',$$

$$S. F. = 0,040 P_s' + 0,0249 P_s'',$$

$$W. F. = 0,0315 P_s' + 0,0315 P_K' + \frac{0,0161}{H} (2 + 4 + \dots + H) P_r',$$

$$F. S. = 0,0315 P_s' + 0,00945 P_s''.$$

Der Übersichtlichkeit wegen sind diese Formeln in folgende tabellarische Form gebracht.

Tabelle 3.

	P_s' mal	P_b' mal	P_K' mal	P_r' mal	P_s'' mal
D. S.	0,0365	0,0113	0,005	0,00931 (H - 0,40)	0,0063
B. F.	0,0315	—	—	—	0,0063
U. L.	0,0114	—	—	0,0140 (0,53 H - 1,33 h - 0,05)	0,0145
S. L.	—	—	—	0,0313 (H - h - 0,28)	0,0228
S. F.	0,0400	—	—	—	0,0248
W. F.	0,0315	—	0,0315	0,0161 (2 + 4 + ... + H) : H	—
F. S.	0,0315	—	—	—	0,00945

Außer diesen Materialkosten sind noch die entsprechenden Kosten für Arbeitslohn zu berücksichtigen.

Zahlenbeispiel.

Es war in dem vorhergehenden Zahlenbeispiel zur Ermittlung der P' -Werte gefunden worden:

$$P_s' = 28,90 \text{ RM/m}^3.$$

Es habe sich für die anderen Schalungselemente entsprechend ergeben:

$$P_b' = 15,10 \text{ RM/m}^3,$$

$$P_K = 28,40 \text{ RM/m}^3,$$

$$P_r' = 18,20 \text{ RM/m}^3,$$

wobei für Bretter, Kantholz und Rundholz $p = 10\%$, für Schalbögen $p = 3\%$ Verschnitt angenommen wurde.

Ferner ist für $w = 2$:

$$P_s'' = (P + t_1) \frac{1}{w} = \frac{10 + 7,40}{2} = 8,70 \text{ RM/m}^3;$$

dann werden sich die Materialkosten für 1 m² Deckenschalung für $H = 3,50$ und $h = 0,40$ ergeben:

$$D. S. = 0,0365 \cdot 28,90 + 0,0113 \cdot 15,10 + 0,005 \cdot 28,40 + 0,00931 \cdot 3,10 \cdot 18,20 + 0,0063 \cdot 8,70 = 1,95 \text{ RM/m}^2.$$

Die Kosten der Balkenfläche usw. ergeben sich entsprechend:

$$B. F. = 0,0315 \cdot 28,90 + 0,0063 \cdot 8,70 = 0,97 \text{ RM/m}^2,$$

$$U. L. = 0,0114 \cdot 28,90 + 0,0140 \cdot 1,27 \cdot 18,20 + 0,0145 \cdot 8,70 = 0,78 \text{ RM/m}^2,$$

$$S. L. = 0,0313 \cdot 2,82 \cdot 18,20 + 0,0228 \cdot 8,70 = 1,80 \text{ RM/m}^2,$$

$$S. F. = 0,0400 \cdot 28,90 + 0,0248 \cdot 8,70 = 1,37 \text{ RM/m}^2.$$

Für 4 m Wandhöhe:

$$W. F. = 0,0315 \cdot 28,90 + 0,0315 \cdot 28,40 + \frac{0,0161 (2 + 4)}{4} \cdot 18,20 = 2,25 \text{ RM/m}^2$$

$$F. S. = 0,0315 \cdot 28,90 + 0,00945 \cdot 8,70 = 0,99 \text{ RM/m}^2.$$

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Sichere und einfache Abstützungen bei Abfangungsarbeiten.

(Von Heinrich Jüngling i. Fa. Friedrich Lindenlauf Nachf., Krefeld.)

Wohl jedem Fachmann ist die mühevoll Arbeit bekannt, welche erforderlich ist, um in einer vorhandenen Mauer größere Öffnungen zu schaffen. Bevor mit den Ausbrucharbeiten begonnen werden kann, muß erst eine sorgfältige Abstützung der auf dem auszubrechenden Mauerwerk ruhenden Lasten vorgenommen werden. Diese Abstützung geschah bisher fast ausschließlich durch starke Rundhölzer, welche zu beiden Seiten des Mauerwerks gestellt wurden und unten auf Schwellen lagerten, die die Lasten außen auf den Bürgersteig oder das Erdreich und innen auf den Kellerfußboden usw. verteilen. Diese neue Lastübertragung durch die Stützhölzer außerhalb des Mauerwerks war also selten so einwandfrei, daß Rissebildungen im Mauerwerk ausgeschlossen waren. Außerdem mußten die Stützhölzer jedesmal verschnitten bzw. neu beschafft werden.

Bei der Erweiterung der Großvieh-schlachthalle auf dem städtischen Schlachthof Krefeld mußte nun die ganze rd. 30 m lange Giebelmauer in Höhe des Erweiterungsbaues herausgenommen und durch Eisenbetonpfeiler und Eisenbetonuntersätze abgefangen werden. Für diese Abstützungsarbeiten wäre die Neubeschaffung von 7,50 m langen, sehr starken Holzstützen notwendig geworden, die nach dieser Verwendung wieder sehr entwertet bzw. garnicht verwertet werden könnten. Dieser Gedankengang führte zu der Überlegung, für derartige Arbeiten ein Universalgerät zu schaffen, das unabhängig von der Höhe der Ausbrucharbeiten, der Geschosse und des Untergrundes war. Es mußte also möglich sein, die abzufangenden Lasten auf die vorläufig noch stehenbleibenden und erst nachträglich abzubrechenden Mauern zu übertragen. Dadurch mußte erreicht werden, daß in der bisherigen Lastverteilung und in der Inanspruchnahme des Mauerwerks kaum etwas geändert wurde.

Dieser Gedankengang führte zur Schaffung eines vierseitigen rechteckigen starren Profileisenrahmens, der teils vernietet und teils verschraubt in seine Einzelteile zerlegt werden kann. Aus Abb. 1 sind diese beim Städtischen Schlachthof erstmalig verwandten Eisenrahmen im eingebauten Zustande ersichtlich. Sie haben sich glänzend bewährt. Um nicht gleichzeitig die ganze Front freizulegen und auch nicht zuviel Eisenrahmen vorrätig zu halten, wurde die Abfangung in zwei Abschnitten vorgenommen. Die Bewehrung der Abfangungs-

träger gleichzeitig in Verbindung mit der Bewehrung der Pfeiler und der Dachbinder konnte bequem eingebracht werden. Ein Setzen des alten Mauerwerks konnte nirgendwo festgestellt werden.

Abb. 2 zeigt den Erweiterungsbau im nahezu fertigen Zustande

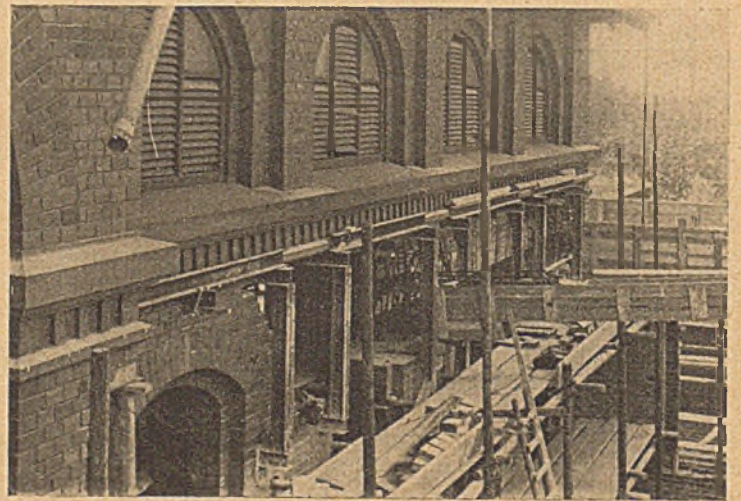


Abb. 1.

mit Blick gegen die Ausbruchstelle. Die Bretterschutzwand hinter der ehemaligen Frontwand steht noch. Als Maßstab mag dienen, daß die lichte Höhe bis Unterkante Abfangungsträger rd. 6,50 m beträgt.

Das Prinzip der Abstützung mit Eisenrahmen und die Eisenrahmen selbst sind dem Unterzeichner geschützt. Auch als dreiseitiger Rahmen und ebenso vorteilhaft bei eisernen Abfangungsträgern ist der Eisenrahmen verwendbar. Ein Normalrahmen genügt für zahlreiche Ausführungsmöglichkeiten.

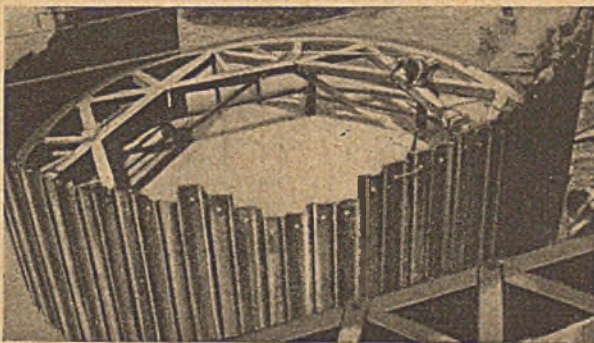


Abb. 2.

Werden eiserne Träger als Abfangträger benutzt und besteht keine Möglichkeit, diese seitlich durch die genügend vorstehenden Eisenrahmen hindurchzuschieben, so werden die seitlichen Rahmentteile erst geschlossen, wenn die eisernen Abfangträger auf dem unteren Rahmenteil an dem Mauerwerk hoch gestapelt sind. Ein Normalrahmen kann so breit gehalten werden, daß genügend Platz zum Stapeln der Träger bleibt und ebenso auch noch Arbeitsraum für die Ausbrucharbeiten.

Kreisförmige Spundwand mit Fachwerk-Aussteifung in Süd-Karolina.

Beim Bau des Entnahmeturms eines Wasserpumpwerks am Catawabfluß in Lancaster (Süd-Karolina) durfte keine Aussteifung der Spundwand durch den Raum des Entnahmeturms gehen. Es hat deshalb die kreisförmige Spundwand aus Stahlbohlen einen inneren Durchmesser von 5,65 m und eine Aussteifung durch Randfachwerk erhalten, so daß der Innenraum für das 2,1 x 1,8 m weite Bauwerk mit 53 cm starken Wänden freibleib (s. Abb.). Die drei Fachwerk-



rahmen in 2,5 m Abstand, aus 25 cm starkem Kantholz, durch Leitpfähle verbunden, dienten zunächst als Führung für das Eintreiben der 6 m langen Spundwandisen, die einige Zoll tief in den Felsgrund eingriffen, und sanken mit der fortschreitenden Wasserabsenkung und Ausschachtung durch ihr Gewicht (je 5400 kg) bis in die vorgesehene Tiefe. Die Spundwandisen durchdrangen die Trümmer eingestürzter Holzbrücken ohne Schwierigkeiten, nur ein Eiserträger mußte durch Sprengen beseitigt werden. Die Verbindungsnuten der Spundwandisen erhielten eine Dichtung durch eine Mischung aus Asbest und Fett. (Nach L. J. Jordan, beratender Ingenieur in Nord-Karolina. Engineering-News-Record 1928, S. 770—771 mit 1 Zeichnung und 3 Lichtbildern.)

Das Aufzeichnen der „Dreiecksparebel“.
Unter „Dreiecksparebel“ werde die Momentenfläche infolge einer Dreiecksbelastung mit der Lastspitze am Auflager verstanden.

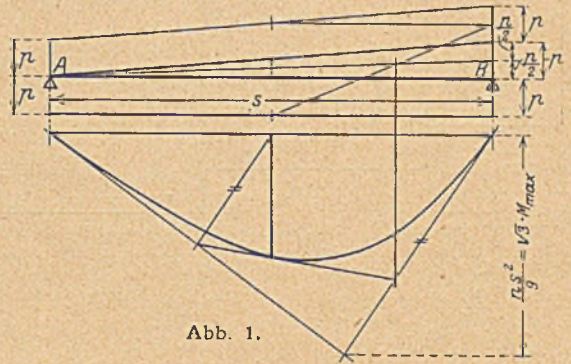


Abb. 1.

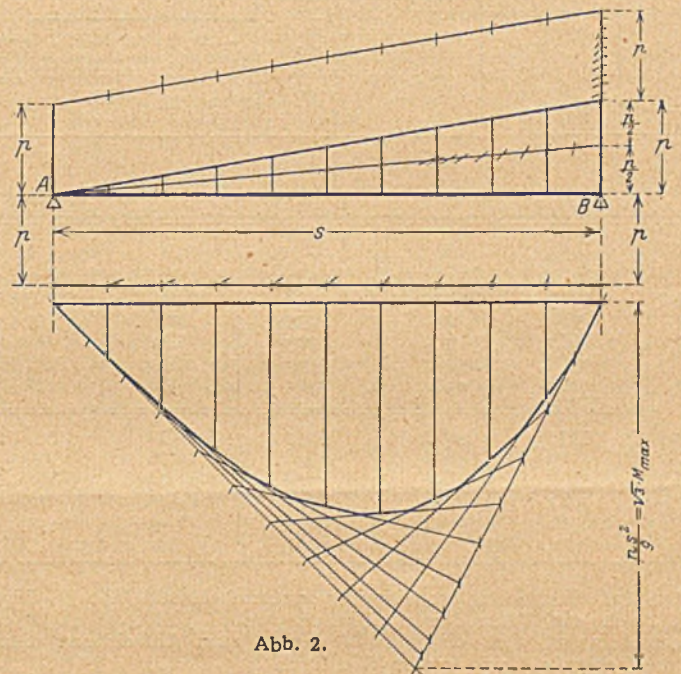


Abb. 2.

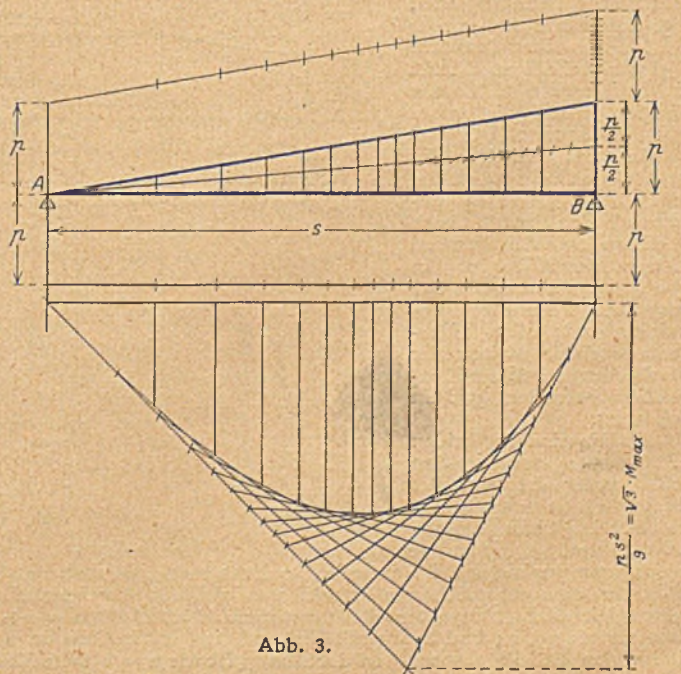
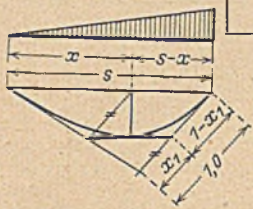


Abb. 3.

Diese Momentenfläche findet eine große Anwendung beim Aufzeichnen der Einflußlinien durchlaufender Tragwerke, da viele Äste dieser Einflußlinien die Form dieser M-Fläche haben und sich nur durch die Ordi-

8 x	x ₁	10 x	x ₁	12 x	x ₁	16 x	x ₁	20 x	x ₁	24 x	x ₁
1	0,0278	1	0,0182	1	0,0128	1	0,0074	1	0,0048	1	1/300
2	1000	2	0667	2	0476	2	0278	2	0182	2	4/312
3	2045	3	1385	3	1000	3	0592	3	0391	3	9/324
4	3333	4	2286	4	1667	4	1000	4	0667	4	16/336
5	4808	5	3333	5	2451	5	1488	5	1000	5	25/348
6	6429	6	4500	6	3333	6	2045	6	1385	6	36/360
7	0,8167	7	5765	7	4298	7	2663	7	1815	7	49/372
		8	7111	8	5333	8	3333	8	2286	8	64/384
		9	0,8526	9	6429	9	4050	9	2793	9	81/396
				10	7576	10	4808	10	3333	10	100/408
				11	0,8768	11	5602	11	3903	11	121/420
								12	4500	12	144/432
								13	7284	13	169/444
								14	8167	14	196/456
								15	0,9073	15	225/468
								16	7111	16	256/480
								17	7811	17	289/492
								18	8526	18	324/504
								19	0,9256	19	361/516
								20		20	400/528
								21		21	441/540
								22		22	484/552
								23		23	529/564
											0,9379

6 x	x ₁	5 x	x ₁	4 x	x ₁	3 x	x ₁	2 x	x ₁
1	0,0476	1	0,0667	1	0,1000	1	0,1667	1	0,3333
2	1667	2	2286	2	3333	2	0,5333	2	0,3333
3	3333	3	4500	3	0,6429	3	0,5333	3	0,3333
4	5333	4	0,7111	4	0,6429	4	0,5333	4	0,3333
5	0,7576	5	0,7111	5	0,6429	5	0,5333	5	0,3333



Werte x₁ für n = 100.

x	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	x
0,0	0,0000	0,0002	0,0008	0,0017	0,0031	0,0048	0,0068	0,0092	0,0119	0,0149	0,0
0,1	182	218	257	299	344	391	441	494	549	607	0,1
0,2	667	729	793	860	929	1000	1073	1148	1225	1304	0,2
0,3	1385	1467	1552	1638	1725	1815	1906	1999	2093	2188	0,3
0,4	2286	2384	2485	2586	2689	2793	2899	3005	3114	3223	0,4
0,5	3333	3445	3558	3672	3787	3903	4021	4139	4258	4379	0,5
0,6	4500	4622	4746	4870	4995	5121	5248	5376	5505	5634	0,6
0,7	5765	5896	6028	6161	6294	6429	6564	6699	6836	6973	0,7
0,8	7111	7250	7389	7529	7670	7811	7953	8095	8238	8382	0,8
0,9	0,8526	8671	8817	8963	9109	9256	9404	9552	9701	0,9850	0,9

naten und Vorzeichen voneinander unterscheiden. (Die ω_D-Linie hat auch die Form dieser „Dreiecksparabel“.) Es ist daher ein allgemeines und doch einfaches Verfahren zum Aufzeichnen dieser „Dreiecksparabel“ von großer Wichtigkeit.

Von den wohl Allen bekannten Endtangente ausgehend ist in Abb. 1 die Konstruktion einer Tangente in einem beliebigen Punkt der Abszisse gezeigt. Zu der Abbildung selbst ist wohl nichts zu sagen nötig.

In Abb. 2 ist dann die Konstruktion bei 10 gleichen und in Abb. 3 bei 14 ungleichen Teilen gezeigt. Auch zu diesen Abbildungen ist nichts weiter zu sagen. In Abb. 4 ist dann noch für 5 ungleiche Teile die Konstruktion mit allen Hilfslinien gegeben, woraus der einfache Vorgang dieser Konstruktion besonders gut zu ersehen ist.

Da die eine der beiden Endtangente ungleiche Teile aufweist, so kann man sich auch zweckmäßig für eine entsprechende Anzahl von gleichen Abszissentteilen diese ungleichen Endtangente ausrechnen. Dies ist für n = 2÷6, 8, 10, 12, 16, 20, 24 und 100 geschehen und sind diese Teile in der beifolgenden Tabelle gegeben. In der Abb. 5 ist für n = 8 diese Konstruktionsart dargestellt.

Zu bemerken ist noch, daß man diese Konstruktionen natürlich auch alle bei beliebiger Lage der Null-Geraden der Momentenfläche anwenden kann. Eine vielfache Spezialanwendung dieser „Dreiecks-

parabel“ ist bei den Balken unter vierseitig gelagerten Platten, wobei dann zweckmäßig auch eine einfache Spezialkonstruktion stattfindet. (Siehe meinen Aufsatz in „Der Bauingenieur“ 1929, Heft 9/10.)

An Hand der Abbildungen 5 u. 3 ergibt sich folgende zweckmäßigste Konstruktionsart: Auf einen Streifen festen Papiers trägt man sich nach Art eines Maßstabes eine ungleichmäßige Teilung in der

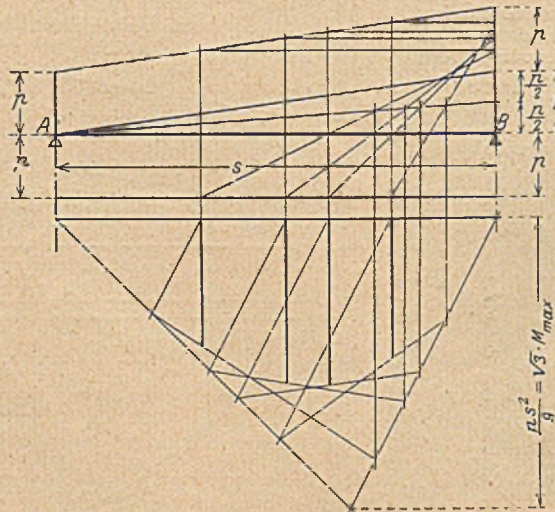


Abb. 4.

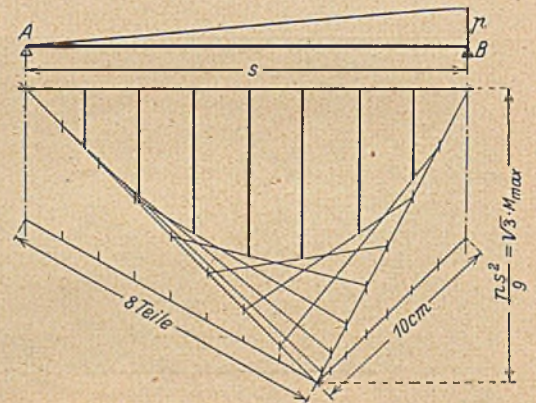


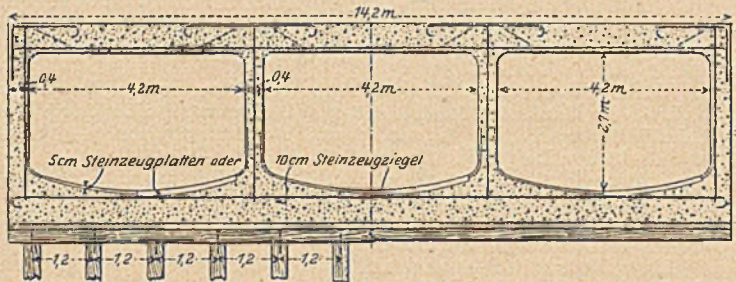
Abb. 5.

Form der Abb. 3 auf. Ebenso macht man es mit den dazugehörigen x₁-Werten. Hierzu verwendet man die Tabelle für n = 100, die auch für größere und allergrößte „Dreiecksparabeln“ ausreichen wird.

Zum Schluß ist noch zu bemerken, daß man in derselben einfachen Weise auch die Momentenlinie infolge einer Trapezbelastung, die sich aus einer gleichmäßig verteilten Last und einer Dreieckslast mit der Lastspitze am Auflager zusammensetzt, aufzeichnen kann. Bauingenieur Klagas, Darmstadt.

Bau eines Abwasserkanals in Brooklyn.

Der neue Abwasserkanal führt das Regenwasser aus einem 1400 ha großen vornehmen Wohnviertel in Brooklyn in eine Meeresbucht; er ist 4500 m lang, ein-, zwei- und dreiteilig, zuletzt mit 14,4 m Gesamtbreite und 4 m Gesamthöhe (s. Abb.) und einem Abführungsvermögen von 69 m³/sec. Die Sohle liegt 4,5 bis 11,5 m unter der Straßenober-



fläche, streckenweise metertief unter dem Grundwasserspiegel. Obwohl der Bau an manchen Stellen die ganze Straßenbreite in Anspruch nahm, ist er ohne ernstlichen Unfall, Gebäudesetzungen und erhebliche Verkehrsstörungen durchgeführt worden. An Querstraßen wurde die Arbeit so lange unterbrochen, bis der Kanal an der nächsten Querstraße fertig und der Verkehr dorthin umgeleitet war. Zum Aufbrechen der Straßenfahrbahn dienten Druckluftwerkzeuge, zum Ausschachten bis 5,5 m Tiefe mit geböschten Wänden Kranschäufeln, darunter in ausgezeichneten Baugruben Greifbagger. Die Baugruben hatten auf jeder Seite 60 cm Übermaß für den Einbau von Schotterdränsträngen (mit Querverbindungen alle 9 m), die einen großen Abstand der Entwässerungspumpen ermöglichen. Zum Eintreiben der (hölzernen) Spundbohlen wurden Druckluflhämmer verwendet. Für das Einschalen waren drei Sätze stählerner Rüstungen für je 12 m Baulänge vorhanden, die auf Gleisen liefen und von 6 Mann in 1 3/4 Stunden umgesetzt werden konnten, und vier Sätze hölzerner Rüstungen, die zum Umsetzen 20 Mann 5 Stunden lang brauchten. Der Beton hatte ein Mischungsverhältnis 1 : 2 : 4, der erforderliche Sand wurde in reichlicher Menge in der Baustrecke gewonnen, Zement und Schotter nach Bedarf mit Kraftwagen mit Kippmulden herangefahren. Im ganzen sind 75 000 m³ Beton mit 446 000 Sack Zementverbrauch eingebaut worden. Die 2100 m des dreiteiligen Kanals haben 2,1, die 2400 m des ein- und zweiteiligen 1,3 Mill. Dollar gekostet. (Nach F. W. Skinner, Ingenieur, in Engineering 1928, S. 61—65 und 76 mit 10 Zeichn. und 8 Lichtbild.)

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.

Bericht Nr. 36.

Einsturz eines Eisenbetonschornsteines.

Ein industrielles Unternehmen ließ von einer Bauunternehmung in den Monaten Oktober bis April einen 110 m hohen Schornstein aufführen, dessen äußerer Durchmesser über dem Fundament 8,15 m und an der Spitze 5,36 m betrug. Der äußere Mantel bestand aus 40 bis 15 cm starken Betonformsteinen, die auf der Baustelle selbst gestampft wurden, und war mit lotrechten an den Stößen verschraubten Flacheisen und wagerechten Ringen aus Rundeisen bewehrt. Die Bewehrungsstangen lagen in entsprechenden Aussparungen der Betonformsteine und wurden durch den Fugenmörtel mit diesen zu gemeinsamer Wirkung verbunden. Das Mischungsverhältnis des Betons der Steine und des Fugenmörtels betrug 1 : 5,5. Dem für die Steine verwandten Zement wurde auf Veranlassung des Bauherrn im Verhältnis 1 : 20 Manganschwärz zugesetzt, um eine dunkle Färbung des Schornsteins zu erreichen.

Das innere Ziegelsteinfutter des Schornsteins stand in Schüssen von 10 bis 20 m auf inneren ringförmigen Konsolen, die durch besonders auskragende, bewehrte Formsteine des äußeren Mantels gebildet wurden. Alle Baustoffe mit Ausnahme der lotrechten Bewehrung lieferte der Bauherr.

Das Futter wurde nach Fertigstellen des äußeren Mantels in Kalkmörtel 1 : 4 mit geringem Zementzusatz hochgeführt. Als es eine Höhe von rd. 80 m erreicht hatte, stürzte der obere Schornsteinteil während der Arbeit bei windstillem Wetter plötzlich ein. Ein unterer Stumpf von 25 bis 45 m Höhe blieb stehen. Die 10 beim Hochführen des Futers beschäftigten Leute und ein unten beschäftigter Arbeiter verunglückten tödlich. Zwei weitere wurden leichter verletzt.

Etwa 14 Tage vor dem Unglück hatte ein Handwerker des Bauherrn, als er auf dem äußeren Steigeisen herabstieg, in rd. 45 m Höhe einen 1,5 bis 2 m langen schräg durch drei Schichten verlaufenden Riß links von den Steigeisen beobachtet. Zwei Tage vor dem Einsturz sah er wieder beim Abstieg, daß dieser Riß inzwischen verschmirt worden war. Diese Beobachtungen meldete er aber niemandem.

Am Morgen des Unglückstages bemerkten mehrere der unten beschäftigten Arbeiter in rd. 45 m Höhe links und rechts von den

Steigeisen Abbröckelungen und Sprünge an mehreren Betonsteinen und teilten ihre Beobachtungen einem zufällig unten anwesenden, beim Einsturz tödlich verunglückten Maurer mit. Der Polier befand sich während der Arbeitszeit auf dem Gerüst im Schornstein und kam beim Einsturz ebenfalls ums Leben.

Der seit kurz vor der Vollendung des äußeren Mantels nur noch tageweise zur Nachprüfung auf der Baustelle anwesende Bauführer der ausführenden Firma hatte bei der letzten rd. 6 Wochen vor dem Einsturz ausgeführten Besichtigung des Schornsteinnern keine Unregelmäßigkeiten bemerkt. Auch die sachverständigen Vertreter des Bauherrn hatten keine Schäden beobachtet und auch nichts von solchen gehört.

Nach den Zeugenaussagen und nach den örtlichen Feststellungen spielte der Einsturz sich folgendermaßen ab. Zuerst bröckelten kleine Steinteile in Höhe des Risses ab. Dann begann, zunächst noch lotrecht bleibend, der obere Teil in einer etwa unter 60° geneigten Bruchfuge nach der Seite der Steigeisen zu abzugleiten, wobei sich der Teil über der Bruchfuge unter Entwicklung einer Staubwolke ausbauchte. Nachdem der obere Teil ein Stück abgeglitten war, änderte er, wohl infolge Nachgebens des unteren Mauerwerks, etwas seine Richtung und neigte sich dann zur Seite, wobei er auseinanderbrach.

Die Zeugenaussagen über die Güte der Ausführung waren teilweise widersprechend. Die wichtigste Aussage, nach der in der Höhe der Bruchfuge eine vom Entwurf abweichende, schwächere Steinsorte vermauert worden sein sollte, konnte nicht mehr einwandfrei nachgeprüft werden. Beim Hochmauern des Schaftes in der Gegend der Bruchfuge herrschte kühle Witterung. Bei Temperaturen unter -3° ist aber anscheinend nicht gemauert worden (Eisenbetonbestimmungen von 1916 § 8).

Bei der Ortsbesichtigung und an einem aus dem stehen gebliebenen Stumpf entnommenen Probestück wurde von den Sachverständigen stellenweise ungenaue Lage der Bewehrung und mangelhafte Umhüllung mit Beton festgestellt. Das Fundament hatte sich nicht gesetzt. Die statische Berechnung und der Entwurf befanden sich in Ordnung. Das vorgesehene Mischungsverhältnis war eingehalten und die Festigkeit der Eiseneinlagen ausreichend.

Die Prüfung von Zementproben aus den Restbeständen ergab keine Anstände. Doch ist entgegen der Vereinbarung, wegen der kühlen Witterung nur hochwertiges Zement zu verwenden, beim Schaf in der Bruchgegend offenbar Handelszement verwandt worden. Auch scheint der Zement vor dem Verbrauch teilweise reichlich lange gelagert zu haben.

Der hinsichtlich der Korngrößenabstufung einwandfreie Kesselsand hatte 4,4% abschlämmbare und 4,81% säurelösliche Bestandteile. Diese Verunreinigung drückt die Festigkeit etwas herab.

Einen wesentlich schädlicheren Einfluß auf die Festigkeit hatte aber anscheinend der Farbzusatz. Versuche mit unvermauert vorgefundene Formsteinen ergaben nach einem halben Jahr ohne Farbzusatz eine Druckfestigkeit von i. M. 201 kg/cm², mit Farbzusatz in Höhe von 1/20 der Zementmenge eine solche von 93,5 kg/cm². Die entsprechenden Werte betragen im Alter von einem Jahr 230 bzw. 127 kg/cm². Aus Bruchstücken des eingestürzten Teiles herausgeschnittene Betonsteinwürfel von 11 bis 23 cm Kantenlänge mit Farbzusatz hatten nach einem halben Jahr eine Festigkeit von i. M. 191 kg/cm². Nachträglich aus den beim Bau verwandten Baustoffen im gleichen Mischungsverhältnis (1 : 5,5 erdfeucht) angefertigte Probewürfel ergaben nach 28 Tagen ohne Farbzusatz 365 kg/cm², mit Farbzusatz von 1/18 der Zementmenge 275 kg/cm² und mit 1/15 Farbzusatz 238 kg/cm² Druckfestigkeit. Auch Versuche mit normenmäßigen Druckproben aus den beim Bau verwandten Zementen ergaben infolge des Farbzusatzes einen Festigkeitsabfall von i. M. 5,5 bis 14% (Höchstwert 37%). Ganz besonders nachteilig wirkte der Farbzusatz aber auf die Haftfestigkeit zwischen frischem und älterem Beton. Bei nicht aufgerauhter Anbindefläche wurde durch den Farbzusatz die Scheerfestigkeit in der Anbindefuge von 1,9 auf 0,9 kg/cm², also um rd. 50% und bei aufgerauhter Fläche von 5,9 auf 3,6 kg/cm² — 32% — herabgemindert.

Die Festigkeit des ungefärbten Fugenbetons wurde an 4 Monate alten aus den Trümmern entnommenen Prismen von 100 bis 200 cm² Querschnitt und 13 bis 20 cm Höhe zu 122 kg/cm² ermittelt.

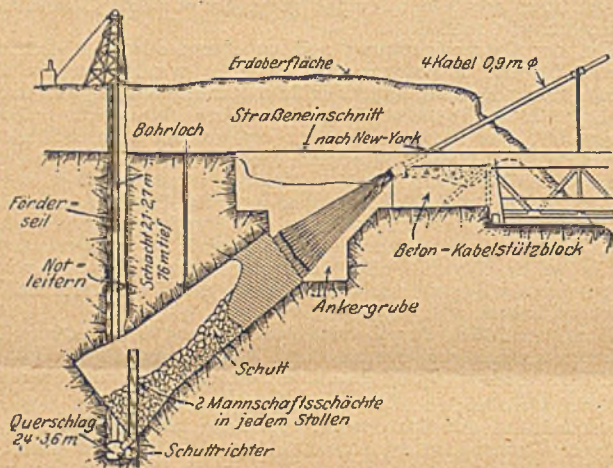
Eine aus dem unteren Teil des stehen gebliebenen Schornsteinstumpfes entnommene Mauerwerksprobe von 98 cm Breite, 110 cm Höhe und 34 cm Dicke hatte im Alter von 9 Monaten eine Druckfestigkeit von nur 33 kg/cm². Diese Festigkeit ist von der gleichen Größenordnung wie die lediglich infolge des Eigengewichtes im Schornsteinmantel hervorgerufenen Druckspannungen, die in der Bruchfuge etwa 25 kg/cm² und an der ungünstigsten Stelle in 60 m Höhe 32 kg/cm² betragen. Da aber aus der Güte der aus dem unteren unbeschädigten Schornsteinrumpf entnommenen Probe nicht mit Sicherheit auf die Festigkeit des Schornsteinmantels in Höhe der Bruchfuge geschlossen werden konnte und die dort unter dem Eigengewicht auftretenden rechnermäßigen Spannungen die bei den Versuchen ermittelte Druckfestigkeit nicht überstiegen, wesentliche Mängel in der Güte der Ausführung oder Abweichungen vom Entwurf nicht nachgewiesen werden konnten, war es den Sachverständigen nicht möglich, die Ursache für die mangelhafte Standfestigkeit des Schornsteins festzustellen. Auch vermochten sie nicht zu entscheiden, ob die 14 Tage vor dem Unglück aufgetretenen Risse als ernstes War-

nungszeichen angesehen worden wären, wenn sie der damals verantwortliche, zwei Tage vor dem Unglück entlassene Polier rechtzeitig gemeldet hätte.

Auf Grund dieses Ergebnisses der Untersuchung stellte die Staatsanwaltschaft das Verfahren wegen Mangels an Beweisen ein. Wenn auch der Polier die Risse hätte melden müssen, so sei es doch durchaus möglich, daß auch nach sachverständiger Prüfung die Schließung der Risse durch Zementmörtel angeordnet worden wäre. Dadurch sei aber der ursächliche Zusammenhang zwischen der Unterlassung der Meldung und dem Einsturz unterbrochen. Dem Bauführer sei nicht zu widerlegen, daß er von den Rissen nichts gewußt habe.

Bergmännische Arbeiten für die Verankerung der neuen Hudson-Hängebrücke auf dem Westufer.

Die Stahlroste zur Verankerung der vier 90 cm starken Kabel der neuen Hudsonhängebrücke auf dem Westufer (New-Jersey) kommen mit Betonausfüllung in zwei, nach der Tiefe schwalbenschwanzförmig verbreiterte Stollen, die 32 m Achsenabstand haben und am tiefsten Punkt 76 m unter der Erdoberfläche liegen (s. Abb.) Die Stollen sind 51 m lang, unten $17 \times 13,5$, oben $10 \times 5,5$ m weit und münden in die großen Ankergruben, wo die Kabel sich in 61 Seile teilen, die die Augenstäbe der Verankerung umfassen. Die Stollen wurden von einem 76 m langen, $2,4 \times 3,6$ m weiten Querschlag vom



unteren Ende aus vorgetrieben, der zu einem Schacht außerhalb des Stollenbereichs und mit je drei Seitenschlägen in die Stollen führte. Über diesen, durch verschiebbliche Bohlen abgedeckten Seitenschlägen blieben 1500 bis 3000 m³ losgesprengte Massen liegen, durch die ausgezimmerte Schächte nach den Arbeitsorten führten, die auf diese Weise nur noch wenig Rüstung erforderten. Auf diesem winkligen Weg mußten auch alle Absteckungen gemacht werden, die trotzdem an der Stollenmündung nur 5 mm Fehler hatten. Zur Verbesserung der Lüftung und zur Erleichterung des Einbringens der bis 6 m langen Bohrstähle wurde über der Stollenmitte ein 20 cm weites Bohrloch niedergetrieben. Der Fortschritt mit jedem Schießen (80 bis 100 Bohr-löcher) war 4,5 m. Mit 3 Schichten von je 30 Mann wurden täglich 150 m³ Fels (sehr harter Basalt) weggebracht, der zu Steinschlag gebrochen und verkauft wurde. Die Gesamtfelsbewegung einschl. Ankergruben und Straßeneinschnitt, in denen nach Steinbruchart gearbeitet wurde, war 150 000 m³. (Engineering-News-Record 1928, S. 610—614, mit 5 Zeichnungen und 4 Lichtbildern.)

Überblick über Klinkerpflasterherstellung in Amerika.

Die Untersuchungen des Ingenieurausschusses, der von der Vereinigung der Pflasterziegelerzeuger in den Vereinigten Staaten berufen worden ist, haben ergeben, daß Klinker in 40 Jahre altem Pflaster schwerem Verkehr gut standgehalten haben, daß 20 bis 35 Jahre alte Klinkerpflasterstrecken nach der Umlegung mit 80% wiederverwendeter Klinker weitere 20 bis 35 Jahre halten werden und daß 5 bis 10 Jahre alte Strecken auf guter Gründung, dünner Sandzwischenlage und mit Asphaltfugenverguß, die geringe oder keine Unterhaltungsarbeit erfordert haben, sich in ausgezeichnetem Zustand befinden und zweifellos noch lange Zeit dem Verkehr dienen können. Die lange Lebensdauer von gutem Klinkerpflaster macht schon bei einem Verkehr von 5000 Fahrzeugen täglich einen Mehrpreis von 1¼ Dollar/m² durch die Ersparnisse an Betriebskosten für Umleitungen bei Umbauten bezahlt und einen Mehrpreis von 2½ Dollar/m², wenn die Vorteile für die anliegenden Geschäfte mit berücksichtigt werden. (Nach W. H. Connell, beratender Ingenieur in Philadelphia, Obmann des Ingenieurausschusses, in Engineering News-Record 1928 S. 652—655 mit 4 Lichtbildern.)

Sondervorträge des Hauses der Technik in Essen.

Das soeben erschienene Programm des Sommersemesters 1929 des Hauses der Technik sieht u. a. wieder einige Vortragsreihen für den Kreis der Architekten, Bauingenieure, Betonbaufachleute, größeren baugewerblichen Unternehmungen, Verkehrstechniker und auch Bergbauunternehmer vor, so z. B.:

Gedanken über den heutigen Baubetrieb und seine Rationalisierung. Regierungsbaumeister Eugen Vögler, Direktor der Hochtief A.-G., Essen, am 30. April 1929 von 7—9 Uhr abends in der Börse, Essen,

Der elektrische Zugbetrieb der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Ministerialrat a. D. Reichsbahndirektor Wilhelm Wechmann, Berlin, am 27. und 28. Mai 1929 von 7—9 Uhr abends in der Bergschule, Essen,

Neue Erfahrungen beim Schachtabteufen. Professor für Bergbaukunde an der Staatlichen Bergakademie Clausthal, W. Schulz, Clausthal im Harz, am 24. Juni 1929 von 7—9 Uhr abends in der Bergschule, Essen.

Ein „Betriebswissenschaftlicher Kursus“ vom 3. bis 8. Juni 1929 in Essen führt übrigens in das weite Gebiet des betrieblichen Lebens und alle seine technischen und wirtschaftlichen Probleme, Transportfragen, gewisse Fragen bestimmter Industrie- und Gewerbe-zweige usw. ein.

Hörerkarten sind in den Verkaufsstellen, die im Programm und auf den Plakaten verzeichnet sind, aber auch noch an der Abendkasse zu haben.

Bau einer Leitung unter Wasser ohne Wasserhaltung.

Eine Kühlwasserleitung von rechteckigem Querschnitt in San Francisco, die auf 60 m Länge am Meeresufer in Schlamm-boden kam, ist wegen der hohen Kosten der Trockenlegung der Baugrube infolge des Schlamm-drucks ohne Wasserhaltung hergestellt worden. Die Seitenwände wurden aus 49 cm starken und 45 cm breiten gespundeten Eisenbetonpfählen (Abb. 1) von 8,5 bis 11,5 m Länge in vorbereitete, 60 cm tiefe Schlitze im Felsgrund (Serpentin) eingetrieben, dann durch Taucher die Bewehrung für den 90 cm starken Boden (Abb. 2) eingebaut, die durch vorstehende Bügel (Abb. 1) an jedem zweiten Eisenbetonpfahl Verbindung mit den Seitenwänden erhielt, und der Beton der Bodenplatte mit Schutttrichtern eingebracht, endlich die Eisenbetondecke (Abb. 2), nach Verschweißung ihrer Bewehrung mit der bloßgelegten Bewehrung der Eisenbetonpfähle, fertiggemacht. Die Seitenwände wurden 2,7 m höher geführt, als der Durchflußquerschnitt erforderte, um im Trocken arbeiten zu können, und die Pfähle 60 cm länger gemacht, als die Bohrungen ergaben, um bei Unregelmäßigkeiten in der Sohle genügende Länge zu behalten. Am Anschluß der Bodenplatte waren die Pfähle auf 1,5 m Länge gerieft (Abb. 3), so daß auch bei wechselnder Ein-

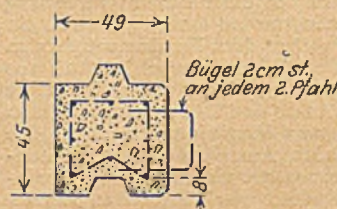


Abb. 1.

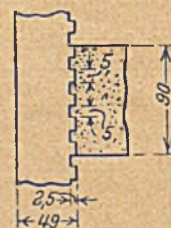


Abb. 3.

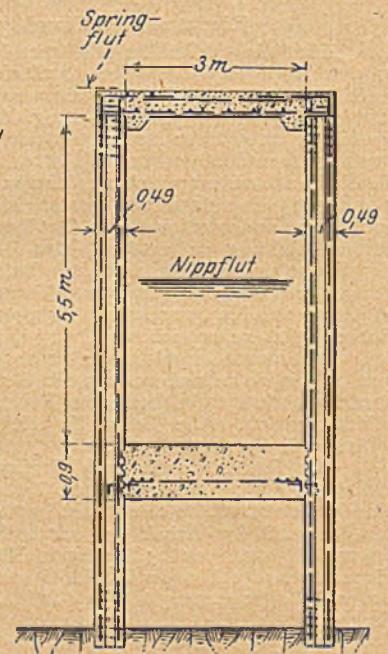


Abb. 2.

dringungstiefe Riefen an der Verbindungsstelle blieben. Das Schweißen der Bewehrung hat bei 85 Schweißstellen nur 700 Dollar gekostet. (Nach Engineering-News-Record 1928, S. 734—735 mit 4 Zeichnungen, 3 Lichtbildern und 1 Zahlentafel.)

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Steuerstundung für das durch die lange Frostperiode geschädigte Baugewerbe. (Vgl. „Bauingenieur“, H. 12, S. 218.) Der Reichsfinanzminister hat einen Erlaß (S. 1940—3) betreffend die steuerliche Berücksichtigung der Witterungsschäden herausgegeben, der nachstehend auszugsweise wiedergegeben wird:

„Der lange und starke Frost hat schwere wirtschaftliche Schäden verursacht. Einmal sind erhebliche Pflanzenbestände, gartenbauliche und landwirtschaftliche Erzeugnisse ein Opfer der Kälte geworden; daneben gibt es Schäden durch Schneeverwehungen, Eisgang und Überschwemmungen, und zwar sowohl an Anpflanzungen als auch an Gebäuden. Zu diesen unmittelbaren Schäden treten die Fälle, in denen die ungewöhnliche Witterung mittelbar bestimmte Erwerbszweige geschädigt hat. Hierher gehört vor allem der längere Stillstand im Baugewerbe und in der Schifffahrt, ferner erhöhte Feierschichten im Bergbau, Arbeitsunterbrechung in Ziegeleien, Sägewerken, Mühlen u. dgl.

Wenn auch die Gesetze, die Ausführungsbestimmungen und meine mehrfach dazu ergangenen Verwaltungsanweisungen die Möglichkeit geben, die Witterungsschäden steuerlich in angemessenem Umfange zu berücksichtigen, so sehe ich mich infolge des Ausmaßes, das die Schäden diesmal annehmen haben, veranlaßt, erneut an die folgenden Bestimmungen zu erinnern:

Wo sich die Schäden so ausgewirkt haben, daß sie zu einer Notlage bestimmter Bezirke geführt haben, sind die Finanzbehörden nach § 83 der Einkommensteuerausführungsbestimmungen angewiesen, im Benehmen mit den Landesbehörden, mit den Vertretern der betroffenen Gemeinden, geeignetenfalls auch im Benehmen mit sonstigen geeigneten Persönlichkeiten (z. B. Angehörigen der Berufsvertretungen und -verbände) Erhebungen über den Kreis der Betroffenen und über die Höhe des Schadens anzustellen. Die Schäden werden sich aber meist nicht örtlich abgrenzen lassen, sie sind vielmehr im ganzen Reich aufgetreten.

Vielfach werden die Schäden zum Rückgang des Umsatzes und damit zu einem geringeren Einkommen führen. Bei der Umsatzsteuer vermindert sich die Steuerbelastung also ohne weiteres in demselben Maße, wie die Umsätze der Steuerpflichtigen infolge der Notlage zurückgegangen sind. Bei der Einkommensteuer wird der Rückgang an sich erst bei der nächsten Veranlagung berücksichtigt. Der Steuerpflichtige hat jedoch nach § 100 des Einkommensteuergesetzes, § 124 der Ausführungsbestimmungen einen Anspruch darauf, daß die Vorauszahlungen herabgesetzt werden, wenn das Einkommen um mehr als den fünften Teil, mindestens aber um 1000 RM niedriger wird. Bei den kleinen Einkommen, bei denen ein Rückgang um 1000 RM nicht in Frage kommt, kann die gleiche Wirkung durch eine Stundung nach § 105 Abs. 2 der Reichsabgabenordnung erzielt werden.

Wenn die Stundung hiernach in erster Linie bei den Einkommensteuervorauszahlungen in Frage kommt, so kann es darüber hinaus Fälle geben, in denen die Einziehung auch anderer Abgaben, insbesondere der Vermögenssteuer sowie der Rentenbankzinsen und Aufbringungsleistungen, mit erheblichen Härten für den einzelnen Steuerpflichtigen verbunden wäre. Wegen der Rentenbankzinsen verweise ich insbesondere auf den Runderlaß vom 13. September 1928 — IV¹ 8862 (Ziffer 5) — und wegen der Aufbringungsleistungen auf die Runderlasse vom 21. Dezember 1927 — IV¹ 11 300 — (Abschnitt B V 2, 3) und 19. Dezember 1928 — IV¹ 12 000 (Abschnitt B IV 2, 3). In besonderen Fällen können dem Pflichtigen Abgabebeträge, deren Einziehung nach Lage der Sache unbillig wäre, gemäß § 108 Abs. 1 der Reichsabgabenordnung auch ermäßigt oder erlassen werden.

Die Anträge der Steuerpflichtigen auf Stundung oder Ermäßigung sind verständnisvoll zu behandeln. Auf der anderen Seite ist aber darauf zu achten, daß die Milderungen nur den wirklich Geschädigten zugute kommen und daß nicht andere Steuerpflichtige, bei denen eine Berücksichtigung nicht geboten ist, sich die Bestimmungen zunutze machen.“

Die Arbeitsmarktlage im Reich nach den Berichten der Landesarbeitsämter. (Berichtswoche vom 18. bis 23. März 1929.) Der schwer belastete Arbeitsmarkt hat in der Berichtswoche eine spürbare Erleichterung erfahren. Sie war allerdings in den ländlichen Bezirken, die sonst zuerst den Frühjahrsaufschwung tragen, geringer als in den größeren Städten. Auch die einzelnen Landesarbeitsamtsbezirke waren ungleich beteiligt; als Grenzfälle standen sich Ostpreußen, in dem die Zahl der Hauptunterstützungsempfänger um rund 600 fiel, und Westfalen, in dem sie um 22 000 zurückging, gegenüber. Man kann also annehmen, daß zunächst nur die Wirkungen des ungewöhnlich strengen Frostes überwunden sind, und daß die „normale“ jahreszeitliche Entlastung noch kaum begonnen hat. Das Erdreich war immer noch tief gefroren; es bestand auch weiter noch Frostgefahr (Nachtfröste); und das nahe Osterfest ließ zudem mit Anforderungen noch zurückhalten.

Aus einzelnen Berufsgruppen ist folgendes hervorzuheben:

Die Arbeitsmarktverhältnisse im Ruhrkohlenbergbau haben sich leicht gehoben: die Zahl der arbeitssuchenden Bergarbeiter sank von 15 989 am 15. Februar auf 15 017 am 15. März. Feierschichten

wurden in der Berichtswoche nicht eingelegt. — Die oberschlesischen und sächsischen Reviere blieben für Bergarbeiter aufnahmefähig. Der Braunkohlenbergbau stellte die Belegschaften der Abraumbetriebe wieder ein und verlangte darüber hinaus neue Kräfte; da der Boden stellenweise noch zu feucht und nicht frostfrei war, sind weitere Anforderungen erst nach Ostern zu erwarten.

In der Industrie der Steine und Erden schritt die Belegung langsam aber stetig fort. Steinbrüche hatten bereits einen etwas größeren Kräftebedarf; Ziegeleien lagen noch ziemlich still und begannen erst mit den Vorarbeiten, doch wanderten schon 500 lippische Ziegler auf ihre Arbeitsstellen ab.

In der Metallwirtschaft blieb die Lage gedrückt, wenn auch eine geringe Entlastung durch die Aufnahmefähigkeit von Maschinen- und Fahrzeugbau und durch den Wiederbeginn der Bautätigkeit eintrat.

Im Baugewerbe kehrten zahlreiche Stamarbeiter auf ihre Arbeitsstellen zurück; sonst war die Vermittlung noch schwach. Neubauten wurden, da das Erdreich noch tief gefroren ist, kaum in Angriff genommen; doch setzte die Arbeit bei unterbrochenen Bauten lebhafte ein. Immerhin ist die Arbeitslosigkeit der Bauarbeiter auch jetzt noch weit höher als in den Vorjahren mitten im Winter.

In den östlichen Bezirken Deutschlands (Ostpreußen, Schlesien, auch Mitteldeutschland) sind die Abgänge Arbeitssuchender noch nicht sehr bedeutend. Größer ist die Entlastung des Arbeitsmarkts in den westlichen Bezirken, insbesondere in Hessen, Westfalen und dem Rheinland. In Sachsen und der Nordmark machte sich der Rückgang der Arbeitslosigkeit zunächst vorwiegend in den Großstädten bemerkbar. Zahlenmäßig zeigte sich bei dem Angebot an Arbeitssuchenden in Hessen ein Rückgang um 4256 auf 39 925, in Pommern um rund 1000 auf 14 650, in Oberbayern um 600 auf 3310. Verschiedentlich kommt in den Berichten zum Ausdruck, daß mit einem stärkeren Abgang Arbeitssuchender erst nach Ostern zu rechnen sein wird. Südwestdeutschland teilt mit, daß die Zahl der Arbeitssuchenden in der zweiten Märzhälfte dieses Jahres noch weit höher ist als in früheren Jahren im tiefsten Winter.

Der Rückgang der Arbeitslosigkeit ist wie bisher in den Großstädten am stärksten. So ist z. B. das Angebot an arbeitssuchenden Maurern in Lübeck um 50 v. H., an Baufacharbeitern in Hamburg um $\frac{1}{3}$ und an Arbeitssuchenden in Leipzig ebenfalls um rund $\frac{1}{3}$ (von 9500 auf 6500) zurückgegangen.

Im Hochbau konnten neue Arbeiten noch nicht in Angriff genommen, sondern nur die im Vorjahre begonnenen Bauten weitergeführt werden. Beruflich kamen diese Arbeiten nahezu allen Arten von Baufacharbeitern, insbesondere aber Maurern, zugute.

Die Aufnahme von Tiefbauarbeiten hat besonders in Südwestdeutschland als belebendes Moment für die Wiederbeschäftigung von Baufach- und Hilfsarbeitern gewirkt. Im Rheinland ist ebenfalls ein großer Teil der Tiefbauarbeiten wieder aufgenommen. In Brandenburg stellen die Siemens-Bauunion, Philipp Holzmann A. G., die Nordsüdbahn und die Bewag eine größere Zahl von Notstandarbeitern ein.

Rechtsprechung.

Ein Tarifvertrag braucht keine Kündigungsfrist vorzusehen. Er kann jederzeit fristlos gekündigt werden. (Urteil des Landesarbeitsgerichts Halle vom 5. September 1928 — 6 S La 105/28.)

In dem Streitfall enthielt der Tarifvertrag folgende Vereinbarung: Von der nächsten Lohnfestsetzung ab gelten folgende Lohnsätze: (Folgen die Lohnfestsetzungen.) Die Arbeitgebervereinigung hatte diese Vereinbarung am 17. April 1928 zum Beginn der nächsten Lohnwoche gekündigt. Der Arbeitnehmerverband ist der Ansicht, daß diese fristlose Kündigung unwirksam sei, vielmehr wäre eine durch Ermessen des Gerichts festzusetzende Kündigungsfrist einzuhalten gewesen, und hat eine dahingehende Feststellungsklage erhoben.

Das Landesarbeitsgericht hält die fristlose Kündigung des Arbeitgeberverbandes für zulässig. Ein Tarifvertrag kann zwar seinem Wesen und Zweck nach für eine gewisse Dauer berechnet sein. Trotzdem ist ein Tarifvertrag auch rechtmäßig, wenn über seine Dauer oder über die Kündigungsmöglichkeit nichts vereinbart ist. In diesem Fall wollen die Parteien eben für die Zukunft keine bestimmten Pflichten übernehmen, sondern die Fortdauer des Tarifvertrages von ihrem freien Willen abhängig machen. Das geltende Recht kennt Verträge, die auf die Dauer geschlossen werden, ohne daß über ihre Dauer oder ihre Kündigungsmöglichkeit etwas vereinbart zu werden braucht. Es kann sich dann jede Partei jederzeit von ihnen lossagen. Die Parteien rechnen, wie auch beim Tarifvertrag, damit, daß der Vertrag eine gewisse Dauer haben wird. Sie können sich zwar jederzeit von ihren Pflichten und Rechten befreien, brauchen es aber nicht zu tun.

Ein derartiger Tarifvertrag kann jederzeit von den Parteien fristlos gekündigt werden. Die Kündigung ist jedoch nicht an das Vorliegen eines wichtigen Grundes gebunden. Eine so starke Bindung liegt nicht im Willen der Vertragsparteien. Da sich weder eine übliche Kündigungsfrist herausgebildet hat, noch auch eine bestimmte Kündigungsfrist von den Parteien als stillschweigend gewollt zu unterstellen ist, bleibt nur Raum für eine fristlose Kündigung, die jeder der Tarifparteien jederzeit freisteht.

Die Bank ist verpflichtet, die Ausführung eines Kreditauftrags dem Auftraggeber rechtzeitig anzuzeigen. (Urteil des Reichsgerichts, IV. Zivilsenat, vom 28. Januar 1929 — IV 478/28.)

M. hatte die B. Bank beauftragt, dem L. Kredit zu gewähren. Trotzdem M. den vorzustreckenden Betrag auf der B. Bank einzahlen wollte, lehnte diese zunächst die Kreditgewährung ab, ließ sich aber doch schließlich durch L. umstimmen. Sie gewährte diesem den Kredit, obgleich M. den Betrag bei der B. Bank nicht einzahlte, da er mit der Annahme des Kreditauftrages nicht mehr gerechnet hatte. L. geriet in Konkurs. Die B. Bank machte erst nach fast einem Jahr den M. haftbar.

Das Reichsgericht hat die von der B. Bank gegen M. erhobene Klage abgewiesen. Nach Ansicht des Reichsgerichts widerspricht es jeder kaufmännischen Gepflogenheit, daß die B. Bank, wenn sie den Kreditauftrag annahm, dem M. weder hiervon noch von der demnächst tatsächlich erfolgten Kreditgewährung Mitteilung machte, sondern damit erst nach einem Jahr hervortrat.

Außerdem verstößt das Verhalten der B. Bank gegen die gesetzlichen Vorschriften. Die Haftung des Auftraggebers M. als Bürge tritt erst mit der tatsächlichen Kreditgewährung ein. Die B. Bank war verpflichtet, auch ohne Verlangen des M., diesen zum mindesten von der Ausführung des Auftrages zu benachrichtigen (§ 666 BGB.). Selbstverständlich war diese Benachrichtigung alsbald nach Ausführung des Auftrages und nicht erst nach Jahresfrist zu geben. Aus der verspäteten Benachrichtigung muß geschlossen werden, daß die B. Bank die Kreditgewährung damals nicht in Ausführung des Kreditauftrages des M. ausführte, sondern daß sie sich auf diesen Auftrag erst entsann, als sie von L. die Beträge nicht hereinbekam.

Kapitalertragssteuer bei gestundeten Gewinnanteilen. (Urteil des Reichsfinanzhofs vom 24. Januar 1929 — VI A 213.)

Ist zwischen Gläubiger und Schuldner Stundung des Kapitalertrags vereinbart, so braucht der Steuerabzug für die Kapitalertragssteuer nicht schon innerhalb einer Woche nach dem Tage der Fälligkeit, sondern erst eine Woche nach Ablauf der Stundungsfrist abgeführt werden (§ 9 der Ausführungsbestimmungen über den Steuerabzug vom Kapitalertrag). Als Stundung gilt es nicht, wenn der Kapitalertrag dem Gläubiger gutgeschrieben, insbesondere verzinst wird, oder wenn der nicht ausbezahlte Kapitalertrag als Erhöhung einer Einlage anzusehen ist.

Eine Stundung in diesem Sinne liegt ebenfalls nicht vor, wenn die Teilhaber einer offenen Handelsgesellschaft vereinbaren, daß die stillen Gesellschafter den ihnen zustehenden Gewinn und die Zinsen bis auf Widerruf stunden, und der etwa erzielte Gewinn dem Geschäftsvermögen zuzuschlagen ist. Während infolge der Stundung eines Anspruchs der Gläubiger über diesen bei Fälligkeit nicht frei verfügen kann, wurden im vorliegenden Fall zunächst die Gewinnanteile er-

mittelt und durch Einstellung eines entsprechenden Passivums in die Bilanz anerkannt, sodann aber über diese Beträge in der Weise zugunsten der Gesellschaft verfügt, daß die nicht abgehobenen Gewinnanteile zur Stärkung des Betriebsvermögens dienen. Hierin ist eine Erhöhung der Einlagen der stillen Gesellschafter zwecks Vermeidung von Bankkredit zu erblicken. Selbst wenn man das nicht annehmen wollte, so könnte die Gutschrift auch als Hingabe eines Darlehns an die offene Handelsgesellschaft angesehen werden. Auch bei dieser Betrachtungsweise kann eine Stundung nicht angenommen werden, die Kapitalertragssteuer wäre dann innerhalb einer Woche nach Fälligkeit abzuführen gewesen.

Ein im Juli 1923 abgeschlossener Vergleich enthält nicht ohne weiteres den Verzicht auf Aufwertung. (Urteil des Reichsgerichts, II. Zivilsenat, vom 30. Oktober 1928 — II 204/28.)

P. hatte als Vorstandsmitglied der R. A. G. im Jahre 1904 eine Kautions von M. 20000 geleistet, die bei seinem Ausscheiden im Sommer 1923 noch M. 15000 betrug. Durch Klage im Jahre 1927 verlangt P. von der R. A. G. auf seine Kautions eine Zahlung von M. 12000. Die R. A. G. wendet ein, am 18. Mai 1923 hätte sie sich mit P. dahin verglichen, daß dieser zur Abfindung aller Ansprüche aus dem Anstellungsvertrag 1500 Dollars erhalten sollte. Nach Behauptung des P. ist die Kautions nicht Gegenstand des Vergleichs gewesen.

Das Reichsgericht geht davon aus, daß der Vergleich solche Ansprüche nicht erledigt hat, deren Bestehen auch nicht als möglich gedacht werden konnte. Auf solche Ansprüche kann man nicht verzichten. Dies traf bei Aufwertungsansprüchen zu, da solche zur Zeit des Vergleichsabschlusses von der Rechtsprechung abgelehnt wurden. Falls nicht besondere Tatsachen vorliegen, die hier fehlen, kann nicht angenommen werden, daß ein Gläubiger im Juli 1923 durch einen Vergleich auf einen Aufwertungsanspruch verzichten wollte. Da sonach im vorliegenden Fall die Parteien bei Vergleichsabschluß vom gemeinsamen Irrtum über das Nichtbestehen eines Aufwertungsanspruchs als Geschäftsgrundlage ausgegangen sind und den Vergleich nicht geschlossen hätten, wenn ihnen die wahre Rechtslage bekannt gewesen wäre, so kann keine Partei sich auf den Vergleich berufen, ohne damit gegen Treu und Glauben zu verstoßen und damit der anderen Partei den Einwand der Arglist an die Hand zu geben. Der Vergleich steht daher einer Aufwertung der Kautions nicht entgegen, ebenso wenig die Vereinbarung der Abfindung auf Dollarbasis. Denn diese erfolgte, weil P. Deutschland verließ, um einen Posten im Ausland anzutreten. Für die Frage, ob der gezahlte Dollarbetrag bei Bemessung der Höhe der Aufwertung zu berücksichtigen ist, wird davon auszugehen sein, daß in der Abfindungssumme lediglich die Abfindung für den bei Vergleichsabschluß nur als bestehend gedachten Papiermarkwert der Kautions enthalten ist.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 6. Januar 1928, S. 18.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 9 vom 28. Februar 1929.

- Kl. 4 c, Gr. 37. A 52 347. Aktiengesellschaft Kesselschmiede Richterswil, Richterswil, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Bierreth, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Druckausgleichvorrichtung am Teleskopring für mehrhüblige Gasbehälter. 28. X. 27.
- Kl. 19 a, Gr. 15. W 73 516. Friedrich Weichardt, Taugogener Str. 15, u. Gustav Strunk, Kaiserin-Augusta-Allee 92, Berlin-Charlottenburg. Schraubensicherung gegen unbelegtes Lösen, insbes. für die Eisenbahnschienenbefestigung. 28. VIII. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 4. B 141 204. Otto Bielke, Berlin-Karlshorst, Hentigstraße 13 B. Straßenbahnkreuzung mit Flachrillenkeilen. 29. XII. 28.
- Kl. 20 i, Gr. 8. H 114 253. E. Hesse, G. m. b. H., Berlin-Rosenthal. Zungenvorrichtung einer Rillenschienenweiche mit Federzungen. 9. XII. 27.
- Kl. 20 i, Gr. 11. W 79 278. The Westinghouse Brake and Saxby Signal Co., Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Überwachungsapparat zur Fernsteuerung der Stellung von Eisenbahnweichen o. dgl. 4. V. 28. V. St. Amerika 7. V. 27.
- Kl. 35 c, Gr. 1. K 102 366. Dr.-Ing. e. h. Otto Krell, Berlin-Dahlem-Cronberger Str. 26. Spillwindwerk mit Speichertrommel. 7. I. 27.
- Kl. 37 b, Gr. 5. H 110 367. Carl Haendke, Bremen, Kornstr. 97—99. Hölzerner Wanddübel zum Befestigen von Türzargen. 1. III. 27.

- Kl. 37 d, Gr. 40. B 127 953. G. Wilhelm Böhler, Frankfurt a. M. Vogelweidstr. 9 a. Vorrichtung zum Schlagen und Bohren von Gestein und anderen Werkstoffen. 23. X. 26.
- Kl. 37 f, Gr. 1. H 105 401. Max Hasait, Dresden-A., Schloßstr. 25. Bühne für Konzert- und Theaterbauten. 11. II. 26.
- Kl. 45 f, Gr. 9. B 128 709. Georg Hermann Brendel, Speyer a. Rh., Landauer Str. 75. Dachfenster für Gewächshäuser zum Überdecken beliebig großer Anbauflächen. 9. XII. 26.
- Kl. 80 a, Gr. 7. B 130 687. Barrymore Concrete Mixer Corporation, San Francisco, Kalifornien; Vertr.: H. Heimann, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Betonmischschaufel. 2. IV. 27.
- Kl. 80 c, Gr. 17. B 132 204. Fritz Boersch, Essen-Bredency, Am Ruhrstein 51. Verfahren zum Brennen von Zement in Schachtföfen. 30. VI. 27.
- Kl. 84 d, Gr. 1. B 118 515. Adolf Bleichert & Co., Akt.-Ges., Leipzig N 22. Kabelbagger mit verstellbarer Laufkatzenbahn. 4. III. 25.
- Kl. 84 d, Gr. 2. K 98 111. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Zahngetriebe für den Vorstoß von zweiteiligen Baggerlöffeln. 1. III. 26.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 95 123. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf A.-G., Magdeburg. Auf Raupenkettens laufender Bagger mit einem schwenkbaren Förderband auf der der Eimerleiter gegenüberliegenden Seite des Fahrgestells. 29. VI. 26.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 95 150. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf A.-G., Magdeburg. Gelenkig gelagerter Stromabnehmer für auf Raupenkettens laufende Bagger mit einem seitlich ausliegenden Förderband. 30. VI. 26.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 96 787. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf A.-G., Magdeburg. Fahrgestell für einen mit einer Förderbrücke verbundenen Bagger; Zus. z. Pat. 452 484. 2. XI. 26.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Beispiele von Massenverdrängung durch Bodenbelastung. Von Thord Brenner. Helsinki-Verlag, Helsingfors 1928. 12 Seiten mit 2 Fig. im Text und 2 Tafeln. (Fennia Bd. 50, Nr. 19.)

Die außerordentlich interessante Abhandlung bringt in ihrem Kernstück 11 Beispiele von Massenverdrängung infolge Bodenbelastung durch Eisenbahndämme. Die Angaben und die auf den Tafeln wiedergegebenen Querschnitte mit den Deformationen des Geländes unter der Auflast stammen aus den Beobachtungen des „Geotechnischen Bureaus der finnländischen Staatseisenbahnen“. Es handelt sich durchweg um wenig tragfähigen Baugrund plastischer Art (bindige Böden), wie Ton-, Gytja- und Torfablagerungen, auf dem Dämme aus Kies und Moränengesteinstrümmern geschüttet worden sind. Diese Dämme sind in den Untergrund eingesunken, wobei sich vielfach starke seitliche Aufquellungen zeigten. Die Gestalt des eingedrungenen Massenkörpers, der im Querschnitt des Dammes betrachtet oft einseitig gerichtet ist, wurde durch Bohrungen festgestellt. Die Ausquetschungen reichen sehr weit, so daß die geologische Schichtung und sonstige Unregelmäßigkeiten im Aufbau des Bodens häufig eine gesetzmäßige Ausbildung des Eindringkörpers beeinflussten und daher nicht alle Erscheinungen erklärt werden können. Trotzdem liegen die Ergebnisse in charakteristischen Richtungen. Sie sind von solcher Bedeutung, daß sie etwas näher besprochen zu werden verdienen.

Dammensenkungen können zwei Ursachen haben: entweder werden sie durch Ausquetschen von Wasser aus dem Baugrund oder durch Verdrängung von Erdmassen im ganzen hervorgerufen.

Wird ein bindiger Boden auf seiner entspannten Oberfläche belastet, so sucht sich das Porenwasser in den gedrückten Schichten einen Weg nach solchen Stellen, wo der gesamte hydrostatische und kapillare Wasserdruck am kleinsten ist. Die Wasserauspressung verläuft langsam mit retardierender Geschwindigkeit, ebenso die Senkungen des Dammes.

Verdrängungen von Erdmassen verlaufen ziemlich rasch, wobei im Baugrund Brüche und Gleitflächen entstehen. Die „Füllungsmassen“ breiten sich bei jedem, einzeln erfolgenden Einsinken des Dammes nicht nach beiden Seiten, sondern nur nach der einen und nach unten aus (Abb. 1). Von den „verdrängten Erdmassen“ wird ein Wellenkamm an der unbelasteten Bodenoberfläche neben dem Dämme gebildet. Die Verschiebungen verlaufen unter dem Einfluß der Tendenz des Ganzen, das Gleichgewicht zwischen der aktiven Belastung einerseits und dem passiven und dem, von der Kohäsion herrührenden Widerstande anderseits wiederherzustellen.

Die Einsenkungen wiederholen sich meist mehrmalig, wobei die Verdrängungsmassen unter Bildung einer Welle an der Oberfläche entweder nur nach der einen Seite des Dammes oder abwechselnd nach der einen und der anderen entweichen. Der vom Dammkörper ausgehende Impuls zur Wellenbildung ist niemals gleichzeitig nach beiden Seiten gerichtet.

Außer den vom Dammkörper unmittelbar ausgehenden Wellenbewegungen gibt es solche, die sich im Gelände fortpflanzen. Der nahe am Dämme entstandene primäre Wellenkamm kann wieder einsinken und einen neuen sekundären daneben hervorrufen. Das Gelände erhält dann eine typische Wellenbildung.

Die einseitigen Massenverschiebungen entstehen durch Neigung des Geländes oder unsymmetrische Dammschüttung nach der Seite des Schwerpunktes zu, während zweiseitige Massenverdrängung bei symmetrischer Ausbildung des Geländes und des Belastungskörpers vorkommen. Durch die Entstehung eines Wellenkammes auf der einen Seite ist der Erdwiderstand auf dieser Seite größer geworden, so daß die Massen leichter in entgegengesetzter Richtung verschoben werden können. In solchem Wechselspiel arbeitet sich der Damm in den Untergrund ein, bis endlich das Ganze ins Gleichgewicht kommt. Die „Füllungsmassen“ breiten sich in zwei nach unten und nach den Seiten sich ausdehnenden Anschwellungen aus (Abb. 2). Wellenkämme entstehen dabei auf beiden Seiten.

Die Reichweite einer einzelnen Wellenbewegung wird durch naheliegende feste Erdmassen begrenzt, während eine tiefe gelegene weichere Schicht die Reichweite vergrößert. Allgemein ist die Reichweite in horizontaler Richtung größer als in vertikaler, weil die Bewegungen sich weniger nach unten, sondern hauptsächlich nach den Seiten fortpflanzen.

In dem in Abb. 3 dargestellten Beispiel vom Bahnhofe Viborg hat man das Einsinken durch Auslegen hölzerner Gründungsroste zu

vermindern gesucht. Der gut gelungene Versuch ist von großer wirtschaftlicher Bedeutung.

Das wertvolle mitgeteilte Material, das durch interessante hypothetische Betrachtungen am Anfang und Schluß der Studie ergänzt wird, ist für die Baugrundforschung und für die Praxis von großer Bedeutung. Besonders wichtig ist die Feststellung, daß viele Erscheinungen, die vom Versuch im Erdbaulaboratorium her bekannt sind, hier auch im großen beobachtet werden konnten: das ruckweise Einsinken der Last, die Wellenbildung an der Oberfläche, vor allem

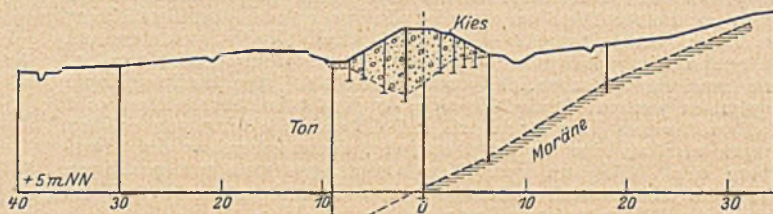


Abb. 1.

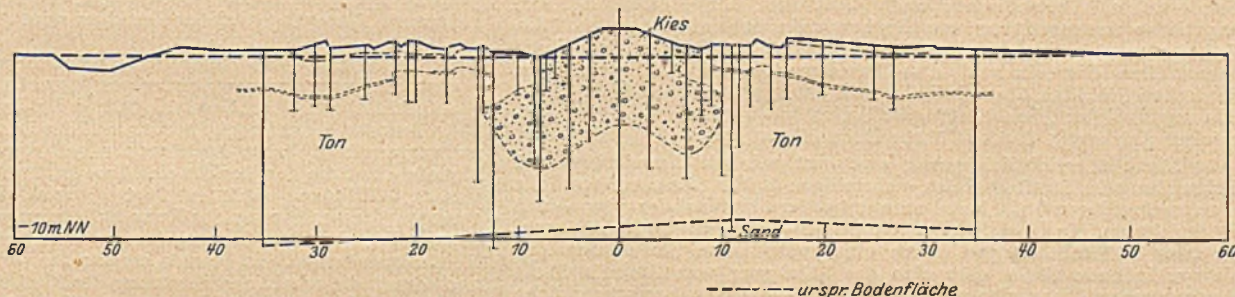


Abb. 2.

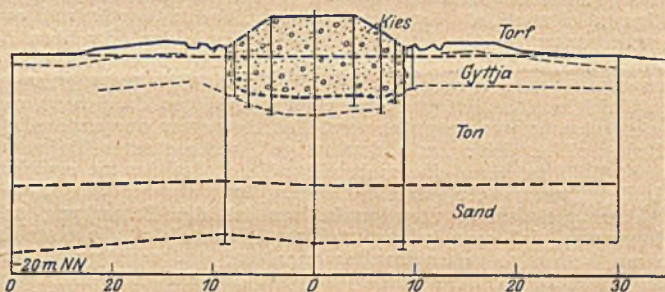


Abb. 3.

die stets einseitig erfolgende Verdrängung der Massen, die schon Kurdjumoff, Strohschneider, Fischer und Wagner und Krey (s. Erd-Druck 3. Aufl., S. 229) festgestellt haben.

Das Heft bildet eine wichtige Bereicherung der Baugrundliteratur. Es wird nicht nur dem Forscher wertvoll sein, sondern auch dem in der Praxis stehenden Bauingenieur zum Studium empfohlen.

Dr.-Ing. Scheidig, Regbmstr.

Die Behandlung der Anlandungen nach in Preußen geltendem Wasserrecht. Von Regierungsrat F. Wilke, Berlin. Nur durch die Verbandsgeschäftsstelle Berlin-Halensee, Joachim-Friedrich-Str. 50, zu beziehen. RM 2.—

Nummer 24, 1929, der Mitteilungen des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verbandes E. V. enthält die vorgenannte Abhandlung, in der der Versuch gemacht ist, die bei sogenannten Anlandungen in Betracht kommenden Vorgänge und deren Rechtsfolgen dem allgemeinen Verständnis näher zu bringen und dadurch Streitigkeiten zwischen den Interessenten einzuschränken. Dementsprechend werden in einzelnen kurzen Abschnitten erörtert: Begriff und Arten der Anlandungen, Notwendigkeit der Zugrundelegung der Vorschriften verschiedener Rechtssysteme für die Beurteilung der Rechtsverhältnisse der Anlandungen wegen der verschiedenen zeitlichen und örtlichen Umstände, Natürliche Anlandungen, Künstliche Anlandungen, Anschüttungen, Inseln, Die Uferlinie und die Bedeutung ihrer Festlegung durch die Wasserpolizei und endlich Der Staatsvertrag betr. den Übergang der Wasserstraßen von den Ländern auf das Reich vom 26. September 1921, da dieser

diejenigen Wasserläufe 1. Ordnung, welche dem allgemeinen Verkehr dienen, als Reichswasserstraßen in das Eigentum des Reiches hat

übergehen lassen und daher bei Anlandungsstreitigkeiten als Interessengegner der Anlieger an Reichswasserstraßen grundsätzlich an Stelle des Staates Preußen das Reich in Frage kommt. H. Engels.

Graphisches Rechnen. Beispielsammlung und Richtlinien für Anfertigung und praktische Ausgestaltung von Rechentafeln. Im Auftrage des Ausschusses für graphische Rechenverfahren beim AWF bearbeitet von H. Schwerdt unter Mitarbeit von W. Gütschow, J. Runge und F. Wolf. Beuth-Verlag, Berlin. Broschiert RM 2,75.

Der Sonderausschuß für graphische Rechenverfahren beim Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung (AWF) in Berlin hält seit einiger Zeit besondere Kurse zur Anfertigung von graphischen Rechentafeln ab; im Anschluß an diese ist die vorliegende Veröffentlichung des Reichskuratoriums für Wirtschaftlichkeit (RKW) von dem um die Sache sehr verdienten H. Schwerdt m. a. bearbeitet worden. Man kann nur wünschen, daß auch an anderen Orten ähnliche Kurse abgehalten werden; Leute, die sich für die Sache interessieren, gibt es überall viele. Das Buch erfüllt bei der Abhaltung von solchen Kursen insofern eine doppelte Aufgabe, als es einerseits den Kursleitern eine Fülle von wertvollen Anregungen und gut gewählten Beispielen bietet und andererseits den Teilnehmern während des Kurses ein Hilfsmittel sein kann.

Das Buch ist in sieben Abschnitte eingeteilt, in denen Funktionsleitern, die Grundlagen der Netztafeln, Netztafeln, Leitertafeln, Sondertafeln, Theoretisches und Richtlinien für Herstellung und praktische Ausgestaltung von Rechentafeln behandelt werden. Ein Anhang enthält eine zweckmäßige Übersicht über die in dem Buch behandelten Formeln und eine Zusammenstellung der wichtigsten deutschen Schriften über die Lehre von den graphischen Rechentafeln. Ein angehefteter „Schlüssel“ gibt Aufschluß über die bei allen Beispielen gleichartig durchgeführte Behandlungsweise.

Nicht übersichtlich genug erscheint mir die Anordnung und Behandlung des Stoffes bei den mehrteiligen Tafeln. Die einzelnen Teile einer mehrteiligen Tafel kann man entweder übereinander oder — mit Rücksicht auf die Übersichtlichkeit besser — nebeneinander zeichnen. Je zwei Tafelteile hängen durch eine gemeinsame Skala oder eine sie verbindende Skala oder eine den Übergang vermittelnde Skala zusammen; will man also mit Rücksicht auf das offenbar schreckliche Fremdwort „Skala“ nicht von einer Verbindungsskala oder einer Übergangsskala sprechen, so kann man bei „Netztafeln“ die Bezeichnung „Verbindungsrechenlinien“ oder „Übergangsrechenlinien“ und bei „Leitertafeln“ die Bezeichnung „Verbindungsleiter“ oder „Übergangsleiter“ — im letzteren Fall an Stelle der gesuchten Bezeichnung „Zapfenlinie“ (besser vielleicht noch „Zapfenleiter“) — benutzen. Für ganz unzuverlässig halte ich die Bezeichnung „mehnteilige Tafel in Mäanderform“; bei einer vierteiligen Tafel kann man sich wenigstens etwas darunter vorstellen, bei einer nur zweiteiligen Tafel aber nicht. Eine „mäanderförmige“, aus mehreren Teilen bestehende Tafel ist eben eine mehrteilige Tafel, bei der die einzelnen Tafelteile nebeneinander gezeichnet sind.

Vom praktischen Standpunkt aus ist die Bemerkung sehr beachtenswert, daß man bei mehrteiligen „Netztafeln“ die einzelnen Teile am besten so nebeneinander anordnet, daß man gegen den Uhrzeigersinn in der Tafel weitergeht. Bei den mehrteiligen „Leitertafeln“ fehlt der Hinweis darauf, daß man am besten mit der Linealkante „rechnet“ und dabei die auf den „Verbindungsleitern“ sich ergebenden Hilfspunkte mit einer eingesteckten Nadel festhält!

In dem besonders beachtenswerten Abschnitt über die „Richtlinien für Herstellung und praktische Ausgestaltung von Rechentafeln“ wird erfreulicherweise auf die zeichnerische Behandlung eingegangen. Nach meinen Erfahrungen empfiehlt es sich bei „Netztafeln“ nicht, die dritte, im Koordinatennetz gezeichnete Kurvenschar an den Tafelrändern zu beziffern; diese Bezifferung wird am besten mitten in der Tafel — unter Umständen an mehreren Stellen —

¹ Vgl. diese Zeitschrift 1926, Seite 162.

derart angeschrieben, daß die Ziffern parallel mit der jeweiligen Kurve stehen und von dieser durchstrichen werden, so daß jeder Zweifel — wie z. B. im Bild 30 — ausgeschlossen ist.

Soweit ich beurteilen kann, enthält das Buch — wie leider fast jede neue Schrift über graphische Rechentafeln — auch zwei neue Bezeichnungen; sie beziehen sich auf zwei „Sondertafeln“, die als „Paralleltafel“ und als „Kreuztafel“ bezeichnet wurden. Es handelt sich dabei um zwei einteilige „Leitertafeln“ für eine Gleichung mit vier Veränderlichen, die eine mit zwei parallelen, die andere mit zwei senkrechten Ablesegeraden.

Ein Wort ist noch zu sagen zu dem Titel des Buches. Man unterscheidet sonst² zwischen dem graphischen Rechnen und dem Rechnen mit einer graphischen Tafel. Der Unterschied besteht bekanntlich darin, daß bei den Verfahren des graphischen Rechnens die zur Lösung einer Aufgabe erforderliche Zeichnung für jedes Zahlenbeispiel besonders ausgeführt werden muß; beim Rechnen mit einer graphischen Tafel wird die Zeichnung für eine bestimmte Gleichung einmal gefertigt und liegt dann für alle Zahlenbeispiele fertig vor. Mit Rücksicht auf die Verbreitung, die dem Buche zu wünschen ist, wäre ein Titel wie „Anfertigung von graphischen Rechentafeln“ zweckmäßiger gewesen.

Nach diesen in der Hauptsache auf formale Dinge sich beziehenden Bemerkungen möchte ich den Wunsch aussprechen, daß das Buch seinen Zweck insofern erfüllt, als es den Anstoß und die Grundlagen zur Abhaltung von Kursen zur Anfertigung von graphischen Rechentafeln geben möge; die Kursleiter werden für die gebotenen Anregungen sicher dankbar sein. P. Werkmeister.

Jahresbericht des Ruhrverbandes Essen 1928. Der Ruhrverband Essen veröffentlicht seinen Jahresbericht über das Jahr 1928, angefertigt von dem Geschäftsführer Dr.-Ing. Imhoff³.

Aus dem Bericht geht hervor, daß die Bautätigkeit des Verbandes im vergangenen Jahre noch weiter gestiegen ist und in den neun Monaten, auf die der Bericht sich bezieht, bauliche Ausgaben in Höhe von 11,8 Millionen Mark zu leisten waren. Trotz der ungewöhnlich geringen Wasserführung der Ruhr im letzten wasserarmen Sommer ist durch die Arbeit des Ruhrverbandes eine wesentliche Besserung des Reinheitszustandes des Flusses eingetreten, erkennbar unter anderem auch durch die erhebliche Besserung des Fischbestandes auf allen Flußstrecken. Die reinigende Wirkung des Hengsteysees, der am 15. März 1928 mit dem ersten Laufkraftwerk in Betrieb genommen worden ist, übertrifft alle Erwartungen. Die chemische Ausfällung des Schlammes durch die Einwirkung des sauren, eisenhaltigen Lennewassers auf das alkalische Ruhrwasser ist bereits in der ersten Hälfte des Sees erledigt. Bis jetzt sind monatlich etwa 10 000 m³ Schlamm zurückgehalten worden. In der zweiten Hälfte des Sees wurde eine natürliche biologische Selbstreinigung beobachtet, so daß der Abfluß des Sees als reines Flußwasser angesprochen werden kann. Ähnliche Seen sind an drei weiteren Stellen geplant; einmal ein Stausee bei Wetter als Erweiterung des Hengsteysees: mit 3,2 Millionen m³ Fassungsraum; ferner unterhalb der Ölbaumündung der Stausee Herbede (Inhalt 2 Mill. m³), und 3. eine gleichartige Anlage in Baldeney bei Essen.

Ob und wann mit dem Bau dieser drei neuen Seen begonnen werden kann, hängt von den weiteren Verhandlungen ab, die vor allen Dingen die Wirtschaftlichkeit der Planungen zu klären haben werden.

Der Bau der Kläranlagen an der Ruhr geht seinem Ende entgegen. Am unteren und mittleren Flußlauf ist das Netz der Kläranlagen bereits heute fast vollständig. Nach Neuerbauung von 39 km betreibt jetzt der Verband insgesamt 167 km Abwassersammler.

M. F.

² Vgl. R. Mehmke, Leitfadens zum graphischen Rechnen. Wien und Leipzig 1924.

³ Vergleiche auch die Wasserwirtschaft des Rheinisch-Westfälischen Industriegebietes von Dr.-Ing. Imhoff, Geschäftsführer des Ruhrverbandes Essen. Aus dem Wirtschaftsjahrbuch für das nieder-rheinisch-westfälische Industriegebiet für das Jahr 1929.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Fernsprecher: Zentrum 152 07. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100 329.

Ordentliche Mitgliederversammlung in Danzig.

Der Tagungsort der diesjährigen ordentlichen Mitgliederversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen ist Danzig. Die Versammlung findet am 21. und 22. Juni ds. Js. statt. Es werden wiederum Vorträge und Besichtigungen veranstaltet. Die nähere Tagesordnung wird noch bekanntgegeben.

Danzig ist vielen Mitgliedern aus ihrer Studienzeit bekannt. Die Hochschule feiert in diesem Jahre ihr 25 jähriges Jubiläum. Zur Eröffnung der Hauptversammlung wird der Vorsitzende die Hochschule anläßlich dieses Jubiläums beglückwünschen.

Danzig ist ferner eine Stadt, die demjenigen, der sie noch nicht kennt, vieles bietet: ein Architekturbild wie nur wenige Städte Deutschlands, eine städtebauliche interessante Gliederung, bedeutende Anlagen auf dem Gebiet der verschiedensten Zweige des Wasserbaues und des Brückenbaues; nicht zuletzt ist Danzig der vorge-schobene Posten des Deutschtums im Osten und bedarf daher besonderer Beachtung seitens der Mitglieder im übrigen Deutschland.

Alle diese Gründe sollten unsere Mitglieder veranlassen, sich möglichst zahlreich an der Danziger Veranstaltung zu beteiligen.