

DIE BAUTECHNIK

19. Jahrgang

BERLIN, 28. März 1941

Heft 14

Alle Rechte vorbehalten.

Vielseitig und schnell. Vom Kriegseinsatz des Reichsarbeitsdienstes.

Von Oberstfeldmeister Dippe-Bettmar, Berlin.

Wer denkt nicht, wenn er etwas vom Reichsarbeitsdienst hört, an die Kolonnen junger, frischer Männer, die mit geschultertem Spaten zu ihren Baustellen marschierten oder in Nürnberg in mächtigem Aufmarsch vor dem Führer antraten. Ein Sinnbild des Friedens war der Spaten. Und friedensmäßig waren auch die Aufgaben dieser neuartigen Erziehungsschule der Nation.

Da kam der Krieg. Und wie dieses aufwühlende Ereignis für das ganze Dasein des Volkes tiefe, umwälzende Folgen hatte, so ging es auch am Reichsarbeitsdienst nicht wirkungslos vorüber. Vor allem verlangte der Krieg schnellste Einstellung auf neue Aufgaben und erneute Bewährung.

Am 20. Dezember 1939 wurde vom Ministerrat für die Reichsverteidigung die Fortführung des Reichsarbeitsdienstes im Kriege angeordnet. Und nun hieß es für Führer und Männer des Reichsarbeitsdienstes sich dieses Vertrauens in neuem Einsatz würdig zu erweisen.

Die erste große Kriegsaufgabe, bei der der Reichsarbeitsdienst schon im Jahre 1938 in der ihm eigenen Aufbauform eingesetzt war, hieß „Westwall“. Wo schon damals Einheiten des Reichsarbeitsdienstes gewirkt hatten, wurden sie nun Ende 1939 und Anfang 1940 in großem Umfang eingesetzt. Bei schwierigster Witterung, oft bei grimmiger Kälte, packten die Fäuste der Arbeitsmänner unermüdet zu. Und die Führer waren schnell in ihrem neuen Aufgabengebiet zu Hause. Es zeigte sich schon hier, daß der Arbeitsdienstführer gewohnt war, auf sich selbst gestellt, mit praktischem Blick und federnder Anpassung ganz neue Pflichten zu übernehmen und sie mit seinen Einheiten zu vollster Zufriedenheit der Befehlsstellen zu erfüllen. Vielfache Sicherungsarbeiten waren auszuführen, Anlage von Drahthindernissen, Stellungen-, Stollen- und Straßenbauten, außerdem Errichtung von Mannschaftsunterkünften für die Wehrmacht.

Oft lagen dabei die Reichsarbeitsdienstabteilungen des Vorfeldes im Schußbereich der feindlichen Artillerie. In der Verleihung des Westwall-ehrenzeichens, aber auch in mancher Auszeichnung mit dem Eisernen

Kreuz kam die äußere Anerkennung dieser Leistungen zum Ausdruck, die nur möglich waren auf Grund richtiger Menschenführung und echter Kameradschaft. Und dieser Geist bewährte sich von der schweizerischen Grenze hin bis nach Holland, überall da, wo unter der tatkräftigen Mitarbeit der Arbeitsmänner die Westbefestigung verstärkt und vollendet wurde.

Am 10. Mai 1940 begann der Vormarsch im Westen, wiederum eine ganz neue Aufgabe für den Reichsarbeitsdienst. Nun hieß es, bei der Sicherung des Nachschubs an Munition, Treibstoff und Versorgung mitzuhelfen. An vielen Stellen mußten Straßen und Flußübergänge wiederhergestellt werden. Umgehungswege wurden angelegt, wo die Wege zerstört waren; denn reibungslos und blitzschnell sollte ja der Vormarsch der Truppe, aber auch der Nachschub vor sich gehen, und bei aller Schnelligkeit war trotzdem eine zuverlässige Leistung stets das Ziel.

Nach den ungeheuren Siegen in Flandern und im Artois ergab sich wiederum ein neues Arbeitsfeld: Sammeln und Sicherstellen der Beute. Daß ganze Reichsarbeitsdienstgruppen wochenlang angestrengt zu tun hatten, um diese gewaltigen Mengen an Munition, Waffen, Bekleidung und Ausrüstung zu erfassen, kann man nur begreifen, wenn man an Ort und Stelle gewesen ist. Viele Beutekraftwagen wurden wieder flott gemacht, um durch möglichst welt-

gehende Motorisierung die Arbeiten zu erleichtern, die bei dem dauernden Umgang mit Sprengstoff und Munition nicht immer ungefährlich waren.

Daneben begann der Großeinsatz des Reichsarbeitsdienstes bei der Luftwaffe. Die Endabrechnung mit der Insel England hat ihren Anfang genommen, und die Arbeitsmänner sind nun als getreue Helfer der Luftwaffe mit dabei. Ungezählte Feldflugplätze entstehen im Nu unter den nervigen Fäusten der erdbräunen Männer. Rollfelder und Abflugbahnen werden oft unter schwierigsten Verhältnissen für unsere Jagd-, Zerstörer- und Kampfgeschwader angelegt, dazu die notwendigen kilometerlangen Kabelgräben, Zufahrtstraßen und Tankanlagen sowie Splitterschutzwände und Abstellplätze für die Maschinen. Zu diesen



Abb. 1. Packlagearbeiten für eine Abflugbahn.

Aufn.:
v. Chmielewski.Abb. 2. Arbeitsmänner
mit schweren Bomben.Aufn.:
Ostfm. Scharrenbroich.Abb. 3. Erdarbeiten für einen Bahnbau
in Norwegen.Aufn.:
Ofm. Arnold.

Arbeiten kommen dann noch Treibstofflagerung, Munitionsförderung und Bombenstapeln.

„Bis zum Soundsovielten hat der Feldflugplatz in bereitzustehen“. Und er steht bereit, wie immer zum festgesetzten Zeitpunkt. Das klingt selbstverständlich. Und doch sind tausend Widerstände zu überwinden, die der Laie nicht kennt. Aber frisch und froh gehen Führer und Männer ans Werk, und es wird geschafft.

So stehen Tausende von Arbeitsmännern in Belgien, an der Kanal-küste, Einheiten auch im Reichsgebiet an der Seite der kühnen Kameraden der Luftwaffe in dem glücklichen Bewußtsein, hier mithelfen zu dürfen an der Vorbereitung der gewaltigen Luftangriffe gegen England. Es ist ein natürliches und schönes Ergebnis, daß aus dieser Zusammenarbeit eine herzliche Kameradschaft zwischen den Männern der Luftwaffe und des Reichsarbeitsdienstes erwachsen ist.

Zur Vervollständigung sei schließlich noch hingewiesen auf den Einsatz in Norwegen. Wie in Polen, Holland, Belgien und Frankreich marschierten auch in Norwegen die Abteilungen des Reichsarbeitsdienstes tausende Kilometer von der Heimat entfernt, und auch hier war ihrem Wirken voller Erfolg beschieden. Wichtige Straßen sind ausgebessert, Krümmungen erweitert, Felsen zur Verbreiterung der Fahrbahn gesprengt, Straßen befestigt, Gebirgsbäche in ihrem wilden Lauf eingefangen und überbrückt, Knüppeldammwege und Packlager über sandige Strecken gebaut. Auch zum Ausbau des norwegischen Eisenbahnnetzes und damit zur Erleichterung des Heeresnachsches und zur weiteren Erschließung des Landes hat der Reichsarbeitsdienst in Zusammenarbeit mit den Eisen-

bahnplonieren beigetragen. Außerdem waren ebenso wie in Flandern auch hier die Arbeitsmänner als Helfer der Luftwaffe beim Bau von Flugplätzen und im Bodenhilfsdienst eingesetzt.

Wenn man den großen Umfang dieser Aufgaben überblickt, die im Kriege Tausende von Führern und Arbeitsmännern zu bewältigen hatten, dann fallen besonders zwei Tatsachen ins Auge:

1. Der kämpfenden Truppe wurden umfangreiche Hilfsarbeiten abgenommen, so daß dadurch wieder um so mehr Kräfte für die eigentlichen Kampfaufgaben frei wurden. Gerade jetzt beim „Einsatz Luftwaffe“ erweist sich diese schnelle, zuverlässige Hilfe als geradezu unentbehrlich.
2. Eine ganz junge, vollständig neue Einrichtung, die erst aus nationalsozialistischer Schöpferkraft geboren wurde, hat sich, obgleich in ihrer Zielsetzung völlig friedensmäßig aufgebaut, innerhalb kürzester Zeit umgestellt und sich als kriegsmäßig verwendbare Einheit bewährt.

Dieser erfreuliche Erfolg war jedoch nur möglich, weil Führer und Arbeitsmänner gewohnt waren, sich schnell und mit ganzem Herzen einzusetzen für die Idee und den Befehl des Führers. Und das ist das Ergebnis des Geistes, in dem die Erziehungsschule „Reichsarbeitsdienst“ seit ihrem Entstehen gewirkt und gearbeitet hat.

Der Krieg ist noch nicht zu Ende. Neue Einsätze werden, wie der Führer verkündete, nötig sein. Und daß der Reichsarbeitsdienst wieder dabei sein wird, erfüllt die Männer im erdbräunten Ehrenkleid mit besonderem Stolz.

Alle Rechte vorbehalten.

Neuere Verladebrücken.

Von Direktor Holtschmit, Duisburg.

Der Bau von Umschlagseinrichtungen in Häfen ist in Deutschland zu hoher Vollkommenheit entwickelt; Beweis dafür sind die ungezählten Hafenkrananlagen an den Küsten vieler europäischer und überseeischer Länder. Besonders gepflegt hat man den Bau von Verladebrücken für den Umschlag von Massengütern. So sind große Kohlen- und Erzverladebrücken in Emden, Bremen, Hamburg, Stettin, Gotenhafen und Danzig errichtet worden, ferner in großem Umfange in Rotterdam, Antwerpen, Calais und Bordeaux. Auch die schwedischen und finnischen Häfen haben ihre Kaianlagen mit Verladebrücken ausgerüstet, teils zum Entladen und Lagern der einzuführenden Kohle, teils für die Verschiffung

Abb. 1 bis 3 zeigen eine der größten Verladebrücken, die von der Demag Aktiengesellschaft in Duisburg gebaut worden ist. Die Brücke dient dem Erzumschlag in einem schwedischen Hafen und ist im Herbst 1939 fertiggestellt worden. Abb. 1 gibt ihre Hauptabmessungen an. Außer der Stützweite von 73 m ist der frei auskragende landseitige Ausleger mit 51 m Länge deswegen beachtlich, weil die Greiferlaufkatze die ungewöhnlich große Tragkraft von 35 t am Seil aufweist. Der wasserseitige Ausleger ist hochklappbar angeordnet, damit die Seeadpfer am Kai anlegen und abfahren können und der Ausleger zwischen die Schiffsaufbauten über die einzelnen Schiffsluken abgelassen werden kann.

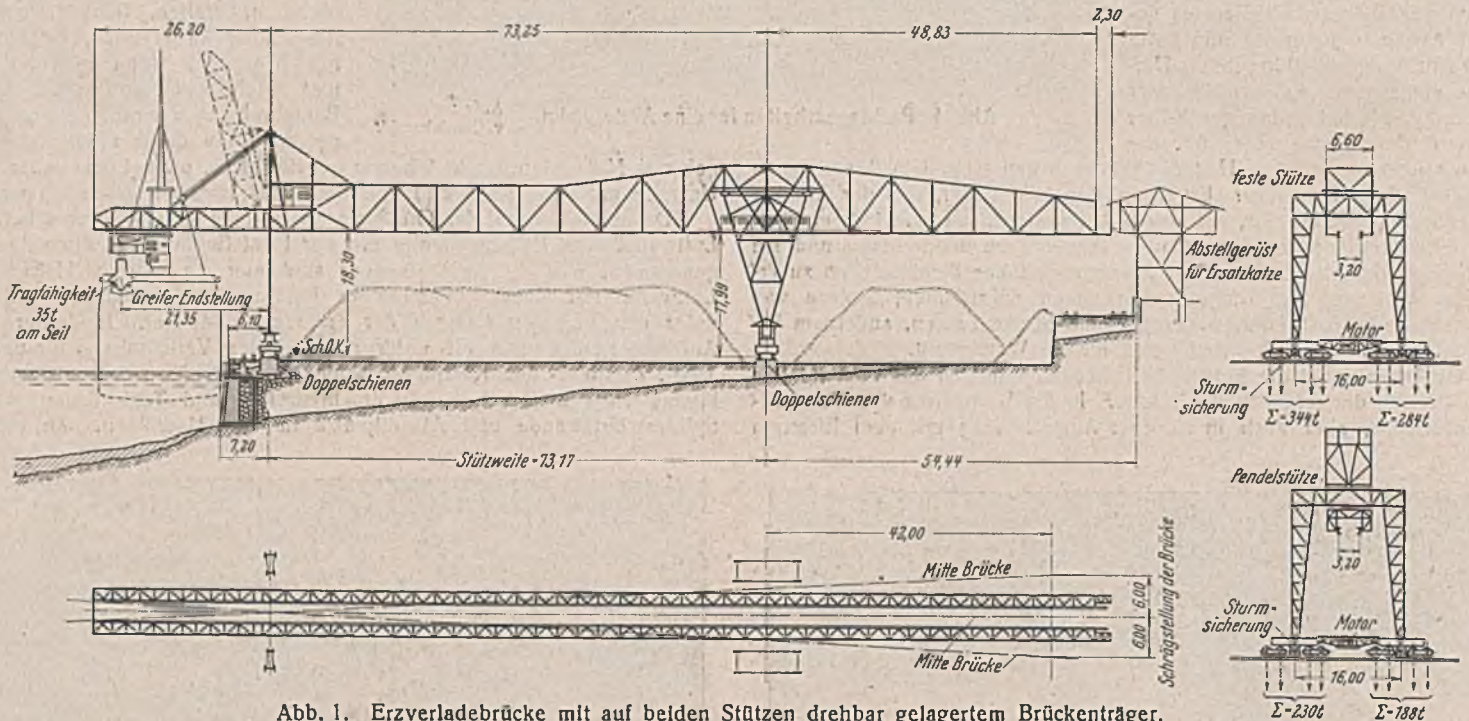


Abb. 1. Erzverladebrücke mit auf beiden Stützen drehbar gelagertem Brückenträger.

von Erzen. Fast überall hat man die deutschen Unternehmen zum Bau der Anlagen herangezogen, um sich ihre großen Erfahrungen zunutze zu machen. Sogar nach England, nach Südamerika und nach dem fernen Osten sind noch kurz vor dem Kriege Verladebrücken verschiedener Bauart geliefert worden. Das Ausland weiß, daß es bei deutschen Lieferungen mit gediegener Werkstattarbeit und vor allem mit großzügiger Entwurfsarbeit rechnen kann, die die neuen Aufgaben nach den neuesten Erfahrungen auf die zweckmäßigste, zuverlässigste und wirtschaftlichste Weise löst. An einigen Beispielen aus der letzten Zeit, bei denen es sich ausschließlich um Auslands-Lieferungen handelt, sei das näher erläutert.

Ferner ist der Brückenträger auf beiden Brückenstützen drehbar gelagert, so daß jede Stütze für sich verfahren und der Brückenträger aus seiner winkelrechten Lage zum Kai in eine Schräglage gestellt werden kann, so daß die Abweichung am Ende des landseitigen Auslegers nach beiden Seiten bis zu 6 m beträgt.

Der schwedische Auftraggeber hat für die Ausführung der Brücke die „Berechnungsgrundlagen für Stahlbauteile von Kranen und Kranbahnen“ (DIN 120) anerkannt. Die Katze ist nach Gruppe IV, die Brücke nach Gruppe III gerechnet. Die großen Auflasten bedingen ein Brückenfahrwerk mit acht Laufrädern unter jeder Stützenecke, die in Schwinghebeln gelagert sind, um eine gleichmäßige Verteilung der Last auf die

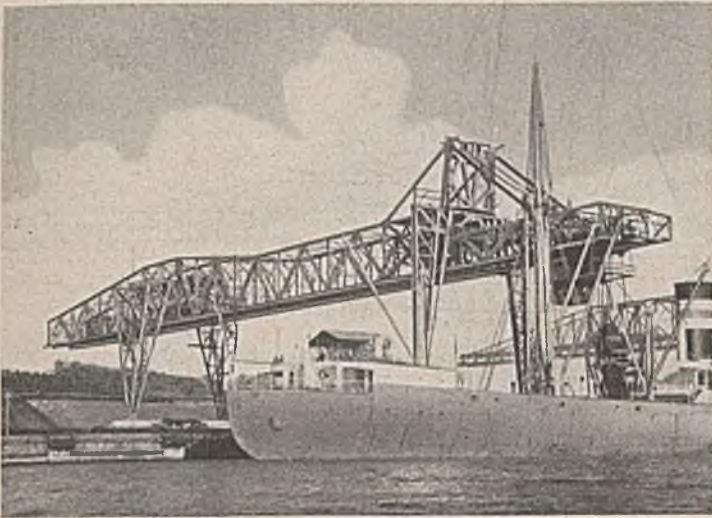


Abb. 2.

Ansicht der Verladebrücke der Abb. 1 von der Wasserseite.

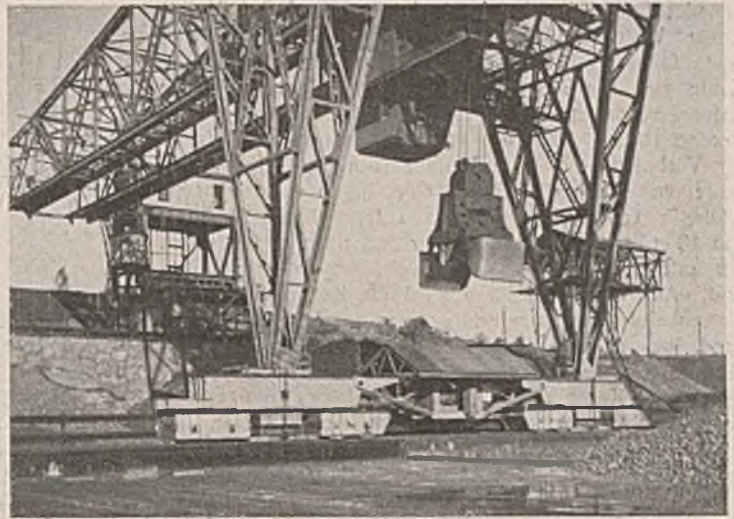


Abb. 3. Landsseitige Stütze der Verladebrücke der Abb. 1 mit dem Fahrwerk und der Sturmsicherung.

Laufäder zu erreichen. Jede Stütze läuft auf einer doppelsträngigen Fahrbahn aus schweren Kranschienen, die auf durchlaufenden Betonmauern verlegt sind. Die Kalanlage und die Grundmauern der Fahrbahn mußten der großen Auflasten wegen mit größter Sorgfalt ausgeführt werden. Wie in Abb. 1 angegeben, beträgt z. B. der größte Eckdruck eines Stützenfußes der festen Stütze bei nur 50 kg/m^2 Winddruck 344 t , der Raddruck mithin $\frac{344}{8} = 43 \text{ t}$.

Der Lagerplatz ist mit einer Betonaufgabe abgedeckt, die mit Eisenbahnschienen so bewehrt ist, daß die Greiferschneiden beim Abheben der letzten Erzschiene über die Schienenflächen gleiten und nicht den Erdboden ausheben können.

Die Brücke ist mit allen neueren technischen Einrichtungen versehen. Zur Sicherung gegen Sturm ist unter jedem Stützenfuß eine selbsttätige Demag-Sturmsicherung eingebaut.

Seit langem sind Verladeanlagen bekannt, bei denen auf ein Volitor ein verschiebbarer Brückenträger aufgesetzt ist. Auch sind Verladebrücken größerer Stützweite gebaut worden, bei denen beide Brückstützen durch einen starren Brückenträger miteinander verbunden sind,

auf dem ein zweiter verschiebbarer Brückenträger gelagert ist. — Demgegenüber stellt die Anlage nach Abb. 4 eine neuartige Brückenbauweise dar, deren Ausführung der Demag durch In- und Auslandspatente geschützt ist. Die Brücke sollte für einen französischen Hafen gebaut werden; die Ausführung wurde durch den Kriegsausbruch unterbrochen. Im Vergleich zu der Brücke mit starrem Verbindungsträger und darauf liegendem verschlebbaren Träger hat diese Brücke ein bedeutend gefälligeres Aussehen; sie wird auch durch den Fortfall des zweiten Trägers bedeutend leichter, was bei der Spannweite von 75 m sehr viel ausmacht. Ein weiterer Vorteil besteht darin, daß die neue Bauart eine große Schrägstellung der Brücke zuläßt. Der auf beiden Brückstützen fahr- und drehbar gelagerte Brückenträger kann in seiner Längsrichtung so verfahren werden, daß der auf der Wasserseite über die Stütze hinausragende Brückenträgerteil nach Lage und Abmessungen der Schiffsluken eingestellt werden kann. Bei einer Stützweite der Brücke von nur 75 m kann einschließlich des Drehkrans eine Gesamtlänge von $133,5 \text{ m}$ bestrichen werden. Zwischen den Stützen und dem Brückenträger liegen drehbar gelagerte Scheiben, die eine Schrägstellung des Brückenträgers ermöglichen. Nach Abb. 4c beträgt die äußerste Schrägstellung schon in der Ebene der Stützen $\pm 13,0 \text{ m}$, so daß auch der Arbeitsbereich des Drehkrans in Längsrichtung zum Kai recht groß ist, wenn nur eine Brückstütze verfahren wird. Wie Abb. 4b zeigt, kann das wasserseitige Ende des Brückenträgers bis hinter die Kalkante zurückgefahren werden, so daß die Seeschiffe mit ihren hohen Aufbauten ungehindert anlegen und abfahren können, was bei den sonst in Seehäfen üblichen Verladebrücken durch Hochklappen des Auslegers erreicht wird. Die Brückstützen haben Einzelantrieb, damit jede Stütze für sich verfahren werden kann. Die hiermit erreichte Beweglichkeit der Brücke gestattet es, Krümmungen der Fahrbahn mit verschiedenen Halbmessern zu befahren, wie es bei dieser Anlage erforderlich ist. Trotz der großen Beweglichkeit ist die Standsicherheit der Brücke groß, was durch die breite Auflagefläche des Trägers auf den Stützen erreicht wird.

Eine Verladebrücke gleicher Bauart mit nahezu gleichen Abmessungen, jedoch mit einem Verschiebeweg des Brückenträgers von $16,5 \text{ m}$ ist z. Z. für einen schwedischen Hafen in Bau. Als Berechnungsgrundlage ist auch hier DIN 120 anerkannt. Um die vorhandene Kaimauer und die Brückenfahrbahnen nicht zu überlasten, ist hier unter jeder Stützenecke ein Laufwerk mit sechs Rädern, die in Schwinghebeln gelagert sind, vorgesehen.

Eine in erster Linie für die Bekohlung von Schiffen bestimmte Verladeanlage (Abb. 5) ist für einen Hafen in Spanisch-Marokko gebaut worden, konnte jedoch wegen des Krieges in Spanien seinerzeit nicht aufgestellt werden. Die Anlage besteht aus zwei Demag-Doppellenker-Wippkranen, die unmittelbar am Kai laufen, und einer zwischen beiden Wippkranen stehenden Band-

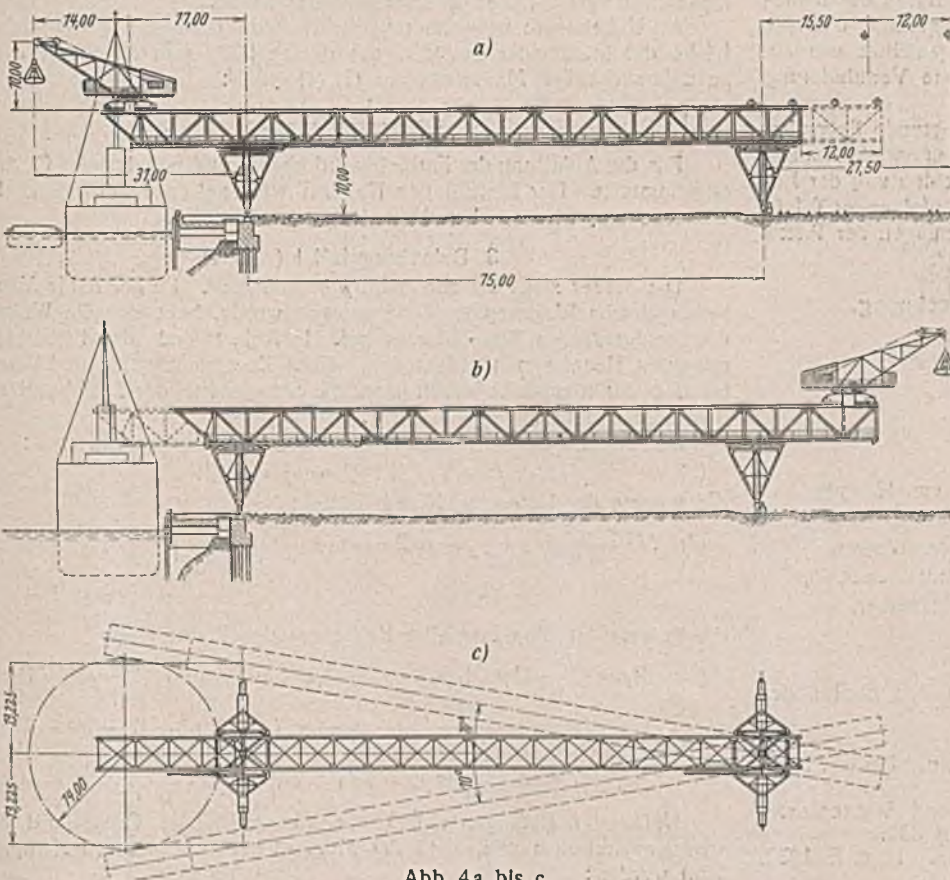


Abb. 4a bis c.

Verladebrücke mit auf beiden Stützen längsverfahrbarem und drehbar gelagertem Brückenträger

a) in größter Ausladung zur Wasserseite, b) in größter Ausladung zur Landsseite, c) Grundriß.

verladebrücke, die den Lagerplatz überspannt und mit einem Ausleger über das Wasser greift. Die Wippkranne fördern mit ihren Selbstgreifern die ankommende Kohle aus den Schiffen auf den Lagerplatz und füllen andererseits, wenn den Schiffen Bunkerkohlen zugeführt werden sollen, Kohlen vom Lagerplatz in die Bunker der Verladebrücke. Die Verladebrücke hat eine Stützweite von 21,4 m, einen wasserseitigen aufklappbaren Ausleger von 22,5 m und einen landseitigen Ausleger von 13 m Länge. Sie ist fahrbar und trägt zwei Bunker, die mit selbsttätigen Wiegeeinrichtungen vorgesehen sind. Aus diesen Bunkern wird die Kohle von einem Plattenband abgezogen und gelangt dann auf ein Förderband, das in einem langgestreckten fahrbaren Gerüst gelagert ist. Am wasserseitigen Ende des Förderbandes rutscht die Kohle durch ein kurzgliedriges ausziehbares Schüttrohr in die manchmal recht engen Luken der Schiffsbunker. Das Bandgerüst trägt auf der Wasserseite einen heb- und senkbaren Ausleger, damit man je nach der Höhenlage der Schiffsluken das Schüttrohr einstellen kann.

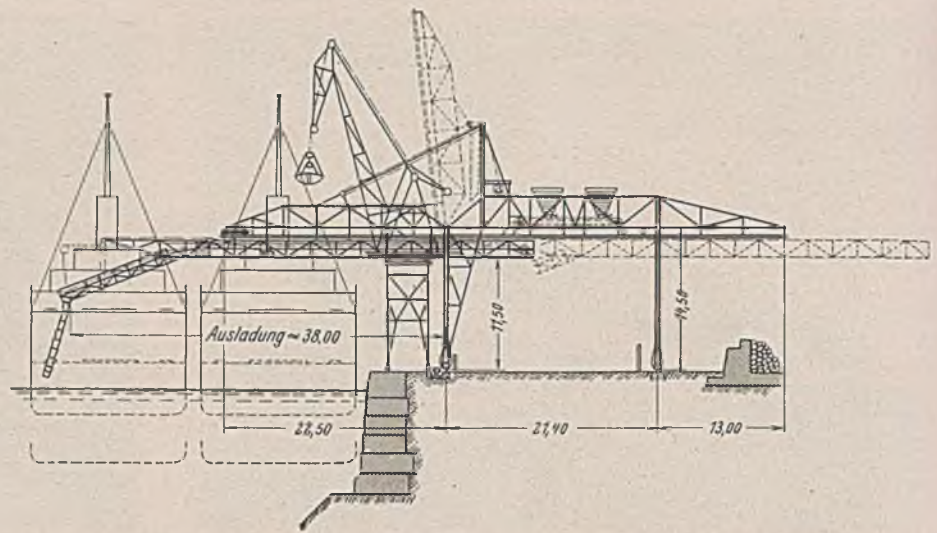


Abb. 5. Kohlenverladeanlage, bestehend aus zwei Wippkranen und einer Bandbrücke.

Das Bandgerüst kann auf einer Fahrbahn in der Ebene des Brückenträgeruntergurts bis hinter die Unterbauten der Wippkranne zurückgefahren werden, damit nach dem Hochziehen des aufklappbaren Brückenauslegers die Wippkranne an der Brücke vorbeifahren und auch die Seeschiffe am Kai unbehindert anlegen und abfahren können. Die Anlage steht auf einer langgestreckten Mole.

Die Laufschiene für die Wippkranne und für die Brücke liegen auf durchlaufenden Betonmauern. Der Schleifleitungskanal für die beiden Wippkranne und die Brücke liegt zwischen der landseitigen Kranfahrbahn und der wasserseitigen Brückenfahrbahn.

Alle Rechte vorbehalten.

Formeln und Tafeln zur Bemessung von Stützmauern.

Von Dipl.-Ing. Raimund Grabner, Königsberg (Pr).

1. Einleitung.

Für verschiedene Querschnittsformen von Stützmauern im trockenen Erdreich sowie für Ufermauern sind von Christiani¹⁾, Schäfer²⁾ und Nitzsche³⁾ bereits Bemessungsformeln entwickelt worden. In der vorliegenden Arbeit werden Bemessungsformeln und -tafeln für Stütz- und Ufermauern aufgestellt, die durch Erd- und Wasserdruck beansprucht sind. Es werden die folgenden beiden Fälle untersucht:

1. Ufermauern, die auf ihrer Rückseite durch Erd- und Wasserdruck und an der Vorderseite durch Wasserdruck belastet sind, wobei der Wasserspiegel zu beiden Seiten gleich hoch steht.
2. Stützmauern in Einschnitten, die den Grundwasserbereich durchschneiden. Die Mauern sind nur an der Rückenfläche durch Erd- und Wasserdruck belastet. Hierbei wird vorausgesetzt, daß die Mauern gegen das Eindringen von Wasser abgedichtet werden, so daß das Raumgewicht des Mauerwerks keine Verminderung durch den Auftrieb erfährt.

Da bei Erddruckberechnungen die der Rechnung zugrunde liegenden Werte des Raumgewichts, der Porenziffer und des Reibungswinkels meist nicht genau bekannt sind und daher eine genaue Durchführung der Berechnung nicht möglich ist, werden bei Aufstellung nachfolgender Tafeln vereinfachte Annahmen gemacht, die aber den Anforderungen der Praxis in vielen Fällen genügen.

2. Bezeichnungen und Grundlagen der Berechnung.

γ_e	t/m ³	Raumgewicht des trockenen Bodens,
γ_{en}	t/m ³	Raumgewicht des Bodens unter Wasser,
$x = \frac{\gamma_{en}}{\gamma_e}$	—	Verhältnis der Raumgewichte,
ρ	°	Reibungswinkel des Bodens,
λ	—	Erddruckbeiwert nach den Tafeln von Krey ⁴⁾ ,
γ_b	t/m ³	Raumgewicht des Mauerwerks,
$\gamma_{bn} = \gamma_b - 1$	t/m ³	Raumgewicht des Mauerwerks unter Wasser,
$n : 1$	—	Neigung der Ansichtsfläche der Stützmauer,
$m : 1$	—	Neigung der Rückenfläche der Stützmauer,
h	m	Höhe der Stützmauer,
d	m	Mauerstärke,
Δd	m	Änderung der Mauerstärke durch den Einfluß der Nutzlast,

¹⁾ Christiani, Eine Entwurfsformel für Stützmauern. Bauing. 1930, S. 673.

²⁾ Schäfer, Dimensionierungskurven für Erd- und Wasserdruckmauern, ihre Vorteile und ihr Nutzen. B. u. E. 1930, S. 331.

³⁾ Nitzsche, Bemessungsformeln für Stützmauern. B. u. E. 1932, S. 174.

⁴⁾ Krey-Ehrenberg, Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes, 5. Aufl. Berlin 1937, Wilh. Ernst & Sohn.

μ	—	Verhältnis der Wassertiefe zur Höhe der Stützmauer,
p	t/m ²	Nutzlast,
H	t	waagerechter Schub,
N	t	lotrechte Kraft.

Die Formeln werden für den aufgehenden Teil von Stützmauern aufgestellt, wobei der Berechnung ein dreieckiger Querschnitt zugrunde gelegt wird. Die Reibung zwischen Erde und Mauerwerk wird vernachlässigt, der Erddruck wird auf die durch die Hinterkante der Mauer gehende lotrechte Fläche bestimmt. Der Wasserdruck aber wird in seiner tatsächlichen Wirkungslinie senkrecht zur Rückenfläche der Mauer in Ansatz gebracht. Weiter wird angenommen, daß die trockene und die nasse Erde den gleichen Böschungswinkel haben.

Als Unbekannte wird der umgekehrte Wert der Neigung der Rückenfläche der Stützmauer gewählt, mit dessen Hilfe man die Stärke d der zu untersuchenden Mauerfüge aus Gl. (1) erhält:

$$(1) \quad d = \left(\frac{1}{m} + \frac{1}{n} \right) h.$$

Für die Ableitung der Formeln wird ebenes und unbelastetes Gelände angenommen. Der Einfluß der Nutzlast wird getrennt behandelt. Die Untersuchung wird für 1 m Mauerlänge durchgeführt.

3. Belastungsfall 1 (Abb. 1).

Die Mauer steht bis zur Höhe μh in Wasser. Da für beide Mauerseiten gleiche Wasserspiegellhöhe gewählt wurde, hebt sich die Wirkung des beiderseitigen Wasserdrucks auf. In Abb. 1 sind alle Einzelkräfte mit ihren Hebelsarmen eingetragen. Nach Zusammenzählen und Vereinfachung der Ausdrücke erhält man die Seitenkräfte der Mittelkraft und das Drehmoment um den Punkt 1.

Die Summe der waagerechten Kräfte ist gleich dem Erddruck:

$$(2) \quad E = \frac{1}{2} \gamma_e \lambda h^2 [1 - \mu^2 (1 - x)];$$

die Summe der lotrechten Kräfte beträgt:

$$(3) \quad N = \frac{h^2}{2m} [\gamma_e + \gamma_b - \mu(2 - \mu) - \mu^2(1 - x)\gamma_e] + \frac{h^2}{2n} [\gamma_b - \mu(2 - \mu)];$$

die Summe der Momente aller Kräfte um den Punkt 1 ist:

$$(4) \quad M_1 = \frac{h^3}{6m^2} [2\gamma_e + \gamma_b - \gamma_e(1 - x)(3 - \mu)\mu^2 + (1 - \mu)^3 - 1] + \frac{h^3}{2mn} [\gamma_e + \gamma_b - \gamma_e(1 - x)\mu^2 + (1 - \mu)^2 - 1] + \frac{h^3}{6n^2} [2\gamma_b - \mu(3 - \mu^2)] - \gamma_e \lambda \cdot \frac{h^3}{6} [1 - (1 - x)\mu^3].$$

Unter der Bedingung, daß der zu ermittelnde Querschnitt zugspannungsfrei sein soll, muß das Moment um den vorderen Kernpunkt Null werden:

$$(5) \quad M_k = M_1 - N \cdot \frac{h}{3} \left(\frac{1}{m} + \frac{1}{n} \right) = 0.$$

Nach Einsetzen der Gl. (3) u. (4) für N und M_1 erhält man die von der Mauerhöhe h unabhängige quadratische Gleichung für $\frac{1}{m}$:

$$(6) \frac{1}{m^2} [\gamma_e - \gamma_e (1-x) (2-\mu) \mu^2 - \mu (1-\mu)^2] + \frac{1}{m n} [2\gamma_e + \gamma_b - 2\gamma_b (1-x) \mu^2 - \mu (2-\mu)] + \frac{1}{n^2} [\gamma_b - \mu (1+\mu-\mu^2) - \gamma_e \lambda [1 - (1-x) \mu^3]] = 0.$$

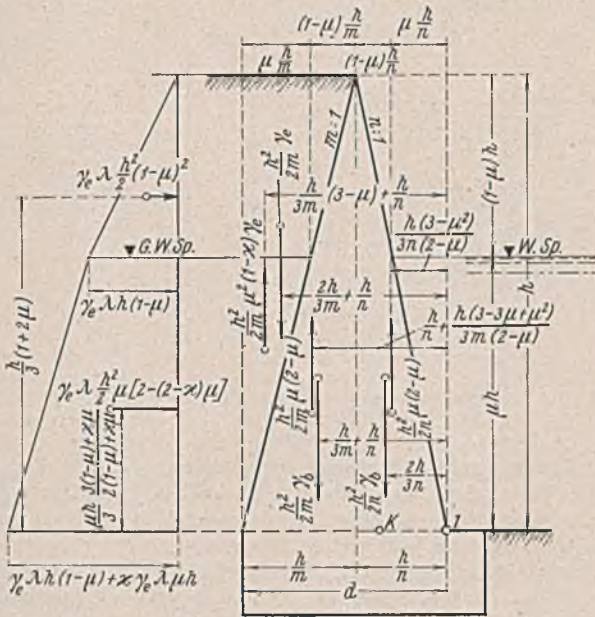


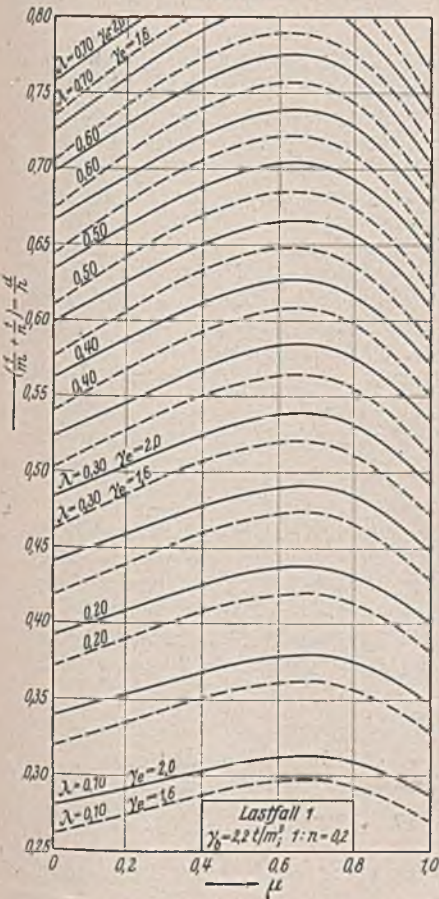
Abb. 1.

Auf Grund dieser Gleichung sind in Verbindung mit Gl. (1) die Tafeln 1 und 2 für die Neigungsverhältnisse $n:1 = 5:1$ und $\infty:1$ (oder $1:n = 0,2$ und $1:n = 0$) aufgestellt, wobei für x der Mittelwert $0,6$ gewählt wurde.

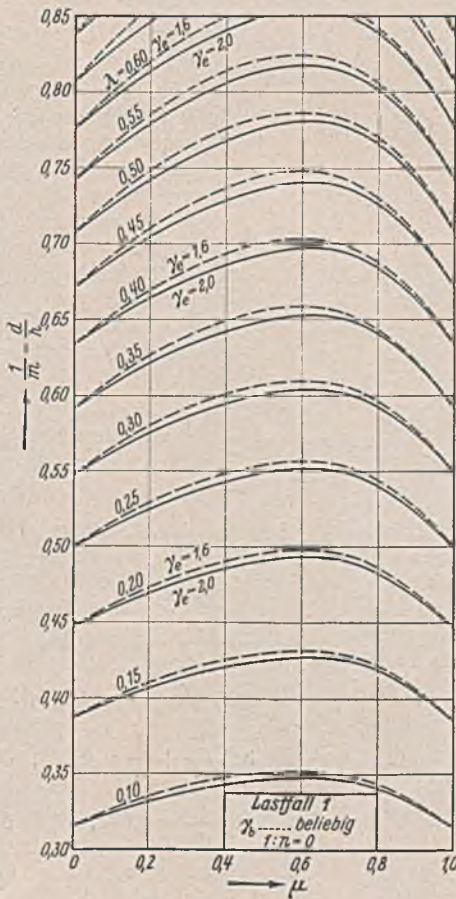
Sonderfälle.

a) Bei lotrechter Ansichtsfläche der Mauer ($n = \infty$) werden die Teile der Gleichung, in denen das Raumgewicht des Mauerwerks enthalten ist, gleich Null, da n im Nenner steht; die Mauerstärke ist also in diesem Fall unabhängig vom Raumgewicht der Mauer.

Tafel 1.



Tafel 2.



Zu diesem Ergebnis gelangt man auch ohne Rechnung, nur durch die Überlegung, daß die Schwerlinie der Mauer durch den Kernpunkt geht und daher keinen Beitrag zum Moment liefert.

b) Bei Stützmauern, die in trockenem Erdreich errichtet werden und die daher nur auf Erddruck zu untersuchen sind, wird $\mu = 0$. In diesem Falle lautet Gl. (6):

$$(6a) \frac{1}{m^2} + \frac{1}{m n} \left(2 + \frac{\gamma_b}{\gamma_e} \right) + \frac{1}{n^2} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_e} - \lambda = 0.$$

Wird auch hier $n = \infty$ gesetzt, so erhält man die einfache Gleichung:

$$(6b) \frac{1}{m} = \sqrt{\lambda},$$

die besagt, daß die Mauerstärke bei unbelastetem, trockenem Erdreich und lotrechter Vorderfläche nur vom inneren Reibungswinkel des Bodens abhängig ist, wenn die Mittelkraft aller Kräfte durch den vorderen Kernpunkt geht.

c) Reicht der Wasserspiegel gerade bis zur Mauerkrone — ein Belastungsfall, der für außergewöhnliche Hochwasser in Frage kommen kann —, wird $\mu = 1$ und man erhält für Mauern mit lotrechter Vorderfläche wieder Gl. (6b); diese Gleichung gilt daher nicht nur, wie unter b festgelegt, für trockenen Boden, sondern auch für Mauern, die bis zur Krone im Wasser stehen.

4. Belastungsfall 2 (Abb. 2).

Die Mauer wird einseitig durch Wasser- und Erddruck belastet. Ein Eindringen von Wasser in das Mauerwerk wird durch die vorhandene Dichtung verhindert.

Aus Abb. 2 erhält man die Summe der waagerechten Kräfte

$$(7) H = \frac{1}{2} \gamma_e \lambda h^2 [1 - \mu^2 (1-x)] + \frac{1}{2} h^2 \mu^2 \cdot \cos \alpha$$

sowie die Summe der lotrechten Kräfte

$$(8) N = \frac{h^2}{2m} [\gamma_e + \gamma_b - \gamma_e (1-x) \mu^2] + \frac{h^2}{2n} \cdot \gamma_b + \frac{h^2}{2} \cdot \mu^2 \cdot \sin \alpha$$

und das Moment um den Punkt 1

$$(9) M_1 = \frac{h^3}{6m^2} \{ 2\gamma_e + \gamma_b + (3-\mu) \mu^2 [\cos \alpha - (1-x) \gamma_e] \} + \frac{h^3}{2mn} \{ \gamma_e + \gamma_b + \mu^2 [\cos \alpha - (1-x) \gamma_e] \} + \frac{h^3}{3n^2} \cdot \gamma_b - \frac{h^3}{6} \cdot \mu^3 \cdot \cos \alpha - \gamma_e \lambda \cdot \frac{h^3}{6} [1 - (1-x) \mu^3].$$

Setzt man Gl. (8) u. (9) für N und M_1 in Gl. (5) ein, so erhält man nach Vereinfachung der Ausdrücke zur Bestimmung von $\frac{1}{m}$:

$$(10) \frac{1}{m^2} \{ \gamma_e + \mu^2 (2-\mu) [\cos \alpha - (1-x) \gamma_e] \} + \frac{1}{mn} \{ 2\gamma_e + \gamma_b + 2\mu^2 [\cos \alpha - (1-x) \gamma_e] \} + \frac{\gamma_b}{n^2} - \mu^3 \cdot \cos \alpha - \gamma_e \lambda [1 - (1-x) \mu^3] = 0.$$

Nach dieser Gleichung sind die Tafeln 3 und 4 aufgestellt worden. Hierzu ist zu bemerken, daß $\tan \alpha = \frac{1}{m}$ ist. Bei der Berechnung muß also α zuerst geschätzt und dann durch die Rechnung berichtigt werden. Für $n = \infty$ ist wie beim Belastungsfall 1 die Mauerstärke vom Raumgewicht des Mauerwerks unabhängig; für $\mu = 0$ gewinnt man wieder Gl. (6a) u. (6b).

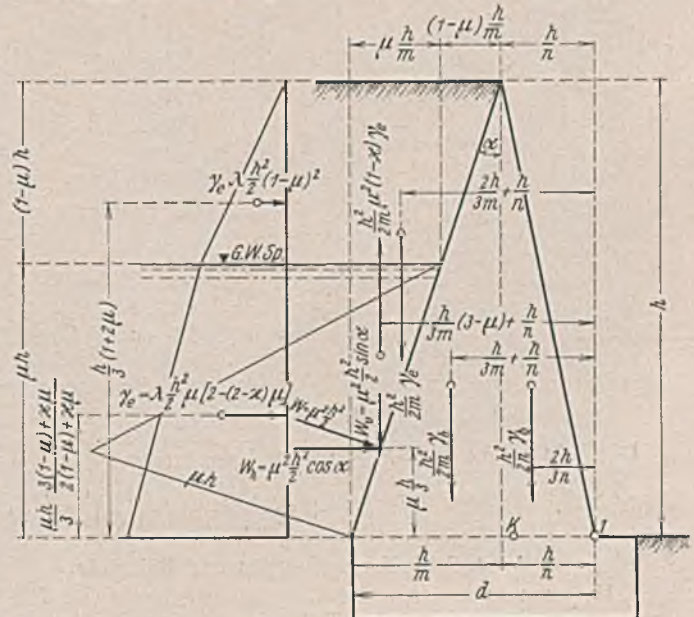


Abb. 2.

5. Der Einfluß von Nutzlasten.

Eine gleichmäßig verteilte Nutzlast $p \text{ t/m}^2$ erzeugt einen auf die ganze Höhe der Mauer gleichgroßen Erddruck $e = p \lambda \text{ t/m}^2$, der vom Raumgewicht der Erde unabhängig ist und daher auch im Bereiche des Grundwassers unveränderlich bleibt. Der zusätzliche Erddruck aus der Nutzlast beträgt auf die ganze Mauerhöhe

$$(1) \quad \Delta E = p h \lambda.$$

Der Zuwachs zur lotrechten Kraft ist

$$(2) \quad \Delta N = p \cdot \frac{h}{m}$$

der Zuwachs zum Moment um den Punkt 1

$$(13) \quad \Delta M_1 = p \cdot \frac{h^2}{m} \left[\frac{1}{2m} + \frac{1}{n} \right] - p \lambda \cdot \frac{h^2}{2}$$

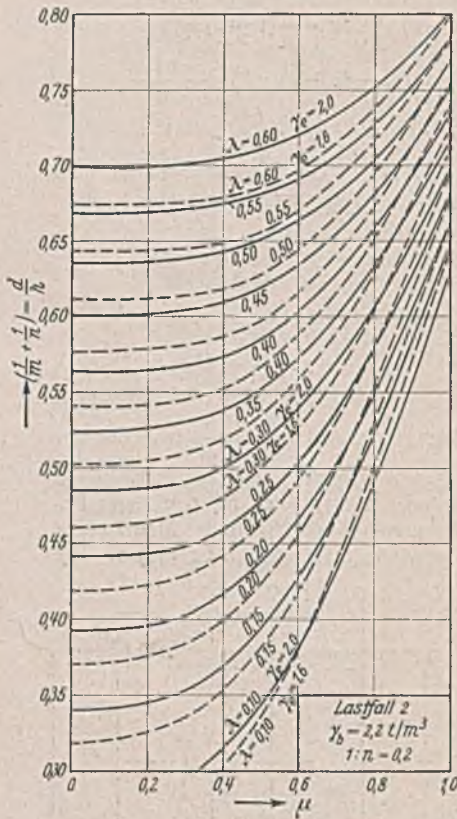
und entsprechend um den vorderen Kernpunkt

$$(14) \quad \Delta M_k = p \cdot \frac{h^2}{6m} \left[\frac{1}{m} + \frac{4}{n} \right] - p \lambda \cdot \frac{h^2}{2}$$

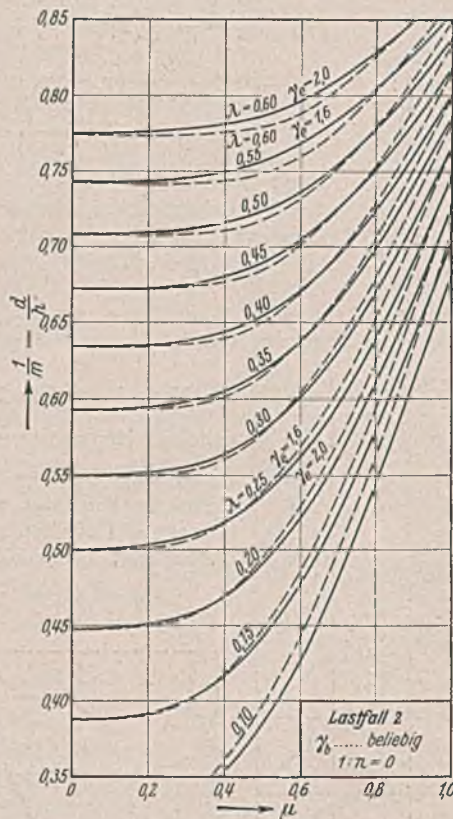
In Gl. (13) u. (14) kommt die Mauerhöhe h in der zweiten Potenz vor, während sie in Gl. (4), (5) u. (9) in der dritten Potenz erscheint. Bei Erweiterung der Gl. (6) u. (10) würden daher noch die beiden neuen veränderlichen Größen p und h vorhanden sein, wodurch die Aufstellung von Bemessungstafeln bedeutend erschwert werden würde. Um aber trotzdem die Abmessung von Stützmauern bei vorhandener Nutzlast rasch ermitteln zu können, wird im folgenden ein einfaches Näherungsverfahren gezeigt.

Man ermittelt die Abmessungen der gesuchten Stützmauer nach den Tafeln 1 bis 4 ohne den Einfluß der Nutzlast und bestimmt dann nur die Änderung der Mauerstärke Δd infolge der Nutzlast. Da auch nach dem Hinzutreten der Nutzlast Gleichgewicht vorhanden sein soll, muß die Summe der Momente der neu hinzutretenden Kräfte um den Kernpunkt gleich Null sein.

Tafel 3.



Tafel 4.



Bei der Aufstellung des Moments um den Kernpunkt muß jedoch beachtet werden, daß der Kernpunkt um das Maß $\frac{1}{3} \Delta d$ verschoben wird. Daher liefert auch die lotrechte Kraft, die aus Gl. (3) u. (8) ermittelt werden kann, einen Beitrag zum Moment. In Abb. 3 sind die Kräfte mit ihren Hebelsarmen eingetragen. Aus der Summe der Momente erhält man nach Vernachlässigung des quadratischen Gliedes der Gl. (15) für Δd :

$$(15) \quad \Delta d \left[2 d (p + \gamma_e h) - p \cdot \frac{h^2}{m} \left(\frac{1}{n} + \frac{1}{2m} \right) - N \right] + p \cdot \frac{h^2}{m} \left(\frac{2}{n} + \frac{1}{2m} \right) - \frac{3}{2} \cdot p \lambda h^2 = 0.$$

6. Schlußbemerkungen und Beispiele.

Hat man nach den oben entwickelten Formeln und Tafeln die Abmessungen des aufgehenden Teils einer Stützmauer festgelegt, so ist noch die Größe der Grundmauer zu ermitteln. Hierzu braucht man die

waagerechte und lotrechte Seitenkraft der Mittelkraft aller Kräfte, die man aus Gl. (2) u. (3) beim Lastfall 1 und entsprechend aus Gl. (7) u. (8) für den Lastfall 2 erhält, die aber auch durch unmittelbare Rechnung gewonnen werden können. Auf die Berechnung der Gründung selbst soll hier nicht näher eingegangen werden.

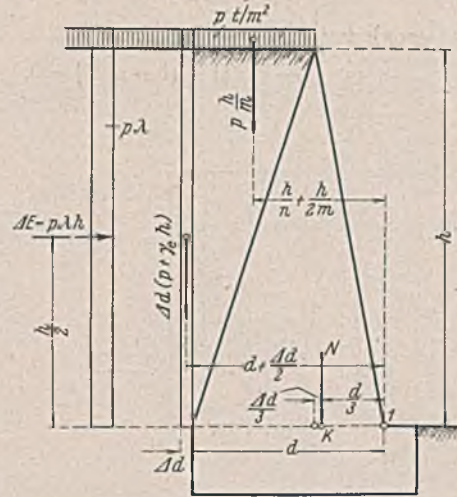


Abb. 3.

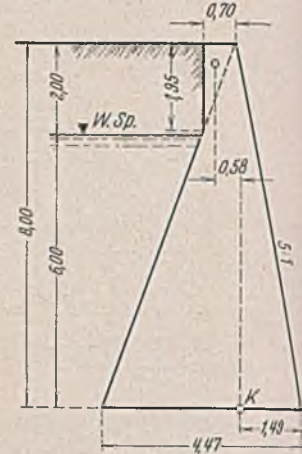


Abb. 4.

Abschließend sei noch darauf hingewiesen, daß die Formeln und Tafeln für einen dreieckigen Mauerquerschnitt aufgestellt worden sind, also streng genommen nur für einen gedachten Mauerwerkskörper gelten, da ja jede Mauer mit einer Mauerkrone ausgeführt wird. Der durch diesen Unterschied auftretende Fehler ist gering, da er nur durch den Unterschied der Raumgewichte des Mauerwerks und des Bodens entsteht. Der Fehler kann außerdem durch geeignete Ausbildung der Krone auf ein verschwindend kleines Maß herabgemindert werden. An zwei Beispielen sei die Anwendung der Tafeln erläutert.

Beispiel 1.

An einem 6 m tiefen Wasserbecken soll eine Ufermauer, deren Krone 2 m über den Wasserspiegel hinausragt und deren Ansichtsfläche unter 5:1 geneigt ist, erbaut werden. Das zu hinterfüllende Erdreich hat das Raumgewicht $\gamma_e = 1,85 \text{ t/m}^3$ und den Reibungswinkel $\varphi = 30^\circ$, dem $\lambda = 0,334$ entspricht. Das Verhältnis der Wassertiefe zur Mauerhöhe ist $\mu = \frac{6}{8} = 0,75$.

Aus Tafel 1 liest man für den Wert $\frac{1}{m} + \frac{1}{n} = 0,559$ ab, der die gesuchte Mauerstärke

$$d = 8 \cdot 0,559 = 4,472 \approx 4,47 \text{ m} \quad \text{liefert.}$$

Um über die Größe des Fehlers, der durch die Annahme eines dreieckigen Querschnitts im Vergleich zum tatsächlichen Mauerquerschnitt entsteht, einen Anhaltspunkt zu gewinnen, wird die Stützmauer mit einer Kronenstärke von 70 cm in Abb. 4 dargestellt und für diesen Querschnitt die Verschiebung des Angriffspunktes der Mittelkraft errechnet.

Die Summe der lotrechten Lasten für den Dreiecksquerschnitt ist nach Gl. (3): $N = 39,05 \text{ t}$, die Mehrlast der Mauerkrone beträgt $\frac{1}{2} \cdot 0,70 \cdot 1,95 (2,2 - 1,85) = 0,24 \text{ t}$ und das Moment um den vorderen Kernpunkt ist $M = 0,24 \cdot 0,58 = 0,14 \text{ tm}$. Somit ist die Verschiebung der Mittelkraft

$$c = \frac{0,14}{39,05 + 0,24} = 0,0036 \text{ m.}$$

Da die Berechnung der Mauerstärke in der Regel aber nur auf Zentimeter genau durchgeführt wird, so ist der Fehler belanglos.

Beispiel 2.

Eine 5 m hohe Stützmauer wird einseitig durch Erd- und Wasserdruck beansprucht. Der Wasserspiegel liegt 2 m unter der Erdoberfläche. Die Ansichtsfläche der Mauer soll unter 10:1 geneigt sein. Für die Erde sind die Werte $\gamma_e = 1,6 \text{ t/m}^3$ und $\varphi = 25^\circ$ ($\lambda = 0,406$) gegeben.

Da für die Neigung 10:1 keine Tafel vorliegt, bestimmen wir die Mauerstärke durch Zwischenrechnung aus den Tafeln 3 und 4. Für $\mu = \frac{3}{5} = 0,6$ ergibt sich aus

Tafel 3: $\frac{1}{m} + \frac{1}{n} = 0,598$; $d_1 = 5 \cdot 0,598 = 2,99 \text{ m}$ und aus

Tafel 4: $\frac{1}{m} = 0,677$; $d_2 = 5 \cdot 0,677 = 3,39 \text{ m}$.

Die Zwischenschaltung für $n:1 = 10:1$ ($1:n = 0,1$) liefert die gesuchte Stärke $d = 3,19 \text{ m}$.

Alle Rechte vorbehalten.

Maschinen und Geräte für den Baubetrieb und die Steigerung ihrer Leistungen.

Von Dipl.-Ing. Fr. Riedig, Zeulenroda-Unt. Haardt.

(Schluß aus Heft 10/11.)

Beim Zugbetrieb ist die Förderrichtung infolge der Gleise bis zu einem gewissen Grade starr und unbeweglich. Ferner bestehen beim Zugbetrieb Grenzen in den Steigungen. Von diesen Erscheinungen ist der gleislose Förderbetrieb unabhängig, der in Amerika bereits weit verbreitet ist, und jetzt auch bei uns anfängt sich einzuführen. Die Geräte des gleislosen Förderbetriebs sind Flachbagger und geländegängige Förderwagen⁴⁾.

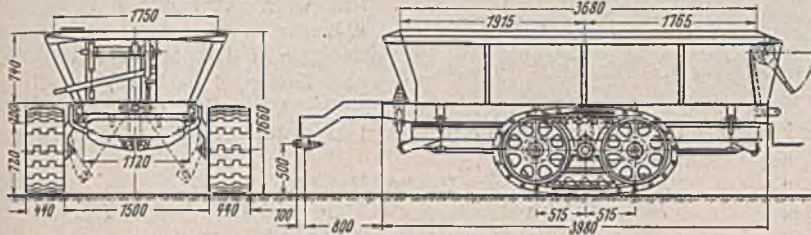


Abb. 13. Raupenwagen (R. Dolberg AG).

Zum Abtragen von Bodenschichten geringer Mächtigkeit, zum Fördern über Strecken bis etwa 50 m und zum Einebnen dient die Planierraupe der Menck & Hambrock G. m. b. H. oder der Famo-Werke, bei der vor einem Raupenschlepper ein Brustschild zum Abnehmen und Fördern des Bodens angebracht ist. Eine Planierraupe leistet bei Strecken von 10 bis 15 m in gewachsenem Boden 60 bis 20 m³/h und in losem Boden 90 bis 30 m³/h.

Geländegängige Fahrzeuge zum Fördern von gelöstem Boden über Strecken bis etwa 500 m sind die Raupenwagen der Menck & Hambrock G. m. b. H. oder der R. Dolberg AG. (Abb. 13), bei denen das Entladen durch Bodenklappen während des Fahrens geschieht. — Zu dieser Gruppe von Geräten gehört ferner der Schürfwagen von Menck & Hambrock G. m. b. H., der den Boden abnimmt, über eine größere Strecke fördert und wieder anschüttet. Nach den vorliegenden Erfahrungen leistet ein Schürfwagen (4 m³) in losem Boden je nach der Förderstrecke von 50 bis 1000 m 310 bis 75 m³/Schicht. Liegt die Förderstrecke im Gefälle, so steigt die Leistung weiter.

Zum Abhobeln und Einebnen von Sand-, Kies- und Schotterstraßen dient der Straßenhobel von Heinrich Frisch⁵⁾. Beim Aufreißen ergeben sich mit diesem Gerät Leistungen von etwa 13 000 m²/8 h.

Der Leistungsfähigkeit der Flachbaggergeräte waren bisher durch die Motorleistungen von 50 oder 60/65 PS der zugehörigen Raupenschlepper

Grenzen gezogen. Durch einen Raupenschlepper mit einem Motor von 100 PS Leistung (Famo-Werke⁶⁾) läßt sich dagegen die Bodenleistung steigern. Die Zugkraft am Haken des Schleppers beträgt bis 8,5 t.

In der weiteren Entwicklung der gleislosen Fördermittel entstanden kürzlich ein Motorhinterkipper und ein Motorkran⁷⁾ (Max Hensel), deren Bauarten den besonderen Verhältnissen auf Baustellen angepaßt sind. Der Hinterachs Antrieb mit dem vorgeschalteten Ausgleichgetriebe weicht von dem sonst im Kraftwagenbau üblichen Antrieb ab.

Bodenbewegungen und Förderungen von Massengütern aller Art lassen sich durch Förderbänder vornehmen, die in einfachster Art sich umstellen und von einer Stelle zur anderen bringen lassen. Die neueren Förderbänder, deren Leistungen infolge der Steigerung der Bandgeschwindigkeiten erhöht werden konnten, sind entweder auf Rädern fahrbar oder infolge von besonderen baullichen Durchbildungen (geringe Gewichte) tragbar.

Die fahrbaren Förderbänder eignen sich zum raschen Umstellen selbst auf schwierigem Gelände. Ein Förderband dieser Bauart der Bleichert-Transportanlagen G. m. b. H. (Abb. 14) mit Rohr-

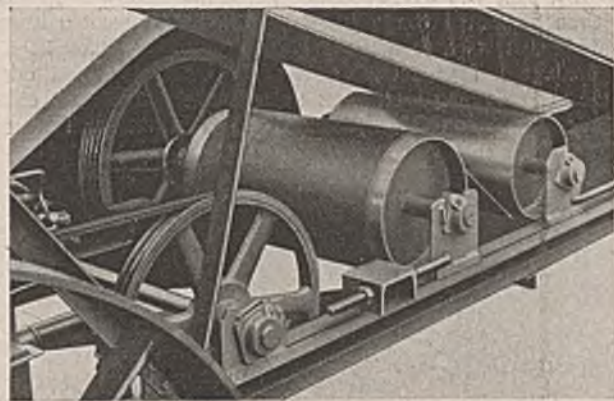


Abb. 15. Antrieb des Gurtes eines fahrbaren Förderbandes. Die Keilriemen- und Spannrollenwellen laufen in Einheits-Einstecklagern (Bleichert).

verbreitungen des Auslegers ist mit einer Druckwasserverstelleinrichtung für den Ausleger versehen, die durch nur einen Mann bedient wird. Der Antrieb des Gurtes geschieht durch einen Elektro- oder Dieselmotor über Keilriemen und Spanntrommeln (Abb. 15). Die Achsen der Vorgelege und Spanntrommeln laufen in Einheits-Einstecklagern. Um

⁴⁾ Bautechn. 1935, Heft 1, S. 17, ferner 1936, Heft 13, S. 204.

⁵⁾ Bautechn. 1938, Heft 30, S. 396.

⁶⁾ Bautechn. 1940, Heft 55, S. 645.

⁷⁾ Bautechn. 1940, Heft 40/41, S. 475.



Abb. 14. Fahrbare Förderbänder in schwierigem Gelände (Bleichert).



Abb. 16. Förderbandreihe aus versetzbaren Förderbändern (Bleichert).

eine genügend große Förderleistung zu erreichen, wird der 0,5 m breite Gurt mit einer Geschwindigkeit von 1,3 m/sek bewegt. Die Räder sind um ihre Befestigungen an der Rohrachse schwenkbar, so daß das Band auch leicht seitlich verfahren werden kann. — Ein Steilband von Wilh. Stöhr eignet sich zum Fördern bis zu 42° Neigung, wobei das Band Leistungen bis 100 m³ aufweist. — Ein weiteres Steilband hat einen U-Gurt (Bleichert), dessen gewölbter Rand das Fördergut am Zurückrutschen hindert. Das Band von 10 m Achsabstand und 0,4 m Gurtbreite entspricht in der Abwurfhöhe und Leistung einem gewöhnlichen, fahrbaren Förderband mit 15 m Achsabstand und mit einem Muldengurt von 0,5 m Breite.

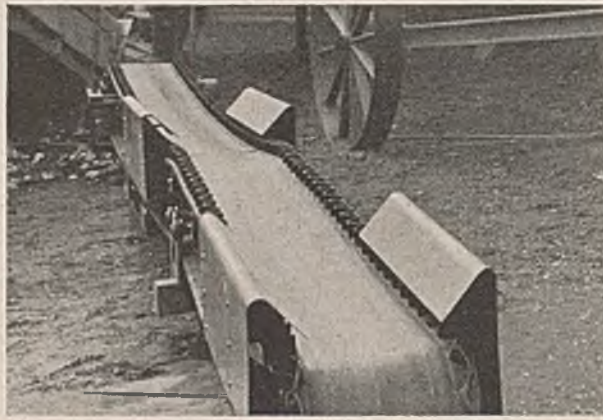


Abb. 17. Leichtes, tragbares Förderband mit U-Gurt (Bleichert).

Zum Überwinden größerer Entfernungen dienen die versetzbaren und aneinander kuppelbaren Förderbänder von Bleichert (Abb. 16), bei denen die Verbindungsstellen nur durch Bolzen mit Muttern gekuppelt und gelöst werden⁹⁾. Da die Verbindungen in der senkrechten Ebene gelenkig sind, paßt sich eine Förderbandreihe innerhalb gewisser Grenzen den Bodenunebenheiten von selbst an. In der waagerechten Ebene sind die Verbindungen starr, so daß der Gurt nicht schief laufen kann. Zum Antrieb dient ein Trommelmotor, der ein einzelnes Band oder eine Bandstraße in Bewegung setzt. — Bei einer weiteren Bauart eines versetzbaren Förderbandes von Gebr. Eickhoff sind die einzelnen Teile nur 3 m lang, so daß sie sich leicht versetzen lassen.

Straßenwalzen hatten den Nachteil, daß beim Fahren der Walzgrund auswich und die sich bildenden Erhöhungen so weit verdichtet wurden, daß die Walzen darüber hinwegfahren. Wurden diese Stellen nochmals befahren, so blieben die Erhöhungen bestehen. Die Unebenheiten werden durch die neueren Walzen vermieden, da entweder der Gegendruck des zweiten Walzenrades aufgehoben oder das Gewicht der Walze der Größe der einzelnen Schüttelle angepaßt wird. Auf dieser Grundlage sind z. B. die neueren Motorwalzen der Maschinenbau u. Bahnbedarf AG. vorm. Orenstein & Koppel (Abb. 18) aufgebaut (Zahlentafel 15). Die Fahrgeschwindigkeit beträgt 1,2 bis 7,8 km/h.

Zahlentafel 15.
Motorwalzen der Maschinenbau und Bahnbedarf AG.
vorm. Orenstein & Koppel in Berlin.

Bezeichnung	W 6	W 6	W 8	W 10
Dienstgewicht ($\pm 5\%$) t	6	6	8	10
Motorleistung PS	22	33	33	33
Einheitsdruck mit Ballast vorn . . . kg/cm ²	24	25	32	37
hinten . . . kg/cm ²	68	69	66	72
Achsstand m	2,4	2,4	2,4	2,4



Abb. 18. 6-t-Motorwalze (MBA).



Abb. 19. Motorwalze mit Straßenfahrwerk (Kemna).

Wenn die versetzbaren Förderbänder und Bandstraßen zu schwer sind, kann man die leichten, tragbaren Förderbänder von Bleichert einsetzen (Abb. 17), die in kürzester Zeit auf- und abgebaut werden können und nur sehr wenig Platz beanspruchen. Eine Bandstraße wird aus einzelnen Stücken mit Längen von 2,5 bis 6 m zusammengesetzt, deren Gewichte trotz der Starrheit der Gerüste so gering sind, daß z. B. ein 6 m langes Bandstück durch zwei Mann getragen werden kann. Zum Aufbau einer Bandstraße von 30 bis 40 m Länge sind 10 bis 15 min nötig. Diese kurze Zeit bedeutet auch eine Leistungssteigerung, da für die Bewertung einer Einrichtung auch die Zeit für den Auf- und Abbau eine Rolle spielt.

Einrichtungen für Bodenverdichtungen.

An die Bewegung der Massen schließt sich im Erdbau die Verdichtung an, für die es zahlreiche Einrichtungen gibt.

Die älteste Art des Verdichtens ist das Walzen, für das es ursprünglich zwei Geräte gab. Für das Verdichten von sandgebundenen Steinschlag kam die Dreiradwalze und für das Verdichten von plastischen Belägen die Tandemwalze in Betracht. Die älteren

Um eine möglichst gleichmäßige Verdichtung unmittelbar zu erzielen, sind an der 12-t-Motorwalze von Carl Kaebler G. m. b. H. an den Hinter- und Vorderrädern Gürtelbandagen angebracht worden (Koppisch), deren Schuhe bei einem Hinterachsdruck von 12 t einen Bodendruck von 1,5 kg/cm² ausüben. Mit einer Walzgeschwindigkeit von 1,5 km/h mit vierfacher Überdeckung der Spuren hat man Leistungen von 2400 m²/8 h erzielt.

Den gestellten Anforderungen werden auch andere Bauarten von Motorwalzen gerecht, z. B. von J. Kemna, Ruthemeyer, Zettelmeyer, Schwartzkopf, W. & J. Scheld, Henschel & Sohn usw. — Die Forderung nach Leistungssteigerung brachte kürzlich in Deutschland eine Vereinheitlichung aller Walzenarten. Von den Motorwalzen sollen die Einradwalzen mit und ohne Lenkrad nur noch mit Grundgewichten von 1, 2, 3 und 4 t, die Tandemwalzen mit Grundgewichten von 5 t und die Dreiradwalzen mit Grundgewichten von 4, 6, 8, 10 und 12 t gebaut werden. Für Bauarbeiten in anderen Ländern sind aber auch von der Norm abweichende Bauarten je nach den mit den Walzen zu erfüllenden Bedingungen möglich.

Um die Walzen möglichst rasch von einer Arbeitsstelle zur anderen befördern zu können, sind Laufwerke entwickelt worden. Laufwerke zum Befördern der Walzen auf Schienen kommen beim Gleisbettungsbau in

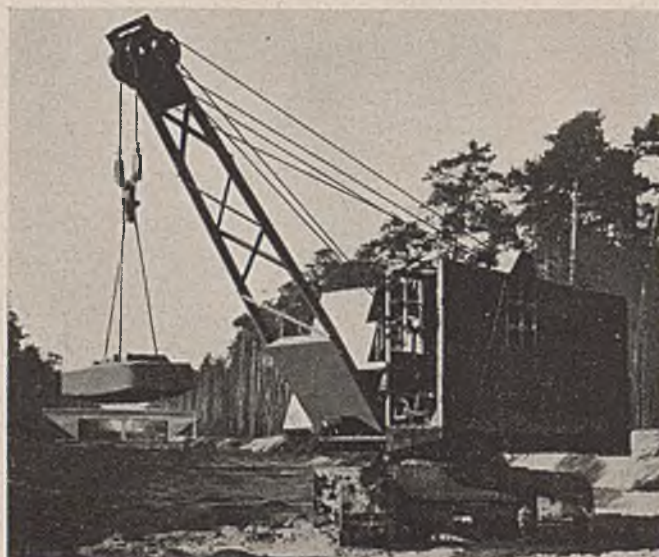


Abb. 20. Umbauform als Stampfer eines Löffelbaggers (MBA).

⁹⁾ Bautechn. 1938, Heft 20, S. 259.



Abb. 21. Dreirad-Motorwalze mit Stampfeinrichtung (Scheid).



Abb. 22. Raupenschlepper mit Stampfausrüstung (Hanomag).

Betracht. Durch Straßenlaufwerke werden nicht nur die Straßendecken, sondern auch die Walzenräder der Maschinen geschont. Für Straßenfahrten können z. B. die Walzen von 3 und 5 t Grundgewicht von J. Kemna mit vier gummibereiteten Straßenlaufrädern versehen werden (Abb. 19). Beim Fahren mit dem Straßenlaufwerk wird nur das rechte Hinterrad über eine Rollenkette vom Walzenmotor angetrieben. Die übrigen drei Räder drehen sich entsprechend den Krümmungshalbmessern in Kurven lose auf den Achsen. Die hinteren Straßenlaufräder werden, wenn man walzen will, nach hinten abgezogen. Die vorderen Straßenlaufräder lassen sich ebenfalls abziehen oder hoch schwenken oder mit ihren Haltern leicht abbauen. Mit dem Straßenlaufwerk wird die Fahrgeschwindigkeit in allen Gängen etwa verdoppelt.

Eine weitere Art des Verdichtens ist das Stampfen, für das die Stampfausrüstungen der Umbaubagger, die Druckluftstampfer oder die Explosionsstampfer, zur Verfügung stehen. Bei den Umbaubaggern, z. B. der MBA (Abb. 20), sind die Stampfgewichte je nach den Größen der Bagger verschieden schwer und die Abmessungen anders (Zahlentafel 16).

Zahlentafel 16.

Umbaubagger mit Stampfausrüstung der Maschinenbau und Bahnbedarf AG. in Berlin.

Baggerbezeichnung	L 1	L 3	6	9
Stampfgewicht t	1,5	2,0	2,5	3,0
Länge des Auslegers m	4,72	5,5	5,5	5,5
Dienstgewicht t	12,8	25	32,5	47

Die Umbauform als Stampfer der Demag AG. hat im Verdichten von Böschungen eine neue Anwendungsform gefunden⁹⁾. Das sonst für das Stampfen auf ebenen Schüttungen dienende Stampfgewicht wird durch ein zusätzliches Seil, das auf der zweiten Trommel der Hauptwinde aufgewickelt wird, so geführt, daß es im Kreisbogen um die Trommelmittellinie bewegt und an die jeweils vorgesehene Böschungsstelle gebracht wird.

Um den Stampfbagger als Verdichtungsgerät zu ersetzen und für andere Arbeiten als Bagger frei zu bekommen, hat man auch eine Verbindung von zwei Geräten versucht. Zunächst brachte W. & J. Scheid an einer Motorwalze eine Stampfeinrichtung an (Abb. 21), mit der der vorgewalzte Boden weiter verdichtet wird. — Eine weitere Einrichtung ähnlicher Art ist der 50 PS-Raupenschlepper der Hanomag mit einer 2-t-Stampfeinrichtung an einem Ausleger (Abb. 22). Durch diese Zusatzeinrichtung erhält der Raupenschlepper, der bei der schienenlosen Förderung von Bodenmengen bereits eine Rolle spielt, eine weitere Verwendungsmöglichkeit.

Während die Druckluftstampfer, z. B. der Flottmann AG., zum Festlegen geringer Dicken bei Straßenbelagen verwendbar sind, eignen sich die Explosionsstampfer¹⁰⁾ der Delmag-Reinh. Dornfeld zum Verdichten von Schüttungen aller Art. Die Explosionsstampfer werden in drei Größen mit 500, 1000 und 2500 kg Gewicht gebaut und ergeben Leistungen bis 1200 m²/Tag.

Durch Rütteln (Schwingungen) wird der Boden durch die Schwingungsrüttler

verdichtet. Hierfür gibt es neuere Bauarten, z. B. den leichten, beweglichen Schwingungsverdichter des Losenhausenwerks AG.¹¹⁾ mit Antrieb durch einen Dieselmotor und mit einer Leistung von 100 bis 200 m²/h, den Raupen-Schwingungsverdichter von Heinrich Frisch¹²⁾ mit Benzinmotorantrieb und einer Leistung von 125 m²/h und den Elektro-Rüttelstampfer von Robert Wacker KG.¹³⁾ für eine Leistung von 60 m²/h, ferner den Rüttelstampfer von Richter & Nordmeyer G. m. b. H. mit Antrieb durch einen 2,5-PS-DKW-Motor.¹⁴⁾

Mischer für Beton und bituminöse Gemische.

Für den gesamten Baubetrieb haben die Betonmischer eine große Bedeutung, so daß man sich, obwohl die Entwicklung der Betonmischer zu einem gewissen Abschluß gekommen zu sein schien, neuerdings wieder der Frage der Bauart zugewendet hat. Untersuchungen in dieser Richtung hatten die Frage der geeigneten Leistungs- und Ausführungsnormen zum Ziele. Die Mischer wurden auf sieben Größen für 75, 150, 250, 500, 1000, 1500 und 3000 l Trommelinhalt festgelegt. Ferner normte man eine Reihe von baulichen Einzelteilen, um Schwierigkeiten in der Beschaffung von Ersatzteilen zu beheben und die Herstellung zu vereinfachen. In den äußeren Formen bestehen für verschiedene Verwendungszwecke mehrere Sonderbauarten von Mixchern. Hierzu gehört z. B. der Bankettmischer auf Raupen der Jos. Vögele AG. mit einem Förderbandausleger, durch dessen Länge man beide Bankette beim Straßenbau bestreichen kann. Die Mischtrommel hat einen Inhalt von 500 l. Die Fahrgeschwindigkeit beträgt 12 m/min. Einen ähnlichen Mischer baut auch Otto Kaiser (Abb. 23).

Eine andere Bauart für die Decken auf Betonstraßen ist der Brückenmischer. Bei dem Brückenmischer des Hüttenwerks Sonthofen z. B. (Abb. 24) enthält die Brücke, die die Straße überspannt, außer der Mischtrommel und einem Aufzug noch einen Verteilkübel, mit dem der Beton über die Straßenbreite verteilt wird. Bei den meisten Bauarten von Brückenmischern läßt sich für verschiedene Straßenbreiten die Brücke verkürzen oder verlängern. — Leicht ortsveränderliche Mischer fahren auf luftbereiften Rädern¹⁵⁾ (Otto Kaiser).

¹¹⁾ Bautech. 1939, Heft 19, S. 268.
¹²⁾ Bautechn. 1937, Heft 37, S. 480.
¹³⁾ Bautechn. 1936, Heft 54, S. 794.
¹⁴⁾ Bautechn. 1940, Heft 42, S. 492.
¹⁵⁾ Bautechn. 1939, Heft 19, S. 268.

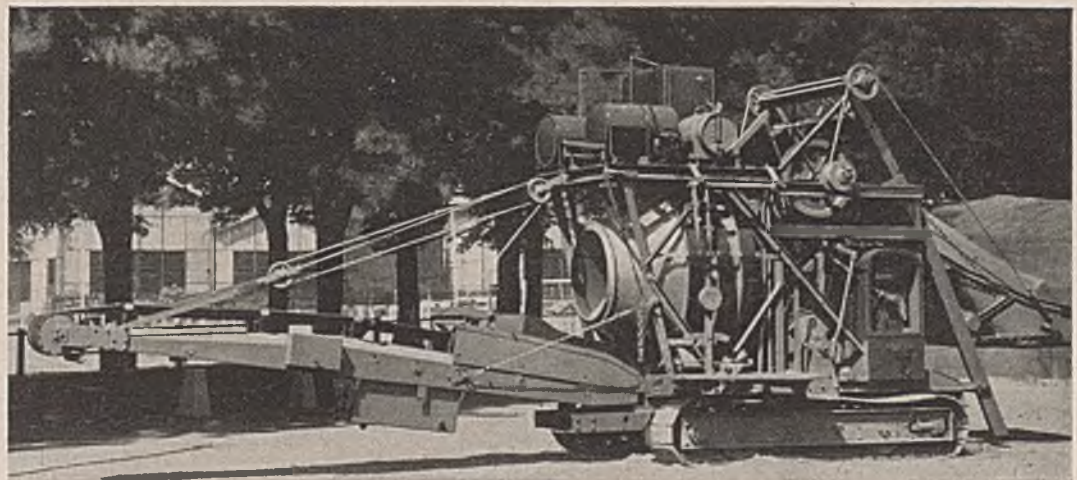


Abb. 23. Bankett-Betonmischer auf Raupen (Kaiser).

⁹⁾ Bautechn. 1940, Heft 18, S. 260.

¹⁰⁾ Bautechn. 1939, Heft 18, S. 260.

Zum Mischen von Beton, der durch Pumpen weitergefördert wird, oder zum Mischen großer Betonmengen, z. B. beim Bau der Staumauer bei Hohenwarte i. Thür., haben sich die ununterbrochen arbeitenden Mischer von G. Anton Seelemann & Söhne¹⁶⁾ oder der Jos. Vögele AG. bewährt. Wie auch bei den Mixern mit absatzweiser Beschikung sind auch bei den ununterbrochen arbeitenden Mixern die Einrichtungen so getroffen, daß die Betonzusammensetzung während der Dauer eines Baues gleichbleibend eingehalten wird.

Die Güte des Teer- und Asphaltbetons hängt nicht nur von der richtigen Bemessung, sondern auch vom gleichmäßigen Vermischen der einzelnen Bestandteile und Körnungen der Steinmasse und vom gleichmäßigen Umhüllen mit dem Bindemittel ab, so daß die ganze Bauart eines Mixers für das richtige Gelingen einer bituminösen Mischung maßgebend ist. Es kommen zwei grundsätzliche Zwangsmischerbauarten in Betracht: der Flügel- oder Paddelmischer (Herm. Ulrich, C. Ningen, Albrecht Reiser, Eduard Linnhoff, Gustav Eirich G.m.b.H.) und der Planmischer. An dem Planmischer von W. & J. Scheid (Abb. 25) z. B. drehen sich in dem feststehenden Trog die Mischwerkzeuge um eine senkrechte Hauptachse. Die Mischwerkzeuge sind einmal Ablenker zum Verschieben des Mischgutes in der Richtung des Halbmessers und dann Mischkreuze, die sich um ihre Befestigungsachsen drehen und eine durchgreifende Durchwirbelung des Mischgutes bewirken. Wegen der zahlreichen Bewegungen des Mischgutes dauert das Mischen nur wenige Sekunden. — Damit das Mischungsverhältnis und die Mischzeit genau eingehalten werden, sind an den meisten Mixern selbsttätige Abmeß- und Überwachungs-einrichtungen angebracht. Außerdem sind Temperaturmesser eingebaut, an denen die Wärmegrade der Bestandteile abgelesen werden können.

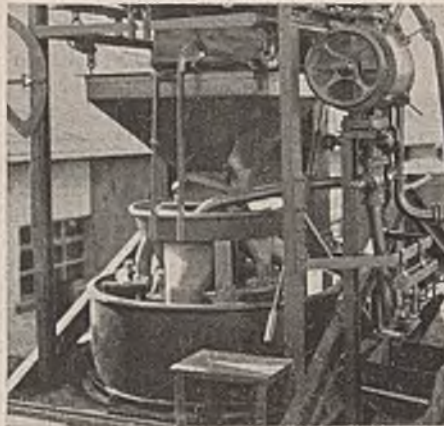


Abb. 25. Planmischer für bituminöse Gemische (Scheid).

Einrichtungen zum Einbringen von Gemischen.

Wird der Beton an einer gemeinsamen Stelle erzeugt, so kommen zum Fördern nach den Betonierstellen hauptsächlich Muldenkipper, Lastwagen mit offenen Kübeln, Lastwagen mit Liefermischern, Förderbänder, Gießtürme, Kabelkrane oder Betonpumpen in Betracht.

Von den Förderarten ist bis jetzt bei uns das Einbringen des Betons durch Lastwagen mit Liefermischern am wenigsten entwickelt. Die Schwierigkeiten in der Gestaltung der Liefermischer liegen in der Hauptsache im Antrieb der Mischtrommel während der Fahrt und in dem verhältnismäßig hohen Gewicht des Lastwagenaufbaues. Die Jos. Vögele AG. hat zwar bereits mehrfach die Liefermischer gebaut¹⁷⁾. Die Einrichtungen waren aber für Baustellen des Auslandes bestimmt.

Große Fortschritte wurden im Bau und in der Anwendung der Betonpumpen erzielt. Die Betonpumpen mit getrennten Ein- und Auslaßventilen der Torkret G.m.b.H. werden nach den Angaben der Zahlentafel 17 gebaut.

Zahlentafel 17.

Betonpumpen der Torkret G. m. b. H. in Berlin.

Förderweite m	Förderhöhe m	Lieferleistung m ³ /h	Kraftbedarf PS
bis 250	bis 40	12—18	30—40
bis 250	bis 35	20—25	—

Die Betonpumpen von Otto Kaiser (Abb. 26) mit nur einem Steuer-ventil leisten 10 oder 15 m³/h. An den neueren Pumpen wird das Steuerventil durch ein verbessertes Gestänge gesteuert, durch das der

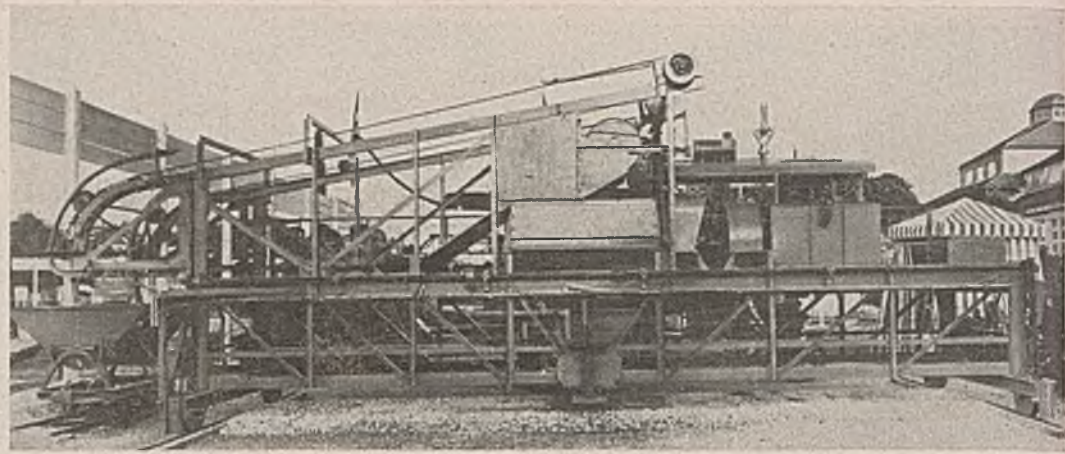


Abb. 24. Brückenmischer mit Verteileinrichtung für Betondecken (Sonthofen).

Drehschieber rasch und geräuschlos verstellt wird. Die Förderhöhe kann bis 35 m und die Förderweite bis 200 m betragen.

Beeinflusst werden die Lieferleistungen der Betonpumpen und die Wirtschaftlichkeit des Betriebes durch die Beschaffenheit der Maschinen. Nicht jede Betonart läßt sich durch Pumpen fördern. Als äußerste Grenze rechnet man 300 kg Zement für 1 m³ Sand und Kies. Über 300 kg/m³ Zement kann der Zementgehalt unbegrenzt sein, soweit er überhaupt für die Betonbereitung in Betracht kommt.

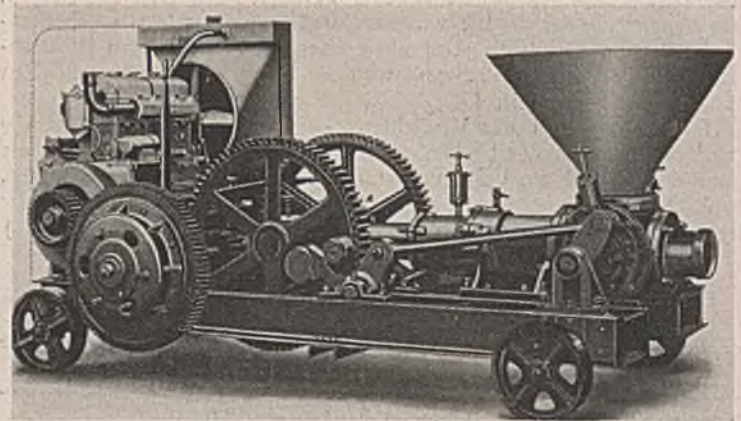


Abb. 26. Betonpumpe mit einem Steuer-Drehschieber (Kaiser).

Verdichtungsgeräte für Beton.

Von den üblichen Verdichtungseinrichtungen für Beton, wie Stampfer und Rüttler, verlangt der Straßenbau besondere Formen, um die Bauleistungen zu vergrößern und das Fertigstellen der Betondecken zu beschleunigen. Aufgebaut sind die Straßenfertiger auf zwei grundsätzlichen Verdichtungsarten. Bei der einen Art wird das Verdichten des Betons durch Stampfen mit einer Bohle oder Hämmern (Dinglerwerke AG.) und bei der anderen Art durch Schwingungsvorrichtungen (Oberflächenrüttler) vorgenommen. Für beide Gruppen bestehen etwa zehn verschiedene Ausführungen, die sich teilweise grundsätzlich voneinander unterscheiden oder Vereinigungen der einen mit der anderen Art darstellen. Bei den Schwingungsverdichtern werden die verdichtenden Teile entweder durch Schwingbohlen (Jos. Vögele AG.) oder durch schwingende, umlaufende Walzen gebildet¹⁸⁾ (W & J. Scheid, Otto Kaiser). Außer den großen Geräten, die über die ganze Straßenbreite arbeiten, gibt es noch zahlreiche leichtere Bauarten von Schwingungsfertigern¹⁹⁾, z. B. von Heinrich Frisch, Robert Wacker usw. Alle Schwingungsfertiger arbeiten mit Schwingungszahlen von 3000 oder 2800 Schwingungen/min. — Zusatzeinrichtungen an den Straßenfertigern sorgen für ein Schließen und Glätten der Deckenoberflächen.

Im allgemeinen scheint sich die Schwingungsfertigung beim Straßenbau einzuführen, weil man bei dieser Herstellung der Betondecken nach dem Fließverfahren arbeiten kann. Fließfertigung bedeutet nicht nur eine Steigerung der Güte und der Zweckmäßigkeit, sondern auch eine Steigerung der Fertigkeit, auf die es heute hauptsächlich ankommt.

Im Baubetrieb werden noch zahlreiche andere Maschinen und Geräte verwendet (Lagermittel, Waagen, Druckluftgeräte, Schweißvorrichtungen, Wasserpumpen, Fahrzeuge, Krane, Siebeinrichtungen, Ausbesserungsgeräte usw.), die teilweise einen gewissen Abschluß der Entwicklung erreicht haben und hier nicht erörtert werden sollen.

¹⁶⁾ Bautechn. 1938, Heft 9, S. 102.

¹⁷⁾ Bautechn. 1937, Heft 23, S. 308.

¹⁸⁾ Bautechn. 1936, Heft 40, S. 598.

¹⁹⁾ Bautechn. 1937, Heft 32, S. 428.

Alle Rechte vorbehalten.

Professor Dr.-Ing. F. Hartmann 65 Jahre alt.

Am 29. März d. J. vollendet Dr.-Ing. Friedrich Hartmann, Professor für Stahlbau an der Technischen Hochschule in Wien, sein 65. Lebensjahr. In Troppau (Schlesien) geboren, bezog er 1894 die Deutsche Technische Hochschule in Brünn, wo er — ein Schüler des vor kurzem verstorbenen Altmeisters des Brückenbaues Josef Melan — das Bauingenieurwesen studierte und im Jahre 1901 die Diplomprüfung ablegte. Nach zwei Assistentenjahren bei Melan und einem Praxisjahr in der Wiener Brückenbauanstalt I. Grödl trat er in die Dienste der Zöp-tauer und Stefanauer Bergbau- u. Eisenhütten AG., wo er bald zum Leiter der Brückenbauanstalt vorrückte. Dieses Wirken in Zöptau (Mähren), das bis Ende 1915 währte, erfuhr in den Jahren 1906/07 eine Unterbrechung, als Hartmann einem Rufe nach Wien folgte und als Oberingenieur in der Brückenbauanstalt Waagner, Biro & Kurz arbeitete. Im Weltkrieg rückte Hartmann zum österr. Eisenbahnregiment ein und lehrte — 1917 zum Hauptmann befördert — an der Technischen Militärakademie in Mödling.



Seit Anfang 1916, also seit mehr als 25 Jahren, ist Hartmann ordentlicher Professor des Stahlbaues an der Technischen Hochschule in Wien. Schon im Jahre 1925 wurde er als wirkliches Mitglied in die Wiener Akademie der Wissenschaften gewählt. Im Herbst 1928 führte er den Vorsitz der II. Internationalen Tagung für Brückenbau und Hochbau, und im Studienjahr 1928/29 war er Rektor der Hochschule.

Man spricht im ganzen Reich von einer „Wiener Schule“ des Stahlbaues und würdigt damit das Wirken Hartmanns als Hochschullehrer. Er hat seine Vorlesungen mit unendlich viel Mühe aufgebaut und immer wieder erneuert und ergänzt; hierbei kamen ihm seine reiche praktische Erfahrung sowie die seltene Gabe zustatten, auch die stacheligsten der auf dem Boden neuzeitlicher Forschung gewachsenen Theorien meisterhaft in der einfachen Sprache des Ingenieurs darzustellen und dem Studierenden

verständlich zu machen. Seine wissenschaftlichen Arbeiten fanden ihren Niederschlag in Büchern, zahlreichen Abhandlungen¹⁾ und vielen fachlichen Gutachten. Das im Jahre 1913 in 1. Auflage erschienene Buch über die statisch unbestimmten Systeme des Eisen- und Eisenbetonbaues²⁾, zu dem die Studierenden noch heute mit Vorliebe zu greifen pflegen, hat an hervorragender Stelle mitgeholfen, das heute allgemein übliche Verfahren der Herleitung der Elastizitätsgleichungen aus den geometrischen Verträglichkeitsbedingungen in der Praxis zu verankern. Seine Arbeiten über die Erhöhung der zulässigen Spannungen stählerner Brücken bildeten die Grundlage für den Aufbau der einschlägigen österreichischen Vorschriften; sein Buch über die Ästhetik im Brückenbau hat in in- und ausländischen Fachkreisen weithin Beachtung gefunden. Hervorragenden Anteil hat er als Forscher und Lehrer auf die Entwicklung der Stabilitätstheorie des Stahlbaues genommen; sein im Jahre 1937 geschriebenes, aus den Wiener Vorlesungen hervorgegangenes Buch über das Knicken, Tippen und Beulen hat wesentlich dazu beigetragen, das Verständnis für diese wichtigen Fragen zu fördern.

Wir wollen Professor Hartmann zu seinem 65. Geburtstag Dank sagen für all das, was er für den Stahlbau geleistet und in so überreichem Maße den jungen Ingenieuren gegeben hat, und wir hoffen, daß ihm seine Gesundheit und Arbeitsfreude noch recht lange erhalten bleiben möge. Seine in der ganzen Welt verstreuten Schüler bitten ihn, in diesem Glückwunsch auch das „tiefere Schmelgen der Verehrung“ zu vernehmen, in der sich der grenzenlose Idealismus seines Wirkens und die bedingungslose Geradheit seines Denkens spiegeln. E. Chwalla.

¹⁾ Bautechn. 1927, S. 397; 1928, S. 414. Stahlbau 1934, S. 105; 1938, S. 153; 1939, S. 25; 1940, S. 117.

²⁾ Zweite Auflage. Berlin 1922, Wilh. Ernst & Sohn.

Vermischtes.

Das künftige Straßennetz der Castelli Romani. Eine der schwierigsten Aufgaben bei der Ausarbeitung des Gesamtbebauungsplanes der Stadt Rom und ihrer weiteren Umgebung bildet die verkehrstechnische Erschließung der sogenannten Castelli Romani, d. h. der süd-östlich Rom zwischen Stadt, Meer und Albanergebirge gelegenen Gebiete. Schon im Jahre 1931 hatte der Duce auf die notwendige Erschließung dieses Gebietes für die künftige Ausdehnung Roms hingewiesen. Der

erste Teil der Aufgabe, die für die dazu berufenen Stellen ebenso reilvoll wie dankbar war, ist inzwischen durch die Planungen für die 1942 beabsichtigte Weltausstellung bei Ostia gelöst worden. Der zweite Teil, für das Gelände zwischen Weltausstellung und Gebirge, ist in Bearbeitung. Nicht unwesentlich erschwert wird die zweckmäßige Erschließung dieses weiträumigen Gebietes durch ein neuzeitliches Straßennetz vor allem dadurch, daß die Castelli Romani in ihrer ganzen Ausdehnung unter Naturschutz stehen und zahllose überaus wertvolle geschichtliche Erinnerungen und Denkmäler an die römische Kaiserzeit bergen, die jede Schonung erfordern. Aus diesem Grunde ist für die bestmögliche Lösung aller im Zusammenhange mit der späteren Bebauung stehenden Fragen ein be-

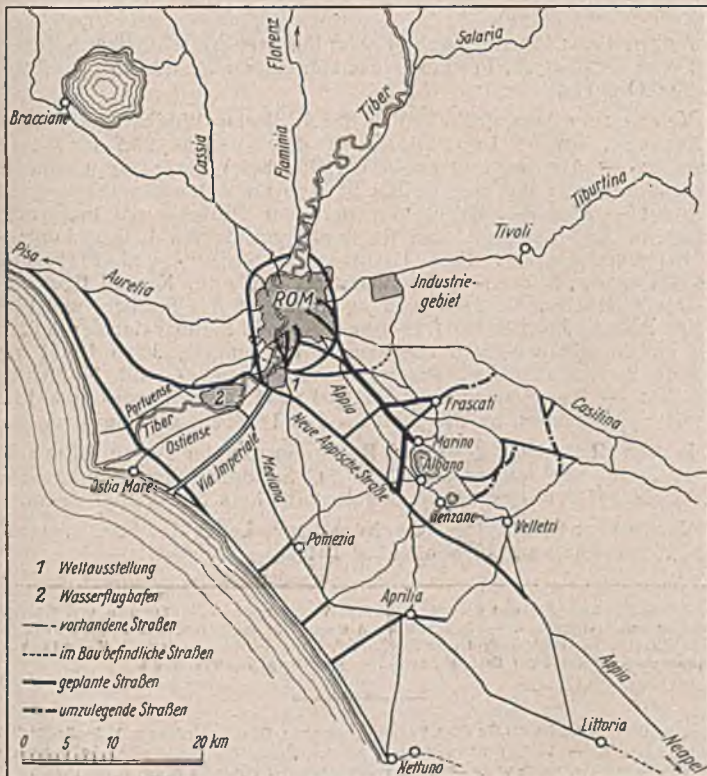


Abb. 1. Übersichtsplan, bearbeitet vom „Istituto di Studi Romani“.

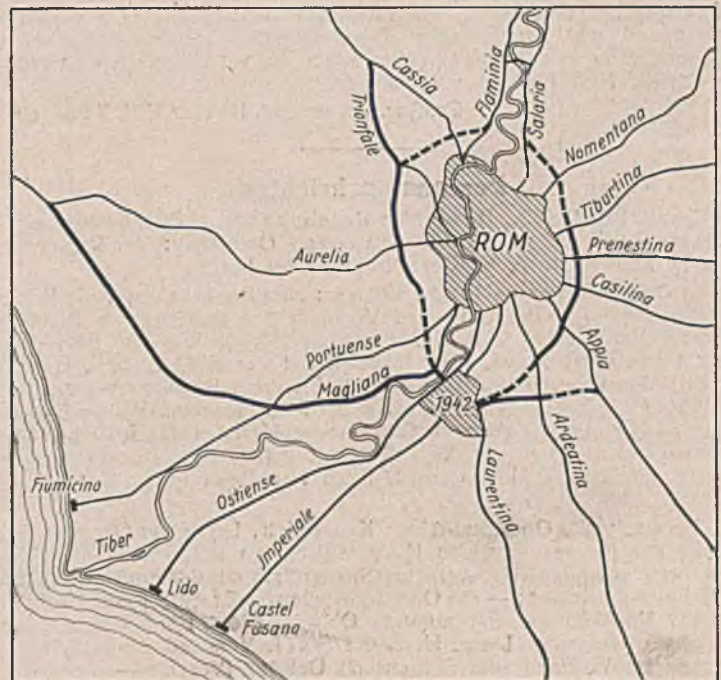


Abb. 2. Plan mit zwei halbringförmigen Auffangstraßen.

sonderer Ausschuss des um die Entwicklung und Ausgestaltung der Stadt Rom hochverdienten „Istituto di Studi Romani“ eingesetzt worden. Für seine Arbeiten gilt als Richtlinie, daß die Castelli ein Teil der Stadt Rom sein sollen und daß die Stadt Rom selbst weiträumig aufzulockern ist.

Außer zwei Staats- und einigen Provinzialstraßen führen heute keine leistungsfähigen Straßen durch die Castelli. Mit Rücksicht auf die erhebliche Bedeutung dieses Gebietes wird der Bau eines Netzes neuzeitlicher Autostraßen zwischen Rom und dem Gebirge mit Anschluß an das bereits für eine weltgehende Bebauung vorbereitete Gelände der Weltausstellung als nationale Aufgabe des faschistischen Italiens betrachtet und dementsprechend auch durch Regierung und Tagespresse gefördert. Die

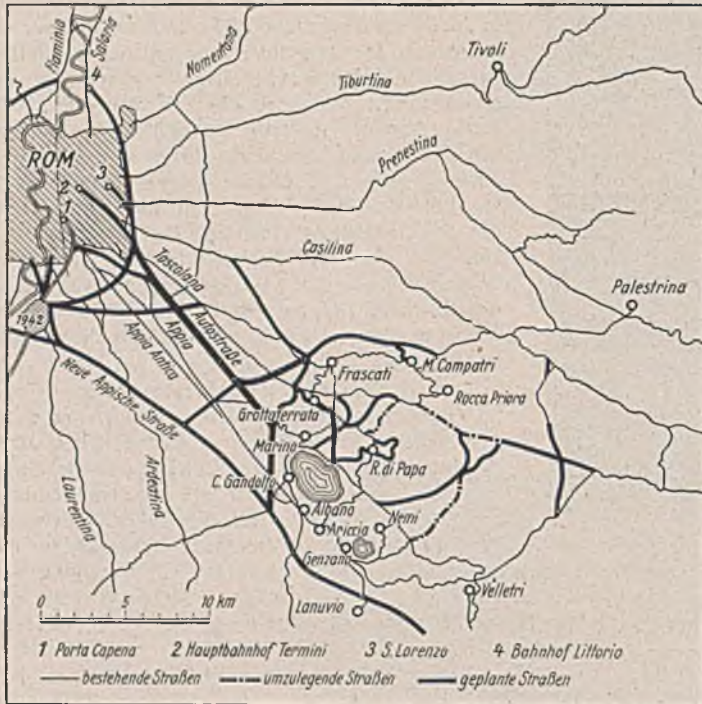


Abb. 3. Vorschlag für die besten Straßenverbindungen zwischen Rom und den Castelli Romani.

neuen Straßen sollen nicht allein dem zukünftigen Schnellverkehr zur Beförderung von wenigstens 200 000 Personen aus den künftigen Siedlungen von und nach der Stadt, sondern auch dem in Italien besonders starken Radfahrerverkehr dienen. Einen von dem genannten Ausschuss ausgearbeiteten allgemeinen Übersichtsplan zeigt Abb. 1, einen weiteren Vorschlag mit zwei halbringförmigen Auffangstraßen, die den Verkehr von den nach römischen Konsuln benannten, nach Rom führenden Staatsstraßen außerhalb des Stadtgebietes aufnehmen, Abb. 2. Abb. 3 veranschaulicht eine weiter vorgeschlagene Darstellung des künftigen Hauptstraßennetzes, das die heute schon bestehenden Verkehrsstauungen an besonders wichtigen Straßenknotenpunkten, wie z. B. der Porta S. Giovanni, San Lorenzo, Hauptbahnhof Termini usw. berücksichtigt. Dieser Plan kommt der aufgestellten Grundforderung einer bestmöglichen und bequemen Verbindung von Meer und Gebirge mit dem gesamten derzeitigen und zukünftigen Großstadtgebiet unter weitgehender Schonung aller natürlichen Gegebenheiten am vorteilhaftesten entgegen. (Le Strade, Nov. 1940, S. 501 bis 505).

Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Haller VDI, Tübingen.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. a) Reichsverkehrsministerium, Eisenbahnabteilungen. Gestorben: der Regierungsrat a. D. Ludwig Bode in Klein-Machnow bei Berlin.

b) Betriebsverwaltung. Ernann: zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbauassessoren Bruno Prein, Vorstand des Betriebsamts Berlin 10, Wilhelm Münch bei der RBD Frankfurt (Main), Wilhelm Schaeffer beim Betriebsamt Kleve, Kurt Bansch bei der RBD Oppeln, Heinrich Althoff beim Betriebsamt Wuppertal 1, Friedrich Koester bei der RBD Frankfurt (Main), August Wilpert bei der RBD München, Walter Oppelt bei der RBD Münster (Westf.), Günter Sperlich bei der RBD Stuttgart, Heinrich Schulz bei der RBD Königsberg (Pr), der frühere leitende Staatsbahnbeamte Diplomingenieur Erich von Boetticher bei der RBD Stettin.

Versetzt: der Oberbaudirektor Karl Koch, Leiter der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Halle (Saale), als Referent in die Eisenbahnabteilungen des Reichsverkehrsministeriums mit der Amtsbezeichnung „Abteilungspräsident“; — die Oberreichsbahnrate Dr.-Ing. Franz Richter-Kreuz, Vorstand des Betriebsamts Oelsnitz (Vogtl.), als Vorstand zum Betriebsamt Böhmisch-Leipa, Herbert Diesl, Vorstand des Betriebsamts Malchin, als Vorstand zum Betriebsamt Oelsnitz (Vogtl.); — die Reichs-

bahnrate Ewald Kretschmar, Vorstand des Betriebsamts Kiel, als Dezernent zur RBD Stettin, Gerhard Berndt, Dezernent der RBD Linz, als Dezernent zur RBD Danzig, Otto Werner, Dezernent der RBD Halle (Saale), als Dezernent zur RBD Saarbrücken, Felix Zakarias, Vorstand des Neubauamts Weis, als Vorstand zum Betriebsamt Bischofshofen, Dr.-Ing. Alexander Novak bei der RBD Breslau als Vorstand zum Betriebsamt Kutno, Edgar Schau, Vorstand des Betriebsamts Kutno, als Vorstand zum Betriebsamt Paderborn 2, Wilhelm Otte, Vorstand des Betriebsamts Wallern, als Vorstand zum Betriebsamt Wittenberg, Hans-Heinz Schönrock, Vorstand des Neubauamts München 11, als Vorstand zum Betriebsamt Neuwied 1, Heinrich Kefenber, Vorstand des Betriebsamts Witten, als Vorstand zum Betriebsamt Kiel, Friedrich Stuart beim Betriebsamt Erfurt 1 als Vorstand zum Betriebsamt Malchin, Heinrich Pflügel beim Betriebsamt Dresden 3 zur RBD Augsburg; — der Reichsbahnbauassessor Otto Bereiter beim Betriebsamt Hamburg zur RBD Wien.

Überwiesen: der Oberbaudirektor Otto Waldmann, Leiter der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Nürnberg, als Abteilungsleiter und Dezernent zur RBD Nürnberg mit der Amtsbezeichnung „Abteilungspräsident“.

In den Ruhestand getreten: der Abteilungspräsident Otto Feil, Abteilungsleiter und Dezernent der RBD Nürnberg; — der Oberbaudirektor Gustav Lüttmann, Leiter der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Königsberg (Pr); — die Oberreichsbahnrate Wilhelm Reichert, Dezernent der RBD Frankfurt (Main), Wilhelm Geittner, Dezernent der RBD Stettin, Karl Braun, Vorstand des Betriebsamts St. Pölten 2.

Gestorben: die Oberreichsbahnrate Ernst Eichert, Dezernent der RBD Kassel, August Schindler, Dezernent der RBD Linz.

Im Ruhestand verstorben: der Regierungsbaurat a. D. Karl Seefried in München, zuletzt Oberbauinspektor bei der Eisenbahndirektion Regensburg.

Deutsches Reich. Straßenwesen. Für Führer und Reich starb den Heldentod am 13. Juni 1940 Hauptmann d. R. und Komp.-Führer in einem Infanterie-Regiment Erich Winter, Erster Baudirektor und Leiter des Tiefbauamts der Hansestadt Hamburg.

Der bisher mit der kommissarischen Wahrnehmung der Dienstgeschäfte des Bauamtsdirektors bei dem Straßen- und Flußbauamt Bamberg beauftragte Regierungsbaurat 1. Kl. Iwan Schreyer führt fortan die Amtsbezeichnung Bauamtsdirektor.

Der Führer hat den mit Titel und Rang eines Regierungsoberbauamts ausgestatteten Bauamtsdirektor beim Regierungspräsidenten in Ansbach, Burkard Amend, zum Oberregierungsrat ernannt.

Ernann: zu Regierungsbauassessoren: die Bauassessoren Siegfried Ott beim Straßen- und Flußbauamt Kronach, zur Zeit im Wehrdienst, unter Berufung in das Beamtenverhältnis, Hans Gumpert beim Straßen- und Flußbauamt Nürnberg unter Berufung in das Beamtenverhältnis, Georg Gartner beim Straßen- und Flußbauamt Passau unter Berufung in das Beamtenverhältnis; — der Regierungsbaureferendar Hermann Biedermann beim Straßenbauamt Ried i. J. (Reichsgau Oberdonau) unter Berufung in das Beamtenverhältnis; — zum Regierungsbaurat: Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Hellmuth Kohler beim Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen.

Eingewlesen: Bauamtsdirektor beim Regierungspräsidenten in Regensburg, Karl Deninger, in eine Bauamtsdirektorstelle der Gruppe A 2 c 1 der Bes.-Ordnung.

Versetzt: der Bauamtsdirektor bei der Sektion für Wildbachverbauungen in Kempten, Robert Langguth, an das Straßen- und Flußbauamt Kempten; — der Regierungsbaurat 1. Kl. beim Regierungspräsidenten in Augsburg, Karl Martin, an die Sektion für Wildbachverbauungen in Kempten; — der Bauamtsdirektor bei dem Straßen- und Flußbauamt Traunstein, Karl Spreng, zum Regierungspräsidenten in Augsburg; — die Regierungsbaurate: Paul Illing vom Straßen- und Flußbauamt München an das Straßen- und Flußbauamt Bayreuth, Konrad Reinhard von der Staatlichen Straßenbauleitung Regensburg an das Straßen- und Flußbauamt Passau, Josef Scharf vom Straßen- und Flußbauamt Bergreichenstein an das Straßen- und Flußbauamt Deggendorf, Josef Bittl vom Straßen- und Flußbauamt Passau an das Straßen- und Flußbauamt Landshut; — Bauamtsdirektor Ludwig Spörl vom Straßen- und Flußbauamt Kaiserslautern an das Straßen- und Flußbauamt Traunstein.

In den Ruhestand getreten: Regierungsdirektor Anton Stark bei der Behörde des Reichsstatthalters in Salzburg und Baurat Bruno Sprenger bei der Behörde des Reichsstatthalters in der Steiermark.

Verstorben: Baurat Josef Oschowitz, Leiter des Straßenbauamts Saaz (Sudetengau), am 25. September 1940.

INHALT: Vielseitig und schnell. — Neuere Verladebrücken. — Formeln und Tafeln zur Bemessung von Stützmauern. — Maschinen und Geräte für den Baubetrieb und die Steigerung ihrer Leistungen. (Schluß.) — Professor Dr.-Ing. F. Hartmann 65 Jahre alt. — Vermischtes: Das künftige Straßennetz der Castelli Romani. — Personalmeldungen.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin-Steglitz, Am Stadtpark 2. — Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. — Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.