

# DER BAUINGENIEUR

26. Jahrgang

1951

Heft 2

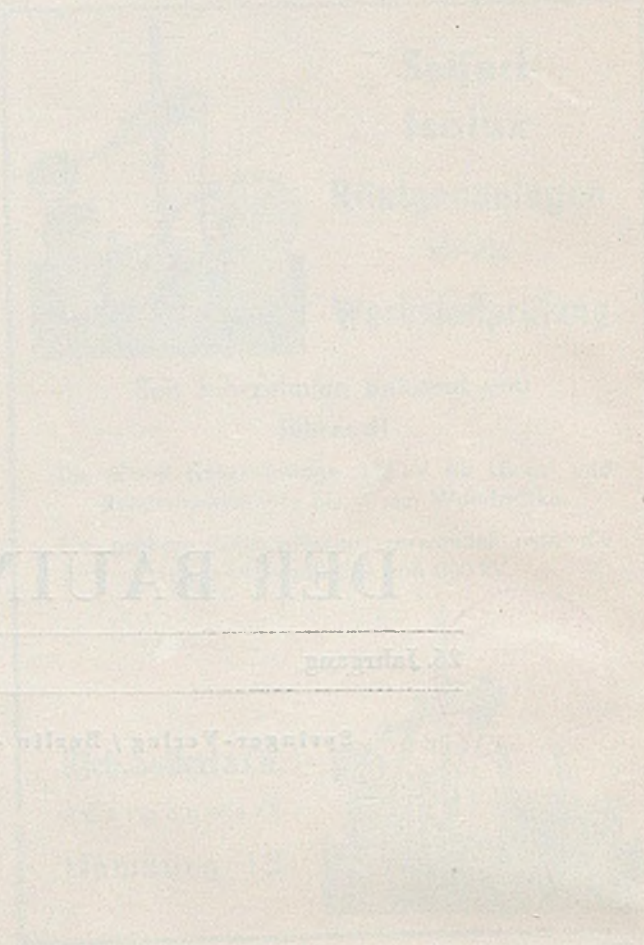
## DER BAUINGENIEUR



26. Jahrgang

1951/Heft 2

Springer-Verlag / Berlin · Göttingen · Heidelberg



# DER BAUINGENIEUR

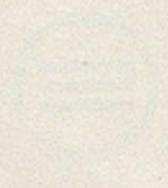
1913

12. Jahrgang

Verlag: Verlag v. Berlin, Göttingen, Wiesbaden

## MSB-STÄHLE


## RHEINISCHE ROHRWERKE



## Vom Wiederaufbau der Ernst-Walz-Brücke in Heidelberg.

Von Oberbaurat Dr.-Ing. Jürgen Albrecht, Vorstand des Städt. Tiefbauamtes Heidelberg.

Wie die Alte Brücke und die Friedrichsbrücke, war auch diese dritte Neckarbrücke der Stadt ein Opfer des Krieges geworden. Das zerstörte Bauwerk war eine bedeutende Bogenbrücke aus Stahlbeton mit drei Öffnungen gewesen. (Volle Bogengewölbe als Dreigelenkbogen mit aufgesetzten Längswänden, erbaut von Wayss u. Freytag

Strompfeilers vor Winterbeginn 1947 programmgemäß zu räumen. Im Zustand der teilweisen Einspundung wurde die Baustelle von dem Katastrophenhochwasser der Jahreswende 1947/48 überrascht. Dieses Hochwasser, das alle Hochwasser seit 1824 übertraf, war eine Folge andauernder und ungewöhnlich starker Niederschläge (Monatswert

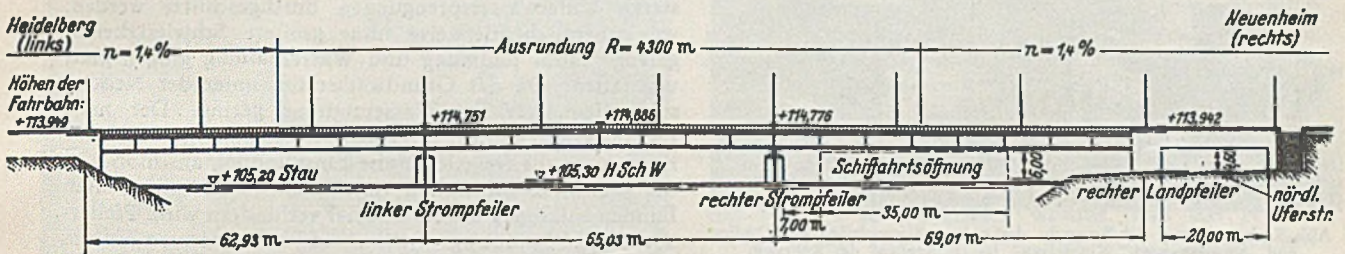


Abb. 1. Ansicht mit Gradienten und Schiffahrtsprofil.

1927/28.) Die Trümmerräumung und der Wiederaufbau bieten einige Besonderheiten, die den Anlaß zu diesem Bericht bilden.

### I. Tief- und Betonbauten.

Obwohl die großenteils unter Wasser liegenden Trümmer im Gewicht von 19 000 t eine schwere Gefahr für die Neckarschiffahrt und den Hochwasserabfluß bildeten, gelang es erst im Sommer 1947, die Räumung in Gang zu

Dezember 1947: 199 mm Regenhöhe, größte Tagesmenge 83 mm). Die Abb. 2 kennzeichnet das Ausmaß der Niederschläge und der Wasserführung sehr deutlich. Wie nicht anders zu erwarten, entstanden an der Brückenbaustelle schwere Schäden. Ein Kolk am rechten Landpfeiler dieser Brücke hatte sich durch die ungeheuren Wassermengen erheblich vertieft, nachdem eine dückerartige Verbindung unter dem abgestürzten Bogen vom Ober- zum Unterwasser der Brücke entstanden war. Einen Tag vor Durchgang des Hochwassers neigte sich der rechte Landpfeiler wasserwärts und der anschließende Landbogen stürzte ein. Die Ursache ist in der Unterspülung des nicht sehr tief gegründeten Pfeilers und seiner Spundwand zu suchen. Das anfänglich befürchtete Abgleiten des Pfeilers in die Schiffahrtsöffnung wurde dadurch verhindert, daß sich der Pfeiler gegen den nun ganz unter Wasser liegenden Halbbogen abstützte. Das Ufer unterhalb der Brücke brach in ganzer Höhe fortlaufend ab. Selbige tiefe Kolke (13—16 m) entstanden im Strombett unterhalb der Mittel- und der rechten Öffnung.

Was bei Wehrbaustellen, auch am Neckar, wiederholt riskiert worden war, nämlich die Einspundung des Neckars auf ein Drittel der Breite, war hier durch Mangel an Arbeitskräften und ein ganz außergewöhnliches Hochwasser fehlgegangen.

Infolge der Hochwasserkatastrophe mußte das gesamte Bauprogramm geändert werden. Nach Aufräumung der hart mitgenommenen Baugrube gelang es überraschend schnell, die freigespülte Kopf-Spundwand des linken Baufeldes wieder einzufüllen und durch Stein- und Trümmergut ausreichend zu sichern. Die Räumungsarbeit konnte also recht bald wieder beginnen und seit der Währungsreform sehr beschleunigt werden. So groß der Schaden am rechten Ufer auch war, so hatte andererseits das Hochwasser doch eine sehr vorteilhafte Veränderung geschaffen, die den genannten Schaden annähernd wieder ausglich: Die großen Bogenmassen im Mittel- und rechten Seitenfeld hatten sich durch Einspülung so unter die Flußsohle abgesenkt, daß sie nicht mehr geräumt zu werden brauchten. Nur der rechte Strompfeiler war noch für sich einzuspunden und zu räumen, ebenso waren die Trümmernmassen am rechten Ufer zu beseitigen und in die benachbarten Kolke zu verbauen. Außerdem hatte das Hochwasser am umgestürzten rechten Landpfeiler klare Ver-

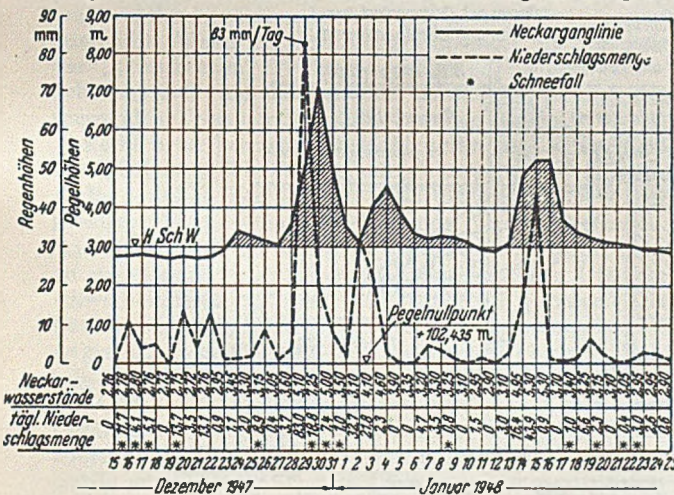


Abb. 2. Neckarwasserstände am Pegel in Heidelberg und Niederschlagsmengen der Wetterwarte Königstuhl im Monat Dezember 1947 und Januar 1948.

bringen. Trotz mancher technischer Bedenken gegen eine Trockenräumung innerhalb feldweiser Einspundungen konnte man sich den Vorteilen dieses Verfahrens nicht verschließen, weil damit im Gegensatz zu einer Unterwasserräumung der Wiederaufbau der beiden Strompfeiler verknüpft werden konnte. Die ausführende Baufirma H. Vatter, Mannheim, war seinerzeit — 1947 — als einzige der Anbieter in der Lage, die benötigten Spundwände zur Verfügung zu stellen. Leider wurde die Ausführung durch den außerordentlichen Mangel an Arbeitskräften und das Hochwasser der Jahreswende 1947/48 erschwert und sehr verzögert.

Infolge des Arbeitermangels gelang es nicht, das eingespundete Baufeld der linken Öffnung und des linken

hältnisse geschaffen, denn dieses ungenügend tief eingespundete und vermutlich seit der Brückensprengung unterspülte Bauwerk war zweifellos seiner Aufgabe nicht gewachsen. Der Wiederaufbau des linken Strompfeilers und des linken Widerlagers bot, abgesehen

schweren, von 20 m auf 27,60 m verbreiterten Brücke aus Stahlbetonbögen würde kostspielige, zusätzliche Fundierungsarbeiten verursacht haben, besonders an den Widerlagern, deren linkes schon im Jahre 1927 den Aufwand großer Mehrkosten wegen mangelnder Tragfähigkeit des Untergrundes erforderlich machte. (Es mußten damals mehrere hundert Stahlbetonpfähle gerammt werden.) Das für den Bau einer Stahlbetonbrücke notwendige Lehrgerüst hätte das Rammen von Pfählen erfordert, und die Trümmer der Mittel- und rechten Seitenöffnung hätten dann nicht im Flußbett verbleiben können.

Die Neugründung des rechten Strompfeilers ist in Abb. 3—6 dargestellt und soll näher erläutert werden.

Um die Baugrube einspunden zu können, mußten die abgestürzten Stahlbetonbögen der Mittel- und rechten Seitenöffnung samt Fahrbahn und Längswänden durch starke Unterwassersprengungen durchgeschlitzt werden, was überraschenderweise ohne größere Schwierigkeiten gelang. Auch Räumung und Wasserhaltung gingen glatt vonstatten. Da das Grundwasser tief unter der Neckarsole liegt, war der Wasserzudrang gering. Der neue Pfeilersockel wurde in einen Betontrug gesetzt, der ringsum an die freigelegte alte Einspundung anschloß und die schädliche Infiltration von Neckarwasser in den alten Fundamentkörper ein für allemal verhindern wird. Pfeilersockel und Betontrug verteilen die Pfeilerlasten so auf das alte Fundament, daß die Pressungen gering bleiben und selbst von stark ausgelaugtem Beton übernommen werden können. Dieser Beton, dem wenigstens die gleiche Tragfähigkeit wie dem festgelagerten Neckarkies zugemutet wird, ist außerdem durch eine gut erhaltene Stahlspundwand eingeschlossen und dadurch am Ausweichen ver-

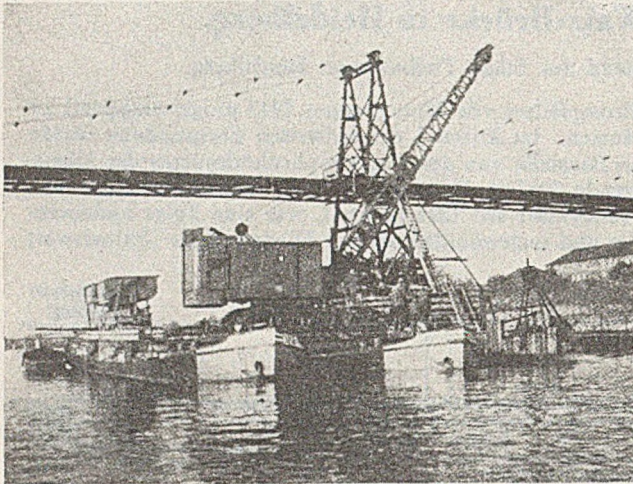


Abb. 3. Ausräumung der Baugrube des rechten Strompfeilers mit Greifern und „schwimmenden“ Kippwagen. Im Hintergrund der Rohrsteig.

von der Beseitigung schwerer Betonschäden, die durch das aggressive Neckarwasser entstanden waren, keine Schwierigkeiten, die als Besonderheiten anzusprechen und mitteilenswert wären. Über die Betonschäden hat der Verfasser bereits berichtet.\*

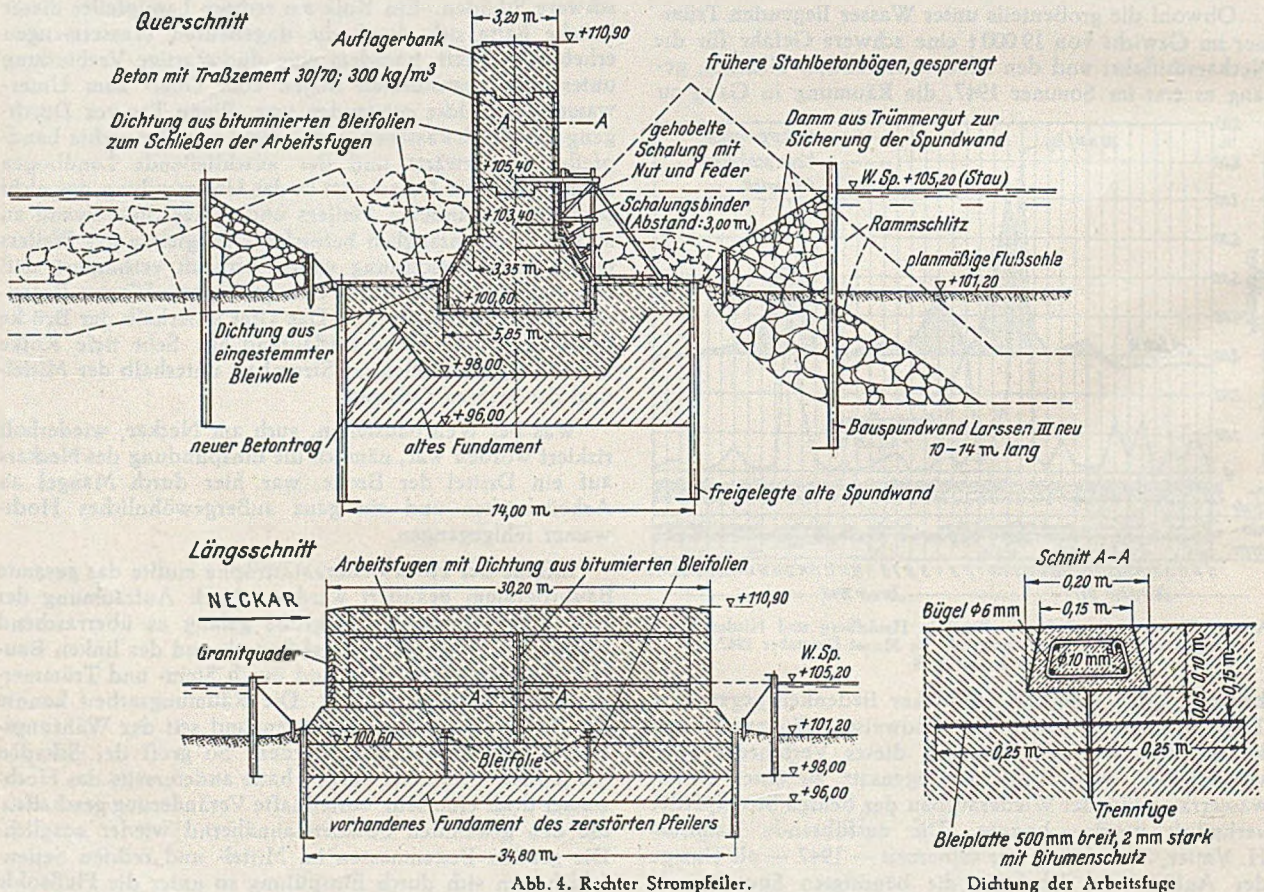


Abb. 4. Rechter Strompfeiler.

Die neuen Flußpfeiler sind gegenüber ihren Vorgängern recht schlanke Gebilde, da sie statt der schweren Bogenbrücke die geringeren Gewichte des neuen Stahlüberbaues aufzunehmen haben. Die Neugründung einer

hindert. Der Betontrug wurde in drei Abschnitten betoniert, der aufgehende Pfeiler, der eine Länge von mehr als 30 m hat, in zweimal zwei Abschnitten. Die waagerechten und aufsteigenden Fugen (mit Ausnahme der Horizontalfuge außerhalb des Wassers) wurden mit bituminierten Bleifolien zuverlässig geschlossen. Im übrigen

\* Bautechnik, 27 (1950) S. 157 u. 184.

sind die Pfeiler ohne jede Fuge im ununterbrochenen Betrieb betoniert worden. Auch die Horizontalfuge am Trog ist abgedichtet worden, und zwar mit eingestemmt Bleiwolle. Mit Ausnahme eines einzigen kleinen Haarrisses sind an diesem Pfeiler keine Schwindrisse aufgetreten. Der im Wasser verbleibende Pfeiler erhielt lediglich einen doppelten Bitumenanstrich.

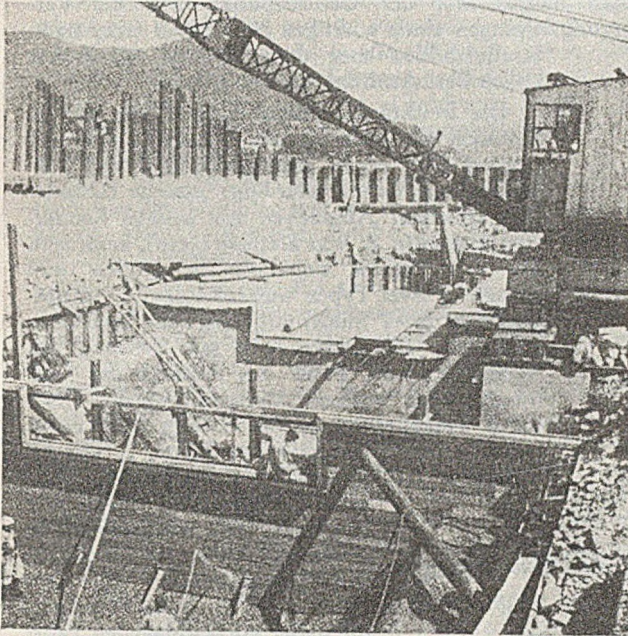


Abb. 5. Baugrube des rechten Strompfeilers. Abschnittsweiser Bau des Betontröges.

Die tiefen Kolke, wenig unterstrom der beiden Strompfeiler, die in der Höhe bis unter die alte Fundamentsohle reichten, wurden laufend mit grobem Trümmergut ausgefüllt. Wenn die Verfüllung auch nicht die Stabilität der „gewachsenen“ Flußsohle ergibt, so ist doch anzunehmen, daß die Neckarsohle nach Beseitigung der sperrenden Trümmer zur Ruhe kommen wird.

Recht bemerkenswert ist die Neugründung des rechten Landpfeilers (Abb. 7). Da die Stützweite des rechten Endfeldes ohne diesen Pfeiler unwirtschaftlich groß (91 m) geworden wäre, konnte auf ihn nicht verzichtet werden. Man stand dabei vor der nicht alltäglichen Aufgabe, nahe an einem stark unterspülten und abgebrochenen Ufer ein schwerbelastetes Pfeilerbauwerk sicher zu gründen. Die Beseitigung der Bogentrümmer durch Einspundung konnte wegen der hohen Kosten nicht in Betracht kommen. Deshalb wurde der künftige Pfeiler so weit landeinwärts gerückt, daß der umgestürzte alte Landpfeiler nur über Gelände abgebrochen werden mußte. Der große Uferabbruch im Anschluß an die Baugrubeneinspundung wurde mit Grobschotter und Trümmergut, ferner mit dem Kiesaushub dieser Baugrube so wiederangefüllt, daß ein neues Planum und ein Schutzdamm gegen mögliche neue Hochwasser entstand. Die Gründungssohle des Pfeilers ist so tief, wie wirtschaftlich vertretbar war, gelegt worden; es war aber völlig ausgeschlossen, sie bis unter die benachbarten Kolke hinabzuführen.

Nach den Erfahrungen des großen Hochwassers waren Hohlräume und Umläufigkeiten zwischen und unter den Trümmern zu vermuten. Solche gefährlichen Unterströmungen waren zu unterbinden. Deshalb wurde eine tiefreichende Querspundwand geschlagen, die an die oberstromige Kopfspundwand der Baugrube und an den eingespülten Bogen anschließt und so weit in das Neckarprofil vorgetrieben ist, daß die erwähnte „dückerartige Verbindung“ unter den Bogentrümmern nach menschlichem Ermessen niemals wieder entstehen kann. Solche Querspundwände werden bekanntlich auch bei Schleusenhäuptern oder Stauwehren angeordnet. Darüber hinaus

wurden die Fahrbahndecke des Bogens zwischen den Längstragwänden aufgesprengt und die Hohlräume innerhalb der alten Konstruktion unter Taucherhilfe mit Neckarkies ausgefüllt. Selbstverständlich ist das gesamte neue Ufer mit Steinschüttungen und Pflaster gehörig gesichert worden. Das abgebrochene Lößhochufer wurde profiliert und mit einem Diagonalgeflecht von Weidenstecklingen bepflanzt.

Die eigentliche Pfeilerbaugrube war bald eingespundet und ausgehoben. Der Wasserzudrang war äußerst gering, es trat nur wenig Neckarwasser ein, während die landseitige Längswand sogar vollständig trocken war. Das Grundwasser steht auch hier erst in größeren Tiefen an. Allerdings waren die Spundwände durch den steinigen Neckarschotter zu rammen und deshalb an ihrer Spitze ziemlich deformiert, so daß nicht daran zu denken war, sie an der landseitigen Längswand, wo sie entbehrlich gewesen wären, wieder zu ziehen. Der gesamte Spundwandkörper wurde ohne irgendeine Arbeitsfuge vollständig mit Traßzementbeton ausgefüllt, da das Mehr an Beton durch die Ersparnis der Schalung ausgeglichen wurde.

Eine Merkwürdigkeit sei noch erwähnt: Durch den großen Uferabbruch war nämlich die sog. Dichtungsschicht des Neckars so aufgerissen worden, daß das Neckarwasser in die Uferländereien weit mehr als früher eindringen konnte. Im Brunnenwasser der benachbarten Chirurgischen Klinik zeigten sich jedenfalls plötzlich Colibakterien, und es ist nicht ausgeschlossen, daß sie aus dem Neckarwasser stammen.

Für die gesamten Betonbauten wurden Traßzement (30/70) und Rheinkies in drei Körnungen (mit Feinstsandzugabe) verwendet. Der Beton ist auf dem rechten Neckarvorland hergestellt und mit 1-cbm-Kübeln und Motorpontons zu den Pfeilerbaustellen befördert worden.

Die verantwortungsvollen Arbeiten wurden von der bereits erwähnten Fa. H. Vatter, Mannheim, mit größter

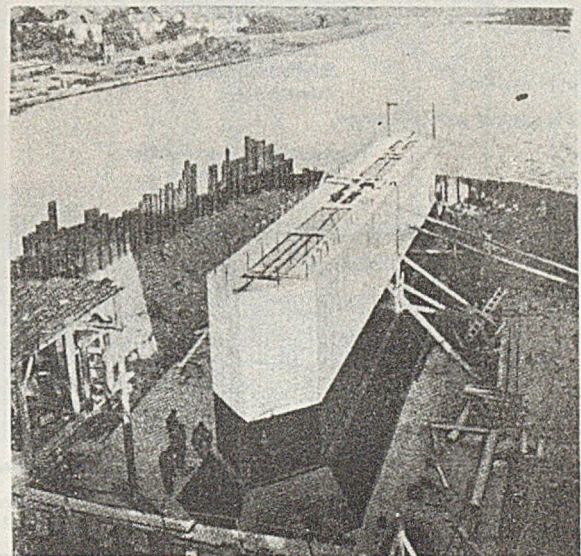


Abb. 6. Fertiggestellter rechter Strompfeiler (ohne Auflagerbank). Im Hintergrund die neue Friedrichsbrücke.

Sachkunde und Zuverlässigkeit ausgeführt. Die Konstruktionspläne wurden gemeinsam vom Verfasser und der Bauunternehmung ausgearbeitet.

## II. Der Stahlüberbau der Strombrücke.

Im Herbst 1949 waren die Tief- und Betonbauten im wesentlichen beendet worden. Die Finanzlage der Stadt machte leider eine längere Pause notwendig. Andererseits trieb der schlechte Zustand des Rohrsteiges mit seinen wichtigen Versorgungsleitungen (Abb. 3) zu besonderer Eile; ebenso war der Zustand, daß das neue Universitätsviertel am rechten Brückenkopf vollständig vom Verkehr abgeschnitten war, nicht auf längere Zeit zu verantworten.

Wie schon erwähnt, war die einfachere Gründung einer Stahlbrücke der Grund, sich für diese Bauart in Form des Vollwandbalkens zu entschließen. Für die verhältnismäßig großen Stützweiten war hochwertiger Stahl der gegebene Baustoff, zumal auf möglichst gerüstfreie Bauweise besonderer Wert zu legen war. Die Balkenform paßt sich ausgezeichnet in die Landschaft der beginnenden Rheinebene ein und bildet für den Blick auf das Ge-

brücken wirken auf Beschauer und Benutzer gleich störend. Eine bemerkenswerte Neuerung der Brücke, die in dieser Form noch nicht ausgeführt sein dürfte, werden zwei unterhalb der Fahrbahn liegende, begehbare Rohrbrücken sein, auf denen die wichtigen Versorgungsleitungen wie Wasser, Gas, Fernheizung und Kabel in jederzeit zugänglicher Form untergebracht werden. Bestimmend hierfür war der Gesichtspunkt, daß die Versorgungsleitungen einen wichtigen Bestandteil einer städt. Straße bilden und deshalb mehr als früher üblich berücksichtigt werden müssen.

Die beschränkte Ausschreibung, für die ein Zeitraum von mehr als vier Monaten zugebilligt worden war, ergab eine große Zahl von Entwürfen, von denen allerdings manche einander sehr ähnelten. Abgesehen von einigen Sonderanschlägen (z. B. von Kastenträgern), kann man die angebotenen Entwürfe im großen und ganzen in zwei Typen unterscheiden: 1. Hauptträgerrost (4-7 Stück) mit oder ohne Zwischenquer- und Längsträger und mit Verbund der Stahlbetonplatte, wobei das Ausmaß der Verbundwirkung wechselt, Vorspannung der Platte durch Veränderung der Stützhöhen oder durch Seile in oder unterhalb der Platte, 2. Hauptträgerrost mit gleichfalls mitwirkender, vollständiger Stahltafel unter der Fahrbahn. Die Stahldeckbrücke erwies sich unter den vorliegenden Verhältnissen allgemein nicht als die wirtschaftlichste; die dabei vorgeschlagenen Fahrbahnkonstruktionen mit Dichtung und Belag erinnerten teilweise an Blätterteig und konnten nicht überzeugen. Einer dieser Vorschläge, aus bestimmten konstruktiven Gründen entwickelt, sah zu Tafeln zusammengeschnittene Spundwandprofile vor, welche den früheren Zores-Belägen ähnelten. Da Kastenträger den bereits ausgeführten Pfeilergründungen nicht entsprachen und in diesem Falle auch zu anderen Bedenken Anlaß gaben, schieden solche Vorschläge aus, ebenso konnten Stahldeckbrücken nicht in Betracht kommen. Von den Trägerrostvorschlägen in Verbundbauweise hatten die Entwürfe, die außer den vier Hauptträgern Zwischenträgerkonstruktionen vorsahen, schwerwiegende Nachteile statisch-konstruktiver Art: Die Mitwirkung von Längsträgern im Verbund neben den Hauptträgern, wobei beide Trägerarten durch die Betonplatte

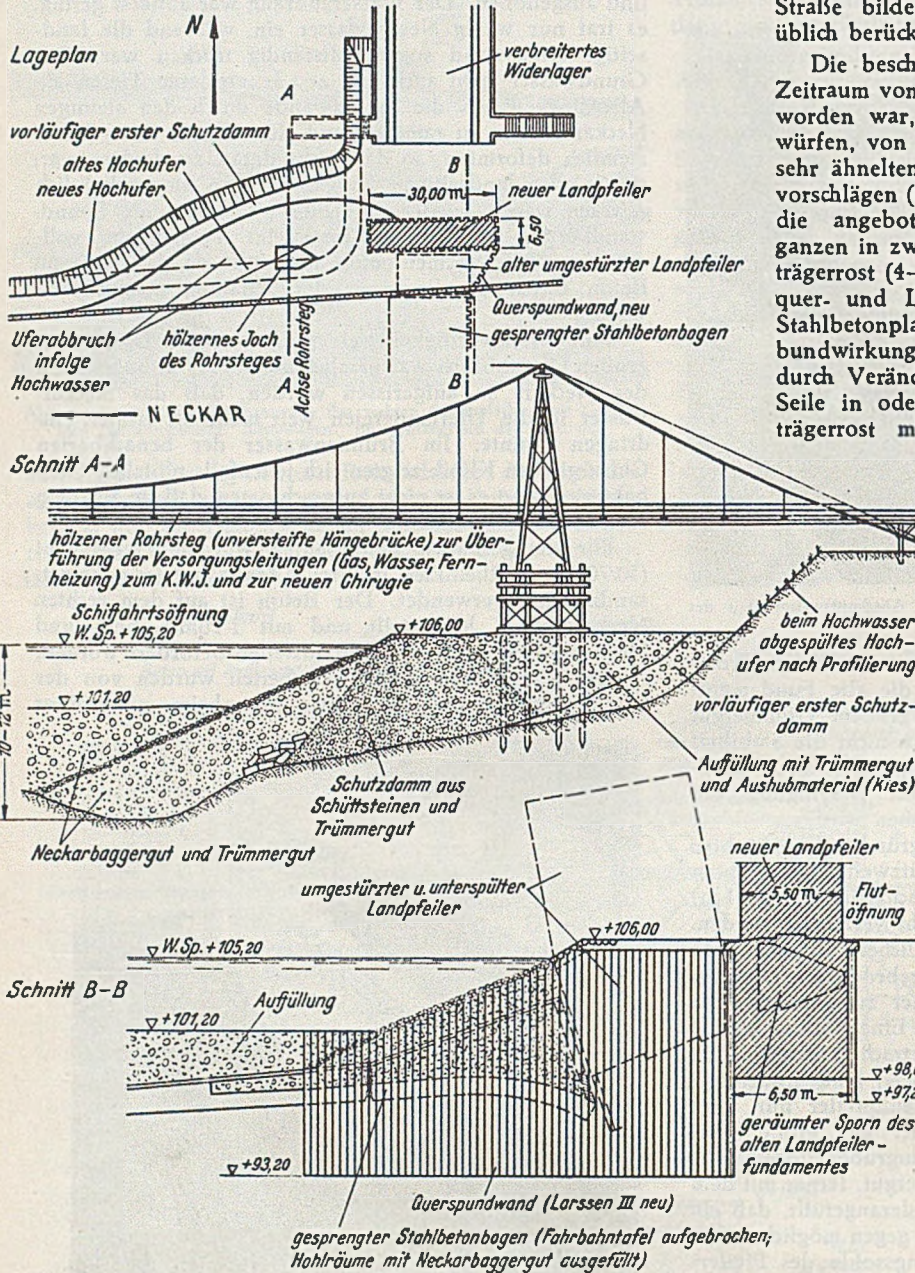


Abb. 7. Gründung des rechten Landpfeilers.

birge die Basis, die das Auge sucht. Für die Ausschreibung waren äußere Form, Abmessungen und die Gradienten vorgeschrieben worden (Abb. 1 u. 8). Die Gehwege sollten massiv gestaltet werden und nicht mehr als 1,50 m auskragen, weil weitausladende Gehwege, besonders wenn sie noch durch Konsolen gestützt werden, die Schönheit einer Stahlbrücke sehr beeinträchtigen können. Die Gradienten hat sehr bequeme, überschaubare Auffahrten; sie ist gegenüber der früheren, wenig günstigen, in Brückenmitte um etwa  $\frac{1}{2}$  m gesenkt worden und entspricht fast genau der der benachbarten Friedrichsbrücke. Diese Übereinstimmung ist städtebaulich ein Gewinn, denn auffallend verschiedene Gradienten benachbarter

gekuppelt sind, erschien zumindest problematisch; die Zwischenquerträger schränken die Freizügigkeit in der Gestaltung der Rohrbrücke und Verlegung der Leitungen erheblich ein und schließlich entstehen zwischen Betonplatte und Zwischenquerträgern schlecht zugängliche, rostgefährdete Stahlflächen.

Mit dem Gutachter für den Stahlüberbau, Herrn Prof. Dr.-Ing. Eiselin, Schwetzingen, und den staatlichen Oberbehörden bestand Einvernehmen darüber, daß die nötige Vorspannung der Betonplatte am zweckmäßigsten durch Veränderung der Stützhöhen während des Bauvorganges zu erreichen war. Solche Vorspannungen, die Zwischengerüste in den Öffnungen bedingten, mußten

vermieden werden, weil Gerüste im Neckar wegen der verschiedenen Wagnisse, die damit verbunden sind, nicht zugelassen werden konnten. Es dürfte verständlich sein, daß eine Stadtgemeinde von der Größe Heidelbergs, für die Brückenbauten einmalige Aufgaben sind, in der Übernahme unüberschbarer Risiken zurückhaltend sein mußte.

Die Vielzahl der konstruktiven Gedanken, die die Ausschreibung erbrachte, bewies jedenfalls, daß die aufgeförderten Firmen sich mit größter Hingabe der Aufgabe gewidmet und eine geistige Leistung vollbracht hatten, die höchste Anerkennung verdient. Gleichwohl konnte sich das Tiefbauamt nicht für einen der eingereichten Entwürfe entschließen, weil keiner ganz befriedigte.

Nach eingehenden Überlegungen gelangten wir zu einer Querschnittsform, wie sie in Abb. 8 dargestellt ist. Es ist eine 7-Hauptträgerbrücke in Verbundbauweise mit sehr starr gehaltenen Querscheiben in den Sechstelspunkten jeder Öffnung. Bei einer Zahl von sieben Hauptträgern entstehen Hauptträgerabstände von 4,10 m, die eine recht zweckmäßige Plattenstützweite und ein vernünftiges Verhältnis zwischen Hauptträgerhöhe und Plattenbreite ergeben; auch die Gefache der Rohrbrücken sind genügend geräumig. Die Rohrbrücke wird nur in den Rahmen der Querscheiben etwas eingengt, zwischen den Querscheiben wird die Rohrbrücke durch Zwischenquerträger abgestützt und ist auf Wema-Rosten in ganzer Höhe zu begehen. Die mitwirkende Stahlbetonplatte aus Betongüte B 450 soll grundsätzlich nur insoweit zur Verbundwirkung herangezogen werden, als sie nach ihrer Bemessung als Fahrbahntragplatte ohnehin zur Aufnahme von Längskräften aus der Verbundwirkung mitbenutzt werden kann. Von der Verwendung von höheren Betongüten als B 450, etwa B 600, die nicht einfach herzustellen und teuer sind, ist abgesehen worden. Stellt doch ein derartig großes Brückenbauwerk in Verbundbauweise immerhin einen Schritt in technisches Neuland dar, so daß es angebracht erscheint, die Betonmitwirkung nicht zu übertreiben. (Bei der Ausschreibung waren Entwürfe mit B 600 eingereicht worden, deren Stahlgewicht etwa halb so schwer wie das einer klassischen Trägerrostbrücke war.) Da der rechte Landpfeiler, wie dargestellt, landeinwärts hatte versetzt werden müssen, ist die Stützweite der rechten Öffnung leider größer als die der Mittelloffnung geworden. Auf diese Stützweite (69 m) bezogen erhielt man ein Verhältnis der Hauptträgerhöhe (ohne Verbundplatte) zu Stützweite von etwa 1:27; dieses kühne Verhältnis, das erst die wünschenswerte Senkung der Gradienten ermöglichte, konnte nur durch Wahl des Verbundsystems erreicht werden. Etwa noch unter dieses Verhältnis herabzugehen, erschien mit Rücksicht auf die störenden Schaukelbewegungen weicher Brücken nicht vertretbar. (Bei Stadtbrücken, die stark von Fußgängern benutzt werden, ist eine solche Weichheit störender als etwa bei Autobahnbrücken; bei letzteren empfindet der Autofahrer die Bewegungen nicht.) Die sog. Ansichtshöhe der Brücke beträgt über den Stützen 3,25 m und an den Endauflagern 3,10 m. Die Schweifung der Brückenhöhe ist aus optischen Gründen gewählt worden.

Die Verbundwirkung ist rechnerisch nicht für das Volleigengewicht, sondern nur für die sog. Nachbelastung und die Verkehrslasten [Brückenklasse I A (S) und Straßenbahn] berücksichtigt worden. Die Maßnahmen zur Erzielung einer ausreichenden Rissicherheit der Betonplatte in den negativen Bereichen bestehen in der Handhabung der Montage (Vorwölbung der Stahlkonstruktion und stufenweises Absenken über den Mittelstützen), in der Reihenfolge der Betonierung (zuerst und gleichzeitig in den positiven Bereichen), in der Anordnung einer Längsbewehrung in den rissegefährdeten Zonen und schließlich in der vollständigen Abdichtung der Fahrbahnplatte, welche Haarrisse zu überbrücken vermag. Planmäßige Maßnahmen sind für die Beschrän-

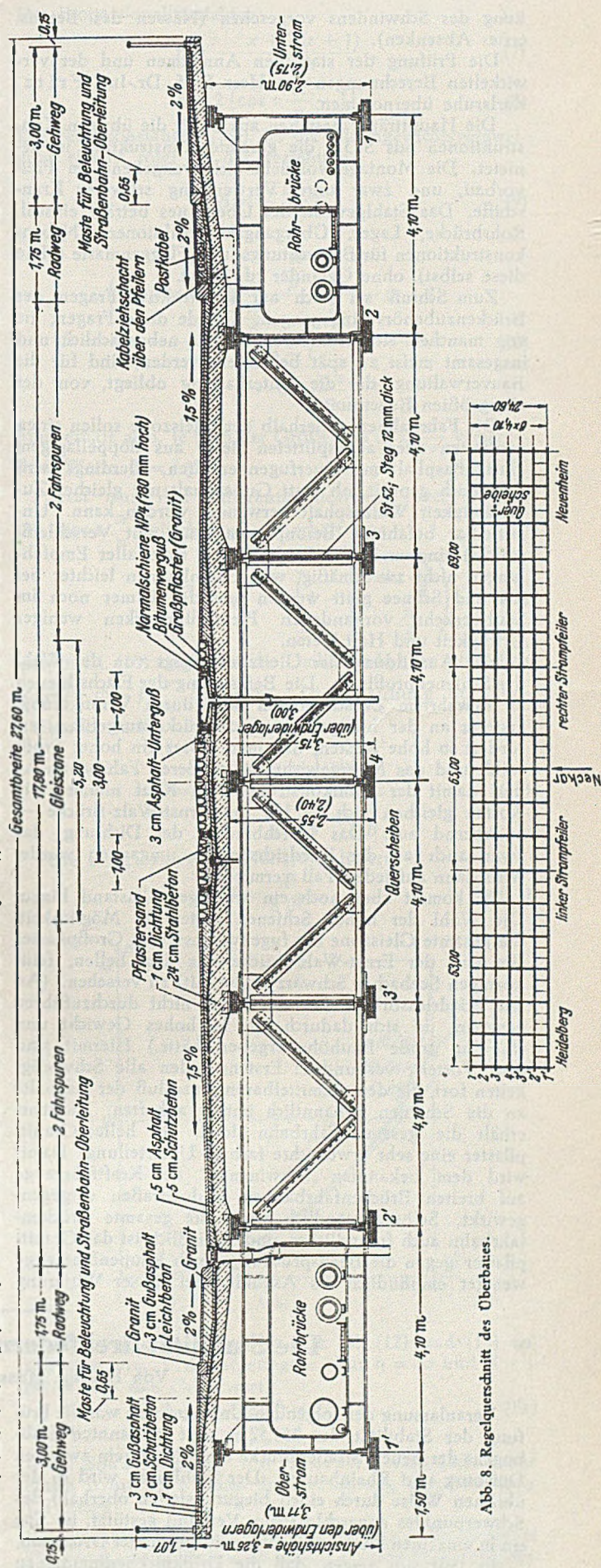


Abb. 8. Regelquerschnitt des Oberbaues.

kung des Schwindens vorgesehen (Nässen des Betons, erstes Absenken).

Die Prüfung der statischen Annahmen und der verwickelten Berechnungen hat Herr Prof. Dr.-Ing. Fritz, Karlsruhe übernommen.

Die Hauptträger bestehen aus St 52, die übrigen Konstruktionen aus St 37; die gesamte Konstruktion ist genietet. Die Montage vollzieht sich weitgehend im Freivorbau, und zwar unter Verwendung schwerer Kranschiffe. Das Stahlgewicht des Überbaues beträgt einschl. Rohrbrücke, Lager, Übergangskonstruktionen, Nebenkonstruktionen für Beleuchtungs- und Flaggenmaste (ohne diese selbst), ohne Geländer rd. 1200 t.

Zum Schluß sei noch auf konstruktive Fragen des Brückenzubehörs eingegangen. Gerade diese Fragen, die von manchen Konstrukteuren oft als nebensächlich und insgesamt meist zu spät behandelt werden, sind für die Bauverwaltung, der die Unterhaltung obliegt, von der allergrößten Bedeutung.

Die Fahrbahnen außerhalb der Gleiszone sollen einen geriffelten oder abgesplitteten Belag aus doppellagigem Hartgußasphalt mit Querspalten erhalten, allerdings wird z. Z. noch geprüft, ob statt Gußasphalt mit gleicher Zuverlässigkeit Walzasphalt verwendet werden kann. Unmittelbar befahrene Betonplatten (auch mit Verschleißschicht) sind m. E. für Stadtbrücken trotz aller Empfehlungen nicht zweckmäßig, weil Betonbahnen leichter bei Eis und Schnee glatt werden und den immer noch im Stadtverkehr vorhandenen Pferdefuhrwerken weniger Griffigkeit und Halt bieten.

Die Ausbildung der Gleiszone hängt von der Wahl des Schienenprofils ab. Die Befestigung der Flachschielen an bewehrtem Zwischenbeton oder durch Verankerung, ersteres an der hiesigen Friedrichsbrücke ausgeführt, erfordert so hohe Kosten, daß man besser ein hohes Profil wählt und das Melergewicht der größeren Fahrbrunnhöhe und damit der Stahlkonstruktion in Kauf nimmt. Die Kosten gleichen sich — bei der Ernst-Walz-Brücke — annähernd aus. Das Durchbrechen der Dichtung, das zwar auch an der Friedrichsbrücke umgangen wurde, wird dann auf jeden Fall vermieden.

Es kommt aber noch ein wichtiger Umstand hinzu. Die Wahl der hohen Schienen bietet die Möglichkeit, die gesamte Gleiszone mit fugenvergossenem Großpflaster (im Fall der Ernst-Walz-Brücke aus dem hellen, feinkörnigen Seebacher Schwarzwaldgranit) zu versehen. (An der Friedrichsbrücke war das leider nicht durchzuführen gewesen, da sich dadurch ein zu hohes Gewicht und eine zu große Bauhöhe ergeben hätte.) Hiermit sind zwei Vorteile verbunden: Erstens fallen alle Schwierigkeiten fort, die dem unmittelbaren Anschluß der Asphalte an die Schienen bekanntlich immer anhaften. Zweitens erhält die gesamte Fahrbahn durch ein helles Granitpflaster eine sehr erwünschte farbige Unterteilung. Damit wird dem bekannten „Schwimmen“ der Kraftfahrzeuge auf breiten Brückenfahrbahnen und Straßen entgegen gewirkt. Selbstverständlich wirkt die gesamte Brückenfahrbahn auch freundlicher, und schließlich ist das Granitpflaster gegen die Beanspruchung durch Raupenfahrzeuge weniger empfindlich als Asphalt. Bei nasser Witterung

oder Schnee- und Eisbildung ist die Gleiszone mit ihrem Pflaster ein recht verkehrssicherer Fahrbahnstreifen. Wohl ist die gepflasterte Gleiszone wasserdurchlässiger als Asphaltbelag; es ist aber eine Dichtung vorhanden.

Geh- und Radwege erhalten ebenfalls einen Asphaltbelag. Die Gehwege mit Betonplatten zu belegen, wie man es vor allem auf Massivbrücken gelegentlich antrifft, erscheint nicht zweckmäßig, da man nicht ohne zwingenden Grund — wie in der Gleiszone — einen mehr durchlässigen Belag wählen soll. Die von einer Firma aus richtigen konstruktiven Überlegungen angebotenen Varianten für Geh- und Radwegausbildung (inselförmige Radwege, nach außen geneigte Gehwege oder Zwischenentwässerung für letztere) können vom Standpunkt der Unterhaltung und der Sicherheit des Verkehrs nicht gutgeheißen werden. Die Randsteine und niederen Abgrenzungssteine zwischen Gehwegen und Radbahnen sollen aus hellem, gut sichtbarem Granit hergestellt werden. Bewußt ist vermieden worden, die Entwässerungsrinnen in verdeckter Form auszuführen. Die Erfahrung hat gelehrt, daß Rinne und Straßeneinlauf überall zugänglich sein sollen.

Die Meinungen, inwieweit man Brückenfahrbahnen dichten soll, sind immer noch uneinheitlich. Bei Autobahnbrücken verzichtet man häufig darauf. Bei Stadtbrücken mit Gleiszone ist die Dichtung m. E. immer noch das Gegebene. Daher soll auch die Ernst-Walz-Brücke eine Dichtung mit 5 cm Schutzbeton (weniger ist eine Scherbe) erhalten, zumal die Platte einen Teil des Haupttragorgans bildet. Nicht nur die Fahrbahnen und Gleiszone, sondern auch die Geh- und Radbahnen werden vollständig abgedichtet, weil der Verzicht auf letzteres eine — häufig geübte — Inkonzsequenz darstellt, besonders im Fall der Verbundkonstruktion. Sollte die Platte irgendwelche Risse erhalten, so sorgt die Dichtung für den nötigen Schutz der darunter liegenden Tragkonstruktionen aus Stahlbeton und Stahl gegen Korrosionen. Leitet man allerdings die Notwendigkeit der Dichtung aus der Wahl der Verbundkonstruktion (Rissegefahr) ab, so entfielen damit in wirtschaftlicher Hinsicht der Vorteil der Verbundbauweise zu einem gewissen Teil.

Die bereits erläuterte Ausgestaltung der Rohrbrücke läßt es zu, Isolierungen und Instandsetzungen jederzeit ohne schwierige Zwischengerüste auszuführen. Die Unterbringung der zahlreichen Leitungen unterhalb der Brücke anstatt unter den Geh- und Radbahnen bietet ungemeine Vorteile und vermeidet störende Arbeiten auf der Brücke. Auch die Fertigstellung der Brücke ist erfahrungsgemäß leichter zu betreiben.

Ein Nachteil der Mehrträgerbrücke ist, daß Besichtigungswagen, so zweckmäßig sie sind, nicht verwendet werden können. Allerdings läßt es der konstante Staupegel zu, mit Schwimmergerüsten ungefährdet an alle Teile der Konstruktion zu gelangen.

Konstruktion, Berechnung und Ausfüllung des Stahlüberbaues sind der Fa. Stahlbau Rheinhausen übertragen worden; die Fa. Gollnow & Sohn, Karlsruhe, ist zu 35 % des Überbaugewichtes beteiligt. Mit der Fertigstellung der gesamten Brücke ist im November 1951 zu rechnen. Die Gesamtbauleitung liegt in den Händen des Verfassers und seines Mitarbeiters, des städt. Baurates Dipl.-Ing. E g e l.

## Die Stabilität drehfedernd gestützter Druckstäbe.

Von Dr.-Ing. Hans Sievers, Duisburg.

Veranlassung der folgenden Untersuchung war die Prüfung der Stabilität des 255,52 m weit gespannten Stabbogens der neuen Straßenbrücke über den Rhein zwischen Duisburg und Rheinhausen. Der Stabbogen wird in der üblichen Weise durch einen biegeungssteifen oberhalb des Schwerpunktes angeschlossenen Verband gestützt, ist also ein in einzelnen Punkten drehfedernd gestützter Druckstab.

Es läßt sich zeigen, daß die Drillknickbedingung zu

den gleichen mathematischen Beziehungen führt wie die Biegeknickbedingung des querfedernd gestützten Druckstabes. Bei der Untersuchung wird angenommen, daß

a) die Stabachse gerade ist und die Stabkraft im Schwerpunkt des Querschnittes angreift,

b) Querschnitt, Stabkraft, Stützenwiderstand und Abstand  $l$  der Stützen konstant und die Stabenden gegen seitliche Verschiebung gesichert sind,



c) Die Stabenden gegen Verdrehung gesichert und d) frei verwölbungsfähig sind.

Die Voraussetzungen b) sind die gleichen, wie sie Bleich [1] bei der Untersuchung des querfedernd gestützten Stabes gemacht hat. Die Voraussetzung c) ist in dem hier betrachteten praktischen Fall mit guter Annäherung erfüllt, da die Stabenden in den im Vergleich zum Windverband sehr steifen Portalriegel drehfedernd eingespannt sind. Man kann übrigens die Verdrehung der Stabenden durch Benutzung der von Chawalla [2] und Schweda [3] für den querfedernd gestützten Druckstab abgeleiteten Beziehungen berücksichtigen.

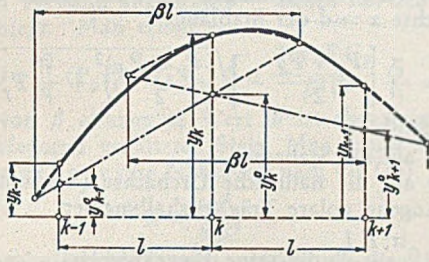


Abb. 1.

Das Ergebnis wird mit dem der Engesserschen Näherung verglichen, die eine gleichmäßige Verteilung der Stützenwiderstände annimmt.

1. Die Ergebnisse der Theorie des querfedernd gestützten Druckstabes. Beim Knicken des punktwise federnd gestützten Stabes wird die in den einzelnen Feldern wirkende Normalkraft schräg gestellt. Es bildet sich die in Abb. 1 strichpunktiert gezeichnete Mittelkraftlinie. Die Knicklinie setzt sich, wenn man als Abszisse jeweils die Mittelkraftlinie wählt, aus einzelnen Sinuslinien mit der Halbwellenlänge (ideellen Knicklänge)  $\beta l$  zusammen. Die Gleichgewichtsbedingung im Punkt  $k$  lautet:

$$-P \Delta^2 y_k^0 - A l y_k = 0,$$

worin  $A$  die Federkonstante ist.

Bezeichnet man das im Punkt  $k$  wirkende Moment

$$P (y_k - y_k^0) = \mathfrak{M}_k, \quad (1)$$

so folgt daraus

$$\Delta^2 \mathfrak{M}_k - P \Delta^2 y_k - A l y_k = 0. \quad (2)$$

Die Differentialgleichung des auf Druck und Biegung beanspruchten Stabes

$$EJ \frac{d^2 y}{dz^2} + P y + \mathfrak{M}_r \left(1 - \frac{z}{l}\right) + \mathfrak{M}_l \frac{z}{l} = 0 \quad (3)$$

liefert die Stetigkeitsbedingung

$$\Delta^2 \mathfrak{M}_k + 2(r+1) \mathfrak{M}_k + q \Delta^2 y_k = 0. \quad (4)$$

Hierin ist

$$\left. \begin{aligned} r &= \frac{c}{s} \cong 2 - \left(\frac{1}{\beta}\right)^2, & q &= \frac{EJ}{s l^2}, \\ c &= \frac{\beta^2}{\pi^2} \left(1 - \frac{\pi}{\beta} \operatorname{ctg} \frac{\pi}{\beta}\right), & s &= \frac{\beta^2}{\pi^2} \left(\frac{\pi}{\beta} - \sin \frac{\pi}{\beta}\right). \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

Die Lösung der simultanen Differenzgleichungen (2) und (4) liefert

$$\begin{aligned} \mathfrak{M}_k &= C \sin k \nu \frac{\pi}{n} \\ y_k &= C \eta \sin k \nu \frac{\pi}{n} = \eta \mathfrak{M}_k. \end{aligned}$$

Hierin ist  $n$  die Zahl der Felder,  $\nu$  die Zahl der sich beim Knicken bildenden Halbwellen mit der Halbwellenlänge

$$\omega l = \frac{n}{r} l. \quad (6)$$

Der Proportionalitätsfaktor

$$\eta = - \frac{x + 2(r+1)}{\rho x}, \quad (7)$$

$$x = 2 \left( \cos \nu \frac{\pi}{n} - 1 \right). \quad (8)$$

Die Federkonstante  $A$ , bei der die Gleichgewichtsverzweigung eintritt, folgt aus der Beziehung

$$A = - \frac{2P}{l} \Phi, \quad (9)$$

worin

$$\Phi = \frac{\left(1 - \cos \nu \frac{\pi}{n}\right) \frac{\pi}{\beta} - \sin \frac{\pi}{\beta} - (r+1)}{1 - \frac{r+1}{1 - \cos \nu \frac{\pi}{n}}}. \quad (10)$$

Man erhält also, je nach der Größe von  $\omega = \frac{n}{\nu}$  verschiedene Werte  $\Phi = f(\beta)$ .

Setzt man den Differentialquotienten von  $\Phi$  nach  $\left(1 - \cos \nu \frac{\pi}{n}\right)$  gleich Null, so erhält man

$$1 - \cos \frac{\pi}{\omega} = (1+r) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin \frac{\pi}{\beta}}{\frac{\pi}{\beta}}}\right), \quad (11)$$

der, in Gl. (10) eingesetzt, die Umhüllende aller möglichen Kurven  $\Phi = f\left(\frac{\nu}{n}, \beta\right)$  ergibt. Die Gleichung der Umhüllenden lautet

$$\Phi = (1+r) \frac{\frac{\pi}{\beta} - \sqrt{\sin \frac{\pi}{\beta}}}{\frac{\pi}{\beta} + \sqrt{\sin \frac{\pi}{\beta}}}. \quad (12)$$

Die Engessersche Näherung liefert

$$\Phi = \frac{\pi^2}{8 \beta^2}. \quad (13)$$

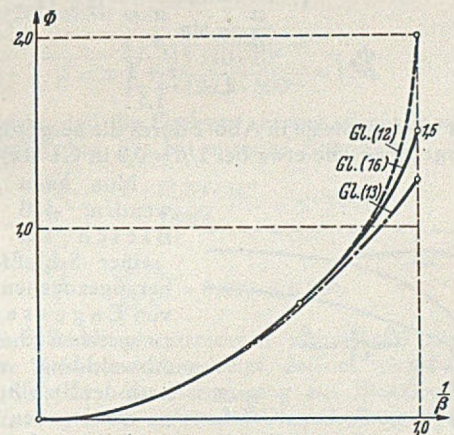


Abb. 2.

In Abb. 2 sind die Werte  $\Phi$  nach Gl. (12) und (13) als Funktion von  $1:\beta$  aufgetragen. Für  $n = \infty$  und  $\beta = 1$  erhält man den Grenzwert

$$\lim_{\substack{n \rightarrow \infty \\ \beta = 1}} \Phi = 2. \quad (14)$$

Diese Schlussfolgerung von Bleich beruht jedoch auf einem Irrtum, wie schon die Betrachtung der Beziehung (14) zeigt.

Aus Abb. 1 erkennt man, daß für  $\beta = 1$  die Momente  $\mathfrak{M}_k$  verschwinden, wie auch aus Gl. (4) und (5) hervorgeht.

Die Mittelkraftlinie schneidet die Knicklinie in den Stützpunkten  $k$ , Gl. (2), geht dann in die Differenzgleichung der Gelenkkette

$$P \Delta^2 y_k + A l y_k = P \Delta^2 y_k + 2 P \Phi y_k = 0$$

über. Aus ihr folgen für  $\Phi = 2$  die Ordinaten  $y_{k-1} = y_{k+1} = -y_k$ . Der dadurch gekennzeichneten Mittelkraftlinie aber entspricht gemäß Abb. 3 nicht der Wert  $\beta = 1$ , sondern  $\beta = 0,5$ , für den ebenfalls  $\mathfrak{M}_k = 0$  und damit die Knickbedingungen (2) und (4) erfüllt sind.

Die dem Werte  $\beta = 0,5$  zugeordnete Knicklast

$$P = \frac{4 \pi^2 E J}{l^2} = 4 P_E$$

ist jedoch physikalisch unmöglich, weil der Stab bereits bei  $P = P_E$  in Wellen mit der Halbwellenlänge  $\omega l = l$  ausknickt. Die Knickbedingungen sind also durch eine zusätzliche Bedingung zu ergänzen, die sich aus der folgenden Überlegung ergibt.

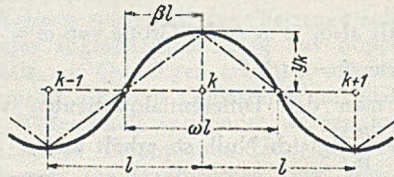


Abb. 3.

Wir können uns auf den leicht zu übersehenden Sonderfall  $\beta = 1$  beschränken, der bei gegebenem  $\omega$  den Größtwert von  $A$  liefert. In einem Felde  $k, k+1$ , in dem die Mittelkraftlinie die Abszissenachse schneidet, ist die Bedingung  $\mathfrak{M}_k = 0, \mathfrak{M}_{k+1} = 0$  bei  $\beta = 1$  nur zu erfüllen, wenn die Knicklinie mit der Mittelkraftlinie zusammenfällt. Dann ist aber ein stetiger Übergang im Punkt  $k$  nur möglich, wenn das Feld  $k-1, k$  nicht von der Mittelkraftlinie gekreuzt wird, d. h.  $\omega$  muß größer als 1,5 sein. Mit diesem Grenzwert erhält man

$$\lim_{\beta \rightarrow 1} \Phi = 1,5. \quad (15)$$

Gl. (12) muß somit bei  $\beta \rightarrow 1$  durch die Beziehung

$$\varphi_0 = \frac{1,5 \frac{\pi}{\beta} \sin \frac{\pi}{\beta} - (r+1)}{1 + \frac{r+1}{1,5}} \quad (16)$$

ersetzt werden. Sie ist in Abb. 2 durch die ausgezogene Linie wiedergegeben, die etwa bei  $1/\beta = 0,9$  in Gl. (12) übergeht.

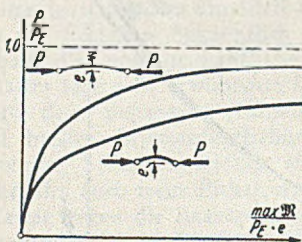


Abb. 4.

Nun kann man einwenden, daß die von Bleich zur Stützung seiner Schlußfolgerung herangezogenen Versuche von Engesser für diese zu sprechen scheinen. Die Abweichung von dem nach der Stabilitätstheorie zu erwartenden Wert läßt sich aber ohne weiteres aus dem Vorhandensein

$$\frac{\max \mathfrak{M}}{P_E \cdot e} = f(\beta)$$

von Anfangsexzentrizitäten oder Krümmungen erklären. In Abb. 4 ist die Funktion

$$P_E = \frac{\pi^2 E J}{l^2}$$

Sie ist der entsprechenden Kurve eines sinusförmig gekrümmten an beiden Enden gelenkig gelagerten Druck-

stabes gegenübergestellt. Man sieht, daß das im Stabe auftretende größte Biegemoment bei Annäherung an den Wert  $\beta = 1$  übermäßig anwächst, mag die Anfangsexzentrizität oder Krümmung noch so klein sein. Wenn man also den querfedernd gestützten Stab unter Zugrundelegung der ideellen Knicklänge  $\beta l$  mit dem gleichen  $\omega$ -Wert dimensioniert wie den normalen Druckstab, so besteht keine Gefahr einer Unterschreitung der in den Vorschriften als zulässig erachteten Sicherheit.

2. Die Ergebnisse der Theorie der Drillknickung. Wir benutzen die folgenden Beziehungen [4]: Knicklast des mittig beanspruchten an beiden Enden gelenkig gehaltenen und frei verwölbungsfähigen Druckstabes mit einer Symmetrieachse  $x$  und der Stablänge  $l$

$$P = \frac{i^2}{i^2} \left[ \frac{P_y + P_d}{2} - \sqrt{\left( \frac{P_y + P_d}{2} \right)^2 + \frac{i^2}{i^2} P_y P_d} \right] \quad (18)$$

Hierin sind

$i$  der auf die Stabachse,  $i$  der auf die natürliche Drehachse (Schubmittelpunkt) bezogene polare Trägheitshalbmesser,

$$P_y = \frac{\pi^2 E J_x}{l^2} \text{ die reine Biegeknicklast,}$$

$$P_d = \frac{E}{i^2} \left( \frac{\pi^2 C_M}{l^2} + \frac{J_D}{\lambda} \right) \text{ die reine Drehknicklast,} \quad (19)$$

worin

$C_M$  der Wölbwiderstand, bezogen auf den Schubmittelpunkt,

$J_D$  der Drehwiderstand des Querschnittes und

$$\lambda = \frac{E}{G} \cong 2,6 \text{ das Verhältnis von Elastizitätsmodul und Schubmodul sind.}$$

Ist der Stab in einer Achse  $F$  drehgelenkig gelagert, so ist nur Drehknickung möglich, für die die Differentialgleichung

$$E C_F \varphi'''' + (P_d i_F^2 - G J) \varphi'' = 0 \quad (20)$$

gilt. Hierin sind

$\varphi = f(z)$  der Drehwinkel,

$C_F$  der Wölbwiderstand,

$i_F$  der Trägheitshalbmesser, beide bezogen auf die künstliche Achse  $F$ .

Sind die Grenzbedingungen für beide Knickarten verschieden, so kann Gl. (18) als Näherung verwendet werden, indem man die reine Biegeknicklast und die reine Drehknicklast entsprechend ihren Randbedingungen ermittelt und in Gl. (18) einsetzt.

$$\text{Ist z. B. } \varphi = b \sin \frac{\pi z}{\beta l},$$

$$\text{so wird } P_d = \frac{E}{i^2} \left( \frac{\pi^2 C}{\beta^2 l^2} + \frac{J_D}{\lambda} \right). \quad (21)$$

$i$  und  $C$  sind dabei jeweils auf die Drehachse zu beziehen.

Die Differentialgleichung der Verdrehung eines in der Achse  $F$  gleichmäßig drehfedernd gestützten Druckstabes lautet [5]:

$$E C_F \varphi'''' + (P_d i_F^2 - G J_D) \varphi'' + \delta \varphi = 0. \quad (22)$$

Hierin ist  $\delta$  die Drehfederkonstante je Längeneinheit.

3. Der drehfedernd gestützte Druckstab. Ist der Stab nur in einzelnen Punkten gestützt, so ergibt sich die reine Drehknicklast  $P_p$  aus Gl. (20).

Durch zweimalige Integration erhält man

$$E C_E \varphi'' + (P_d i_F^2 - G J_D) \varphi + c_1 z + c_2 = 0,$$

wofür man auch

$$E C_F \varphi'' + (P_d i_F^2 - G J_D) \varphi + K_{k-1} \left( 1 - \frac{z}{l} \right) + K_k \frac{z}{l} = 0$$

schreiben kann.

Diese Beziehung ist mathematisch identisch mit der Differentialgleichung der Biegeknicung [3]. Alle aus dieser Differentialgleichung gezogenen Schlüsse gelten somit auch für die Drehverformung. Wir erhalten daher: die Stetigkeitsbedingung

$$\Delta^2 K_k + 2(r+1)K_k + \rho \Delta^2 \varphi_k = 0$$

und die Gleichgewichtsbedingung

$$\Delta^2 K_k - (P_d i_F^2 - G J) \Delta^2 \varphi_k - D l \varphi_k = 0.$$

Der Klammerwert hat die Dimension  $\text{tcm}^2$ , folglich hat  $D$  die Dimension  $\text{tcm}$ , muß also der Verdrehungswiderstand der Stütze sein, d. h. das Moment, das — am stützenden Verband angebracht — diesen um den Winkel  $\varphi = 1$  verbiegt. Man erhält somit

$$D = \frac{2}{l} (P_d i_F^2 - G J_D) \Phi = \frac{2 \pi^2 E C_F}{\beta^2 l^3} \Phi. \quad (23)$$

Der nur von  $\beta$  abhängige Wert  $\Phi$  ist ebenso groß wie beim querfedernd gestützten Stab. Man erhält also z. B. für die Engesser'sche Näherung nach Gl. (13)

$$\Phi = \frac{\pi^2}{8 \beta^2}.$$

Dieses Ergebnis kann benutzt werden, um die Richtigkeit der Ableitung zu prüfen.

Setzt man  $\varphi = b \sin \frac{\pi z}{\omega l}$ ,

so erhält man aus Gl. (22)

$$E C_F \frac{\pi^4}{\omega^4 l^4} - \frac{\pi^2}{\omega^2 l^2} (P_d i_F^2 - G J_D) + \delta = 0.$$

Daraus folgt

$$P_d = \frac{E C_F}{i_F^2} \frac{\pi^2}{\omega^2 l^2} + \frac{G J_D}{i_F^2} + \frac{\delta}{i_F^2} \frac{\omega^2 l^2}{\pi^2}. \quad (24)$$

$P_d$  wird am kleinsten, wenn

$$\frac{dP_d}{d\omega} = 0.$$

Diese Bedingung liefert

$$\omega^2 = \frac{\pi^2}{l^2} \sqrt{\frac{E C_F}{\delta}}.$$

Damit erhält man aus Gl. (24)

$$P_d = \frac{1}{i_F^2} \left( 2 \sqrt{E C_F \delta} + \frac{E J_D}{l} \right) \quad (25)$$

und weiter

$$2 \sqrt{E C_F \delta} = E \left( \frac{P_d i_F^2}{E} - \frac{J_D}{l} \right) = \frac{\pi^2 E C_F}{\beta^2 l^2},$$

sowie

$$D = \delta l = \frac{2 \pi^2 E C_F}{\beta^2 l^3} \cdot \frac{\pi^2}{8 \beta^2} \quad (26)$$

$$\text{und } \Phi_E = \frac{\pi^2}{8 \beta^2}$$

in Übereinstimmung mit Gl. (13).

4. Beispiel. Stabbogen der Straßenbrücke über den Rhein zwischen Duisburg und Rheinhäusen (Abb. 5).

Querschnittswerte

$$F = 1840 \text{ cm}^2,$$

$$J_x = 3,34 \cdot 10^6 \text{ cm}^4,$$

$$J_y = 11,89 \cdot 10,6^6 \text{ cm}^4,$$

$$i^2 = \frac{3,34 + 11,89}{1840} 10^6$$

$$= 8280 \text{ cm}^2,$$

$$i_F^2 = 8280 + 67,1^2 = 12780 \text{ cm}^2,$$

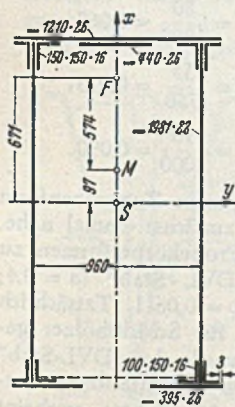


Abb. 5.

Wölbwiderstand, bezogen auf die Schwerachse

$$C = 4480 \cdot 10^6 \text{ cm}^6,$$

Abstand des Schubmittelpunktes  $M$  von der Schwerachse  $S$   
 $e_x = 9,7 \text{ cm}$ ,

Wölbwiderstand, bezogen auf den Schubmittelpunkt  $M$   
 $C_M = (4480 - 9,7^2 \cdot 3,34) 10^6 = 4160 \cdot 10^6 \text{ cm}^6$ ,

Wölbwiderstand, bezogen auf die Drehachse  $F$ ,  
 $C_F = (4160 + 57,4^2 \cdot 3,34) 10^6 = 15510 \cdot 10^6 \text{ cm}^6$ ,  
 $i^2 = 8280 + 9,7^2 = 8370 \text{ cm}^2$ ,

Drehwiderstand

$$J_D = 6,17 \cdot 10^6 \text{ cm}^4, \quad l = 800 \text{ cm}, \quad \frac{D}{E} = 125,8 \text{ cm}^3.$$

Wir berechnen nun:

a) die Knicklast für das Biegeknicen senkrecht zur  $x$ -Ebene und Verdrillung in Wellen mit der Halbwellenlänge  $l$  ( $\beta = 1$ ). In diesem Falle wird der Querschnitt um die Achse des Schubmittelpunktes verdreht. Wir erhalten

$$\frac{P_y}{E} = \frac{\pi^2 \cdot 3340000}{800^2} = 51,5 \text{ cm}^2,$$

nach Gl. (19)

$$\frac{P_d}{E} = \frac{1}{8370} \left[ \frac{\pi^2 \cdot 4160 \cdot 10^6}{800^2} + \frac{6,17 \cdot 10^6}{2,6} \right] = 291,5 \text{ cm}^2.$$

Nach Gl. (18) wird dann, wie zu erwarten,

$$P \cong P_y.$$

b) die Knicklast für das Biegeknicen senkrecht zur  $x$ -Ebene und Verdrillung in Wellen mit der Halbwellenlänge  $\beta > 1$ .

Nach Gl. (25) wird

$$\frac{P_d}{E} = \frac{1}{12780} \left( 2 \sqrt{15510 \cdot 10^6 \cdot \frac{125,8}{800}} + \frac{6,17 \cdot 10^6}{2,6} \right) = 193,5 \text{ cm}^2,$$

somit nach Gl. (18) mit  $\frac{P_d}{P_y} = \frac{193,5}{51,5} = 3,756$ :

$$\frac{P}{P_y} = \frac{12780}{8280}$$

$$\cdot \left[ 0,5(1 + 3,756) - \sqrt{[0,5(1 + 3,756)]^2 - \frac{8280}{12780} \cdot 3,756} \right] = 0,904.$$

Aus Gl. (26) erhält man

$$\beta = \pi \sqrt[4]{\frac{15510 \cdot 10^6}{4 \cdot 125,8 \cdot 800^3}} = 1,56.$$

Man erkennt, daß die Drehverformung schon einen merklichen Einfluß hat. Da bei unserem Beispiel

$$\frac{P_x}{E} = \frac{\pi^2 \cdot 11,89 \cdot 10^6}{1600^2} = 47,75 \text{ cm}^2,$$

somit

$$\frac{P_x}{P_y} = \frac{47,75}{51,5} = 0,899 < 0,904$$

ist, ist der Stabbogenquerschnitt ausreichend dimensioniert. Die Zahlenrechnung zeigt, daß es wirtschaftlicher ist, dem Stab bei der Berechnung auf Biegeknicen in der  $y$ -Richtung einen gewissen Überschuß an Sicherheit zu geben, statt die abstützenden Verbände zu verstärken. Es liegen also analoge Verhältnisse vor wie beim querfedernd gestützten Stab [6].

#### Literatur.

1. Fr. Bleich: Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, Berlin 1924.
2. E. Chwalla: Bauingenieur 10 (1929) S. 443.
3. F. Schweda: Bauingenieur 9 (1928) S. 335.
4. Wansleben: Die Theorie der Drehfestigkeit von Stahlbauteilen. Abh. aus dem Stahlbau, Heft 3, Bremen 1948.
5. Chwalla: Einige Ergebnisse der Theorie des außermittig gedrückten Stabes mit dünnwandigem offenen Querschnitt. Forschungsh. aus dem Gebiete des Stahlbaues, Heft 6, Berlin 1943.
6. Hartmann: Knickung, Kippung, Beulung, Leipzig und Wien 1937.

# Querschnittübergänge an Zuggliedern und Zugprüfstäben aus Holz

Von Dr.-Ing. habil. Rudolf Keylwerth, Reinbek.

Mitteilung aus dem Zentralinstitut für Forst- und Holzwirtschaft.

Bei der Einleitung von Zugkräften (durch Bolzen, Laschen, Füllklötze usw.) in Holzbauteile zwingen die anisotropen Festigkeitseigenschaften und die geringe Scherfestigkeit der Hölzer zur sorgfältigen Dimensionierung der Stabköpfe. — Ähnliche Schwierigkeiten treten bei der Holzprüfung an Zugfestigkeitsproben auf. Auch hier erfordert die niedrige Scherfestigkeit der Hölzer sehr sorgfältig ausgewählte Einspannköpfe, damit die im Querschnittübergang auftretenden Scherkräfte sicher übertragen werden. Andernfalls treten bekanntlich „Kopfreißer“ (Brüche im Einspannkopf) auf, die niedrigere Zugfestigkeitswerte vortäuschen, als sie der Werkstoff Holz tatsächlich besitzt. Für die Prüfung kleiner Querschnitte kennt man bewährte Probenformen (z. B. „DVL-Stab“ für Lagenhölzer, geschulterter Zugstab für Vollhölzer), deren Einspannköpfe durch Probieren so gefunden wurden, daß die Einleitung der hohen Zugkräfte zufriedenstellend ge-

Für die Stelle  $x_1 = \frac{a}{2}$ ,  $l = 0$  wird  $\sigma_m = \max \sigma$ . Es muß also dort  $\frac{dx_1}{dl}$  möglichst klein bleiben, damit gemäß Gl. (1)  $\max \tau$  klein bleibt. Allgemein muß gelten  $\max \tau \leq \tau_{zul}$ . Die Differentialgleichung (1) führt für  $\max \tau = \text{konstant}$  auf

$$\int_0^l dl = \frac{P}{2b \max \tau} \int_{\frac{a}{2}}^{x_1} \frac{dx}{x};$$

$$x_1 = \frac{a}{2} e^{\frac{2bl \max \tau}{P}}$$

Führt man ein  $\frac{P}{ba} = \sigma_z$  die rechnerische Zugspannung im prismatischen Zugstab und  $\frac{\max \tau}{\sigma_z} = \frac{\tau_{zul}}{\sigma_z} = \rho$  das Verhältnis von Scher- zu Zugspannung, so erhält man die allgemeine Exponentialgleichung für Querschnittübergänge:

$$x_1 = f(l) = \frac{a}{2} e^{\frac{2l\rho}{a}} \quad (2)$$

## 2. Anwendung auf Zugglieder und Zugprüfstäbe.

Gl. (2) gibt für Übergänge (s. Abb. 1) von der Querschnittbreite  $a$  auf die Breite  $2x_1$  die mindestens erforderliche Anschlußlänge  $l$  an. Das Verhältnis  $\rho = \frac{\tau}{\sigma}$  wird so zu wählen sein, daß selbst beim Eintreten des Zugbruches im Schaft des Stabes ein Scherbruch im Stabkopf sicher vermieden wird. Man wird auf der sicheren Seite bleiben, wenn die zulässige Scherspannung und die rechnerische Zug-

festigkeit  $\sigma_{zB}$  eingesetzt wird:  $\rho = \frac{\tau_{zul}}{\sigma_{zB}}$ . Für den allgemeinen Holzbau erhält man dann etwa  $\rho = \frac{10}{500} = 0,02$ . In besonderen Fällen des Leichtbaues (Karosseriebau usw.) wird man (wegen des besonders sorgfältigen Festigkeitsnachweises) vielleicht nahe an das Verhältnis der Festigkeitsgrenzwerte herangehen können, z. B.:

Schichtholz Sch T Bu 7	$\rho = \frac{75}{1000} = 0,075,$
Schichtholz Sch T Bu 20	$\rho = \frac{80}{1200} = 0,067,$
Kiefer (strenge Sortierung)	$\rho = \frac{55}{750} = 0,073,$
Esche	$\rho = \frac{90}{1000} = 0,090.$

Auf der Suche nach einer geeigneten Zugprobenform für größere Querschnitte lag es zunächst einmal nahe, den Wert  $\rho$  für bisher bewährte Probekörperformen zu ermitteln. Man findet für den „DVL-Stab“ ( $a = 0,4$ ;  $x_1 = 0,5$ ;  $l = 3$  cm) das Verhältnis  $\rho = 0,0611$ . Tatsächlich nähert sich dieser Wert den oben für Schichthölzer genannten Grenzwerten sehr; m. W. wurde der „DVL-Stab“ seinerzeit speziell zur Prüfung von Schichthölzern entwickelt. In diesem Zusammenhang betrachtet erscheint es übrigens auch verständlich, daß an den „DVL-Stäben“ gelegentlich Kopfreißer beobachtet werden. Für Stäbe mit ausgefallenen hohen Zugfestigkeitswerten ist wohl  $\rho = 0,0611$  etwas zu hoch gegriffen und daher ein Scher-

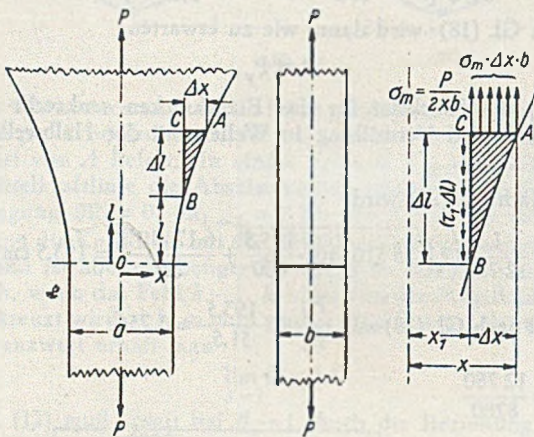


Abb. 1. Gleichgewichtsbetrachtung am Querschnittübergang eines Zugstabes.

lingt. Für größere Querschnitte ist die rechnerische Ermittlung des Querschnittüberganges zu empfehlen, die auf eine Exponentialfunktion führt (siehe z. B. Junkers: Konstruktionsunterlagen, Dessau 1944). Im wesentlichen kommt es dabei auf das Verhältnis von Scherfestigkeit zu Zugfestigkeit des Holzes an. Über einige damit zusammenhängende Versuche an Kiefernholz wird im folgenden berichtet.

## 1. Ermittlung der Querschnittübergänge.

Aus der Gleichgewichtsbedingung für das Stabelement ABC (Abb. 1)

$$\sum L = 0$$

folgt, wenn gleichmäßig über  $x$  verteilte Normalspannungen angenommen werden,

$$\frac{P}{2xb} \Delta x b = \tau_1 \Delta l b;$$

$$\tau_1 = \frac{P}{2xb} \frac{\Delta x}{\Delta l}$$

Für  $\Delta l \rightarrow 0$  wird  $x \rightarrow x_1$  und

$$\lim_{\Delta l \rightarrow 0} \frac{\Delta x}{\Delta l} = \frac{dx_1}{dl};$$

$$\tau_1 = \frac{P}{2xb} \frac{dx_1}{dl} = \sigma_m \frac{dx_1}{dl} \quad (1)$$

Für einen Schnitt  $l = \text{konstant}$  steigen die Schubspannungen in  $x$ -Richtung linear an (Momentengleichgewicht), die Randspannung beträgt dann  $\tau_1 = \max \tau$ .

bruch unausweichlich. Kopfreißen können hier etwa mit  $\rho = 0,04$  ( $= \frac{80}{2000}$ ) vermieden werden. Nach unseren bisherigen Erfahrungen bewährten sich zur Prüfung „kleiner Querschnitte“:

Holzart	$\rho$	Prüfquerschnitt		Übergangslänge $l$ cm	Kopfbreite $2x_1$ cm
		a cm <sup>2</sup>	b cm <sup>2</sup>		
Schichthölzer, harte Laubhölzer	0,04	0,4	2	4,5	1,0
Nadelhölzer	0,04	0,8	2	5,5	1,4

Abb. 2 zeigt die Querschnittübergänge für diese Stäbe ( $\rho = 0,04$ ) gemäß Gl. (2), also hier

$$x_1 = 0,2 e^{0,2 l} \text{ (Schichthölzer),}$$

$$x_1 = 0,4 e^{0,1 l} \text{ (Nadelhölzer).}$$

Zum Vergleich ist auch der „DVL-Stab“ ( $\rho = 0,0611$ ) eingezeichnet. Für Vollhölzer empfiehlt sich wohl allgemein der größere Querschnitt in Abb. 2, weil damit ein besserer Durchschnittswert der Zugfestigkeit bestimmt werden kann und weil die Herstellung der Stäbe handlicher ist. An der Stelle  $l = 0$  wird man zweckmäßig keinen Knick

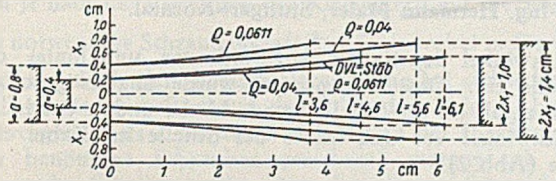


Abb. 2. Querschnittübergänge an Zugstäben für „kleine fehlerfreie Proben“ nach Gl. (2).

sondern eine sanfte Ausrundung vorsehen. Wenn für das Fräsen der Kurve nach Schablone die notwendigen Einrichtungen fehlen, wird man mit Kreisbogen und Geraden annähern, ohne jedoch dabei die theoretische Grenzkurve zu unterschneiden. Da nach Gl. (2)

$$\frac{dx_1}{dl} = \rho e^{\frac{2l}{a}}$$

gilt, wird z. B. an der Stelle  $l = 0$  der Anstieg der Kurve  $tg d \leq \rho$  sein müssen. Dadurch erhält also der Zahlenwert für  $\rho$  auch eine geometrisch sinnfällige Bedeutung.

Die erforderliche Anschlußbreite  $2x_1$  (s. Abb. 1) ist von der Größe der eingeleiteten Kräfte und von den Verbindungsmitteln (Bolzen, Nägeln, Leim usw.) abhängig. Bei Zugfestigkeitsproben liegen folgende Verhältnisse vor:

a) Der Bruch der Probe soll innerhalb der „Meflänge“ erfolgen. Schon aus diesem Grunde sind Stabköpfe vorgesehen.

b) Holz ist gegen Quersammendrückung (in den Spannbacken der Zerreißmaschine) sehr empfindlich. Die erforderliche Anschlußbreite  $2x_1$  ist also offenbar von der zulässigen Flächenpressung (quer zur Faser) abhängig.

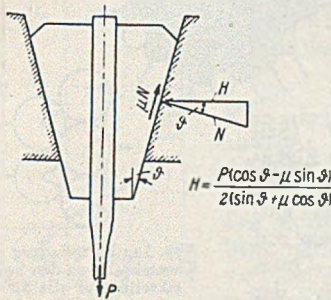


Abb. 3. Stabkopf in den Spannbacken der Zerreißmaschine.

c) Da die Flächenpressung im Spannkopf erfahrungsgemäß nicht immer innerhalb der elastischen Formänderungen gehalten werden kann — die Spannbacken oder Stabköpfe würden dann außerordentlich groß —, empfiehlt sich die Anordnung des Querschnittüberganges nach Abb. 3. Eine Quetschung der durchlaufenden Holz-

fasern an den Kanten der Spannbacken wird hier vermieden.

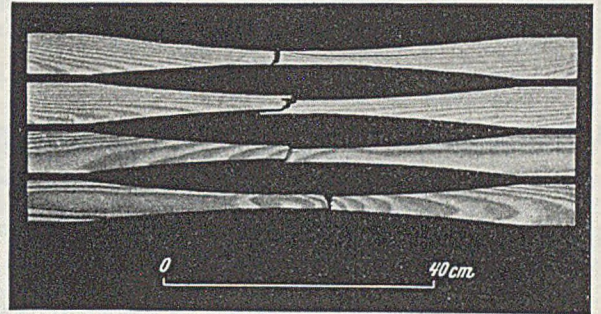
Bei Zugversuchen an großen Querschnitten wird man sich mit der Flächenpressung in den Spannbacken der Prüfmaschine auseinanderzusetzen haben. Es sei daher noch kurz darauf eingegangen.

Bei der üblichen Anordnung (Abb. 3) beträgt die Belastung  $H$  auf die Spannfläche des Zugstabes

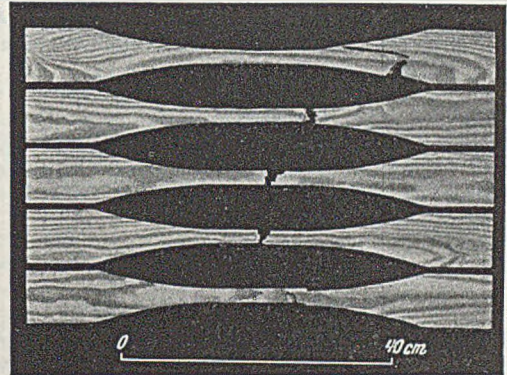
$$H = \frac{P (\cos \vartheta - \mu \sin \vartheta)}{2 (\sin \vartheta + \mu \cos \vartheta)} \text{ [kg],}$$

worin  $P$  die Bruchlast [kg],  $\vartheta$  der Keilwinkel der Spannbacken,  $\mu$  die Reibungszahl (Holz — Stahl). Mit  $\mu = 0,15$  und  $\vartheta = 11$  bis  $15^\circ$  wird  $H = 1,41 P$  bis  $1,15 P$ . Für den „DVL-Stab“ ( $Q = 0,8 \text{ cm}^2$ ) und für Schichtholz  $\sigma_{2B} = 2000 \text{ kg/cm}^2$  wird die Flächenpressung (bei  $\vartheta = 15^\circ$ )

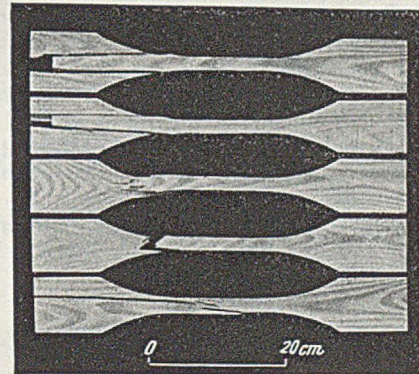
$$P_m = \frac{H}{F} = \frac{1800}{14} = 130 \text{ kg/cm}^2.$$



$\rho = 0,04.$



$\rho = 0,08.$



$\rho = 0,14.$

Abb. 4–6. Bruchbilder an Zugstäben (Kiefer) mit verschiedenen Querschnittübergängen  $\rho = 0,04$  bzw.  $0,08$  bzw.  $0,14$ .

Betrachtet man die Zahlenwerte für die Druckfestigkeiten (quer zur Faser)

Schichtholz	$\sigma_{DB \perp} = 280 \text{ kg/cm}^2.$
Esche	130 „ „
Kiefer, tangential	60 „ „
Kiefer, radial	40 „ „

so wird man diesen Zahlenwert der Flächenpressung für Schichtholz als ausreichend ansehen. Dagegen muß bei Versuchen an Kiefernholz mit wesentlich niedrigeren Flächenpressungen (etwa  $p = 30 \text{ kg/cm}^2$ ), also größeren Spanflächen, gearbeitet werden. Die bisherigen Prüfmaschinen für Holz besitzen meist zu kurze Spannbacken. Man muß dann sehr breite Spannköpfe verwenden, was notgedrungen [s. Gl. (2)] auf sehr lange Zugstäbe führt.

3. Versuchsergebnisse.

Zugversuche an Kiefernstäben (Querschnitt  $2 \cdot 1,4 = 2,8 \text{ cm}^2$ ) sollten klären, welches Verhältnis  $\rho = \frac{\tau}{\sigma}$  (s. oben) hier zweckmäßigerweise in Gl.(2) einzuführen ist. Tatsächlich wurden mit  $\rho = 0,04$  durchweg einwandfreie Brüche erzielt (fehlerfreies Holz vorausgesetzt). Mit  $\rho = 0,14 \dots 0,12$  traten durchweg Schubbrüche ein (s. Abb. 4 bis 6). Zwischen diesen beiden Extremwerten tritt ein allmählicher Übergang ein. Der noch zulässige Grenzwert lag nach unseren Er-

fahrungen bei  $\rho = 0,08$ . Der für diesen Wert in Abb. 5 absichtlich gezeigte einzelne Kopfreißer ist durch Faserstörung im Einspannkopf entstanden. Gegen derartige Holzfehler sind die Stäbe mit abnehmendem  $\rho$  immer weniger empfindlich. Der Einfluß des Scherbruches wird auch in den Zugfestigkeitszahlen deutlich. Wir erhielten z. B. bei Scherbruch ( $\rho = 0,14$ )  $\sigma_{zB} = 1010 \text{ kg/cm}^2$  bei reinem Zugbruch ( $\rho = 0,04$ ) dagegen  $\sigma_{zB} = 1150 \text{ kg/cm}^2$  (Mittelwerte für Kiefer, lufttrocken).

Zusammenfassung.

Zur Dimensionierung von Querschnittübergängen an Zugstäben steht Gl. (2) zur Verfügung. Das darin enthaltene Verhältnis  $\rho$  von Scher- zu Zugspannung wird erörtert und mit einigen Versuchen an Kiefernstäben belegt. Aus den Ergebnissen werden für die Holzprüfung bestimmte Richtlinien zur Gestaltung von Zugprüfstäben (auch für größere Querschnitte) abgeleitet.

Versuche über Kabelschellen anlässlich des Baues der Autobahnbrücke über den Rhein bei Köln-Rodenkirchen 1938.

Von Dr.-Ing. Fritz Leonhardt, Stuttgart und Dipl.-Ing. Hermann Maier, Stuttgart-Kornthal.

Vorüberlegungen.

Die Kabelschellen halten die Seile in geordneter Lage zusammen und sollen gegenseitige Längsverschiebungen der Seile verhindern, damit diese als einheitliches Kabel wirken. Sie leiten die an den Hängern wirkenden Lasten in das Kabel ein. Der in der Winkelhalbierenden des

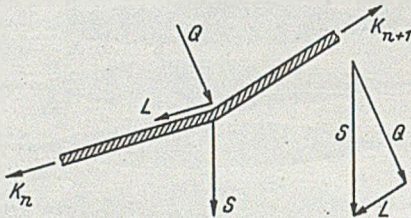


Abb. 1. Zerlegung der Hängerkraft am Kabel.

Kabelknickes wirkend gedachte Teil der Hängerkraft (Querkraft) (Abb.1) wird schon allein mit der Schleife des Hängeseiles bei über die Schelle gelegten Hängeseilen durch die Kabelschelle hindurch auf das Kabel übertragen. Der tangentielle Teil der Hängerkraft (Längskraft) kann nur durch die mit der Anleimmkraft der Kabelschelle erzeugte Reibung zwischen Schelle und Kabel aufgenommen werden. Die Klemmkraft wird durch Anziehen der Schrauben hervorgerufen und ist je nach der Form der Kabelschelle und der Verteilung der im Kabel erzeugten Gegenkräfte das zwei- bis mehrfache der von den Schrauben ausgeübten Zugkräfte. Der das Abgleiten der Schellen verhütende Reibungswiderstand hängt von der Oberflächenbeschaffenheit der inneren Schellenwände und der Seile ab.

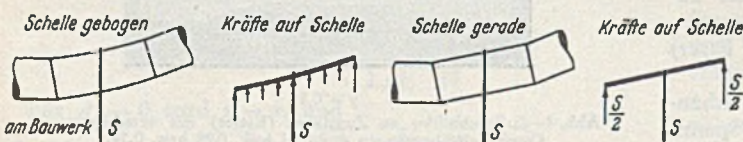


Abb. 2. Durch das Hängeseil hervorgerufene Biegung der Kabelschelle.

Das Kabel ist beim Anbringen der Kabelschellen auf die Länge einer Schelle so gut wie gerade, die Schellen wurden deshalb gerade hergestellt und werden beim Belasten der Hänger auf Biegung beansprucht und gekrümmt. Der über diese Krümmung hinausgehende

Knickwinkel des Kabels stellt sich vor und hinter der Schelle ein. Das Biegemoment wurde ungünstig so gerechnet, als ob die Schelle gerade bliebe und je der halbe Knickwinkel vor und hinter der Schelle im Kabel einträte (Abb. 2).

Die Beanspruchungen der Schellen setzen sich aus Ringzugspannungen, die je nach der Klemmkraftverteilung von Biegespannungen überlagert sind, aus kleinen Schubspannungen und aus den durch die Hängerkraft bedingten Biege- und Schubspannungen sowie aus örtlichen Beanspruchungen wie der Klemmwirkung der Hängeseilschleife zusammen.

Die Beanspruchungen der Schelle sind also von vielen Umständen abhängig, für die nur angenommene Grenzfälle untersucht werden können. Die wirklichen Spannungen lassen sich rechnerisch nicht bestimmen. Hinzu kommt, daß bei den verschlossenen Seilen des Parallelseilkabels der Durchmesser mit zunehmender Spannung merklich kleiner wird, weil sich die spiraligen Drahtlagen enger aneinanderlegen und jeder einzelne Draht durch die die Längsdehnung begleitende Querschrumpfung etwas dünner wird.

Bei einem sechseckigen Kabel mit 515 mm größtem Seitenabstand aus 61 Seilen  $\varnothing 65 \text{ mm}$  muß mit 6 bis 10 mm Verkleinerung des Seitenabstandes gerechnet werden, solange die Spannung von  $0,40 \text{ t/cm}^2$  auf  $3,32 \text{ t/cm}^2$  (Seil allein bis volles Eigengewicht der Brücke) ansteigt. Davon entfallen 4 bis 5 mm auf die eigentliche Quersammenziehung der

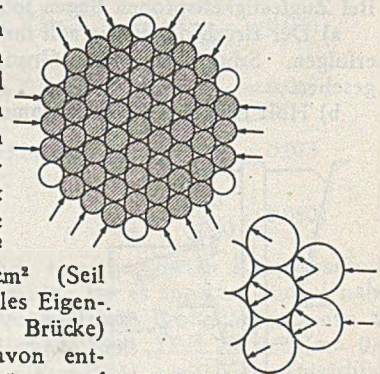


Abb. 3a. Fortpflanzung der Klemmkraft von den Sechseckseiten auf alle Seile.

zusammenziehung der Seile und weitere 2 bis 5 mm auf Verkleinerung der Seilabstände, die dadurch entstehen können, daß die Seile nicht vollständig gerade sind, sondern kleine beim Verseilen entstehende Wellen aufweisen. Die Kabelschellen müssen also auch so gebaut sein, daß sie sich durch

Nachziehen der Schrauben dem kleiner werdenden Kabelquerschnitt anpassen können, ohne daß die Größe und Verteilung der Klemmkraft ungünstiger wird.

Für das Kabel muß verlangt werden, daß die Klemmkraft möglichst gleichmäßig auf alle Seile verteilt wird. Dies wird am besten erreicht, indem der Schellendruck

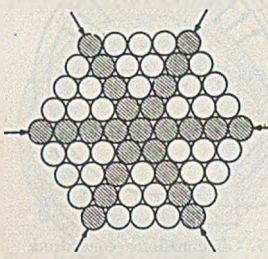


Abb. 3 b. Kräfte auf die Eckseile verteilen sich nicht auf alle Seile.

auf alle Seiten des Sechsecks gleichmäßig ausgeübt wird. Die äußeren Seile drücken sich dann je zwischen zwei der folgenden Lage, der Schellendruck pflanzt sich so mit Sicherheit auf alle Seile fort (Abb. 3 a). Ungünstig ist ein Druck auf die Eckseile, weil von Ecke zu Ecke die geradlinig hintereinander liegenden Seile steife Diagonalen bilden, zwischen denen die übrigen Seile wenig gepreßt werden (Abb. 3 b).

Für die Bemessung der Kabelschellen ist die erforderliche Klemmkraft besonders wichtig. Ist  $\mu$  der Reibungswert,  $L$  die Längskraft der Hängerlast und  $\nu$  die geforderte Sicherheit gegen Gleiten der Schelle, dann ist die erforderliche Klemmkraft  $Kl = \frac{\nu \cdot L}{\mu}$ , und daraus errechnet sich je nach der Verteilung der Klemmkraft auf die Schelle die notwendige Schraubenkraft  $Z = \frac{Kl}{m}$ , wobei  $m$  für verschiedene Fälle der Klemmkraftverteilung bei sechseckigen und runden Schellen aus der folgenden Tafel (Abb. 4) hervorgeht. Aus  $Z$  werden die Zahl und der Durchmesser der benötigten Schrauben gerechnet, woraus sich die Länge der Schellen ergibt. Aus den starken Schwankungen von  $m$  erkennt man schon, wie sehr man bei einem

Fall Nr.	1	2	3	4	5
Verteilung des Kabelgegendruckes auf Kabelschelle infolge $Z$					
Klemmkraft	$Kl = 2Z$	$Kl = 4Z$	$Kl = 3Z$	$Kl = 2,31Z$	$Kl = \pi Z$
$m$	2	4	3	2,31	$\pi = 3,14$

Abb. 4. Tabelle der verschiedenen Klemmkraftverteilung.

bestimmten  $Z$  über die Größe von  $Kl$  im Ungewissen ist, zudem sich  $m$  z. B. ändert, wenn die Schelle durch Nachziehen der Schrauben an den kleiner gewordenen Kabelquerschnitt angepreßt wird. Besonders groß sind die Schwankungen bei der sechseckigen Schelle, wenn die schrägen Seiten auf das Kabel aufgekittet werden.

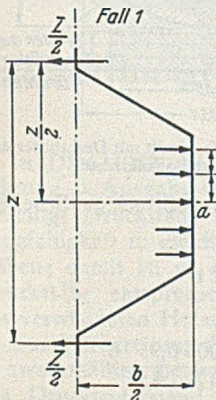


Abb. 5. Kräfte für Fall 1.

Für einige Grenzfälle der Klemmkraftverteilung wurden nun zunächst die Spannungen in den Schellen bei verschiedener Dicke der Wandungen genähert errechnet. Die sechseckige Schelle kann so gebaut werden, daß die Schrägseiten von Anfang an kaum am Kabel anliegen und der Klemmdruck zu meist auf die lotrechten Kabelseiten wirkt (Abb. 5). Die Klemmkraft ist dann  $Kl = 2Z$  und das größte Moment in Punkt a (bei 61 Seilen)

$$M_a = \frac{Z \cdot z}{4} - \frac{Z}{5} \cdot 3s \quad (\text{Fall 1}) \quad s = \text{Seilabstand.}$$

Nach der Schrumpfung des Kabels ändern sich die Kräfte in diesem Fall kaum.

Verringert man den Abstand der schrägen Seiten und vergrößert den der lotrechten Seiten, dann wird die Schelle an den schrägen Seiten angeklemt und kommt an den lotrechten Seiten nicht zum Anliegen (Fall 2, Abb. 6). Wird das Kabel dünner, so läßt der Druck auf die Schrägseiten nach, bis schließlich die lotrechte Seite zum Anliegen kommt und zum Schluß wieder Fall 1 eintritt. Nimmt man bei Fall 2 gleichen Druck auf alle Seile lotrecht auf der Schellenfläche an, dann wird

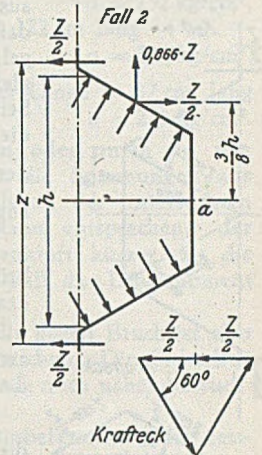


Abb. 6. Kräfte für Fall 2.

$$Kl = 4Z,$$

$$M_a = \frac{Z \cdot z}{4} - 0,866 \cdot Z \cdot \frac{b}{4} - \frac{Z}{2} \cdot \frac{3}{8} h,$$

wobei  $0,866 = \sin 60^\circ$  für die lotrechte Komponente der schrägen Schlußkraft und  $b$  die Kabelschellenbreite ist. Außerdem wirkt im Schnitt a eine Ringzugkraft von  $R = 0,866 \cdot Z$ .

Der Fall 3 (Abb. 7) sei ein Mittelding zwischen Fall 1 und 2; die Klemmkraft sei an allen Seiten gleich stark und wird

$$Kl = 3Z.$$

Es ist

$$M_a = \frac{Z \cdot z}{4} - 0,866 \cdot \frac{Z}{2} \cdot \frac{b}{4} - \frac{Z}{4} \cdot \frac{3}{8} h - \frac{Z}{2 \cdot 5} \cdot 3 \cdot s,$$

$$R = 0,866 \cdot \frac{Z}{2}.$$

Schließlich kann noch der Fall eintreten, daß die Kabelschelle durch die Verbiegung der Schellenwände beim Nachziehen auf das dünner gewordene Kabel nur noch an den Eckseilen anliegt (Abb. 8), dann wird für Fall 4

$$Kl = 2,31Z,$$

wobei  $\frac{2,31}{2} = 1,155 = \frac{1}{\cos 30^\circ}$

und die lotrechte Komponente der schrägen Kraft

$$R = 1,155 \cdot \frac{Z}{4} = \text{Ringzugkraft ist.}$$

Ferner ist

$$M_a = \frac{Z \cdot z}{4} - \frac{Z h}{8}.$$

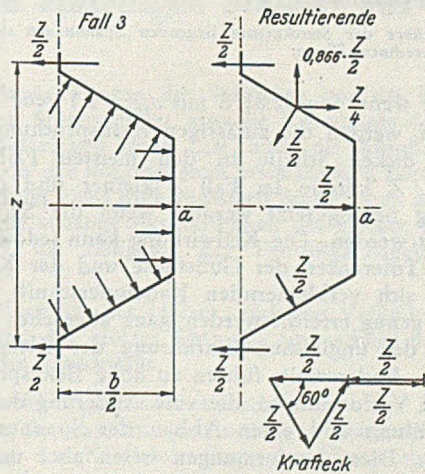
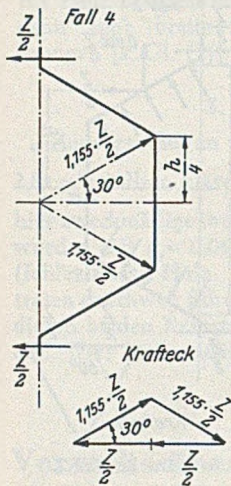


Abb. 7. Kräfte für Fall 3.

In Wirklichkeit kann die Verteilung der Klemmkraft ungleichmäßig sein oder zwischen den beschriebenen Fällen liegen. Welche Verteilung eintritt, ist ungewiß, da sie von der Schellenform, der Seillage und der Verformbarkeit der Schelle abhängt. Jedenfalls erkennt man schon aus den aufgezeigten Möglichkeiten, daß es bei Sechseckschellen kaum gelingen kann, die Klemmkraft gleichmäßig auf die Seile an den Seiten des Kabels zu verteilen. Für die Bemessung der Schrauben muß der ungünstigste Fall 1 mit  $Z = \frac{Kl}{2}$  angenommen werden.



Für die Rodenkirchener Rheinbrücke ist bei einer größten Hängerkraft von

$$S = 190 \text{ t}$$

am schrägsten Punkt 8 des Kabels die Neigung der Schelle

$$\sin \alpha = 0,486, \quad \cos \alpha = 0,876,$$

die Längskraft

$$L = 0,486 \cdot 190 = 92,3 \text{ t}$$

die Querkraft

$$Q = 0,876 \cdot 190 = 166,5 \text{ t}$$

Abb. 8. Kräfte für Fall 4.

für  $\nu = 2$  und  $\mu = 0,15$  wird die erforderliche Klemmkraft

$$Kl = \frac{2 \cdot 92,3}{0,15} = 1230 \text{ t}$$

Durch die über die Schelle gelegten Hängeseile wirkt mindestens  $Q$  als Kraft zwischen Schelle und Kabel, es bleibt demnach die durch die Schrauben ausübende Zugkraft für  $m = 2$

$$Z = \frac{Kl - Q}{m}$$

$$2 Z = Kl - Q = 1230 - 166,5 = 1063,5 \text{ t}$$

Somit

$$Z = 532 \text{ t}$$

Die Länge der Schelle am Punkt 8 ist 1220 mm. Bei Wandstärken von 90 und 70 mm ergeben sich für dieses  $Z$  folgende rechnerische Spannungen in der Schelle bei den Fällen 1 bis 4:

Lastfall	1	2	3	4
$\max \sigma$ bei 90 mm Wandstärke	4,41*	3,21	0,96	2,98
t/cm <sup>2</sup> bei 70 mm Wandstärke	7,30*	4,42*	1,97	4,88*
Stelle der größten Zugspannung	außen	innen	außen	außen

\* Alle über der Streckgrenze liegenden Spannungen sind nur zum Vergleich errechnete Werte.

Selbst wenn Stg 52.81 S mit  $\sigma_{zul} = 2,1 \text{ t/cm}^2$  angenommen wird, werden die zulässigen Beanspruchungen sogar bei der dicken Schelle in den meisten Fällen überschritten.  $Z$  könnte im Fall 2 kleiner und die Beanspruchung herabgesetzt werden, wenn die Seitenflächen aufgekeilt werden. Die Keilwirkung kann jedoch bei den üblichen Toleranzen der Gußstücke und der Kabel und bei dem sich verkleinernden Kabelquerschnitt nicht zuverlässig genug erreicht werden, ganz abgesehen von dem Nachteil der ungleichen Einführung der Klemmkraft in die Seile. Andererseits führen zu hohe Beanspruchungen sofort zu Verformungen, die eine Änderung der Klemmkraftverteilung und einen Abbau der Spannungsspitzen bewirken. Diese Verformungen treten aber um so eher ein, je nachgiebiger die Kabelschelle ist.

Bei einem kreisrunden Kabel können die Klemmkräfte auch dadurch hervorgerufen werden, daß eine dünne Bandschelle kräftig aufgespannt wird. Im Idealfall greift dann  $Z$  in der Mittelachse des dünnwandigen Schellenbandes an, das sich an die Zylinderfläche des Kabels gleichmäßig anpreßt, so daß ein gleichmäßiger Innendruck wirkt, durch den keine Biegemomente, sondern nur Ringzugkräfte entstehen. In diesem Fall 5 ist  $Kl = \pi \cdot Z$  und die Ringzugkraft bei gleichmäßigem Innendruck  $R = Z/2$  (Abb. 9). Deshalb führt man bei kreisrund gepreßten Paralleldrahtkabeln größter Hängebrücken Schellen mit 20 bis 25 mm Wandstärke aus. Für die Verhältnisse der Rodenkirchener Brücke wird

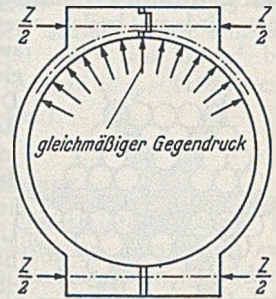


Abb. 9. Gleichmäßiger Innendruck bei einer kreisrunden Schelle.

3,14  $Z = Kl - Q = 1063,5 \text{ t}$

$$Z = 339 \text{ t}, \quad \frac{Z}{2} = 169,5 \text{ t}$$

Setzt man gleiche Schellenlänge wie zuvor voraus, so wird die Spannung bei nur 2 cm Wandstärke  $\sigma = \frac{169 \cdot 500}{122 \cdot 2} = 695 \text{ kg/cm}^2$ , so daß bei nicht gleichmäßigem Innendruck ein erheblicher Spielraum für Spannungen aus Biegemomenten verbleibt. Bei der mittigen Ringzugkraft ist allerdings vorausgesetzt, daß die Schraubenachsen mit der Schellenwandmitte zusammenfallen, was bei 20 mm Dicke zu dünne Schrauben ( $\frac{3}{4}$ " ) ergeben würde. Jedenfalls sieht man, daß kreisrunde Kabelschellen auf rundem Kabel günstiger sind als eckige Schellen auf eckigem Kabel.

Führt man das sechseckige Seilbündel mit Rundstählen (nach Vorschlag von Prof. Dr.-Ing. H. Maier-Leibnitz) zu einem vollen Kreisquerschnitt auf (Abb. 10), so kann man auch auf sechseckige Kabel kreisrunde dünnwandige Schellen aufschrauben. Aus gußtechnischen Gründen wurde die Wandstärke der fertig ausgebohrten Schelle zu 45 mm, der Abstand der Schraubenachse von der inneren Schellenwand zu 32 mm gewählt, so daß selbst bei dem für sechseckige Schellen angenommenen

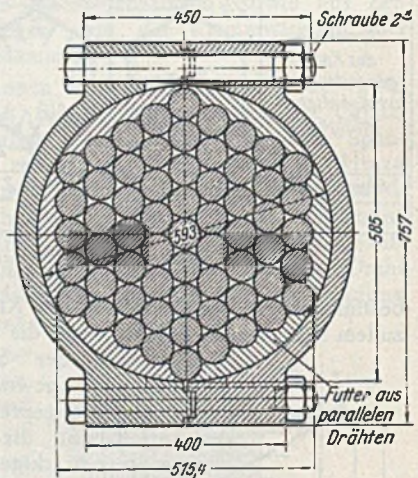


Abb. 10. Schellenquerschnitt mit Drahtfutter der Rheinbrücke Rodenkirchen.

$$Z = \frac{Kl - Q}{2} = 532 \text{ t}$$

eine Beanspruchung von

$$\sigma = \frac{532 \cdot 000}{2 \cdot 122 \cdot 4,5} \pm \frac{532 \cdot 000 \cdot 0,95 \cdot 6}{2 \cdot 122 \cdot 4,5^2} = 484 \pm 614 = 1098 \text{ kg/cm}^2$$

unter gleichmäßiger Klemmkraftverteilung entstehen würde.

Beim Nachziehen der Schelle auf den kleiner gewordenen Kabeldurchmesser müssen die Futter folgen, die Schellenwand gleitet etwas auf den Futter, wobei sich der Fugenschlitz weiter schließt, und die Krümmung der



Schelle paßt sich durch leichte Verformung der neuen Kabelform an. Auch dabei entstehen nur geringe zusätzliche Beanspruchungen.

Durch Überhöhung der Futter (Abb. 11) wird der Druck auf die weicheren Sechseckseiten verstärkt, das Anliegen der Schelle an den steiferen Ecken verhindert und damit eine kräftige Fortpflanzung des Schellendrucks auf die inneren Seile des Kabels erreicht (vgl. Abb. 3 a). Die Schelle liegt zunächst nur an wenigen Punkten an. Die noch wenig gespannten Seile schieben sich enger zusammen, die parallelen Drähte der Futter können durch kleine gegenseitige Verlagerungen dieser Bewegung folgen (gegossene volle Futterstücke, wie sie in USA benützt wurden, könnten dies nicht!), die Überhöhung geht zurück, bis schließlich die Schelle an einer größeren Fläche anliegt. Dabei treten zunächst noch große Biegespannungen auf.

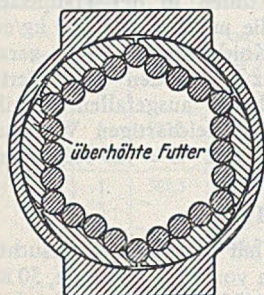


Abb. 11. Übertriebene Darstellung der Futterüberhöhung.

Schon die Verformungen im elastischen Bereich genügen jedoch, um ein gleichmäßigeres Anliegen der Schelle zu erreichen. Immerhin ist bei der ungleich angestrichelten Verteilung des inneren Druckes gegen die Schelle die Klemmkraft noch  $Kl \approx 3,0 Z$ , also nur wenig kleiner als  $\pi Z$ , so daß  $Z$  ausreichend sicher mit  $\frac{Kl}{2,8}$  bemessen wird.

Der bei eckigen Schellen höchste Wert von  $Z = \frac{1}{2} Kl$  wird jedoch nie erforderlich, weil es undenkbar ist, daß eine so elastische runde Schelle bei an allen Seiten überhöhten Futter nur an zwei Seiten des Sechsecks anliegt. Für ein bestimmtes  $Z$  kann sicher und zuverlässig eine in engen Grenzen bekannte Klemmkraft zwischen 2,8  $Z$  und 3,14  $Z$  ausgeübt werden.

Bei den Futter muß beachtet werden, daß zwischen Futter und Seilen, zwischen den Futterstäben untereinander und zwischen Futter und Schelle überall etwa gleiche Reibungswerte bestehen, denn es nützt nichts, große Reibung zwischen Futter und Schelle zu haben, solange die glatten Futterstäbe auf den glatten Seilen leicht gleiten können.

Schließlich seien zum Vergleich noch die Spannungen aus der Biegung der Kabelschelle um die Kabelachse unter der Lastannahme von Abb. 2 für runde und sechseckige Schellen gegenübergestellt.

Aus Längsbiegung wird höchstens (Schraubenloch abgezogen)

- bei eckigen 90 mm dicken Schellen 122 cm lang  $\sigma = 236 \text{ kg/cm}^2$ ,
- bei eckigen 70 mm dicken Schellen 122 cm lang  $\sigma = 252 \text{ kg/cm}^2$ ,
- bei runden 45 mm dicken Schellen 122 cm lang  $\sigma = 325 \text{ kg/cm}^2$ ,
- bei runden Schellen mit  $\frac{2}{2,8}$ -facher Länge = 87 cm lang  $\sigma = 232 \text{ kg/cm}^2$ .

Diese Spannungen treten oben oder unten an den dicken Schraubenbacken auf, wo die Spannungen aus den Klemmkraften kleiner sind als an der untersuchten Wandung. Die runde Schelle kann entsprechend der kleineren erforderlichen Schraubenkraft kürzer als die eckige Schelle gebaut werden, so daß das Längsmoment kleiner wird.

Die Sicherheit der runden Schelle gegen Bruch ist also mit mäßigen Abmessungen zu erreichen. Die Sicherheit der Schelle gegen Gleiten muß jedoch noch näher beleuchtet werden.

Die Kabelschellen werden am unbelasteten Kabel festgeschraubt. Nach dem Anhängen der Hängerlasten ändern sich die Schraubenkräfte durch die Längsbiegung der Schelle und durch die Wirkung der Kabelknick an den Schellenenden. Es wurde beobachtet, daß die äußeren Schrauben höher beansprucht werden, während die Zugkraft der inneren Schrauben nachläßt. Die Querschrumpfung des Seilkabels vermindert die Schraubenkraft; die Schrauben müssen also nachgezogen werden. Durch Messungen muß am Schluß des Bauens festgestellt werden, daß jede Schraube die geforderte Kraft ausübt. Auch dann kann durch den Verkehr bei Seilkabeln eine weitere kleine Querschrumpfung des Kabels eintreten. Außerdem können Schelle und Schrauben bei Sonnenbestrahlung um einige Grad wärmer werden als das Kabel im Innern, wodurch die Schraubenspannung ebenfalls nachläßt. Zum Beispiel ist bei 5° C Wärmeunterschied ein Spannungsabfall von

$$-\sigma_t = 5 \cdot 0,000\ 012 \cdot 2\ 100\ 000 = 126 \text{ kg/cm}^2$$

zu erwarten.

Die Sicherheit der Hänger wird mit Rücksicht auf den möglichen Ausfall eines Hängers sehr viel höher bemessen als die Sicherheit der übrigen Bauteile. Entsprechend muß auch die Sicherheit der Schellen gegen Gleiten reichlich angenommen werden, insbesondere wenn die erwähnten Erscheinungen beachtet werden. Für Seilkabel ist demnach eine vierfache, für Paralleldrahtkabel wegen ihrer geringeren Querschrumpfung eine 3- bis 3,5fache Sicherheit der Schellen gegen Gleiten angezeigt.

(Fortsetzung folgt.)

## Untersuchungen über den Knickwiderstand von einteiligen Stützen aus Holz.

Von Otto Graf, Stuttgart

In DIN 1052 (Holzbauwerke, Berechnung und Ausführung, 3. Ausgabe vom Dezember 1940) ist im § 12 für einteilige Druckstäbe festgelegt, daß die Berechnung der Tragfähigkeit in gleicher Weise erfolgt wie bei den Stahlstäben; damit ist u. a. angenommen, daß die schlanken Druckstäbe entsprechend dem mittleren Elastizitätsmodul des verwendeten Holzes voll zur Geltung kommen.

Zur Vorbereitung der künftigen Entscheidungen erschien es zweckmäßig, die heute vorhandenen Erkenntnisse über den Druckwiderstand einteiliger Druckstäbe zusammenzufassen, um festzustellen, inwieweit die zur Zeit geltenden Vorschriften den tatsächlichen Verhältnissen gerecht werden, und um zu erkunden, welche Änderungen angezeigt erscheinen.

Zur Beurteilung des Widerstandes von Holzstäben gegen Knickung müssen außer den Abmessungen bekannt sein:

1. Die Abweichungen der Stabachse von der Geraden zwischen den Stützpunkten, also die Krümmung des Stabs vor dem Aufbringen einer Last, auch die Abweichungen des Stabs von der vorgesehenen prismatischen Form (z. B. die Verwindung eines drehwüchsigen Stabs durch das Austrocknen); die sonstige Beschaffenheit des Holzes, also der Faserverlauf, die Ästigkeit, der Feuchtigkeitsgehalt, die Rissigkeit usf.

2. Die Elastizität des Holzes, auch die Veränderlichkeit der Elastizität des Holzes über den Querschnitt und über die Länge des Druckstabs.

3. Die Abhängigkeit der Knicklast von der Art der Übertragung der Last an den Enden der Druckstäbe, u. a. von der Art der Krafteintragung, der Einspannung der Stabenden usf.

Zu 1. ist hinreichend bekannt, daß Holzstäbe beim Austrocknen Verformungen erfahren, die von der Verschiedenheit der Rohwichte des Holzes im Querschnitt der Stäbe, auch gleichlaufend zur Stammachse stets mehr oder minder ausgeprägt vorhanden sind, ferner vom Faserverlauf und von der Ästigkeit, insbesondere der Zahl und Länge der Äste abhängen. Bei dicken Hölzern entstehen überdies Schwindrisse, deren Weite und Tiefe und deren Verlauf von dem Einschnitt (Vollholz, Kern mittig oder außermittig, Halbholz, Viertelholz usf.), von der Behandlung beim Trocknen und von anderen Einflüssen abhängen. Weiterhin ist die Genauigkeit des Einschnitts der Hölzer zu beachten, sei es wegen der Abweichungen vom Sollmaß im ganzen oder örtlich.

Der Feuchtigkeitsgehalt des Holzes beeinflusst in besonders hohem Maße die Druckfestigkeit, weniger die Zugfestigkeit und auch die Elastizität der Stäbe.

Zu 2. Jeder Holzstab enthält Jahresringe sehr verschiedener Breite und sehr verschiedener Wichte. Entsprechend veränderlich ist die Elastizität des Holzes in den Elementen jedes Holzstabs. Damit liegt der Schwerpunkt des Widerstands der Stäbe meist mehr oder minder abseits vom geometrischen Schwerpunkt der Stäbe. Deshalb wird ein Stab, der auf Knicken beansprucht ist, nur ausnahmsweise die Last tragen, die sich mit der üblichen Rechnung ergibt, auch wenn der mittlere Elastizitätsmodul des Stabs der etwa durch einen Biegeversuch bestimmt ist, in die Rechnung eingeführt wird.

Zu 3. Die Art der Übertragung der Last an den Enden der Stäbe ist bei auf Knickung beanspruchten gegliederten Proben besonders wichtig. Bei Vollstäben gelten vor allem die Darlegungen von W. Rein in Heft 4 der Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau.

1. Knickversuche mit Stäben aus Fichtenholz [1].

a) Querschnitt 3 cm × 6 cm. Ausgeführt 1925.

Die Proben bestanden aus geradegewachsenem, astfreiem Fichtenholz, das mehrere Jahre in einem trockenen Raum gelagert war. Der Elastizitätsmodul des Holzes ist mit Stichproben durch Biegeversuche zu 128 000 bis 130 000 kg/cm<sup>2</sup> festgestellt worden; die Einzelwerte lagen also nahe zusammen.

Die Stirnflächen der Stäbe waren senkrecht zur Stabachse sorgfältig eben bearbeitet. Beim Versuch standen die Stäbe zwischen Stahlplatten, die sich gegen Stahlkugeln stützen<sup>1</sup>. Für die Auswertung der Versuche ist Spitzenlagerung angenommen worden. Die Ergebnisse sind in

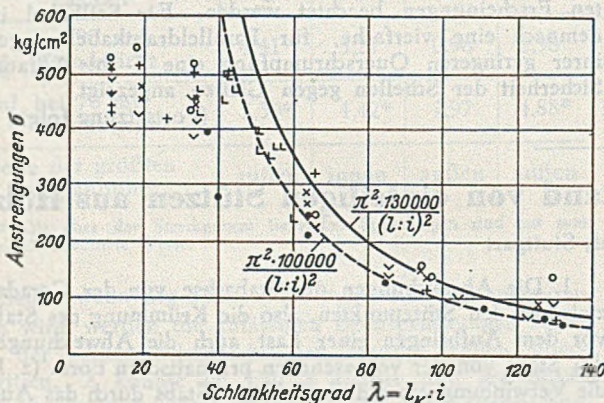


Abb. 1. Knickversuche mit Stäben aus Fichtenholz.

Abb. 1 dargestellt. Zum Schlankheitsgrad  $l_K : i$  ( $l_K$  = Knicklänge zwischen den Stützkugeln,  $i$  = Trägheitshalbmesser  $= \sqrt{\frac{min J}{f}}$ ;  $min J$  = Trägheitsmoment des Flachstabs) sind die Anstrengungen  $max P : f$  aufgetragen, wobei  $max P$  die Höchstlast beim Versuch und  $f$  der Stabquerschnitt sind.

<sup>1</sup> Die Versuchseinrichtung ist im Bauingenieur 7 (1926) S. 277 dargestellt.

Aus Abb. 1 ist folgendes zu entnehmen. Bei gedruckten Stäben (bei  $l_K : i$  bis 50) war die Druckfestigkeit des Holzes maßgebend; der Schlankheitsgrad blieb in diesem Bereich ohne deutlichen Einfluß. Die schlanken Stäbe trugen Belastungen, die meist kleiner waren, als sie die Eulerlinie mit  $E = 130 000 \text{ kg/cm}^2$  angibt. Die Schar der Versuchswerte läßt sich nach unten in der Hauptsache durch eine Kurve umgrenzen, die mit  $E = 100 000 \text{ kg/cm}^2$  errechnet ist. Hiernach ist der Knickwiderstand von geradfaserigem astfreiem Fichtenholz unter den geschilderten Umständen bis um etwa  $\frac{1}{4}$  kleiner ausgefallen, als ihn die Rechnung liefert, die einen gleichartigen Werkstoff im gesamten Holzstab (hier mit  $E = 129 000 \text{ kg/cm}^2$ ) voraussetzt.

b) Versuche vom Jahre 1935.

Bei späteren Versuchen [2] mit besonders ausgesuchten gleichmäßigen Fichtenholzstäben von rd. 1 m Länge, 50 mm Breite und 12 bzw. 28 mm Dicke blieb der Unterschied der Knicklast beim Versuch gegenüber der rechnerischen Knicklast sehr klein, wenn der beim Biegeversuch für jeden Stab ermittelte Elastizitätsmodul in die Rechnung eingeführt wurde.

2. Knickversuche mit Stäben aus Kiefernholz.

Querschnitt 18 cm × 18 cm und 15 cm × 15 cm [3].

Ausgeführt 1927 und 1928.

Aus den Versuchen unter 1. folgt, daß zur Beurteilung der Ergebnisse von Knickversuchen mit Holz die Kenntnis des Elastizitätsmoduls jedes einzelnen Holzstabes unent-

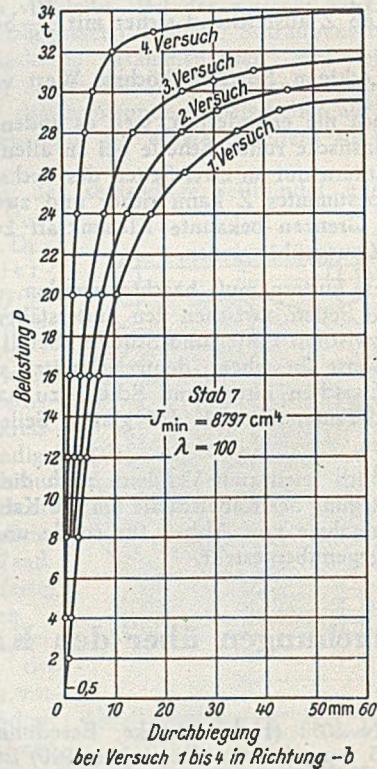


Abb. 2. Versuche mit Stab 7 der Tabelle I. Die geometrische Exzentrizität betrug

bei Versuch	1	2	3	4
+ b =	0	2	4	6 mm
max P =	29 500	30 400	31 500	33 900 kg.

behrlich ist; ebenso müssen jeweils die Wuchseigenschaften nach DIN 4074 festgestellt werden.

Weiter erschien es angezeigt, zur verfolgen, welche Exzentrizität wegen der Ungleichheit des Holzes über den Querschnitt, auch wegen unvermeidlicher kleiner Krümmungen usf. anzunehmen ist.

Hierzu geben die Versuche in Tabelle 1 Aufschlüsse. Hiernach betrug die Höchstlast beim Versuch das 0,71- bis 0,87fache der Last, die auftreten würde, wenn der Stab bei

Tabelle 1.  
Knickversuche mit Stäben aus Kiefernholz. Querschnitt 18 cm × 18 cm oder 15 cm × 15 cm.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Stab	Ver- such	Knick- länge $l_K$	Quer- schnitt $F$	Trägheits- moment $J$	Schlank- heits- grad $\lambda$	Krümmung des Stabes vor dem Versuch <sup>1)</sup> in Richtung		Geometrische Exzentrizität an den Stäben in Richtung a und b mm	$J \cdot E$ beim Biegever- such	Knicklast $P_r$ nach Euler mit $J \cdot E$ aus Spalte 10 kg	Höchstlast beim Ver- such $max P$	$\frac{max P}{P_r}$ (Spalte 12) $P_r$ (Spalte 11)
						a mm	b mm					
6	1	608,2	325,8	8797	117	+4	-6	0	$1020 \cdot 10^6$	27 200	20 000	0,74
	3					—	—					
7	1	522,3	325,8	8797	100	-2	-4	0	$960 \cdot 10^6$	34 700	29 500	0,85
	4					—	—					
8	1	562,5	216,0	3891	133	-3	+4	0	$400 \cdot 10^6$	12 500	10 900	0,87
	3					—	—					
9	1	563,3	216,0	3891	133	-1	-8	0	$420 \cdot 10^6$	13 100	10 800	0,82
	4					—	—					
10	1	562,7	215,0	3812	134	-2	-11	0	$360 \cdot 10^6$	11 200	8 000	0,71
	4					—	—					

<sup>1)</sup> Die Krümmung des Stabes wurde vor dem Versuch unter  $P = 500$  kg festgestellt.

mittiger Belastung entsprechend seinem Elastizitätsmodul tragfähig gewesen wäre. Bei Verminderung der Exzentrizität durch Verschieben des Stabs auf den Druckplatten um die in Spalte 9 angegebenen Maße erhöhte sich die Tragfähigkeit gemäß Abb. 2 auf das 0,90- bis 0,98fache, im Mittel auf das 0,94fache des Sollwerts.

Hieraus folgt, daß die Tragfähigkeit nach Euler voll oder nahezu voll zu erwarten ist, wenn die innere Exzentrizität der Stäbe beseitigt wird<sup>1</sup>.

Da von dieser Möglichkeit praktisch kein Gebrauch gemacht werden kann, muß eben eine innere Exzentrizität vorausgesetzt werden; sie betrug bei den Versuchen in Tabelle 1 bei 15 cm Kantenlänge bis 1,2 cm. Dabei handelte es sich um Ganzhölzer. Bei Halb- und Viertelhölzern kann die innere Exzentrizität verhältnismäßig größer ausfallen, wie die Beobachtungen unter 4 zeigen.

3. Versuche von Ostenfeld [4]. Stützen mit quadratischem Querschnitt von rd. 5 cm × 5 cm bzw. mit kreisförmigem Querschnitt von rd. 5 cm Durchmesser;  
 $\lambda' = \sim 40$  bis 200.

Das Holz war ausgelesen; falls das Ergebnis durch den Wuchs beeinflusst schien, wurde der Versuch ausgeschieden. Zunächst ist wie bei den Versuchen unter 2 für jede Stütze der Elastizitätsmodul bei Biegebelastung ermittelt worden. Die Stützung der Stäbe beim Knickversuch geschah mit Schneiden, wobei die Last in der Stabmitte oder außermittig wirkte.

Mit den zentrisch beanspruchten Stützen entstand eine gute Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch, wenn für die schlanken Stützen die Eulergleichung und für die kurzen Stützen die Beziehung  $\sigma = \sigma_B - \gamma x^2$  mit  $\sigma_R = 2\sigma$  und  $\gamma = \frac{\sigma_B^2}{4\pi^2 E}$  benutzt wurde. Auf diesem Weg sind auch die älteren Versuche von Tetmayer (vgl. unter 7) bearbeitet worden. Es fand sich dabei, daß die soeben wiedergegebene Parabelgleichung einen wenigstens „ebenso genauen Ausdruck für die Knickspannung liefert wie die Geraden-Formel“ von Tetmayer.

Sinngemäß wurde bei exzentrischer Belastung verfahren.

<sup>1</sup> Sie konnte bei den Versuchen der Tabelle 1 nicht ganz beseitigt werden, da die Stäbe beim Trocknen leicht krumm geworden waren, vgl. die Spalten 7 und 8.

4. Unterschied der Tragfähigkeit von Ganz-, Halb- und Viertelhölzern [5].

Aus Fichtenholz und aus Kiefernholz wurden Ganzhölzer mit quadratischem Querschnitt geschnitten, dessen Größe in 3 Fällen bei 620 cm<sup>2</sup>, in einem Fall bei 324 cm<sup>2</sup> lag. Diese Ganzhölzer sind zunächst mit dem Schlankheitsgrad  $\lambda \geq 110$  geprüft wurden. Dann wurden die Hölzer geteilt und als Halbhölzer mit dem gleichen Schlankheitsgrad dem Knickversuch unterworfen. Der Elastizitätsmodul der Hölzer ist jeweils durch den Biegeversuch ermittelt worden. Schließlich wurden aus den restlichen Stücken Ganzhölzer, Halbhölzer und Viertelhölzer mit dem Schlankheitsgrad  $\lambda = 50$  oder 60 oder 70 geschnitten und geprüft.

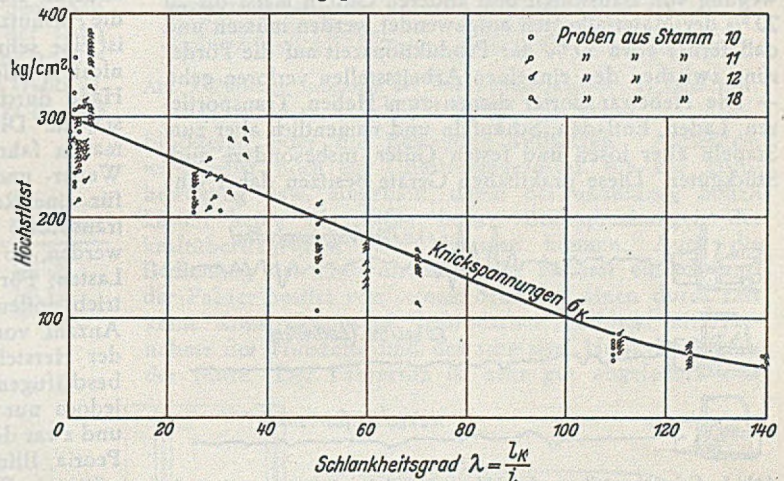


Abb. 3. Versuche mit Stützen aus Fichtenholz. [Die Proben zu den zwei kleinsten Werten bei  $\lambda = 50$  und 70 waren astiger als die sonstigen (Güteklasse II gegen Güteklasse I).]

Zunächst zeigte sich, daß der Elastizitätsmodul der Halbhölzer stets etwas kleiner war als bei den Ganzhölzern, weil das leichtere Kernholz in den Halbhölzern mehr zur Geltung kam als in den Ganzhölzern. Beispielsweise fand sich

für den	Fichtenstamm		Kiefernstamm
	11	12	
a) mit den Ganzhölzern			
$E =$	109 000	104 000	120 000 kg/cm <sup>2</sup>
b) mit den Halbhölzern			
$E =$	106 000	93 000	115 000 kg/cm <sup>2</sup>
	und	und	und
	103 000	92 000	114 000 kg/cm <sup>2</sup> .

Dementsprechend ist auch die Knickfestigkeit der Halbhölzer etwas kleiner zu erwarten als die Knickfestigkeit der Vollhölzer; die Versuche bestätigten diese Auffassung.

Bei den kürzeren Stäben mit  $\lambda = 50$  oder  $60$  oder  $70$  zeigte sich wiederum, daß die Halbhölzer etwas weniger widerstandsfähig waren als die Ganzhölzer und daß die Viertelhölzer noch etwas weniger trugen. Beispielsweise fand sich der Druckwiderstand der Stücke aus dem Fichtenstamm 11 bei  $\lambda = 60$

für das Ganzholz zu  $\sigma = 169 \text{ kg/cm}^2$ ,  
für die 2 Halbhölzer zu  $\sigma = 154$  und  $173 \text{ kg/cm}^2$ ,  
für die 4 Viertelhölzer zu  $\sigma = 132$  bis  $170 \text{ kg/cm}^2$ ,  
im Mittel  $\sigma = 146 \text{ kg/cm}^2$ .

Mit den Hölzern aus dem Kiefernstamm 18 ergab sich bei  $\lambda = 70$ :

für das Ganzholz  $\sigma = 167 \text{ kg/cm}^2$ ,  
für die beiden Halbhölzer  $\sigma = 149$  und  $148 \text{ kg/cm}^2$  und  
für die 4 Viertelhölzer  $\sigma = 114$  bis  $159 \text{ kg/cm}^2$ ,  
im Mittel  $\sigma = 144 \text{ kg/cm}^2$ .

Die Ergebnisse der Knickversuche, die zu diesen Versuchen gehören, sind in Bild 3 zeichnerisch dargestellt. Der Linienzug enthält die Knickspannung  $\sigma_K$ , die in den früheren vorläufigen Bestimmungen der Deutschen Reichsbahn maßgebend war und die mit dem Linienzug übereinstimmt, der seinerzeit von T e t m a y e r [6] für seine Versuche gewählt war<sup>1</sup>. (Fortsetzung folgt.)

<sup>1</sup> Im Einklang mit unseren Feststellungen stehen die Beobachtungen von Newlin und Gahagan, Tests of large timber columns and presentation of the Forest Products Laboratory column formula, Technical bulletin 167, Washington 1940.

## Die amerikanischen Hebetransporter im Baubetriebe.

Von Dr.-Ing. W. Franke, Frankfurt/M.

### I. Allgemeine Entwicklung.

Die Hebetransporter (auch Hebetransportstapler oder Gabelstapler) sind durch konstruktive Weiterentwicklung der Elektrokarren und ähnlicher leicht beweglicher Fahrzeuge zuerst in Amerika gebaut worden, da mit diesem Gerät, sowohl in Fabrikationsanlagen, Lagerschuppen als auch auf freien Lager- und Bauplätzen außerordentliche Ersparnisse an Arbeitslöhnen erzielt werden können. Bei den hohen amerikanischen Löhnen, die durchschnittlich etwa dreimal so hoch sind wie in Deutschland, fällt dieser Umstand wesentlich stärker ins Gewicht als bei uns, so daß die ständig wachsende Verbreitung in fast allen Industrie- und Baubetrieben durchaus verständlich erscheint.

Man rechnet in Amerika allgemein, daß für die Bewegung von Baustoffen und anderen Gütern meist bis zu 20 % der Materialkosten aufgewendet werden müssen und daß ferner etwa 30 % der Produktionszeit auf die Förderung zwischen den einzelnen Arbeitsstellen verloren geht. — Die Hebetransporter dienen zum Heben, Transportieren, Laden, Entladen, Schaufeln und namentlich aber zum Stapeln aller losen und festen Güter, insbesondere auch Stückgüter. Diese praktischen Geräte besitzen daher eine

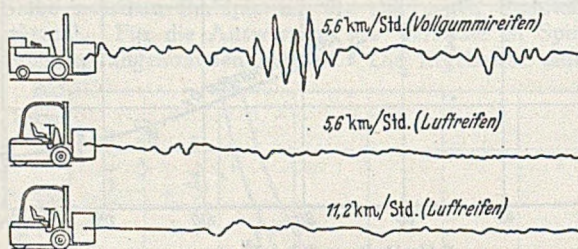


Abb. 1. Gegenüberstellung der Vibrationen beim Fahren mit Last der Type Hyster „20“ auf Vollgummireifen und auf Luftreifen. (Fahrgeschwindigkeit: 5,6 und 11,2 km/Std.)

vielseitige Verwendungsmöglichkeit und eine Anpassungsfähigkeit an Sonderaufgaben auf Lagerplätzen, in Lagerschuppen, in Fabrikräumen und Baustellen und tragen zur Beschleunigung der Förderaufgaben und des Produktionsablaufes bei. Durch Ausschaltung von schwerer und zeitraubender Handarbeit läßt sich besonders bei mechanischer Stapelung auch in Deutschland eine sehr beträchtliche Ermäßigung der Förderkosten erzielen. Innerhalb sehr kurzer Zeit kann durch mitgelieferte und leicht austauschbare Zusatzausrüstungen der Hebetransporter für eine ganze Reihe von Förderzwecken hergerichtet werden, und zwar im Baubetriebe z. B. für folgende Arbeiten: Auf Baustofflagern und Bauplätzen zum Transportieren und anschließendem genauen Stapeln von Ziegelsteinen und Betonblöcken. Die Maschinenstapelung läßt sich weit aus exakter und rascher als Handstapelung durchführen,

es lassen sich auch größere Stapelhöhen erreichen. Weitere Aufgaben sind: Entladung, Förderung und Stapelung von Schnittholz, insbesondere auch Brettern usw. als laufende Arbeiten, auch hier kommt es auf genaue Stapelung an, ferner von Zement in Säcken, Öl und Treibstoffe in Fässern, Kisten mit Eisen- und anderen Bauteilen, Drahtrollen, Maschinenteile und schließlich zur Verladung und Förderung von Sand, Kies und anderen Schüttgütern, natürlich auch Kohle usw. Für die letztgenannten Güter übt der Hebetransporter eine fast dem Bagger oder Auflader ähnelnde Arbeitsweise aus.

Weitere Anwendungsgebiete der Hebetransporter sind die Bedienung von Fabrik- und Lagerräumen, bei denen die ungewöhnliche Wendigkeit in schmalen Gängen und anderen Behinderungen sich sehr vorteilhaft auswirken; die Ausnutzung des Stapelraumes bis fast unter die Decke ist eine sehr viel bessere als bei Handstapelung, da es oft nicht möglich ist, in Höhen von 2 oder 3 m noch von Hand durch Einsatz zahlreicher Arbeitskräfte weiter zu stapeln. Die Hebetransporter sind auf fast allen einigermaßen fahrbaren Straßen oder Wegen und unter allen Wetter- und Temperaturbedingungen einsatzfähig. Auch für eine Reihe weiterer Hilfsaufgaben kann der Hebetransporter als Universalgerät gelegentlich herangezogen werden, so z. B. auch beim Schleppen mäßig schwerer Lasten, Fördern von Gepäckstücken, Lebensmitteln, Betriebsstoffen usw. — Es gibt nun in den USA. eine große Anzahl von Spezialfirmen, welche sich seit Jahren mit der Herstellung und dem Vertrieb der Hebetransporter beschäftigen; die nachstehenden Erläuterungen sollen sich jedoch nur auf die Fabrikate zweier Firmen beziehen, und zwar der Hyster Co (Werke in Portland, Oregon und Peoria, Illinois) sowie der Clark Equipment Co (Werkstätten in Battle Creek, Michigan).

### II. Konstruktionen und Anwendungsbeispiele der Hyster Co.

Außer den 4 Haupttypen (Hyster „20“, „40“, „75“ und „150“) wird noch ein weiteres Modell (Hyster „Karry Kran“) geliefert, welches in der Hauptsache als fahrbarer Kran (bis zu 4,5 t Tragkraft) verwendet wird und von der Beschreibung ausgenommen wurde. — Wie in Tabelle 1 ersichtlich, beträgt die zulässige Last dieser Hebetransporter 450 bis 6400 kg; der Antrieb geschieht ausschließlich durch Gasolinmotoren verschiedener Herstellerfirmen. Alle Fahrzeugbereifungen sind Luftreifen; die ersten 3 Modelle haben 3 Räder, die Type Hyster „150“ hingegen 6. — Durch gesammelte Betriebserfahrungen hat sich herausgestellt, daß die Vibrationen der Hebetransporter auf längeren Fahrstrecken durch Luftreifen wesentlich besser abgefangen werden als durch Vollgummireifen, wie eine graphische Gegenüberstellung für die beiden

Bereifungsarten zeigt (Abb. 1). Bei aufgeschichteten Lasten wie z. B. Brettern, Kisten usw. wirken diese Erschütterungen sehr stark auf die Stapelung ein, welche sich allmählich zu lockern beginnt und schließlich auseinanderfällt. Diese Vibrationsprüfung der Hebetransporter mit Last wurde durch das Charlton Laboratorium (Portland, Oregon) vorgenommen. Die Geräte können sich daher auch auf weniger guten Straßen oder etwas holperigem Boden fortbewegen, sowohl innerhalb als auch außerhalb von Gebäuden, mit oder ohne Last. — Andererseits übertragen auch die Luftreifen die Zugkräfte besser und nehmen die

legung größerer Fahrtstrecken zweckmäßig ist. Andererseits ist auch eine schwache Vorwärtsneigung des Hebergerüsts von etwa 3 bis 4° einstellbar, und zwar zur Erleichterung der Absetzung der Last auf den angefangenen Stapel. Die Hyster-Hebetransporter können auch Steigungen bis zu 15° mit Vollast, bzw. bis zu 25° ohne Last überwinden (Abb. 3).

Die beiden kleineren Modelle, Hyster „20“ und „40“, sind mit luftgekühlten Wisconsin-Motoren ausgestattet, die mittlere Type „75“ mit Hercules-Motor und die größte Type „150“ mit 6-Zylindermotor der International Harvester Co. Zur Einleitung der Hubbewegung und der Vorwärts- oder Rückwärtsneigung der Hubführung dient ein ölgesteuerter Mechanismus, der in einem öl- und staubdichten Gehäuse gekapselt ist, welches außer der Pumpe den Ölvorratsbehälter nebst Ventilen, Zuleitungen und Armaturen enthält; ein verhältnismäßig leichter Ausbau dieser Teile zwecks Nachprüfung ist jederzeit möglich. Die Steuerung ist „fool proof“ durchkonstruiert, wie dies in Amerika vielfach bei allen möglichen Maschinenarten verlangt wird,

Tabelle 1. Hauptdaten der Hyster-Hebetransporter.

Mod. Nr.	Lastmoment mkg	Zuläss. Last kg	Reifen		Radstand m	Maschinendaten			Geschwdgk.		Hubhöhe m	Gew. kg
			Zahl	Abmess. mm		Hub mm	Bohrgr. mm	Brems-PS Uml./min	Hub m/min	Fahren km/h		
„20“	63 000	900	3	150×202	1,13	81	81	25 / 2400	10,7	18,5	2,7	1600
„40“	139 000	1800	3	175×300	1,4	81	81	25 / 2400	10,7	18,5	2,7	2800
„75“	360 000	3400	3	210×380	1,9	101	81	40 / 2400	9,1	13,5	2,7	4400
„150“	800 000	6400	6	375×400	2,2	105	82	82 / 3400	10,7	33,5	5,3	7000

\* Lastmoment (mkg): Produkt aus Last (in kg) und dem Maß von Vorderradmitte bis Schwerpunkt der Last (in m).

Bemerkung: Die Typen: „20“ und „40“ sind ausgerüstet mit: Wisconsin-Motor (V-Type), luftgekühlt, 4-Zyl., 4-Takt.  
Type „75“ ist ausgerüstet mit Motor der Hercules Motor Company.  
Type „150“ ist ausgerüstet mit 6-Zyl.-Motor der International Harvester Co.

auftretenden Stöße sanfter auf als Vollgummireifen. Allerdings dürfte der Einsatz auf sehr schlammigen und vom Regen durchweichten Baustellen oder Zufahrtswegen kaum zu empfehlen sein, da ein Festfahren der Fahrzeuge zu befürchten wäre. — Die Fahrgeschwindigkeit der Typen Hyster „20“, „40“ und „75“ beträgt etwa 19 km/Std., für die Type „150“ jedoch 34 km/Std.; die Hubgeschwindigkeit der Last ist fast gleichmäßig mit etwa 10 m/min. vorgesehen.

Außer der zulässigen Last in kg ist in Tabelle 1 noch das Lastmoment in mkg (Produkt aus Last und dem Maß von Vorderachsenmitte bis zum Schwerpunkt der Last) eingetragen. Die Last muß daher möglichst nahe an das Hubgestell herangebracht und aufgelegt werden (Abb. 2). Bei Lasten mit etwas exzentrischem Schwerpunkt ist dies

d. h. auch bei ungeschickter Bedienung oder Fehlschaltung der Steuerorgane darf keinerlei Bruch oder sonstiger Schaden im Getriebe usw. eintreten, sondern die einzelnen mechanischen Teile müssen sich in diesem Falle selbst

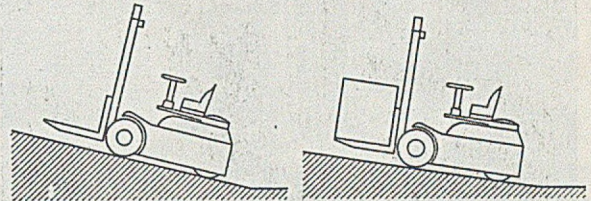


Abb. 3. Zulässige Steigungen der Hyster-Hebetransporter: a) Ohne Last: 25°; b) Mit Vollast: 15°.

blockieren oder die Bewegung stillsetzen. Außerdem wird meist noch ein Überlastungsschutz für die Hubbewegung usw. eingebaut, damit bei unzulässig hohen Lasten keine übermäßig hohen Beanspruchungen der kraftübertragenden Teile eintreten können. Auch die Bedienung der Hubvorrichtung ist äußerst einfach und der Fahrer besitzt von seinem Sitze aus einen durch fast keine Konstruktionsteile behinderten Ausblick, mit Ausnahme der Hubkette und des schmalen Hubzylinders in der Mitte. Der Fahrersitz ist sehr gut abgedeutet und

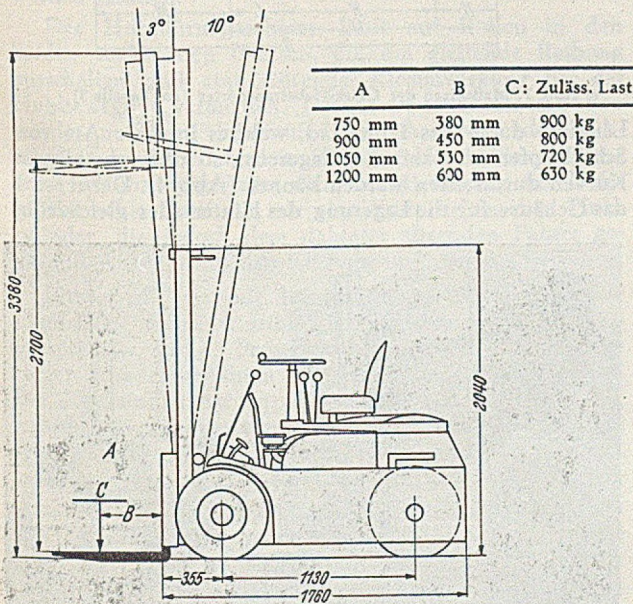


Abb. 2. Prinzipsskizze des Hebetransporters Hyster „20“ mit den Hauptmaßen und zulässigen Lastmomenten.

besonders wichtig, um bei Überschreitung des Lastmomentes die Gefahr des Kippens nach vorn vermeiden zu können. Eine weitere Möglichkeit zur Verringerung des Lastmomentes ist die bei allen Hebetransportern vorgesehene Rückwärtsneigung der Hebevorrichtung bis zu etwa 10 bis 12° (Abb. 2), was namentlich bei Zurück-

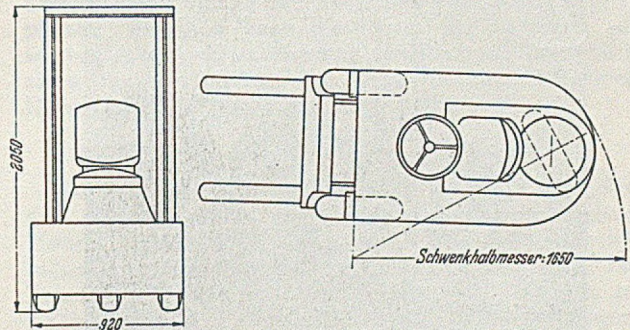


Abb. 4. Umrißmaße des Hebetransporters Hyster „20“ mit Schwenk-Halbmesser.

gepolstert; er nimmt die vom Fahrzeug ausgehenden Stöße leicht auf und ist der Körperform weitgehend angepaßt. Diese Bequemlichkeiten erhöhen bei längeren anstrengenden Arbeiten die Leistungsfähigkeit des Fahrers ganz erheblich; auch ist die Höhe des Sitzes je nach Körpergröße bzw. Beinlänge verstellbar. — Auch alle Einzelteile der

luftgekühlten Antriebsmaschine mit 2 Vorwärts- und 2 Rückwärtsgängen, nämlich Vergaser, Brennstoffverteiler, Batterie usw., sind leicht zugänglich. Bei Revisionen wird nach einfachem Lösen eines Stiftes zunächst der Fahrersitz zurückgeschwenkt und anschließend die Blechhaube entfernt. Auch die hydraulisch arbeitenden Bremsen sind nach Kraftwagenart vollständig gekapselt und vor Staub

ungehindert passieren und schwenken. Im allgemeinen ist die Bedienung eines Hebetransporters als sehr einfach zu nennen, jedenfalls kaum komplizierter als diejenige eines Kraftwagens, so daß der Fahrer schon nach kurzer Anlernung volle Sicherheit in der Steuerung aller Bewegungen erhält. Auch das Auswechseln eines Reifens, insbesondere aber des Hinterreifens ist sehr bequem und einfach; es geschieht durch Lösen eines Schraubenbolzens und folgender Abnahme des Rades. Mit Ausnahme des Hyster-Modells „150“ haben die kleineren Typen eine

Tabelle 2. Sonderausrüstung für die Hebetransporter Hyster „20“ und „40“ mit Greifarmen, welche die Last von beiden Seiten umfassen (Abb.5)

Hubtransporter-Type	Hyster „20“	Hyster „40“
Spannweite der Greifarme	von 430 mm (geschlossen) bis zu 1550 mm (geöffnet) in 5 Sekunden	von 430 mm (geschlossen) bis zu 1650 mm (geöffnet) in 9 Sekunden
Länge der normalen Greifarme	700 mm und 850 mm	900 mm und 1200 mm
Zulässiges Lastmoment	61 000 mkg	139 000 mkg
Zulässige Höchstlast	800 kg	1500 kg
Zusatzgewicht der Greifarme	150 kg mit Armen von 850 mm Länge	380 kg mit Armen von 1200 mm Längen

und Feuchtigkeit geschützt. Das Maschinenöl, sowie die Schmierung des hydraulischen Systems ist täglich zu prüfen; die übrigen Schmierstellen des Fahrzeuges jedoch erst nach etwa 100 Betriebsstunden. Je nach Type besitzen die einzelnen Hyster-Modelle 6 bis 12 Schmierstellen. Der



Abb. 5. Hyster-Hebetransporter mit Ladearmen ausgerüstet zum Transport und Stapeln von Ölfässern (je 55 Gallonen) in senkrechter Lage.

Fahrertrieb ist ebenfalls öl- und staubdicht gekapselt, er besteht in der Hauptsache aus der Maschine mit Kuppelungen, Kraftübertragung, Differential und Bremsen. — Bei der Durchkonstruktion des Fahrzeugrahmens usw.

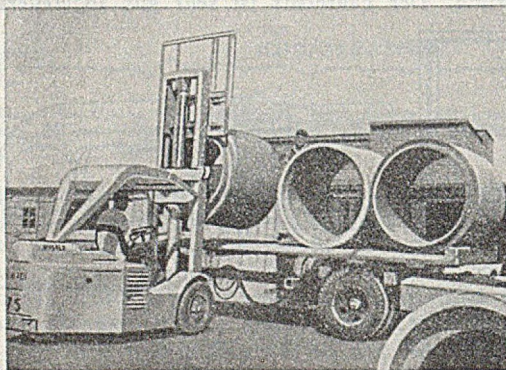


Abb. 6. Verladung von Betonrohren (1,35 m Durchm.) mittels eines am Hubrahmen befestigten Dornes durch den Hebetransporter Hyster „75“.

wurde Leichtigkeit der Konstruktion mit kräftiger Ausführung gepaart; das Fahrzeug ist nach dem Stromlinienprinzip gebaut. Alle Hebetransporter sind sehr wendig und leicht manövrierbar und durch das stark abgerundete rückwärtige Fahrzeugteil können sie in sehr engen Räumen und schmalen Durchlässen zwischen den Stapeln

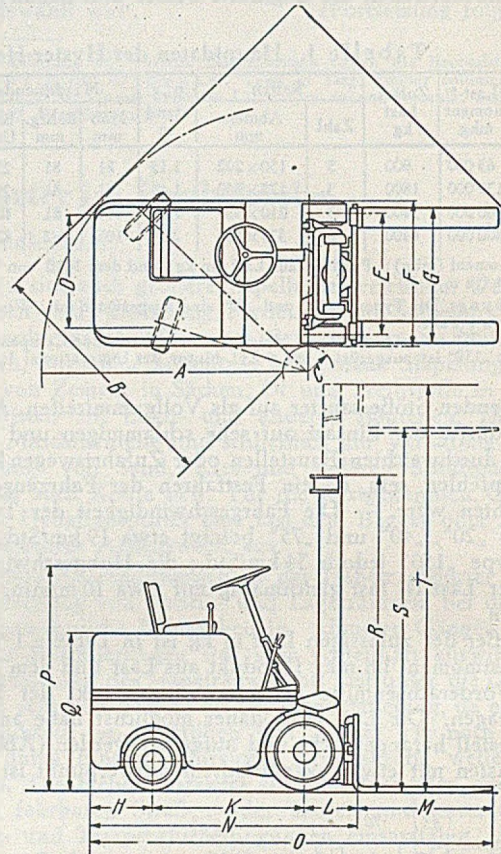


Abb. 7. Maßskizze der Clark-Hebetransporter (zu Tabelle 3).

Lenkung durch das Hinterrad, welches in einer Art von Schildzapfen im Rahmen gelagert ist, so daß sehr scharfe Kurven durchfahren werden können (Abb. 4). Dabei wird das Gehäuse für die Lagerung des Hinterrades gleichzeitig

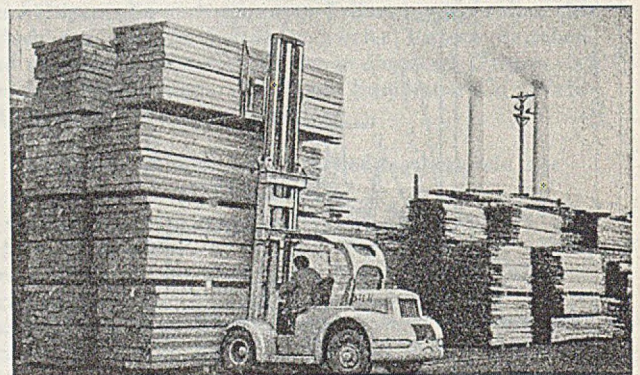


Abb. 8. Genaue Stapelung von Schnittholz (Stapelhöhe über 6 m) mit dem Hebetransportstapler Hyster „150“ auf Holzlagerplätzen.

als Gegengewicht ausgebildet, um ein Kippen des Fahrzeuges bei übermäßig hohem Lastmoment zu verhüten. Die Konstruktionsform der auf den Haltegabeln meist aufgelegten Ladeplattform muß vorher genau überlegt sein und sich den Abmessungen und den Eigenheiten der zu transportierenden Lasten bestens anpassen, damit

während der Fahrt oder bei der Hub- und Stapelbewegung keine Verschiebungen eintreten können oder das Gefüge der gestapelten Last gelöst wird. Der Untersatz für die Lasten kann auch kastenförmig oder mit Füßen ausgebildet werden und er muß sich leicht auf die Hebegabeln aufsetzen oder aufspießen lassen. Auf Bestellung können auch abnormale Formen der Untersätze, die leicht auswechselbar sind, angefertigt werden. Oft sind diese Untersätze für die Last einfache Holzplatten, bei losem Fördergut und kleineren Eisenteilen auch Kisten oder andere Behälter. Bei normaler Stapelung von Schnittholz, Kisten, Zementsäcken, Betonblöcken usw. kann dieses Material meist unmittelbar auf die Haltegabeln aufgelegt werden,

bewegen kann. Durch die Querverbindung des senkrechten Hebeegerüsts mit dem Fahrzeugende ergibt sich eine gute Stabilität der ganzen Konstruktion, die namentlich beim Fahren mit größeren Lasten zur Geltung kommt. — Die Ladegabeln, auf denen die Last ruht, können in der Länge verstellbar oder austauschbar sein; je nach Type betragen die Längen: 8 — 30", 11 — 38", 16 — 49" und 17 — 57". Wegen der hohen und meist stoßweisen Beanspruchung der Gabeln sind diese aus geschmiedeten und hitzebehandelten legierten Sonderstählen gefertigt.

Die größte Hyster-Type „150“ ist als einzige mit 6 Rädern, und zwar 4 vorn und 2 hinten ausgerüstet. Das erforderliche Gegengewicht wird im rückwärtigen Teile

Tabelle 3 (zur Maßskizze Abb. 7)  
Hauptdaten der CLARK - Hebetransportstapler.

Clark-Modell	Antrieb	Zul. Last kg	A cm	B cm	C cm	D cm	E cm	F cm	G cm	H cm	K cm	L cm	M cm	N cm	O cm	P cm	Q cm	R cm	S cm	T cm	Ungefähr. Gewicht kg
TR 1015	Benzin Batterie	455	145	122	30	60	61	71	71	29	77	27	61	132	195	137	90	162	213	264	951
			147	127	30	61	61	71	71	31	77	27	61	134	197	128	90	162	213	264	1126
CE 2015	Benzin Batterie	910	157	142	18	67	64	77	76	46	91	30	76	166	244	144	94	145-221	183-335	230-382	1675
			170	152	15	69	66	87	76	47	94	30	76	169	248	137	93	145-221	183-335	230-382	1801
CE 2024	Benzin Batterie	910	157	145	19	69	66	82	76	51	91	30	76	171	250	144	105	145-221	183-335	230-382	1833
			170	152	15	69	66	87	76	47	94	30	76	169	248	137	93	145-221	183-335	230-382	1906
CL 3015	Benzin Batterie	1360	172	163	18	81	84	97	91	42	102	35	91	176	271	151	105	150-295	183-335	237-512	2590
			175	165	18	81	81	97	91	49	102	35	91	182	277	151	105	150-295	183-335	237-512	2908
CL 4015	Benzin Batterie	1820	206	175	23	79	81	98	91	57	112	35	91	201	296	147	100	150-295	183-335	237-512	3062
			191	170	22	81	76	97	91	49	117	35	91	197	292	151	105	150-295	183-335	237-512	3164
CL 5016	Benzin Batterie	2270	206	175	23	79	76	98	91	57	112	35	91	201	296	147	100	150-295	183-335	237-512	3257
			206	198	15	79	89	109	102	69	117	42	107	224	335	156	127	157-305	183-457	244-519	4071
UT 6015	Benzin Batterie	2720	206	198	15	79	89	109	102	69	117	42	107	224	335	156	127	157-305	183-457	244-519	4672
			224	203	19	79	89	109	102	65	122	42	107	224	335	156	127	157-305	183-457	244-519	4627
UT 7025	Benzin Batterie	3175	249	213	30	79	89	109	102	75	152	42	107	265	376	156	127	157-305	183-457	244-519	4409
			224	203	19	79	89	109	102	65	122	42	107	224	335	159	125	157-305	183-457	244-519	5053
Y 2015	Benzin	910	175	152	30	66	69	87	76	41	102	35	76	175	253	145	98	152-229	183-335	236-389	1647
Y 4015	Benzin	1820	217	188	25	89	88	106	102	48	140	44	91	229	324	170	122	156-250	183-366	240-423	2647
Y 4024	Benzin	1820	217	188	25	89	88	106	102	56	140	44	91	237	331	170	122	156-250	183-366	240-423	2980
Y 6024	Benzin	2720	290	241	30	112	104	171	102	58	178	51	107	282	393	187	127	165-292	183-427	250-493	4387

indem mehrere einfache Kanthölzer zwecks neuer Stapelerhöhung auf den bereits bestehenden Stapel oben aufgelegt werden, und zwar in Richtung der Gabeln, damit diese dann nach Ablegung der Last wieder herausgezogen werden können.

Der Hubführungsrahmen läuft auf Rollen in den beiden senkrechten U-Eisen, die die gleitende Reibung ausschalten und eine störende Klemmwirkung bei der Hubbewegung vermeiden. Da das Öl senkrecht abfließen würde, muß auf kontinuierliche Schmierung des Hubrahmens verzichtet werden. Zwischen den beiden U-Eisen des Hubführungsgerüsts dient zur Bewegung der Ladegabeln nebst Plattform nur eine Kette neben dem Hubzylinder, die jedoch dem dahinter sitzenden Fahrer genügend Ausblick auf den Fahrweg und die Last freigeben.

Hyster „40“ ist mit luftgekühltem Wisconsin-Motor ausgestattet, daher ist seine Kühlvorrichtung und Wasserpumpe usw. nötig; Frostgefahr im Winter kann daher keinen Schaden anrichten oder ein Kochen des Wassers. — Die Kraftereinheit hat nur den Zweck der Fortbewegung, während die Hubbewegung der Last und die Neigung des Hubständers hydraulisch durchgeführt wird. —

Mit Ausnahme von Hyster „20“ haben die größeren Modelle einen doppelarmigen Haltebügel, der den oberen Teil des Hubgerüsts mit dem rückwärtigen Teile des Fahrzeuges über den Kopf des Fahrers hinweg verbindet (Abb. 6) und damit zur Versteifung und Abstützung des Hubrahmens dient. Gleichzeitig ist dieser dachartig wirkende Haltebügel ein Schutz für den Fahrer gegen Wetter oder gegebenenfalls vom Stapel herabfallende Stücke (Abb. 8).

Der Mechanismus zum Neigen des Hubgerüsts nach vor- und rückwärts wird bei den größeren Typen durch Verstellung und Bewegung des Haltebügels bewirkt, und zwar durch doppelten hydraulischen Zylinder, welcher den unteren Schenkel des Bügels etwas auf- und ab-

des Fahrzeugrahmens durch schwere gußeiserne Blöcke gebildet, die auch beim Anfahren an Hindernissen bei scharfen Wendungen nicht beschädigt werden können.

Hyster „20“ und „40“ können auch im Bedarfsfalle mit Greifarmen (Tabelle 2) bis zu etwa 1,5 m Spannweite ausgerüstet werden, so daß dann keine besonderen Untersätze zur Aufnahme der Lasten benötigt werden. Diese Klauen oder Ladearme drücken die Last zangenartig seitlich zusammen und heben die Last an, wodurch auch die Ladegabeln überflüssig werden. Vorzugsweise werden sie für Kisten, Öl- und Brennstoff-Fässer (Abb. 5), gebündelten Zementsäcken usw. angewandt. — Ein sehr zweckmäßiges Anwendungsgebiet ist auch das Laden, Transportieren und Stapeln von Betonrohren bis zu etwa 1,5 m Durchmesser (Abb. 6) auf Baustellen oder Baustofflagerplätzen. Entweder kann dies durch die Ladearme geschehen in senkrechter Richtung der Rohrachse oder durch einen waagerechten an der Hubvorrichtung befestigten Dorn, auf welche die Rohre aufgespießt werden.

### III. Hebetransporter der Clark Equipment Co.

Diese Spezialfirma, die zu den ersten in den USA. auf diesem Gebiete zählt, hat etwa 20 verschiedene Modelle, entsprechend den jeweils vorliegenden Arbeitsbedingungen entwickelt, die dazu bestimmt sind, die Transport-, Stapel- und Verladekosten erheblich zu ermäßigen und den Produktionsablauf zu beschleunigen, ferner um die schwere und zeitraubende Handarbeit auszuschalten. Gemäß Tabelle 3 sind die zulässigen Lasten abgestuft von 455 bis etwa 3175 kg (Abb. 7).

Als Hauptvorteile dieser Hebetransporter werden von der Firma angeführt: a) Die gesamte Hebeeinrichtung einschl. Führung ist etwas vor- und rückwärts neigbar, die Hebegabeln unterfahren die Last, transportieren unfallsicher und stapeln mühelos. b) Die Normalausführung mit seitwärts verschiebbaren Gabeln kann durch Ausheben

gegen jeden anderen Vorsatz ausgewechselt werden. c) Die kurzen und gedrunghenen Abmessungen der Fahrzeuge ermöglichen eine überraschende Wendigkeit; so beträgt z. B. bei der kleinsten Type von 455 kg zulässiger Last (Tabelle 3) der Drehkreisdurchmesser (Maß „A“) nur 2,8 m. — Wie aus Tabelle 3 weiter ersichtlich, wird der Hauptteil der Clark-Modelle mit Benzinantrieb geliefert, einige kleinere Typen wahlweise auch mit Antrieb durch elektrische Batterie. Die Mehrzahl der aufgeführten Typen



Abb. 9. Aufnahme von losem Sand durch die Schaufel des Clark-Hebetransporters zur Weiterförderung nach der Baustelle.

besitzt Vollgummireifen und nur die Typen „CL“, „Y“ und wahlweise auch „TR“ können mit Luftbereifung geliefert werden.

Durch Verminderung der Reibung in den mechanischen Getriebeteilen konnte eine erhebliche Kraftersparnis erzielt werden. Dies geschieht z. B. auch durch die in den Präzisionswerkstätten hergestellten Schraubenräder, die außerdem eine sehr lange Lebensdauer besitzen, eine bessere Verteilung der Flankenpressungen erlauben und damit eine geringere Abnutzung aller in Eingriff befindlicher Teile. Besonderes Augenmerk wurde bei der Konstruktion auch darauf gerichtet, die toten Lasten nach Möglichkeit zu beschränken, wie z. B. durch den verhältnismäßig leichten, geschweißten Fahrzeugrahmen. Durch die Präzisionsherstellung aller zusammenarbeitenden Getriebeteile wurde der Stromverbrauch der elektrischen Batterie stark vermindert, wie die Versuche ergeben haben.

In den letzten Jahren ist auch von der Clark Equipment Co eine besonders für die Förderung und Stapelung in Bau- und verwandten Betrieben geeignete Zusatzausrüstung auf Grund gesammelter Werkserfahrungen entwickelt worden, welche beim Stapeln, sowie bei der Verladung und Rückverladung von Ziegelsteinen (gebrannt oder ungebrannt), sowie bei Betonblöcken (Abb. 10) aller Art und Abmessungen — auch in Ziegeleien — wertvolle Dienste leistet. Bisher wurden alle diese Steinsorten auf hölzernen Untersätzen aufgeschichtet gefördert und dann auf den bereits angefangenen Stapel aufgesetzt, wobei die hölzernen Plattformen als Zwischenlage mit eingestapelt wurden. — Die Entwicklung der sog. Schmidgall-Gabeln, die in verschiedenen Ausführungen geliefert werden, ist in dieser Stapelmethode eine erhebliche Vereinfachung und Verbesserung herbeigeführt worden. Auch die Präzision der Stapelung wird durch diese Methode verfeinert und daher eine größere Standfestigkeit des ganzen Steinstapels erzielt; durch den Wegfall der Zwischenhölzer wird ferner eine Erhöhung des Stapels erreicht. — Die Schmidgall-Gabeln werden entsprechend den Abmessungen der Steine meist mit 4 Zinken geliefert, die mit einer starken Gummischicht überzogen sind. Die gegenseitigen Entfernungen der Gabel-

zinken richten sich nach den Abmessungen der Steine oder Blöcke. Die unterste Lage der Steine wird nun zwischen die Gabelzinken genau eingelegt, so daß diese mit ihren Unterseiten unter den Gabelzinken etwas hervorsteht (Abb. 11). Durch das Gewicht der weiter aufgestapelten mehrfachen Steinschichten wird der Gummibelag der Zinken stark zusammengedrückt und damit an die Steine der untersten Lage angepreßt, so daß diese Lage nun automatisch durch diese Gewichtswirkung gehalten wird und nunmehr die Grundlage für den ganzen auf der Gabel liegenden Steinastapel abgibt. Damit wird auch ziemlich sicherer Zusammenhalt des Blockstapels (je nach Abmessungen etwa 400 bis 1000 Stück) auch während der Fahrt gewährleistet. Beim Absetzen wird der durch das Gewicht entstandene Reibungsschluß der untersten Steinlage dadurch von selbst wieder aufgehoben, daß der Druck der oberen Schichten durch Absetzen wieder in Wegfall kommt, worauf die Gabel mit den Zinken herausgezogen werden kann (Abb. 12). Bei der Rückverladung vom Stapel findet der Vorgang ähnlich, nur im umgekehrten Sinne statt, indem die Zinken der Schmidgall-Gabel wieder genau in die noch vorhandenen Hohlräume zwischen den Steinen der untersten Lage eingeführt werden. Die unterste Lage von Steinen oder Blöcken ersetzt damit die sonst üblichen zwischengelegten Kanthölzer oder Plattformen. In der Regel werden die Steine der untersten Lage meist in der Längsrichtung, parallel zu den Zinken eingelegt, die zweiten und folgenden Lagen hingegen immer senkrecht zur Zinkenrichtung (Abb. 11 und 12). — Die Schmidgall-Gabeln sind jederzeit leicht austauschbar und müssen für jede Steingröße gesondert bestellt werden; die Normalgröße der Steine beträgt etwa  $63 \times 95 \times 202$  mm. Der Gummibelag der Zinken trägt auch erheblich zur Schonung der zu stapelnden Steine bei, namentlich bei ungebrannten Ziegeln usw. — Ein vollständiger Satz von Schmidgall-Gabeln mit Gummibelag reicht im Durchschnitt etwa für den Transport und Stapelung von 10 Mill. Ziegeln oder Blöcken aus, ehe der Gummibelag ersetzt werden muß. Die Schmidgall-Gabeln stellen daher eine sehr zweckmäßige, äußerst einfache und selbsttätig wirkende Konstruktion dar, die eine einwand-

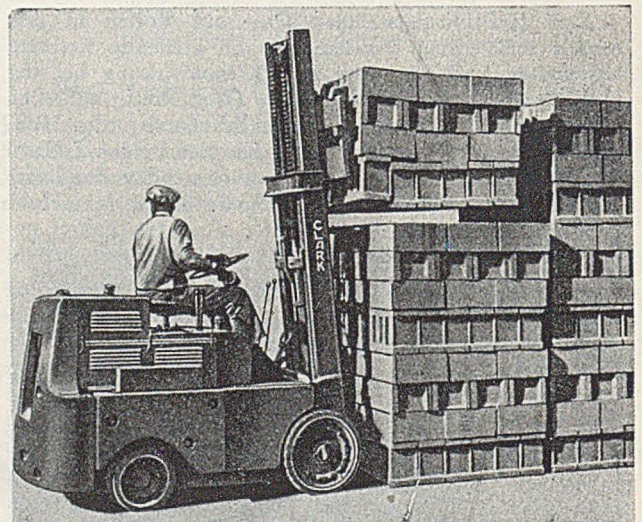


Abb. 10. Aus dem Trockenofen kommende Betonblöcke beim Stapeln durch den Clark-Hebetransporter.

freie und genaue Stapelung von Steinen und Blöcken ermöglicht; auch eine Verladung bzw. Rückverladung von Eisenbahnwagen und Lastwagen ist damit durchführbar.

In Verbindung mit der Schmidgall-Gabelvorrichtung werden auch einige der Clark-Hebetransporter mit einer Stabilisier-Einrichtung für die auf den Gabeln liegende aufgeschichtete Last geliefert, da bei längeren Fahrstrecken, schlechten Wegen usw. es vorkommen kann, daß durch die Rüttelbewegung der ganze Stapel während der



Fahrt sich verschiebt, lockert oder gar einige Steine herabfallen können. — Zwei kräftige Halteeisen mit schmalen Bändern und Umführungsrollen drücken daher ständig auf die oberste Lage der Steine und stellen durch die Pressung einen besseren Zusammenhalt der einzelnen Steinlagen her.

Auch eine seitliche Verschiebbarkeit der Hebebühne (etwa 8 cm nach beiden Seiten) ist durchführbar, um ein genaueres Stapeln zu ermöglichen, weil sonst das Fahrzeug

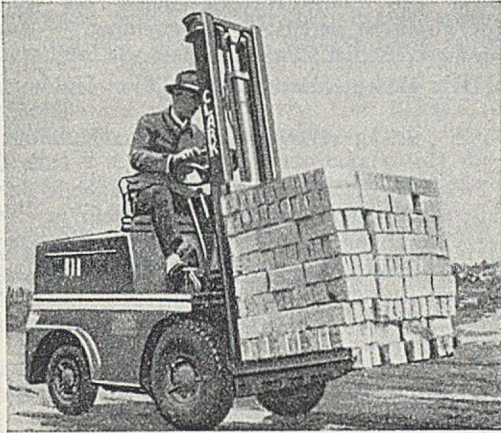


Abb. 11. Clark-Hebetransporter mit Schmidgall-Gabeln auf dem Wege zur Stapelung. — Hebeegerüst nach hinten geneigt. — Die unterste Steinlage wird durch die Schmidgall-Gabeln festgeklammt und dient als Grundlage für die ganze Steinladung.

gelegentlich wieder zurückstoßen muß, um die richtige Stapelstelle zu finden. — Auch bei der Abnahme vom Stapel gelingt es nicht immer sofort, die Gabel in die genau vorgesehene Hohlräume einzuführen, was durch die Seitenbewegung aber korrigiert werden kann.

Zur Verladung von Schüttgütern aller Art, insbesondere Sand, Kies, Splitt, Zement, gelegentlich auch Kohle usw., wird eine besonders für den Clark-Hebetransporter passende Schaufelausrüstung mitgeliefert. Je nach Fahrzeugtype bzw. Belastungsfähigkeit beträgt der Schaufelinhalt 0,2 bis 0,5 cbm bei einer Schaufelbreite von 0,75 bis

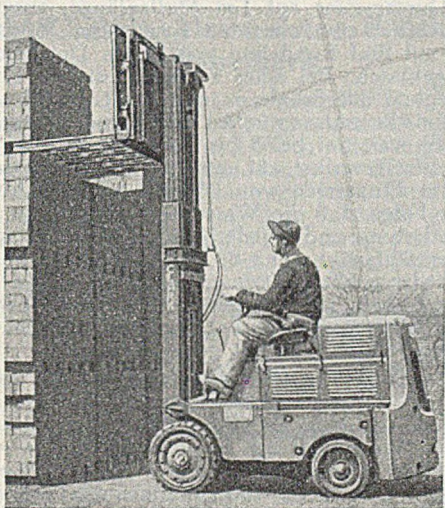


Abb. 12. Clark-Hebetransporter beim Herausziehen der Schmidgall-Gabeln nach beendeter Stapelung von Backsteinen.

1,8 m in 7 verschiedenen Abstufungen (Abb. 13). Diese Schaufel-Zusatzausrüstung ist rasch austauschbar gegen die normalen Gabeln bzw. Schmidgall-Gabeln und kommt nicht nur für Baustellen und Baustofflager, sondern auch für Kies-, Sand- und Ziegelwerke in Frage, ebenso bei Straßenbauarbeiten und anderen Bauunternehmungen (Abb. 9).

Durch eine weitere Zusatzausrüstung kann ein besonders konstruierter Kranausleger für den Stückgut-Transport

aufmontiert werden, so z. B. für Räder aller Art, Maschinenteile und andere Einzellasten, besonders wirtschaftlich bei größeren Stückzahlen. An der Spitze des galgenartigen Gerüsts aus kräftigen U-Eisen ist ein drehbarer Lasthaken aufgehängt und die Ausladung von 0,8 bis 1,2 m (4 Abstufungen) gestattet auch die Förderung von sperrigen Stückgütern in hängendem Zustande.

Die Clark-Hebetransporter haben für alle Typen die Dreipunktstützung der 4 gummibereiften Räder, so daß eine Förderung in unebenem Gelände innerhalb gewisser Grenzen möglich ist. Alle 4 Räder übertragen daher ungefähr den gleichen Anteil des Eigengewichtes + Last auf den Boden; außerdem sind die Räder gut abgedert, so daß die beim Fahren auftretenden Stöße stark abgemildert werden und auch den Fahrer nicht stören.

Drahtrollen, aufgewickelte Bandseile, Räder und überhaupt fast alle Stücke, welche Löcher oder Durchbrechungen aufweisen, werden am zweckmäßigsten an einem kräftigen Dorn von etwa 100 mm Durchmesser aufgehängt, dessen Länge 0,6 bis 1,5 m beträgt.

Die schwache Rückwärtsneigung des Hebeegerüsts von etwa 10° ist außerordentlich vorteilhaft für die Verkleinerung des Lastmomentes, wodurch die Gefahr des Kippens stark abnimmt. Außerdem lehnt sich der ganze Stapel

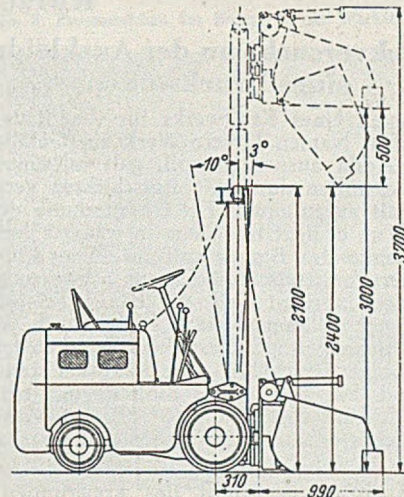


Abb. 13. Maßskizze des Clark-Hebetransporters mit Schaufeleinrichtung für loses Förderergut.

von Steinen oder anderen aufgeschichteten Lasten an die meist aus Drahtgitter hergestellte Rücklehne an; auch wird dadurch ein besserer Zusammenhalt des Stapelgutes erreicht, so daß Rüttelbewegungen während der Fahrt besser überstanden werden können.

Die Unterscheidung der einzelnen Hebetransporter-Typen auf Grund des zulässigen Lastmomentes (Tabelle 1) ist in vielen Fällen zweckmäßiger als nur ein Vergleich der zulässigen Lasten. Maßgebend ist immer die Lage des Schwerpunktes der Last von der Vorderachsenmitte, und dieses wichtige Maß nimmt bei Rückneigung der Hubvorrichtung ziemlich rasch ab, zumal wenn die Last in angehobenem Zustande transportiert wird und die Kippgefahr des Fahrzeuges nahezu ausgeschlossen wird. Daher muß auch die Last, namentlich bei unregelmäßigen und exzentrischen Stücken, immer so auf die Plattform bzw. Gabel gelegt werden, daß der Gesamtschwerpunkt des Stückes möglichst nahe an die Vorderachse zu liegen kommt.

Außer den in Tabelle 3 angeführten 19 verschiedenen Clark-Hebetransportern können darüber hinaus noch eine ganze Reihe nicht erwähnter Sondertypen und Zusatzausrüstungen geliefert werden, welche sich den jeweils vorliegenden Betriebsbedingungen und der Eigenart der zu verladenden und zu stapelnden Güter weitgehend anpassen können. — Auf nachgiebigem und schlechtem

Boden von Baustellen oder Baustofflagerplätzen sind die größeren Geräte für 2 bis 3 t zulässiger Last wegen ihrer breiten Luftreifen mehr zu empfehlen als die kleineren Typen.

#### IV. Schlußbemerkung.

Wie vorstehend erläutert, besitzen die amerikanischen Hebetransporter als Universalgeräte für Heben, Fördern, Laden, Schaufeln und in der Hauptsache zum Stapeln von Stück- und Schüttgütern aller Art einen umfassenden Arbeitsbereich auch im Baubetriebe auf Lagerplätzen und Schuppen, Baustellen, Holzplätzen und verwandten Betrieben. Es ist einleuchtend, daß jeder Betrag, der durch Lastenförderung an Handarbeit gespart werden kann, als reiner Verdienst zu werten ist; daher nehmen die Hebetransporter eine so überaus wichtige Stellung in der Industrie und im Baubetriebe ein. — Es gilt heute als einwandfrei erwiesen, daß sich die Stapelung von gleichmäßigen Materialien, wie z. B. Brettern, Ziegeln, Betonblöcken usw., durch den mechanischen Hebetransportstapler viel exakter, übersichtlicher und gleichmäßiger ausführen läßt als dies von Hand möglich ist. Auch die

Stapelhöhe kann zwecks Ausnutzung der Lagerräume selbst nicht durch teure Handarbeit in gleichem Maße erreicht werden als durch Maschinenarbeit.

Eine Reihe deutscher Firmen beschäftigt sich schon seit einigen Jahren mit der Herstellung von Hebetransportern und ähnlichen Geräten. — Die unter III beschriebenen Hebetransporter der Clark Equipment Co werden in Deutschland von der Firma Schultz-Stinnes (Mülheim/Ruhr) für alle Betriebserfordernisse vertrieben. Der Lizenzbau der Clark-Fabrikate durch die genannte deutsche Firma ist bereits in Vorbereitung. — Zur Zeit wurden die Preise der Clark-Fabrikate wie folgt ermäßigt:

Type „TR“, 455 kg zulässige Last (2,13 m Hubhöhe)  
DM 7474.—

Type „CE“, 910 kg zulässige Last (3,35 m Hubhöhe)  
DM 9200.—

Die Preise für die anderen Geräte der Tabelle 3 werden ebenfalls entsprechend ermäßigt. — Es steht zu erwarten, daß die Verbreitung dieser an Handarbeit sparenden, fast überall einsatzfähigen, wendigen Geräte sich auch in Deutschland auf den Bau- und Industrierwerken weiter durchsetzen wird.

## Kurze Technische Berichte.

### Druckversuche an der Auskleidung eines Druckstollens.

Im Rahmen eines Kraftwerks für die Stadt Mailand, das unter dem Namen Lovero-Werk ein Gefälle von rd. 100 m der Adda ausnutzen soll, galt es, einen 6,55 km langen Druckstollen durch Gebirgsschichten verschiedener Beschaffenheit aufzufahren. Die Überdeckung des Stollens ging bis 100 m, er liegt bis 200 m in waagrechter Richtung von der Flanke des Berges entfernt. Die Schichten, die er durchörtert, bestehen zunächst aus Schwemmland, dann folgt auf dem übrigen Teil der Länge Fels, und zwar ziemlich fester Glimmerschiefer, aber auch stark verwitterter Schiefer geringer Festigkeit. Streckenweise finden sich auch tonige Einschlüsse. Die Schichten streichen etwa gleichlaufend zur Achse des Stollens mit bergwärts geneigtem Gefälle von 45 bis 60°. Einige Verwerfungen sind zu durchörteren, und das Gebirge ist überhaupt stark zerklüftet.

Der Ausbruchquerschnitt des kreisrunden Stollens (4,66 m im Lichten) hat 5,5 m Durchmesser. Der Innendruck steigt bis auf 3,92 at. Der Zwang, die Bauarbeiten von 1943 bis 1946 zu unterbrechen, nachdem der Richtstollen durchgeschlagen war, gab Anlaß zu Versuchen, um die zweckmäßigste Auskleidung zu ermitteln. Zunächst wurde die Tragfähigkeit des Gebirges nach dem Verfahren von K o e g l e r ermittelt, wobei der Baugrund in senkrechter und waagrechter Richtung bis auf 6,94 kg/cm<sup>2</sup> belastet wurde. Die Widerstandsfähigkeit des Gebirges gegen Druck hängt zum großen Teil von der Überdeckung, weniger von der Beschaffenheit des Gesteins ab.

Um das Verhalten unter Innendruck zu ermitteln, wurde an drei Stellen der ganze Querschnitt auf 10 m Länge ausgebrochen. Eine dieser Stellen lag in gesundem Fels, die zweite in brüchigem, die dritte in verwittertem Fels mit Toneinschlüssen. Die Versuchsstrecken wurden mit Beton ausgekleidet und an den Enden mit Gewölben abgeschlossen. Zur Innenbelastung diente im ersten Falle in einer 900 m langen Leitung herangeführtes Wasser, das unter natürlichem Druck von 68 m zufloß. Bei den weiteren Versuchen wurde das Druckwasser aus dem Stollen entnommen, hatte also im Gegensatz zum ersten Versuch dieselbe Wärme wie die Auskleidung, und der nötige Druck wurde künstlich erzeugt. Vergleiche ergaben, daß der Wärmeunterschied zwischen Druckwasser und Auskleidung durchaus nicht zu vernachlässigende Einflüsse auf die Rissebildung im Beton und damit auf den Wasserverlust hatte.

Die Versuche sollten ermöglichen, die Auskleidung des Stollens der Tragfähigkeit des Gebirges anzupassen und den „kritischen“ Innendruck zu ermitteln, bei dem merkliche Risse im Beton und damit Wasserverluste auftreten.

Die Versuchsstrecke im gesunden Fels wurde 50 cm dick mit Beton (200 kg Zement auf 1,2 m<sup>3</sup> Gestein, die auch sonst angewandte Mischung) ausgekleidet; die Verdichtung geschah durch Innenrüttelung; eine 2 cm dicke Putzschicht wurde von Hand aufgetragen. Auf die Rückseite wurde Mörtel unter 5 at Druck aufgepreßt. Hier traten schon bei niedrigem Druck Wasserverluste auf, und bei 4,8 at konnte von einem Zusammenbruch der Auskleidung gesprochen werden. Der umgebende Fels scheint nichts zur Widerstandsfähigkeit des Betons beigetragen zu haben. Die Besichtigung ergab fünf Längsrisse. Die Wasserverluste machten, auf die ganze Länge des Stollens umgerechnet, 200 l/sek. aus.

Die Versuchsstrecke in stark verwittertem Fels, wo der Stollen durch beim Ausbruch infolge Nachstürzen entstandene Höhlungen führt, wurde mit einer 45 cm dicken Stahlbetonschale, bewehrt mit drei Ringen von 20 mm Durchmesser auf 1 m Stollenlänge, ausgekleidet; auf der Innenseite war eine 7 cm dicke Mörtelschicht, bewehrt mit fünf Rundeisen von 10 mm Durchmesser auf 1 m, aufgeblasen. Bei einer Vorprobe, die zur Ermittlung der Festigkeit der Schale an sich dienen sollte, also ehe in den Zwischenraum zwischen Schale und Gebirge Mörtel eingepreßt war, trat bei 3 bis 3,5 at Innendruck plötzlich heftiger Wasserverlust auf, und der Beton zeigte Längsrisse. Das Einpressen von Mörtel auf der Außenseite hatte zur Folge, daß die Wasserverluste geringer wurden. Nach Entlastung und Wiederbelastung bis 3 at waren sie sogar vernachlässigbar klein, und erst bei mehr als 3 at traten wieder größere Verluste auf. Hier schien also der umgebende Fels zur Festigkeit der Schale beigetragen zu haben, aber auch der aufgespritzte Innenmantel aus Mörtel mag daran beteiligt gewesen sein.

Zwei weitere Versuche in gesundem Fels wurden an einer unbewehrten, innen-gerüttelten Betonschale vorgenommen, die das einmal einen 5 cm dicken, aufgespritzten Innenputz mit leichter Bewehrung — 6-mm-Rundstahl in Schraubenform mit 5 cm Steigung —, das anderemal einen 8 cm dicken Innenputz mit schwerer Bewehrung — 20-mm-Rundstahl in Schraubenform mit 5,3 cm Steigung — erhielt. Dabei wurde mit elektroakustischen Vorrichtungen die Verlängerung der Innendurchmesser in fünf Querschnitten sowie die Verlängerung der Bewehrung gemessen.

Der Druck wurde in der Versuchsstrecke mit der leichten Bewehrung der Innenhaut bis 7 at, bei der schwer bewehrten zunächst bis 9 at und dann bis 11,3 at gesteigert. In der erstgenannten Strecke zeigte sich neben kleineren Längsrissen ein sich über die ganze Länge erstreckender Riß in der Sohle. Die Strecke mit der schweren Bewehrung der Putzhaut zeigte bis 9 at keine Risse, bei 11,3 at dagegen auf die ganze Länge durchgehende Verletzungen.

Die beschädigten Schalen wurden weiter unter Druck gesetzt. Die Formänderungen bei diesen Versuchen nahmen zunächst langsam, dann schneller zu. Als kritischer Druck kann bei den beiden Versuchsstrecken einerseits 5 bis 6 at, andererseits 6,5 bis 7 at angesehen werden. Die Verlängerung des senkrechten Durchmessers betrug bei dem Versuch mit der leicht bewehrten Innenhaut  $240 \mu$  bei 6 at,  $475 \mu$  bei etwa 8 at, bei der schwer bewehrten Innenhaut  $90 \mu$  bei 7 at und  $200 \mu$  bei 9,3 at. Die Wasserverluste waren bei der leicht bewehrten Innenhaut geringer als bei der schwer bewehrten, was damit zusammenhängen mag, daß bei der letztgenannten die Räume hinter der Bewehrung weniger dicht durch den aufgespritzten Mörtel ausgefüllt wurden. Die Wasserverluste blieben selbst nach dem Auftreten der Längsrisse innerhalb erträglicher Grenzen: etwa 50 l/sek. auf die ganze Länge des Stollens umgerechnet.

Für eine 36 m lange Versuchsstrecke wurde die Verkleidung so ausgeführt, wie sie endgültig auf die ganze Länge des Stollens gestaltet werden sollte: 44 cm Beton ohne Einlagen, innen-gerüttelt, Hintergrund fester Fels, eingepreßter Mörtel unter 15, dann unter 25 at Druck. Der Beton wurde hinter Blechschalung eingebracht, was eine so glatte Oberfläche ergab, daß man von einem Innenputz absah. Die Strecke wurde unter 3,5 at Wasserdruck gesetzt, den man 24 Stunden wirken ließ; nach Entlastung wurde ein Druck von 5 at fünf Stunden dauernd angesetzt. Der erste Versuch ergab zunächst einen Wasserverlust, auf die ganze Länge des Stollens umgerechnet, von 65 l/sek, was als zu hoch angesehen wurde. Bei Fortsetzung des Versuchs fiel der Wasserverlust in den ersten fünf Stunden schnell auf  $0,05 \text{ l/sek/m}^2$ , dann auf  $0,02 \text{ l/sek/m}^2$  und blieb weiter auf dieser Höhe. Der Stollen wies nach Entlastung keine Schäden auf. Nach Ablauf von 12 Tagen wurde der Versuch mit 5 at Druck angesetzt. Die Wasserverluste waren nur noch halb so groß und betragen, auf die ganze Länge umgerechnet,  $27,5 \text{ l/sek}$ , eine Menge, die durch das Entwässerungsrohr unter der Stollensohle abgeführt werden kann. Die Auskleidung des Stollens in dieser Ausführung wurde daher, wie geplant, im gesunden Fels beibehalten. Im zerrütteten Fels erhielt der Beton eine äußere Bewehrung. Mit dieser Auskleidung hat der Stollen den an ihn gestellten Anforderungen genügt.

[Nach L'Energia Elettrica 26 (1949), S. 95.]

Friedrich W e r n e k k e, Kempfenhausen.

### Die Königin-Alexandrine-Brücke in Dänemark

Die während des Krieges fertiggestellte Straßenbrücke über den Ulvsund, die Königin-Alexandrine-Brücke, welche die Inseln Seeland und Møen miteinander verbindet, ist die dritte der großen dänischen Brücken, durch welche über Meeresteile hinweg feste Verbindungen zwischen den Inseln bzw. mit dem Festlande geschaffen sind. Die beiden anderen Bauten dieser Art sind die Brücke über den Kleinen Belt zwischen Jütland und

Brücke durchfahren können, als auch solche mit tiefer Fahrbahnlage, bei denen jeweils eine Öffnung mit einer Klappbrücke vorzusehen ist. Obgleich die hohe Lage der Fahrbahn höhere Kosten verursacht und maximale Stei-

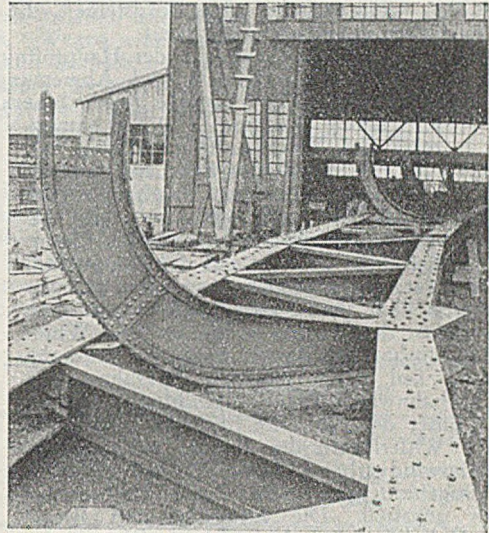


Abb. 3. Zusammenbau des Bogens in der Werkstatt.

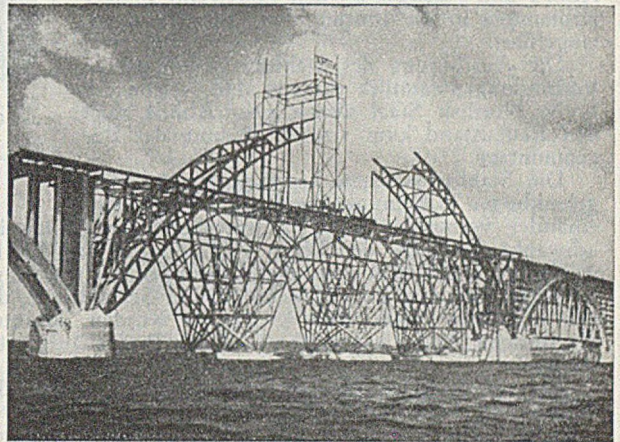


Abb. 4. Bauzustand der Hauptöffnung.

gungen von 1 : 30 erforderlich macht, wurde dieser Ausführung, die sowohl den Schiffs- als auch den Straßenverkehr ohne gegenseitige Rücksichtnahme ermöglicht, der Vorzug gegeben. Es wurde ein Entwurf zur Ausführung bestimmt, nach welchem der Ulvsund mit insgesamt 11 Öffnungen durch Bögen überspannt wird. In der

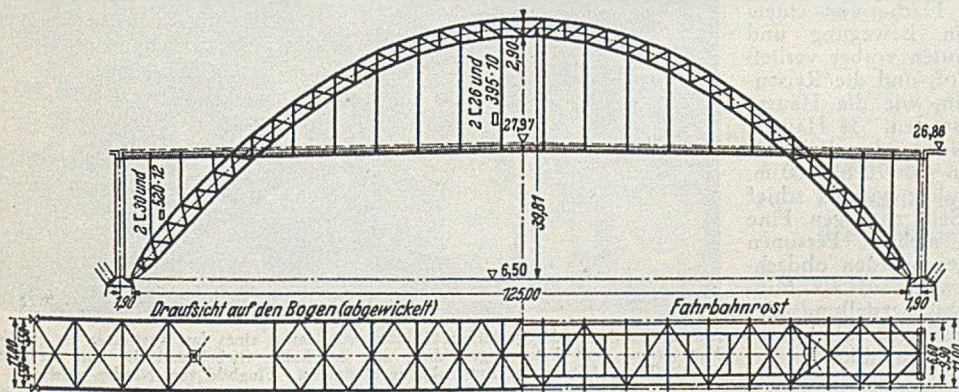


Abb. 1. Ansicht und Grundriß des Stahlüberbaues der Hauptöffnung.

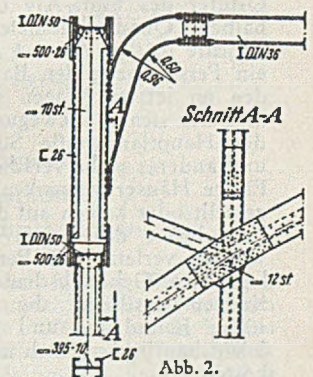


Abb. 2. Einzelheiten des Fachwerkbogens.

Fünen und die Überbrückung des Storstromes zwischen den Inseln Seeland und Falster.

Unter den Vorentwürfen befanden sich sowohl Brücken mit hoher Fahrbahnlage, bei welchen die Schiffe unter der

Hauptöffnung, die in der Mitte des Gesamtbauwerks liegt, ist ein stählerner Fachwerkbogen von 125 m Stützweite angeordnet, welcher die Fahrbahn durchschneidet, so daß auf eine Länge von 85 m die für die Schifffahrt geforderte

lichte Durchfahrthöhe von 26 m vorhanden ist (Abb. 1). Die übrigen Öffnungen werden durch unter der Fahrbahn liegende Stahlbetonbögen überbrückt, deren Stützweiten nach den Ufern hin abnehmen. Die Gesamtlänge des Brückenzuges beträgt 744,30 m; die Fahrbahn hat eine Breite von 6,0 m zwischen den Bordsteinen, die beiderseitigen Fußwege sind je 2,0 m breit.

Die stählernen Fachwerkbögen der Hauptöffnung sind Zweigelenkbögen, deren System und Abmessungen aus Abb. 1 hervorgehen. Die Fußwege liegen innerhalb der Hauptträger, deren Abstand 11,0 m beträgt. Abb. 2 zeigt die Querschnittsausbildung der Hauptträger. Die Stahlbeton-Fahrbahnplatte ist mit den sie unterstützenden Fahrbahnträgern durch auf die Obergurte dieser Träger geschweißte Flachstähle schubfest verbunden. Unterhalb der Fahrbahn befindet sich der Hauptwindverband, der an den Stahlbetonwänden gelagert ist, welche über den Pfeiler hochgezogen sind. Im Obergurt des Bogens ist ein weiterer Windverband vorhanden, dessen über der Fahrbahn liegender Teil durch lotrechte Endrahmen an den Fahrbahnwindverband angeschlossen ist und dessen unter der Fahrbahn liegende Teile außer an den Widerlagern des Bogens ebenfalls am Fahrbahnwindverband abgestützt sind (Abb. 1). Der Bogenuntergurt wird durch Halbrahmen seitlich gehalten. Die biegesteifen Riegel dieser Halbrahmen sind gleichzeitig Pfosten des oberen Windverbandes; sie werden, wie die Abb. 2 und 3 zeigen, an den Enden mit stetiger Krümmung in die Pfosten des Fachwerkbogens eingeführt.

Die Ausführung des Stahlüberbaues, dessen Verbindungen sämtlich genietet sind, wurde der S. N. Nordisk Staal übertragen. Abb. 4 zeigt den Bauzustand kurz vor Vollendung der Bogenmontage.

Die Stahlbetonbögen bestehen aus 2 Zweigelenkbögen je Öffnung, die durch 4 Riegel miteinander verbunden sind. Entsprechend der Stützweite schwankt die Dicke der Bögen zwischen 1,50 und 1,80 m während ihre Breite in sämtlichen Öffnungen 1,30 m beträgt.

Abgesehen von drei Pfeilern auf der Seelandsseite, die auf hölzernen Pfahljochen gegründet wurden, konnten die übrigen Pfeiler unmittelbar auf den Boden aufgesetzt werden.

Trotz der kriegsbedingten Schwierigkeiten wurden die im Sommer 1939 begonnenen Arbeiten am 30. Mai 1943 beendet. Die Gesamtkosten des Bauwerks betragen 5,6 Mio. Dän. Kronen.

[Nach L'Ossature Métallique 12 (1947) S. 322.]

R. Barbré, Dortmund.

## Gewaltiger Erdrutsch in Westschweden.

Am 29. Sept. 1950 setzte sich um 8.12 in Surte-Södra, 15 km nördlich von Göteborg, am Ostufer des Göta-Älv eine Fläche von einem halben Quadratkilometer in Bewegung und rutschte in den Älv. 4 Minuten vorher verließ ein Personenzug den Bahnhof, und die Reisenden im letzten Wagen sahen, wie die Häuser in Surte sich in Bewegung setzten. 34 Häuser, die Hauptlandstraße Süd-Nord, der Bahnhof und anderes mehr verschoben sich 70 bis 100 m. Einige Häuser versanken, andere wurden schief gestellt oder kamen auf die Seite zu liegen. Eine Frau büßte das Leben ein, mehrere Personen wurden verletzt, 278 Personen wurden obdachlos. Der Gebäudeschaden wird auf 1,5 Mio. Kronen geschätzt, die Wiederherstellung der 400 m Bahndamm und Gleis wird mindestens 3 Wochen in Anspruch nehmen und 150 000 sKr. kosten.

Der Göta-Älv ist ein wichtiger Wasserweg nach Wärmland. Etwa 50 Lastkähne von 200 bis 1500 t mit insgesamt 23 000 t Last sitzen fest. Auch einige Seeschiffe sind eingeschlossen. In der Nacht auf den 30. 9. rutschten die Erdmassen stellenweise noch etwa 30 m nach.

an Ort und Stelle aufgenommen. Man ist der Meinung, daß große neue Bewegungen nicht zu befürchten sind.

Man schätzt, daß im ganzen 1,5 Mio. m<sup>3</sup> in Bewegung gerieten, wovon 150 000 bis 200 000 in den Fluß rutschten und ihn auf einer Strecke von 400 m zur Hälfte sperrten. Das Fortschaffen dieser Erdmassen aus dem Älv durch Baggern erscheint gefährlich, da dadurch die zufällig erreichte Gleichgewichtslage gestört werden kann. Zu einer Lösung dieser Frage wird man erst nach Abschluß der geotechnischen Untersuchungen kommen können.



Abb. 1. Katastrophe in Surte, Westschweden. Flugbild des Rutschgebietes, rechts der Göta-Älv. In der Mitte die unterbrochene und verschobene Landstraße, an der u. a. das mitten auseinandergebrochene Haus steht. Rechts der unterbrochene Eisenbahndamm, das Bahnhofsgebäude Surte-Södra ist nach rechts aus dem Bildfeld hinausgeschoben. Links die neu entstandene Ton- und Lehmwüste.

Der Göta-Älv fließt in einer gewaltigen Gesteinsmulde, die mit Ton von blauer und anderer Färbung angefüllt ist. Dieser Ton ist sehr beweglich, er gleicht mit Wasser gefüllt einem Haferschleim und rutscht dann sofort in den unteren Schichten, wodurch die oberen, mehr trockenen, aus dem Gleichgewicht kommen und sich verschieben. Es ist die Meinung ausgesprochen worden, daß die Katastrophe durch den Zug 8.08 ausgelöst worden ist. In den letzten Wochen ist in Westschweden sehr viel Regen gefallen.

Västergötland und einige Küstenstriche im Osten zeichnen sich besonders durch gefährliche Tonablagerungen aus, die in ganz Skandinavien den Kummer der Bau-

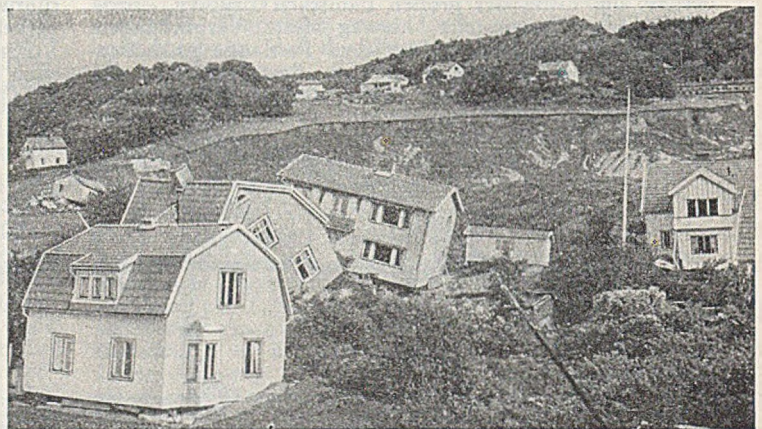


Abb. 2. Durcheinander gewürfelte Häuser, von denen eines fast versunken ist (In der Mitte vorne, mit Falurot gestrichen, nur der halbe Giebel und die eine Langseite sichtbar). Hinten der Rutschabhang bloßgelegt. Flugbild vom Norden gesehen.

sachverständigen ausmachen. Am 1. Okt. 1648 ereignete sich ein Erdrutsch in Trollhättan, wobei das Wasser um 12 m stieg, so daß 85 Personen ums Leben kamen. Göteborg ist bekannt für seine Rutschungen, um nur die Katastrophe am Stigbergskai 1916 zu nennen, die zu neuen

Berechnungsmethoden des Erddruckes führte und das bekannte Verfahren von Wolmar Fellenius zeitigte. In Getå veranlaßte 1918 ein schwerer Eisenbahnzug eine Rutschung, bei der 45 Personen ums Leben kamen. Die geotechnische Kommission der Staatl. Eisenbahnen, 1914 eingesetzt, veranstaltete sehr umfangreiche Forschungen, die 1922 zu dem bekanntesten Schlußgutachten führten, das seither einen Eckstein der Bodenmechanik bildet. Am 2. Februar 1946 rutschten in der Nähe von Lidköping 10 ha Acker und Wald, verschoben sich 800 m und verbuten einen Flußlauf. Das dadurch entstandene Hochwasser verursachte einen noch größeren Schaden als die

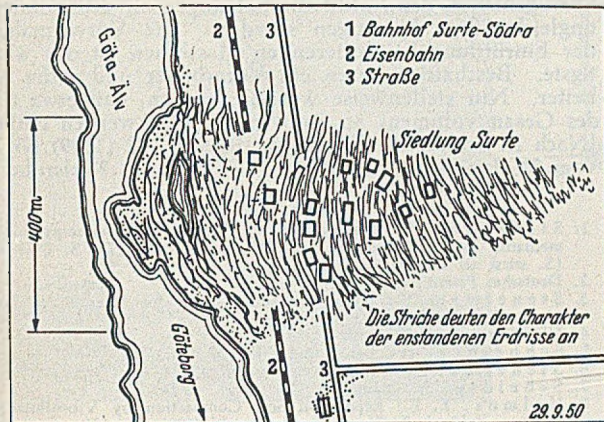


Abb. 3. Plan der Rutschung. Nord liegt oben.

Rutschung. Man ist deshalb in Schweden mit den Tonböden auch besonders vorsichtig.

Nachtrag. Ziv.-Ing. Bror Fellenius berichtete über die vorläufigen Untersuchungsergebnisse. Zwei Tage vor der Katastrophe hat ein Villenbesitzer beobachtet, wie auf seinem Grundstück ein armdicker Wasserstrahl aus dem Erdboden hervorbrach. Vorher hatte er schon eine größere Wassermenge fließen gesehen. F. war der Meinung, daß der heftige vorhergehende Regen in einer Schicht des Untergrundes einen arterischen Wasserdruck hervorgerufen hat. Die Verschiebung war nach seiner Meinung ein ausgeprägter Bruch nach einer kreiszylindrischen Fläche. Sie begann dort, wo die Oberflächenneigung 1:11 betrug und am stärksten war. Sie hatte eine Reihe von Vorwärtsbewegungen zur Folge, rief aber auch Rückwärtsverschiebungen hervor. Wenn man 50 m vom Weg eine Linie zieht, so befand sich oberhalb davon ausschließlich sog. Kvikklera, weiter niedriger befand sich nur Göt-

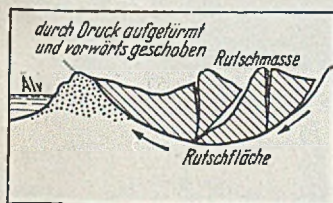


Abb. 4. Querschnitt West -- Ost.

borger Blauton gewöhnlicher Art. Die Kvikklera ist ungestört ebenso fest, wie der Blauton. Wenn er jedoch in Bewegung gerät, so ist seine Festigkeit praktisch gleich Null. Oberhalb vom Weg lag die aktive Partie.

Die Tonmasse ist hinuntergeflossen und hat den anderen passiven Teil gestört. Dort entstand eine Gegenbewegung, wobei die Häuser zusammengedrückt wurden. Die größte Verschiebung betrug 140 m. Die seitlichen Verschiebungen waren 30—40 m. Fellenius sprach auch die Ansicht aus, daß in der oberen Schicht des Tones Sandschichten eingeschlossen waren, die wassergefüllt, die Reibung aufhoben und zum Rutsch führten.

Prof. Gunnar Beskow hatte einleitend seiner Meinung Ausdruck verliehen, nach welcher es sich um eine Kombination der beiden Erscheinungen handelt.

Prof. Edv. Weiss, Stockholm.

### Nasse Einrüttlung erhöht die Tragfähigkeit von Sand.

Über das Rütteldruckverfahren, Vibroflotation, Verdrichtung von sandigen Böden, wurde seit 1936 bereits mehrfach berichtet, vgl. Literatur [13 bis 14]. U. a. wurden die durch mich vorbereiteten und 1939 angesetzten

und überwachten vergleichenden Großversuche in Berlin ausführlich beschrieben [10]. Auch in den USA wurde das Verfahren bereits ausführlicher geschildert [1] und dabei im Schrifttumsverzeichnis das deutsche Patent Nr. 595 007, nach dem die Firma Johann Keller seit 12 Jahren arbeitet, und einige weitere Veröffentlichungen genannt. Wegen einer ins einzelne gehenden Beschreibung kann deshalb auf die Literatur verwiesen werden, zumal auch Steurman [1] bereits weitergeht und beschreibt, wie man auch Schluffböden durch eingrüttelte Sandpfähle wirksam verdichten kann.

Bei einem neuen Anwendungsbeispiel (Erweiterung einer Industrieanlage, Gründung eines 60 m hohen Schornsteins und rotierender Trockner), einer Ausführung auf vorwiegend sandigem Boden, dessen Kennziffern Tabelle 1 enthält, wurde die Erhöhung der Dichte (= Verbesserung) des sandigen Baugrundes durch Eindringungsversuche nachgewiesen. Man hat die Erfah-

Tabelle 1. Kennziffern der Bodenproben bei den Trocknerfundamenten.

Probe genommen vor bzw. nach der Verdichtung	Höhe (MNW + 100)	Bodenart	Dichtekennziffern		
			Porenziffer	Porenvolumen %	Relat. Dichte %
vor	106,2	Grob- bis Mittel- und Feinsand, Spuren von Kies	0,667	39,5	7,1
nach	106,3	Grob- bis Feinsand, Spuren von Kies, Wurzeln	0,436	30,0	82,4
"	102,0	Kies, Grob- bis Feinsand, Spuren von Schluff	0,193	16,2	100
"	100,2	Kies, Grob- bis Feinsand, wenig Schluff	0,263	20,8	85,0
"	96,2	Kies, wenig Schluff, etwas Sand	0,247	19,8	87,0
"	106,2	Mittel- bis Feinsand, Spuren von Wurzeln	0,527	40,4	77,8
"	102,0	Grob- bis Feinsand	0,367	26,9	79,5
"	100,5	Grob- bis Feinsand, wenig Kies, Schluff	0,207	17,2	100
"	96,5	Grob- bis Feinsand, wenig Schluff	0,214	17,6	100
"	107,9	Mittel- bis Feinsand, wenig Wurzeln	0,548	35,4	73,7
"	107,2	Grob- bis Mittelsand, wenig Kies	0,442	30,7	70,0
"	100,0	Kies, Grob- bis Feinsand, Spuren von Schluff	0,315	24,0	74,6
"	97,5	Kies, wenig Sand, Schluff	0,274	21,5	83,0

$$R_d = \frac{e_L - e_N}{e_L - e_D} \cdot 100 \%$$

worin bedeuten

$e_L$  = Porenziffer in lockerster,

$e_N$  = Porenziffer in natürlicher,

$e_D$  = Porenziffer in dichtester Lagerung.

rung, daß ähnliche Anlagen auf älteren Gründungen durch Einrüttlung des Sandes ungleichmäßige Setzungen erlitten. Eine Fläche von etwa 1000 m<sup>2</sup> wurde bis zu 70 % der höchst erreichbaren Dichte durch Rütteldruck verdichtet. Ruhende Probelastungen hatten früher ausreichende „Tragfähigkeit“ vorgetäuscht, aber die Erschütterungen durch den Betrieb rotierender Maschinen hatten dennoch ungleiche Setzungen erzeugt. Auch wechselnder Wind gegen den Schornstein hätte die Ursache sein können. Deshalb entschloß man sich zur Vorverdichtung durch Rütteldruck (Vibroflot).

Der Rüttler (Abb. 1) besteht aus einem Stahlrohr von 40 cm ø und etwa 2 m Länge, das in den zu verdichtenden Boden getaucht wird. Ein 30-PS-Motor, der innerhalb des Zylinders liegt, liefert die Kraft. Ein rotierender Exzenter mit etwa 3 cm Exzentrizität erzeugt die Rüttelwirkung. Die Verlängerung nach oben besteht aus einem Stahlrohr von etwa 30 cm ø. Das Ganze hängt in den Führungen eines Rammgerüsts. Die Zuführungsleitungen sind 2 Rohre von je 5 cm ø für Druckwasser, das unten und oben in den Rüttler eintritt, ein 2-cm-Durchmesser-Rohr für Kühlwasser des Elektromotors und ein Stromzuführungskabel.

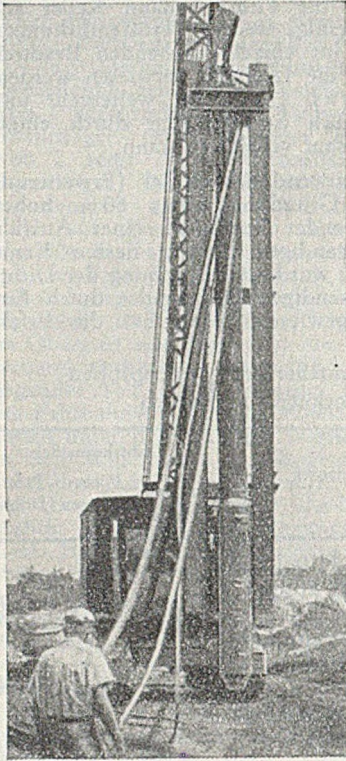


Abb. 1. Gerät in Arbeitsstellung. Der Rüttler hängt in den Führungen, bereit zum Absenken in welchen Sand. Rohr und Schläuche führen Strom, Kühlwasser für Motor und Wasser für Sättigung des Sandes; zu. Motor und Exzenter im Vibroflot-Kopf verursachen seitliche Bewegungen von etwa 2 cm.

Der Verdichtungsprozess spielt sich etwa in folgender Weise ab:  
1. Der Rüttler wird in eine flache Mulde gesetzt und auf volle Touren gebracht. 2. Die Wasserzufuhr des unteren Rohres wird geöffnet, so daß das Wasser von unten nach oben strömt. 3. Man läßt den Rüttler durch sein eigenes Gewicht in den Boden sinken, der dadurch um den Rüttler herum in Fließzustand versetzt wird (meist sank der Rüttler etwa 1 m/min). 4. Auf der vorgeschriebenen Tiefe wird die untere obere geöffnet, so daß das Wasser abwärts fließen kann. 5. Der Sand wird in den unteren Lagen verdichtet. 6. Der Rüttler wird stufenweise gezogen. 7. Der Vorgang wird abschnittsweise

Wasserzufuhr geschlossen und die obere geöffnet, so daß das Wasser abwärts fließen kann. 5. Der Sand wird in den unteren Lagen verdichtet. 6. Der Rüttler wird stufenweise gezogen. 7. Der Vorgang wird abschnittsweise

dem man den Rüttler in seiner Lage läßt, bis das Amperemeter stark steigt.

Die Nachprüfung der Verdichtungswirkung erfolgte in diesem Fall auf primitive Weise durch einen Eindringungsversuch eines Probebohrers, der ähnlich wie eine Sondiernadel angesetzt wurde. Die Bodenverhältnisse in größerer Tiefe interessieren hier kaum. Die Ergebnisse sind in Abb. 2 dargestellt. Nach der Tabelle 1 hat man 70 bis 100 % der praktisch möglichen Verdichtung erreicht. Den Praktiker interessiert noch die Leistung. Mit 150 Rüttlerstellungen wurde das Gelände von etwa 1000 m<sup>2</sup> in zwei Wochen verdichtet und — was wichtiger ist — homogenisiert, denn nicht die Setzungen an sich, sondern ungleichmäßige Setzungen schaden. Die Vorwegnahme der Einrüttlung bei rotierenden Maschinen ist das wichtigste. Beschäftigt waren ein Vorarbeiter und sechs Arbeiter. Nur stellenweise wurde gemessen, daß etwa 6 % des Gesamtvolumens an Sand nachgefüllt werden mußte. [Nach B. Fruhauf in Eng. News-Record 142 (1949) Nr. 25 vom 23. Juni 1949, S. 60.] W. Loos, Karlsruhe.

Literatur.

1. Steuerma n, S.: Proceedings der 11. Internat. Konferenz Bodenmechanik und Gründungen 1948 Rotterdam, Band 11, S. 297--301. (S. wird als Patentinhaber genannt.)
2. Deutsches Patent 595 007.
3. Steuerma n, S.: Hydrovibration, Journal for Science and Technique, Moscow 1936.
4. US. Patent 2 334 228.
5. Schneider, H.: Beton und Eisen 37 (1938).
6. Steuerma n, S.: Eng. News-Record 122 (1939), Juni 20.
7. Scheidig, A.: Bautechnik 18 (1940), S. 249.
8. Halmos, E. E.: Report on Soil Compaction by Vibroflotation. Parsons, Brickerhoff, Hogan & Macdonald, 1944.
9. BIOS, Report Number 75 841, August 1945.
10. Hoffmann, R., und Muhs, H.: Bautechnik 22 (1944), S. 194.
11. Fruhauf, B.: Report on Vibroflotation to Triboro Authority 1941.
12. La Guardia Airport, Report on Soil Investigation and Stabilization, 1947.
13. US. Patent 1 598 300.
14. Hogentogler, C. A.: Engineering Properties of Soil, S. 320.

Neue Turmdrehkrane leichter Bauart.

Schon im Programm der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie für die Typung und Normung von Baumaschinen war für Turmdrehkrane nachträglich festgelegt worden, daß die (nach DIN E 8670) bestehende Typenreihe 15, 30, 40, 50 und 60 noch durch die Type 7,5 mit 600 kg Tragkraft bei 12,5 m größter Ausladung erweitert werden sollte. Dieser „leichte Turmdrehkran“ wurde auch im Programm des Geräteausschusses beim Hauptverband der Deutschen Bauindustrie beibehalten. Um den Einsatz

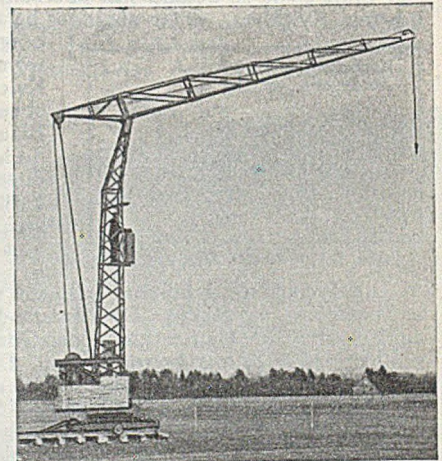
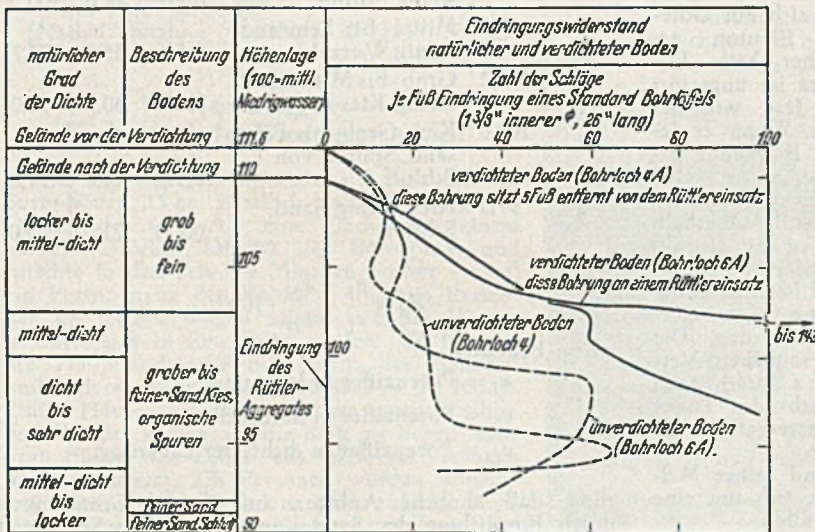


Abb. 1. Liebherr-3-Motoren-Turmdrehkran TK 6 in Arbeitsstellung.

Abb. 2. Verdichtungskurven (ausgezogene Linien) zeigen den Grad der erreichten Verdichtung in verschiedenen Tiefen an, gestrichelte Linien zeigen den Widerstand des unbehandelten Sandes, die Eindringungstiefe wechselt von 4 bis 5 m.

wiederholt bis zur Oberfläche; da durch die Verdichtung der Boden um den Rüttler herum in Form eines Trichters nachstürzt, wird Sand nachgefüllt. Die Verdichtungswirkung wird mit Hilfe eines Amperemeters geregelt, in-

schwerer Turmdrehkrane zu umgehen, sind zunächst Hochbaukrankonstruktionen entwickelt worden, die als Zusatzgeräte für anderen Zwecken dienende Grundgeräte gedacht sind.

Menck & Hambrock G. m. b. H., Hamburg-Altona, baut Hochbaukran-Einrichtungen für die Bagbertypen M 75 und M 152 und eine Turmkrankonstruktion für Rammcn. Wilhelm Hagenkamp (Wilhag), Langenfeld b.

Düsseldorf, hat für den Baggertyp UR 5 eine Hochbaukran-Einrichtung geschaffen, welche bei bis zu 20 m Hubhöhe und bei 4,5 m Ausladung eine Tragkraft von 2,5 t hat. Solche Zusatzgeräte haben entweder den Nachteil, daß ihre Ausladung zu gering ist oder daß es vielfach nicht wirtschaftlich ist, die wertvollen Grundgeräte hierfür zu verwenden.

Die durch den Bau von Turmdrehkränen im In- und Ausland bekannte Firma Jul. Wolff & Co., Heilbronn/Neckar, befaßt sich nicht mit dem Bau leichterer Turmdrehkrane als der von ihr gebauten Type 15 (0,9 t Tragkraft bei 16 m größter

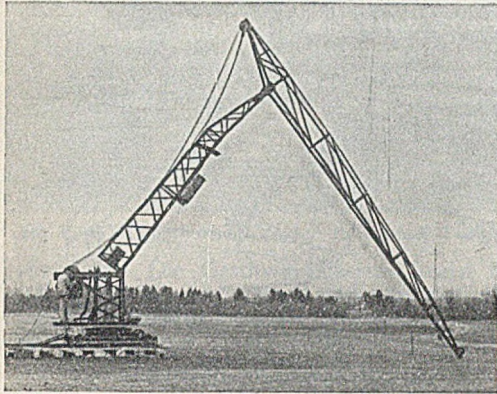


Abb. 2. Der Kran der Abb. 1 in Aufbau- bzw. Abbaustellung.

Ausladung), weil sie die Auffassung vertritt, daß leichte Turmdrehkrane, selbst bei weitmöglichst vereinfachter Montage und Demontage, nicht mit Schnellbauaufzügen konkurrieren können.

Otto Kaiser, Oberlahnstein/Rhein, baut die Größen BK 4,2 (0,6 t Tragkraft bei 7 m größter Ausladung), TK 8 (0,6 t Tragkraft bei 12,5 m größter Ausladung) und TK 14,1 (0,85 t Tragkraft bei 16 m größter Ausladung). Von der Bayer. Berg-, Hütten- und Salzwerke A.-G., Zweigniederlassung Hüttenwerk Sonthofen/Allgäu, wird der Turmdrehkran TK 12 (0,8 t Tragkraft bei 15 m größter Ausladung) und von der Hilgers A.-G., Rheinbrohl, der Turmdrehkran BDK 75 (0,6 t Tragkraft bei 12,5 m größter Ausladung) geliefert.

Die Westdeutsche Mannesmannröhren Aktiengesellschaft stellt einen leichten Turmdrehkran her, den sie als

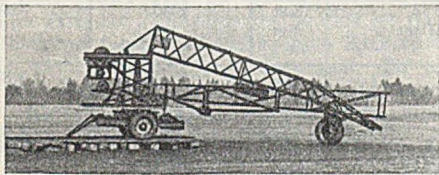


Abb. 3. Desgl. in straßenfahrender Transportstellung.

Baukran Type „Nürnberg“ bezeichnet. Mast und Ausleger dieses Krans sind geschweißte Rohrkonstruktionen in Dreikant-Ausführung (0,8 t Tragkraft bei 6 m größter Ausladung). Die Aktiengesellschaft für Bergbau- und Hüttenbedarf, Salzgitter, wird im Frühjahr d. J. einen Universal-Baukran für 0,7 t Tragkraft bei 15 m größter Ausladung auf den Markt bringen. Hans Liebherr, Kirchdorf/Iller, baut die Turmdrehkrangrößen TK 6 (0,5 t Tragkraft bei 12 m größter Ausladung) und TK 14 (0,85 t Tragkraft bei 16 m größter Ausladung). (Abb. 1—3). Karl Kässbohrer, Ulm/Donau, baut einen Turmdrehkran für 1200 kg Tragkraft bei 7,5 m größter Ausladung, der auf ein Lastwagen-Fahrgestell aufgebaut wird.

Dipl.-Ing. Erich Rathmann, München.

### Aus der in- und ausländischen Baumaschinen-Industrie. II.

Die neueste Katalogsammlung der Koehring Co. in Milwaukee stellt nach Form wie Inhalt etwas Einzigartiges dar. Die ledergebundene Sammlung zeigt auf mehr als 500 Seiten ein Fertigungsprogramm, das mit raupen- und autofahrbaren Universal- und Graben-

baggern, selbstfahrbaren Erdtransportwagen, Mörtel-einpressgeräten für Straßendecken und Gleisbettungen, Straßenmischern und -fertigern, normalen, meist autofahrbaren Freifall- und Zwangsmischern, Betonkarren mit Motorantrieb und allen Einrichtungsteilen für Betonfabriken einen breiten Sektor des industriellen Bauens mit den modernsten Geräten zu beliefern in der Lage ist. Die Darstellung der einzelnen Erzeugnisse erfolgt

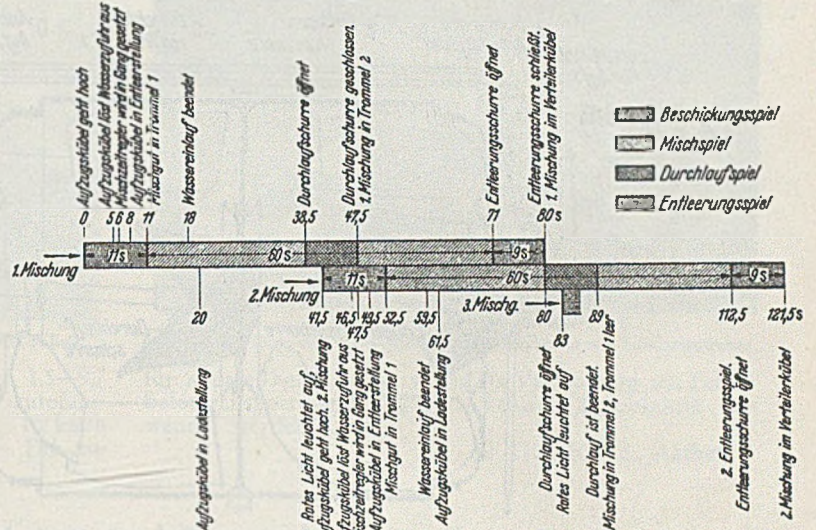


Abb. 1. Mischspiel eines Doppeltrommelmischers.

dabei im Gegensatz zu vielen deutschen Katalogen durch Fotos, Zeichnungen und Schrifttumauszüge mit einer Anschaulichkeit und Gründlichkeit, aus der die Überzeugung des Werkes spricht, daß Nachahmer für sie keine gefährliche Konkurrenz darstellen<sup>1</sup>. Der praktische Bauingenieur aber erhält aus dem Katalog eine Fülle von Anregungen, die, wenn auch für unsere kleineren Aufgaben nicht alle, so doch zu einem großen Teil auf deutsche Verhältnisse übertragbar erscheinen. Zu den interessantesten Geräten dieser Art gehören die beiden Doppeltrommel-Straßenmischer 16 E und 34 E, die bei

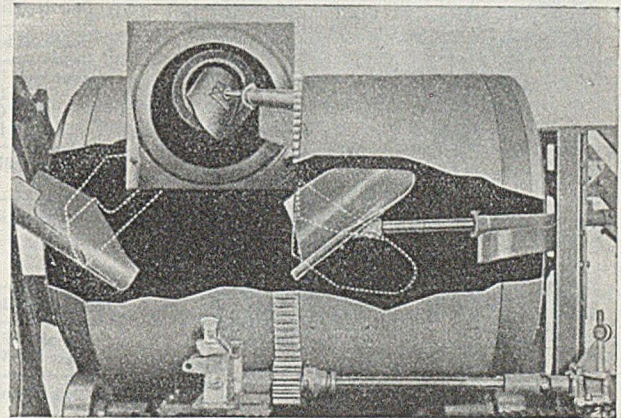


Abb. 2. Die Doppeltrommel (Durchlaufschurze in Entleerungsstellung für Trommel 1, Entleerungsschurze in Mischstellung für Trommel 2).

450 bzw. 960 l Inhalt nicht nur durch die universelle Verwendbarkeit, vor allem des kleineren Mixers, sondern in erster Linie durch die erheblich größere Leistung auffallen. Diese Ziele werden auf folgenden Wegen erreicht:

1. Durch die Verwendung einer Doppeltrommel statt der bei uns allein üblichen Einfachtrommel. Im normalen Baubetrieb rechnet man bei 60 s Mischzeit mit etwa 22 Spielen je Stunde. Im hochentwickelten Reichsautobahn-Bau wurden bei den Arbeitsuntersuchungen des Forschungsinstitutes für Baumaschinen und Baubetrieb an Zwangsmischern 32 Mischungen normal und bei verlustfreiem Arbeitsspiel 42 Spiele (bei Freifallmischern 26/33 Spiele) festgestellt<sup>2</sup>. Die Amerikaner haben bei ähnlichen Untersuchungen 38 bis 56 Spiele ermittelt. Mit

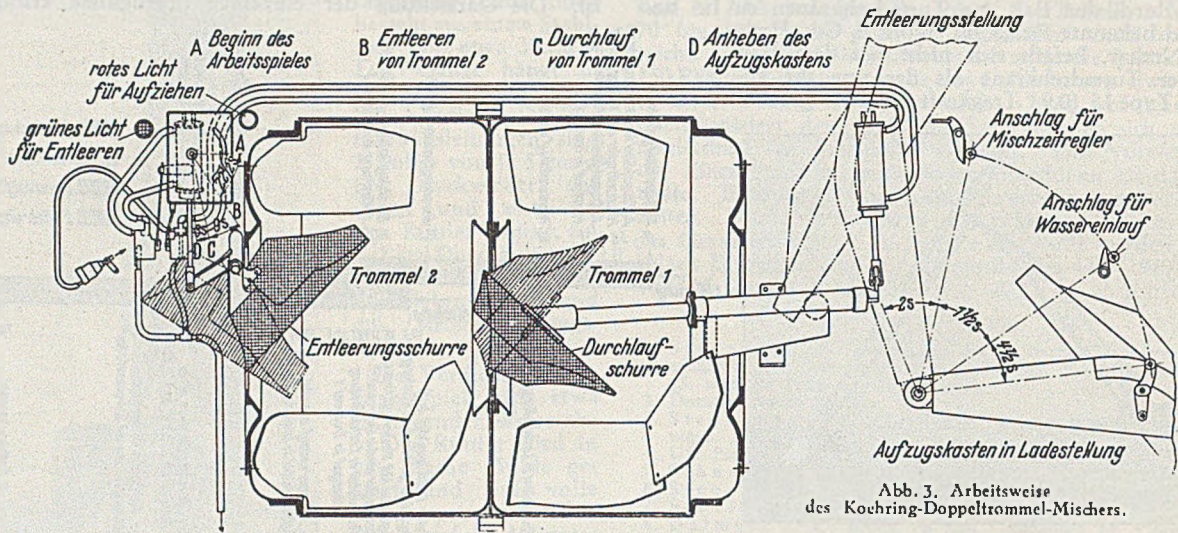
<sup>1</sup> Vgl. G. Garbotz: ZVDI. 92 (1950), S. 81/88.

<sup>2</sup> Vgl. G. Garbotz: ZVDI. 85 (1941), S. 741/743.

der Doppeltrommel kommen sie auf 70 bis 86,7 Spiele in der Stunde; die Leistungssteigerung gegenüber unserer Arbeitsweise beträgt also etwa 170 %. Wie dieses Ziel zeitlich erreicht wird, geht aus der Zeitaufnahme Abb. 1 hervor.

Technisch vollzieht sich der Vorgang beim 16 E und 34 E wie folgt (Abb. 2): Auf vier Laufrollen mit Wälz-

pneumatisch betätigte Entleerungsschurre angeordnet, die vom Mischzeitmesser automatisch, evtl. von Hand gesteuert werden. Die Auslösung des Mischzeitmessers wie der Wassereinlaß (der letztere vorab, um ein Materialanbacken zu verhindern) erfolgen durch den hochgehenden Aufzugskübel. Die Trommel ist mit hochwertigen auswechselbaren Verschleißblechen, 10 Hubschaufeln und



lagern ruht eine Trommel mit 1500/1970 mm  $\varnothing$  und 2080/2580 mm Länge, die in der Mitte durch eine Wand in zwei Hälften mit je einem Fassungsvermögen von 450/960 l geteilt ist. Durch Stirn- und Mittelwandöffnungen von 534/710 mm  $\varnothing$  kann entweder in der vorderen Trommelhälfte 1 gemischt und die hintere 2 entleert werden, oder es wird 1 entleert und in 2 gemischt. Hierzu ist im hinteren Auslauf und in der Mittelöffnung eine

5 Mischschaufeln ausgestattet. Über Ritzel und Zahnkranz wird sie mit 16/15 Umdrehungen je min angetrieben, sie kann den amerikanischen Normen entsprechend mit 10 % Überfüllung in Neigungen bis zu 6 % arbeiten.

2. Durch die Anordnung eines Auslegers für den Betonverteilerkübel von 680/1700 l Wassereinhalt, der nicht nur die übliche Schwenkbewegung von 160°, sondern auch eine Neigungsverstellung der kleineren Type

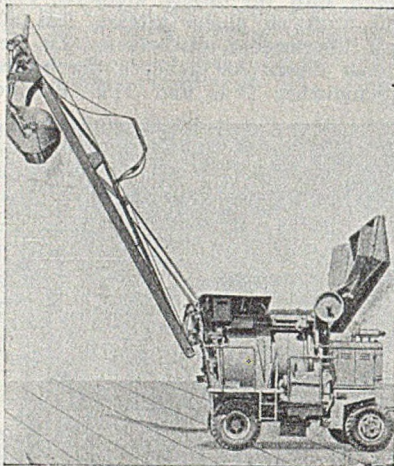


Abb. 4. Autofahrbarer 16 E-Straßenmischer Bauart Koehring mit Doppeltrommel und hebbarem Verteilerausleger.

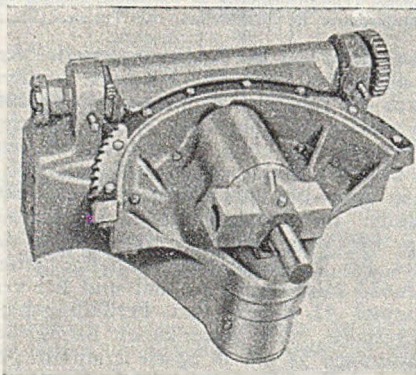


Abb. 5. Schwenkwerk des Verteilerauslegers mit pendelnder Lagerung.

Tabelle 1. Abmessungen der Straßenmischer 16-E und 34-E

Type		16-E	34-E
Inhalt normal/10% Überfüllung	l	450/495	965/1060
Stundenleistung max./mittel	m <sup>3</sup>	43/32	84/68
Spielzahl bei max./mittl. Stundenlsg.	min <sup>-1</sup>	86,7/70	86,7/70
Trommel, Durchmesser	mm	1500	1970
" Länge	mm	2080	2580
" Öffnung Durchmesser	mm	534	710
" Drehzahl	min <sup>-1</sup>	16	15
Aufzugskübel, Breite	mm	2340	3050
" Hubdauer	s	7	8
Verteilerkübel, Inhalt	l	680	1700
" Auslaufbreite	mm	860	1530
" Auslaufhöhe *)	mm	254/6420	320/4730
" Geschwindigkeit	m/s	0,93	1,1
Auslegerlänge / Schütthöhe	mm	7780/5640	10 600/9900
Abmeß-Wasserbehälter	l	114	228
Reserve-Wasserbehälter	l	380	530
Antriebsmotor: Art	—	Diesel	Benzin
" Leistung	PS	54	133
" Drehzahl	min <sup>-1</sup>	1500	1560
Fahrwerk: Art	—	Autofahrwerk	Raupenfahrwerk
Achsstand — Raupenlänge	mm	2970	5850
Spurweite, Fahrwerksbreite	mm	1920	2900
Bereifung — Raupenbreite	mm	11.00x20	508
Geschwindigkeit	km/h	1,6/9,65 vorwärts 2,5 rückwärts	1,6/2,4 vorwärts 1,2 rückwärts
Abmessungen: Größte Länge	mm	14 500	20 030
" Größte Breite	mm	2 770	7 010
" Größte Höhe	mm	5 230	3 685

\*) Bei horizontalem und 70/30° geneigtem Ausleger.

bis zu 60° bei 6,4 m Ausschütthöhe, der größeren bis zu 30° gestattet. Die Aufhängung des Auslegers erfolgt dabei am Schwenkwerks-Schneckenrad in einem Zapfen so, daß der Kübel unabhängig von der Neigung des Untergrundes stets senkrecht hängt. Für die Pendelschieberentleerung ist eine hydraulische Steuerung vorgesehen, um beliebige Mengen Beton abgeben zu können.



3. Durch die wahlweise Mitlieferung eines Kippkübelaufzuges von 12—18,5 m Höhe für den 16 E.

4. Durch den Einbau einer Luftbereitung beim 16 E an Stelle des Raupenfahrwerkes beim 34 E-Paver. Die Steuerung der vorderen einfachen Lenkräder erfolgt dabei

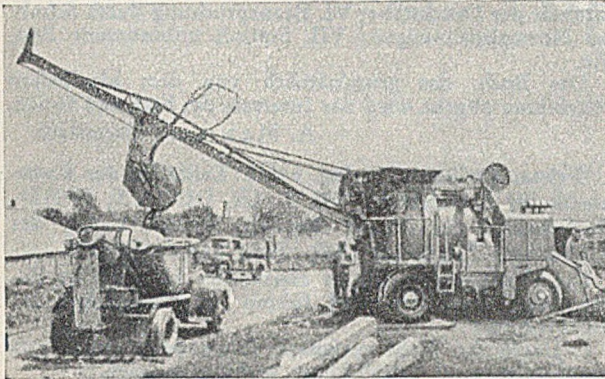


Abb. 6. 16 E-Doppeltrommel-Mischer als fahrbare Fertigbeton-Fabrik.

hydraulisch. Die Geschwindigkeiten liegen bei 1,5—9,7 km/h vorwärts und 2,4 km/h rückwärts für die autofahrbare Type und 1,6—2,4 km/h vorwärts bzw. 1,2 km/h rückwärts für die raupenfahrbare Ausführung. Die zu-

gehörigen Diesel- bzw. Otto-Antriebsmotoren haben 54 bzw. 133 PS. Über die technischen Daten gibt Tabelle 1 Auskunft.

Die Abb. 6 und 7 aber zeigen, daß insbesondere der autofahrbare Mischer durch seine große Ortsbeweglichkeit und die Anpassung der Betonabgabe an die örtlichen Verhältnisse nicht nur für den Straßenbau, sondern auch

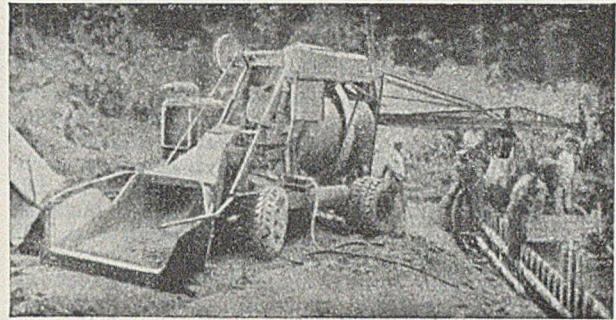


Abb. 7. 16 E-Doppeltrommel-Mischer zur Einbringung von Fundamentbeton.

für andere Ingenieurbauzwecke, in Verbindung mit Fertigbetontransportwagen sogar als zentrale Betonfabrik verwendet werden kann.

G. Garbotz, Aachen.

## Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Zurmühl, Dr.-Ing., R.: *Matrizen*. Eine Darstellung für Ingenieure. XV u. 427 S., Gr. 8° mit 25 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag. 1950. Ganzl. DMark 25.50.

Das Buch will in die Matrizenrechnung einführen, die heute eine immer größere Rolle auch in den technischen Anwendungen der Mathematik spielt, aber aus bekannten Gründen an den Techn. Hochschulen kaum in der allgemeinen mathematischen Vorlesung, sondern, wenn überhaupt, nur in Spezialvorlesungen behandelt werden kann. Es ist daher sehr zu begrüßen, daß jetzt eine Darstellung des Gebietes aus der Feder eines Ingenieurs vorliegt, der aus praktischer Erfahrung weiß, wie man ein neues mathematisches Gebiet dem Ingenieur nahebringen und seiner Art zu denken zugänglich machen kann. Die Art der Auswahl des Stoffes ist dabei natürlich weitgehend Geschmacksache; dem Referenten will es scheinen, als seien die Anforderungen, die im fünften Kapitel an den Willen des Lesers zur Mitarbeit gestellt werden, für den normalen Absolventen einer Techn. Hochschule doch vielleicht etwas zu hoch. Aber von diesem Kapitel abgesehen, wird dieser Leser wohl überall folgen können, und wird vor allem sehr viel aus dem Buche lernen, was er in seiner Praxis gut gebrauchen kann. Für den Bauingenieur wird insbes. das sechste Kapitel über numerische Verfahren von unmittelbarem Nutzen sein: hier, wo der Verfasser auf Grund eigener Untersuchungen besonders zu Hause ist, findet der Bauingenieur eine ausgezeichnete, durch zahlreiche Zahlenbeispiele belebte Darstellung der verschiedenen Methoden zur Auflösung linearer Gleichungssysteme und der Eigenwertberechnung von Matrizen. Besonders erfreulich erscheint die Darstellung der weithin unbekannteren Relaxationsmethode und des praktisch sehr gut brauchbaren Verfahrens von Hessenberg zur Berechnung auch der höheren Eigenwerte einer Matrix. Alles in allem, ein gutes Buch, das man jedem an dem Gebiet interessierten Ingenieur warm empfehlen kann.

C. Schmieden, Darmstadt.

*Gegenwartsaufgaben für Betrieb und Montage des Stahlbaues.* (= Abhandlungen aus dem Stahlbau, herausgegeben vom Fachverband Stahlbau. Deutscher Stahlbauverband, Bad Pyrmont. Heft 7.) 204 S., Gr. DIN A 5. Bremen-Horn, Industrie- und Handelsverlag Walter Dorn, G. m. b. H. 1950. Preis geb. DMark 8,—.

Diese Zusammenstellung von Vorträgen, die auf der Tagung der Betriebs- und Montage-Ingenieure 1949 in Iserlohn gehalten wurden, bringt einen ausgezeichneten Überblick über die derzeitigen Probleme des Stahlbaues und einen gut unterrichtenden Einblick in die gegenwärtigen Leistungen auf diesem Fachgebiet. Die 12 Vorträge basieren mehr auf praktischen Erfahrungen als auf gelehrter Ableitung und sind daher für den Praktiker im Werk und auf der Baustelle flüssig zu lesen, ohne indes auch nur etwas vom Wert des Gesagten zu verlieren. Hinter jedem Vortrag ist die anschließende Erörterung kurz wiedergegeben, wobei noch manch Wissenswertes zutage tritt. Es fehlt hier der Platz, um einzeln auf die Themen einzugehen; sie behandeln Rationalisierung, Arbeitsvorbereitung, Förderwesen, Anstrichfarben im Stahlbau, neuzeitliche Montagen, die Verwendung von Leichtmetall im konstruktiven Ingenieurbau. Die Schweißtechnik kommt in folgenden Vorträgen zu Worte: Die neuen Schweißverfahren; schweißbare Stähle und zerstörungsfreie Prüfverfahren; Beispiele geschweißter Konstruktionen im Stahlbau. Den Menschen im Stahlbau behandeln die Vorträge: Körperbehinderteneinsatz im Stahlbau, Unfallschutz für Betrieb und Montage, Nachwuchsfragen, der Meister im Stahlbau. Zahlreiche gute Bilder und Strichzeichnungen erläutern das Gesagte. Die Aufmachung des Buches in Einband, Papier, Druck und Bildwiedergabe ist bestens besorgt.

O. Wunderam, Hamburg.

Triebel, W., Dr.-Ing., und Dipl.-Ing. G. Braun: *Massivdecken und Fußbodenbeläge im Wohnungsbau*. 80 S., Gr. DIN A 5, mit 34 Abb. Hannover: Curt R. Vinzentz Verlag, 1950. Preis geb. DMark 8,50.

Die Verfasser stellen sich die Aufgabe, unter den zahllosen für den Wohnungsbau erfundenen Massivdeckenensystemen die besten Grundtypen herauszustellen und den Bereich aufzuzeigen, in dem die Wirtschaftlichkeit jeweils die eine oder andere Decke für die Anwendung empfiehlt. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in übersichtlichen Schaubildern und Kurvenzügen im Anhang zusammengestellt. Die ermittelten Kostenverhältnisse zwischen den verschiedenen Deckenarten werden allerdings nicht unbedingt als Absolutwerte aufgefaßt werden dürfen, da regionale Preisunterschiede und Besonderheiten des Baubetriebs nicht unerhebliche Verschiebungen in den Kosten bedingen können. Der Leser hat indessen die Möglichkeit, sich diese an Hand der verwendeten Kalkulationsgrundwerte selbst zu errechnen.

In einem zweiten Abschnitt wird ein „Zwischenbericht“ über Untersuchungen an Fußbodenbelägen gegeben, die im Wohnungsbau in Frage kommen. Die fleißige Arbeit wird Architekten und im Wohnungsbau tätigen Konstrukteuren ein wertvoller Helfer sein.

Dr. G. M e r k l e, Düsseldorf.

Ruckli, Robert, Dr. sc. techn. Dipl.-Ing., Privatdozent an der eidgenössischen Techn. Hochschule Zürich: *Der Frost im Baugrund*. XV. 279 S., Gr. DIN A 5, mit 112 Textabb. Wien: Springer-Verlag 1950. Geb. 37,50 DM.

Im Vorwort sagt der Verfasser: „Das Bodenfrostproblem des Tiefbaues kann als praktisch gelöst betrachtet werden...“ Anlaß zu seiner Schrift war die Einsicht, daß in der deutschsprachlichen Literatur noch eine zusammenfassende Darstellung über das Frostproblem fehlt. Die noch nicht ganz geklärten Fragen gehen seiner Meinung nach eher den Wissenschaftler als den Praktiker an. Er bemüht sich deshalb, seine Darstellung vom Standpunkt des Ingenieurs zum Zwecke der praktischen Anwendung zu behandeln. Die drei Teile des Buches enthalten: 1. eine grundlegende Darstellung der Frosterscheinungen im Boden, 2. das Verhalten des Bodens gegen Frost, wobei u. a. auch die Frage der Kühlhäuser besprochen wird, und 3. praktische Maßnahmen für das Bauen und zum Schutz der Bauwerke gegen Frostschäden. Im Schrifttum vermißt man die Nennung einiger wichtigen ausländischen Veröffentlichungen, z. B. Arbeiten über Permafrost und die diesbezüglichen Aufsätze aus den Proceedings der II. Internat. Konferenz für Bodenmechanik und Gründungen 1948. Der 3. Teil (praktische Maßnahmen) ist mit 30 Seiten recht kurz gehalten. Er bringt allerdings die schwedischen Richtlinien ausführlich. Die Schlußfolgerungen sind zweckmäßig und anschaulich und werden auch durch den Praktiker als solche geschätzt werden. Sehr gut kommt zum Ausdruck der Stand unserer Einsichten in die Zusammenhänge, die Möglichkeit des Voraussehens, allenfalls sogar des Vorausberechnens. Außerdem wird erfreulicherweise kein Versuch gemacht, die Frostfrage „aufzublasen“ und dadurch das Bauen selbst zu verteuern. Das Ganze ist ein übersichtliches Buch für den Praktiker, besonders den Straßenbauer, aber auch für den Forscher als Nachschlagewerk und Grundlage zur Weiterarbeit geeignet. Die Ausstattung ist erstklassig wie in guten Zeiten. W. L o o s, Karlsruhe.

Handlos, Otto, Ingenieur u. Baumeister: *Handbuch für Baustatik und Stahlbetonbau*, 2. erw. Aufl. X, 460 S., Gr. 8° m. 250 Abb. u. 55 Tab. Wien: Manz'sche Verlags- und Universitätsbuchhandlung. 1949. 15,— DM brosch., 18,— DM geb.

Das Buch bringt auf 120 Seiten einen Streifzug durch die Festigkeitslehre und die Baustatik einschl. der Festigkeitslehre des Stahlbetons, auf rund 150 Seiten eine Sammlung von Rechenbeispielen — es seien genannt Trägheits- und Widerstandsmomente, Erddruck, Zweigelenkrahmen, Gewölbe, Fachwerkträger, Spannungsnachweis und Bemessung von Stahlbetonquerschnitten —, auf weiteren rund 15 Seiten einige Bemerkungen über die Baukontrolle des Stahlbetons und schließlich auf rd. 25 Seiten etwas Mathematik über Potenzen, Wurzeln, Reihen, Differential- und Integralrechnung. Diese Übersicht zeigt, daß das Buch nicht den Zweck hat, höheren wissenschaftlichen Anforderungen zu dienen, sondern sich vorwiegend an den Mittelschultechniker wendet, dem es gute Dienste leisten wird. A. M e h m e l, Darmstadt.

Jäger, Karl, Dipl.-Ing. Dr. Techn., Privatdozent a. d. Techn. Hochschule Wien: *Festigkeitsnachweis im Stahlbetonbau*. X, 282 S., Gr. 8° mit 150 Abb. Wien: Manz'sche Verlagsbuchhandlung, 1948. 25,70 DM brosch.

Der Verfasser geht von der Auffassung aus, daß die sichere Kenntnis der Traglast, d. h. der Last, die entweder die Zerstörung oder große Formänderungen oder einen Wechsel der Gleichgewichtslage einleitet, die notwendige Grundlage für die zuverlässige und wirtschaftliche Bemessung von Bauteilen darstellt. Dann können zulässige Spannungen nur der Bemessung zugrunde gelegt werden, wenn bis zum Erreichen der Traglast das

Hookesche Gesetz, zwischen inneren und äußeren Kräften das Lineargesetz gilt, und wenn Instabilitätserscheinungen ausgeschlossen sind. Es werden behandelt: I. Spannungszustand, Verzerrungszustand und Werkstoffeigenschaften; II. Achsrechte Biegung; III. Schiefe Biegung; IV. Biegung und Längskraft (Theorie I. Ordnung); V. Die Stabilität der Druckstäbe; VI. Beanspruchung durch Schub- und Normalspannungen; VII. Statisch unbestimmte Bauteile.

Das Buch, das grundsätzlich von dem klassischen n-Verfahren abgeht, wird das Interesse der Fachwelt finden.

A. M e h m e l, Darmstadt.

Weisse, Karlhans, Dr.-Ing. habil.: *Leitfaden der Raumakustik für Architekten*. 103 S. Gr. DIN A 5; 47 Abb. Schriftenreihe der Neuen Bauwelt, Berlin: Verlag des Druckhauses Tempelhof 1949. Preis brosch. DM 7,80.

Die Forderungen, die in akustischer Hinsicht an Zuhörerräume zu stellen sind, führen im wesentlichen auf zwei Probleme:

1. Durch die Wahl geeigneter Raumabmessungen und Raumformen muß Echobildung verhütet werden.

2. Die für das menschliche Ohr erwünschten Nachhallzeiten sind durch den Einbau schallschluckender Elemente anzustreben.

Die Sprache der Physik, die die Forschungsarbeiten auf dem Gebiet der Akustik leistet, ist dem Architekten meist nicht verständlich. Der Verfasser hat es unternommen, die notwendigsten Kenntnisse auf dem Gebiet der Raumakustik anschaulich ohne mathematischen Aufwand zu vermitteln. Eine größere Zahl von Rechenbeispielen wird von dem Leser dankbar begrüßt werden.

A. M e h m e l, Darmstadt.

Geilinger, E., Kollbrunner C. F.: *Feuersicherheit der Stahlkonstruktionen*, I. Teil (Mitteilungen der T. K. V. S. B., Nr. 3). 72 S., Gr. 15×22 cm, Zürich: Verlag Leemann, 1950.

Werkmeister, Paul, Prof. Dr.-Ing.: *Vermessungskunde*. Teil I. Stückmessung und Nivellieren. 165 S. mit 145 Abb. Teil II. Messung von Horizontalwinkeln, Festlegung von Punkten im Koordinatensystem, Absteckungen. 151 S. mit 93 Abb. Teil III. Trigonometrische und Barometrische Höhenmessung, Tachymetrie und Topographie. 147 S. mit 64 Abb. Sammlung Götschen Band 468, 469 und 862. Berlin: Walter de Gruyter & Co., 1949. Preis je Band geh. DM 2,40.

Adckermann, H., Oberingenieur: *Aus der Entwicklung der beweglichen Wehrverschlüsse*. 41 S. Gr. 25×29 cm mit 107 Abb. Zürich: Verlag Mensch und Arbeit. 1950. Preis DM 4,50 geh.

## Verschiedenes.

### Emil Mörsch †.

Herr Professor Dr.-Ing. e. h. Dr. sc. techn. h. c. Emil Mörsch, weil. Inhaber des Lehrstuhles für Massivbrücken und Statik des Massivbaues an der Techn. Hochschule Stuttgart, ist am 29. Dezember 1950 im Alter von 78 Jahren verschieden.

Die Verdienste von Emil Mörsch um die Entwicklung des Stahlbetonbaues sind heute allgemein bekannt. Nähere Einzelheiten über den Werdegang und über die Lebensarbeit des Altmeisters können in einer ganzen Anzahl von Würdigungen nachgelesen werden, die aus verschiedenen Anlässen in den Fachzeitschriften veröffentlicht wurden.

### Prof. Dr.-Ing. Georg Garbotz,

früher Ordinarius an der Techn. Hochschule Berlin, hat einem Ruf auf den neugeschaffenen Lehrstuhl für Baumaschinen und Baubetrieb an der Rhein.-Westf. Techn. Hochschule Aachen Folge geleistet.

### Berichtigung

zu dem Aufsatz von F. Leonhardt: Die neue Moselbrücke Wehlen, BAUINGENIEUR 25 (1950).

Der auf S. 443 beschriebene bewegliche Fahrbahnübergang nach Abb. 21 fällt unter die Herrn Dipl.-Ing. Haupt durch das Patent 741 306 geschützte Konstruktion.

# DER BAUINGENIEUR

26. Jahrgang

1911/12

Springer-Verlag, Berlin