

DER HEUTIGE STAND IM BAU AMERIKANISCHER LÖFFELGROSSBAGGER.

Von Dr.-Ing. W. Franke, VDI, Dresden.

Inhaltsangabe: I. Fortschreitende Entwicklung des Löffelbaggerbaues: Bevorzugung des Löffelbaggers in Amerika für alle möglichen Bauarbeiten, insbes. der Großbagger im Steinkohlentagebau. — II. Die Anwendungen im Steinkohlentagebau: Kurzer geschichtlicher Rückblick, Abraumverhältnisse im Tagebau, Zweigerätetagebau mit Eimerseil- u. Löffelgroßbagger, Bedienungspersonal, Antriebsfragen, Sprengarbeiten, Schwierigkeiten im Tagebaubetriebe und Ausfälle in den Krisenjahren. — III. Bauliche Einzelheiten der Großbagger: Betriebsgewichte, Unterwagen mit Raupenabstützungen (Marion u. Bucyrus-Erie), Raupensteuerung und Kurvenfahren, Bodendrücke der Raupen, Konstruktionsunterschiede, Einzelheiten der Maschinenplattform, Aufbau und Arbeitsweise des Eimerseilgroßbaggers, Vorzüge des elektrischen Antriebes. — IV. Ausblick auf die Weiterentwicklung.

I. Fortschreitende Entwicklung des amerikanischen Löffelbaggerbaues.

Während noch vor einigen Jahren als Folgeerscheinung der Wirtschaftskrise ein Stillstand und damit ein Höhepunkt in der raschen Größenentwicklung der amerikanischen Löffelgroßbagger eingetreten zu sein schien, hat in allerletzter Zeit dieser Aufschwung noch weitere Fortschritte gemacht, so daß man heute bereits zu Löffelinhalt bis zu 25 m³ gelangt ist; vor einigen Jahren galten schon Geräte mit 10 m³ Löffeln als ungewöhnliche Ausführungen. Diese mit kurzer Unterbrechung durchgeführte ständige Steigerung der Löffelinhalt und Förderleistungen ist in der Eigenart und in den Arbeitsbedingungen der amerikanischen Anwendungen begründet; in guter Übereinstimmung hierzu läßt sich eine Parallelbetrachtung mit den deutschen Eimerkettenbaggern für den Braunkohlentagebau anstellen, die im gleichen Zeitabschnitte durch eine ähnliche Größenentwicklung auf Hochleistungen bis über 1000 m³ stündlich gebracht worden sind.

Auch die kleineren Modelle der Löffelbagger (bis zu etwa 3 m³-Löffel) sind für alle nur möglichen Verwendungszwecke des amerikanischen Baubetriebes ungewöhnlich zahlreich wie in keinem anderen Lande der Welt anzutreffen, namentlich wenn man die vielfachen Umstellungsmöglichkeiten des Universalbaggers als Eimerseilbagger, Tieflöffelbagger, Greifbagger, Planierbagger usw. hinzu rechnet. Diese große und stetig ansteigende Nachfrage nach Löffelbaggern und deren Abarten hat zur Entfaltung von wenigstens 10 bis 12 Spezialwerken beigetragen, die sich zur Aufgabe gemacht haben, den Aufbau der Baggergeräte nach allen Richtungen zu vervollkommen und den vielseitigen schweren Arbeitsbedingungen des Betriebes weitgehend anzupassen. Zu den bedeutendsten Baggerfirmen, die zugleich den Bau der Großbagger aufgenommen und damit Weltruf erworben haben, gehören die Bucyrus-Erie Co. und die Marion Steam Shovel Co. So konnten von diesen beiden Firmen im Laufe der letzten 12 Jahre bereits mehr als 100 Großbagger mit Einzelgewichten von 600—1600 t (siehe Zahlentafeln 1 bis 3) aufgestellt und in Betrieb gesetzt werden.

Für die planmäßig fortschreitende Größenentwicklung der Löffelbagger ist der starke Bedarf an Großgeräten im Steinkohlentagebau maßgebend gewesen, in geringerem Maße auch die Verwendung im Eisenerz- und im Kupfererz-Tagebau der Vereinigten Staaten. — So hat die Gewinnung der Steinkohle im offenen Tagebau im Vergleich mit der Untertageförderung in den beiden letzten Jahrzehnten, ganz besonders aber in den allerletzten Jahren eine ganz ungewöhnliche Steigerung erfahren; sie ist seit 1914 von 1,1 Mio. t auf etwa 18 Mio. t, d. h. auf ungefähr den 14fachen Betrag angewachsen. Diese sprunghafte Entwicklung der im Tagebau gewonnenen Kohlenförderung ist um so höher zu bewerten, als in

der gleichen Zeitspanne überall in der Wirtschaft und Industrie Bestrebungen eingesetzt haben, um eine weitgehende Brennstoffersparnis in den Feuerungen usw. zu erzielen. Darüber hinaus hat außerdem die Nachfrage an Kohle dadurch stark eingebüßt, daß die ausgedehnten, reichen Ölvorkommen in Amerika die Kohle vielfach aus ihrer Monopolstellung verdrängt haben. Weiter sind in den Nachkriegsjahren eine ganze Reihe leistungsfähiger Wasserkraftwerke zwecks Energiegewinnung ausgebaut worden, die ebenfalls zur Verminderung des Kohlenabsatzes beigetragen haben und schließlich ist zu erwähnen, daß neuerdings die überwiegende Zahl der Fluß- und Seeschiffe nicht mehr mit Kohlen, sondern mit flüssigen Brennstoffen betrieben wird. — Die Hauptgründe für das erfolgreiche Bestehen des Preiskampfes der Steinkohle gegen die übrigen Brennstoffe sind in den niedrigen Betriebskosten der Tagebaugewinnung gegenüber der Tiefbauförderung zu suchen und einer zusätzlichen Betriebskostensenkung durch die fortschreitende Mechanisierung des Abbaufahrens. Da infolge der hohen amerikanischen Arbeitslöhne der Lohnanteil an den gesamten Gesteinskosten der Kohle ausschlaggebend ist, so muß dieser Betrag durch Verminderung der Arbeiterzahl so niedrig wie möglich gehalten werden, und aus diesem Grunde hat die Einführung der Großraumförderung durch Riesenlöffelbagger und anderen mechanischen Hilfsmitteln dauernde Fortschritte machen können. So ist durch die immer weiter durchgreifende Mechanisierung der Abbauverfahren im Laufe der Jahre die Ausbeute der Tagebaukohle von 5 t auf 12 t bezogen auf Mann und Tag, gestiegen, während in der Tiefbaugewinnung nur eine Steigerung von wenigen Prozent zu verzeichnen war.

II. Die Anwendungen im Steinkohlentagebau.

Die Geschichte der Verwendung mechanischer Hilfsmittel im amerikanischen Kohlentagebau läßt sich über 60 Jahre zurückverfolgen; bereits 1877 wurde die erste Dampfschaufel (Löffelbagger nach Patent Otis) in Betrieb genommen. In den neunziger Jahren folgten dann die sog. Eisenbahnbagger („Railway-Type“), um die Jahrhundertwende die Eimerseilbagger, die sich in den Grubenbezirken rasch einführten. Einen weiteren starken Antrieb erhielt der Bau amerikanischer Löffelbagger durch die großen Erdarbeiten am Panama-Kanal (1904—1914), bei welchen Hunderte von leistungsfähigen Baggern für die Trocken- und Naßbaggerung eingesetzt wurden und einen wesentlichen Anteil zum Gelingen dieses Werkes beigetragen haben. Kurz vor dem Kriege wurden die Raupenfahrwerke an Löffelbaggern konstruktiv durchgebildet und den Arbeitsbedingungen des Geländefahrens angepaßt; in den Nachkriegsjahren wurden dann Löffelinhalt und Baggergewicht der zur Beseitigung des Deckgebirges dienenden Löffelbagger fast ohne Unterbrechungen vergrößert, so daß der Steinkohlentagebau heute mit Baggern bis zu 24 m³ Löffeln und Betriebsgewichten bis zu 1600 t ausgerüstet ist (Abb. 1 u. 2). Die Einführung des amerikanischen Abbaufahrens im Steinkohlen Tagebau mittels Großbaggern ist nur durch eine Reihe wirtschaftlicher Einflüsse und durch die hohe Förderleistung dieser Bagger möglich gewesen. — Das durchschnittliche Verhältnis von Kohle zu Abraum beträgt ungefähr 1 : 7,5. Dieser Verhältniswert in Gemeinschaft mit den Absatzmöglichkeiten und Preisen der Kohle ist der Hauptfaktor für die Bestimmung der wirtschaftlichen Voraussetzungen eines Kohlenabbau-Projektes. Ein mittlerer Markterlös von 1,5 Dollar je

Tonne rechtfertigt in der Regel keinen Kohlenabbau mehr, wenn das Abraumverhältnis einen Wert von 1 : 6 wesentlich überschreitet. Andererseits ist es bei einem Durchschnittspreis von 2,5 Dollar noch möglich, ein Abraumverhältnis bis zu 1 : 15 wirtschaftlich aus-

zubeuten und in Sonderfällen sogar noch höher zu gehen, wobei bei diesen Betrachtungen günstige Abraumbeschaffenheit vorausgesetzt wurde. — Besonders hohe Abraumwerte gehören zu den Ausnahmen; der Hauptteil der im Tagebau gewonnenen Kohle stammt aus Gruben, bei denen der Verhältniswert 1 : 6 bis 1 : 11 beträgt. Bei den vor den Toren der Riesenstadt Chicago liegenden Gruben der Northern Illinois Coal Corp., die über 30 Mio. t bester Steinkohle enthalten, beträgt die Stärke des Kohlenflözes nur 0,95—1,05 m, die Mächtigkeit des Abraumes 9,1—10,7 m; das Verhältnis ist also rd. 1 : 10. Durch die günstigen Verkehrsverhältnisse und niedrigen Frachtraten, sowie infolge des guten Absatzes in Chicago und Umgebung wird in diesem Falle eine weitgehende Wirtschaftlichkeit des Abbaubetriebes durch die Großbagger gewährleistet. Erst vor wenigen Jahren sind die Neuaufschlüsse in diesem Grubenbezirke unter ausschließlichem Einsatz der neuesten Löffel- und Eimerseilgroßbagger erfolgt; bei den hohen Förderleistungen wird eine Wirtschaftlichkeit überhaupt erst durch diese Großgeräte erzielt, während dies unter Verwendung von kleineren Abraumbaggern nicht möglich gewesen wäre.

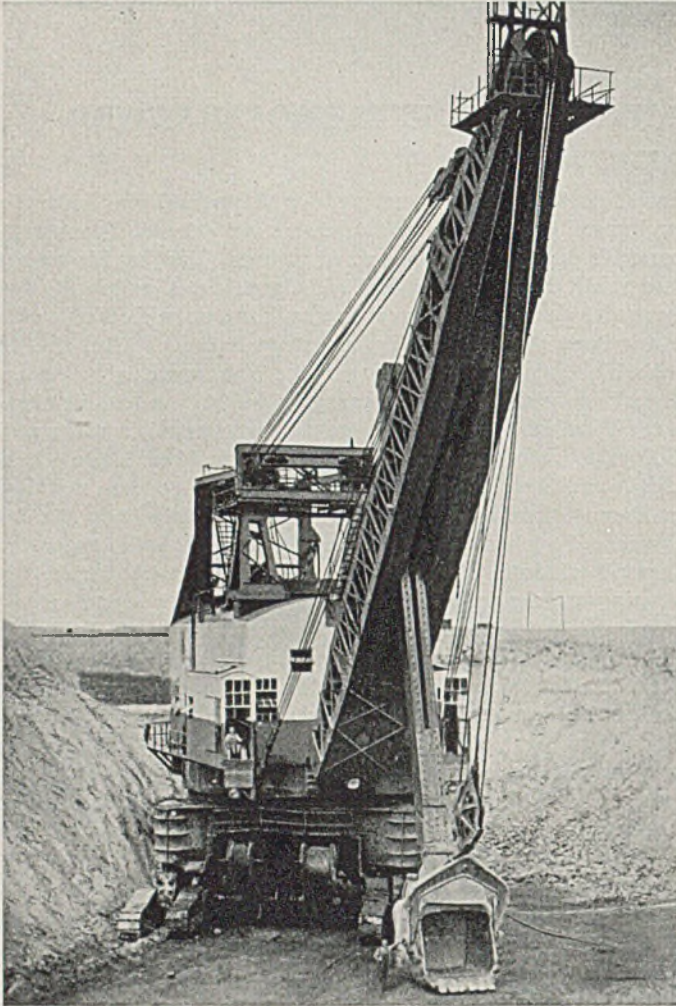


Abb. 1. Vorderansicht eines Marion-Löffelgroßbaggers (Type 5560) mit Löffel von 24 m³ Inhalt im Steinkohlentagebau.



Abb. 2. Seitenansicht des Löffelbaggers „Marion 5560“ mit beweglichem Gegengewicht.

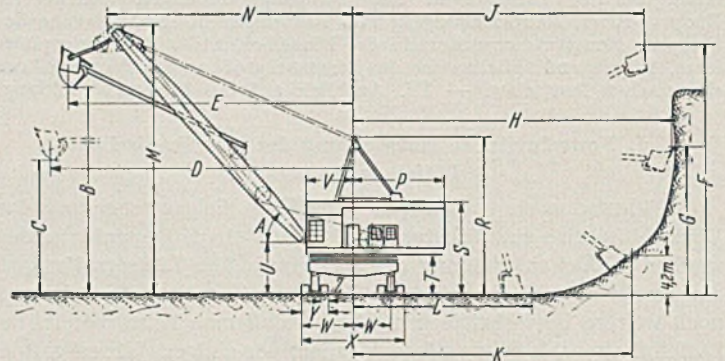


Abb. 3. Prinzipskizze der Marion-Löffelbagger mit den Haupt-Arbeitsmaßen (zu Zahlentafel 1 u. 2).

Der Hauptteil der Abbauarbeiten im Steinkohlentagebau besteht in der Beseitigung des Abraumes und dem Freilegen des Kohlenflözes. Die Anlegung eines neuzeitlichen größeren Tagebau-Unternehmens ist aber mit zahlreichen technischen Eigentümlichkeiten verbunden; langjährige Bergbauerfahrungen und gute Urteilsfähigkeit sind erforderlich, um die Wichtigkeit der oft entgegengesetzten Faktoren unter mannigfachen Nebenbedingungen zu prüfen und bei der Projektbearbeitung richtig einzuschätzen, denn die daraus folgende Entscheidung kann ein Versagen der ganzen Anlage in wirtschaftlicher Beziehung bedeuten. Das zweckmäßige Absetzen des Abraumes durch den Löffelgroßbagger (Abbild. 1, 2 u. 5) hat im Allgemeinen den maßgebenden Einfluß am Gelingen; eine fehlerhafte Anordnung hat mitunter ein nochmaliges Bewegen der Abraummassen mit einem zusätzlichen Bagger oder anderen Fördermitteln zur Folge, was ganz erhebliche Mehrkosten verursacht.

Die größeren Steinkohlen-Tagebauten der USA. sind neuerdings die sog. „Zwei-Geräte-Tagebaue“, d. h. es wird mit Eimerseilbaggern und mit Löffelgroßbaggern gearbeitet, während das Abheben der Kohleschicht ausnahmslos durch normale Kleinbagger geschieht. — Bei diesen Anlagen arbeitet man zunächst durch unberührtes Gelände. Die Anhäufung des geförderten Abraumes durch den Löffelgroßbagger bis auf die natürliche Oberfläche erfordert eine zu große Reichweite (Abb. 3); daher geht ein Eimerseilbagger (Abb. 4; Zahlentafel 3) mit großer Reichweite von 40—60 m dem Löffelbagger voraus und beseitigt den Abraum etwa bis zur halben Tiefe. Der nachfolgende Löffelgroßbagger wird dadurch in die Lage versetzt, die Abraumbeseitigung innerhalb der Reichweite seiner normalen Abwurfhöhe (Zahlentafel 1) zu vollenden. Durch diese planmäßige Arbeitsteilung zwischen Eimerseil- und Löffelgroßbagger wird eine zusätzliche Höhe für das abzusetzende Fördergut gewonnen. Die große Ausschüttweite des Eimerseilbaggers ermöglicht es, bis zu ziemlich großen Entfernungen nach hinten zu verstürzen; jedoch arbeitet diese Baggergattung infolge der längeren Förderwege und des kleineren Kübel-

inhaltes (Zahlentafel 3) etwas langsamer als der Löffelbagger, was bei der Planung ebenfalls berücksichtigt werden muß.

Wenn die Marktverhältnisse der Kohle es gestatten, werden die Großbagger Tag und Nacht in drei Schichten im Betrieb gehalten, um jeden möglichen Verlust an Zinslasten, der bei Großgeräten bis zu 100 Dollar am Tag ausmacht, zu vermeiden. Weiter muß man sich für die Ertragsrechnung vergegenwärtigen, daß z. B. ein Riesebagger, wie z. B. „Marion 5560“ oder „Marion 5600“ auch bei höheren Abraumschichten bei jedem einzelnen Griffe des Löffels (Abb. 10 u. 11) Kohle im Werte von 2—3 Dollar freiglegt und zu jedem Förderspiele nur etwa 45—60 sec benötigt.

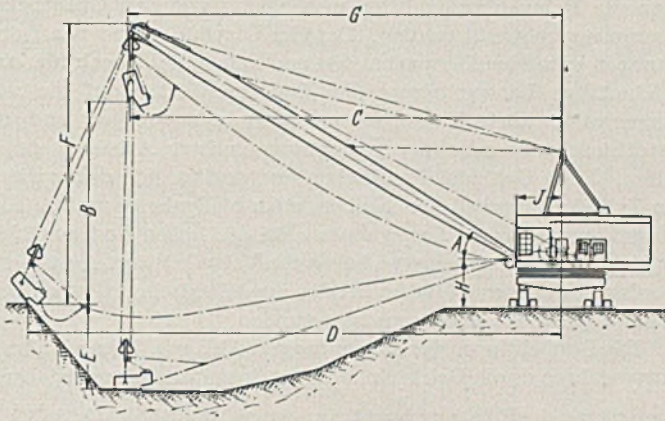


Abb. 4. Prinzipskizze der Marion-Eimerseilbagger mit den Hauptmaßen (zu Zahlentafel 3).

Die Besetzung eines Großbaggers besteht meist aus einem Baggerführer mit Assistenten und zwei Hilfsarbeitern, sowie in der gelegentlichen Beaufsichtigung durch den Grubenbetriebsführer und den Betriebsleiter, deren Aufmerksamkeit aber in der Hauptsache durch die übrige Belegschaft in den Aufbereitungsanlagen usw. in Anspruch genommen wird. Außerdem verrichtet ein Elektrotechniker auf allen in Betrieb befindlichen Baggern je nach Bedarf Hilfsdienste. Die gesamte Bedienungsmannschaft ist daher für jeden der Riesebagger ungefähr die gleiche wie für die kleineren Baggermodelle; die erheblich größere Wirtschaftlichkeit des Förderbetriebes der neuen Bagbertypen mit 15—24 m³-Löffeln gegenüber den älteren Baggern mit 4—6 m³-Löffeln dürfte durch diese Gegenüberstellung erwiesen sein.

Während bis vor wenigen Jahren die mit Dampf betriebenen Großbagger vorherrschten, hat sich überall der elektrische Betrieb durchgesetzt; die großen Löffelbagger arbeiten daher ungewöhnlich ruhig und sanft. Der Lauf der Getriebe und das Summen der Motoren bei Vollast ist zu vergleichen mit der Arbeitsweise eines Turbogenerators in einer Kraftstation. In den meisten Gruben ist das Deckgebirge nicht leicht und locker (Sand, Lehm) wie in den deutschen Braunkohlengruben, sondern fast stets hart und steinig, aber selbst wenn der Löffel in die mehrere Meter starke und harte Schicht, die durch Sprengungen etwas vorgebrochen ist, eindringt, wird durch die Wirkung der ganz allgemein angewandten Ward-Leonardschaltung ein langsames, fast millimeterweises Graben bei ungewöhnlich hoher Grabkraft erzielt. So beträgt z. B. die Windkraft am Löffel bei der Type „Marion 5600“ über 150 t. Durch selbsttätig arbeitende Anzeigevorrichtungen und laufend genommene Wattmeterdiagramme werden die Baggerleistungen und der Stromverbrauch aufgezeichnet, und zwar für alle einzelnen Phasen des Arbeitsspieles.

Obwohl in vielen Bezirken derartige Großbagger hartes und mit Steinen durchsetztes Fördergut wochenlang verhältnismäßig

leicht und ohne erhebliche Betriebsunterbrechungen bearbeiten, so können naturgemäß auch gefährliche Überlastungen des Gerätes bei wiederholten unvorhergesehenen Grabwiderständen eintreten. Langjährige Betriebserfahrungen im Steinkohlentagebau haben die unbedingte Notwendigkeit und Wirtschaftlichkeit planmäßiger Sprengungen des Deckgebirges erwiesen; es erfordert eine geschulte Beurteilung, um festzustellen, wann die Überlastung des Baggers die nicht unbedeutende Höhe der Kosten für die Sprengungsarbeiten rechtfertigt. Selbstverständliche Voraussetzung für den hohen Kapitalaufwand durch die Großgeräte ist die Anwendung nur für sehr umfangreiche Tagebauarbeiten von längerer Dauer; jedoch sind dann die Betriebskosten niedriger als bei anderen bisher bekannten Abbaufahrten, wodurch die Berechtigung der starken Weiterentwicklung der Großbagger trotz der schweren Krisenzeiten bewiesen sein dürfte. — Baggerarbeiten größten Stils, wie z. B. bei den Dammaufschüttungen zum Flutschutz des Mississippi, wo etwa ½ Milliarde m³ Erde zu bewegen sind, kommen dem Umfang des durch die Tagebau-Löffelbagger bewältigten Abraumes am nächsten. Der Hauptvorteil besteht darin, daß meist kein Zugverkehr für die Wegschaffung und Verstärkung des Abraumes nötig ist; eine Nachbearbeitung durch einen zweiten Löffelbagger gehört zu den Ausnahmefällen. Nach vollständiger Ausbeutung einer Steinkohlengrube kann ein Verfahren der Großbagger ohne nennenswerte Kosten nach der neuen Abbaustelle erfolgen.

Allerdings bestehen auch gelegentliche Schwierigkeiten, denen man beim Abbau durch Löffelgroßbagger im Tagebau begegnet. Es werden stets möglichst große Schütthöhen des Abraumes angestrebt; in der Regel stürzen die Großbagger bis zu 12 m, seltener bis zu 15 m (Zahlentafel 1), aber die letzten 3—4 m verursachen erhöhte Anstrengungen, die zusätzliche Betriebskosten zur Folge haben und nicht ein dauerndes Arbeiten bis zu diesen Höhen wirtschaftlich erscheinen lassen. Ferner kann der Löffelgroßbagger gewöhnlich nur bis etwa zur Hälfte seiner normalen Reich-

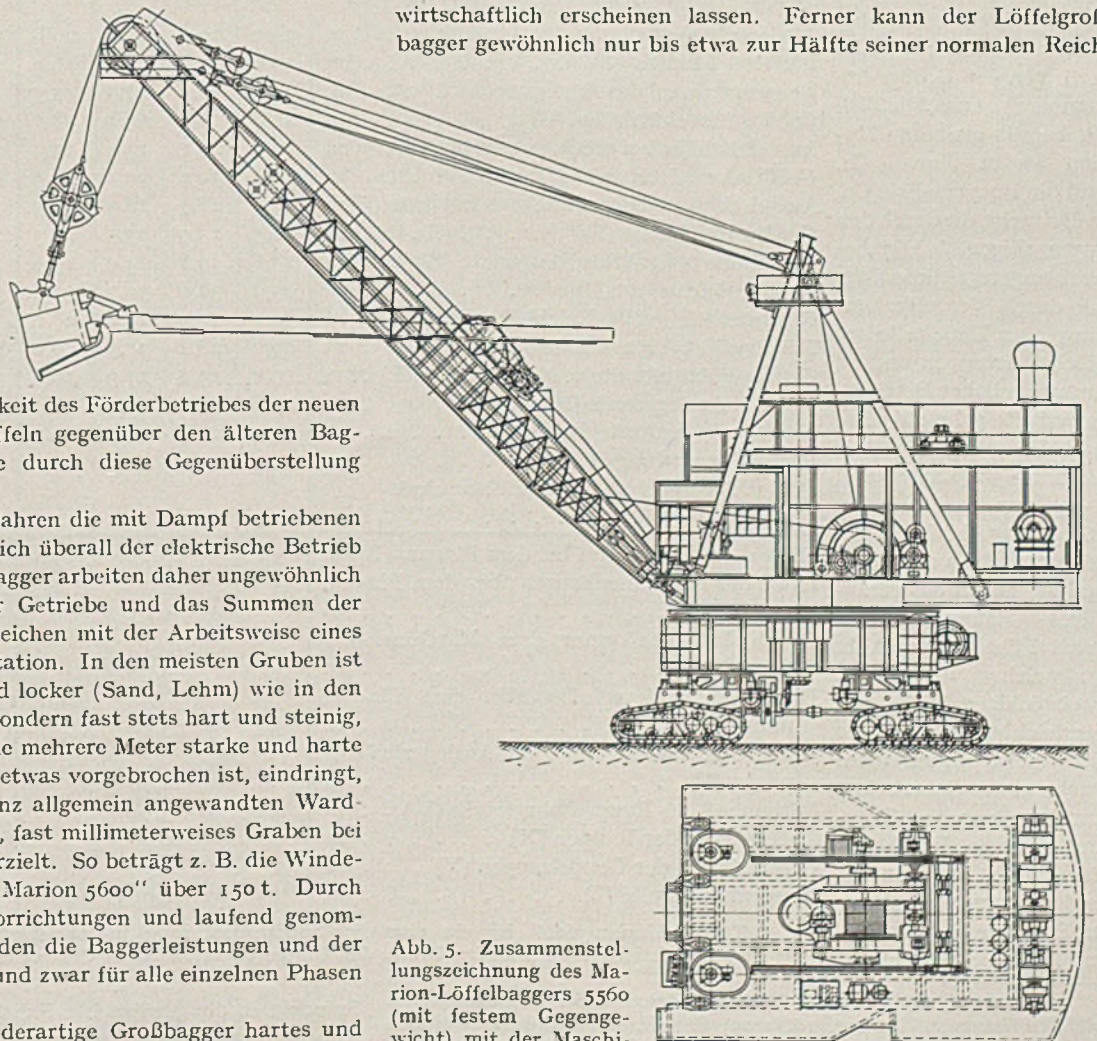


Abb. 5. Zusammenstellungszeichnung des Marion-Löffelbaggers 5560 (mit festem Gegengewicht) mit der Maschinenplattform.

weite graben, falls er mehr unternimmt, ist ein übermäßiger Verlust auf der Kippe vorhanden, und zwar durch die entstehenden breiteren Talmulden zwischen den Haldenkronen. Außerdem darf sich die Abraumhalde äußerstenfalls bis an den Rand des Kohlen-saumes ausdehnen; häufig werden Schutzpackungen an den gefährdeten Stellen angelegt, um die Schütthöhe des Baggers auf ein Mindestmaß zu beschränken. Durch mehr oder weniger sorgfältiges Aussondern der schweren Felsbrocken usw., die am Kippenfuß mauerartig aufgeschichtet werden und die Grundlage bilden, kann der Querschnitt der Halde trotz geringer Höhe etwas vergrößert werden, jedoch erfordern diese Anordnungen zusätzliche Arbeitskräfte und kürzere Betriebsunterbrechungen. — Schließlich muß im Gegensatz zu dem bei gewöhnlichen Kleinbaggern im Baubetriebe üblichen Brauch, die Geräte bis zur obersten Leistungsgrenze im Dauerbetriebe auszunutzen, der Tagebaufachmann mit gelegentlichen längeren Arbeitspausen rechnen, die infolge der unsicheren und wechselnden Lage am Kohlenmarkte unvermeidlich sind. Hinzu kommen noch Leerlaufverluste, Zeitaufwand für Reparaturen usw.; auch längere Fahrstrecken und sonstige Betriebsveränderungen erzwingen Arbeitsverzögerungen, die eine Ausnutzung der Großgeräte von höchstens 70% im Jahresdurchschnitt bewirken. In den Krisenjahren 1931 und 1932 waren alle größeren Tagebau Unternehmen, in denen Löffelgroßbagger eingesetzt waren, kaum mehr als 50% ihrer vollen Leistungsfähigkeit beschäftigt.

ren Maschinenteilen dient. Auch ein schwenkbarer Ausleger-Drehkran von geringerer Tragkraft ist meist am Maschinenhaus angebracht, um kleinere Lasten, Ölkannen usw. ins Hausinnere zu fördern.

Der Unterwagen (Abb. 5 u. 6) von etwa 10 m im Geviert ist aus Stahl-Vollwandträgern von etwa 2 m Höhe hergestellt; in den Rahmenecken sind kräftige Stahlgußstücke eingebaut, deren Bohrungen (Abb. 6) die hydraulischen Zylinder aufnehmen. Bei den neuesten Ausführungen werden diese Zylinder nicht mehr in den Rahmenecken selbst eingesetzt, sondern angeflanscht (Abb. 1 u. 6). Diese Anordnung ermöglicht eine bessere Zugänglichkeit; ferner kann die Rahmenkonstruktion unabhängig von den Gußstücken zusammengeschweißt werden. Die vier Ölzyylinder sind mit Rohrleitungen untereinander verbunden und haben den Zweck für eine gleichmäßige Lastverteilung des Baggergewichtes auf die vier Raupenpaare auch in unebenem Gelände zu sorgen und die Maschinenplattform immer in der waagerechten Arbeitsebene zu halten. Beim Geländefahren heben und senken sich daher die in den Zylindern beweglichen Kolben, nach Maßgabe der durch Einlaßventile gesteuerten Bewegungen. Bei den hohen Bodendrücken bis über 400 t je Doppelraupe haben die Vorteile dieser Ausgleichsanordnung der Firma Marion bei den amerikanischen Grubenfachleuten allgemeine Anerkennung gefunden.

Die Doppelraupen der Marionbagger (Abb. 7 u. 8) werden beim Kurvenfahren durch Deichseln, die mittels motorisch angetriebener

III. Bauliche Einzelheiten der Großbagger.

Über die konstruktive Durchbildung der größeren Löffel- und Eimerseilbagger ist in den früheren Jahren bereits berichtet¹ worden; als Lieferfirmen der Großgeräte kommen ausschließlich die bereits erwähnte Marion Steam Shovel Co. und die Bucyrus-Erie Co. in Betracht, die durch den gegenseitigen Wettbewerb angeregt, diese Bagger durch Vervollkommnung aller Einzelteile auf Höchstleistungen und zu ungewöhnlicher Betriebssicherheit gebracht haben. Diese Riesenbagger (Abb. 1—5 u. Zahlentafel 1—3), von denen „Marion 5600“ das höchste Betriebsgewicht von 1680 t besitzt, haben ein geräumiges Maschinenhaus nebst Führerstand (Abb. 5), welches mit einem zweistöckigen Wohnhaus vergleichbar ist. Dieses hat dicht unter dem Dache einen elektrischen Laufkran von 20 t Tragkraft, dessen Fahrbahnträger über das Hausende hinausragen, und der zur Erleichterung des Ein- und Ausbaues von schwe-

Zahlentafel 1. Hauptabmessungen und Einzelheiten der Marion-Löffelgroßbagger (hierzu Abb. 3).

| Type | 5320 | | | | 5480 | | | 5560 | 5600* |
|-------------------------------------------------------------|--------------------------------------|------|-------|------|------|------|-------|------|---------------|
| | Löffelinhalt. m ³ | 6,05 | 6,85 | 7,6 | 9,1 | 9,1 | 10,6 | 12,2 | 16,7 bis 24,3 |
| Auslegerlänge m | 29,0 | 29,0 | 26,8 | 26,8 | 29,8 | 29,9 | 29,1 | 29,9 | 36,6 |
| Löffelstiel-Länge m | 19,0 | 17,6 | 17,1 | 16,4 | 20,7 | 18,8 | 18,2 | 19,1 | 25,3 |
| Neigungswinkel des Auslegers (A) ° | 47,5 | 47,5 | 47,5 | 47,5 | 47,5 | 50 | 50 | 50 | 45 |
| Größte Ausschütthöhe (B) m | 21,8 | 20,5 | 19,1 | 18,7 | 22,5 | 20,8 | 19,8 | 20,8 | 24,7 |
| Ausschütthöhe bei größt. Ausschüttweite (C) m | 14,2 | 14,1 | 13,4 | 13,2 | 14,7 | 15,0 | 14,2 | 14,6 | |
| Größte Ausschüttweite (D) m | 31,5 | 30,2 | 29,1 | 28,5 | 33,0 | 30,9 | 29,8 | 31,5 | |
| Ausschüttweite bei größt. Ausschütthöhe (E) m | 29,6 | 28,7 | 28,0 | 27,5 | 32,0 | 29,9 | 28,9 | 30,4 | 44,2 |
| Größte Reichhöhe (F) m | 26,5 | 25,0 | 23,5 | 23,3 | 27,5 | 26,0 | 24,9 | 26,9 | |
| Reichhöhe bei größter Reichweite (G) . . m | 15,8 | 15,8 | 14,9 | 15,0 | 16,3 | 16,8 | 16,2 | 16,3 | |
| Größte Reichweite (H) m | 33,2 | 32,0 | 30,7 | 30,2 | 34,5 | 32,8 | 31,8 | 34,0 | |
| Reichweite b. größt. Reichhöhe (J) . . . m | 30,2 | 29,5 | 28,6 | 28,2 | 32,0 | 30,5 | 30,0 | 31,5 | |
| Reichweite bei 4,2 m Reichhöhe (K) . . . m | 29,2 | 28,4 | 27,7 | 26,2 | 29,1 | 28,6 | 28,1 | 31,0 | |
| Größte Planumbreite v. Mitte Bagger (L) . m | 19,0 | 19,0 | 17,9 | 16,8 | 19,4 | 19,3 | 18,8 | 19,1 | |
| Höhe d. Auslegerrolle (M) m | 27,6 | 27,6 | 26,0 | 26,0 | 29,0 | 30,0 | 29,5 | 30,6 | 35,3 |
| Ausladung der Auslegerrolle (N) m | 25,3 | 25,3 | 23,7 | 23,7 | 26,2 | 25,2 | 24,6 | 25,2 | |
| Hintere Ausladung (P) m | 10,1 | 10,1 | 10,1 | 10,1 | 11,1 | 11,1 | 11,1 | 11,1 | |
| Maß v. Auslegerfuß b. z. Löffelvorschubwerk (Q) m | 12,3 | 12,3 | 11,3 | 11,3 | 12,4 | 12,4 | 11,6 | 12,1 | |
| Höhe des A-Rahmens über dem Planum (R) m | | | 17,1 | | | | 17,9 | | 23,2 |
| Höhe des Maschinenhauses über dem Planum (S) m | | | 9,85 | | | | 12,1 | | 14,3 |
| Durchfahrthöhe unter dem Maschinenhaus (T) m | | | 4,3 | | | | 4,8 | | 5,45 5,8 |
| Höhe des Auslegerfußes über dem Planum (U) m | | | 5,38 | | | | 5,95 | | 6,12 |
| Vordere Ausladung bis zum Auslegerfußpunkt (V) m | | | 4,76 | | | | 4,9 | | 5,32 |
| Mittenmaß des Raupenfahrgestells (W) . . m | | | 3,98 | | | | 4,29 | | |
| Äußere Spur der Raupen (X) m | | | 10,7 | | | | 11,5 | | 12,8 15,25 |
| Gesamtbreite der Doppelraupen (Y) . . . m | | | 2,75 | | | | 2,91 | | |
| Raupenbandbreite (Z) m | | | 0,765 | | | | 0,915 | | 0,915 |

* Type „Marion 5600“ ist ein einmalige Sonderausführung in schwerer Bauart mit besonders langem Ausleger und Löffelstiel für die Fidelity-Grube der United Electrical Coal Companies.

¹ Franke: Die neueste Entwicklungsstufe des amerikanischen Löffelgroßbaggers. Bauing. 10 (1929) S. 13 ff. Franke: Der Höhepunkt in der Entwicklung des amerikanischen Löffelgroßbaggers. Bauing. 13 (1932) S. 159 ff.

Spindeln in die gewünschte Fahrtrichtung eingestellt werden, gesteuert, wodurch das sonst bei starrer Anordnung auftretende Gleiten der Raupenflächen auf dem Boden zum größten Teile

Zahlentafel 2. Bauliche Einzelheiten und Maße der Marion-Löffelgroßbagger.

| Type | 5320 | 5480 | 5560 | 5600 |
|--------------------------------------------------------------------|-----------------|-----------------|------------------|------------------|
| Löffelinhalt m ³ | 6,05 bis 9,1 | 9,1 bis 12,2 | 16,7 bis 24,3 | 11,4 bis 15,2 |
| Durchmesser des Rollenkreises (Schwenkwerk). m | 9,15 | 10 | 10 | |
| Zahl der Druckrollen von je 300 mm Durchmesser . . | 78 | 84 | 98 | |
| Länge des Oberwagenrahmens m | 14,3 | 15,5 | 15,9 | 19,8 |
| Breite des Oberwagenrahmens m | 6,65 | 8 | 8 | |
| Durchmesser der Hubseiltrommel m | 1,22 | 1,37 | 1,66 | |
| Hubseildurchmesser (dreifache Einscherung) . mm | 38 | 51 | 54 | 57 |
| Durchmesser des Ausleger-einziehseiles mm | 25,4 | 32 | 42 | |
| Durchmesser der Sicherheits-seile mm | 51 | 63,5 | 63,5 | |
| Durchmesser der Umföhrungsrollen an der Auslegerspitze m | 1,3 | 2,13 | | |
| Durchmesser der Umlenkrollen am Löffel m | 1,83 | 1,83 | | |
| Durchmesser der vier Ölzylinder zum Druckausgleich m | 0,61 | 0,66 | | |
| Spurweite der Raupen (Mitte bis Mitte) m | 7,85 | 8,58 | 9,8 | |
| Ganze Raupenlänge m | 4,58 | 4,58 | | 6,4 |
| Raupentragfläche der vier Doppelraupen m ² | 22,9 | 27,5 | 36,2 | 38,6 |
| Synchronmotor des Motor-Generatorsatzes KVA | 435 | 800 | 1100 | |
| Hubwerk-Generator KW | 275 | 450 | 2 × 300 | |
| Schwenkwerk-Generator KW | 75 | 175 | 220 | |
| Löffelvorstoß-Generator KW | 50 | 150 | 150 | |
| Hubmotoren PS | 2 × 187,5 | 2 × 250 | 2 × 350 | 2 × 450 |
| Schwenkmotoren PS | 125 | 2 × 100 | 2 × 125 | 2 × 150 |
| Löffelvorstoßmotoren PS | 100 | 150 | 150 | 2 × 150 |
| Erregermotor KW | 20 | 35 | 50 | |
| Erregergenerator KW | 27 | 27 | 35 | |
| Spannung Volt | 4400 | 4400 | 4400 | 4400 |
| Erforderliche Anzahl von Eisenbahnwagen bei Versand | | 25 | | 58 |
| Erforderliches Gegengewicht t | 105 | 125 | 270 ¹ | 180 |
| Ungeföhres Betriebsgewicht t | 625 | 850 | 1350 | 1680 |

¹ Type „Marion 5560“ wird meist zwecks Ausgleichs der Totlasten mit beweglichem Gegengewicht (siehe Abb. 2) geliefert.

vermieden wird. Je ein Handhebel im Führerstand steuert die beiden vorderen und die hinteren Doppelraupen paarweise (Abb. 7). Zwei weitere Hebel dienen zur Steuerung der beiden rechten und der beiden linken Doppelraupen, ebenfalls paarweise. Hierdurch ist es unmöglich gemacht, etwa nur mit einer einzelnen Doppelraupe zu fahren oder ein vorderes und ein hinteres Raupenpaar in verschiedene Zahnradvorgelege einzuschalten. Beim Kurvenfahren des Baggers wird bei den äußeren Paaren der Doppelraupen die hohe Geschwindigkeit, für die inneren Doppelraupenpaare hingegen die kleine Geschwindigkeit eingeschaltet, so daß unzulässige Spannungen in den Fahrgestellen und im Unterwagen ausgeschaltet werden. — Der Antrieb der Raupenfahrwerke und der Steuerungsspindeln geschieht vom Hubmotor und wird durch die Hubtrommelwelle und den Königszapfen weitergeleitet.

Der Bodendruck beträgt bei den auf Doppelraupen fahrenden Großbaggern meist bis zu 3—4 kg/cm² und erhöht sich

beim Graben des Löffels für die vorderen Teile der Raupentragflächen nach Maßgabe der Lastverteilung bis auf ungefähr den doppelten Betrag dieses Wertes. — Bei der Betrachtung der Belastungsziffern ist zu berücksichtigen, daß diese schweren Geräte nicht wie unsere Eimerkettenbagger dauernd fahren, sondern längere Zeit auf einer Stelle arbeiten und nur verhältnismäßig selten ihren Arbeitsplatz, dem Fortschreiten der Abbauarbeiten entsprechend verändern. Außerdem stehen und fahren diese Großbagger meist auf harter Steinkohle, wodurch die Zulässigkeit derartiger bei uns als viel zu hoch angesehenen Bodendrücke einigermaßen gerechtfertigt erscheint. Die Eimerseilbagger, die infolge der bereits erwähnten Arbeitsteilung dem Löffelbagger vorausfahren, müssen zuweilen auf sandigem oder nachgiebigem Boden arbeiten; daher legt man zuweilen starke Holzbohlen (Abb. 8) unter die Raupen, die eine behelfsmäßige Fahrbahn bilden und ein zu starkes Einsinken des Gerätes verhüten.

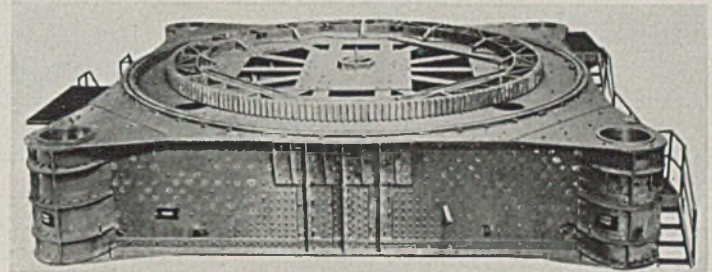


Abb. 6. Unterwagen (ohne Raupenfahrgerüste) eines Marion-Großbaggers mit den vier Stahlgußzylindern zur Aufnahme der mit den Fahrgestellen verbundenen Kolben.

Bei den Großbaggern der Bucyrus-Erie Co. ist für die Abstützung der vier Raupenpaare das Prinzip der Dreipunkt-lagerung (Abb. 9) angewendet worden. Zwei der Raupenpaare (R_3 und R_4) sind in der Höhenrichtung starr mit dem Unterwagen verbunden und können bei Überwindung von Unebenheiten des Bodens nur durch Gelenke etwas auspendeln. Die beiden anderen Raupenpaare (R_1 und R_2) sind durch den kräftigen Schwinghebel H miteinander verbunden, der um den Mittelpunkt des Rahmenträgers ausschlagen und sich einstellen kann. Das Baggergewicht wird damit durch drei Festpunkte auf die vier Raupenpaare übertragen, so daß im Gelände eine Anpassung an die Unebenheiten bis zu gewissem Grade stattfinden kann. Beim Arbeiten des Löffels in den Diagonalstellungen des Auslegers werden die frei tragenden Rahmenecken durch die einseitige Lastverteilung zu stark beansprucht, daher werden unter die beiden Ecken auf der Schwinghebel-seite (Abb. 9) kräftige motorisch angetriebene Spindeln (S_1 und S_2) zwischen den Raupenfahrgerüsten festgespannt, um eine vorübergehende starre Vierpunkt-lagerung herbeizuföhren. Beim Fahren werden diese Spindeln dann wieder gelöst, damit die beabsichtigte Wirkung der Dreipunkt-lagerung wieder eintreten kann. — Bei den neueren Ausführungen wird der Schwinghebel H , welcher zwei Raupenpaare verbindet, in der Fahrtrichtung angeordnet, während es bei älteren Geräten senkrecht dazu geschah. Es hat sich im Betriebe gezeigt, daß diese Änderung beim Geländefahren zweckmäßiger ist, weil damit eine allmählichere Einstellung des Schwinghebels H bei Überwindung größerer Bodenhindernisse erzielt wird, wie z. B. beim plötzlichen Überfahren einer Vertiefung, in die eines der Raupenpaare einsinkt. Die Raupen der Bucyrusbagger besitzen keine Lenkvorrichtung wie diejenigen von Marion; das Durchfahren schwach gekrümmter Kurven wird durch einen den Bagger begleitenden Bedienungsmann gesteuert, der das Ein- und Auskuppeln der kleinen bzw. großen Zahnradübersetzung der Raupenantriebe bewirkt. Die neueren Bucyrus-Bagger erhalten auf jedem der vier Raupenfahrgerüste einen besonderen Antriebsmotor. — Die Fahrgeschwindigkeit der Großbagger beträgt ungefähr bis zu $\frac{1}{2}$ km in der Stunde.

Die Großbagger der beiden erwähnten amerikanischen Lieferfirmen weisen außer den baulichen Unterschieden der Raupen nebst Steuerung und Abstützung auch noch weitere wesentliche Kon-

Zahlentafel 3. Hauptabmessungen der Marion-Eimerseilgroßbagger. (Hierzu Abb. 4.)

| Type | 5320 | | | 5480 | | |
|--------------------------------------------------------------|---------------------------|------|------|------|------|------|
| | Auslegerlänge m | 41,2 | 46,0 | 50,1 | 52,0 | 56,5 |
| Inhalt des Schürfkübel ¹ m ³ | 5,3 | 4,55 | 3,8 | 7,6 | 6,05 | 4,55 |
| Neigungswinkel d. Auslegers (A) o | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 |
| Ausschütthöhe über Planum (B) m | 19,0 | 21,8 | 24,3 | 22,7 | 25,3 | 28,3 |
| Ausschüttweite (C) m | 41,5 | 45,5 | 49,5 | 51,8 | 55,6 | 59,9 |
| Größte Reichweite (D) ² m | bis | bis | bis | bis | bis | bis |
| | 52,0 | 55,1 | 59,8 | 61,2 | 67,2 | 73,2 |
| Schnitttiefe unter Planum (E) m | 20,0 | 17,3 | 15,0 | 22,2 | 19,4 | 16,6 |
| Höhe der Auslegerrolle üb. Planum (F) m | 27,0 | 29,2 | 31,5 | 32,8 | 35,2 | 37,2 |
| Ausladung der Auslegerrolle (G) m | 42,0 | 46,2 | 49,8 | 52,5 | 56,0 | 60,2 |
| Höhe des Auslegerpunktes üb. Planum (H) m | 5,4 | | | 5,7 | | |
| Vordere Ausladg. bis zum Auslegerdrehpunkt (J) m | 4,7 | | | 5,3 | | |
| Erford. Gegengewicht t | | | | 135 | | |
| Ungefähres Betriebsgewicht t | | | | 740 | | |

¹ Der Kübelinhalt bei zugehöriger Auslegerlänge bezieht sich auf die normale, schwere Kübelbauart. — Es können auch leichtere Kübel (zum Teil aus Leichtmetall) mit entsprechend größerem Inhalt verwendet werden.

² Die größte Reichweite (Schluderweite) D des Kübel hängt von der Geschicklichkeit des Baggerführers ab, den Kübel bei der Rückfahrt über die Auslegerspitze hinauszuschleudern.

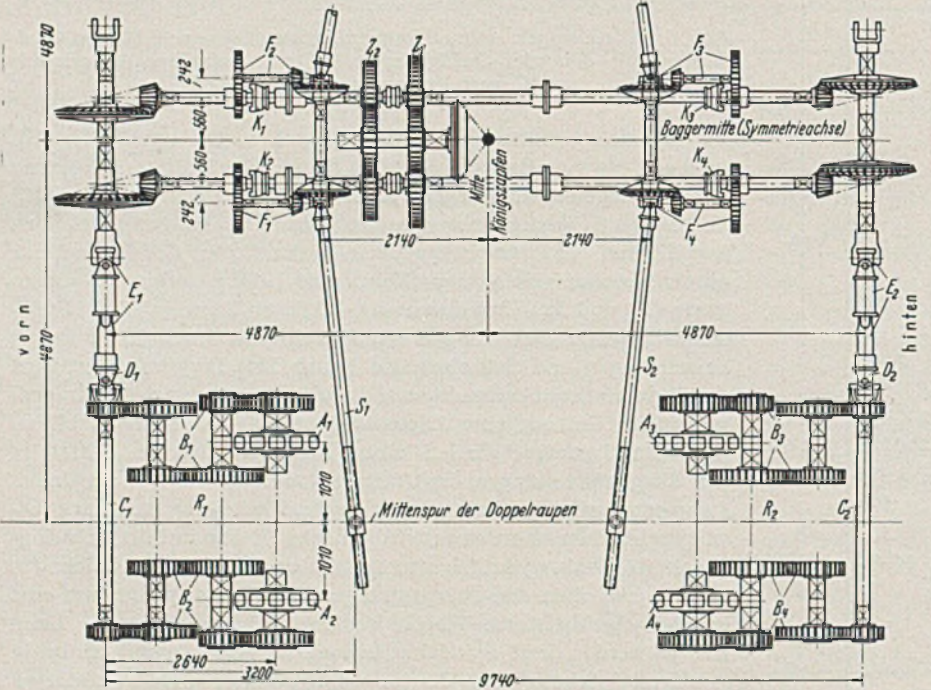


Abb. 7. Grundsätzliche Anordnung des Antriebes und der Steuerung der Raupenfahrwerke für den Großbagger „Marion 5560“ (für eine Baggerhälfte).

struktionsunterschiede auf, so z. B. in der Seilführung des Löffelstieles und in der Ausführung des Löffelstieles selbst. — Bucyrus führt grundsätzlich den doppelten Löffelstiel aus, der sich zu beiden Seiten des Auslegers bewegt. Marion bevorzugt den einfachen Löffelstiel, der durch eine Aussparung des Auslegers hindurchgesteckt wird (Abb. 1, 2 u. 5). Die Verdrehungsbeanspruchungen, die meist für den Bruch des Löffelstieles ausschlaggebend sind, werden von Marion dadurch abgeschwächt, daß zwischen dem Stielende und dem Löffel eine scharnierartige Verbindung eingeschaltet ist, so daß die Beanspruchungen bei Verdrehungen des Löffels während des Grabens nicht vollständig auf den Löffelstiel übertragen werden. Auch in der Art der Aufhängung und in der Zahl der zum Löffel führenden Hubseilstränge sind Unterschiede festzustellen; auch ergeben sich daraus weitere Unterschiede in den Übersetzungsverhältnissen der Hubwerk-Vorgelege, sowie in den Durchmessern der Seilumführungsrollen am Auslegerkopfe, sowie

Abb. 11. Vorderansicht eines Löffels (24 m³ Inhalt), im Vergleich mit einem Kraftwagen, der in den Löffel hineingefahren ist.

am Löffel (Abb. 1 u. 2). Der Löffel kann bei den neuesten Großtypen („Marion 5560“ und „Bucyrus-Erie 950-B“) bis zu 24 m³ fassen. Um das hohe Eigengewicht, welches bei ausschließlicher Verwendung von Sonderstahl etwa 30—40 t beträgt, zu vermindern, fertigt man neuerdings die Hauptteile, insbesondere die Seitenwangen und die Rückenfläche, aus Leichtmetall (Aluminium-Legierung). Diese Werkstoffänderung ermöglicht es, bei gleichem Löffelgewicht auch bei älteren Baggern den Löffelinhalt derart zu vergrößern, daß die Förderleistung um etwa 15—20% bei sonst gleichen Arbeitsbedingungen gesteigert wird. Die mit dem Gestein

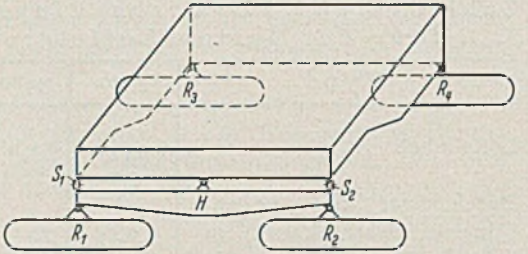


Abb. 9. Prinzipskizze der Dreipunkt-Abstützung eines Löffelgroßbaggers der Bucyrus-Erie Co. auf vier Doppelraupen. R₁, R₂, R₃ u. R₄ = Doppelraupen, H = Schwinghebel zwischen den Raupen R₁ und R₂. S₁ u. S₂ = Spindeln, die beim Arbeiten des Baggers festgezogen werden und damit eine starre Verbindung zwischen dem Rahmen und dem Schwinghebel H herbeiführen.

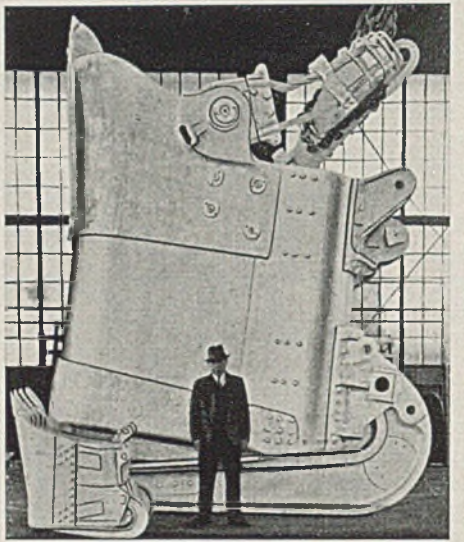
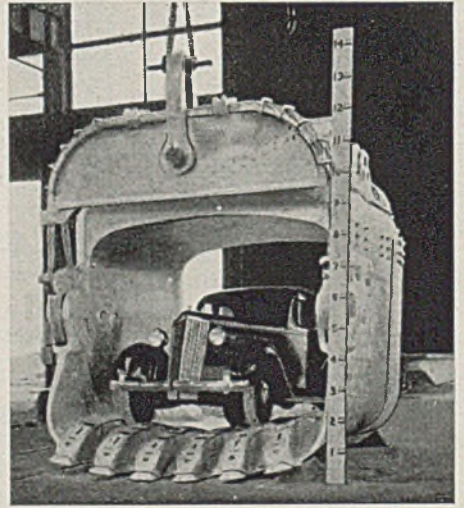


Abb. 10. Seitenansicht eines zum Teil aus Leichtmetall gefertigten Löffels von 24 m³ Inhalt (zum Vergleich daneben ein Löffel von 1 m³).



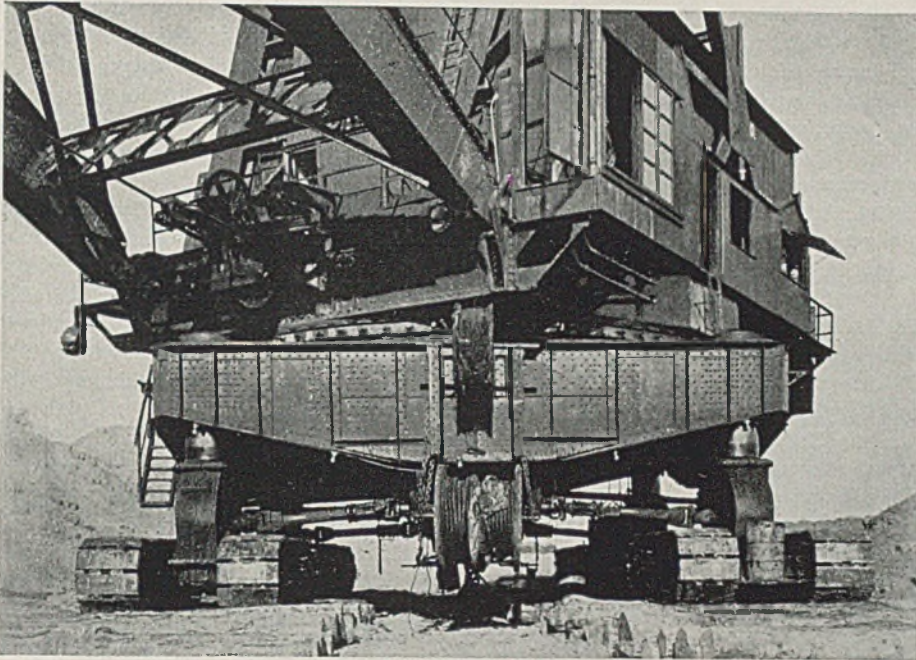


Abb. 8. Unterwagen und Maschinenhaus eines Eimerseil-Großbaggers „Marion 5480“. — Unter die Doppelraupen sind starke Holzbohlen als Fahrbahn gelegt, um zu starkes Einsinken des Gerätes in den weichen Boden zu verhüten.

beim Graben in dauernde Berührung kommenden Löffelteile (Abb. 10 u. 11) sind meist aus Manganstahl gegossen; die Reißzähne werden aus höchstwertigen Sonderstählen geschmiedet. — Für die Betätigung des Riegels zum Bodenverschluß des Löffels ist eine motorisch angetriebene Trommel im Maschinenhaus vorgesehen, die vom Baggerführer gesteuert wird.

Sehr umfangreich ist die Maschinenausstattung der amerikanischen Großbagger (Abb. 5). Bei dem Modell „Marion 5600“ (Zahlentafel 2) besteht die elektrische Ausrüstung des Hubwerkes aus zwei Gleichstrommotoren mit Nebenschlußwicklung (230 Volt) von je 450 PS, die zwecks Verminderung der Erwärmung durch kleine aufgesetzte Ventilatoren gekühlt werden. Der Auslegerhub ist selbsthemmend und wird über eine Kupplung von der Hauptmaschine angetrieben. Das Schwenkwerk besteht aus zwei unter sich gleichen, symmetrisch angeordneten Anlagen, die ebenfalls von zwei Nebenschlußmotoren (je 150 PS) angetrieben werden. Bei den neuesten Baggern werden senkrechtstehende Schwenkmotoren (Abb. 5) verwendet, so daß die sonst erforderlichen Kegelradübersetzungen in Wegfall kommen. Weiter enthält die Maschinenplattform im hinteren Teile den Motor-Generatorsatz der Ward-Leonardschaltung, bestehend aus einem Synchronmotor, der den Gleichstromgenerator für das Hubwerk und die beiden Schwenkwerke, sowie das Löffelvorschubwerk antreibt. Die Gesamtleistung aller Motoren beträgt bei „Marion 5600“ etwa 5500 PS. — Die verschiedenen Abstufungen der Geschwindigkeiten werden in jedem Generatorfeld mittels Spannungsregelung durch Feldschwächung erzielt; die zugehörigen Widerstände werden durch Controller vom Führerstand bedient. Die Kabeltrommel für die Stromzuführung ruht auf einer Stütze im hinteren Teile des Baggerunterbaues (Abb. 2 u. 8); sie ist durch Öl von den umgebenden Eisenteilen isoliert und mit Schleifringen, Bürsten und Anschlüssen usw. in normaler Ausführung versehen. Außerdem befinden sich an den übrigen Plätzen des Maschinenhauses auch die Umformer eingebaut, ferner die Luftverdichter, Lichtmaschine, Ölpumpe für die hydraulischen Zylinder (Marion) und die sonstigen Hilfsmaschinen.

Eine neue Konstruktionsverbesserung der Löffelgroßbagger hat in den letzten Jahren weitgehende Einführung gefunden und wird von den beiden Bagger-Großfirmen gleichmäßig zur Anwendung gebracht. Das Gegengewicht, welches bei den größten Modellen (Zahlentafel 2) bis zu etwa 270 t beträgt, wird nicht mehr fest im hinteren Teile des Maschinenhauses angeordnet, sondern beweglich (Abb. 2) in einer Geradföhrung über dem Maschinen-

haus, und zwar durch Seilverbindung mit der Hubtrommel. Dieses Prinzip ist auch im deutschen Kranbau schon früher wiederholt verwirklicht worden, z. B. zum Ausgleich des Greifergewichtes bei Drehkränen, dürfte aber in der Anwendung auf Löffelbagger neu sein. Auch hier dient es zum Ausgleich der Totgewichte (Löffelgewicht und Löffelfüllung), so daß die von den Hubmotoren aufgewandte Arbeit ausschließlich zum Überwinden der Grabwiderstände und nicht zum Heben der Totlasten dient. Wenn der Löffel gehoben wird, gleitet das Gegengewicht abwärts, damit die Hubmotoren entlastend. Bei der Senkbewegung des Löffels, wird die freiwerdende lebendige Kraft benutzt, um das Gegengewicht zu heben. — Das Gegengewicht besitzt beiderseits Zahnräder (Ritzel), die in die längs der Führungsschienen vorgesehenen Zahnstangen eingreifen; daher können einseitige Klemmungen des Gewichtes bei der Bewegung vermieden werden. Außerdem sind Sicherheitsvorrichtungen angebracht, die in Tätigkeit treten, falls das mit dem Gegengewicht verbundene Hubseilende schlaff werden oder reißen sollte. — Der ganze Arbeitsvorgang des Baggers spielt sich durch die Wirkung des beweglichen Gegengewichtes viel ru-

higer und stoßfreier ab als bei festem Gegengewicht, da auch die sonst unvermeidlichen hohen Stromspitzen bei Überwindung großer Grabwiderstände stark vermindert werden. Andererseits kommt naturgemäß die bei festem Gegengewicht sich ergebende erhebliche Stromrückgewinnung beim Löffelsenken in Fortfall, weil diese eben zum Hube des Gewichtes nutzbar gemacht wird.

Über die Förderleistung der Löffelgroßbagger kann gesagt werden, daß bei mittleren Bodenverhältnissen und bei geschickter Bedienung ein Förderspiel etwa 35—45 sec dauert, womit stündliche Leistungen bei ununterbrochenem Betriebe von 80—100

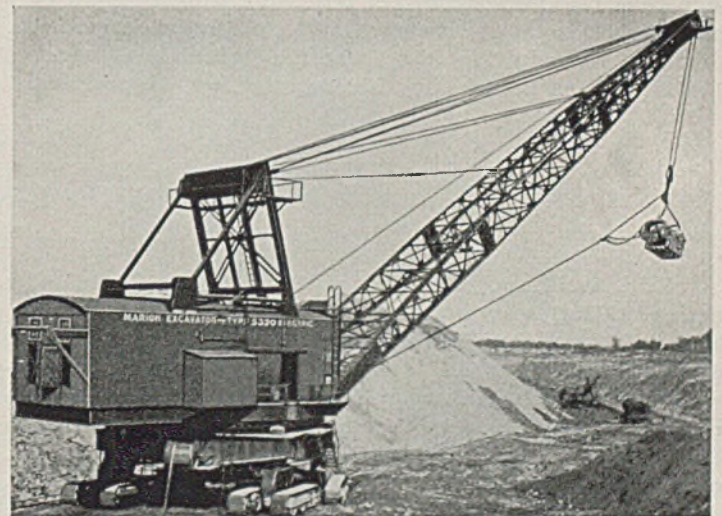


Abb. 12. Eimerseilgroßbagger („Marion 5320“) im Steinkohlentagebau („Zweigeräte-Tagebau“), dem Löffelgroßbagger bei der Abraumbeseitigung vorausgehend. — Man beachte die Winkelstellung der vorderen und hinteren Raupenpaare zueinander, beim Kurvenfahren des Baggers.

Spiele erreicht werden können, was bei den größten Typen (Löffelinhalt 24 m³) in günstigen Fällen 2000—2400 m³ Abraumbeseitigung vorausgehend. — Man beachte die Winkelstellung der vorderen und hinteren Raupenpaare zueinander, beim Kurvenfahren des Baggers.

Spiele erreicht werden können, was bei den größten Typen (Löffelinhalt 24 m³) in günstigen Fällen 2000—2400 m³ Abraumbeseitigung vorausgehend. — Man beachte die Winkelstellung der vorderen und hinteren Raupenpaare zueinander, beim Kurvenfahren des Baggers.

Spiele erreicht werden können, was bei den größten Typen (Löffelinhalt 24 m³) in günstigen Fällen 2000—2400 m³ Abraumbeseitigung vorausgehend. — Man beachte die Winkelstellung der vorderen und hinteren Raupenpaare zueinander, beim Kurvenfahren des Baggers.

Wie in früheren Berichten (s. Fußnote) bereits erwähnt, ist die Mehrzahl der großen Löffelbagger auch als Eimerseilbagger (Abb. 3 u. 4; Zahlentafel 1—3) verwendbar. Der Löffel wird durch einen Baggereimer von etwas kleinerem Inhalte ausgetauscht, ferner wird ein längerer Ausleger in Gitterfachwerk (Abb. 12) eingesetzt, während der Löffelstiel mit dem Vorschubwerk ausgebaut wird. Außerdem werden Änderungen in den Seilführungen vorgenommen und eine zweite Trommel zur Aufwicklung des Schürfseiles über der Hubwinde aufgesetzt. Die von den größten Eimerseilbaggern (Zahlentafel 3) erreichte Ausschütthöhe des Abraumes beträgt bei einer Auslegerlänge von 61 m bei 30° Neigung etwa 28 m. Der Schürfbereich des Eimerseilbaggers kann bei geschickter Handhabung der Steuergeräte durch Vorschleudern des Eimers bis über die Auslegerspitze noch erheblich erweitert werden („Schleuderweite D“ in Zahlentafel 3), also z. B. bei 61 m Auslegerlänge auf 73 m. In entsprechender Weise wie die Löffelgroßbagger werden neue Eimerseilbagger mit Eimern aus Leichtmetall ausgerüstet; ebenso wird der Hauptteil (etwa $\frac{2}{3}$) des Auslegers aus diesem Werkstoff gefertigt. Diese beiden Maßnahmen zusammen erhöhen die Förderleistung des Baggers erheblich, weil damit der Eimerinhalt im Verhältnis zur Gewichtersparnis vergrößert werden kann. — Eine maschinentechnische Eigentümlichkeit des Eimerseilbaggers ist auch die Krafrückgewinnung beim Arbeiten. Wenn der Eimer vor der Anfüllung abgesenkt wird, wird der Hubmotor umgeschaltet, wodurch der fallende Eimer den Motor mit antreibt und damit elektrische Energie ins Netz zurückliefert. Dadurch wird außerdem eine Schonung der Bremsbänder erzielt und eine übermäßige Erwärmung der Bremsen im Dauerbetriebe verhindert. Durch eine zweckmäßige, mehrfache Einscherung des Hubseiles gegenüber der einfachen Aufhängung des Schürfseiles wird ein gewisser Betrag der im angefüllten Eimer aufgespeicherten Energie zu Beginn des Hubes von der Schürftrommel durch das Getriebe an die Hubtrommel weitergeleitet.

Über die Vorzüge elektrisch betriebener Löffel- und Eimerseil-Großbagger gegenüber den mit Dampf oder Brennkraft betriebenen Geräten sind weitgehende Untersuchungen und Wirtschaftlichkeitsberechnungen angestellt worden. Die einzigen stichhaltigen Gründe jedoch, die die Wahl eines anderen als des elektrischen Antriebes rechtfertigen, sind der Mangel an ausreichender Stromzuführung bei Überwindung der hohen Spitzenbelastungen oder auch die Höhe der Anschaffungskosten. Während in gewissem Sinne ein Widerspruch in der Verwendung gekaufter elektrischer Energie für den Betrieb einer Kohlengrube liegt, die doch selbst

eine ausgezeichnete Energiequelle darstellt, so rechtfertigt in der Regel die verhältnismäßig kurze Lebensdauer derartiger Tagebauten in Amerika nur in Ausnahmefällen die umfangreiche und sehr kostspielige Einrichtung einer eigenen Kraftzentrale, die nötig sein würde, um die maximalen Belastungsanforderungen von mehreren Löffelbaggern, Eimerseilbaggern usw., die gleichzeitig arbeiten, erfüllen zu können.

Die elektrischen Löffelgroßbagger kosten in der Anschaffung etwa 20% mehr als Dampfegger, und solche mit Raupenfahrwerken wieder weitere 35% mehr als Gleisbagger. Letztere gehören heute im Steinkohlentagebau zu den Seltenheiten, da die Verlegung der Schienen und Schwellen, sowie die dazu erforderlichen Einebnungsarbeiten des Geländes zuviel Arbeitskräfte nötig machen und durch wiederholte Neubeschaffung von Schienen- und Schwellenmaterial zu unwirtschaftlich werden.

Die tatsächlichen Förderkosten bei Verwendung von Löffel- und Eimerseil-Großbaggern in den verschiedenen Grubenbezirken, die durchschnittlich nur zu etwa 50—60% der vollen Leistungsfähigkeit betrieben wurden, schwanken zwischen 6 und 10 Cts. je m^3 ; während man bei größeren Erdarbeiten in Amerika die Förderkosten mit 13—25 Cts./ m^3 , je nach Förderweg, Beschaffenheit des Fördergutes usw. veranschlagt.

IV. Ausblick auf die Weiterentwicklung.

Das außerordentlich rasche Anwachsen der im amerikanischen Steinkohlentagebau benutzten Großbagger bis auf den heutigen Stand hat sich ungefähr im gleichen Zeitabschnitte vollzogen wie die parallel verlaufende Größenentwicklung der Eimerketten-Großbagger im deutschen Braunkohlentagebau, die im letzten Jahrzehnt ebenfalls einen starken Aufschwung genommen hat. In beiden Fällen hat die durch Vergrößerung der Abmessungen bedingte Steigerung der Leistungsfähigkeit der Geräte zu einer bedeutenden Erhöhung der ganzen Betriebswirtschaftlichkeit des Tagebaues geführt. In Amerika konnten daher einzelne, bisher brachliegende Steinkohlenfelder mit ungünstigen Abraumverhältnissen erst durch die neuen Riesenlöffelbagger in Aufschluß genommen werden, während sich bei Einsatz der früheren kleineren Baggertypen eine Ausbeutung nicht gelohnt hätte. — Es bleibt nun abzuwarten, ob in absehbarer Zeit diese Größenentwicklung der Löffelbagger über Löffelinhalt von 24 m^3 hinaus noch weiter überboten wird; die durch die letzten Großtypen gesammelten Betriebserfahrungen dürften dafür unbedingt maßgebend sein.

UNIVERSAL-KLEINBAGGER.

Von Oberingenieur Paul Wiesenthal, Zeitz.

Beim Ausführen großer Bauvorhaben, sei es im Tiefbau oder auch Hochbau, beanspruchen die Erdbewegungen einen großen Zeit- und Kraftaufwand. Um dabei die Kosten herabzusetzen und die Fertigstellung zu beschleunigen, wird jetzt zumeist die kostspielige Handarbeit durch maschinelle Mittel ersetzt. Insbesondere ist dieses beim Fortschaffen der Bodenmassen der Fall, indem von Lokomotiven gezogene Schienenfahrzeuge, Schlepper, Schrapper, ortsfeste und bewegliche Gurtförderer usw. verwendet werden. Aber auch der Bodenaushub und seine Verladung erfolgt heute sehr oft mit Hilfe maschineller Einrichtungen, die bei großer Leistungsfähigkeit sich gut an die örtlichen Verhältnisse anpassen und ohne Schwierigkeiten ihren Arbeitsplatz wechseln können.

Zu diesen gehören vor allem die Universal-Kleinbagger, die sehr vielseitig sind und nach Auswechseln von Grab- und Arbeitsgeräten, wobei keinerlei Änderungen an ihren Antriebsteilen vorgenommen werden brauchen, als Hoch- und Tieföffel-, Planier-, Greifer- und Schürfbagger sowie als Kran, Ramme und Stampfer benutzt werden können. Das Windwerk eines solchen Baggers kann außerdem noch als Schrapperhaspel eingesetzt werden, so daß auch alle Schrapperarbeiten ausgeführt werden können. Schließlich besteht bei einigen Baggerausführungen noch die Mög-

lichkeit in einfacher Weise die Löffleinrichtung durch eine Eimerkettenausrüstung zu ersetzen, so daß der Bagger auch zur Herstellung von schmalen Entwässerungsgräben und Rohr- und Kabelkanälen sowie zur Gewinnung von Sand, Kies usw. zu gebrauchen ist.

Diese Bagger sind in ihren Ausmaßen so beschaffen, daß sie fertig zusammengebaut auf einem normalen Eisenbahnwagen verladen werden können. Nur bei einigen größeren Ausführungen macht sich die Verwendung von Spezialwagen notwendig oder der Oberwagen und Fahrgestell des Baggers müssen getrennt verladen werden. Dabei sind besondere Verladeeinrichtungen nicht nötig, da die Bagger mit eigener Kraft über eine vorhandene Rampe auf die Wagen und von diesen wieder herunterfahren können. In gleicher Weise werden kürzere Entfernungen zwischen zwei Arbeitsstellen oder der Weg von der Bahn nach dem Arbeitsplatz und umgekehrt mit eigener Kraft durchfahren, wobei Brücken, Eisenbahnunterführungen usw. kein Hindernis bilden (Abb. 1). Dieses begünstigt das schnelle Umsetzen der Geräte von einer Baustelle nach der anderen und läßt sie mit Vorteil auch bei Ausführung von kleineren Arbeiten zu verwenden, da die niedrigen Beförderungskosten durch die Ausgaben für Zerlegen und Wiederausammenbau des Baggers nicht erhöht werden.

Der Unterwagen eines solchen Baggers besitzt zwei Raupenkettensfahrwerke, deren Antriebsteile vollkommen eingebaut und geschützt, oder als im Öl laufende Getriebe mit staubdichten Gehäusen ausgebildet sind. Die Länge und Breite der Raupenketten ist so bemessen, daß der Bodendruck 0,5—0,9 kg/cm² beträgt, wodurch es möglich ist mit den Baggern auch auf weniger festem Boden zu fahren; ist dieser besonders weich, so erhalten die Baggerfahrwerke breite Raupenketten (Abb. 3). Während die Antriebs- und Umlenkscheiben der Raupenketten festgelagert sind, werden ihre Stützrollen pendelnd oder federnd angeordnet. Dadurch wird erreicht, daß die stoßweise Überlastung bei der Grabarbeit gemildert und die Standhaftigkeit des Baggers infolge Anpassungsfähigkeit der Raupen an die Geländeunebenheiten erhöht wird. Die pendelnde und federnde Aufhängung der Rollen ermöglicht außerdem die Überwindung von Hindernissen und erleichtert auch den Übergang aus der Geraden in eine Steigerung oder Gefälle.



Abb. 1. Durchfahrt durch eine Eisenbahnunterführung.

Die Bagger werden zumeist mit zwei Fahrgeschwindigkeiten ausgestattet, die bei kleineren Ausführungen rd. 1,0 und 2,5 km/Stde. und bei großen 0,8 und 2,0 km/Stde. betragen. Für die Straßenfahrt und beim Vorschub in Arbeitsstellung wird die große Geschwindigkeit genommen, während die kleine beim Fahren im schwierigen Gelände und zum Überwinden von starken Steigungen bis etwa 1:4 zur Anwendung kommt. Die Steuerung des Fahrtriebes erfolgt vom Führerstand aus in jeder Stellung des um 360° drehbaren Oberwagens. Jede der Raupen kann mittels Kupplungen und Bremsen unabhängig voneinander angehalten oder in beliebiger Richtung bewegt werden. Dadurch ist es möglich, alle Wendungen des Fahrgestells in kleinem Bogen oder sogar fast auf der Stelle durchzuführen. Dieses geschieht in der Weise, daß die eine Raupe mit unverminderter Geschwindigkeit weiterläuft, während die andere verlangsamt oder angehalten wird, oder auch indem sich die beiden Raupen in entgegengesetzten Richtungen bewegen.

In dem mit einem Schutzhaus versehenen Oberwagen sind die Antriebe für das Drehwerk, Fahrwerk und das Windwerk mit allen Steuerungseinrichtungen untergebracht. Jedes derselben ist vollkommen unabhängig voneinander und alle Bewegungen können gleichzeitig ausgeführt werden. Die zwei- oder dreitrommeligen Winden haben zwei Geschwindigkeiten, die während des Betriebes stoßfrei gewechselt werden können. Normalerweise wird mit der großen Geschwindigkeit gearbeitet, stößt aber der Baggerlöffel auf stärkeren Widerstand, der größere Grabkraft erfordert, so wird vorübergehend die kleine Geschwindigkeit eingeschaltet. Es kann aber auch so gearbeitet werden, daß das Graben mit kleiner Geschwindigkeit erfolgt, während die Löffelbewegungen vor und nach dem Schnitt beschleunigt ausgeführt werden. Vielfach ist auch vorteilhaft mit der kleinen Geschwindigkeit zum Schnitt anzusetzen und im Laufe desselben auf große Geschwindigkeit überzugehen. Es besteht somit die Möglichkeit auf verschiedene, den jeweiligen Verhältnissen entsprechende Art die Grabarbeit durchzuführen.

Zum Antrieb der gesamten maschinellen Einrichtung dient normalerweise ein gemeinsamer Dieselmotor. Ein solcher ist jederzeit betriebsbereit, selbst bei Temperaturen unter Null, weil er mit

selbsterzeugter Preßluft aus einer Stahlflasche angelassen werden kann. Da der Brennstoff- und Kühlwasserverbrauch ziemlich niedrig sind, so bereitet es keine Schwierigkeiten einen genügenden Vorrat an diesen mitzuführen oder ihn zu ergänzen. Dadurch wird die Beweglichkeit und Unabhängigkeit der Bagger sehr günstig beeinflusst.

In seltenen Fällen, wo die Beschaffung vom geeigneten Brennstoff und Speisewasser besonders günstig ist, der elektrische Strom oder Treiböle jedoch schwer zu beschaffen sind, wird Dampfmaschinenantrieb gewählt. Dabei werden fast immer für das Wind-



Abb. 2. Tieflöffelbagger mit breiten Raupenketten.

Dreh- und Fahrwerk besondere Antriebsmaschinen aufgestellt, die gleichzeitig und unter Ausnutzung ihrer größten Kraft und Geschwindigkeit arbeiten können. Als besonderer Nachteil dieser Antriebsart wird empfunden, daß bereits 1—2 Stunden vor Inbetriebnahme des Baggers der Kessel angeheizt werden muß.



Abb. 3. Greiferbagger.

Wo die Stromzuführung nicht schwierig ist und die Verwendung des Schleppkabels nicht störend empfunden wird, kann mit Vorteil elektrischer Antrieb verwendet werden. Dieser wird entweder mit einem Motor, wie der Dieselmotorenantrieb, oder ähnlich der Dampfmaschinenanordnung mit drei Motoren ausgeführt.

Seine besonderen Vorteile sind: die stete Betriebsbereitschaft und einfache Bedienung und Wartung; sein Nachteil die Abhängigkeit von der Stromzuführung. Ein Elektrobagger ist jedenfalls nur dort wirtschaftlich, wo die Stromkosten niedrig sind und wenn er längere Zeit an einem Standort zur Arbeit eingesetzt wird.

Umklappen des Bodenblechs, das durch einen gesteuerten Pendelschieber geschlossen wird. Dieser schließt in jeder, auch in der höchsten Stellung, so daß es nicht nötig ist den Löffel hierzu zu senken. Der kippbare Tieflöffel (Abb. 2) ist am Löffelstiel drehbar angeordnet und wird durch Herumdrehen entleert. Dieses



Abb. 4. Universal-Bagger mit Schürfkübel.

Die Universal-Bagger werden in verschiedenen Größen mit dem Löffelinhalt von etwa 0,3—2,5 m³ und einem Dienstgewicht von 13—137 t ausgeführt. Je nach ihrer Größe erreichen sie eine Abtragshöhe bzw. Grabtiefe von 5—15 m und eine Reichweite von 6—11 m von der Drehachse aus gemessen. Die Arbeitsgeräte werden vom Führerstand aus mittels Seile der Hub- und Senktrommel betätigt, wobei die Grabhöhe bzw. -tiefe sowie Schnittstärke durch Verstellung des Auslegers geändert werden.

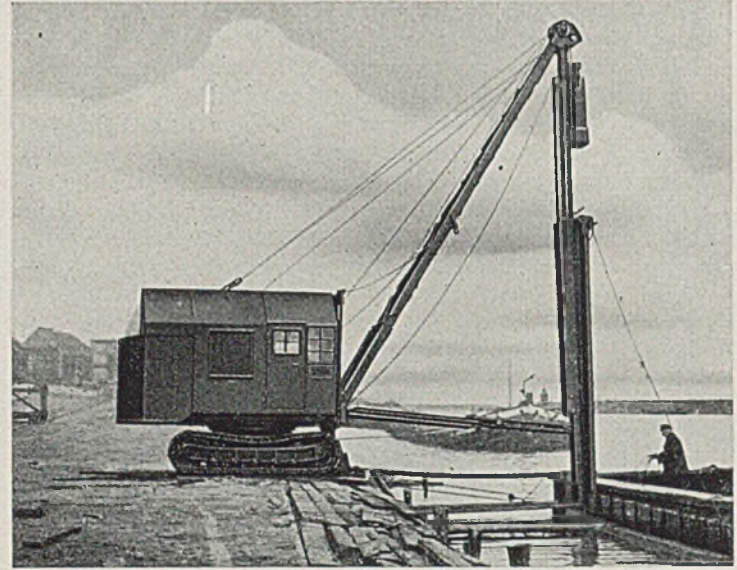


Abb. 6. Ramm-bagger.

kann an jeder Stelle seines Arbeitsbereichs geschehen, und da die Drehbewegung beliebig regelbar ist, kann das teilweise Ausschütten des Löffelinhalt an mehreren Stellen erfolgen. Beim Greiferbetrieb kann nicht nur gewachsener Boden wie Erde, Kies usw., sondern auch verschiedenes Baumaterial aufgenommen und an die Verwendungsstelle gebracht werden. Die Abb. 3 zeigt beispielsweise einen Greifbagger beim Zubringen von Pfählen. Das Pendeln und Drehen des Greifers wird durch ein Beruhigungsseil verhindert, und er kann auch in jeder Höhenlage unter dem Ausleger geöffnet und geschlossen werden. Für den Schürfkübel (Abb. 4) wird am Auslegerende für das Kranseil eine Rollenführung angeordnet, und das Gehänge ist so ausgebildet, daß die gefüllte

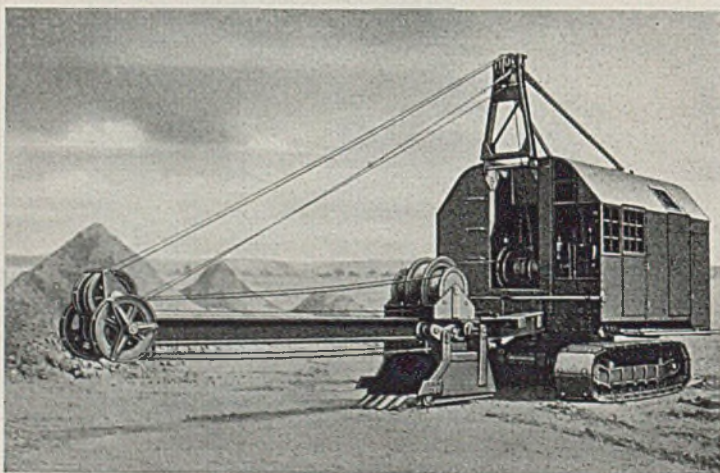


Abb. 5. Bagger mit Planierausrüstung.

Der Hochbaggerlöffel ist an seiner Vorderwand mit Reißzähnen versehen, die auswechselbar und nach einseitiger Abnutzung umsteckbar sind. Die Entleerung des Löffels erfolgt durch

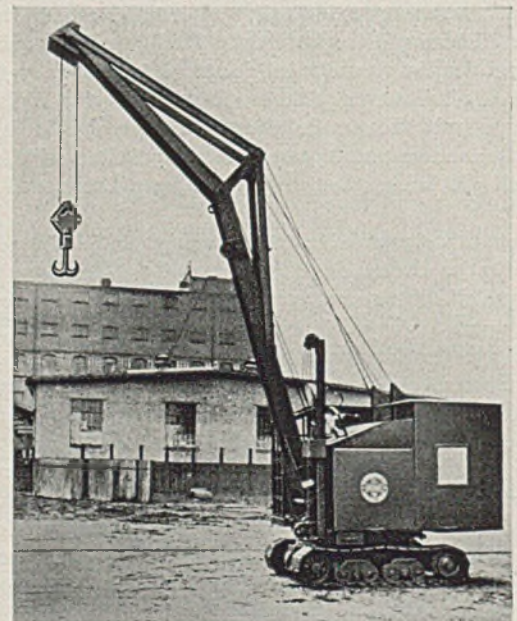


Abb. 7. Bagger mit Kранаusrüstung.

Schaufel an jeder Stelle ihres Arbeitsweges herausgehoben werden kann, wobei sie sofort eine Hängelage einnimmt, die das Herausfallen des Baggergutes verhindert. Die Planierausrüstung

(Abb. 5) hat eine in Rollen fahrbare Schaufel, deren Boden als Klappe mit Riegelverschluß ausgebildet ist. Der vordere Klappenrand dient als Schneide und ist mit auswechselbaren Zähnen besetzt.

Als Schrapper wird der Bagger für große Grabweiten bis zu 60 m verwendet. Dieses wird dadurch erreicht, daß das

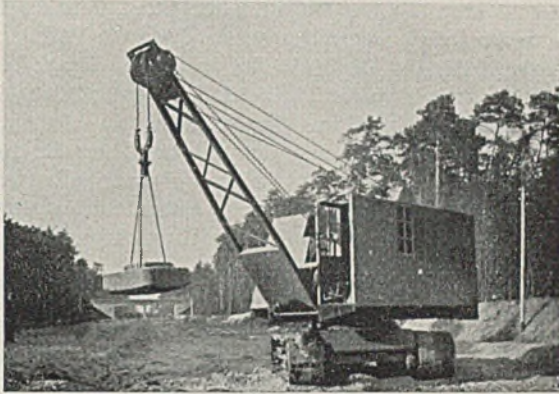


Abb. 8. Stampfer.

Schrappeil auf den beiden nebeneinander liegenden Trommeln in einem Zug aufgewickelt wird. Am entgegengesetzten Rand des Arbeitsplatzes wird das Seil über eine am versetzbaren Bock befestigte Rolle geführt. Zur Vermeidung des Seildurchhanges wird an der Winde eine besondere Vorrichtung angebracht, durch welche sowohl bei der Grab- als auch Leerlaufarbeit dem Seil eine gewisse Spannung verliehen wird. Die Leistungsfähigkeit der Anlage wird dadurch erhöht, daß das Zurückziehen des Kübels mit größerer Geschwindigkeit erfolgt als dessen Einziehen beim Graben.

Der Aufbau der R a m m e (Abb. 6) ist sehr einfach, da hierbei das Windwerk und der Ausleger unverändert benutzt werden. Am Kopfende des letzteren werden die Führungen für den Rammbär befestigt, die unten mittels U-Eisen gegen den Oberwagen abgesteift werden. Zur K r a n a u s r ü s t u n g wird der Fachwerksausleger der Schleppschaufel- oder Greifereinrichtung in gerader oder geknickter Ausführung verwendet (Abb. 7). Durch Einschalten von Mittelstücken kann der Ausleger für größere Ausladung und Hubhöhe verlängert werden. Zum Heben der Last am zweifachen Seil dient eine lose Rolle mit Haken. Der S t a m p f e r (Abb. 8) wird zum Verdichten der Dämme und Aufschüttungen beim Straßenbau verwendet. Durch Anordnung von mehreren Seilen und Abfedern der Rolle am Auslegerkopf wird elastisches Arbeiten erreicht.

EINRICHTUNGEN ZUM BAU DER SPERRMAUER BEI HOHENWARTE.

Von Fr. Riedig, VDI.

Übersicht: Angaben über die Sperrmauer. Baugeräte: Löffelbagger, Zementeinpreßgerät, Mischsilo, Kabelkrane, Schrägaufzug, Turmdrehkran. Vergleich mit dem Bau der Sperrmauer am „Kleinen Bleiloch“. Vorbereitungsarbeiten.

Im Rahmen des Gesamtprojektes der Regulierung der oberen Saale ist vor einigen Monaten der Bau der zweiten großen Sperre bei Hohenwarte in Angriff genommen worden, nachdem vor wenigen Jahren der erste Teil, die Sperre am „Kleinen Bleiloch“ bei Saalburg i. Thür., fertiggestellt worden war.

Für das Errichten der Bogen-Sperrmauer bei Hohenwarte, die mit ihrer Kronenlänge von 412 m bei 400 m Krümmungshalbmesser und mit ihrer größten Höhe von 81,4 m das Einbringen

von rd. 450 000 m³ Weichbeton erfordert, sind eine Reihe Hilfsmittel nötig gewesen, um den Bau nach den üblichen Grundsätzen durchzuführen.

Für den Aushub zu den Gründungen wurden drei Löffelbagger eingesetzt, von denen der größte (eine Ausführung von Menck & Hambrock GmbH) einen gewöhnlichen Löffelinhalt von 1,4 m³ (in leichtem Boden 1,9 m³) aufweist (Abb. 1). Der Bagger, der eine größte Reißkraft am Löffel von 20,5 t entwickeln kann und den gewachsenen, felsigen oder vorgesprenkten Boden gräbt und in Bauzüge verladet, hat drei Trommeln. Mit der dritten Trommel kann man den Ausleger bei jedem Hub mit gefülltem Grabgefäß



Abb. 1. 1,4-m³-Löffelbagger auf Raupen bei den Gründungen für den Bau der Sperrmauer bei Hohenwarte (Aufn. Menck & Hambrock GmbH).

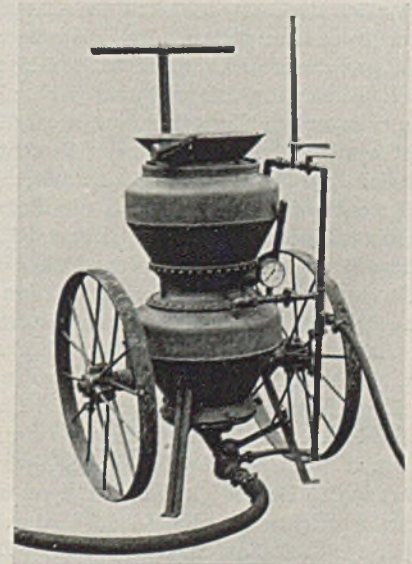


Abb. 2. Ununterbrochen arbeitendes Zement-Einpreßgerät zum Herstellen des Dichtungsschleiers. (Aufn. Torkret GmbH).

verstellen. Der Löffel hängt an einem Seil von 26 mm Durchmesser, das sich mit einer Geschwindigkeit von 60 m/min bewegt. Der Vorschub des Löffels geschieht durch Seile, die von der Hub- und Senktrammel aus bewegt werden. Zum Entleeren des Löffels dient eine Klappe am Boden, mit der der Vorgang schnell und leicht ausgeführt wird. Wie die gewöhnlichen Löffelbagger kann auch dieses Gerät in die üblichen Formen umgebaut und zu verschiedenen Arbeiten verwendet werden. Gesteuert werden die Bewegungen des Baggers durch Einzelhebel vom Führersitz aus in der an diesen Ausführungen üblichen Art. Die sonstigen Hauptangaben dieses Baggers sind: Flächendruck beim Fahren $0,95 \text{ kg/cm}^2$, Konstruktionsgewicht $50,15 \text{ t}$, Arbeitsgewicht $59,35 \text{ t}$, größte Reichhöhe und -weite bei 60° Neigungswinkel des Auslegers je $10,65 \text{ m}$, größte Höhe des Auslegers bei 60° Neigungswinkel $8,76 \text{ m}$. — Die anderen beiden, kleineren Löffelbagger, die die Arbeiten unterstützen, sind die bei Bauarbeiten auch sonst zu findenden Ausführungen.

Bleichert-Transportanlagen GmbH, die die Baustelle mit je 481 m Spannweite und je 400 m Arbeitsbereich überspannen. Die Tragseile sind auf beiden Seiten an den Türmen fest verankert.

Auf dem etwas flacheren, linken Saaleufer (Abb. 5) sind beide Fahrbahnen der Gegentürme in 314 m über NN einbetoniert. Die Fahrbahnen der Maschinentürme auf dem steilen, rechten Ufer (Abb. 3) liegen 22 m höher als auf der anderen Seite. Die äußere Fahrbahn ruht ebenfalls auf Betonfundamenten. Für die innere Fahrbahn müßte jedoch wegen des steilen Ufers ein Pfahljoch gerammt werden (Abb. 6). Die Hubhöhe der beiden Krane beträgt je 110 m . Die Fahrbahnen der Türme sind auf jeder Seite je 95 m lang, um alle Stellen des Bauwerkes erreichen zu können. Zur Unterstützung der Hubseile und der unteren Fahrseile für die Katzen dienen an jedem Kran acht Reiter (auf jeder Seite vier).

Die Betonkübel mit Bodenentleerung haben ein Fassungsvermögen von $2,5 \text{ m}^3$. Bei einem mittleren Katzfahrgeweg von 125 m

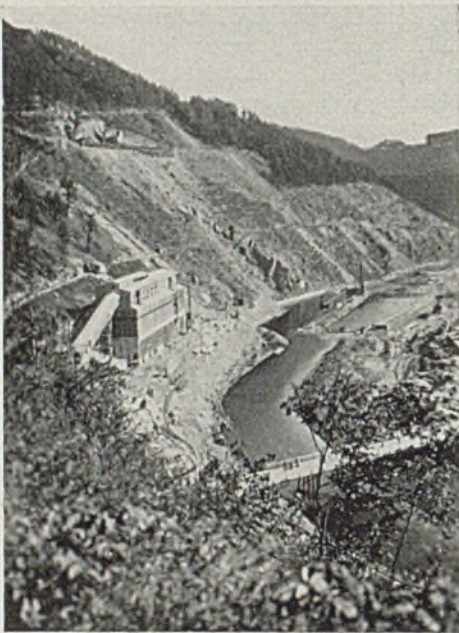


Abb. 3. Baustelle der Sperrmauer bei Hohenwarte mit dem Mischsilo für den Beton.

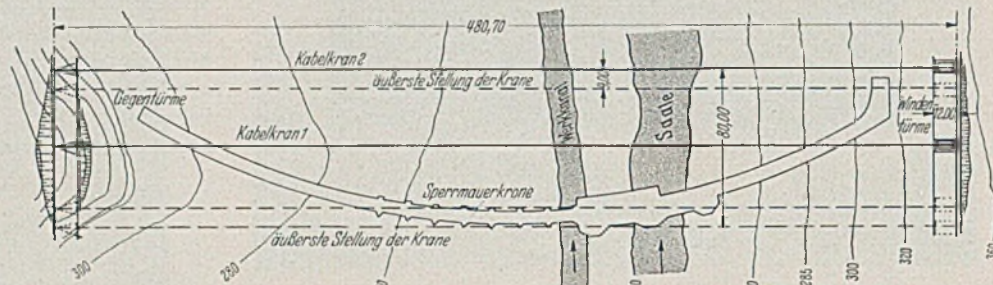


Abb. 4. Grundriß der beiden Kabelkrane zum Einbringen des Betons in die Verschaltungen der Mauer. (Vorlage Bleichert.)

und einer mittleren Hubhöhe von 20 m können mit jedem Kran 25 Spiele/h angeführt werden. Zum Füllen und Entleeren des Kübels sind dabei 40 sec vorgesehen. — Die sonstigen Hauptangaben für die Krane sind: Durchmesser der Tragseile 60 mm , Durchmesser der Hubseile 21 mm , Durchmesser der Fahrseile 20 mm , Durchmesser der Knotenseile 15 mm , Tragkraft einer Flasche $7,5 \text{ t}$, Hubgeschwindigkeit 60 m/min , Katzfahrgeschwindigkeit 300 m/min , Fahrgeschwindigkeit der Türme 6 m/min , Stromart Drehstrom 380 V , 50 Hertz .

Bei den nicht einfachen Verhältnissen in den Lagerungen des Ton-Grauwackeschiefers an der Baustelle war es nötig, damit kein Wasser durch die Gebirgsfugen hindurchgedrückt wird, vor der Mauer einen Dichtungsschleier durch Einpressen von Zement unter hohem Druck herzustellen. Das Einpressen des Zementes geschah durch ununterbrochen arbeitende Einpreßgeräte der Torkret GmbH. Ein solches Einpreßgerät (Abb. 2) besteht aus zwei übereinander liegenden Kammern, die abwechselnd mit frischem Zement gefüllt werden und aus denen der Zement ebenfalls abwechselnd durch den Zutritt von Druckluft herausgedrückt wird. Der Druckluft-Zementstrom gelangt durch die Rohrleitungen in die angeschlossenen, in den Fels⁹ eingetriebenen Einpreßstützen und wird auf diese Weise in den gewachsenen Felsen eingeführt. Die Leistung des Gerätes richtet sich nicht nur nach den Abmessungen der übereinander liegenden Kammern, sondern auch nach der Geschwindigkeit, mit der der flüssige Zement dem Einpreßgerät zugeführt wird. Im Mittel beträgt die Leistung $2-3 \text{ m}^3/\text{h}$ eingedrückten Zement. Zum Betriebe dient im allgemeinen ein Druckluftherzeuger, der bei $2,5 \text{ m}^3/\text{min}$ Ansaugleistung einen Druck von 7 atü erzeugt.

Um über die ganze Bauzeit der Sperrmauer das Mischungsverhältnis des Betons gleichbleibend einhalten zu können, ist ein Mischsilo errichtet worden (Abb. 3), durch den die für den Bau nötigen $130\,000 \text{ t}$ Zement und $900\,000 \text{ t}$ Zuschlagstoffe hindurchgehen. Die Bauart des Mischsils entspricht der auf Baustellen mit Verarbeitung größerer Betonmengen üblichen Bauart.

Das Einbringen des Betons in die Verschaltungen der Mauer geschieht durch zwei parallel verfahrbare Kabelkrane (Abb. 4) der

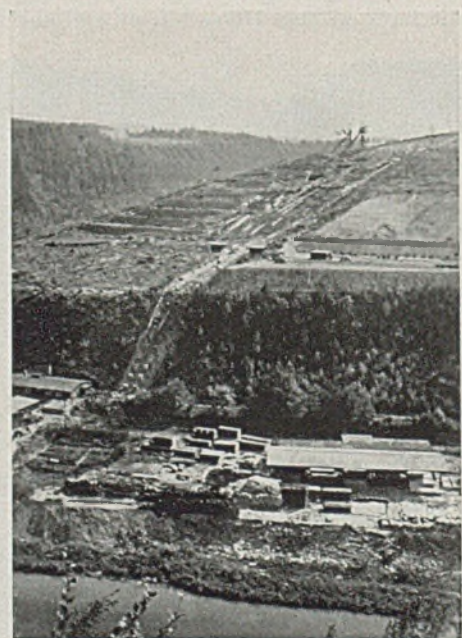


Abb. 5. Das linke Saaleufer an der Baustelle mit den Gegentürmen der Kabelkrane zum Betonieren der Sperrmauer.

Unter die Kabelkrane wird der Beton von dem Mischsilo durch einen Schrägaufzug gebracht. Der Schrägaufzug hat einen Schrägwagen, der gleichzeitig zwei Förderwagen für Beton im Gesamtgewicht von 18 t aufnehmen kann. Zum Ausgleich der toten Last

ist ein zweiteiliger Gegengewichtswagen vorhanden. Der Antriebmotor des Schrägaufzuges leistet bei 725 Umdr./min dauernd 110 PS und kann den Höhenunterschied von 70 m bei voller Belastung in 52 sec bewältigen. Der Schrägwagen kann an jeder Stelle be- und entladen werden.

Zur Unterstützung der Arbeiten der Kabelkrane und für sonstige Nebenarbeiten ist ein Turmdrehkran von Otto Kaiser aufgestellt worden (Abb. 7). Der Kran ist in der üblichen Art gebaut. Die Hauptangaben sind:

| | | | | | |
|---------------------------------------|-------|------|------|------|------|
| Ausladung | m | 6 | 10 | 15 | 20 |
| Tragkraft | t | 5 | 3 | 2 | 1,5 |
| Rollenhöhe | m | 39 | 37,5 | 33,5 | 22,5 |
| Hubgeschwindigkeit | m/min | 19,2 | 19,2 | 19,2 | 19,2 |
| Fahrgeschwindigkeit | m/min | 36 | 36 | 36 | 36 |
| Drehgeschwindigkeit | U/min | 1,2 | 1,2 | 1,2 | 1,2 |
| Verstellgeschwindigkeit des Auslegers | m/min | 6,3 | 6,3 | 6,3 | 6,3 |

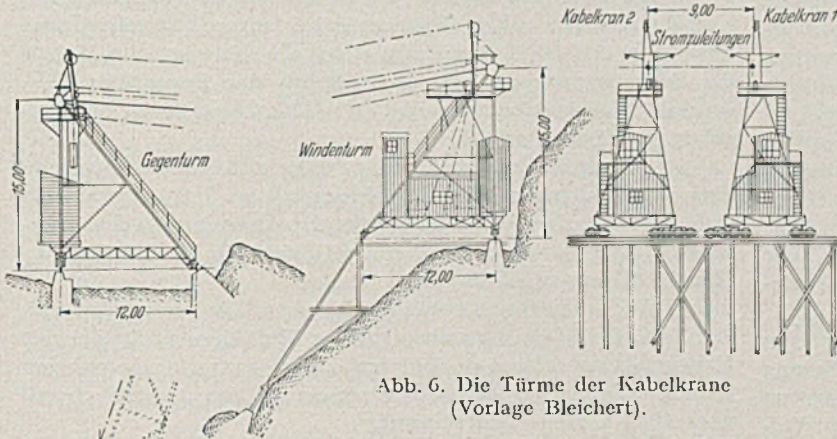


Abb. 6. Die Türme der Kabelkrane (Vorlage Bleichert).

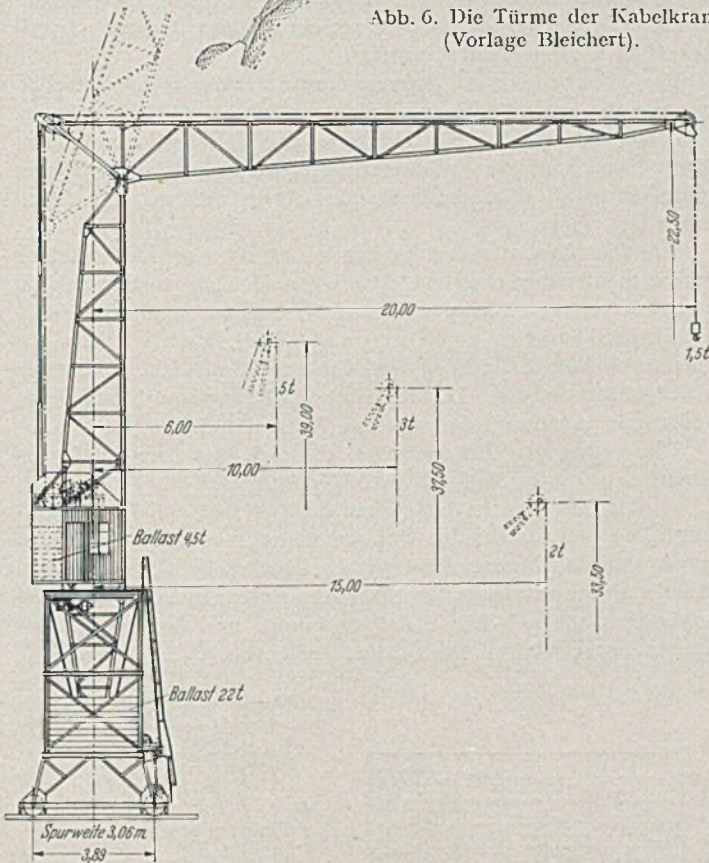


Abb. 7. Turmdrehkran beim Bau der Sperrmauer bei Hohenwarte (Vorlage Otto Kaiser).

Beim Bau der Staumauer bei Hohenwarte mußte eine ganz andere Bauweise gewählt werden als beim Bau der Sperrmauer für den ebenso großen Stausee bei Saalburg (rd. 200 Millionen m³

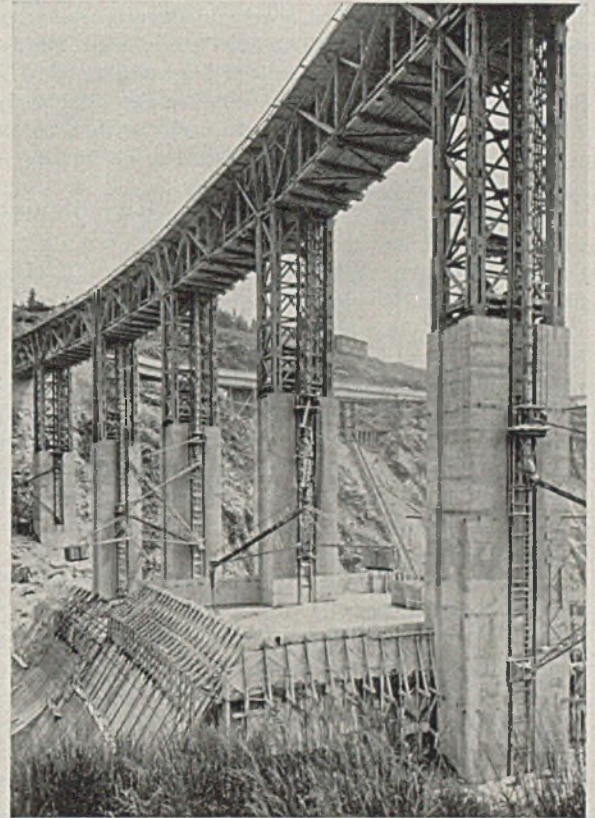


Abb. 8. Betonieren der Sperrmauer am „Kleinen Bleiloch“ bei Saalburg (Aufn. Bleichert).

Wasserinhalt). Bei Saalburg lag die Baustelleneinrichtung oberhalb der Sperrmauer. Der Beton wurde über Kronenhöhe der Mauer am rechten Saalehang gemischt und in Muldenkippern zur etwa 50 m entfernten Baustelle gefahren. Zunächst waren mehrere Stützen aus Beton aufgeführt worden, auf denen eine Holzbrücke aufgebaut wurde. Der Beton wurde in Bunker in der Holzbrücke gegeben, aus denen Fallrohre mit anschließenden, schwenkbaren Verteilern und Fliegern beschickt wurden (Abb. 8).

Wie auch bei Saalburg sind bei Hohenwarte umfangreiche Vorbereitungen nötig gewesen. Bei Saalburg wurde eine Kleinbahn (Vollspur) vom Reichsbahnhof Schleiz zur Baustelle und nach Saalburg gebaut (15 km). Bei Hohenwarte legte man vom Bahnhof Eichicht eine vollspurige Eisenbahn (5 km) und von Kaulsdorf (Staatsstraße Saalfeld—Probstzella) eine breite Straße nach Hohenwarte an. Der Umfang der Bauten zur Zufuhr der Baustoffe bleibt sich bei Hohenwarte und bei Saalburg etwa gleich.

UNTERSUCHUNGEN ÜBER DIE KNICKSICHERHEIT, DIE ELASTISCHE VERFORMUNG UND DAS KRIECHEN DES BETONS BEI BOGENBRÜCKEN.

Von Professor Dr.-Ing. Fr. Dischinger, Berlin.

(Fortsetzung von Seite 520.)

III. Der Einfluß des Kriechens und des Schwindens des Betons (plastische Formänderungen) auf Gewölbe und Rahmen von beliebiger Form und beliebigem Verlauf der Trägheitsmomente.

Das nachstehend dargestellte Verfahren zur Ermittlung der

Einflüsse des Kriechens gilt für jede beliebige Bogenform und für jeden beliebigen Verlauf der Trägheitsmomente. Vorausgesetzt wird nur, daß entsprechend den Darlegungen des Abschnittes II die zusätzlichen Biegemomente aus der elastischen Verformung,

die Knicksicherheit und die Form der Knickwelle für symmetrische Belastung mittels der stufenweisen Annäherung ermittelt wurden.

1. Allgemeine Angaben über das Kriechen und die dafür maßgebenden Gesetze.

Schon seit Jahrzehnten war bekannt, daß sich der Beton im Laufe der Zeit verkürzt. Diese Erscheinung wurde früher ausschließlich auf das Schwinden des Betons (Austrocknen) zurückgeführt. Nach den Versuchen von Glanville⁸ und Davis⁹ ist dies jedoch nicht zutreffend, weil sich für den unbelasteten und den dauerbelasteten Beton sehr verschiedene Formänderungen ergeben. Die des dauerbelasteten Betons sind ganz wesentlich größer, der Beton fließt unter der Eigengewichtslast. Da dieses Fließen jedoch nichts mit dem Fließen des Stahles beim Überschreiten der Proportionalitätsgrenze zu tun hat, sondern es sich um einen mit der Zeit verlaufenden Prozeß handelt, wurde für diesen besonderen plastischen Vorgang der besser geeignete Name „Kriechen des Betons“ eingeführt. Durch das Kriechen wird die Anzahl der Formänderungsarten des Betons um eine neue sehr wichtige vermehrt. Wir haben demnach nachstehende Formänderungen zu unterscheiden.

α) Die Formänderungen aus Temperatur, die bei unseren Klimaverhältnissen in Deutschland mit ± 10 bis 15° in Rechnung zu stellen sind. Hieraus ergibt sich eine spezifische Dehnung von ωT (da wir den Buchstaben t für die Zeit benötigen, wird zur Vermeidung von Verwechslungen für die Temperatur T eingeführt).

β) Das Schwinden des Betons, das nach unseren amtlichen Bestimmungen einem Temperaturfall bis zu 25° gleichzusetzen ist. Je kräftiger die Bewehrung, um so geringer ist der in Rechnung zu setzende Schwindwert.

γ) Die Formänderungen durch Quellen (Durchfeuchtung), die nur bei Wasserbauten eine Rolle spielen.

δ) Die Formänderungen (ϵ) aus den Belastungen mit kurzer Dauer (Verkehr), die bei einem sehr hohen Elastizitätsmodul vor sich gehen. Dieser federnde Elastizitätsmodul ist im allgemeinen ganz wesentlich höher als der in unseren Bestimmungen mit 210000 kg/cm^2 festgelegte, er ist eine Funktion der Prismenfestigkeit. Der Zusammenhang zwischen der Prismenfestigkeit und dem federnden Elastizitätsmodul ist auf Grund vieler Versuche näherungsweise gegeben durch

$$(46) \quad E_0 = \frac{550000}{150 + K_b} K_b.$$

Daraus ergibt sich z. B. bei einer Prismenfestigkeit von $K_b = 120 \text{ kg/cm}^2$ bzw. $K_b = 600 \text{ kg/cm}^2$ ein E_0 von 245000 kg/cm^2 bzw. 440000 kg/cm^2 . Des weiteren ist E_0 noch abhängig von dem Alter des Betons. Über diesen Zusammenhang gibt die Bachsche Gleichung

$$(46a) \quad K = a \left(1 - \sqrt{\frac{1}{m A + 1}} \right)$$

Aufschluß. Hierbei ist a eine Materialkonstante, m der Wasserzusatzen in Prozenten, A das Alter des Betons in Monaten. Für einen plastischen Beton mit $m = 8\%$ ergibt sich damit:

$$\begin{aligned} \text{für } A = 1 \text{ Monat} & \quad K = a \cdot 0,31 \quad (100\%), \\ \text{,, } A = 12 \text{ Monate} & \quad K = a \cdot 0,535 \quad (173\%), \\ \text{,, } A = 6 \text{ Jahre} & \quad K = a \cdot 0,65 \quad (210\%). \end{aligned}$$

Mit dem Steigen der Festigkeit geht gemäß Gl. (46) auch der federnde Elastizitätsmodul E_0 in die Höhe.

ε) Die Formänderungen aus den Dauerspannungen (Eigengewicht), die sich aus einem elastischen (ϵ) und einem plastischen Anteil f (Kriechen) zusammensetzen. Die Einwirkungen des Kriechens auf den Spannungszustand aller gedrückten Bauteile sind von ganz außerordentlicher Bedeutung, insbesondere bei Konstruktionen mit hohen Beanspruchungen. Es ist deshalb notwendig,

⁸ Glanville, W. H.: Studies in Reinforced Concrete. The Creep or Flow of Concrete under Load. Technical Paper 12.

⁹ Davis, R. E.: Flow of Concrete under sustained Compressive Stress. J. Amer. Concrete Institute (1928) S. 303. — R. E. Davis u. H. E. Davis: Flow of Concrete under sustained Loads. J. Amer. Concrete Institute (1931) S. 837.

ein Berechnungsverfahren zu schaffen, um diese Einflüsse genauer ermitteln zu können. Aus den Versuchen von Davis und Glanville kann folgendes festgestellt werden¹⁰:

α) Das Kriechmaß f ist in hohem Maße abhängig von dem Alter des Betons in welchem die Dauerlast aufgebracht wird. Wird diese auf einen jungen Beton aufgebracht (z. B. Ausrüsten einer Bogenbrücke nach kurzer Erhärtungszeit), dann ergeben sich hierbei wesentlich größere Zusammendrückungen unter der Dauerlast als wenn diese erst in einem späteren Zustand aufgebracht würde. Wenn es deshalb erwünscht ist, das Kriechmaß klein zu halten, so man die Gewölbe erst nach langer Erhärtungszeit ausrüsten und umgekehrt sehr bald, wenn man durch das Kriechen des Betons die Zwängungsspannungen, die sich aus der Bogenzusammendrückung, dem Schwinden und der Widerlagerausweichung ergeben, kleinhalten will.

β) Je magerer der Beton, um so größer wird das Kriechen. Bei mageren Mischungen kann das Kriechmaß bei Luftlagerung den drei- bis fünffachen Wert der elastischen Zusammendrückung annehmen. Wir sind deshalb in der Lage, durch fette Mischungen, das Kriechmaß wesentlich herabzusetzen.

γ) Auch die relative Luftfeuchtigkeit und die Temperatur sind von Einfluß. Bei Brücken über feuchten Flußtäälern macht sich das Kriechen lange nicht so stark bemerkbar, wie in trockenen sonnigen Täälern. Durch eine dauernde Berieselung kann das Kriechmaß wesentlich herabgemindert werden.

δ) Abgesehen von der Kornzusammensetzung ist das Kriechen auch von der mineralogischen Natur der Zuschlagstoffe abhängig. Z. B. läßt sich durch Kalksteinzusatz das Kriechen vermindern, während dadurch aber andererseits die elastische Formänderung vergrößert wird, d. h. der federnde Elastizitätsmodul E_0 wird kleiner.

Auf die physikalischen Ursachen des Kriechens des Betons will ich nicht näher eingehen, da diese noch nicht restlos geklärt sind. Ich verweise hierzu auf die interessanten und sehr wahrscheinlichen Theorien von Freyssinet¹¹, nach welchen das Kriechen und das Schwinden des Betons auf die gleichen Ursachen zurückgeführt werden. Damit hängt wohl zusammen, daß beide Wirkungen annähernd den gleichen Verlauf haben.

Die wichtigsten Erkenntnisse, die sich aus den erwähnten Versuchen ergeben, sind jedoch folgende:

a) Das Kriechen ist fast genau proportional den Dauerspannungen, so daß wir für den Zusammenhang zwischen den Spannungen und den Formänderungen das Hookesche Gesetz voraussetzen und darauf unsere Berechnungen aufbauen können. Diese Proportionalität zwischen den Spannungen und den plastischen Formänderungen zeigt Abb. 34 und auch Abb. 35, in welcher die

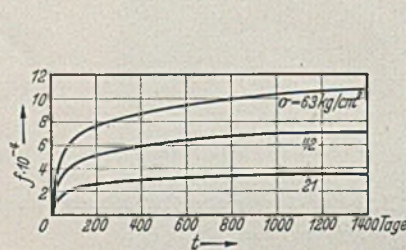


Abb. 34.

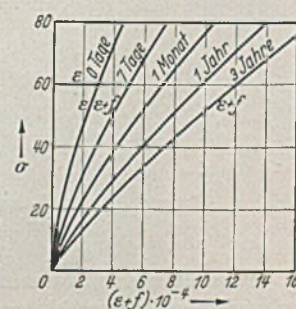


Abb. 35.

Spannungs-Dehnungslinie sowohl für die Augenblicksbelastung aus Verkehr (ϵ) als auch für die Dauerlast ($\epsilon + f$) aufgetragen sind, und zwar für eine Dauer der Belastung von 7 Tagen, 1 Monat, 3 Monate, 1 Jahr und 3 Jahre. Diese letztere Abbildung zeigt, daß die Proportionalität zwischen den Spannungen und den plastischen Formänderungen f wesentlich genauer ist, wie im elastischen Bereich, bei

¹⁰ Siehe auch Hummel, A.: Vom Kriechen und Fließen des erhärteten Betons und seiner praktischen Bedeutung. Zement 24 (1935) Heft 50/51.

¹¹ Freyssinet: Une revolution dans les techniques de Beton. Paris librairie de l'enseignement technique Leon, Eyrelles, Editeur. 1936.

dem bekanntlich mit zunehmenden Spannungen das Verhältnis $E_0 = \frac{\sigma}{\epsilon}$ kleiner wird.

b) Das Superpositionsgesetz, nach dem die plastischen Formänderungen für in verschiedenen Zeitpunkten aufgebraachte Dauerlasten zu berechnen sind. Hierzu betrachten wir Abb. 36 und 37. In Abb. 36 ist der Verlauf des Kriechens f als Funktion der Zeit für eine gegebene Spannung unter der Voraussetzung gleichbleibender Temperatur und Luftfeuchtigkeit im Verhältnis zu den elastischen Formänderungen aufgetragen. Da wir das Hookesche Gesetz für den Kriechvorgang als gültig vorausgesetzt haben, ist dieses Diagramm sowohl für eine beliebige Spannung σ als auch für die Einheitsspannung $\sigma = 1$ maßgebend. Während wir die Kriechmaße, die zu der beliebigen Spannung σ , bzw. zu der entsprechenden Dehnung ϵ gehören, mit f_t bezeichnen, führen wir für die auf die Einheitsspannung bezogenen Kriechwerte die Bezeichnung φ_t ein. Die Größtwerte des Kriechens bezeichnen wir mit f_n bzw. φ_n . Aus dem Diagramm ersehen wir, daß das Kriechen in der ersten Zeit nach dem Aufbringen der Dauerlast (Ausrüstung) besonders stark ist und dann sehr rasch abnimmt. Endgültig abgeschlossen ist aber das Kriechen erst nach drei bis fünf Jahren, bei einem Größtwert von f_n bzw. φ_n . Wie der Verlauf der Kriechkurve zeigt, ist das Kriechen jedoch schon nach einem Jahr zum weitaus größten Teile erledigt. Ebenso wie wir die elastischen Formänderungen mittels des Hookeschen Gesetzes $E_0 = \frac{\sigma}{\epsilon}$ berechnen, so können wir damit auch den Einfluß des Kriechens berücksichtigen, nur müssen wir jetzt anstatt mit dem federnden Elastizitätsmodul E_0 mit einem ideellen von der Zeit abhängigen Modul E_t rechnen, dessen Größe wir aus Abb. 36 ablesen können. Bei Berücksichtigung der elastischen und plastischen Formänderung im Zeitpunkt t ergibt sich dieser zu:

$$(47) \quad \left\{ \begin{aligned} E_t &= E_0 \frac{\epsilon}{\epsilon + f_t} = \frac{E_0}{1 + \varphi_t}, \\ \text{für } t = t_n \text{ (Abschluß des Kriechens)} \\ E_n &= \frac{E_0}{1 + \varphi_n}. \end{aligned} \right.$$

Die Größe dieses ideellen Moduls E_t ist im Zeitpunkt $t = 0$ gleich dem federnden Modul E_0 . Mit zunehmender Zeit wird er kleiner und erreicht beim Abschluß des Kriechens $t = t_n$ seinen Kleinstwert $E_n = \frac{E_0}{1 + \varphi_n}$. Sein Verlauf ist im unteren Teil der Abb. 36 aufgezeichnet. Gl. (47) gilt jedoch nur für eine Dauerlast, die im Zeitpunkt der Ausrüstung $t = 0$ aufgebracht wurde. Wird im Zeitpunkt $t = t_1$ noch eine weitere Dauerlast aufgebracht, dann ist wahrscheinlich, daß dann, wie aus Abb. 36 abzulesen ist, die erweiterte Gleichung gilt:

$$(48) \quad \left\{ \begin{aligned} E_t &= E_0 \frac{\epsilon}{\epsilon + f_t - f_{t_1}} = \frac{E_0}{1 + \varphi_t - \varphi_{t_1}}, \\ \text{für } t = t_n \text{ (Abschluß des Kriechens)} \\ E_n &= \frac{E_0}{1 + \varphi_n - \varphi_{t_1}}. \end{aligned} \right.$$

Im Moment des Aufbringens der Last $t = t_1$ ist demnach der ideelle Modul E_t wieder gleich dem federnden Elastizitätsmodul E_0 , aber da die zweite Dauerlast in einem höheren Betonalter aufgebracht wurde, macht sich das Kriechen lange nicht mehr so stark bemerkbar und infolgedessen ist der Abfall des ideellen Moduls bis zum Abschluß des Kriechens wesentlich geringer als im ersten Fall. Der Verlauf dieses Moduls ist ebenfalls in Abb. 36 aufgezeichnet. Daß der ideelle Modul im Zeitpunkt $t = t_1$ wiederum die Größe des federnden Elastizitätsmoduls E_0 hat, ist selbstverständlich, weil im Zeitpunkt des Aufbringens jede Dauerlast wie eine Augenblicksbelastung wirkt. Des weiteren ist es nach den Darlegungen unter α) sicher, daß für eine im Zeitpunkt t_1 aufgebraachte Dauerlast sich das Kriechen lange nicht so stark bemerkbar macht, als wenn diese im Zeitpunkt $t = 0$ aufgebracht würde, jedoch bedarf der Verlauf des ideellen Moduls gemäß Gl. 48 noch einer weiteren Begründung.

Wenn Gl. (48) richtig ist, dann muß die Kriechkurve für eine im Zeitpunkt $t = t_1$ aufgebraachte Dauerlast nach einer Linie verlaufen, die aus der ursprünglichen Kriechkurve durch Verkleinern aller Ordinaten um f_{t_1} bzw. φ_{t_1} erhalten wird. Das ist jedoch nach den erwähnten Versuchen tatsächlich der Fall, wie aus den Whitney-Idealkurven¹² des Kriechens hervorgeht, die in Abb. 37 dargestellt sind, und die aus diesen Versuchen gewonnen wurden. Sie zeigen, daß die drei aufgezeichneten Kriechkurven f_1, f_2, f_3 für Dauerbelastungen in verschiedenen Zeitpunkten immer den gleichen senkrechten Abstand voneinander haben, so daß die Voraussetzungen, unter denen Gl. (48) aufgestellt wurde, wenigstens in großer Annäherung erfüllt sind. Mit Hilfe der Gl. (47) und (48) können wir nun die Formänderungen unter dem Einfluß des Kriechens berechnen, und zwar auch für Dauerlasten, die in beliebigen Zeitpunkten aufgebracht werden. Damit können wir auch die Gesamtformänderung feststellen.

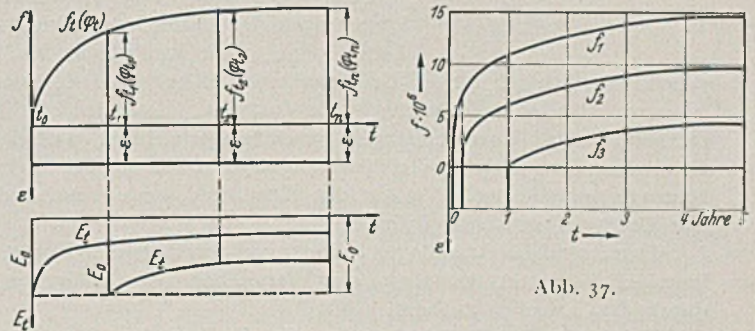


Abb. 36.

Abb. 37.

Wir bezeichnen deshalb das durch Gl. (48) gegebene Gesetz als das Superpositionsgesetz der plastischen Formänderungen. Die Erkenntnis, daß auch im plastischen Bereich für den Zusammenhang zwischen den Dauerspannungen und den Formänderungen durch das Kriechen das Hookesche Gesetz gültig ist und vor allem das Superpositionsgesetz Gl. (48), bilden die Grundlage für die nachfolgenden Untersuchungen über die Beeinflussung der Schnittkräfte durch die plastischen Verformungen und Verbiegungen infolge des Kriechens.

Die Kriechkurve Abb. 36 entspricht den Laboratoriumsversuchen bei gleichbleibender Temperatur und Luftfeuchtigkeit. Sie läßt sich ebenso wie alle mit der Zeit abklingenden Vorgänge am einfachsten mittels der Exponentialfunktion darstellen $f_t = f_n (1 - e^{-t})$ bzw. $\varphi_t = \varphi_n (1 - e^{-t})$. Damit ergibt sich für Gl. (47) und (48) nachstehende Form:

$$(47a) \quad E_t = \frac{E_0}{1 + \varphi_n (1 - e^{-t})} \quad \text{für Dauerlast im Zeitpunkt } t = 0.$$

$$(48a) \quad E_t = \frac{E_0}{1 + \varphi_n (e^{-t_1} - e^{-t})} \quad \text{für Dauerlast im Zeitpunkt } t = t_1.$$

Der einfacheren Bezeichnung wegen setzen wir im weiteren

$$(47b) \quad \varphi_n = \frac{f_n}{\epsilon} = m.$$

Hierbei ist $\varphi_n = m$ eine Zahl, die angibt, wieviel mal größer die plastische Verformung als die elastische ist nach Abschluß des Kriechens. Wenn man dem Kriechvorgang die Exponentialfunktion zugrunde legt, nimmt man am praktischsten den Zeitpunkt t_n des Abschlusses des Kriechens bei $t = \infty$ an, der Zeitpunkt $t = \infty$ entspricht demnach einer Zeit von drei bis fünf Jahren nach Ausrüstung des Bauwerkes.

In der Praxis ergeben sich gegenüber den Laboratoriumsversuchen wesentliche Abweichungen im Verlauf der Kriechkurve, weil die Grundlagen des Laboratoriumsversuche, wie gleichbleibende Temperatur und Luftfeuchtigkeit niemals vorhanden sind. Insbesondere bei Bauten, die im Herbst ausgerüstet werden, ergeben sich bedeutende Abweichungen von den Kriechkurven des Labora-

¹² Whitney, C. S.: J. Amer. Concrete Institute (s. Melan, J.) Beton u. Eisen 31 (1932) S. 320.

toriums. Eine derartige Kriechkurve ist in Abb. 38 dargestellt. Hier zeigen sich zwei Kriechwellen, die erste setzt unmittelbar nach dem Ausrüsten ein, während des Winters bleibt der Beton sehr feucht, so daß dann das Kriechen gehemmt ist, aber mit dem Ansteigen der Temperaturen im Frühjahr und der dadurch bedingten Austrocknung des Betons setzt eine zweite Kriechwelle ein. Auch ein solcher Kriechverlauf läßt sich sehr leicht durch zwei Exponentialfunktionen darstellen, wovon die erste für den Abschnitt a und die zweite für den Abschnitt b gültig ist. Die Berechnung ist sodann in zwei Stufen durchzuführen.

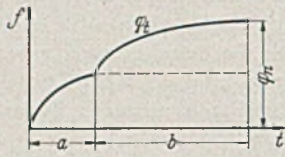


Abb. 38.

Für unsere Berechnungen und für die Formgebung interessieren uns die Spannungen, die in einem beliebigen Zeitpunkt auftreten viel weniger, als die nach Abschluß des Kriechens. Die späteren Untersuchungen werden aber zeigen, daß für diese Endspannungen der Verlauf der Kriechkurve ohne jeden Einfluß ist, maßgebend hierfür sind nur die Größtwerte des Kriechmaßes f_n bzw. $\varphi_n = m$. Das ist eine überraschende Tatsache, welche jedoch die mathematischen Untersuchungen wesentlich erleichtert, weil die Ermittlung der maßgebenden Spannungen nicht von den bei jedem Bauwerk verschiedenen Verlauf des Kriechens, sondern nur von den Größtwerten abhängig ist.

Damit sind die Grundlagen erörtert, auf denen sich die Ermittlung der Schnittkräfte infolge der plastischen Formänderungen durch das Kriechen aufbaut.

Bei den unbewehrten Gewölben ist der Vorgang, der durch die Verkürzung des Bogens infolge des Kriechens ausgelöst wird, wesentlich durchsichtiger als bei den bewehrten Bögen. Bei den unbewehrten Bögen ergibt sich infolge dieser Bogenverkürzung nur ein von der Zeit abhängiger unbekannter Horizontalschub, der aus der Differentialgleichung leicht zu ermitteln ist. Bei den bewehrten Bögen dagegen haben wir es mit innerlich und äußerlich statisch unbestimmten Systemen zu tun. Hier ergibt sich ebenfalls ein mit der Zeit veränderlicher Horizontalschub H_1 aus der äußeren statischen Unbestimmtheit, zugleich findet aber mit dem Fortschreiten des Kriechens, also mit der Zeit, eine Umlagerung der Gewölbekraft N_g auf das Eisen statt. Je stärker das Kriechmaß des Betons ist, in um so höherem Maße geht diese Umlagerung der Gewölbekraft vom Beton auf das Eisen vor sich. Insbesondere bei Bögen mit sehr hohen Druckspannungen wird das Eisen ganz wesentlich höher beansprucht als wir gemäß der Gleichung $\sigma_e = \sigma_b \frac{E_e}{E_b} = n \sigma_b$ aus dem Verhältnis der Elastizitätsmoduli errechnen.

Das Verhalten des statisch bestimmten Dreigelenkbogens gegenüber den plastischen Verformungen aus Kriechen ist wesentlich verschieden von dem der statisch unbestimmten Bogensysteme. Bei den Untersuchungen über die elastischen Verformungen hatten wir schon gesehen, daß der Dreigelenkbogen — als statisch bestimmtes System — sich gegen die Verformungen nur durch seine Biegesteifigkeit wehren kann, im Gegensatz zu den statisch unbestimmten Systemen, bei denen sich beim Übergang von dem einen Zusatzmoment zu dem nächsten zusätzliche statisch unbestimmte Stützkräfte ergeben, durch welche die Biegemomente entsprechend dem Gesetz vom Minimum der Formänderungsarbeit so günstig wie möglich längs der Bogenachse verteilt werden. Das Fehlen zusätzlicher statisch unbestimmter Stützkräfte war auch die Ursache dafür, daß wir beim Dreigelenkbogen die Knicksicherheit und die Verformungsmomente in geschlossener Form ohne Reihenbildung ermitteln konnten.

Das gleiche Verhalten zeigt der Dreigelenkbogen auch gegenüber den plastischen Verformungen infolge des Kriechens. Nur durch seine Biegesteifigkeit kann er diesen Verformungen Widerstand leisten. Wenn demnach nach dem Ausrüsten im Dreigelenkbogen Biegemomente vorhanden sind, bedingt entweder durch die Formgebung der Bogenachse oder durch die elastische Verformung, dann müssen diese Momente infolge der plastischen Verbiegungen und der sich dadurch verstärkenden Exzentrizitäten der

Gewölbekraft sehr stark anwachsen, wie die Darlegungen des nächsten Abschnittes zeigen werden.

2. Der Einfluß des Kriechens auf den unbewehrten Dreigelenkbogen bei Berücksichtigung der Verformungen.

Bei den nachfolgenden Untersuchungen über den Einfluß des Kriechens auf den Dreigelenkbogen berücksichtigen wir nur die elastische Verformung, die bei der Ausrüstung selbst, also im Zeitpunkt $t = 0$ auftritt. Durch das Kriechen verkürzt sich der Bogen und die Bogenschenkel verformen sich. Jede dadurch bedingte Änderung der Momente stellt in dem Zeitpunkt des Entstehens dieser Änderung einen elastischen Eingriff dar, der also auch eine elastische Verformung zur Folge hat. Durch diese elastischen Verformungen während des Kriechprozesses wird das Problem der Ermittlung der tatsächlichen Biegemomente sehr schwierig. Aus diesem Grunde wird in diesem Abschnitt nur die elastische Verformung in dem Zeitpunkt des Ausrüstens $t = 0$ berücksichtigt und die elastische Erregung während des Kriechprozesses vernachlässigt. Ich komme in einem späteren Abschnitt noch ausführlich auf diese zusätzlichen Einflüsse zu sprechen (s. III 7b).

Bei dem Dreigelenkbogen — als statisch bestimmtem System — war nach Abschnitt II, 3d die Ermittlung der Knicksicherheit und der Biegemomente aus der elastischen Verformung sehr einfach, denn wir konnten diese Größen ohne Reihenbildung in geschlossener Form ermitteln und erhielten fast dieselben Resultate, ganz gleich, ob wir als Verbiegungslinie eine Parabel- oder eine Sinuslinie ansetzten. Das hängt damit zusammen, daß die wirkliche Knicklinie zwischen den sich nur wenig unterscheidenden flachen Sinus- und Parabellinien liegt. Aus demselben Grunde lassen sich auch die Biegemomente aus den plastischen Verformungen sehr leicht berechnen.

Infolge der elastischen Verkürzung der Bogenachse ergab sich nach Zahlentafel 37 für den Parabelbogen eine Scheitelsenkung von:

$$(49a) \quad \Delta f_0 = \frac{H_g f}{E_0 F_c} \left(1 + \frac{32 l^2}{128 f^2} \right) = \frac{H_g f}{E_0 F_c} \left(1 + \frac{a^2}{f^2} \right).$$

Durch diese Scheitelsenkung ergeben sich Biegemomente, deren Größtwert im Viertelpunkt gleich $H_g \frac{\Delta f_0}{4}$, wobei H_g der Horizontalschub aus Eigengewicht ist. Durch diese Biegemomente und die damit verbundene Verkürzung der Sehne eines Bogenschenkels ergeben sich weitere Scheitelsenkungen und neue Biegemomente, die wir für den Fall der elastischen Verformung im Abschnitt II, 3d in geschlossener Form errechnet haben. In der gleichen Weise ermitteln wir auch die Biegemomente aus der plastischen Verformung, wobei wir entsprechend den Vorbemerkungen zwar die elastische Verformung bei der Ausrüstung berücksichtigen, aber die während des Kriechvorganges vernachlässigen.

Um die Scheitelsenkung aus der Verkürzung der Bogenachse durch das Kriechen im Zeitpunkt t zu ermitteln, müssen wir in Gl. (49a) den federnden durch den ideellen Modul gemäß Gl. (47) ersetzen:

$$\frac{1}{E_t} = \frac{1}{E_0} (1 + \varphi_t).$$

Wir erhalten damit:

$$\Delta f_t' = \frac{H_g f}{E_0 F_c} \left(1 + \frac{a^2}{f^2} \right) (1 + \varphi_t) = \Delta f_0 (1 + \varphi_t).$$

Durch Differentiation erhalten wir hieraus die in der Zeiteinheit infolge des Kriechens stattfindende Scheitelsenkung:

$$(49b) \quad \frac{d}{dt} (\Delta f_t') = \Delta f_0 \frac{d}{dt} (\varphi_t).$$

Den geringen Einfluß, daß H_g sich mit der Zeit entsprechend der zunehmenden Scheitelsenkung etwas vergrößert, können wir außer acht lassen. Damit haben wir nun den Einfluß des zentrischen Kriechens auf die Scheitelsenkung ermittelt, in gleicher Weise, wie im Abschnitt II, 3d müssen wir jetzt den Einfluß der plastischen Verbiegungen auf die Scheitelsenkungen ermitteln. Bei den Unter-

suchungen zu Gl. (21) hatten wir ein nach der Sinuslinie verlaufendes Moment $M_0 = M_{0v} \sin \pi \frac{x}{a}$ zugrunde gelegt und für dies eine zugehörige Scheitelsenkung $\Delta f = M_{0v} \frac{a^2}{E_0 J_c \pi^3} \cdot 4$ und eine Durchbiegung des Viertelpunktes $\Delta y = \frac{M_{0v}}{E_0 J_c \pi^2} \frac{a^2}{4}$ ermittelt. Der Index v soll angeben, daß damit das Größtmoment im Viertelpunkt gemeint ist. Im Zeitpunkt t ist in dem Bogenschenkel ein vorerst noch unbekanntes Moment $M_t = M_{tv} \sin \pi \frac{x}{a}$ vorhanden. Wir

nehmen hierfür einen sinusförmigen Verlauf an, da nach den Darlegungen zu II, 3d das Resultat fast genau das gleiche ist, ob wir einen sinus- oder parabelförmigen Verlauf voraussetzen. Um die Größen der Scheitelsenkung $\Delta f''$ und der Durchbiegung Δy infolge dieses Momentes im Zeitpunkt t zu erhalten, müssen wir den federn Elastizitätsmodul wieder durch den ideellen der Gl. (47) und

(48) $\frac{1}{E_t} = \frac{1}{E_0} (1 + \varphi_t)$ bzw. $\frac{1}{E_t} = \frac{1}{E_0} (1 + \varphi_t - \varphi_{t1})$ ersetzen und durch Differentiation nach der Zeit die Einflüsse in der Zeiteinheit feststellen. Aus beiden Gleichungen ergibt sich aber ein gleicher Wert von $\frac{d}{dt} \left(\frac{1}{E_t} \right) = \frac{1}{E_0} \frac{d}{dt} (\varphi_t)$, deshalb ist es ganz gleichgültig, in welchem Zeitpunkt M_t entstanden ist und wir erhalten für die Zeiteinheit nachstehende Scheitelsenkungen und Durchbiegungen

$$(49c) \quad \frac{d}{dt} (\Delta f'') = \frac{M_{tv}}{E_0 J_c} \frac{4 a^2}{\pi^3} \frac{d}{dt} (\varphi_t), \quad \frac{d}{dt} (\Delta y_t) = \frac{M_{tv}}{E_0 J_c} \frac{a^2}{\pi^2} \frac{d}{dt} (\varphi_t).$$

Bezüglich des Vorzeichens stellen wir fest: Δf wird nach unten und Δy nach oben positiv gezählt, H_g ist positiv für Zug. Aus den Scheitelsenkungen und aus den Durchbiegungen des Bogens im Viertelpunkt ergibt sich für die Zeiteinheit ein Zuwachs von M_{tv}

$$(49) \quad \begin{cases} \frac{dM_{tv}}{dt} = H_g \left[\frac{d}{dt} \left(\frac{\Delta f_t'}{4} \right) + \frac{d}{dt} \left(\frac{\Delta f_t''}{4} \right) + \frac{d}{dt} (\Delta y) \right] \\ = H_g \left[\frac{\Delta f_0}{4} + \frac{M_{tv}}{E_0 J_c} \frac{a^2}{\pi^3} + \frac{M_{tv}}{E_0 J_c} \frac{a^2}{\pi^2} \right] \frac{d}{dt} (\varphi_t) \\ \frac{dM_{tv}}{dt} - M_{tv} \frac{H_g a^2 \pi + 1}{E_0 J_c} \frac{d}{dt} (\varphi_t) - H_g \frac{\Delta f_0}{4} \frac{d}{dt} (\varphi_t) = 0. \end{cases}$$

Nun ist nach Gl. (21) $\frac{\pi^3}{\pi + 1} \frac{E J_c}{H_g a^2} = v_s$, wobei v_s die Knicksicherheit für symmetrisches Knicken ist (zugleich maßgebende Sicherheit). Damit erhalten wir nachstehende Differentialgleichung

$$(50) \quad \frac{dM_{tv}}{dt} - \frac{M_{tv}}{v_s} \frac{d}{dt} (\varphi_t) - H_g \frac{\Delta f_0}{4} \frac{d}{dt} (\varphi_t) = 0.$$

Das ist eine lineare Differentialgleichung erster Ordnung von der Form

$$\frac{dy}{dx} + y p(x) + q(x) = 0,$$

deren Lösung lautet

$$y = e^{\int p(x) dx} \left[C - \int q(x) e^{\int p(x) dx} dx \right],$$

demnach ergibt sich:

$$M_{tv} = e^{\int \frac{1}{v_s} \frac{d}{dt} (\varphi_t) dt} \left[C + H_g \frac{\Delta f_0}{4} \int \frac{d}{dt} (\varphi_t) e^{-\int \frac{1}{v_s} \frac{d}{dt} (\varphi_t) dt} dt \right]$$

$$M_{tv} = e^{\frac{\varphi_t}{v_s}} \left[C - H_g \frac{\Delta f_0}{4} v_s e^{-\frac{\varphi_t}{v_s}} \right].$$

(Hätte man als Verbiegungslinie eine Parabel angenommen, dann

hätte man an Stelle von $\frac{\varphi_t}{v_s}$ den Exponenten $1,02 \frac{\varphi_t}{v_s}$ erhalten.)

Für $t = 0$ ist $\varphi_t = 0$, $e^{\frac{\varphi_t}{v_s}} = e^{-\frac{\varphi_t}{v_s}} = 1$ und M_{tv} ist gleich dem

Moment, das sich aus der elastischen Verformung ergeben hatte. Dieses betrug nach Gl. (21b)

$$M_v = M_{0v} \frac{v_s + 0,028}{v_s - 1} \approx M_{0v} \frac{v_s}{v_s - 1}.$$

Wir vernachlässigen auch hier den kleinen Einfluß $\frac{0,028}{v_s - 1}$ und erhalten:

$$M_{tv} = M_{0v} \frac{v_s}{v_s - 1} = C - H_g \frac{\Delta f_0}{4} v_s$$

demnach

$$C = M_{0v} \frac{v_s}{v_s - 1} + H_g \frac{\Delta f_0}{4} v_s.$$

$$(50a) \quad \begin{cases} M_{tv} = e^{\frac{\varphi_t}{v_s}} \left[M_{0v} \frac{v_s}{v_s - 1} + H_g \frac{\Delta f_0}{4} v_s \left(1 - e^{-\frac{\varphi_t}{v_s}} \right) \right] \\ = M_{0v} \frac{v_s}{v_s - 1} e^{\frac{\varphi_t}{v_s}} + H_g \frac{\Delta f_0}{4} v_s \left(e^{\frac{\varphi_t}{v_s}} - 1 \right). \end{cases}$$

Nach Beendigung des Kriechens $t = t_n$ ist $\varphi_t = \varphi_n = m$ und damit

$$(50b) \quad M_{tv} + = M_{0v} \frac{v_s}{v_s - 1} e^{\frac{m}{v_s}} + H_g \frac{\Delta f_0}{4} v_s \left(e^{\frac{m}{v_s}} - 1 \right).$$

Das starke Anwachsen der Momente M_{tv} mit dem Kriechen gemäß Gl. (50b) ist bedingt einerseits durch das zentrische Kriechen (Verkürzung der Bogenachse) und andererseits durch die plastische Verbiegung der Bogenschenkel (Biegungskriechen). Für unsere späteren Untersuchungen über den Einfluß der bisher vernachlässigten elastischen Erregungen während des Kriechprozesses ist es notwendig, den Einfluß der plastischen Verbiegungen für sich allein darzustellen. Wenn das zentrische Kriechen wegfällt, dann wird die Größe $\Delta f_t'$ der Gl. (49a) zu Null und die inhomogene Differentialgleichung (50) geht in eine homogene über

$$\frac{dM_{tv}}{dt} - \frac{M_{tv}}{v_s} \frac{d}{dt} (\varphi_t) = 0,$$

deren Lösung lautet: $M_{tv} = C e^{\frac{m}{v_s}}$, wobei C aus der Bedingung folgt, daß für $t = 0$ $M_{tv} = M_{0v} \frac{v_s}{v_s - 1}$ ist, demnach:

$$M_{tv} = M_{0v} e^{\frac{\varphi_t}{v_s}} \frac{v_s}{v_s - 1} \text{ bzw. für } t = t_n \text{ ist } \varphi_t = m$$

$$(50c) \quad M_{tv} = M_{0v} \frac{v_s}{v_s - 1} e^{\frac{m}{v_s}}.$$

Diese Gleichung entspricht dem ersten Glied der Gl. (50b). Entsprechend der getroffenen Voraussetzung, daß nach oben positiv gezählt wird, müssen auch die Biegemomente positiv gezählt werden, die auf der Oberseite Spannungen hervorrufen.

a) Der Sonderfall, daß der Bogen nach der Seillinie d. h. unverformt hergestellt wird.

Für diesen Fall ist $M_{0v} = H_g \frac{\Delta f_0}{4}$ und damit:

$$(51) \quad M_{tv} = H_g \frac{\Delta f_0}{4} v_s \left[e^{\frac{m}{v_s}} \frac{v_s}{v_s - 1} - 1 \right] = v_s M_{0v} \left[\frac{v_s}{v_s - 1} e^{\frac{m}{v_s}} - 1 \right].$$

Bei Vernachlässigen des Kriechens, d. h. für $\varphi_n = m = 0$ geht Gl. (51) in Gl. (21) über, die nur die elastische Verformung enthält

$$(51a) \quad M_{tv} = H_g \frac{\Delta f_0}{4} \frac{v_s}{v_s - 1} = M_{0v} \frac{v_s}{v_s - 1}.$$

Für $v_s = \infty$ ergibt sich ein unbestimmter Ausdruck und hieraus:

$$(51b) \quad M_{tv} = H_g \frac{\Delta f_0}{4} (1 + m) = M_{0n} (1 + m),$$

d. h. unter dem Einfluß des Kriechens wird bei einer unendlich hohen Steifigkeit das Biegemoment in dem gleichen Verhältnis größer als die Zusammendrückung der Bogenachse zunimmt.

Bei einer geringeren Knicksicherheit dagegen wachsen die Momente noch wesentlich rascher an, wie aus der Zahlentafel 51c hervorgeht, in welcher die Verhältniswerte $\gamma = \frac{M_{iv}}{M_{ov}}$ in Abhängigkeit von der Knicksicherheit und dem Kriechmaß mittels Gl. (51) ausgerechnet sind. Die Werte sind in Abb. 39 auch graphisch dargestellt.

(51c)

| m = | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 |
|-------------------|-----------------|------|------|-------|-------|
| Werte $\nu_s = 3$ | $\gamma = 1,50$ | 3,28 | 5,76 | 9,23 | 14,07 |
| $\nu_s = 4$ | $\gamma = 1,33$ | 2,85 | 4,79 | 7,69 | 10,50 |
| $\nu_s = 6$ | $\gamma = 1,20$ | 2,51 | 4,03 | 5,87 | 8,02 |
| $\nu_s = 8$ | $\gamma = 1,14$ | 2,36 | 3,74 | 5,30 | 7,07 |
| $\nu_s = 10$ | $\gamma = 1,11$ | 2,28 | 3,57 | 5,00 | 6,57 |
| $\nu_s = \infty$ | $\gamma = 1,00$ | 2,00 | 3,00 | 4,000 | 5,00 |

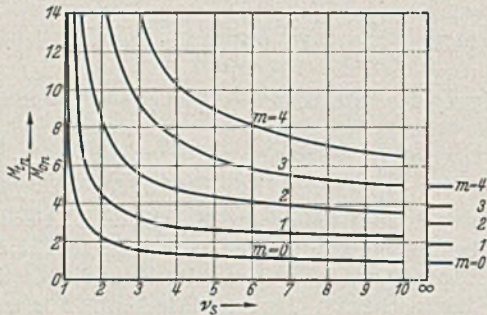


Abb. 39.

Der Mindestwert, der nach unseren amtlichen Bestimmungen vorgeschriebenen Knicksicherheit beträgt $\nu = \nu_s = 3$. Für reine Eigengewichtsbelastung ist damit höchstens ein Wert von rd. $\nu_s = 4$ vorhanden. Aber auch für diesen Wert der Knicksicherheit ergeben sich unerwartet große Steigerungen der Biegemomente. Z. B. ergibt sich für $m = 3$ und $m = 4$ ein Verhältniswert, der tatsächlichen zu den ursprünglichen Momenten von $\gamma = 7,69$ bzw. $10,50$. Für $\nu_s = \infty$ ist $\gamma = 1 + m$. Dieser Zusammenhang ist leicht zu verstehen. Wenn nach der Ausrüstung im Viertelpunkt des Bogens ein Moment M_{ov} und damit eine gewisse Exzentrizität der Stützlinie vorhanden ist, dann muß infolge des Abnehmens des ideellen Moduls für $t = t_n$ auf $E_t = \frac{E_0}{1+m}$ die Verbiegung und damit auch das Biegemoment $(1+m)$ mal größer werden. Daß die Momente bei geringeren Knicksicherheiten noch in höherem Maße zunehmen, hängt damit zusammen, daß zu den Scheitelsenkungen aus den Bogenverkürzungen noch die aus der Verbiegung der Bogenschenkel hinzukommen, durch welche die Sehnen der Bogenschenkel verkürzt werden.

Wir sind nun auch in der Lage, die tatsächlichen Scheitelsenkungen unter Berücksichtigung der elastischen und plastischen Verformung zu bestimmen.

Durch die zentrische Verkürzung der Achse ergibt sich für $t = t_n$ eine Scheitelsenkung, $\Delta f' = \Delta f_0 (1+m)$ und durch die Verbiegung eine zusätzliche in Größe von:

$$\Delta f'' = \frac{M_{iv}}{E_0 J_c} \frac{4 a^2}{\pi^3}$$

wobei

$$M_{iv} = H_g \frac{\Delta f_0}{4} \nu_s \left[e^{\frac{m}{\nu_s}} \frac{\nu_s}{\nu_s - 1} - 1 \right]$$

$$\Delta f(t = t_n) = \Delta f_0 \left[(1+m) + \frac{H_g a^2 \nu_s}{E_0 J_c \pi^3} \left(e^{\frac{m}{\nu_s}} \frac{\nu_s}{\nu_s - 1} - 1 \right) \right]$$

Nun ist nach Gl. (21) $\frac{E J_c}{H_g a^2} \frac{\pi^3}{\pi + 1} = \nu_s$

$$(52) \quad \left\{ \begin{aligned} \Delta f(t = t_n) &= \Delta f_0 \left[(1+m) + \frac{1}{\pi + 1} \left(e^{\frac{m}{\nu_s}} \frac{\nu_s}{\nu_s - 1} - 1 \right) \right] \\ &= \Delta f_0 \left[\frac{\pi}{\pi + 1} + m + \frac{\nu_s}{\nu_s - 1} \frac{e^{\frac{m}{\nu_s}}}{\pi + 1} \right] \end{aligned} \right.$$

wobei

$$\Delta f_0 = \frac{H_g f}{E_0 F_c} \left(1 + \frac{a^2}{f^2} \right)$$

und für den Zeitpunkt $t = 0$, d. h. bei Vernachlässigung des Kriechens ($m = 0$)

$$\Delta f(t=0) = \frac{\Delta f_0}{\pi + 1} \left(\pi + \frac{\nu_s}{\nu_s - 1} \right) \quad \text{und für } \nu_s = \infty, \quad \Delta f(t=0) = \Delta f_0$$

Aus diesen Gleichungen folgt für eine Knicksicherheit von $\nu_s = 4$

$$(52a) \quad \begin{array}{c|ccccc} \text{für } m = \nu_n & 0 & 1 & 2 & 3 & 4 \\ \hline \Delta f(t = t_n) & 1,075 & 2,17 & 3,29 & 4,44 & 5,63 \end{array} \Delta f_0$$

damit sind die teils sehr erheblichen Scheitelsenkungen von Dreigelenkbogen, die sich wiederholt in den Jahren nach der Ausrüstung zeigten (z. B. bei der Cannstadter Brücke), geklärt.

Wir wollen uns nun an einem Zahlenbeispiel Klarheit über die Folgen der plastischen und elastischen Verformung des Dreigelenkbogens schaffen. Wir legen hierbei den mittleren Massivbogen der Moselbrücke Koblenz mit einer Gelenkspannweite von $1 = 2a = 95$ m, Pfeilhöhe $f = 8,40$ m, Eigengewichtsgewölbeschub $H_g = 9600$ ts zugrunde. Die Knicksicherheit dieses Bogens beträgt bei Eigengewichtsbelastung rd. $\nu_s = 3,7$. Die durchschnittliche Druckspannung aus Eigengewicht beträgt etwa 500 t/m². Wir rechnen mit einem federnden Elastizitätsmodul $E_0 = 3,5 \cdot 10^6$ t/m².

Damit ergibt sich $\Delta f_0 = \frac{H_g f}{E_0 F_c} \left(1 + \frac{a^2}{f^2} \right) = \frac{500 \cdot 8,4}{3,5 \cdot 10^6} \left(1 + \frac{47,5^2}{8,4^2} \right) = 0,04$ m = 4 cm, demnach $M_{ov} = 9600 \cdot \frac{0,04}{4} = 96$ tm, Exzentrizität im Viertelpunkt $e = 1$ cm. Unter dem Einfluß der elastischen und plastischen Verformung ergibt sich nach Gl. (51) im Viertelpunkt ein tatsächliches Moment von

$$\begin{aligned} \text{für } m = 1 \quad M_{iv} &= 96 \cdot 3,4 \left[e^{3,4} \frac{3,4}{2,4} - 1 \right] = 96 \cdot 3,04 = 292 \text{ tm} \\ \text{,, } m = 2 \quad M_{iv} &= 96 \cdot 5,28 = 506 \text{ tm} \\ \text{,, } m = 3 \quad M_{iv} &= 96 \cdot 8,20 = 788 \text{ tm} \\ \text{,, } m = 4 \quad M_{iv} &= 96 \cdot 12,25 = 1175 \text{ tm} \end{aligned}$$

Bei einer Stärke des Bogens im Viertelpunkt von $d = 1,86$ m, Kernweite 31 cm sind damit schon außerordentlich große Zusatzspannungen verbunden. Wenn nun auch noch in der Herstellung ein Fehler begangen wird, so daß der Viertelpunkt um einige Zentimeter zu hoch zu liegen kommt, wodurch die anfängliche Exzentrizität von 1 cm auf mehrere Zentimeter erhöht wird, dann ist es sehr wohl möglich, daß ein Dreigelenkbogen mit schwacher Bewehrung schon durch Eigengewicht Risse erhält und durch Verformung zugrunde geht.

Nun lassen sich allerdings diese Biegemomente durch eine richtige Verformung der Bogenachse bei der Herstellung wesentlich vermindern und theoretisch sogar ganz beseitigen. Bei den Gewölben der Moselbrücke wurde von diesem Hilfsmittel Gebrauch gemacht, des weiteren waren dort die Verhältnisse insofern sehr günstig, als sich wegen der hohen Luftfeuchtigkeit des Moseltales ein sehr geringes Kriechmaß ergab, das noch weiter vermindert wurde, durch eine reichliche Berieselung, die auch noch lange nach der Ausrüstung fortgeführt wurde. Trotzdem aber würde ich heute auf Grund der neugewonnenen Erkenntnisse niemals einen derartigen Bogen mit der Mindestbewehrung von $0,1\%$ herstellen und die Gewölbe in einem so frühen Zeitpunkt nach der Betonierung (18 Tage) ausrüsten. Trotz der vorgenommenen Verformung hatte ich nach der Ausrüstung festgestellt, daß der Viertelpunkt nicht genau rechnungsgemäß sich im Verhältnis zum Scheitel gesenkt hatte. Die Zahlenwerte hierüber habe ich leider nicht mehr zur Hand.

b) Der bei der Herstellung verformte Bogen.

Durch die Scheitelsenkung aus der elastischen Zusammendrückung und Verbiegung ergeben sich auf die gesamte Länge der Bogenschenkel negative Momente, die durch das Kriechen und die damit verbundene Verbiegung, wie wir gesehen haben, ganz wesent-

lich vergrößert werden. Wenn wir dagegen den Bogen bei der Herstellung so verformen, daß nach der Ausrüstung an Stelle der negativen Momente positive vorhanden sind, läßt sich der ungünstige Einfluß des Kriechens wenigstens zu einem großen Teil ausschalten. Ganz wird dies jedoch nie gelingen, da wir weder die genauen Werte des federnden Elastizitätsmoduls noch die des Kriechmaßes kennen. Zur Berechnung der notwendigen Verformung gehen wir von Gl. (50b) aus. Infolge der Verformung des Bogens beträgt jetzt das Ursprungsmoment: $M_{0v} = H_g \frac{\Delta f_0}{4} + M_{Dv}$, wobei M_{Dv} das gesuchte Verformungsmoment am Viertelpunkt ist. Aus Gl. (50b)

$$M_{iv} = \left(H_g \frac{\Delta f_0}{4} + M_{Dv} \right) \frac{v_s}{v_s - 1} e^{\frac{m}{v_s}} + H_g \frac{\Delta f_0}{4} v_s \left(e^{\frac{m}{v_s}} - 1 \right).$$

ermitteln wir die Größe von M_{Dv} , durch die M_{iv} zu Null gemacht werden soll. Setzen wir nun $M_{Dv} = H_g \Delta y$ und lösen nach Δy auf, dann erhalten wir das Maß, um das wir bei der Betonierung den Viertelpunkt tiefer legen müssen.

$$(53) \quad \Delta y = -\frac{\Delta f_0}{4} \left[v_s - (v_s - 1) e^{-\frac{m}{v_s}} \right].$$

Hieraus ergibt sich für $\varphi_n = m = 0$

$$(53a) \quad \Delta y = -\frac{\Delta f_0}{4}.$$

Um dieses Maß müßte der Bogen verformt werden, wenn kein Kriechen stattfindet. Die Zahlentafel 53b zeigt den Einfluß des Kriechmaßes m und der Knicksicherheit auf Δy .

| m = | | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | |
|-----------------|--------------|--------|--------|--------|--------|--------|------------------------|
| (53b) $v_s = 3$ | $\Delta y =$ | -1,000 | -1,572 | -1,978 | -2,266 | -2,474 | $\frac{\Delta f_0}{4}$ |
| $v_s = 4$ | $\Delta y =$ | -1,000 | -1,663 | -2,180 | -2,584 | -2,894 | „ |
| $v_s = 5$ | $\Delta y =$ | -1,000 | -1,724 | -2,320 | -2,804 | -3,204 | „ |

In den Gl. (53) hat Δy ein umgekehrtes Vorzeichen wie Δf_0 . Da nach der Festlegung der Vorzeichen bei Gl. (49) Δy nach oben und Δf_0 nach unten positiv gezählt ist, muß bei der Verformung Δy die gleiche Richtung wie Δf_0 gegeben werden, d. h. der Bogenschenkel muß verflacht hergestellt werden.

c) Der Einfluß des Schwindens.

Bei den bisherigen Untersuchungen haben wir den Einfluß des Schwindens unberücksichtigt gelassen. Das soll nunmehr nachgeholt werden. Wir nehmen an, daß das Schwinden den gleichen Verlauf wie das Kriechen hat, damit ergibt sich die Verkürzung eines Bogenschenkels durch das Schwinden zu

$\Delta a = \omega_s T \frac{\varphi_t}{\varphi_n} a$, für $t = t_n$ wird $\varphi_t = \varphi_n$ und damit erreicht die Verkürzung ihren Größtwert. Hieraus und aus der Verkürzung der Pfeilhöhe um $\omega_s T f \frac{\varphi_t}{\varphi_n}$ ergibt sich eine Scheitelsenkung von:

$$\Delta f' = \frac{\omega_s T}{m} \frac{a^2 + f^2}{f} (\varphi_t)$$

bezogen auf dt beträgt die Senkung:

$$\frac{d}{dt} (\Delta f') = \frac{\omega_s T}{m} \frac{a^2 + f^2}{f} \frac{d}{dt} (\varphi_t).$$

Hieraus ergibt sich im Viertelpunkt ebenso wie bei den früheren Entwicklungen ein noch unbekanntes Biegemoment M_{iv} , durch: das für die Zeiteinheit eine zusätzliche Scheitelsenkung $\frac{d}{dt} (\Delta f'')$

und eine Durchbiegung im Bogenviertel $\frac{d}{dt} (\Delta y)$ ausgelöst wird.

Damit ergibt sich in gleicher Weise wie im vorhergehenden Abschnitt nachstehende Differentialgleichung von M_{iv} :

$$\frac{d M_{iv}}{dt} = H_g \left[\frac{d}{dt} \left(\frac{\Delta f'}{4} \right) + \frac{d}{dt} \left(\frac{\Delta f''}{4} \right) + \frac{d}{dt} (\Delta y) \right]$$

$$= H_g \left[\frac{\omega_s T}{m} \frac{a^2 + f^2}{4f} + M_{iv} \left(\frac{a^2}{\tau^3} + \frac{a^2}{\tau^2} \right) \right] \frac{d}{dt} (\varphi_t)$$

$$\frac{d M_{iv}}{dt} - M_{iv} \frac{H_g a^2}{E_0 J_c} \frac{\tau + 1}{\tau^3} \frac{d}{dt} (\varphi_t) - \frac{\omega_s T}{m} H_g \frac{a^2 + f^2}{4f} \frac{d}{dt} (\varphi_t).$$

Nun ist

$$\frac{\tau^3}{\tau + 1} \frac{E_0 J_c}{H_g a^2} = v_s,$$

damit lautet die Differentialgleichung

$$\frac{d M_{iv}}{dt} - \frac{M_{iv}}{v_s} \frac{d}{dt} (\varphi_t) - \frac{\omega_s T}{m} H_g \frac{a^2 + f^2}{4f} \frac{d}{dt} (\varphi_t) = 0.$$

Diese Differentialgleichung entspricht Gl. (50), nur ist an die Stelle von $H_g \frac{\Delta f_0}{4}$ der Wert $\frac{\omega_s T}{m} H_g \frac{a^2 + f^2}{4f}$ getreten. Demnach lautet die Lösung:

$$M_{iv} = e^{\frac{\varphi_t}{v_s}} \left[C - \frac{\omega_s T}{m} H_g \frac{a^2 + f^2}{4f} v_s e^{-\frac{\varphi_t}{v_s}} \right].$$

Für $t = 0$ ist $\varphi_t = 0$ und damit $M_{iv} = 0$. Wir erhalten also für C den Wert

$$C = \frac{\omega_s T}{m} H_g \frac{a^2 + f^2}{4f} v_s$$

und für M_{iv} :

$$(54) \quad M_{iv} = e^{\frac{\varphi_t}{v_s}} \frac{\omega_s T}{m} H_g \frac{a^2 + f^2}{4f} v_s \left(1 - e^{-\frac{\varphi_t}{v_s}} \right)$$

$$= \frac{\omega_s T}{m} H_g \frac{a^2 + f^2}{4f} v_s \left(e^{\frac{\varphi_t}{v_s}} - 1 \right).$$

Der Größtwert ergibt sich mit Abschluß des Schwindens $t = t_n$, $\varphi_t = \varphi_n = m$.

$$(54a) \quad M_{iv} = \omega_s T H_g \frac{a^2 + f^2}{4f} v_s \frac{e^{v_s} - 1}{m}.$$

Für $v_s = \infty$, d. h. bei Vernachlässigung der Verformung ergibt sich aus dem dann unbestimmten Ausdruck:

$$(54b) \quad M_{iv} = \omega_s T H_g \frac{a^2 + f^2}{4f}.$$

Dieser Wert stimmt mit dem überein, der sich aus der üblichen Berechnung ergibt. Zu dem gleichen Resultat kommt man selbstverständlich auch, wenn man an Stelle $v_s = \infty$ das Kriechmaß $m = 0$ setzt. Durch das Kriechen ergeben sich nach Gl. (54a) auch für das Schwinden Erhöhungen der Biegemomente, — wenn auch nicht in dem starken Maße wie bei den Verformungsmomenten. Der Einfluß des Kriechens ist durch die Differenz der Gl. (54a) und (54b) gegeben. Für die nach den amtlichen Vorschriften festgelegte Knicksicherheit $v_s = v = 3$ erhält man aus der Gl. (54a):

| | | | | | | | |
|----------------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|--------------------------------------------|
| für m = | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | |
| ist $M_{iv} =$ | +1,000 | +1,183 | +1,422 | +1,719 | +2,09 | +2,58 | $\cdot \omega_s T H_g \frac{a^2 + f^2}{f}$ |

Wir können nunmehr auch die tatsächliche Scheitelsenkung infolge des Schwindens berechnen. Durch die zentrische Verkürzung des Bogens durch das Schwinden ergibt sich für $t = t_n$, $\varphi_t = \varphi_n = m$,

$$\Delta f' = \omega_s T \frac{a^2 + f^2}{f}.$$

Durch die Verbiegung des Bogenschenkels ergibt sich eine zusätzliche Senkung

$$\Delta f'' = \frac{M_{iv}}{E_0 J_c} \frac{4 a^2}{\tau^3},$$

wobei M_{iv} gemäß Gl. (54a):

$$M_{iv} = \omega_s T H_g \frac{a^2 + f^2}{4f} v_s \frac{e^{v_s} - 1}{m},$$

demnach:

$$\Delta f'' = \omega_s T \frac{H_g a^2}{\pi^3 E_0 J_c} \frac{a^2 + f^2}{f} \frac{e^{\frac{m}{v_s}} - 1}{m}$$

nun ist

$$\frac{H_g a^2}{E_0 J_c} \frac{\pi + 1}{\pi^3} = \frac{1}{v_s}$$

und damit:

$$\Delta f'' = \omega_s T \frac{a^2 + f^2}{(\pi + 1) f} \frac{e^{\frac{m}{v_s}} - 1}{m}$$

und hiermit:

$$(54c) \quad \Delta f = \Delta f' + \Delta f'' = \omega_s T \frac{a^2 + f^2}{f} \left[1 + \frac{e^{\frac{m}{v_s}} - 1}{(\pi + 1) m} \right]$$

für $v_s = \infty$ bzw. auch für $m = 0$ ergibt sich daraus wieder die übliche Gleichung:

$$(54d) \quad \Delta f = \omega_s T \frac{a^2 + f^2}{f}$$

Durch die Differenz von Gl. (54c) und (54d) ist der Einfluß des Kriechens gekennzeichnet. Für eine Knicksicherheit von $v_s = \bar{v} = 3$ folgt aus Gl. (54c):

| | | | | | | | |
|---------|-------|-------|-------|------|------|------|----------------------------------------|
| für m = | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | $\cdot \omega_s T \frac{a^2 + f^2}{f}$ |
| ist f = | 1,000 | 1,096 | 1,120 | 1,39 | 1,70 | 2,08 | |

Durch eine künstliche Verformung der Bogenachse bei der Herstellung des Gewölbes kann man die Schwindmomente in gleicher Weise wie die zusätzlichen Biegemomente aus der Verformung beseitigen, vorausgesetzt, daß das Kriechmaß $\varphi_n = m$ bekannt ist. Wir müssen jetzt die Konstante C aus der Bedingung ermitteln, daß für $t = t_n$, $\varphi_t = \varphi_n = m$ das Moment M_{tv} zu Null

wird. Also $C = \frac{\omega_s T}{m} H_g \frac{a^2 + f^2}{4 f} v_s^{-\frac{m}{v_s}}$, damit ergibt sich:

$$(55) \quad \begin{cases} M_{tv} = e^{\frac{\varphi_t}{v_s}} \frac{\omega_s T}{m} H_g \frac{a^2 + f^2}{4 f} v_s \left(e^{-\frac{m}{v_s}} - e^{\frac{\varphi_t}{v_s}} \right) \\ = \frac{\omega_s T}{m} H_g \frac{a^2 + f^2}{4 f} v_s \left(e^{\frac{m - \varphi_t}{v_s}} - 1 \right) \end{cases}$$

für $\varphi_t = m$ wird $M_{tv} = 0$. Dagegen ergibt sich für $t = 0$, $\varphi_t = 0$:

$$(55a) \quad M_{tv}(t = 0) = \frac{\omega_s T}{m} H_g \frac{a^2 + f^2}{4 f} v_s \left(e^{\frac{m}{v_s}} - 1 \right) = H_g \cdot \Delta y,$$

wobei Δy das Maß ist und das der Viertelpunkt gesenkt werden muß. Hieraus:

$$(55b) \quad \Delta y = \omega_s T \frac{a^2 + f^2}{4 f} \frac{v_s}{m} \left(e^{\frac{m}{v_s}} - 1 \right)$$

für $v_s = \infty$ bzw. $m = 0$ geht diese Gleichung wieder in die übliche über $\Delta y = \omega_s T \frac{a^2 + f^2}{4 f}$, die wir aus Gl. (54b) direkt hätten ableiten können.

Aus den obigen Darlegungen haben wir gesehen, daß der statisch bestimmte Dreigelenkbogen wesentliche Nachteile hat, weil sich durch das Kriechen und Schwinden sowie durch die Verformung sehr ungünstige Momente ergeben können, die zwar durch eine künstliche Verformung der Bogenachse theoretisch beseitigt werden können. Da wir aber die maßgebenden Materialkonstanten, wie die Größe des federnden Elastizitätsmoduls, vor allem aber die Kriech- und Schwindmaße nicht genau kennen, wird es wohl niemals gelingen, diese Biegemomente vollständig zu beseitigen.

Die bisherigen Darlegungen haben auch gezeigt, wie ungünstig sich der Dreigelenkbogen verhält. Die späteren Untersuchungen über den bisher vernachlässigten Einfluß der elastischen Erregung und damit verbundenen Verformungen während des Kriechprozesses selbst geben ein noch wesentlich ungünstigeres Bild als

bisher. Die Folgerungen, die sich aus den Untersuchungen ergeben bestehen darin, daß die Knicksicherheit wesentlich höher gewählt werden muß, als sie bis heute angenommen wird. Dies ist nur möglich, wenn man an Stelle der massiven Dreigelenkbogen zu den leichteren Hohlgewölben übergeht, wodurch sich einerseits der Gewölbeschub vermindert, andererseits die Trägheitsmomente erhöht werden, so daß es keine Schwierigkeiten bereitet, Knicksicherheiten zu erreichen, bei denen sich der Einfluß der elastischen und plastischen Verformung nicht in den starken Maßen zeigt.

3. Der Einfluß des Kriechens bei den unbewehrten statisch unbestimmten Gewölben beliebiger Form und bei beliebigem Verlauf der Trägheitsmomente bei Vernachlässigung der zusätzlichen Momente aus der Verformung.

Bei den statisch bestimmten Dreigelenkbogen war es uns möglich, geschlossene Gleichungen auch für die zusätzlichen Biegemomente aus der plastischen Verformung abzuleiten. Bei den statisch unbestimmten Gewölben ist dies nicht möglich, infolgedessen wollen wir, um einen besseren Überblick über den Einfluß des Kriechens zu erhalten, stufenweise vorgehen und in diesem Abschnitt vorerst nur die Einwirkung des Kriechens auf Grundlage der üblichen Berechnung, d. h. bei Vernachlässigung der Verformungen, durchführen, und zwar vernachlässigen wir jetzt im Gegensatz zum vorhergehenden Abschnitt nicht nur die elastischen Verformungen während des Kriechprozesses, sondern auch die anfänglichen im Zeitpunkt des Ausrüstens $t = 0$. Das ist damit identisch, daß wir die Knicksicherheit $v_s = \infty$ setzen. In diesem Fall ist der Einfluß des Kriechens einfach zu ermitteln, weil wir jetzt wieder zu geschlossenen Gleichungen kommen, und zwar bei jeder beliebigen Kriechkurve. Bei Vernachlässigung des Einflusses der Verformungen ergeben sich, ebenso wie im vorhergehenden Abschnitt, unabhängig von dem Verlauf der Kriechkurve immer dieselben Werte, vorausgesetzt, daß die Gesamtwerte des Kriechens ($\varphi_n = m$) gleich groß sind.

Die nachstehenden Entwicklungen gelten zunächst nur für die Stützliniengewölbe, jedoch wird am Schluß des Abschnittes gezeigt, daß sie in gleicher Weise auch für den beliebig geformten von der Stützlinie abweichenden Bogen gültig bleiben.

Durch die elastische Bogenzusammendrückung vermindert sich der statisch bestimmte Horizontalschub H_0 um H_c und deshalb

muß ein Teil der Last $g \frac{H_c}{H_0}$ durch Balkenwirkung nach den Auflagern übertragen werden. Durch das spätere Kriechen verkürzt sich der Bogen noch um ein Mehrfaches und es entsteht nun die Frage, ob sich dadurch auch in dem gleichen Maßstab die Zwängungen und damit die Balkenmomente vergrößern. Wäre dies der Fall, dann würde das Kriechen des Betons eine sehr unangenehme Erscheinung darstellen, denn dann würden sich mit den Balkenmomenten auch die Zusatzmomente aus der elastischen Verformung vergrößern, die dann durch die plastische Verformung noch weiter erhöht würden. Wie wir aus den folgenden Entwicklungen sehen, ist dies glücklicherweise nicht der Fall, das Kriechen löst im Gegensatz dazu bei den statisch unbestimmten Systemen mit Ausnahme des Eingelenkbogens im allgemeinen günstige Wirkungen aus.

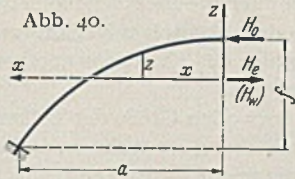
Aus der üblichen Berechnung ergibt sich aus dem statisch bestimmten Horizontalschub H_0 die Verminderung des Schubes H_c infolge der Bogenverkürzung und infolge des Widerlagerausweichens H_w nach Abb. 40 zu:

$$(56) \quad H_c = -H_0 \frac{\int \frac{ds}{E_0 F_x}}{\int \frac{z^2 ds}{E_0 J_x} + \int \frac{ds \cos^2 \varphi}{E_0 F_x}} = -\frac{H_c}{\delta_{11}} \int \frac{ds}{E_0 F_x}$$

$$(56a) \quad H_w = -\frac{\Delta l}{\delta_{11}}, \quad \delta_{11} = \int \frac{z^2 ds}{E_0 J_x} + \int \frac{ds \cos^2 \varphi}{E_0 F_x}$$

Diese Gleichung gilt nur für den elastischen Vorgang, d. h. für den Moment der Ausrüstung, in einer Zeit t nach dem Ausrüsten hat

sich der Bogen unter dem Einfluß des Kriechens verkürzt, und es muß ein zusätzlicher unbekannter Horizontalschub H_t auftreten, durch den die Bedingung $\Delta l = 0$ ständig erfüllt wird, H_t muß demnach eine von der Zeit abhängige Funktion sein. Aus der Bedingung $\Delta l = 0$ im Zeitpunkt t ergibt sich die nachstehende Elastizitätsgleichung:



$$(57) \quad \Delta l_w + \omega_s T l \frac{\varphi_t}{\varphi_n} + H_0 (1 + \varphi_t) \int \frac{ds}{E_0 F_x} + (H_e + H_w) (1 + \varphi_t) \delta_{11} + \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dH_t}{dt} \delta_{11} (1 + \varphi_t - \varphi_{t_1}) dt_1 = 0.$$

Hierbei ist Δl_w die Größe der Widerlagerverschiebung, $\omega_s T l \frac{\varphi_t}{\varphi_n}$ ist die Schwindung, die für $t = t_n$ zu dem unseren Bestimmungen zugrundeliegenden Größtwert $\omega_s T l$ anwächst. Ich habe zunächst angenommen, daß das Schwinden den gleichen Verlauf hat, wie das

Kriechen und deshalb den Verlauf durch die Funktion $\frac{\varphi_t}{\varphi_n}$ gekennzeichnet, eine Annahme, die erfahrungsgemäß annähernd richtig ist, es läßt sich jedoch zeigen, daß die Lösung auch für den beliebigen Verlauf möglich ist. $H_0 \int \frac{ds}{E_0 F_x}$ ist die elastische Verkürzung

infolge des statisch bestimmten Horizontalschubes H_0 . Um hieraus die gesamte Formänderung im Zeitpunkt t zu erhalten, muß gemäß Gl. (47) an Stelle des federnden Elastizitätsmoduls E_0 der ideelle Modul $E_t = \frac{E_0}{1 + \varphi_t}$ treten (denn die Dauerlast wirkt von der Zeit $t = 0$ an). $H_e \delta_{11}$ gibt gemäß Gl. (54) die elastische Verlängerung des Bogens durch die Verbiegung aus H_e an, wodurch die Verkürzung aus H_0 wieder ausgeglichen wird. Um den Einfluß von H_e auf die Spannweitenänderung im Zeitpunkt t zu erhalten, muß E_0 wieder durch den ideellen Modul $E_t = \frac{E_0}{1 + \varphi_t}$ ersetzt

werden. Das gleiche gilt auch für den Horizontalschub H_w aus der Widerlagerverschiebung. Durch das bestimmte Integral der obigen Gleichung ist der Einfluß der noch unbekannteren Funktion H_t dargestellt, durch die für jeden Zeitpunkt t die Bedingung $\Delta l = 0$ erfüllt werden muß. In dem Zeitpunkt t_1 entsteht für das Zeitelement dt_1 ein neuer Schub $\frac{dH_t}{dt} dt_1$, durch den die Spannweitenänderung ausgeglichen wird, die sich aus dem Kriechen infolge der Kräfte H_0 , H_e und H_w für das Zeitelement dt_1 ergibt. Im Zeitpunkt t_1 des Entstehens dieses neuen Horizontalschubes ist dies ein elastischer Eingriff, der eine Spannweitenänderung $\frac{dH_t}{dt} dt_1 \delta_{11}$ erzeugt. Wir wollen diesen Einfluß aber nicht für den Zeitpunkt t_1 , sondern für den Zeitpunkt t ermitteln. Infolgedessen müssen wir den federnden Elastizitätsmodul E_0 durch den ideellen

Modul $\frac{1}{E_t} = \frac{1}{E_0} (1 + \varphi_t - \varphi_{t_1})$ nach Gl. (48) ersetzen und das

Integral über den Zeitraum von $t_1 = 0$ bis $t_1 = t$ erstrecken, um den Gesamteinfluß dieser Zeitfunktion H_t zu erhalten. Wir können nun durch δ_{11} dividieren, da diese Größen von t unabhängig sind, und zugleich beseitigen wir das bestimmte Integral, indem wir entsprechend der Leibnizschen Regel differenzieren und erhalten damit die nachstehende Differentialgleichung, durch welche die Formänderungen in dem Zeitdifferential dt betrachtet werden.

$$\frac{\omega_s T l}{\delta_{11} \varphi_n} \frac{d}{dt} (\varphi_t) + H_0 \frac{1}{\delta_{11}} \frac{d}{dt} (\varphi_t) + (H_e + H_w) \frac{d}{dt} (\varphi_t) + H_t \frac{d}{dt} (\varphi_t) + \frac{dH_t}{dt} = 0.$$

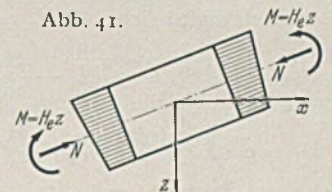
Nun ist nach Gl. (56) $H_e = -H_0 \frac{\int \frac{ds}{E_0 F_x}}{\delta_{11}}$ und damit fällt H_0 und H_e aus der Differentialgleichung ganz heraus und wir erhalten

$$(57a) \quad \frac{\omega_s T l}{\delta_{11} \varphi_n} \frac{d}{dt} (\varphi_t) + H_w \frac{d}{dt} (\varphi_t) + H_t \frac{d}{dt} (\varphi_t) + \frac{dH_t}{dt} = 0.$$

Setzen wir zunächst das Schwinden und die Widerlagerausweichung gleich Null, dann wird H_t gleich Null, d. h. bei einem Stützlinien-gewölbe mit unverschieblichen Widerlagern wird durch das Kriechen des Betons an dem Spannungszustand des Gewölbes nichts geändert. Durch die Verkürzung des Bogens und aus dem Kriechen ergeben sich keine zusätzlichen Biegemomente, die Formänderungen durch das Kriechen gehen in diesem Fall vollständig plastisch vor sich. Bei der Berechnung hat man nur zu berücksichtigen, daß der Horizontalschub sich infolge der Scheitel-senkung vergrößert, d. h. man hat der Berechnung den endgültigen Pfeil $f = f_0 - \Delta f$ einzusetzen. Ich habe diese Feststellung schon bei meinem Referat für den Internationalen Kongreß für Brücken- und Hochbau¹³, Berlin-München 1936 gebracht. Diese seinerzeitige Feststellung bedarf aber der Ergänzung insofern, daß sie nur gültig ist, wenn die elastischen Verformungen vernachlässigt werden dürfen und wenn keine Widerlagerverschiebungen vorliegen, womit auch alle äußeren Eingriffe mittels hydraulischer Pressen gemeint sind.

Diese auffallende Tatsache hat ihren Grund darin, daß die einzelnen Bogenelemente nicht zentrisch beansprucht sind. Die zentrische Beanspruchung durch die Gewölbekraft H_0 wird durch ein Biegemoment $H_e z$ überlagert, daraus folgen dann die ungleich verteilten Druckspannungen der Abb. 41. Im elastischen Zustand wird gemäß Gl. (56) die Spannweitenverkürzung durch die zentrischen Druckkräfte $H_0 \int \frac{ds}{E_0 F_x}$ aufgehoben durch die Vergrößerung der Spannweite $H_e \delta_{11}$, die sich aus den Winkeldrehungen durch die Biegemomente ergibt. Im plastischen Bereich müssen wir den federnden Elastizitätsmodul E_0 der Gl. (56) durch den ideellen Modul E_t ersetzen. Da beide Dauerbelastungen — die statisch bestimmte Bogenkraft H_0 und das Balkenmoment $H_e z$ — in demselben Zeitpunkt, nämlich im Moment des Ausrüstens ausgelöst werden, muß sowohl in dem Zähler — als auch in den Nennerintegralen der ideelle Modul der Gl. (47) $E_t = \frac{E_0}{1 + \varphi_t}$ eingesetzt werden, d. h., die beiden Prozesse haben den gleichen Zeitablauf und infolgedessen können wir durch $(1 + \varphi_t)$ kürzen

Abb. 41.



$$H_e = -H_0 \frac{\int \frac{ds}{E_0 F_x} (1 + \varphi_t)}{\int \frac{z^2 ds}{E_0 J_x} (1 + \varphi_t) + \int \frac{ds \cos^2 \varphi}{E_0 I_x} (1 + \varphi_t)} = -H_0 \frac{\int \frac{ds}{E_0 F_x}}{\delta_{11}}$$

und damit erhalten wir wieder das gleiche Resultat wie aus der Gl. (54) des elastischen Bereichs. Wir stellen deshalb als Ergebnis nochmals fest:

Bei den statisch unbestimmten Bogensystemen mit unverschieblichen Widerlagern ruft die Verkürzung der Bogenachse durch das Kriechen keine zusätzlichen statisch unbestimmten Stützkräfte hervor und damit auch keine zusätzlichen Balkenmomente. Die Verbiegungen des Bogens, die notwendig sind, um die Spannweitenänderungen infolge der Verkürzung des Bogens durch das Kriechen auszugleichen, gehen rein plastisch, d. h., ohne Spannungsänderung vor sich, aber nur dann, wenn zu den Balkenmomenten $H_e z$ keine zusätzlichen Momente durch die elastische Verformung des Systems hinzukommen

¹³ Dischinger, Fr.: Ausschaltung der Biegezugspannungen bei Balken- und Stabbogenbrücken. Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Vorbericht. Zürich 1936.

bzw., wenn die Knicksicherheit so groß ist, daß diese zusätzlichen Bieugungsmomente als bedeutungslos vernachlässigt werden dürfen.

Diese Feststellung gilt jedoch nicht für nur Gewölbe, sondern, wie ich noch zeigen werde, auch für Rahmen, sowie alle statisch unbestimmten Eisenbetontragwerke, soweit hierbei die einzelnen Bauglieder im wesentlichen nur auf Druck beansprucht sind.

Wir betrachten nun den Einfluß einer Widerlagerverschiebung nach Gl. (54a). Hier ergibt sich keine so einfache Lösung wie für die Bogenzusammendrückung (H_0), weil die Widerlagerverschiebung Δl_w im Moment der Ausrüstung vor sich geht, die Kriecherscheinungen dagegen eine Zeitfunktion darstellen und infolgedessen haben wir keine mit der Zeit gleichverlaufenden Prozesse vorliegen und aus diesem Grunde müssen wir für die Lösung dieser Aufgabe auf die Differentialgleichung zurückgreifen. Wir setzen in der Differentialgleichung (57a) $\varphi_n = m$ und $\frac{\omega_s T}{\delta_{11}} = -H_s$, wobei H_s der Horizontalschub aus Schwinden ist, wie wir ihn aus der üblichen Berechnung ermitteln. Damit lautet die Differentialgleichung

$$(57b) \quad \frac{dH_t}{dt} + H_t \frac{d}{dt}(\varphi_t) + \left(H_w - \frac{H_s}{m}\right) \frac{d}{dt}(\varphi_t) = 0.$$

Das ist wieder eine lineare Differentialgleichung in der Form $\frac{dy}{dx} + y p(x) + q(x) = 0$. Deren Lösung lautet:

$$y = e^{-\int p(x) dx} \left[C - \int q(x) e^{\int p(x) dx} dx \right].$$

Demnach ergibt sich:

$$H_t = e^{-\int \frac{d}{dt}(\varphi_t) dt} \left(H_w - \frac{H_s}{m} \right) \left[C - \int \frac{d}{dt}(\varphi_t) e^{\int \frac{d}{dt}(\varphi_t) dt} dt \right].$$

$$H_t = e^{-\int \frac{d}{dt}(\varphi_t) dt} \left(H_w - \frac{H_s}{m} \right) \left[C - e^{\int \frac{d}{dt}(\varphi_t) dt} \right]$$

$$H_t = e^{-\varphi_t} \left[C - e^{\varphi_t} \right] \left(H_w - \frac{H_s}{m} \right).$$

Die Konstante C folgt aus der Bedingung, daß für $t = 0$, $\varphi_t = 0$, $e^{\varphi_t} = 1$, $H_t = 0$ hieraus $C = 1$

$$(58) \quad H_t = e^{-\varphi_t} \left(H_w - \frac{H_s}{m} \right) [1 - e^{\varphi_t}] = \left(H_w - \frac{H_s}{m} \right) [e^{-\varphi_t} - 1].$$

Der Größtwert von H_t ergibt sich nach Abschluß des Kriechens für $\varphi_t = \varphi_n = m$:

$$(58a) \quad H_t = - \left(H_w - \frac{H_s}{m} \right) (1 - e^{-m}).$$

Wir betrachten zunächst den Einfluß einer Widerlagerverschiebung. Der tatsächliche Horizontalschub infolge einer Widerlagerverschiebung beträgt bei Berücksichtigung des Kriechens: $H_{wt} = H_w + H_t$ demnach:

$$(59) \quad H_{wt} = H_w + H_t = H_w + H_w [e^{-\varphi_t} - 1] = H_w e^{-\varphi_t}$$

und nach Abschluß des Kriechens für $\varphi_t = m$.

$$(59a) \quad H_{wt} = H_w e^{-m}.$$

Aus Gl. (59a) erhalten wir für die verschiedenen Kriechmaße:

$$m = \varphi_n = 0,00 \quad 1,00 \quad 2,00 \quad 3,00 \quad 4,00$$

$$H_{wt} = H_w + H_t = 1,00 \quad 0,368 \quad 0,135 \quad 0,05 \quad 0,018 \quad H_w$$

Daraus ersehen wir den sehr günstigen Einfluß des Kriechens des Betons. Schon bei einem Kriechmaß von $\varphi_n = m = 1$ (d. h. plastische Verformung gleich der elastischen) geht die Horizontalschubverminderung von $1,0 H_w$ auf $0,368 H_w$ zurück und bei $m = 2$ sogar auf $0,135 H_w$ und in gleichem Maßstab auch die zugehörigen Balkenmomente $H_w z$. Die Balkenmomente aus der Widerlagerverschiebung sind also ganz wesentlich geringer, wie wir sie nach der üblichen Berechnungsweise ermitteln. Allerdings darf nicht unberücksichtigt bleiben, daß dieser günstige Einfluß des Kriechens auf die Balkenmomente aus der Widerlagerverschiebung (bzw. der Zugbandverlängerung bei Zweigelenkbogen mit Zugband) erst mit Abschluß des Kriechens in voller Höhe vorhanden ist. Im

Moment nach der Ausrüstung treten die Balkenmomente in der vollen Größe auf, wie wir sie auf Grund der üblichen Berechnungsweise ermitteln. Insbesondere sind aber auch die Bieugungsmomente zu berücksichtigen, die sich als Folge der elastischen Verformung durch die plastischen Verbiegungen infolge des Kriechens ergeben, die später noch genauer besprochen werden.

Immerhin braucht man nicht mit der vollen Größe der Balkenmomente $H_w z$ aus der Widerlagerverschiebung zu rechnen, insbesondere, da — wie ich später noch zeigen werde — die Temperaturmomente infolge der Kriecherscheinungen im ersten Jahr noch nicht in voller Größe auftreten entgegen unseren bisherigen Berechnungen. Den größeren Bieugungsmomenten aus den Widerlagerausweichungen in der Zeit nach der Ausrüstung stehen also kleinere Temperaturmomente gegenüber. Erst nach Abschluß des Kriechens erreichen die Temperaturmomente die volle Größe.

Des weiteren sind auch die Einflüsse des Schwindens infolge der Kriecherscheinungen wesentlich geringer als nach der üblichen Berechnungsweise. Aus Gl. (58) erhalten wir den tatsächlichen Horizontalschub aus dem Schwinden zu:

$$(60) \quad H_{st} = H_t = \frac{H_s}{m} \cdot (1 - e^{-\varphi_t})$$

$$(60a) \quad \text{für } t = t_n, \varphi_t = \varphi_n = m, H_{st} = H_s \frac{1 - e^{-m}}{m}.$$

Daraus ergibt sich wiederum für die verschiedenen Kriechmaße nach Abschluß des Kriechens ($t = t_n$) der in der nachstehenden Zahlentafel angegebene Horizontalschub für Schwinden H_{st} im Verhältnis zu dem Horizontalschub H_{st} aus der üblichen Berechnung

| | | | | | |
|------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $m =$ | 0,000 | 1,00 | 2,00 | 3,00 | 4,00 |
| $H_{st} =$ | 1,00 | 0,632 | 0,433 | 0,317 | 0,245 |

Die obige Zahlentafel zeigt, daß wir bei den unbewehrten Gewölben die Schwindeneinflüsse infolge des Außerachtlassens des Kriechens viel zu ungünstig einsetzen. Die Einflüsse sind noch nicht halb so groß, als wir sie in der üblichen Weise berechnen. Damit wird die Ansicht mancher Praktiker bestätigt, die auf Grund ihrer Bauverfahren auf dem Standpunkt stehen, daß bei Eisenbetonsystemen mit elastischen Bewegungsmöglichkeiten, wie sie bei den Bogen und Rahmen immer vorhanden sind, die Einflüsse des zentrischen Schwindens ungefährlich sind, und daß Rißbildungen nur ausgelöst werden, wenn gar keine Verkürzungsmöglichkeiten vorhanden sind. Allerdings müssen wir auch berücksichtigen, daß die in unseren amtlichen Bestimmungen vorgeschriebenen Schwindwerte etwas zu niedrig sind und daß damit teilweise die Folgerungen aus den obigen Entwicklungen vorweg genommen sind.

Bei den kräftig bewehrten Gewölben ist das Kriechmaß wesentlich geringer als bei den unbewehrten Konstruktionen, weil sich die Eiseneinlagen dem Kriechen widersetzen und damit das Kriechmaß vermindern. Es ergibt sich dadurch eine Umlagerung der inneren Kräfte im Verbundkörper, die Druckkräfte wandern von dem Beton auf die Eisenquerschnitte über und infolge der verringerten Druckkräfte des Betons ergeben sich auch geringere Kriechwerte. In gleicher Weise vermindern aber die Bewehrungen auch die Schwindmaße. Aus diesem Grunde sind in unseren Bestimmungen für bewehrte Querschnitte verringerte Schwindwerte vorgeschrieben. Im Abschnitt 5 komme ich hierauf noch ausführlich zu sprechen und ich werde hierbei den Einfluß der Bewehrungen auf Schwinden und Kriechen nachweisen.

Bei der Aufstellung der Differentialgleichung haben wir Stützliniengewölbe vorausgesetzt. Die Entwicklungen gelten aber ebenso auch für jedes beliebig geformte Bogen- oder Rahmensystem, nur ist in Gl. (55) an Stelle des statisch bestimmten Horizontalschubes H_0 der statisch unbestimmte Gewölbeschub H_g zu setzen, der aus Gl. (42) zu ermitteln ist. Durch ihn sowie durch das zugehörige statisch unbestimmte Moment M_g , das aus Gl. (42a) folgt, wird die Höhenlage der Seillinie bestimmt. Die Ermittlung der statisch unbestimmten Größen H_g und M_g folgt aus den Bedingungen $\Delta x = 0$ und $\Delta \varphi = 0$ der Gl. (42) und (42a) indem man

$M = \mathfrak{M} - H_g z = M_g$ setzt. Geht man nun vom elastischen zum plastischen Bereich über, dann ist der federnde Elastizitätsmodul E_0 durch den ideellen $E_t = \frac{E_0}{1 + \varphi_t}$ zu ersetzen. In den Bedingungen gleichen $\Delta x = 0$, $\Delta \varphi = 0$ können wir nun aber durch $1 + \varphi_t$ kürzen und wir erkennen, daß sich an der Momentenverteilung nichts ändern kann, da diese Bedingungen auch im plastischen Bereich erfüllt bleiben, und daß die Momente aus dem Abweichen der Stützzlinie von der Bogenachse keinen Einfluß auf die Widerlagerverschiebung haben. Gl. (57) und die darauf aufbauenden weiteren Entwicklungen bleiben also auch bei Gewölben und Rahmen, die nicht nach der Stützzlinie geformt sind, gültig.

Um Mißverständnisse auszuschließen, sei hier nochmals betont, daß Verformungen dadurch entstehen, daß das System durch Verbiegungen seine Form ändert, die Ordinaten v vergrößern sich auf $z + v$, und die zusätzlichen Verformungsmomente sind damit durch $H_g v$ gegeben. Bei den Untersuchungen dieses Abschnittes haben wir jedoch in der üblichen Weise mit unveränderlichen Ordinaten gerechnet. Die Berücksichtigung des Einflusses der Verformungen auf die Biegemomente erfolgt später.

Bei den Tragsystemen, bei denen die Stützzlinie sehr stark gegenüber der Achslinie abweicht, wie z. B. bei Rahmen spielen die zusätzlichen Verformungsmomente $H_g v$ gegenüber den ursprünglichen Momenten keine Rolle und deshalb bedürfen die Entwicklungen dieses Abschnittes bezüglich dieser Systeme keiner Ergänzung durch die Berechnung der Verformungsmomente.

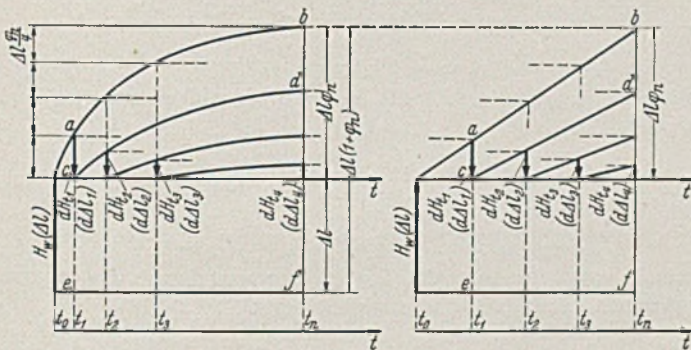


Abb. 42.

Die Ermittlung des Kriecheinflusses kann anstatt mittels der Differentialgleichung auch mittels Differenzenrechnung nach Abb. 42a erfolgen. Auch hierbei zeigt sich wiederum, daß nur der Größtwert des Kriechens $\varphi_n = m$ für die endgültigen Schnittkräfte maßgebend ist und daß der Verlauf des Kriechens selbst ohne jeden Einfluß ist. Durch die Widerlagerausweichung Δl entsteht im Moment der Ausrüstung der Horizontalschub H_w mit den Biegemomenten $H_w z$. Durch das Kriechen von $t = 0$ bis $t = t_n$, vergrößert sich Δl auf $\Delta l (1 + \varphi_t)$ und infolgedessen müssen jetzt Horizontalschübe dH_t entstehen, die H_w entgegenwirken und durch die die Verschiebung $\Delta l (1 + \varphi_t)$ immer wieder auf Δl zurückgeführt wird. Die Kräfte dH_t sind im Moment des Entstehens ebenso wie H_w Augenblicksbelastungen, für die der federnde Elastizitätsmodul maßgebend ist, so daß die Kräfte dH_t den Verschiebungen $d\Delta l$ proportional sind und in Abb. 42 durch die gleichen Strecken dargestellt werden können. Ebenso wie sich Δl von $t = 0$ bis $t = t_n$ auf $\Delta l (1 + \varphi_t)$ vergrößert, so vergrößert sich auch $d\Delta l_1$, jedoch ist dafür Gl. (48) maßgebend, da dH_{t1} nicht zur Zeit $t = 0$, sondern zur Zeit $t = t_1$ entsteht. Demnach vergrößert sich $d\Delta l_1$ auf $d\Delta l_1 (1 + \varphi_t - \varphi_{t1})$ und nach dem Gesetz der Superposition der plastischen Formänderungen nach Gl. (48) müssen die Ordinaten der Fläche a, b, c, d proportional denen von a, b, e, f sein.

In Abb. 42b ist die gleiche Konstruktion jedoch für eine andere Kriechkurve dargestellt. Die Endwerte des Kriechens $\varphi_n = n$ sind bei beiden Abbildungen gleich groß angenommen. Aus dem Vergleich der beiden Abbildungen sehen wir, daß ebenso wie bei der Differentialgleichung sich dieselben Werte dH_t , d. h. die gleiche Funktion für H_t ergeben muß. Das in Abb. 45 dargestellte Rechenverfahren mittels Differenzenrechnung zur Ermittlung der Kriech-

einflüsse läßt sich selbstverständlich auch anwenden, wenn das Gesetz der Superposition der plastischen Formänderungen nach Gl. (48) nicht gültig wäre, wodurch eine Lösung mittels der Differentialgleichung unmöglich würde.

In diesem Zusammenhang sei noch kurz darauf hingewiesen, daß wir bei Abb. 36, aus der wir die maßgebenden Gl. (47) und (48) abgeleitet haben, die elastische Dehnung ϵ bezogen auf die Einheitsspannung als konstant angenommen haben, trotzdem wir aus Gl. (46) und (46a) ersehen haben, daß der federnde Elastizitätsmodul E_0 einerseits mit dem Alter wächst und andererseits mit der Zunahme der Spannungen abnimmt. Da aber die Eigengewichtsspannungen fast hundertprozentig mit der Ausrüstung entstehen und dafür ϵ konstant ist und nur für die geringen zusätzlichen Spannungen aus H_t dies nicht der Fall ist, ist unsere Berechnung auf Grundlage eines konstanten Wertes von ϵ hinreichend genau.

Die Untersuchungen dieses Abschnittes haben gezeigt, daß bei Vernachlässigung der Einflüsse aus der elastischen und plastischen Verformung sich das Kriechen des Betons in sehr angenehmer Weise bemerkbar macht, dadurch, daß die Zwängungen aus der Verkürzung des Bogens, dem Widerlagerausweichen und dem Schwinden vermindert und die daraus folgenden Balkenmomente ganz wesentlich verringert werden. Diese günstigen Wirkungen bleiben aber nur erhalten bei genügender Knicksicherheit. Bei den Gewölben ohne Scheitelgelenk ist die in den Bestimmungen vorgeschriebene Knicksicherheit im allgemeinen hinreichend, bei den Gewölben mit Scheitelgelenken ergeben sich dagegen bei diesen den Bestimmungen genügenden Knicksicherheiten sehr große zusätzliche Momente aus der Verformung.

In gleicher Weise wie wir vorstehend für die Gewölbe und Rahmen den Einfluß des Kriechens ermittelt haben, wollen wir dies nun auch für beliebig statisch unbestimmte Eisenbetontragwerke durchführen.

4. Der Einfluß des Kriechens auf die Biegemomente aus Eigengewicht bei beliebigen Eisenbetontragwerken ohne Berücksichtigung der Bewehrung.

Nur bei ganz oder annähernd nach der Stützzlinie geformten Gewölben sind die Verformungsmomente von Einfluß. Bei Eisenbetontragwerken dagegen, bei denen große Abweichungen der Stützzlinie von der Achslinie vorliegen, wie z. B. bei den Rahmen sind die zusätzlichen Exzentrizitäten aus den Verbiegungen v im Verhältnis zu den schon vorhandenen so gering, daß wir uns um die zusätzlichen Biegemomente aus der elastischen und plastischen Verformung nicht zu kümmern brauchen.

Bei den Untersuchungen des vorhergehenden Abschnittes hatten wir erkannt, daß die Verkürzungen der Gewölbe durch das Kriechen bei unverschieblicher Lagerung ohne jeden Einfluß auf den Spannungszustand waren und daß infolge des Kriechens die Einflüsse von Widerlagerausweichungen und Schwinden auf die Schnittkräfte ganz wesentlich geringer sind als wir sie bisher auf Grund der üblichen Berechnungsweise ermittelt haben. Diese Erkenntnisse wollen wir nun auf beliebig statisch unbestimmte Systeme ausdehnen. Ebenso wie im vorhergehenden Abschnitt vernachlässigen wir vorerst den Einfluß der Bewehrungen, der in dem nächsten Abschnitt behandelt werden wird. Für unsere Untersuchungen betrachten wir die Elastizitätsgleichungen eines beliebig z. B. dreifach statisch unbestimmten Systems. Diese lauten:

$$(61) \quad \begin{aligned} X_a \delta_{aa} + X_b \delta_{ab} + X_c \delta_{ac} + \delta_{am} + \Delta l_a + \omega_s T l_a &= 0 \\ X_a \delta_{ba} + X_b \delta_{bb} + X_c \delta_{bc} + \delta_{bn} + \Delta l_b + \omega_s T l_b &= 0 \\ X_a \delta_{ca} + X_b \delta_{cb} + X_c \delta_{cc} + \delta_{cm} + \Delta l_c + \omega_s T l_c &= 0 \end{aligned}$$

Hierbei sind $\Delta l_a, \Delta l_b$ und Δl_c die Verschiebungen und Verdrehungen der Angriffspunkte der Überzähligen infolge Ausweichens der Widerlager oder von Zugbandverlängerungen. $\omega_s T l_a, \omega_s T l_b$ und $\omega_s T l_c$ die Einflüsse des Schwindens auf die Verschiebungen. Des weiteren ist:

$$(61a) \quad \delta_{ik} = \int \frac{m_i m_k}{E_0 J} ds, \quad \delta_{ji} = \int \frac{m_i m_j}{E_0 J} ds, \quad \delta_{im} = \int \frac{m_i \mathfrak{M}_m}{E_0 J} ds.$$

Aus diesen Gleichungen ergeben sich die statisch unbestimmten

Größen X_a , X_b und X_c , die wir für die drei Belastungsfälle Eigengewicht (δ_m), Widerlagerausweichen (Δl) und Schwinden ($\omega_s T l$) getrennt ermitteln wollen. Für die Eigengewichtsbelastung wird, wenn wir Widerlagerausweichen und Schwinden gleich Null setzen,

$$(61b) \quad X_a^e = -\frac{D_a^e}{D}, \quad X_b^e = -\frac{D_b^e}{D}, \quad X_c^e = -\frac{D_c^e}{D}$$

wobei

$$D = \begin{vmatrix} \delta_{aa} & \delta_{ab} & \delta_{ac} \\ \delta_{ba} & \delta_{bb} & \delta_{bc} \\ \delta_{ca} & \delta_{cb} & \delta_{cc} \end{vmatrix}$$

und

$$D_a^e = \begin{vmatrix} \delta_{ab} & \delta_{ac} & \delta_{am} \\ \delta_{bb} & \delta_{bc} & \delta_{bm} \\ \delta_{cb} & \delta_{cc} & \delta_{cm} \end{vmatrix} \quad D_b^e = \begin{vmatrix} \delta_{aa} & \delta_{ac} & \delta_{am} \\ \delta_{ba} & \delta_{bc} & \delta_{bm} \\ \delta_{ca} & \delta_{cc} & \delta_{cm} \end{vmatrix} \quad D_c^e = \begin{vmatrix} \delta_{aa} & \delta_{ab} & \delta_{am} \\ \delta_{ba} & \delta_{bb} & \delta_{bm} \\ \delta_{ca} & \delta_{cb} & \delta_{cm} \end{vmatrix}$$

Für das Ausweichen der Widerlager ergeben sich in gleicher Weise, wenn wir $\delta_m = 0$ und $\omega_s T l = 0$ setzen:

$$(61c) \quad X_a^w = -\frac{D_a^w}{D}, \quad X_b^w = -\frac{D_b^w}{D}, \quad X_c^w = -\frac{D_c^w}{D},$$

wobei

$$D_a^w = \begin{vmatrix} \delta_{ab} & \delta_{ac} & \Delta l_a \\ \delta_{bb} & \delta_{bc} & \Delta l_b \\ \delta_{cb} & \delta_{cc} & \Delta l_c \end{vmatrix} \quad D_b^w = \begin{vmatrix} \delta_{aa} & \delta_{ac} & \Delta l_a \\ \delta_{ba} & \delta_{bc} & \Delta l_b \\ \delta_{ca} & \delta_{cc} & \Delta l_c \end{vmatrix} \quad D_c^w = \begin{vmatrix} \delta_{aa} & \delta_{ab} & \Delta l_a \\ \delta_{ba} & \delta_{bb} & \Delta l_b \\ \delta_{ca} & \delta_{cb} & \Delta l_c \end{vmatrix}$$

und für das Schwinden, wenn wir $\delta_m = 0$ und $\Delta l = 0$ setzen:

$$(61d) \quad X_a^s = -\frac{D_a^s}{D}, \quad X_b^s = -\frac{D_b^s}{D}, \quad X_c^s = -\frac{D_c^s}{D},$$

$$D_a^s = \begin{vmatrix} \delta_{ab} & \delta_{ac} & \omega_s T l_a \\ \delta_{bb} & \delta_{bc} & \omega_s T l_b \\ \delta_{cb} & \delta_{cc} & \omega_s T l_c \end{vmatrix} \quad D_b^s = \begin{vmatrix} \delta_{aa} & \delta_{ac} & \omega_s T l_a \\ \delta_{ba} & \delta_{bc} & \omega_s T l_b \\ \delta_{ca} & \delta_{cc} & \omega_s T l_c \end{vmatrix} \quad D_c^s = \begin{vmatrix} \delta_{aa} & \delta_{ab} & \omega_s T l_a \\ \delta_{ba} & \delta_{bb} & \omega_s T l_b \\ \delta_{ca} & \delta_{cb} & \omega_s T l_c \end{vmatrix}$$

Aus den Determinanten der Lösung für Eigengewicht erkennen wir sofort, daß, ebenso wie bei den Gewölben, das Kriechen hierbei ohne Einfluß ist, denn in allen Verschiebungen dieser Determinanten ist bei der Ermittlung des Kriechens der federnde Elastizitätsmodul durch den ideellen $\frac{I}{E_t} = \frac{I}{E_0} (1 + \varphi_t)$ zu ersetzen. Damit enthalten alle Verschiebungsgrößen den Faktor $(1 + \varphi_t)$, durch den wir kürzen können. Nach der Kürzung stimmen die Gleichungen mit denen des elastischen Bereichs vollständig überein, und wir erkennen, daß bei allen Tragsystemen das Kriechen ohne jeden Einfluß auf den Spannungszustand ist, aber nur bei Vernachlässigung der Widerlagerverschiebungen und des Schwindens.

Sobald wir aber mit Widerlagerausweichungen und Schwindwirkungen zu rechnen haben, ist das Kriechen von Einfluß und wir müssen zur Ermittlung dieser Einflüsse die Differentialgleichung zu Hilfe nehmen. Im Zeitpunkt $t = 0$ wirken auf das System die statisch unbestimmten Größen X_a^e , X_b^e , X_c^e und X_a^w , X_b^w , X_c^w ein, die sich aus der elastischen Berechnung ergeben hatten. Die statisch unbestimmten Größen aus Schwinden sind zu diesem Zeitpunkt noch nicht vorhanden, da der Schwindvorgang erst bei $t = 0$ beginnend angenommen wird. Die durch das Kriechen neu auftretenden mit der Zeit veränderlichen statisch unbestimmten Funktionen bezeichnen wir mit X_{at} , X_{bt} , X_{ct} . Wir erhalten demnach für die Ermittlung der Kriecheinflüsse

$$(62a) \quad \begin{cases} \left[(X_a^e + X_a^w) (1 + \varphi_t) + \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dX_{at}}{dt} (1 + \varphi_t - \varphi_{t_1}) dt_1 \right] \delta_{aa} \\ + \left[(X_b^e + X_b^w) (1 + \varphi_t) + \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dX_{bt}}{dt} (1 + \varphi_t - \varphi_{t_1}) dt_1 \right] \delta_{ab} \\ + \left[(X_c^e + X_c^w) (1 + \varphi_t) + \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dX_{ct}}{dt} (1 + \varphi_t - \varphi_{t_1}) dt_1 \right] \delta_{ac} \\ + \left[\delta_{am} (1 + \varphi_t) + \Delta l_a + \omega_s T l_a \frac{\varphi_t}{\varphi_n} \right] = 0. \end{cases}$$

In gleicher Weise ergeben sich auch die beiden übrigen Gleichungen.

Aus der elastischen Verschiebung $(X_a^e + X_a^w) \delta_{aa}$ ergibt sich die Verschiebung im Zeitpunkt t , dadurch, daß wir den federnden durch den ideellen Modul nach Gl. (47) $\frac{I}{E_t} = \frac{I}{E_0} (1 + \varphi_t)$ ersetzen. Hierzu kommt der Einfluß, der mit der Zeit veränderlichen Kraft X_{at} [ebenso wie bei Gl. (57)] $\frac{dX_{at}}{dt} dt_1$ entsteht im Zeitpunkt t_1 ; um

also die Verschiebung im Zeitpunkt t zu erhalten, müssen wir in δ_{aa} den federnden durch den ideellen Modul der Gl. (48) $\frac{I}{E_t} = \frac{I}{E_0} (1 + \varphi_t - \varphi_{t_1})$ ersetzen und das Integral von $t_1 = 0$ bis $t_1 = t$ bilden. Bei dem Belastungsglied δ_{am} dagegen ist wieder der Modul der Gl. (47) maßgebend. Für das Schwinden nehmen wir wieder einen gleichartigen Verlauf wie für das Kriechen an und demnach müssen wir $\omega_s T l_a$ mit $\frac{\varphi_t}{\varphi_n}$ multiplizieren. Für $t = t_n$

wird $\varphi_t = \varphi_n$ und damit erreicht $\omega_s T l_a \frac{\varphi_t}{\varphi_n}$ seinen Größtwert $\omega_s T l_a$. Durch Differenzieren der Gl. (62) entsprechend der Leibnizschen Regel erhalten wir die Differentialgleichung des Problems.

Wir schreiben $\frac{d}{dt} (\varphi_t) = \varphi_t'$, $\varphi_n = m$

$$(62a) \quad \begin{cases} \left[\frac{dX_{at}}{dt} + \varphi_t' X_{at} \right] \delta_{aa} + \left[\frac{dX_{bt}}{dt} + \varphi_t' X_{bt} \right] \delta_{ab} + \left[\frac{dX_{ct}}{dt} + \varphi_t' X_{ct} \right] \delta_{ac} \\ + \frac{\omega_s T l_a}{m} \varphi_t' + [X_a^e \delta_{aa} + X_b^e \delta_{ab} + X_c^e \delta_{ac} + \delta_{am}] \varphi_t' \\ + [X_a^w \delta_{aa} + X_b^w \delta_{ab} + X_c^w \delta_{ac} + \Delta l_a] \varphi_t' = 0 \end{cases}$$

und in gleicher Weise auch die beiden übrigen Gleichungen. Nun ist nach Gl. (61b)

$$X_a^e \delta_{aa} + X_b^e \delta_{ab} + X_c^e \delta_{ac} + \delta_{am} = 0$$

und nach Gl. (61c)

$$X_a^w \delta_{aa} + X_b^w \delta_{ab} + X_c^w \delta_{ac} + \Delta l_a = 0.$$

Danach lautet nunmehr das System der sich daraus ergebenden simultanen linearen Differentialgleichung:

$$(62b) \quad \begin{cases} \left[\frac{dX_{at}}{dt} + \varphi_t' X_{at} \right] \delta_{aa} + \left[\frac{dX_{bt}}{dt} + \varphi_t' X_{bt} \right] \delta_{ab} \\ + \left[\frac{dX_{ct}}{dt} + \varphi_t' X_{ct} \right] \delta_{ac} - \Delta l_a \varphi_t' + \frac{\omega_s T l_a}{m} \varphi_t' = 0 \\ \left[\frac{dX_{at}}{dt} + \varphi_t' X_{at} \right] \delta_{ba} + \left[\frac{dX_{bt}}{dt} + \varphi_t' X_{bt} \right] \delta_{bb} \\ + \left[\frac{dX_{ct}}{dt} + \varphi_t' X_{ct} \right] \delta_{bc} - \Delta l_b \varphi_t' + \frac{\omega_s T l_b}{m} \varphi_t' = 0 \\ \left[\frac{dX_{at}}{dt} + \varphi_t' X_{at} \right] \delta_{ca} + \left[\frac{dX_{bt}}{dt} + \varphi_t' X_{bt} \right] \delta_{cb} \\ + \left[\frac{dX_{ct}}{dt} + \varphi_t' X_{ct} \right] \delta_{cc} - \Delta l_c \varphi_t' + \frac{\omega_s T l_c}{m} \varphi_t' = 0. \end{cases}$$

Dieses Gleichungssystem lösen wir nun nach den drei unbekanntem in den Klammern stehenden Ausdrücken auf und erhalten damit drei voneinander unabhängige Differentialgleichungen erster Ordnung.

$$(63) \quad \begin{cases} \frac{dX_{at}}{dt} + X_{at} \frac{d}{dt} (\varphi_t) = \left[\frac{D_a^w}{D} - \frac{1}{m} \frac{D_a^s}{D} \right] \frac{d}{dt} (\varphi_t) \\ \frac{dX_{bt}}{dt} + X_{bt} \frac{d}{dt} (\varphi_t) = \left[\frac{D_b^w}{D} - \frac{1}{m} \frac{D_b^s}{D} \right] \frac{d}{dt} (\varphi_t) \\ \frac{dX_{ct}}{dt} + X_{ct} \frac{d}{dt} (\varphi_t) = \left[\frac{D_c^w}{D} - \frac{1}{m} \frac{D_c^s}{D} \right] \frac{d}{dt} (\varphi_t). \end{cases}$$

Nun ist nach Gl. (61c)

$$\frac{D_a^w}{D} = -X_a^w, \quad \frac{D_b^w}{D} = -X_b^w, \quad \frac{D_c^w}{D} = -X_c^w,$$

und nach Gl. (61d)

$$\frac{D_a^s}{D} = -X_a^s, \quad \frac{D_b^s}{D} = -X_b^s, \quad \frac{D_c^s}{D} = -X_c^s.$$

Demnach können wir die Differentialgleichung in der Form anschreiben:

$$(63a) \left\{ \begin{aligned} \frac{dX_{at}}{dt} + X_{at} \frac{d}{dt}(\varphi_t) + \left(X_a^w - \frac{X_a^s}{m}\right) \frac{d}{dt}(\varphi_t) &= 0 \\ \frac{dX_{bt}}{dt} + X_{bt} \frac{d}{dt}(\varphi_t) + \left(X_b^w - \frac{X_b^s}{m}\right) \frac{d}{dt}(\varphi_t) &= 0 \\ \frac{dX_{ct}}{dt} + X_{ct} \frac{d}{dt}(\varphi_t) + \left(X_c^w - \frac{X_c^s}{m}\right) \frac{d}{dt}(\varphi_t) &= 0. \end{aligned} \right.$$

Wenn es sich um ein System handelt mit mehr als drei statisch unbekanntem Größen, dann ergeben sich dementsprechend noch weitere derartige lineare Differentialgleichungen mit jeweils nur einer Unbekannten. Die Gl. (63a) haben sämtlich die gleiche Form wie Gl. (57b) bei den Gewölben, infolgedessen entsprechen die Lösungen der Gl. (58). Sie lauten:

$$(64) \left\{ \begin{aligned} X_{at} &= -\left(X_a^w - \frac{X_a^s}{m}\right) (1 - e^{-\varphi_t}) \\ X_{bt} &= -\left(X_b^w - \frac{X_b^s}{m}\right) (1 - e^{-\varphi_t}) \\ X_{ct} &= -\left(X_c^w - \frac{X_c^s}{m}\right) (1 - e^{-\varphi_t}) \end{aligned} \right.$$

Die Grenzwerte nach Abschluß des Kriechens $t = t_n$ ergeben sich aus $\varphi_t = \varphi_n = m$:

$$(64a) \left\{ \begin{aligned} X_{at} &= -\left(X_a^w - \frac{X_a^s}{m}\right) (1 - e^{-m}) \\ X_{bt} &= -\left(X_b^w - \frac{X_b^s}{m}\right) (1 - e^{-m}) \\ X_{ct} &= -\left(X_c^w - \frac{X_c^s}{m}\right) (1 - e^{-m}) \end{aligned} \right.$$

Wir betrachten zunächst den Einfluß der Widerlagerverschiebungen. Die tatsächlichen Auflagerkräfte aus der Widerlagerverschiebung, die wir mit $X_{at}^w, X_{bt}^w, X_{ct}^w$ bezeichnen wollen, haben zur Zeit $t = 0$ die Größe X_a^w, X_b^w, X_c^w . Hierzu kommen im Zeitpunkt t die von der Zeit abhängigen Kräfte aus der Widerlagerverschiebung $X_{at} = -X_a^w (1 - e^{-\varphi_t})$ usw. hinzu. Demnach erhalten wir für die statisch unbestimmten Größen aus der Widerlagerverschiebung

$$(65) \left\{ \begin{aligned} X_{at}^w &= X_a^w + X_{at} = X_a^w e^{-\varphi_t} \\ X_{bt}^w &= X_b^w + X_{bt} = X_b^w e^{-\varphi_t} \\ X_{ct}^w &= X_c^w + X_{ct} = X_c^w e^{-\varphi_t} \end{aligned} \right.$$

Hieraus ergibt sich nach Abschluß des Kriechens für $t = t_n$ und $\varphi_t = \varphi_n = m$:

$$(65a) X_{at}^w = X_a^w e^{-m}, \quad X_{bt}^w = X_b^w e^{-m}, \quad X_{ct}^w = X_c^w e^{-m}$$

[vgl. hierzu die entsprechende Gl. (59a)].

Die statisch unbestimmten Kräfte aus der Widerlagerverschiebung haben demnach ihren Größtwert im Zeitpunkt $t = 0$ im Moment des Ausrüstens. Durch das Kriechen werden diese Kräfte und die damit verbundenen Momente ganz wesentlich verringert. Die Tabelle zu Gl. (59a) zeigt den großen Einfluß des Kriechmaßes. Wir erkennen, daß durch das Kriechen die Zwängungsspannungen aus den Widerlagerverschiebungen mit Abschluß des Kriechens auf einen Bruchteil reduziert werden.

Die mit der Zeit veränderlichen statisch unbestimmten Kräfte für das Schwinden $X_{at}^s, X_{bt}^s, X_{ct}^s$ ergeben sich direkt aus den Werten X_{at}, X_{bt}, X_{ct} der Gl. (64). Demnach:

$$(66) X_{at}^s = X_a^s \frac{1 - e^{-\varphi_t}}{m}, \quad X_{bt}^s = X_b^s \frac{1 - e^{-\varphi_t}}{m}, \quad X_{ct}^s = X_c^s \frac{1 - e^{-\varphi_t}}{m}$$

Nach Abschluß des Kriechens für $t = t_n$, ist $\varphi_t = \varphi_n = m$ und damit

$$(66a) X_{at}^s = X_a^s \frac{1 - e^{-m}}{m}, \quad X_{bt}^s = X_b^s \frac{1 - e^{-m}}{m}, \quad X_{ct}^s = X_c^s \frac{1 - e^{-m}}{m}$$

Die Zahlentafel zu Gl. (60a), bei welcher die gleichen Ausdrücke wie

bei Gl. (66a) vorhanden waren, zeigt, daß bei der üblichen Berechnung auch der Schwinden einfluß zu hoch in Rechnung gestellt wird.

Das Resultat der Untersuchung ist überraschend. Es zeigt, daß bei allen statisch unbestimmten Eisenbetontragwerken, ganz unabhängig von der Form und der Anzahl der statisch Unbekannten immer dieselben Gleichungen für die Berechnung des Einflusses des Kriechens auf das Widerlagerausweichen und das Schwinden maßgebend sind und daß bei Eigengewicht allein, d. h. bei Vernachlässigung der Widerlagerausweichungen und des Schwindens, das Kriechen ohne jeden Einfluß auf den Spannungszustand ist. Zugleich werden aber auch die ungünstigen Wirkungen aus dem Schwinden und aus der Nachgiebigkeit der Lagerung durch das Kriechen ganz wesentlich herabgemindert. Bisher hat man bei den statisch unbestimmten Eisenbetontragwerken die Wirkungen der Nachgiebigkeit der Auflagerungen wegen der großen Steifigkeit dieser Massivbauwerke sehr gefürchtet. Diese Befürchtungen sind jedoch grundlos, denn infolge des Kriechens des Betons gehen diese Verschiebungen und in gleicher Weise auch die der Schwindwirkungen zum größten Teil plastisch, also ohne Zwängungen vor sich. Wenn man die günstigen Wirkungen des Kriechens in Rechnung stellt, dann muß man aber andererseits bei der Berechnung im elastischen Bereich auch den bei der Ausrüstung tatsächlich vorhandenen Elastizitätsmodul E_0 in Rechnung stellen, der meistens wesentlich höher liegt, als der in unseren amtlichen Bestimmungen mit 21000 kg/cm^2 vorgeschriebene. Diese Erkenntnisse dürften für die weitere Entwicklung der Eisenbetonbauweise von großer Bedeutung werden.

Bei den Untersuchungen der beiden letzten Abschnitte haben wir als Grundlage vorausgesetzt, daß für das Kriechen das Hookesche Gesetz maßgebend ist. Des weiteren haben wir uns vorerst auf den unbewehrten Beton beschränkt, jedoch wird in dem folgenden Abschnitt das Rechenverfahren auch für den bewehrten Eisenbeton erweitert werden. Sobald im Beton Haarrisse auftreten, verliert das als Grundlage dienende Hookesche Gesetz für den Kriechvorgang seine Gültigkeit und die abgeleiteten Gleichungen gelten nur noch näherungsweise. Das ist z. B. fast immer bei den Rahmenkonstruktionen der Fall.

Zum Schluß dieses Abschnittes sei noch auf einige Eisenbetontragwerke hingewiesen, für deren genaue Berechnung die vorstehenden Entwicklungen von Bedeutung sind. Abb. 43 zeigt einen Eisen-



Abb. 43.

betonfachwerkträger der Bauart Dyckerhoff & Widmann A.-G. (Dr. Finsterwalder), bei dem im Moment der Ausrüstung nur die Druckstäbe (Obergurt und Ständer) betoniert sind, während die Zugstäbe (Untergurt und Diagonale) nur aus Rundeisen bestehen, die in dem Beton der Druckstäbe verankert sind. Erst nach der Ausrüstung, d. h. wenn die Zugstäbe in Spannung sind, werden diese ebenfalls einbetoniert. Die Vorteile des Verfahrens bestehen darin, daß in den gezogenen Stäben keine Haarrisse durch Betonzugspannungen auftreten können und daß die sehr wesentlichen zusätzlichen Biegemomente dieser Fachwerkträger infolge der Verlängerung und Verkürzung der Stäbe der einzelnen Dreiecksnetze auf einen Bruchteil reduziert werden, weil die noch nicht einbetonierten aus Rundeisen bestehenden Zugstäbe die notwendigen Winkeldrehungen leicht ermöglichen. Außerdem können bei hochwertigem Baustahl die Eisen mit 2100 kg/cm^2 beansprucht werden, an Stelle der für den Verbundkörper Eisenbeton zugelassenen 1500 kg/cm^2 . Ein derartiger Fachwerkträger stellt ein mehrfach statisch unbestimmtes System dar. Die statisch unbestimmten Kräfte X_a, X_b usw. greifen in Höhe des Untergurtes an den Schnittstellen der Ständer und Diagonalen an. Da die Zugbänder

sich beim Ausrüsten längen, ergeben sich demnach Widerlager- verschiebungen, zu denen die Verkürzungen der Druckstäbe durch Schwinden hinzukommen. Auf Grund der oben entwickelten Gleichungen können diese Einflüsse genau berechnet werden. Hierzu ermittelt man zuerst die statisch unbestimmten Kräfte ohne Berücksichtigung des Kriechens, also für die elastischen Formänderungen, und erhält hieraus dann mittels Gl. (65) und (66) die tatsächlichen statisch unbestimmten Kräfte bei Berücksichtigung des Kriechens, aus denen man dann einen wesentlich günstigeren Spannungszustand erhält als bei der rein elastischen Rechnung. Da bei den Druckstäben die Biegungsspannungen in solchen Grenzen bleiben, daß in ihnen keine Zugspannungen, zum mindesten aber keine Haarrisse auftreten, sind die entwickelten Gleichungen streng gültig. (Bezüglich der Berücksichtigung der Bewehrungen s. den nachfolgenden Abschnitt.)

Bei dem eben besprochenen System der Fachwerkträger wurden die Vorspannungen durch die Ausrüstung selbst erzeugt. Bei dem vom Verfasser vorgeschlagenen System vorgespannter Vollwandbalken und Fachwerkträger bezüglich welcher auf die Literatur^{13, 14} verwiesen wird, werden die Zugeisen durch hydraulische Pressen vorgespannt, wodurch die Verschiebungen der Auflager zu Null gemacht bzw. sogar negativ werden. Auch hier kann die genaue Berechnung der statisch unbestimmten Größen unter Berücksichtigung des Kriechens auf Grund der obigen Darlegungen erfolgen. (Schluß folgt.)

¹³ D i s c h i n g e r, Fr.: Entwicklung und Fortschritte im Eisenbetonbau. „Neues Bauen“ herausgegeben vom Deutschen Beton-Verein. Zementverlag 1937.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Hafenanlage für Abidjan.

Der Küstenplatz Abidjan an der französischen Elfenbeinküste soll jetzt einen Hafen erhalten. Abidjan ist Endpunkt einer bis 800 km in das Innere des Landes führenden Eisenbahn. Der Umschlag zwischen Landverkehrsmitteln und Seeschiffen wird bisher über zwei Landungsbrücken an der offenen Küste geleitet, wobei die Waren sehr unter mehrfachem Umladen zu leiden haben.

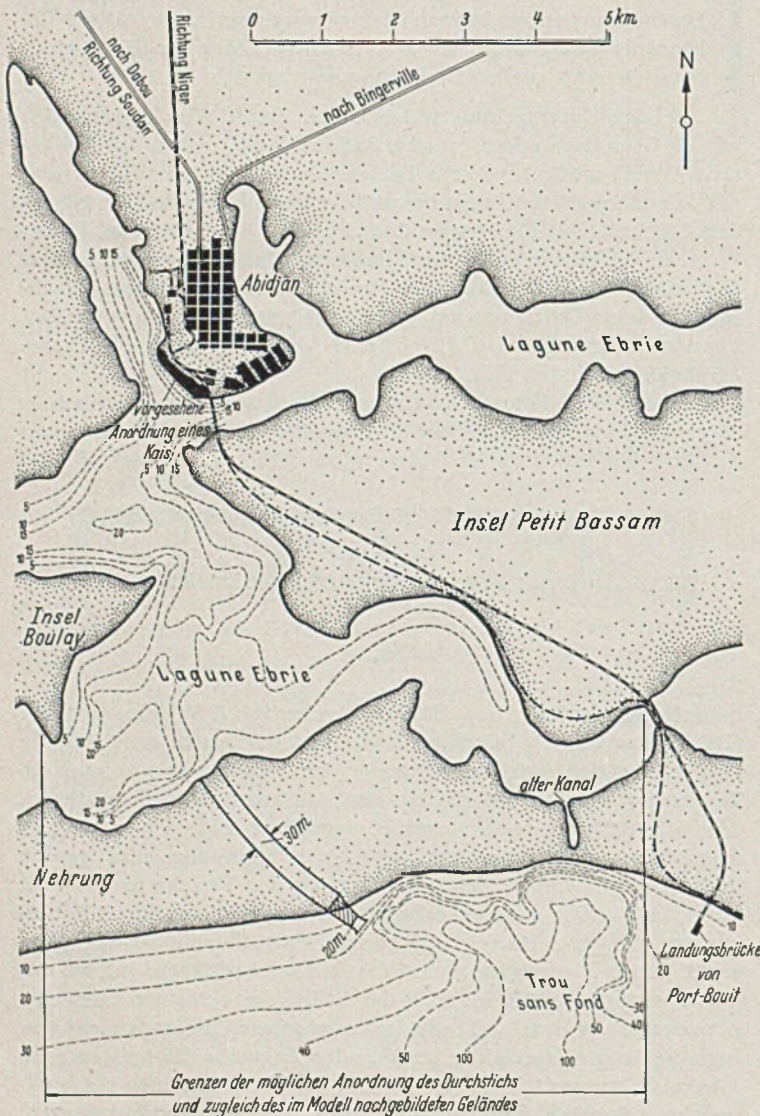


Abb. 1. Abidjan und Umgebung.

Die Anlage eines Hafens mit Kaiumschlag begegnet Schwierigkeiten. Abidjan liegt an einem stark verästelten Haff, der „Lagune Ebrie“, die vom Meere durch eine Nehrung getrennt ist. An den Öffnungen zwischen dem Haff und dem Golf von Guinea, nämlich in den Mündungen der

Flüsse Bandama und Comoe ist das Haff durch die Deltabildungen der Flüsse fast zugeschüttet. Man hat daher schon 1906 versucht, die Nehrung zu durchstechen, um einen Weg für Schiffe nach Abidjan zu schaffen.

Für den Durchstich wählte man eine Stelle, die durch ihre geringe Breite und die Nähe einer besonders tiefen Stelle des Golfs, dem sog. „Trou sans fond“ in die Augen sprang. Der an dieser Stelle ausgeführte und mehrmals erneuerte Durchstich versandete aber jedesmal in kurzer Zeit.

Jetzt ist nach genauem Studium der örtlichen Verhältnisse das in der Abbildung gekennzeichnete Stück der Küste im Wasserbaulaboratorium zu Delft als Modell nachgebildet und untersucht worden. Dabei ist als voraussichtlich günstige Lage und Form eines Durchstichs die in der Abbildung bezeichnete gefunden worden. Diese Versuche und die Grundzüge der Projektentwicklung sind in der genannten Zeitschrift eingehend aufgeführt.

Die Entwurfsbearbeitung gilt als abgeschlossen, und es soll nun mit der Ausführung begonnen werden. Die Kosten der gesamten geplanten Anlagen, des Durchstichs, der Einfahrtsdämme, einer Kaianlage in Abidjan, die Austiefung des Hafffahrwassers und die Herrichtung des Hafengeländes werden auf 130 Millionen Francs geschätzt. [Nach Techn. d. Trav. 21 (1937) S. 189.] Schüttele, Hamburg.

Ufereinfassung am Verbindungskanal zwischen dem Außen- und Vorhafen von Dieppe.

Der Hafen von Dieppe dient dem Umschlag von Gütern, der Einfuhr von Fischen und dem Fahrgastverkehr. Der Außenhafen (Abb. 1) ist durch Wellenbrecher geschützt und durch einen vergleichsweise schmalen Kanal mit dem Vorhafen und den weiter aufwärts liegenden anderen Hafenanlagen verbunden. Die Sohle dieses Kanals liegt 4 m unter Kartennull; die Fahrwassertiefe beträgt bei Hochwasser und Springtiden etwa 14 m und bei Nipptiden reichlich 11 m; beim niedrig-

Außenhafen.



Abb. 1. Plan des Hafens von Dieppe.

sten je beobachteten Niedrigwasser (Kartennull) jedoch nur 4 m. Die Befestigung des linken Kanalufer, das an den westlichen Wellenbrecher anschließt, ist in den Jahren 1840—50 als versteiftes hölzernes Bollwerk, dessen Ständer in Abständen von 2,60 m von Achse zu Achse angeordnet und die mit waagerechten hölzernen Bohlen verkleidet wurden, aus-

gebaut. 1885 mußten die Streben und die Verkleidung teilweise erneuert werden, da sie so weit weggefault waren, daß der Bestand des Uferwerks gefährdet erschien. Die Ersatzteile wurden mit Kreosot und Teer behandelt und gegen Fäulnis widerstandsfähiger gemacht. Um den Kanal von ± 0 auf $-2,5$ vertiefen zu können, mußte zur Verstärkung eine eichene Bohlwand bis zur Tiefe von $-4,50$ vor das bestehende Uferwerk gerammt werden. Der Zwischenraum zwischen altem Bohlwerk und der neuen Wand wurde im Jahre 1907 mit Beton auf Steinschüttung ausgefüllt (Abb. 2). Im darauf folgenden Jahr erhielt der Kanal eine Sohlen-

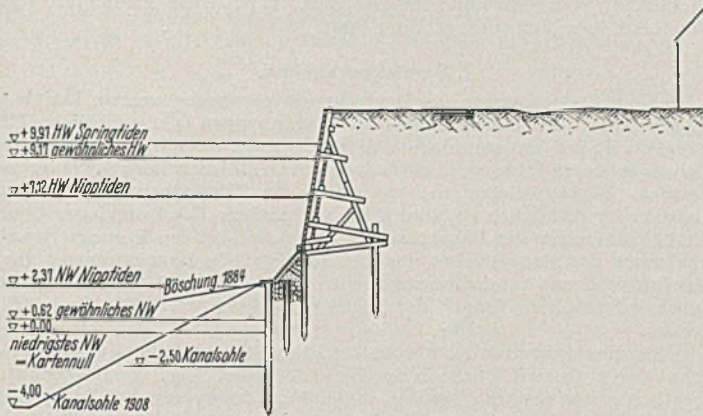


Abb. 2. Querschnitt durch das hölzerne Bollwerk.

tiefe von 4 m unter Null. Die Tiefe konnte aber bei der einmal gewählten Konstruktion nicht bis an das Uferwerk herangeführt werden; der Boden böschte sich vor dem Bollwerk ab. Auf dem Gelände hinter der Ufer-einfassung waren auf einem nur schmalen Streifen mit dem Seebahnhof in Verbindung stehende Gleise verlegt. Im Jahre 1927 drohte das Uferwerk zu verfallen. Man schreckte vor den Ausgaben für eine massive Mauer zurück, und man plante deshalb zunächst, das Bollwerk durch eine eisenarmierte Plattform zu ersetzen, unter der die Böschung durch Betonbrocken abgedeckt werden sollte. Man hatte aber kein rechtes Zutrauen zu der Bauweise, da das Ufer sehr starken Angriffen durch Strömung und Stürme ausgesetzt ist, und da es schwierig war, Eisenbetonpfähle durch den festen Kies, durch Mauerwerksbrocken und durch Pfahlreste zu rammen. Beim Versuch zerbrachen die Pfähle unter der Ramme. Man ging deshalb zu einer anderen Konstruktion über, bei der es nur darauf ankam, den Geländestreifen hinter dem Uferwerk zu schützen. Man brauchte auf die Schaffung von Liegeplätzen für Schiffe keine Rücksicht zu nehmen, sondern nur Bedacht darauf zu nehmen, daß das Ufer nicht abbricht und daß keine Auskolkungen entstehen. Die Böschung war abzusteifen, ohne eine vertikale Wand herstellen zu müssen. Man wählte als wasserseitige Begrenzung eine eiserne Spundwand, auf der sich in der Neigung 1:2 ein Betonkörper aufsetzt. Das Uferwerk ist durch Anker und Ankerklötze in einem Abstand von 21,50 m von der eisernen Spundwand gehalten (Abb. 3). Die eiserne Spundwand befindet sich die über-

kamen. Der Berechnung der Ufer-einfassung ist der niedrigste je beobachtete Wasserstand von ± 0 und ein Grundwasserstand im Gelände von $+7$ m zugrunde gelegt und als Auflast 2 t/m^2 angenommen. [Nach M. P. Pétry: Ann. Ponts Chauss. 107 (1937, I) S. 61.]
Bunnies, Hamburg.

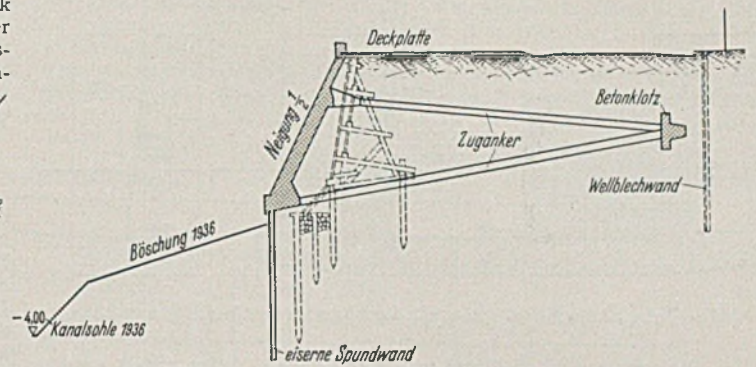


Abb. 3. Querschnitt durch das neue Uferwerk.

Der Entwurf der Schleuse Wijk bei Duurstede.

Der Entwurf umfaßt den Bau von zwei nebeneinander liegenden Schleusen mit einer Breite von 18 m, einer nutzbaren Länge von 350 m, einer Drempeltiefe von 4 m unter dem niedrigsten Kanalwasserstand und einem höchsten zu überwindenden Wasserstandsunterschied in den Hal-tungen von 8,60 m. Es soll vorerst jedoch nur eine Schleuse gebaut werden, bis die Schifffahrt eine zweite erforderlich macht (Abb. 1). Die Fläche zwischen den beiden Kammern ist so breit angelegt — etwa 35 m —, daß die an die Häupter anschließenden Leitwerke wartenden Schiffen Liege-plätze bieten, ohne daß diese Schiffe durch die aus den Schleusen kom-menden behindert werden. Die Schleuse wird auf Betonpfählen gegrün-det; da der Untergrund nicht von gleichmäßiger Beschaffenheit ist, müssen voraussichtlich hier und da Pfähle hinzugefügt oder tiefer ge-schlagen werden. Die Schleuse ist durch ein Zwischenhaupt in zwei gleiche Hälften geteilt. Der Drempel des Oberhauptes könnte höher gelegt werden. Daß dies unterlassen wird, hat folgende Ursachen: Einmal in der erwünschten gleichen Ausbildung der Tore, dann darin, daß die Schütze in einem abweichend ausgebildeten Tor des Oberhauptes mei-stens bis über Wasser reichen und beim Füllen nicht voll in Tätigkeit gesetzt würden. Weiter, weil die Form der Umläufe in den Schleusen-hauptern einfacher gehalten und den der anderen Schleusenhaupter ange-paßt werden können und schließlich zur Vereinfachung der Konstruktion des Schleusenbodens und der Fundierung. Die Schleusen-haupter sollen Umläufe erhalten; sie sind deshalb vergleichsweise breit, so daß die Por-tale der Hubtore auf dem Mauerklotz bequem Platz haben. Da es immer-hin vorkommen kann, daß die Portale durch die Bewegung der Schleusen-hauptmauern in Mitleidenschaft gezogen werden, sind die senkrechten Stützen so nachgiebig wie möglich gehalten. Das Hubtor des Oberhauptes braucht nicht so hoch gehoben zu werden; das Portal ist deshalb nie-

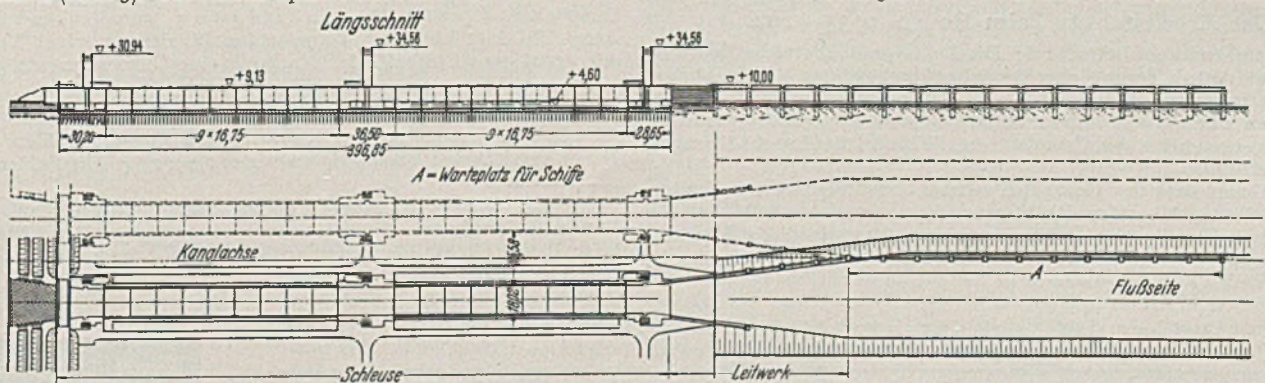


Abb. 1. Lageplan der Schleuse mit der gestrichelt angegebenen, später zu erbauenden 2. Schleuse (S. 54 des Heftes 14 vom 2. 4.).

wiegende Zeit unter Wasser, und man glaubt, daß sie deshalb vor der Rostgefahr genügend geschützt bleibt. Der Betonkörper war in Tidearbeit herzustellen. Die Ausführung verursachte immerhin Schwierigkeiten; hauptsächlich die Verbindung der Spundwand mit dem Fuß des Mauerkörpers. An dieser Stelle muß der Hauptzug aufgenommen werden. Die Spundwand war für die Befestigung an den Anker, die in Abständen von 6 m angeordnet wurden, an den Verbindungsstellen aufzuschneiden. Die Anker sind auf dem Gelände hergestellt und in die Schlitze der Spundwand hinabgelassen; um mit diesen fest verbunden zu werden. Besondere Sorgfalt wurde auf die Herstellung des Betons verwendet und folgendes Mischungsverhältnis gewählt: 800 l Kies, 300 l Sand, 100 l Porphyrsplitt und 375 kg Portlandzement. Die Probewürfel erreichten nach 90 Tagen eine Festigkeit von mehr als 300 kg/cm^2 . Bei der Ram-mung wurde fachweise vorgegangen, und zwar immer in Gruppen von 20 Bohlen, um zu vermeiden, daß sie sich überneigten oder aus der Flucht

driger gehalten; unter den Seitenmauern steigt die Unterkante im Ver-hältnis 1:8 an, alle Pfähle können gleiche Länge erhalten, und es ist dabei nicht zu befürchten, daß die Pfähle beim Einrammen in weniger verdichteten Boden geraten. Um die Schleuse trocken legen zu können, sind Nadelwehre vorgesehen (Abb. 2). Die Nadeln (n) lehnen sich gegen einen Anschlag im Schleusenboden und oben gegen einen hohlen eisernen Kastenträger, der schwimmend eingefahren und in Vertiefungen der Häupter eingepaßt wird. Diese Vertiefungen sind gewöhnlich durch Eichenhölzer ausgekleidet, um zu verhindern, daß die Ecken und Kanten durch Schiffe beschädigt werden. Die Kastenträger, gegen die die Nadeln sich stützen, werden an den Schleusenmauern mit Gelenkstangen (a) auf-gehängt. In Anbetracht der verschiedenen hohen Wasserstände haben diese Gelenkstangen verstellbare Knaggen (s). Sobald die Gelenkstangen hoch-geklappt sind und die Knaggen auf der Mauer aufliegen, wird Wasser in die Kastenträger gelassen, damit sie bei höheren Wasserständen nicht auf

treiben. Dieser Kastenträger und die Nadeln sind für alle Schleusen des Kanals mit gleichen Abmessungen bestimmt. Die Kastenträger und Nadeln werden auf einem Ponton verfahren, eingesetzt werden sie mittels eines Schwimmkrans von 2,75 t Tragvermögen.

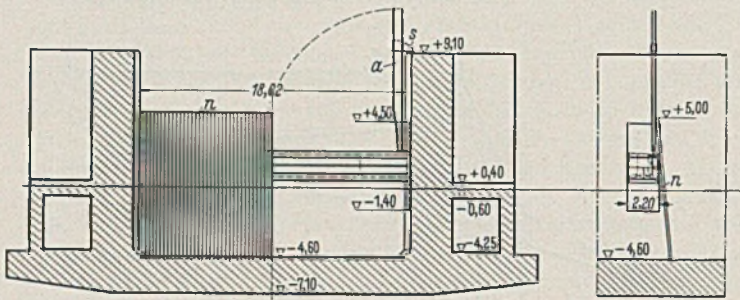


Abb. 2. Schema des Nadelwehres, um die Kammer trocken legen zu können.

Die Art, wie die Schleuse auf die schnellste Weise gefüllt werden kann, ist im Wasserbaulaboratorium zu Delft untersucht worden. Um das Füllen zu beschleunigen, hat man Umläufe in den Häuptern angeordnet neben Schützen in den Toren. Die Geschwindigkeit beim Heben der Schütze in den Toren ist zu Anfang sehr gering; sie steigert sich auf 8 mm/sec, bis das Schütz 1,30 m hochgehoben ist. Die Geschwindigkeit, mit der die Umlaufabschlüsse gehoben werden, wächst auf 16 mm/sec und bleibt dann konstant. Beim höchsten Wasserstandsunterschied von 8,6 m dauert das Füllen der Schleuse 8 1/2 Minuten; das Entleeren dauert 14 Minuten. Daß es so viel länger dauert als das Füllen ist darauf zurückzuführen, daß man in den Vorbecken keine gefährlichen Strömungen hervorrufen will. Die Strömung in den Kanalananschlußstrecken soll nicht mehr als 0,50 m/sec betragen. Sollte die Erfahrung lehren, daß die Entleerung schneller erfolgen kann, daß also eine größere Wassergeschwindigkeit erträglich ist, läßt sich eine Steigerung ohne weiteres erreichen. Die Umlaufabschlüsse werden durch ein Hauptschütz und ein Nebenschütz gebildet, die durch Scharniere miteinander verbunden sind. Das Nebenschütz bewegt sich auf Rollen. Die Hubvorrichtung greift am Nebenschütz an; es ist durch Gelenkstangen mit einer Scheibe verbunden, auf die durch einen Motor angetriebene Räder wirken. Mit Rücksicht auf den späteren Bau einer zweiten Schleuse geschieht die Bedienung von der dieser zweiten Schleuse zugekehrten Seite aus, damit die Mannschaften beide Schleusen bedienen können. Bei geringem Verkehr kann die Schleuse notfalls durch einen Beamten betreut werden. Um Zeitverlust zu vermeiden, muß der Beamte sich dann während des Füllens oder Entleerens der Kammer nach dem Haupt begeben, dessen Tor bewegt werden soll. An den Bedienungsstand ist ein Mikrophon angeschlossen, durch das der Beamte mittels Lautsprecher von großer Hörweite Verbindung mit den Schiffen hat, die im Vorbecken auf das Durchschleusen warten. [Nach De Ingenieur 52 (1937) S. B. 53.] **Bunnies, Hamburg.**

Der Arbeitsschutz beim Bauen 1933—1935.

Nachstehend wird betrachtet: Die Zahl der Baubetriebe Deutschlands und die Anzahl der in diesen Betrieben beschäftigten Versicherungspflichtigen, ferner die Statistik der beim Bauen vorgekommenen Berufskrankheiten und Betriebsunfälle sowie die dafür gezahlten Entschädigungen nebst den Grundsätzen, die für solche Entschädigungen maßgebend sind.

Die Grundsätze des Gesundheits- und Unfallschutzes auf Bauten sowie die dazu gehörenden Rechtsgrundlagen wurden vor kurzem in dieser Zeitschrift mitgeteilt¹. Im folgenden soll nun in dieser Hinsicht

¹ Bauing. 17 (1936) S. 457.

Statistik über die Zahl der Baubetriebe Deutschlands und der darin beschäftigten Versicherungspflichtigen.

| Baugewerks-Berufsgenossenschaften: | Betriebe | | | Versicherungspflichtige | | |
|--------------------------------------------|----------|--------|--------|-------------------------|---------|---------|
| | 1933 | 1934 | 1935 | 1933 | 1934 | 1935 |
| 1. Hamburgische | 13 673 | 14 053 | 14 424 | 33 434 | 64 059 | 75 064 |
| 2. Nordöstliche | 25 509 | 26 879 | 27 771 | 121 030 | 219 211 | 251 414 |
| 3. Schlesisch-Posensche | 8 029 | 8 612 | 8 825 | 46 979 | 83 887 | 79 926 |
| 4. Hannoversche | 20 048 | 21 254 | 21 945 | 65 991 | 122 670 | 134 355 |
| 5. Magdeburgische | 7 090 | 7 496 | 7 675 | 38 864 | 70 404 | 86 623 |
| 6. Sächsische | 15 158 | 15 940 | 16 027 | 66 519 | 116 046 | 110 582 |
| 7. Thüringische | 5 766 | 6 274 | 6 343 | 24 432 | 42 138 | 47 849 |
| 8. Hessen-Nassauische | 15 526 | 16 455 | 16 702 | 42 178 | 72 209 | 73 197 |
| 9. Rheinisch-Westfälische | 32 024 | 32 655 | 31 455 | 92 787 | 159 651 | 167 402 |
| 10. Württembergische | 15 038 | 16 808 | 16 327 | 37 988 | 57 980 | 63 215 |
| 11. Bayerische | 19 786 | 21 139 | 21 449 | 110 869 | 204 458 | 146 983 |
| 12. Südwestliche | 9 367 | 9 854 | 12 331 | 19 832 | 33 313 | 45 865 |
| 13. Tiefbau-Berufsgenossenschaft | 18 686 | 21 973 | 23 247 | 223 773 | 337 429 | 405 047 |

Zahl der beim Bauen beschäftigten Menschen | 1 025 286 | 1 583 455 | 1 681 522

ein Überblick über die tatsächlichen Verhältnisse der deutschen Bauwirtschaft aus den Jahren 1933—1935 gegeben werden.

Zu den Baugewerks-Berufsgenossenschaften gehören alle Berufe, die beim Bauen mitwirken, z. B. Abbruch-Unternehmen, Architekten, Asphaltierer, Baugeschäfte, Bau von Ruder-, Segel- und Motorbooten, Blitzableiter-Verfertiger und -Setzer, Brunnenbauer, Dachdecker, Fensterputzer, Fliesenleger, Gerüstbauer, Glaser, Klempner, Einrichter von Lichtanlagen, Maler, Maurer, Mühlenbauer, Ofensetzer, Schiffbau in Holz und Eisen, Schornsteinbauer, Staker, Steinmetzen, Steinschläger, Steinsetzer, Stubenbohner, Stuckateure, Tapezierer, Einrichter von Wasseranlagen, Zementierer, Zimmerer.

I. Berufskrankheiten.

Nach Feststellungen des Deutschen Hygiene Museums zu Dresden ist der Anteil der Bauwirtschaft an Erkrankungen sehr erheblich. Es kamen z. B. auf 100 männliche Pflichtmitglieder der Ortskrankenkasse Leipzig in einem Jahre 69,8 Erkrankungen von Hilfsarbeitern des Maurerberufes. Veröffentlichungen, aus denen der Gesundheitszustand der Bauarbeiter ersichtlich ist, sind nicht vorhanden. Die Unterlagen über die Erkrankungen der Bauarbeiter befinden sich bei den Innungs-Krankenkassen des Baugewerbes und bei den Betriebs-Krankenkassen der Baufirmen, deren Anschriften angegeben sind im Nachschlagebuch sämtlicher gesetzlichen Träger der Reichsversicherung (C. W. Haarfeld, Essen).

Berufskrankheiten sind vom ärztlichen Standpunkt aus alle Erkrankungen, deren Ursache in der Berufstätigkeit liegt. Versicherungsrechtlich gelten aber nur gewisse, in der Verordnung vom 16. Dezember 1936 (RGBl. I S. 1117) genannte Erkrankungen als Berufskrankheiten. Diese werden wie Unfälle entschädigt.

Statistik des Reichsversicherungsamtes über Berufskrankheiten bei der Bautätigkeit.

| Jahr | erstmalig entschädigt | Ursache: Silikose ² | |
|-----------|-----------------------|--------------------------------|-----|
| | | Folgen | |
| | | völlig erwerbslos | tot |
| 1933. . . | 93 | 4 | 22 |
| 1934. . . | 49 | 3 | 11 |
| 1935. . . | 48 | 2 | 7 |

Beim Verein Deutscher Ingenieure, Berlin NW 7, besteht ein „Fachausschuß für Staubtechnik“. Außerdem gibt es eine „Staubbekämpfungsstelle beim Verbands der deutschen gewerblichen Berufsgenossenschaften“, Berlin W 9, Köthener Str. 37.

Die Verordnung über Ausdehnung der Unfallverhütungsversicherung auf Berufskrankheiten vom 16. Dezember 1936 (RGBl. I S. 1117) schreibt folgendes vor: Besteht für einen Versicherten bei einer Weiterbeschäftigung in dem Betriebe die Gefahr, daß eine Berufskrankheit entstehen, wieder entstehen oder sich verschlimmern wird, so soll ihn der Versicherungsträger (z. B. die Berufsgenossenschaft) zur Unterlassung dieser Beschäftigung anhalten und ihm zum Ausgleich einer hierdurch verursachten Minderung seines Verdienstes oder sonstiger wirtschaftlicher Nachteile eine Übergangsrente gewähren.

II. Unfälle.

In den Jahren 1933—1935 verhielten sich die Zahlen der beim Bauen versicherten Beschäftigten wie 1 : 1,54 : 1,64. Die Zahlen der töd-

² Die Silikose ist eine durch kieselsäurehaltigen Staub erzeugte Lungen-Erkrankung. Sie ist unter den tödlichen Berufskrankheiten beim Bauen die am häufigsten vorkommende. Auch die Bleikrankheit tritt hier wiederholt auf.



Bestell Nr. — 456 — des Verbandes der Deutschen Berufsgenossenschaften Berlin W 9

licher Betriebsunfälle verhielten sich wie 1:1,76:2,24. Das heißt beim Bauen haben die tödlichen Unfälle während der Jahre 1933 bis 1935 stärker zugenommen als die Zahl der beim Bauen beschäftigten Menschen.

Bauschäden, die Unfälle verursachen, können schon aus Werkstofffehlern entstehen, deren Erkennen Aufgabe der Werkstoffprüfungen ist. Ferner können Unfälle entstehen durch Beschädigungen, die beim Befördern zur Baustelle entstanden sind. Dazu kommen die Unfallursachen auf den Baustellen. Wird in mehreren Schichten gearbeitet, so verläßt sich die eine Schicht darauf, daß die andere für den Unfallschutz sorgt. Die von den Berufsgenossenschaften für Betriebe jeder Größe vorgeschriebenen Unfall-Vertrauensmänner sind nicht überall vorhanden.

Die Geldmittel, welche der Gesundheits- und Unfallschutz bei Bauen allein durch Entschädigungen z. B. im Jahre 1935 erforderte beliefen sich auf fast 30 Millionen RM. Dazu kommen die Verwaltungskosten. Mit der geldlichen Seite ist die Angelegenheit aber nicht erledigt. Sie ist darüber hinaus von großer volklicher Bedeutung.

Die Entschädigungsbeträge der vorstehenden Statistik lassen nicht erkennen, was Verletzte, Erkrankte oder Hinterbliebene im Einzelfall zu erwarten haben. Hierüber geben Auskunft folgende: Vorschriften über berufsgenossenschaftliche Leistungen an Verletzte, Erkrankte und Hinterbliebene (§§ 558—596 RVO., Verdnng. vom 8. Dezember 1931 RGBl. I S. 699, 5. Tl. Kap. II und IV⁶) Verdnng. vom 14. Juni 1932, RGBl. I S. 273, 1. Tl. Kap. II⁷);

Betriebsunfälle.

| Berufsgenossenschaft | angezeigt | | | erstmalig entschädigt | | | Folgen | | | | | | | | |
|----------------------|-----------|--------|--------|-----------------------|------|------|----------------|--------|------|------|------|------|----|-----|-----|
| | 1933 | 1934 | 1935 | 1933 | 1934 | 1935 | erwerbsunfähig | | | Tod | | | | | |
| | | | | | | | teilweise | völlig | | 1933 | 1934 | 1935 | | | |
| 1 | 2 696 | 5 098 | 6 834 | 134 | 186 | 266 | 119 | 173 | 238 | 2 | — | 5 | 13 | 13 | 23 |
| 2 | 8 798 | 16 828 | 22 845 | 407 | 532 | 827 | 370 | 471 | 713 | 4 | 5 | 16 | 33 | 56 | 98 |
| 3 | 4 083 | 7 178 | 7 510 | 213 | 311 | 325 | 185 | 281 | 300 | 7 | 2 | 4 | 21 | 28 | 21 |
| 4 | 4 553 | 8 366 | 10 460 | 257 | 460 | 544 | 233 | 400 | 480 | 2 | 8 | 13 | 22 | 52 | 51 |
| 5 | 2 141 | 4 043 | 5 386 | 248 | 406 | 678 | 236 | 383 | 639 | 3 | — | — | 15 | 23 | 39 |
| 6 | 4 770 | 8 550 | 9 098 | 227 | 365 | 396 | 207 | 323 | 359 | — | 3 | 4 | 20 | 39 | 33 |
| 7 | 1 622 | 2 943 | 3 388 | 101 | 127 | 163 | 88 | 116 | 141 | — | — | — | 13 | 11 | 22 |
| 8 | 3 605 | 6 405 | 7 088 | 198 | 338 | 377 | 180 | 306 | 354 | 2 | — | — | 16 | 32 | 23 |
| 9 | 7 209 | 11 852 | 14 711 | 468 | 705 | 840 | 421 | 627 | 729 | — | 2 | 1 | 47 | 76 | 110 |
| 10 | 2 407 | 3 840 | 4 261 | 230 | 328 | 390 | 212 | 294 | 356 | 5 | 14 | 3 | 13 | 20 | 31 |
| 11 | 5 649 | 13 600 | 15 726 | 338 | 519 | 775 | 315 | 465 | 710 | — | 1 | 2 | 23 | 53 | 63 |
| 12 | 1 560 | 2 587 | 3 246 | 125 | 191 | 210 | 112 | 168 | 191 | 4 | 1 | 1 | 9 | 22 | 18 |
| 13 | 23 268 | 46 521 | 66 247 | 825 | 1430 | 2307 | 747 | 1253 | 2064 | 4 | 13 | 14 | 74 | 164 | 229 |
| 14 ³ | 6 910 | 7 529 | 12 492 | 450 | 379 | 505 | 408 | 334 | 459 | 2 | 2 | 1 | 40 | 43 | 45 |

Zahl der beim Bauen tödlich verunglückten Menschen | 359 | 632 | 806⁴

³ Ziffer 14 bedeutet die „Zweiganstalten für Bauarbeiten“, die den Berufsgenossenschaften Baugewerbetreibender angegliedert sind. Sie versichern Leute, die ein Unternehmer nicht gewerbsmäßiger Bauarbeiten im Gebiet der Genossenschaft bei solchen Bauarbeiten beschäftigt (§ 783 der Reichsversicherungsordnung).

⁴ Im selben Zeitabschnitt ereigneten sich im Bergbau, der allgemein als besonders gefährlich gilt, weniger tödliche Betriebsunfälle nämlich nur 642.

Sobald die Ursachen eines Ereignisses erkannt sind, läßt es sich erfahrungsgemäß beeinflussen. Beim Bauen ist folgerichtiges Denken unerlässlich. Man wende es auch an zum Vermeiden von Unfällen, die entstehen durch: Unwissenheit, Unterschätzen der Gefahren, Gedankenlosigkeit, Hast, Leichtsinn, Rücksichtslosigkeit, fehlerhafte Einrichtungen und zu kurze Fristen für die Bauausführung.

Für Unfälle an Arbeitsmaschinen des Baugewerbes werden in der jährlichen Unfallursachen-Statistik des Reichsversicherungsamtes keine besonderen Angaben gemacht. Es ist wünschenswert, daß das geschieht, damit unfallverhütende Schlüsse gezogen werden können.

III. Entschädigungen.

Entschädigungen in RM, die gezahlt wurden für Betriebsunfälle und Berufskrankheiten sowie für Unfälle auf dem Weg⁵ nach und von der Arbeitsstätte an: Verletzte, Erkrankte und Hinterbliebene.

| Berufsgenossenschaft | 1933 | 1934 | 1935 |
|----------------------|-----------|-----------|-----------|
| 1 | 1 051 588 | 1 094 422 | 1 246 772 |
| 2 | 3 532 874 | 3 758 011 | 4 002 137 |
| 3 | 1 268 352 | 1 266 086 | 1 367 099 |
| 4 | 1 296 236 | 1 437 923 | 1 579 998 |
| 5 | 922 128 | 965 180 | 1 118 397 |
| 6 | 1 677 059 | 1 779 947 | 1 761 725 |
| 7 | 515 858 | 588 597 | 630 584 |
| 8 | 1 031 754 | 1 230 708 | 1 221 347 |
| 9 | 3 721 907 | 3 857 821 | 4 176 992 |
| 10 | 746 003 | 810 072 | 904 343 |
| 11 | 1 825 553 | 1 903 395 | 2 147 970 |
| 12 | 771 925 | 771 680 | 976 837 |
| 13 | 5 182 564 | 5 567 657 | 6 624 825 |
| 14 ³ | 1 464 207 | 1 396 081 | 1 466 311 |

⁵ Die Zahl der tödlichen Wegeunfälle betrug: 1933=30; 1934=76; 1935=106.

Vom Tage des Unfalles oder der Berufskrankheit ab werden gewährt: Ärztliche Behandlung, Heilmittel, Krankenhauspflege. Wird der Verletzte nicht in ein Krankenhaus aufgenommen, so wird vom vierten Tage der Arbeitsunfähigkeit ein Krankengeld gegeben. Bei Krankenhauspflege erhalten die Angehörigen ein Hausgeld. Das Krankenhausgeld wird nach den Vorschriften der Krankenversicherung bemessen. Bei Versicherten, die nicht auf Grund der Reichsversicherungsordnung gegen Krankheit versichert sind, beträgt das Krankengeld die Hälfte vom Lohn des Beschäftigungsortes. Der Anspruch auf Krankenhausgeld ruht, wenn und soweit der Versicherte während der Krankheit Arbeitsentgelt erhält (Verdnng. vom 26. Juli 1930, RGBl. I S. 311) Die Rente wird bemessen nach dem Grade der Erwerbsunfähigkeit und nach dem Jahresarbeitsverdienst des Verletzten. Bei völliger Erwerbsunfähigkeit werden zwei Drittel des Jahresarbeitsverdienstes gegeben, bei teilweiser Erwerbsunfähigkeit ein entsprechender Teil der Vollrente (§ 559a RVO.). Empfänger von 50% oder mehr der Vollrente erhalten für jedes noch nicht 15 Jahre alte Kind eine Zulage von 10% der Rente (§ 559b RVO.). Für Stiefkinder und Enkel wird keine Zulage gezahlt. Verletzte, die infolge des Unfalles oder der Berufskrankheit ohne fremde Pflege nicht bestehen können, erhalten ein monatliches Pflegegeld von 20—75 RM (§ 558c RVO.). Es wird keine Rente gezahlt, wenn die Erwerbsunfähigkeit nur 13 Wochen dauert und, wenn sie um weniger als 20% gemindert ist. Eine Rente, die bis 20% der Vollrente beträgt, wird nur zwei Jahre lang gezahlt. Bei einem Todesfall wird Sterbegeld im Betrage von einem Fünftel des Jahresarbeitsverdienstes gezahlt. Die Witwen- und Waisenrente beträgt in der Regel je ein Fünftel des Jahresarbeitsverdienstes mit der Einschränkung, daß der Gesamtbetrag für die Hinterbliebenen zwei Drittel des Jahresarbeitsverdienstes nicht übersteigen darf.

Auch Berufsfürsorge gehört zu den Aufgaben der Berufsgenossenschaften. W. Hatlapa, Berlin.

⁶ Durch die Notverordnung vom 8. Dezember 1931 wurde für Verletzte, deren Erwerbsfähigkeit um weniger als 20% gemindert ist, die Rente mit gewissen Einschränkungen und unter bestimmten Voraussetzungen beseitigt.

⁷ Die Notverordnung vom 14. Juni 1932 senkte die Renten aus den Jahren 1927—1931 um 15% und die übrigen Renten um 7,5%.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Berichtigung zum Aufsatz Stephan, Festigkeitsrechnung bei Überschreitung der Streckgrenze.

Zweck meiner in Heft 18 (1937) S. 85ff. dieser Zeitschrift abgedruckten Arbeit war, einen für die zahlenmäßige Rechnung bequemen Übergang von der üblichen Rechnung im rein elastischen Gebiet auf die Berechnung des plastischen Zustandes zu geben. Dabei wurde ausgegangen von der Gleichsetzung der Dehnungsarbeiten des elastisch gedachten Zustandes und der wirklichen des plastischen Zustandes. Das ist fehlerhaft¹. Es müssen vielmehr die statischen Momente der Spannkraften gleichgesetzt werden. So ergibt sich die folgende Überlegung an Hand der nebenstehenden Skizze.

Die übliche, rein elastischen Zustand voraussetzende Rechnung liefert in der äußersten Faser der Querschnittshälfte die Spannung $\sigma'_b > \sigma_s$. Infolgedessen dehnen sich die äußeren Fasern erheblich mehr und bei der auch hier genau genug zutreffenden Annahme, daß die einzelnen Querschnitte eben bleiben, erfahren auch die inneren Fasern eine bestimmte Weiterdehnung, so daß der Beginn der Streckung im Abstände y_s von der Schwerachse stattfindet.

Der rechnermäßige Ansatz für die gezeichnete Querschnittshälfte ist: Das Moment der elastisch gedachten Spannkraften vom Höchstwert σ'_b ist gleich den Momenten der wirklichen Spannkraften:

$$\int_0^{h/2} \frac{\sigma'_b}{h/2} \cdot y^2 \cdot dF = \int_0^{y_s} y \cdot \sigma \cdot dF + \int_{y_s}^{h/2} \sigma_s \cdot y \cdot dF$$

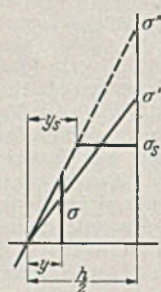
und mit $\sigma = \sigma_b \frac{y}{h/2}$ und den üblichen Bezeichnungen

J = Trägheitsmoment der Fläche,
S = statisches Moment der Fläche

wird

$$\frac{J_0 - h/2}{h/2} \cdot \sigma'_b = \left(\frac{J_0 - y_s}{y_s} + S_{y_s} - h/2 \right) \cdot \sigma_s$$

Das ist die Bestimmungsgleichung für y_s , und man erhält damit



$$\sigma'_b = \sigma_s \cdot \frac{h/2}{y_s}$$

bzw. die Dehnung der äußersten Faser

$$\epsilon_{max} = \frac{\sigma_s}{E_1} \cdot \frac{h/2}{y_s}$$

Die Berechnung ist einfach für den Rechteck-Querschnitt. Man hat hier

$$y_s = \frac{h}{2} \cdot \sqrt{3 - 2 \frac{\sigma'_b}{\sigma_s}}$$

¹ Für den Hinweis danke ich den Herren Dr.-Ing. Schapitz in Berlin-Adlershof und Dipl.-Ing. Zimpel in Elbing.

also

$$\epsilon_{max} = \frac{\sigma_s}{E_1} \cdot \sqrt{3 - 2 \frac{\sigma'_b}{\sigma_s}}$$

Für andere Querschnitte, etwa das I-Profil, wird y_s am schnellsten durch Probieren gefunden.

Beim Rechteck ergibt sich so die folgende Zusammenstellung:

| | | | | | | | | |
|------------------------------|--------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|-----|
| $\frac{\sigma'_b}{\sigma_s}$ | 1,0 | 1,1 | 1,2 | 1,3 | 1,4 | 1,45 | 1,48 | 1,5 |
| $\frac{y_s}{h/2}$ | 1,0 | 0,895 | 0,775 | 0,632 | 0,447 | 0,316 | 0,200 | 0 |
| ϵ_{max} | 0,0675 | 0,139 | 0,160 | 0,1915 | 0,278 | 0,393 | 0,621 | — % |

Die äußerste Tragfähigkeit des Rechteckquerschnittes ist, wenn wie bei weichem Stahl eine erhebliche Streckung ohne Spannungserhöhung stattfindet, nur das 1,5fache der größten am Ende des elastischen Bereiches vorhandenen, die des I 18 sogar nur das 1,15fache, weil hier der innere Teil des Querschnittes schmal ist.

Damit sind die Teile meiner Arbeit, die sich mit der Biegung beschäftigen, hinfällig; es gibt leider keinen so einfachen Übergang von der Berechnung des einen Zustandes aus dem anderen.

P. Stephan.

Bau- und Siedlungsausstellung 1938 in Frankfurt a. M.

Vom 3. September bis 9. Oktober 1938 findet in Frankfurt a. M. die „Deutsche Bau- und Siedlungsausstellung“ auf dem Festhallengelände statt. Sie gliedert sich in drei Hauptgruppen: 1. Der Bau, 2. Bau und Mensch, 3. Stoff und Ordnung. Anmeldeformulare und Ausstellungsbedingungen von der Geschäftsstelle Messe- u. Ausstellungsges. mbH. Frankfurt a. M., Hohenzollernstraße 47.

Internationale Ausstellung für Bau- und Wohnungswesen, Luxemburg.

Vom 25. September bis 4. Oktober 1937 findet in Luxemburg eine Internationale Ausstellung für Bau- und Wohnungswesen statt, die durch rege Beteiligung maßgebender Firmen die Allgemeinheit und auch die Verwaltungsstellen auf die wichtigen Fragen des Bau- und Wohnungswesens in klarer und übersichtlicher Form hinweisen will. Die belgischen und französischen Eisenbahngesellschaften haben den Ausstellungsteilnehmern eine 50proz. Fracht- und Fahrtermäßigung zugebilligt. Durch dieses Entgegenkommen ist nicht nur den Landes-Exportinteressen sondern auch den andern Staaten weitgehendst gedient.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 31 vom 5. August 1937 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 b, Gr. 41/10. M 134 298. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Tagebaugerät zur gesonderten Hereingewinnung von Zwischenschichten. 24. IV. 36.
- Kl. 19 b, Gr. 1/04. Sch 107 772. Heinrich Schörling, Hannover. Rinnsteinbesen für Straßenkehrmaschinen mit senkrechter oder waagerechter von der Kehrmaschine aus angetriebener Achse. 17. VIII. 35.
- Kl. 19 b, Gr. 1/10. Sch 106 692. Heinrich Schörling, Hannover-Linden. Aus Zugmaschine und aufgesatteltem Anhänger bestehendes Straßenfahrzeug für Straßenreinigungszwecke. 27. III. 35.
- Kl. 19 b, Gr. 1/10. Sch 106 693. Heinrich Schörling, Hannover-Linden. Aus Zugmaschine und aufgesatteltem Anhänger bestehendes Straßenfahrzeug für Straßenreinigungszwecke; Zus. z. Anm. Sch 106 692. 27. III. 35.
- Kl. 20 k, Gr. 9/02. A 75 329. Johannes Reinicke, Obermenzig b. München. Kettenfahrlösung mit selbsttätig nachgespanntem Tragseil und Fahrdraht, insbesondere für hohe Fahrgeschwindigkeiten. 16. II. 35.
- Kl. 20 k, Gr. 10. S 123 243. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Kreuzung für Fahrdrahte verschiedenen Potentials. 2. VII. 36.

- Kl. 37 b, Gr. 5/01. Sch 012 339. Wilhelm Schröder, Köln. Maueranker. 3. X. 33.
- Kl. 37 c, Gr. 9/01. D 69 941. Christian Diederichs, Bochum. Bei Luftdruckunterschied sich selbsttätig öffnende Dachraumluftungsvorrichtung. 14. III. 35.
- Kl. 37 c, Gr. 12. A 72 801. D. Anderson & Son Limited Belfast; Vertr.: Dr. H. Barschall, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Dachplatte aus Beton mit einem Überzug aus Asbestzement. 21. III. 34. Großbritannien 21. III. 33.
- Kl. 37 d, Gr. 4/04. R 92 415. Niklaus Reinhard, Ennet-Horw, Schweiz; Vertr.: Dr.-Ing. Dr. jur. B. Hilliger, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Zusammenschiebbare, in eine Deckenluke einzubringende Aufzugstreppe. 22. I. 35.
- Kl. 37 d, Gr. 24/01. H 146 342. Gustav Höhfeld, Lüdenscheid. Wasserablaufvorrichtung für Fensterrinnen. 24. I. 36.
- Kl. 37 e, Gr. 8/02. K 133 782. Johan Friedrich Köhnke, Haarlem; Vertr.: E. Herse u. Dr.-Ing. W. R. Roederer, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Verbindungsklemme für dachkreuzende Rohre oder Stangen. 11. IV. 34. Niederlande 12. IV. 33.
- Kl. 37 f, Gr. 7/02. N 37 872. Carl Anton Neher, Aschaffenburg. Zerlegbare Halle, insbesondere für Kraftfahrzeuge. 8. III. 35.
- Kl. 42 e, Gr. 33. S 123 222. Dipl.-Ing. Georg Saruchanoff, Berlin-Charlottenburg. Meßvorrichtung zur Feststellung des Gewichtsinhalts von größeren Flüssigkeitsbehältern, z. B. Tanks o. dgl. 1. VII. 36.

- Kl. 68 b, Gr. 1/15. K 140 473. Eduard Krähler, Köln-Lindenthal. Einzelschluß für Gasschutztüren und -blenden. 24. XII. 35
- Kl. 85 b, Gr. 1/01. D 68 799. Katadyn G. m. b. H., Berlin-Charlottenburg 1. Verfahren zur oligodynamischen Sterilisierung und anschließenden Filtration strömenden Wassers. 24. IX. 34.,
- Kl. 85 b, Gr. 4. B 168 936. Dr. Rudolf Bloch u. Franz Goldberger. Trnava, Tschechoslowakische Republik, Dr. Carlo Rossetti u. Gualtiero Thieben, Yverdon, Schweiz; Vertr.: Dr. F. Warschauer, Pat.-Anw., Berlin W 15. Vorrichtung zum gleichzeitigen Abkühlen und Sterilisieren von Trinkwasser. 6. III. 35.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 32 vom 12. August 1937 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 c, Gr. 6/10. E 45 519. William Harold Eichelmann, Eric Edwin Hall, Emmett Whealan u. James Emmett Whealan, Chicago, Illinois, VStA.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Im Querschnitt hutförmiges Tragglied aus Blech für die plastische Fugendichtungsmasse an Betonplattenstraßen. 23. IV. 34.

- Kl. 19 c, Gr. 11/50. M 134 608. Dr.-Ing. Franz J. Meister, Berlin-Charlottenburg. Verfahren und Vorrichtung zum Messen von Unebenheiten in Straßenoberflächen, insbesondere bei frisch gefertigten Betonstraßendecken. 23. V. 36.
- Kl. 37 f, Gr. 2/02. Sch 104 004. Ferdinand Schmidt, Verden, Aller. Silo aus bewehrten Wandbauteilen. 16. IV. 34.
- Kl. 37 f, Gr. 3/02. N 37 151. Jean-Jacques Nihart, Enghien-les-Bains, Frankreich; Vertr.: Dr. H. Göller, Dipl.-Ing. H. Baumeister u. Dipl.-Ing. A. Boshart, Pat.-Anwälte, Stuttgart. Aus Mauerwerk oder Beton bestehender Behälter mit einer metallischen Innenauskleidung. 7. IX. 34.
- Kl. 80 b, Gr. 1/14. H 143 309. Karl Halbach, Düsseldorf, u. Metallwerk Montania Akt.-Ges., Duisburg-Hochfeld. Verfahren zur Herstellung eines Mörtels aus einem hydraulischen oder latent hydraulischen Bindemittel und einem mit Bitumen ummantelten Bitumenträger. 3. IV. 35.
- Kl. 84 a, Gr. 6/01. S 118 825. „Union“ Handels-Akt.-Ges., bisher Saalerwerke Akt.-Ges., Freiburg i. Br. Rechenreiniger mit ausschwenkbarer, an einem zweiachsigen Laufwagen angeordneter Reinigungsharke. 27. VI. 35.

MITTEILUNGEN DES DEUTSCHEN NORMENAUSSCHUSSES

Noch nicht endgültig!

DIN

Entwurf 1
E 4112
Blatt 4

Berechnungsgrundlagen für die Standsicherheit von „Fliegenden Bauten“

Einspruchsfrist bis 20. 9. 1937

(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung an den Deutschen Normenausschuß, Berlin NW 7, Dorotheenstr. 40, erbeten.)

| | |
|------------------------------------------------------------------|-----|
| Vorbemerkung | 111 |
| I. Allgemeines | |
| § 1. Begriffsbestimmung | 333 |
| II. Belastungsarten | |
| § 2. Begriffe | 444 |
| a) Ständige Last | 444 |
| b) Verkehrslast | 444 |
| § 3. Belastungsannahmen | 444 |
| a) Ständige Last | 444 |
| b) Verkehrslast | 444 |
| c) Windbelastung | 555 |
| d) Schneebelastung | 555 |
| e) Antriebs- und Bremskräfte | 555 |
| f) Stoßkräfte | 666 |
| III. Allgemeine Vorschriften für die Festigkeitsberechnung | |
| § 4. Allgemeine Bezeichnungen | 666 |
| § 5. Inhalt der Standsicherheitsberechnung | 666 |
| § 6. Einzelheiten der Berechnung | 666 |
| a) Genauigkeitsgrad | 666 |
| b) Nachweis der Spannungen | 777 |
| c) Außergewöhnliche Formeln | 777 |
| IV. Ungünstigste Laststellung und Rechnungsannahmen | |
| § 7. Ungünstigste Laststellung | 777 |
| § 8. Rechnungsannahmen für verschiedene Einzelbetriebe | 777 |
| a) Luftschaukeln | 777 |
| b) Russische Schaukeln | 999 |
| c) Fliegerkarusselle (Kettenflieger u. ä.) | 999 |
| d) Bodenkarusselle u. dgl. | 000 |
| e) Steilwandbahnen und ähnliche Bauten | 111 |
| V. Grundsätze für die bauliche Durchbildung | |
| § 9. Allgemeines | 111 |
| § 10. Holzbauteile | 111 |
| § 11. Leinwandbespannungen | 222 |
| VI. Besondere Forderungen für die Betriebs- und Standsicherheit | |
| § 12. Allgemeines | 222 |
| § 13. Kippsicherheit | 222 |
| § 14. Verankerung | 222 |
| VII. Zulässige Spannungen | |
| § 15. Allgemeines | 22 |
| § 16. Holz | 333 |
| § 17. Stahl | 333 |
| § 18. Andere Baustoffe | 333 |
| § 19. Maschinenteile | 333 |

| | |
|--------------------------------|-----|
| VIII. Belastungsproben | |
| § 20. Probebelastung | 555 |

Vorbemerkung

Entwurf, Berechnung und Ausführung fliegender Bauten erfordern eine gründliche Kenntnis dieser Bauweise. Daher darf der Bauherr nur solche Fachleute und Unternehmer mit der Herstellung dieser Bauten betrauen, die diese Kenntnis haben und eine sorgfältige Ausführung gewährleisten (vgl. RStGB §§ 222, 230, 330 und 307, Ziffer 14 und 15, sowie BGB. § 831).

Für fliegende Bauten gelten die allgemeinen baupolizeilichen Bestimmungen, soweit nachstehend nichts anderes bestimmt ist.

In erster Linie kommen in Betracht:

- DIN 1055, Blatt 1 „Belastungsannahmen im Hochbau, Raumgewichte von Bau- und Lagerstoffen“;
- DIN 1055, Blatt 2 „Belastungsannahmen im Hochbau, Eigengewichte von Bauteilen“;
- DIN 1055, Blatt 3 „Belastungsannahmen im Hochbau, Verkehrslasten“;
- DIN 1055, Blatt 4 „Belastungsannahmen im Hochbau, Windlast“;
- DIN 1055, Blatt 5 „Belastungsannahmen im Hochbau, Schneebelastung“;
- DIN 1050 „Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau“;
- DIN 1052 „Bestimmungen für die Ausführungen von Bauwerken aus Holz im Hochbau“;
- DIN 4100 „Vorschriften für geschweißte Stahlhochbauten“.

I. Allgemeines

§ 1. Begriffsbestimmung

- a) „Fliegende Bauten“ sind bauliche Anlagen, die in der Regel ohne dauernde feste Verbindung mit dem Erdboden aus Holz, Stahl oder anderen Baustoffen errichtet werden, die dazu bestimmt sind, ihren Aufstellungsort zu wechseln und die Verbindungen haben, die ein häufiges Aufstellen und Zerlegen gestatten, z. B. Karusselle, Luftschaukeln, Schaukeltäfel, Roll-, Gleit- und Rutschbahnen, Tribünen, Buden, Zelte, Bauten für Wanderausstellungen.
- b) Baugerüste gehören nicht zu den „Fliegenden Bauten“.

II. Belastungsarten

§ 2. Begriffe

a) Ständige Last

Zur ständigen Last gehören alle äußeren Kräfte, die den zu untersuchenden Bauteil ständig in gleicher Größe und an derselben Stelle belasten, ohne daß eine Entlastung im Betriebe möglich ist, also alle diejenigen Kräfte, die dauernd unveränderte Spannungen hervorrufen.

b) Verkehrslast

Verkehrslasten sind die an einem Bauteil angreifenden äußeren Kräfte, die ihre Größe oder ihren Angriffspunkt in regelmäßigem Betrieb ändern können. Zur Verkehrslast gehören auch alle beim Betrieb auftretenden Massenkräfte, z. B. die beim Bewegen der Betriebslasten auftretenden Beschleunigungs- und Verzögerungskräfte und namentlich die Antriebs- und Bremskräfte.

Dort wo sich Wassersäcke bilden können, sind sie zu berücksichtigen.

§ 3. Belastungsannahmen

a) Ständige Last

Siehe DIN 1055, Blatt 1 „Belastungsannahmen im Hochbau, Raumgewichte von Bau- und Lagerstoffen“.

b) Verkehrslast

1. Für Treppen, Podeste und Fußböden ist, falls eine Ansammlung von Schaulustigen ohne weiteres möglich ist, eine Belastung von 400 kg/m² anzunehmen. Für Zirkusse und Bauten, bei denen mit besonders großem Menschengedrange zu rechnen ist, ist für Treppen und Podeste diese Belastung auf 500 kg/m² zu erhöhen.

Für Tribünen gilt DIN 1055, Blatt 3 „Belastungsannahmen im Hochbau, Verkehrslasten“.

2. Für Belastungen durch Einzelpersonen sind z. B. bei Schaukeln, Gondeln u. dgl. 75 kg je Person anzunehmen.

Kommen nur Kinder in Frage und wird dies durch Anschlag kenntlich gemacht, so darf dieser Wert auf 50 kg ermäßigt werden.

3. Bei abgegrenzten Zu- und Abgängen, die nur von Einzelpersonen hintereinander begangen werden können, ist eine Belastung von 150 kg/m einzusetzen.

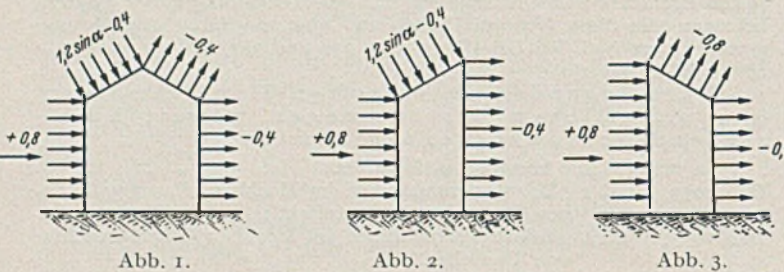
4. Die waagerechte Seitenkraft an Brüstungen und Geländern ist mit 100 kg/m in Holmhöhe anzunehmen.

5. Bedienungstreppe und -laufstege, die nur ohne große Traglasten begangen werden, sind für eine Einzellast von 150 kg zu bemessen. Für die Berechnung der zugehörigen Geländer genügt eine waagerechte Seitenkraft in Holmhöhe von 15 kg/m.

c) Windbelastung

Bei Bauten mit einer größten Höhe bis zu 6 m dürfen die in DIN 1055, Blatt 4 „Belastungsannahmen im Hochbau, Verkehrslasten — Windlast“ festgesetzten Windlasten um ein Drittel ermäßigt werden.

Bei ringsherum geschlossenen Zelten mit rechteckigem Grundriß und Sattel- oder Pultdach darf die Windbelastung für die Berechnung der Binder nach Abb. 1, 2 und 3 verteilt angenommen werden.



d) Schneebelastung

Din in DIN 1055, Blatt 5 „Belastungsannahmen im Hochbau, Verkehrslasten — Schneebelastung“ festgesetzten Schneelasten sind nur für diejenigen fliegenden Bauten zu berücksichtigen, bei denen sie während des Betriebes tatsächlich auftreten können und nicht sofort beseitigt werden, z. B. bei Tribünen für Wintersportplätze.

e) Antriebs- und Bremskräfte

Die Antriebs- und Bremskräfte sind angemessen zu berücksichtigen. Es sind daher bei allen beweglichen Teilen die ständigen Be- und Entlastungen unterworfen sind, die von den Verkehrslasten hervorgerufenen Stabkräfte, Biegemomente und Querkräfte mit einer Ausgleichszahl ψ zu vervielfachen, die sich je nach der Art des Betriebes aus der folgenden Tafel 1 ergibt.

Tafel 1

| Ausgleichszahl ψ | | |
|-----------------------|----------------------------------------------------|-----|
| I | 2 | 3 |
| I | langsam anfahrende oder langsam bremsende Betriebe | 1,2 |
| II | schnell anfahrende oder schnell bremsende Betriebe | 1,4 |

f) Stoßkräfte

Dort, wo während der Fahrbewegung eines Betriebes oder einzelner seiner Teile Stoßkräfte auftreten, sind die in Betracht kommenden Verkehrs- oder ständigen Lasten oder beide zusammen mit der Stoßzahl $\psi = 1,2$ zu vervielfachen. Treten stärkere Stoßkräfte auf, so ist diese Zahl entsprechend zu erhöhen.

III. Allgemeine Vorschriften für die Festigkeitsberechnung

§ 4. Allgemeine Bezeichnungen

Für die Bezeichnungen in den Standsicherheitsberechnungen und den Zeichnungen gilt das Normblatt DIN 1350 „Zeichen für Festigkeitsberechnungen“ nebst Beiblatt.

§ 5. Inhalt der Standsicherheitsberechnung

Die Berechnung der Standsicherheit soll angeben:

- a) die Beschreibung der Wirkungs- und Benutzungsweise des Bauwerkes mit den notwendigen Angaben über die Hauptabmessungen, die Belastungen durch Haupt- und Zusatzkräfte und gegebenenfalls die Drehzahl;
- b) die für die Ausführung verwendeten Baustoffe;
- c) die Eigengewichte aller wesentlichen Bauteile;
- d) die Querschnittsform und Querschnittswerte aller wesentlichen Bauglieder;
- e) die größten ermittelten und die zulässigen Spannungen der einzelnen Bauglieder und ihrer Verbindungen;
- f) die Größe der Durchbiegung von Trägern, soweit dies erforderlich ist;
- g) den Standsicherheitsnachweis gegen Abheben (Verankerung) und Kippen;
- h) den Festigkeitsnachweis für diejenigen Maschinenteile, die für die Standsicherheit des Bauwerkes unmittelbare Bedeutung haben.

§ 6. Einzelheiten der Berechnung

a) Genauigkeitsgrad

Für die Ausrechnung genügt im allgemeinen die Genauigkeit, die ein guter Rechenschieber oder ein sorgfältig durchgeführtes zeichnerisches Verfahren bietet. Daher dürfen die Werte der Biegemomente, Querkräfte, Stabkräfte usw. in der (von vorn gezählten) dritten Stelle abgerundet werden. Man rundet erst dann ab, wenn alle einzelnen Einflüsse zusammengezählt sind.

b) Nachweis der Spannungen

Die Grenzwerte der Stabkräfte, Momente, Querkräfte und Auflagerkräfte sind — wenn erforderlich — getrennt für die ständigen Lasten, die Verkehrslasten und die übrigen Lasten (Wind, Bremskraft usw.) zu bestimmen. Aus den Grenzwerten sind die Spannungen zu ermitteln und den zulässigen Spannungen gegenüberzustellen.

Spannungen, die durch erheblich außermittige Anschlüsse, durch Krümmungen und durch unmittelbare Belastung von Stäben entstehen, sind besonders zu ermitteln und als Hauptspannungen zu betrachten.

c) Außergewöhnliche Formeln

Seltenere Formeln sind zunächst mit den Buchstaben nach DIN 1350 „Zeichen für Festigkeitsberechnungen“ niederzuschreiben. Erst dann sind die Zahlen einzusetzen. Für außergewöhnliche Formeln ist die Quelle anzugeben, wenn sie allgemein zugänglich ist. Sonst sind die Formeln so weit zu entwickeln, daß ihre Richtigkeit geprüft werden kann.

IV. Ungünstigste Laststellung und Rechnungsannahmen

§ 7. Ungünstigste Laststellung

Alle Bauten sind sowohl für Vollbelastung als auch für ungünstigste Teilbelastung zu untersuchen. Dabei sind die beweglichen Lasten und die Lage der beweglichen Teile zueinander stets in der Stellung, Größe und bei bewegten Teilen mit derjenigen Geschwindigkeit anzunehmen, die für die zu untersuchenden Bauteile im Betrieb am ungünstigsten sind.

Für den Zustand während des Betriebes ist hierbei stets der Winddruck bis zur Hälfte des im § 3c festgesetzten Wertes einzusetzen.

§ 8. Rechnungsannahmen für verschiedene Einzelbetriebe

a) Luftschaukeln

Gewöhnliche Luftschaukeln (Schiffschaukeln) sind in der Regel für einen größten Schwingungsaus Schlag von 120° gegenüber der Ruhelage zu berechnen. Bei Überschlagschaukeln ist der volle Ausschlag (180°) in Rechnung zu setzen und im oberen Totpunkt die Anfangsgeschwindigkeit mit 0 und mit 2 m/sec anzunehmen.

Die Aufhängestangen der Schaukel sind auf Zug und bei Schaukelstellungen über 90° Ausschlag auch auf Knicken zu untersuchen.

Beim Kopfbalken ist die Verdrehung infolge der außermittigen Schaukellager neben der auftretenden Biegung in beiden Hauptrichtungen zu berücksichtigen. Bei den Streben des Gerüsts ist außer der Beanspruchung auf Zug und Knicken auch auf das Biegemoment Rücksicht zu nehmen, da infolge der außermittigen Schaukellagerung auftritt.

Den folgenden Zahlentafeln für 90°, 120° und 180° größten Ausschlag können die beim jeweiligen Schaukelausschlag β gegen die Ruhelage auftretende Kräfte entnommen werden, wobei

- Q das bewegte Gewicht,
- S die Stangenkraft,

A der senkrechte und
H der waagerechte Lagerdruck
ist. Die Größtwerte sind fett gedruckt.

| $\vartheta_{\max} = 90^\circ$ | | | | $\vartheta_{\max} = 120^\circ$ | | | | $\vartheta_{\max} = 180^\circ$ | | | |
|-------------------------------|-------------|-------------|------|--------------------------------|-------------|-------------|-------------|--------------------------------|-------------|-------------|-------------|
| ϑ | S | A | H | ϑ | S | A | H | ϑ | S | A | H |
| 90° | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 120° | -0,50 | 0,25 | 0,43 | 180° | -1,00 | 1,00 | 0,00 |
| 80° | 0,52 | 0,10 | 0,52 | 110° | -0,03 | 0,01 | 0,02 | 170° | -0,96 | 0,95 | 0,17 |
| 70° | 1,03 | 0,35 | 0,97 | 100° | 0,48 | -0,08 | 0,47 | 160° | -0,82 | 0,80 | 0,28 |
| 60° | 1,50 | 0,75 | 1,30 | 90° | 1,00 | 0 | 1,00 | 150° | -0,70 | 0,61 | 0,35 |
| 50° | 1,90 | 1,25 | 1,50 | 80° | 1,52 | 0,27 | 1,50 | 140° | -0,40 | 0,31 | 0,26 |
| 45° | 2,10 | 1,55 | 1,55 | 70° | 2,03 | 0,69 | 1,91 | 130° | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 40° | 2,30 | 1,77 | 1,50 | 60° | 2,50 | 1,15 | 2,16 | 120° | 0,50 | -0,25 | 0,43 |
| 30° | 2,60 | 2,25 | 1,30 | 50° | 2,93 | 1,89 | 2,24 | 110° | 0,95 | -0,33 | 0,89 |
| 20° | 2,82 | 2,66 | 0,97 | 40° | 3,30 | 2,53 | 2,12 | 100° | 1,50 | -0,26 | 1,48 |
| 10° | 2,96 | 2,91 | 0,52 | 30° | 3,60 | 3,11 | 1,80 | 90° | 2,00 | 0,00 | 2,00 |
| 0° | 3,00 | 3,00 | 0,00 | 20° | 3,82 | 3,59 | 1,30 | 80° | 2,55 | 0,44 | 2,51 |
| | Q | Q | Q | 10° | 3,96 | 3,90 | 0,67 | 70° | 3,05 | 1,04 | 2,87 |
| | | | | 0° | 4,00 | 4,00 | 0 | 60° | 3,50 | 1,75 | 3,03 |
| | | | | | Q | Q | Q | 50° | 3,90 | 2,51 | 2,99 |
| | | | | | | | | 40° | 4,28 | 3,28 | 2,71 |
| | | | | | | | | 30° | 4,60 | 3,98 | 2,30 |
| | | | | | | | | 20° | 4,80 | 4,51 | 1,64 |
| | | | | | | | | 10° | 4,95 | 4,88 | 0,86 |
| | | | | | | | | 0° | 5,00 | 5,00 | 0,00 |
| | | | | | | | | | Q | Q | Q |

In der Zahlentafel für 180° ist der Einfluß der Anfangsgeschwindigkeit nicht berücksichtigt, weil er von der Stangenlänge abhängt. Er ist also gesondert zu ermitteln und den Werten der Zahlentafel zu überlagern.

Wenn die Schaukelstreben miteinander einen Winkel von 60° einschließen, betragen die von einer Schaukel ausgeübten größten axialen Strebenkräfte S_{ra}

bei $\vartheta_{\max} = 90^\circ$ $S_{ra} = -2,60 Q$ bzw. $+0,90 Q$
 bei $\vartheta_{\max} = 120^\circ$ $S_{ra} = -3,60 Q$ bzw. $+1,50 Q$
 bei $\vartheta_{\max} = 180^\circ$ $S_{ra} = -4,70 Q$ bzw. $+2,40 Q$

Bei $\vartheta_{\max} = 180^\circ$ ist der Einfluß der Anfangsgeschwindigkeit noch dazu zu zählen.

Bei Schaukeln mit Gegengewichten ist deren Einfluß besonders zu bestimmen.

b) Russische Schaukeln

Bei russischen Schaukeln sind die beiden Speicherscheiben des Drehkörpers in der Regel unter Zugrundelegung eines Blindstabes als statisch bestimmte Fachwerke zu behandeln. Dann betragen die größten Speichenkräfte S unabhängig von der Anzahl der Felder

$$S = 3 \cdot Q/2 \quad (\text{Druck}).$$

Die Kräfte in den Ringstäben S_{ri} betragen bei der

$$S_{ri} = \frac{8}{2,8} \quad \frac{10}{3,4} \quad \frac{12}{4,0} \quad \frac{14}{4,6} \quad \frac{16}{5,2} \quad \frac{18}{5,8} \quad \frac{20 \text{ teiligen Scheibe}}{6,5 \cdot Q/2} \quad (\text{Zug}).$$

Dabei bedeutet Q die Last einer vollbesetzten Gondel zuzüglich des anteiligen Eigengewichtes der Scheibe und der Flichkraft bei höchster Drehzahl und ungünstigster Gondelstellung.

Als einseitige Überlast des Rades sind mindestens vier Personen anzunehmen.

Bei den Speichen ist die Biegebeanspruchung durch Winddruck auf die Seitenflächen der Gondeln zu berücksichtigen.

c) Fliegerkarusselle (Kettenflieger u. ä.)

Fliegerkarusselle sind in Ruhe und bei voller Drehzahl unter Vollbelastung und außerdem unter der Annahme zu untersuchen, daß ein Drittel des Umfangs belastet ist.

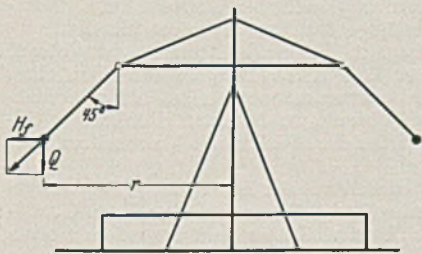


Abb. 4.



Abb. 5.

Wenn die Gondeln, wie es meist der Fall ist, bei der höchsten Karusselldrehzahl mit 45° Neigung ausfliegen (Abb. 4), beträgt das Moment M_a der senkrechten Lasten der besetzten Gondeln um die waagerechte Achse a—a (Abb. 5)

$$M_a = n \cdot Q \cdot r$$

und die Mittelkraft (Resultierende) R_{Hf} der einzelnen Flichkräfte H_f

$$R_{Hf} = n \cdot Q.$$

Dabei bedeutet Q die Belastung einer Gondel, r den Halbmesser des von den ausfliegenden Gondeln beschriebenen Kreises und n einen Faktor, der beim

| | | | | | | | |
|------|------|------|------|------|------|------|-----------------------------|
| 8 | 10 | 12 | 16 | 18 | 20 | 24 | teiligen Karussell beträgt. |
| 2,40 | 3,10 | 3,75 | 4,75 | 5,40 | 5,70 | 7,10 | |

d) Bodenkarusselle u. dgl.

Bei Bodenkarussellen u. dgl. ist von der Annahme auszugehen, daß sich beim Ein- und Aussteigen dreimal soviel Personen auf den Drehböden befinden, als Plätze vorhanden sind und daß diese Belastung auch einseitig auf einem Bodenausschnitt mit 120° Zentriwinkel auftritt.

Beim Betrieb ist ebenfalls einseitige Belastung auf einem Ausschnitt mit 120° Zentriwinkel anzunehmen, wobei aber nur mit einfacher Besetzung der Plätze zu rechnen ist.

Bedeutet r_a und r_i die äußeren und inneren Halbmesser eines derartigen Bodens (Abb. 6), so beträgt der Schwerpunktsabstand a von der senkrechten Drehachse

$$a = 0,55 \frac{r_a^3 - r_i^3}{r_a^2 - r_i^2}.$$

Bei Bodenkarussellen und ähnlichen Bauten, deren Drehboden von Auslegern getragen werden, sind die Biegemomente zu berücksichtigen, die durch außenmittig angreifende Flichkräfte hervorgerufen werden.

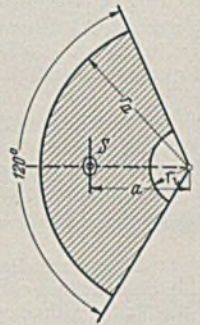


Abb. 6.

e) Steilwandbahnen und ähnliche Bauten

Bei Steilwandbahnen sind das Gewicht und die höchste Fahrgeschwindigkeit der benützten belasteten Fahrzeuge besonders sorgfältig zu ermitteln und mit ausreichenden Sicherheitszuschlägen der Rechnung zugrunde zu legen. Die Art der Vorführungen, die Anzahl der gleichzeitig benützten Fahrzeuge und ihre jeweilige gegenseitige Lage sind entsprechend zu berücksichtigen.

V. Grundsätze für die bauliche Durchbildung

§ 9. Allgemeines

Sämtliche Bauteile müssen auch den bei der Beförderung auftretenden Beanspruchungen gewachsen sein.

Bei Roll-, Gleit- und Rutschbahnen sowie ähnlichen Betrieben sind die geraden Fahrstrecken an die gekrümmten tangential anzuschließen.

§ 10. Holzbauteile

Es darf nur möglichst astfreies, geradfaseriges und langsam gewachsenes Holz von gleichmäßiger Beschaffenheit verwendet werden. Diese Bedingungen sind besonders wichtig bei Stäben, die auf Verdrehen beansprucht werden.

§ 11. Leinwandbespannungen

Pfetten und Sparren sind gegen Abheben (Windsog, DIN 1055, Blatt 4 „Belastungsannahmen im Hochbau, Verkehrslasten — Windlast“) zu sichern. Bei hohen turmartigen Bauten muß die Leinwand bei größeren Windstärken schnell entfernt werden können.

VI. Besondere Forderungen für die Betriebs- und Standsicherheit

§ 12. Allgemeines

Alle beweglichen Teile eines Betriebes, die an der Kraftübertragung beteiligt sind, müssen auf geeignete Art und Weise gegen unbeabsichtigte Lösung gesichert sein.

Kann der Bruch einer Aufhängevorrichtung von Gondeln usw. zum Absturz führen, so ist eine weitere Sicherheitsaufhängung anzuordnen.

§ 13. Kippsicherheit

Allgemein muß für jeden fliegenden Bau eine wenigstens 1,5fache Sicherheit gegen Kippen in allen seinen Teilen vorhanden sein.

Bei Bauten, die wegen

- a) ihrer Bauart,
- b) der Art ihrer Aufstellung,
- c) ihrer Höhe

besonders gefährdet sind, z. B. Turmbahnen, ist eine mindestens 2fache Sicherheit gegen Kippen nachzuweisen.

Zum Ausgleich von Höhen dürfen nur geeignete Unterlagen, wie Bierfässer usw., verwendet werden.

§ 14. Verankerung

Die Verankerungen müssen den auftretenden Zugkräften entsprechen und eine ausreichende Sicherheit aufweisen.

VII. Zulässige Spannungen

§ 15. Allgemeines

Die in DIN 1050 „Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau“ und DIN 1052 „Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken“ zugelassenen Spannungen dürfen nur zugelassen werden, wenn eine ordnungsmäßige Unterhaltung gewährleistet ist und alle oben angegebenen Belastungen berücksichtigt werden. Bei Bauteilen, die starker Abnutzung unterworfen sind, ist die Spannung entsprechend herabzusetzen.

Bei Stäben und Balken und ihren Anschlüssen, bei denen die Spannungen unter dem Einfluß der Verkehrslasten ihr Vorzeichen wechseln können, sind die zulässigen Spannungen um 20% zu ermäßigen.

§ 16. Holz

Bei stoßweiser Belastung ist bei Druckstäben ein Schlankheitsgrad $\lambda > 150$ unzulässig.

§ 17. Stahl

Handgeschmiedete Haken und Ösen dürfen bei guter handwerksgerechter Ausführung bis zu 800 kg/cm² beansprucht werden, wenn alle auftretenden Einflüsse berücksichtigt sind (besonders stoßweise Belastung und außerordentliche Kraftangriff).

§ 18. Andere Baustoffe

Für andere hier nicht genannte Baustoffe ist die zulässige Belastung jeweils durch Versuche festzulegen, falls nicht amtliche Prüfungszeugnisse beigebracht werden können.

Bei Benutzung von neuartigen Baustoffen ist die zulässige Belastung festzulegen.

§ 19. Maschinenteile

Maschinenteile sind nach den allgemein anerkannten Regeln des Maschinenbaues unter den ungünstigsten Belastungsfällen zu berechnen. Die für die meistens gebrauchten Werkstoffe zulässigen Spannungen sind in Tafel 3 angegeben. Hierbei sind folgende Belastungsfälle zu unterscheiden:

Belastungsfall 1: Ständig gleichbleibende Belastung;

Belastungsfall 2: Belastung, die eine Spannung erzeugt, die innerhalb zweier Grenzwerte schwankt, aber ihr Vorzeichen nicht ändert;

Belastungsfall 3: Belastung, die eine Spannung erzeugt, die ihr Vorzeichen wechselt (Wechselbeanspruchung).

Tafel 3.

Zulässige Spannungen für Maschinenteile in kg/cm²

| Bei Beanspruchung auf | Belastungsfall | σ/σ_{zul} bzw. τ/τ_{zul} | Werkstoff | | | | |
|------------------------|----------------|----------------------------------------------|-------------------------------------------------------|-------------------------|--------------------------|--------------------------|-------------------------|
| | | | Flußstahl | | Stahlguß | | Gußeisen |
| | | | St 37 · 11 ¹ und St 37 · 12 ^{2,3} | St 50 · 11 ⁴ | Stg 38 · 81 ⁵ | Stg 52 · 81 ⁶ | Ge 14 · 91 ⁷ |
| Zug σ_{zul} | I | 1,0 | 1200 | 1500 | 750 | 1200 | 300 |
| | II | | 800 | 1000 | 500 | 800 | 200 |
| | III | | 400 | 500 | 250 | 400 | 100 |
| Druck σ_{zul} | I | — | 1200 | 1500 | 900 | 1500 | 900 |
| | II | | 800 | 1000 | 600 | 1000 | 600 |
| | III | | 400 | 500 | 250 | 400 | 100 |
| Biegung σ_{zul} | I | 1,0 | 1200 | 1500 ⁸ | 750 | 1200 | — ⁹ |
| | II | | 800 | 1000 | 500 | 800 | — |
| | III | | 400 | 500 | 250 | 400 | — |
| Schub τ_{zul} | I | 0,8 | 960 | 1200 | 600 | 960 | 240 |
| | II | | 640 | 800 | 400 | 640 | 160 |
| | III | | 320 | 400 | 200 | 320 | 80 |
| Drehung τ_{zul} | I | ~ | 900 | 1125 | 550 | 900 | — ¹⁰ |
| | II | | 600 | 750 | 375 | 600 | — |
| | III | | 300 | 375 | 200 | 300 | — |

¹ St 37.11 ist ein Flußstahl mit einer Mindestzugfestigkeit von 37 kg/mm², einer Höchstzugfestigkeit von 45 kg/mm² und einer Mindestbruchdehnung von 20% am langen Normalstab. Im einzelnen s. DIN 1611.

² St 37.12 ist ein Flußstahl mit einer Mindestzugfestigkeit von 37 kg/mm², einer Höchstzugfestigkeit von 45 kg/mm², einer Mindestbruchdehnung von 20% am langen Normalstab und muß dem Faltversuch mit einem Dorndurchmesser D = 0,5 a, Biegewinkel 180°, genügen. Im einzelnen s. DIN 1612.

³ Wird ausnahmsweise Schweißstahl verwendet, so muß er mindestens die Festigkeitseigenschaften von St 37.12 haben. Für solchen Stahl sind die gleichen zulässigen Spannungen maßgebend wie für St 37.12.

⁴ St 50.11 ist ein Flußstahl mit einer Mindestzugfestigkeit von 50 kg/mm², einer Höchstzugfestigkeit von 60 kg/mm², einer Mindestbruchdehnung von 18% am langen Normalstab, einer Mindeststreck-

grenze von 27 kg/mm² und einem Kohlenstoffgehalt von etwa 0,35%. Im einzelnen s. DIN 1611.

⁵ Stg 38.81 ist ein Stahlguß mit einer Mindestzugfestigkeit von 38 kg/mm² und einer Mindestbruchdehnung von 20% am kurzen Normalstab. Im einzelnen s. DIN 1631.

⁶ Stg 52.81 ist ein Stahlguß mit einer Mindestzugfestigkeit von 52 kg/mm² und einer Mindestbruchdehnung von 12% am kurzen Normalstab. Im einzelnen s. DIN 1631.

⁷ Ge 14.91 ist ein Gußeisen mit einer Mindestzugfestigkeit von 14 kg/mm², einer Mindestbiegefestigkeit von 28 kg/mm² und einer Mindestdurchbiegung von 7 mm, gemessen am Biegestab von 600 mm Stützweite. Im einzelnen s. DIN 1691.

⁸ Zulässige Beanspruchung für Federstahl nach C. Bach:

| Belastungsfall | σ_{zul} | τ_{zul} |
|----------------|----------------|--------------|
| I | 7500 | 6000 |
| II | 5000 | 4000 |

⁹ Für hochwertiges Gußeisen mindestens Ge 26.91 (DIN 1691) können die Werte verdoppelt werden.

Für bearbeitetes Gußeisen setze man als zulässige Biegespannung

$$\sigma_{bzul} = \mu \cdot \sigma_{zul} \sqrt{\frac{e}{a}}$$

worin $\mu = 1,20$ bis $1,30$, e den Abstand der am stärksten gespannten Faser von der Nullachse und a den Abstand des Schwerpunktes der auf der einen Seite der Nullachse gelegenen Durchschnittsfläche von der Nullachse bedeutet.

¹⁰ Die zulässige Drehspannung des Gußeisens setze man:

- für den kreisförmigen Querschnitt . $\tau_{zul} = \sigma_{zul}$
- „ „ kreisringförmigen und hohl-elliptischen Querschnitt $\tau_{zul} = 0,8 - 1,0 \cdot \sigma_{zul}$
- für den elliptischen Querschnitt . . . $\tau_{zul} = 1 - 1,25 \cdot \sigma_{zul}$
- „ „ quadratischen Querschnitt . $\tau_{zul} = 1,4 \cdot \sigma_{zul}$
- „ „ rechteckigen, dreieckigen und trapezförmigen Querschnitt . . . $\tau_{zul} = 1,4 - 1,6 \cdot \sigma_{zul}$
- für den hohlen rechteckigen Querschnitt $\tau_{zul} = 1 - 1,25 \cdot \sigma_{zul}$
- für den I-, L- und T-förmigen Querschnitt $\tau_{zul} = 1,4 - 1,6 \cdot \sigma_{zul}$

Der Einfluß der Gußhaut ist hier weit geringer als bei der Biegespannung.

VIII. Belastungsproben

§ 20. Probelastung

Soll ausnahmsweise eine Probelastung vorgenommen werden, so ist sie mit einer 25proz. toten Überlast durchzuführen. Hierbei müssen alle für den Betrieb zulässigen Bewegungen der Bauteile mit den ungünstigsten Laststellungen, aber mit der im regelmäßigen Betrieb erforderlichen Vorsicht vorgenommen werden.

Erläuterungen zum Normblatt Entwurf 1 DINE 4112 „Berechnungsgrundlagen für die Standsicherheit von Fliegenden Bauten“

Auf Veranlassung des Herrn Preußischen Finanzministers ist die oben angeführte Norm im Rahmen des Ausschusses für Einheitliche Technische Baupolizeibestimmungen (ETB) behandelt worden.

Bisher sind in den einzelnen Ländern verschiedene Regelungen über die Handhabung der Baupolizeibelange für „Fliegende Bauten“ vorhanden.

Die Arbeiten über die Vereinheitlichung dieser Bestimmungen haben nicht nur für alle Länder gleiche Bedeutung, sondern besonders auch für das Gewerbe selbst, weil die Bestimmungen Anlagen behandeln, die heute hier und morgen schon an einem anderen Ort Aufstellung finden können.

Unter der Obmannschaft von Herrn Oberbaurat H a s e n j ä g e r, Bremen, wurde ein von diesem aufgestellter 1. Entwurf im Arbeitsausschuß behandelt und mit beiliegender Fassung verabschiedet.

Der Entwurf regelt den Begriff „Fliegende Bauten“ und gibt an, welche baulichen Anlagen unter diesem Ausdruck zu verstehen sind.

Im Aufbau lehnt sich der Normenentwurf an die bisher herausgegebenen ETB-Normen an und übernimmt die bereits für andere Gebiete aufgestellten Normen, soweit nicht abweichende Vorschriften festgelegt werden müssen.

Alle Bestimmungen befassen sich mit der Berechnung (Belastungsannahme, Rechnungsannahme und zulässige Spannungen) und den Grundsätzen für die bauliche Durchbildung. Ferner sind besondere Forderungen für die Betriebs- und Standsicherheit und Angaben über die Probelastung enthalten.

Später soll noch ein Vorschlag für den Einföhrungserlaß ausgearbeitet werden, in dem vorgesehen wird, unnötige Härten zu vermeiden.

Wir bitten, den Entwurf durchzusehen und Einsprüche in doppelter Ausfertigung bis zum 20. September 1937 an die Geschäftsstelle des Deutschen Normenausschusses, Berlin NW 7, Dorotheenstr. 40, einzureichen.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Entwurf von Bestimmungen für Ausführung von Eisenbetonhohldielen.

Vorbemerkung: Für Eisenbetonhohldielen gelten, soweit sich nicht aus dem nachfolgenden Abweichungen ergeben, die „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton“ (Teil A der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton).

§ 1. Begriffsbestimmung und Geltungsbereich.

1. Eisenbetonhohldielen im Sinne dieser Bestimmungen sind fabrikmäßig hergestellte, mit Eisen bewehrte, plattenförmige Gebilde, die im Innern gleichlaufend mit der Stützweite Hohlräume haben.
2. Eisenbetonhohldielen kommen im allgemeinen nur bei vorwiegend ruhenden gleichmäßig verteilten Lasten in Frage. Bei stärkeren Erschütterungen oder bei schweren Einzellasten (z. B. bei Radlasten über 750 kg) sollen sie im allgemeinen nicht angewendet werden. Unter Durchfahrten und als befahrbare Hof-Kellerdecken dürfen sie nur mit besonderer Genehmigung der Baupolizeibehörde ausgeführt werden.
3. Diese Bestimmungen gelten nur für solche Dielen, bei denen die Würfel Festigkeit des Betons $W_b 28 \geq 120 \text{ kg/cm}^2$ ist.

§ 2. Bauvorlagen.

1. Unterlagen für die baupolizeiliche Prüfung.

Außer den nach Teil A § 2 in Betracht kommenden Angaben muß aus den Unterlagen zu ersehen sein: Querschnitt, Form, Abmessung, Bewehrung der Diele und die für die statische Berechnung verwendeten Maße des Deckenquer- und Längsschnittes.

2. Nachweis des Eigengewichtes.

Ist das Eigengewicht nicht schon amtlich festgestellt worden, so muß es an Hand von Einzelzeichnungen auf Grund der Einheitsgewichte nachgewiesen werden. In Zweifelsfällen kann die Baupolizei verlangen, daß das Eigengewicht an fertigen Eisenbetonhohldielen festgestellt wird.

§ 3. Kennzeichnung.

Auf der Druckseite (Oberseite) jeder Diele sind deutlich lesbar und dauerhaft der Hersteller, der Herstellungstag, die Zahl und der Durchmesser der Bewehrungseisen anzugeben.

§ 4. Baustoffe.

1. Beton.

Der verwendete Beton muß Teil A entsprechen.

2. Mörtel.

Für die Verlegung von Eisenbetonhohldielen ist Zementmörtel zu verwenden, der aus geeigneten Baustoffen im Mischungsverhältnis von mindestens 1 Rtl. Zement auf 4 Rtl. Betonsand (vgl. Teil A § 7 Ziff. 2) sachgemäß hergestellt wird. Der Zement muß Teil A § 7 Ziff. 1 entsprechen.

3. Eisen.

Die Bewehrungseisen müssen Teil A § 7 Ziff. 4 entsprechen. Rundeseisen (Rundstahl) muß mindestens 4 mm Durchmesser haben, Flachstahl muß mindestens 2 mm dick sein.

§ 5. Mindestmaße. Wanddicke und Nutzhöhen.

1. Mindestmaße.

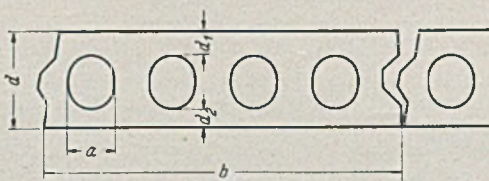


Abb. 1.

Die Mindestdicke d der Eisenbetonhohldiele (Abb. 1) ist für Geschoßdecken 6 cm, für Dachdecken 5 cm. Dielen, die zum Verlegen zwischen Stahlträgern an den Enden abgerundet oder abgeschrägt sind, dürfen höchstens 33 cm breit sein.

2. Wanddicke.

Das Maß d_1 muß mindestens ein Viertel d , das Maß d_2 mindestens ein Fünftel d sein. Ist b_0 die nach Abzug der Hohlräume verbleibende kleinste Querschnittsbreite ($b_0 = b - \sum a$), so muß $b_0 \geq$ ein Drittel b sein (Abb. 1).

§ 6. Grundsätze für die bauliche Ausbildung.

1. Jede Diele ist an den Längsseiten mit Nut und Feder zu versehen, deren Querschnitt so auszubilden ist (s. z. B. Abb. 1), daß die Längsfugen nach dem Verlegen von oben her mit Mörtel ausgegossen werden können (vgl. Ziff. 6).
2. Jede Diele, bei der das Verhältnis der Länge zur Dicke größer als 25 ist, muß in der Druckzone mindestens ein Bewehrungseisen

(bei Rundeseisen mindestens von 4 mm Durchmesser) aufweisen (Beförderungseisen). Verteilungseisen sind nicht erforderlich.

3. Die Bewehrungseisen müssen in den Stegen liegen und sind an ihren Enden mit halbkreisförmigen Haken zu versehen, deren lichter Durchmesser gleich den 2,5fachen Eisendurchmesser, mindestens aber 2 cm ist (Teil A § 14 Ziff. 1). Die Hauptbewehrungseisen müssen bis über die Auflager reichen.
4. Der Eisenabstand darf nicht größer als 2 d und höchstens 20 cm sein.
5. Die Betondeckung der Eiseneinlagen muß mindestens betragen: an der Unterseite der Diele 1 cm, im Freien 1,5 cm; nach den Hohlräumen hin 1,5 cm.
6. Die Eisenbetonhohldielen sind an den Auflagerflächen in Zementmörtel zu verlegen (§ 4 Ziff. 2). Bei der Verlegung auf den Unterflanschen von Stahlträgern ist die Fuge zwischen dem Steg des Stahlträgers und der Diele mit Zementmörtel zu vergießen. Bei Lagerung auf dem oberen Flansch von Stahlträgern gilt dasselbe für die Stoßfuge zwischen den Dielen. In diesem Fall sind ausreichende Vorkehrungen gegen Abheben und Abgleiten der Dielen zu treffen. Die Längsfugen der Dielen sind nach dem Verlegen mit Zementmörtel zu vergießen.
7. Alle Bewehrungseisen sind in dichten Beton einzubetten. Hierauf ist besonders bei Verwendung poriger Zuschlagstoffe zu achten.
8. Der Hersteller ist dafür verantwortlich, daß nur ausreichend tragfähige Dielen das Werk verlassen.

§ 7. Rechnungsmaßnahmen.

1. Für die Bemessung und die Spannungsermittlung ist Teil A § 17 maßgebend. Eisenbetonhohldielen sind als frei aufliegende Platten auf zwei Stützen zu berechnen.
2. Für die Stützweite und die Tiefe der Auflagerung gilt Teil A § 22 Ziff. 1 und 5 (nebst Ergänzungen).
Sind die Dielen auf dem oberen Flansch von Stahlträgern gelagert, so muß mindestens die Auflagerbreite vorhanden sein, die ein I 14 bietet.
3. Wirksamer Querschnitt. Als Druckquerschnitt gilt der in der Druckzone bis zur Nulllinie vorhandene Querschnitt ohne Abzug der Hohlräume.
4. Ist eine Einzellast für Personen zu berücksichtigen, die bei Reinigungs- und Ausbesserungsarbeiten die Diele betreten¹, so ist diese Einzellast von zwei Dielen aufzunehmen; jedoch darf die in Rechnung zu stellende Breite nicht mehr als 1 m betragen.
5. Die Schubspannung ist zu berechnen aus der Gleichung

$$\tau_0 = \frac{Q}{b_0 \cdot z}$$

Hierin bedeuten z den Hebelarm der inneren Kräfte, b_0 die kleinste Querschnittsbreite (§ 5 Ziff. 2).

§ 8. Zulässige Spannungen.

1. Für die Mindestfestigkeit des Betons gilt Teil A § 29, für die des Eisens Teil A § 7.
2. Zulässige Spannungen der Rundeseinlagen und des Betons:

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
|---|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------|------------------------------------------------------------|----------------------------|
| | Erforderl. Mindestfestigkeit $W_b 28 \text{ kg/cm}^2$ | Diellendicke $d < 8 \text{ cm}$ | | Diellendicke $d \geq 8 \text{ cm}$ | | |
| | | $\sigma_b \text{ zul}$ kg/cm^2 | $\sigma_e \text{ zul}$ kg/cm^2 Handelseisen und hochw. Betonstahl | $\sigma_b \text{ zul}$ kg/cm^2 | $\sigma_e \text{ zul}$ kg/cm^2 Handelseisen | hochwertiger Betonstahl |
| a | 120 | 30 | 1000 | 35 | 1200 | 1200 |
| b | 160 | 40 | 1200 | 45 | 1400 | 1400 |
| c | 225 | 55 | | 65 | | 1800 |
| d | 300 | 65 | | 75 | | 1800 |

Die Spannungen im Flachstahl dürfen die in Zeile a der Zahlentafel angegebenen Werte (Spalte 4 und 6) nicht überschreiten. Die in der Zahlentafel unter b bis d angegebenen, an den Nachweis der Würfel Festigkeit gebundenen höheren Spannungen dürfen nur dann angewandt werden, wenn die in Spalte 2 angegebene Würfel Festigkeit $W_b 28$ nachgewiesen ist und folgende Bedingungen erfüllt sind:

Berechnung, Durchbildung und Ausführung müssen besonders hohen Anforderungen genügen. Die Dielen müssen von einem Unternehmer ausgeführt werden, der eine besonders gründliche Erfahrung und Kenntnis in der Fertigung von fabrikmäßig hergestellten Eisenbetonbauteilen besitzt. Der Unternehmer muß die Innehaltung der gewährleisteten Eigenschaften des Betons durch besondere Betriebsmaßnahmen und durch besonders sorgfältige Überwachung der Betongüte, vor allem durch fortlaufende Feststellung der Würfel Festigkeit, sicherstellen. Die Zuschlagstoffe müssen getrennt nach den Körnungen 0 bis 7 mm und über 7 mm angeliefert und in geeignetem Verhältnis beim Mischen zugegeben werden.

3. Die zulässige Schubspannung ist $\tau_0 \text{ zul} = \frac{\sigma_b \text{ zul}}{10}$, jedoch nicht mehr als $5,5 \text{ kg/cm}^2$.

¹ Siehe DIN 1055, Bl. 3 § 3 Ziff. 8.

BUCHBESPRECHUNGEN.

Bangert, Wolfg.: Baupolitik und Stadtgestaltung in Frankfurt a. M. Ein Beitrag zur Entwicklungsgeschichte des deutschen Städtebaues in den letzten 100 Jahren. Mit 32 Abb. Würzburg: K. Triltsch, 1937. 168 S. 8°. Preis kart. RM 4,50.

Gar häufig wird der Städtebau als eine Angelegenheit der sichtbaren Erscheinung betrachtet. Straßen- und Platzbilder bestimmen allerdings den Eindruck einer Stadt und es scheint, als ob die Gestaltungskraft der Baugestalter die führende Rolle gespielt habe. In Wirklichkeit aber ist das Sichtbare nur der letzte Niederschlag der treibenden Kräfte, die sich aus der Verwertung des Bodens entwickeln. Baupolitik ist Bodenpolitik, die Baukunst ist abhängig von der Bauordnung! Bangert hat dies in geradezu dramatischer Form dargestellt am Beispiel einer aus wertvollstem Erbgut entwickelten Großstadt: Frankfurt a. M. Aber dieses Einzelbeispiel ist typisch für alle städtebaulichen Entwicklungen in Deutschland und so wird das Beispiel zu einer höchst aufschlußreichen Kulturgeschichte des deutschen Städtebaus. Dabei treten gewaltige Persönlichkeiten, Miquel und Adickes, auf der Bühne auf, deren Wirken in allen deutschen Städten lautes Echo gefunden hat. Wenn heute der Boden in den Dienst der Volksgemeinschaft gestellt wird, muß die neue Baupolitik erst schwere Fundamentreste beseitigen. Es ist wertvoll, die treibenden und hemmenden Kräfte des Städtebaus zu kennen, um sie bei der Zukunftsberechnung richtig einsetzen zu können. Dafür ist das Werk von Bangert ein vortrefflicher Lehrmeister. Prof. Vetterlein, Hannover.

Vom wirtschaftlichen Bauen, herausgegeben von R. Stegmann im Auftrag der Deutschen Akademie für Bauforschung. 18. Folge: Die Wohnungs- und Siedlungspolitik der Nachkriegszeit in den wichtigsten europäischen Ländern sowie in den Vereinigten Staaten von Amerika. Dresden: Laube Druck G. m. b. H., 1937. 145 S. 16×23 cm. Preis brosch. RM 4,—.

Siedlungsform ist von grundlegender Bedeutung für die Wehrhaftigkeit jedes Volkes und rechtfertigt die Anstrengungen, die die Regierungen dem Siedlungsproblem zuwenden. Die theoretische Idealform mit notwendigem Wohnraum und ausreichendem Nährboden für die Familie kämpft überall mit den Schwierigkeiten der Finanzierung, der tragbaren Miete und der Bodenbeschaffung. Bei diesem Kampfe fallen der Forschung große Aufgaben zu, die in diesem Hefte von dem Siedlungsbeauftragten Dr. Ludowici klar und richtungsweisend umrissen werden. Über den Stand der Siedlungspolitik geben anschließend berufene Führer des Siedlungswesens aufklärende Rechenschaft. Über die Verhältnisse in Deutschland berichtet der Ministerialrat im Reichsarbeitsministerium Dr. Knoll, über das Kleinwohnungswesen in Frankreich der Senator Dr. Sellier, Paris, über die nordischen Länder Direktor Boldsen, Kopenhagen; der Wohnungs- und Siedlungsbau in England wird durch das Vorstandsmitglied der „Gagfah“, Hans Gerlach mit wissenschaftlichem, durch die Praxis geschärftem Blick betrachtet und über die wichtigsten übrigen europäischen Länder sowie die Vereinigten Staaten gibt der Ministerialrat Prof. Fr. Schmidt einen sehr klaren und aufschlußreichen Bericht. Den Schluß des Heftes bildet ein Aufsatz von Direktor Wagner, Sorau, über „Die veränderte Wirtschaftslage und ihr Einfluß auf den deutschen Siedlungsgedanken“, der noch einmal die hohe Bedeutung der Siedlung für die Wehrhaftmachung Deutschlands herausstellt. Das Heft bringt zahlreiche Abbildungen, die die formalen Probleme der Siedlung betreffen, es ist aber weit über den Kreis der gestaltenden Fachleute von hohem Wert für alle, die an der Neuordnung des Reiches im Sinne des Führers mitarbeiten wollen. Prof. Vetterlein, Hannover.

Schuhmacher, E.: Schornstein-Handbuch. I. Bd.: Theoretische Grundlagen. Mit 38 Abb. München: R. Oldenbourg 1936. 141 S. 8°. Preis geb. RM 7,—; brosch. RM 6,—.

Über die Strömungsvorgänge in Schornsteinen trifft man häufig sehr unklare Anschauungen. Das gleiche gilt für die Druckbedingungen, die bei der Abgasführung auftreten. Ein typisches Beispiel dafür ist die verschiedenartige Auslegung des Wortes „Zug“ oder „Zugstärke“ und die Verwechslung mit dem Begriff „Treibdruck“. Da Zugstärke je nach Art der Feuerstelle ganz verschieden ausfällt, kann sie nicht als geeignete Unterlage zur Kenntnis der Strömungsvorgänge angesehen werden. Angaben über „Zugstärken“ können vielmehr oft irreführend sein.

Der nunmehr vorliegende erste Teil des Schornstein-Handbuches, das mit Unterstützung des Vereins für Gas- und Wasserfachmänner e. V. entstanden ist, soll die theoretischen Grundlagen in allgemeinverständlicher Form aufzeigen. So behandelt der erste Abschnitt die Strömungsvorgänge, die durch Druck- oder Raumgewichtsunterschiede hervorgerufen werden. Im zweiten Abschnitt werden die Eigenarten der Strömungsvorgänge bei häuslichen Feuerstätten für feste und gasförmige Brennstoffe besprochen. Dann folgen Angaben über die Messungen und

Berechnungen, die zur Beurteilung der Arbeitsweise vorgenommen werden müssen sowie Unterlagen über den Einfluß von Höhenlage, Abkühlung, Strömungswiderstände. Den Schluß bildet eine Zusammenfassung der Bezeichnungen, Begriffe und Gleichungszeichen. 38 Abb. sowie eine Fülle von Gleichungen geben die Möglichkeit, sich schnell einzufühlen und die aufgezeigten technischen Bedingungen in der Praxis anwenden zu können. Das Büchlein kann allen, die mit Feuerstätten zu tun haben, zum eingehenden Studium empfohlen werden. Marcard.

Reismann, Otto: Deutschlands Autobahnen — Adolf Hitlers Straßen, herausgegeben im Auftrage von Dr. Todt, Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen. Mit 160 Abb. und 15 Kartenteilen. Bayreuth: Gauverlag Bayer, Ostmark G. m. b. H., 1937. 280 S. 20×21,8 cm. Preis geb. RM 9,50.

Das Buch ist die erste umfassende Darstellung des gewaltigen Werkes der Reichsautobahnen und ist in allgemein verständlicher Form verfaßt. Auf diese Weise wird der Wunsch nach einer gründlichen Orientierung, der in weiten Kreisen besteht, befriedigt. Bei einem Gesamtumfang von 280 Seiten und 14 Autobahnkarten ist der stattliche Band in drei Hauptteile gegliedert: Textliche Darstellung, Bildersammlung und Kartenmaterial.

Der Textteil ist mit hübschen Zeichnungen von Künstlerhand illustriert und enthält alles Wissenswerte über die geschichtliche, verkehrspolitische, wirtschaftliche und kulturelle Seite des riesigen Bauunternehmens, wobei die technischen Leistungen der ersten vier Jahre gebührend herausgestellt sind.

Es ist ein Vorzug des Buches, daß es sich nicht in technischen Fragen verliert, die nur Fachleute verstehen können, sondern daß es sich an die Allgemeinheit wendet. Vom ersten Spatenstich des Führers bis zu den großartigen Brückenbauwerken finden wir prächtige Lichtbilder. Das beigefügte umfangreiche Kartenmaterial über die ersten 1000 km fertiger Autobahnstraße stellt eine besondere Bereicherung des Buches dar.

Die großen Ideen und weitschauenden Pläne des Führers, die dem Werke der Autobahnen zugrunde liegen, läßt das Buch vor dem Leser lebendig werden. Mehmel, Berlin.

NEUERSCHEINUNGEN.

Krabbe, Fr.: Grundsätzliche Bemerkungen zur Frage der Beulsicherheit der Stegbleche vollwandiger Blechträger. Mit 6 Abb. Berlin: W. Ernst u. Sohn 1937. 12 S. Format 8°. Preis br. RM 1,— (Sonderdruck aus der Zeitschrift „Der Stahlbau“ 1937, Heft 13).

Mahly, W.: Lichtspiele, Bau, Betrieb, Wander- und Vereinslichtspiele, Schullichtspiele, Schmalfilme, Lichtspielgesetz und elektrische Anlagen. Sammlung der in Preußen geltenden polizeilichen Bestimmungen. Berlin: C. Heymanns Verlag 1937. 64 S. DIN A 4. Preis br. RM 1,60.

Lutzeyer, A.: Alphabetisches Warenverzeichnis zu den Verwendungsverboten für unedle Metalle. Loseblattsammlung mit Hefteinrichtung. Berlin-Zehlendorf: A. Lutzeyer 1937. 85 S. DIN A 5. Preis RM 4,80.

Hansen, K. E.: Bending strength of thin walled cylindrical tubes. The structural research laboratory royal technical college, Copenhagen, Report Nr. 9. Mit 13 Abb. 17,5×26 cm.

Technical Bulletin, herausgegeben von The Clay Products Technical Bureau of Great Britain, 19, Hobart Place, Eaton Square, London, S. W. 1.

Nr. 3: Efflorescence and staining on brickwork: Their origin, prevention and treatment. Mit 5 Abb. 4 S. 22×28 cm.

Nr. 4: Burridge, L. W.: Modern damp-proof courses for brickwork structures. Mit 2 Abb. 4 S. 22×28 cm.

Nr. 5: Burridge, L. W.: The re-use of salvaged brick. Mit 2 Abb. 4 S. 22×28 cm.

Nr. 6: Davey, N.: Strength of brickwork in relation to that of brick and mortar. Mit 4 Abb. 4 S. 22×28 cm.

Technische Bestimmungen für Kreuzungen und Näherungen zwischen Reichsautobahnen und Starkstrom-Freileitungen. 8 S. DIN A 5. Herausgegeben vom Verband deutscher Elektrotechniker. Verl.-Abt. des VDE, Berlin-Charlottenburg 4, Bismarckstr. 33. Preis RM 0,20.

Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau. Mit Einführungserlaß des Preuß. Finanzministers. Berlin: W. Ernst u. Sohn 1937. 7 S. DIN A 4. Preis RM 0,60 (Beilage zum Zentralblatt der Bauverwaltung, Heft 28).