

Die Entwicklung der Anlegestellen für die Schifffahrt im Bereich der Schleusen und Schiffssammelstellen des Rhein-Herne-Kanals und der Ruhrwasserstraße.

Von Regierungsbaurat H. Illiger, Wasser- und Schiffsamt Duisburg-Meiderich.



Seit Aufnahme des Verkehrs auf dem Rhein-Herne-Kanal im Jahre 1914 und auf der Ruhrwasserstraße im Jahre 1926 hat die Frage der Anlegevorrichtungen vor den Schleusen für die auf die Schleusen wartenden Schiffe und an den Schiffssammelplätzen in der Ruhrmündung und oberhalb der Ruhrsleuse für die Schifffahrt nach Mülheim (Ruhr) große Sorge bereitet. Die verschiedensten Möglichkeiten zur Schaffung befriedigender Anlegevorrichtungen (Betonpfeiler und Dalben) wurden untersucht, zahlreiche Wege gegangen, die trotz erheblichen Kostenaufwandes auch heute noch nicht dazu führten, eine in jeder Hinsicht zufriedenstellende Lösung zu finden.

Die auf einer Binnenwasserstraße an derartige Betonpfeiler und Dalben zu stellenden Forderungen weichen in wesentlichen Punkten — vor allem hinsichtlich der Höhe des Angriffspunktes über der Sohle und der Härte der Stöße — von den Forderungen und Bedingungen ab, die für Dalben in Häfen oder in Seewasserstraßen Gültigkeit haben mögen. Da die im Laufe von rd. 38 Jahren im Bereich des Rhein-Herne-Kanals unter Berücksichtigung des relativ starken Verkehrs auf dieser Wasserstraße gemachten Erfahrungen auch für andere Binnenwasserstraßen von Bedeutung sein können, sollen die nachstehenden Ausführungen die hier gegangenen Wege aufzeigen und die erzielten Erfolge, aber auch die Mißerfolge, behandeln.

Zur richtigen Beurteilung der Beanspruchung der am Rhein-Herne-Kanal und der Ruhrwasserstraße ausgeführten Schiffshaltevorrichtungen, zunächst Betonpfeiler, dann Holzdalben und schließlich Stahldalben, sei zunächst ein Überblick über die Verkehrsgrößen und Schiffsabmessungen gegeben:

Verkehrsgröße und Schiffsgrößen.

Der Verkehr auf dem Rhein-Herne-Kanal und der Ruhrwasserstraße — vor allem als zweite Mündungsstrecke des Rhein-Herne-Kanals — ist seit Inbetriebnahme des Kanals, bedingt durch die politischen und wirtschaftlichen Verhältnisse, erheblichen Schwankungen unterworfen gewesen. Die Verkehrsspitze wurde im Jahre 1941 mit 24 Mio Ladungstonnen und schätzungsweise 36 Mio t Schiffsraum erreicht. Im Jahre 1951 hatte der Verkehr mit 17,5 Mio Ladungstonnen wieder 73,5 % des Spitzenverkehrs 1941 und damit etwa die Verkehrszahlen von 1935 und 1936 erreicht. Der Spitzenverkehr aus dem Jahre 1941 mit 36 Mio t Kahnraum entspricht ungefähr der zur Zeit anzunehmenden Grenze der Leistungsfähigkeit des Kanals.

Die Schiffsgrößen sind sehr unterschiedlich. Es verkehren auf dem Rhein-Herne-Kanal kleine Motorschiffe mit einer Tragfähigkeit ab rd. 100 t und Kähne mit einer Tragfähigkeit bis rd. 1500 t, auf der Ruhrwasserstraße können Kähne mit einer Tragfähigkeit bis rd. 2300 t verkehren. Der Anteil der kleinen Fahrzeuge war in den letzten Jahren relativ groß, da in erheblichem Umfange — bedingt durch die Umwälzung der Verkehrsbeziehungen nach 1945 — zahlreiche Küstenmotorschiffe mit geringer Tragfähigkeit den Kanal anliefen. Für die Schleusen zum Rhein wurde für das Jahr 1948 eine mittlere Schiffsgröße von 700 t errechnet. Die Abmessungen der Schiffe auf dem Rhein-Herne-Kanal gehen bis 80·9,5·2,50 m, in Ausnahmen bis 85·9,5·2,5 m. Auf der Ruhrwasserstraße können Schiffe mit Abmessungen von 100·12,0·2,50 m verkehren.

Insgesamt durchfuhren den Rhein-Herne-Kanal im Jahre 1951 rd. 36 000 Fahrzeuge.

Für die Beanspruchung der Haltevorrichtungen an den Schleuseneinfahrten ist naturgemäß von Interesse, bis wieviel Schiffe täglich zur Einfahrt in die Schleusen bzw. bei der Ausfahrt aus den Schleusen an den Festmachevorrichtungen anlegen können. Genaue Angaben hierüber liegen nicht vor, sie können auch nur schwer gemacht werden. Die Zahlen werden je nach dem Anteil der Motorschiffe und Kähne schwanken, ebenso werden sie stark beeinflusst von der Flüssigkeit des Verkehrs. Die festgestellten Höchstleistungen von einzelnen Schleusen des Rhein-Herne-Kanals je Tag liegen zwischen 150—160 Schiffen mit einer Tragfähigkeit von 100 000—110 000 t. Diese Zahlen beziehen sich nicht auf eine Schleusengruppe bestehend aus zwei Schleusen, sondern auf eine einzelne Schleuse; allerdings bei nahezu 24stündigem Betrieb in Fällen, in denen die zweite Schleuse außer Betrieb war.

Der Anteil der Selbstfahrer an der Anzahl der Schiffe schwankt je nach dem beobachteten Bereich des Kanals zwischen etwa 25 und 35 %, er ist im östlichen Teil größer als im westlichen Teil des Kanals. Die Frage des Anteiles des Selbstfahrers spielt insofern für die Haltevorrichtungen eine Rolle, da die Selbstfahrer die Dalben im allgemeinen weniger hart anfahren.

Die vorstehenden Angaben über die Verkehrsgrößen und Schiffsabmessungen zeigen, daß die Anlagen des Rhein-Herne-Kanals und der Ruhrwasserstraße erheblichen Beanspruchungen ausgesetzt sind.

Anlegestellen.

An den Schleusen des Rhein-Herne-Kanals und der Ruhrwasserstraße sind oberhalb und unterhalb jeder Schleuse bzw. Schleusengruppe im Anschluß an die rd. 100 m langen Leitwerke bereits beim Bau des Kanals Festmachevorrichtungen vorgesehen worden. Die Schiffe, die auf die Einfahrt warten, sollen hier anlegen, bis die Schleusen frei sind.

Die Schlepper durchfahren in der Regel nur die Ruhrsleuse in Duisburg, bei den anderen Schleusen werden die Kähne normalerweise von Schleppwagen durch die Schleusen gezogen. Die Trossen der Kähne werden von den Schleppern, die zwischen den Schleusen verkehren, kurz vor Erreichung der Haltevorrichtungen abgeworfen, die Kähne treiben dann auf die Haltevorrichtungen zu und legen sich fest. Die Vorrichtungen sind unentbehrlich für eine glatte Abwicklung des Verkehrs und ein zügiges Einfahren vor allem der Kähne über die 100 m langen Leitwerke, auf denen die Schleppwagen in die Schleuse fahren. Die mit besonderen Haltevorrichtungen ausgerüsteten Bereiche oberhalb und unterhalb der Schleusen sind im Rhein-Herne-Kanal im allgemeinen je 130—150 m lang; d. h. je Schleusengruppe des Rhein-Herne-Kanals sind 520 bis 600 m dieser Liegestellen vorhanden, deren Anordnung aus dem Lageplan einer Schleusengruppe des Rhein-Herne-Kanals zu ersehen ist (Abb. 1).

Unter Berücksichtigung der 6 Schleusengruppen des Rhein-Herne-Kanals und der einfachen Schleuse I ergibt sich somit für den 37 km langen Kanal eine Länge der mit Haltepfeilern bzw. Dalben ausgerüsteten Strecke von rd. 3700 m. Auf der Mündungsstrecke der Ruhr bis zum Verbindungskanal der Ruhr zum Rhein-Herne-Kanal, die eine

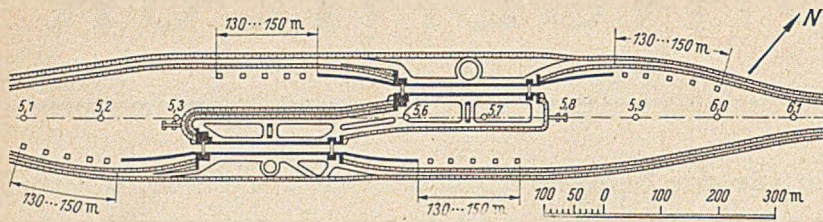


Abb. 1. Lageplan einer Schleusengruppe.

Länge von 4,5 km hat, befinden sich mit Dalben ausgerüstete Liegestellen in einer Länge von 3500 m. Die insgesamt 7200 m langen Plätze im Kanal auf der Ruhr sind nur für Kähne und Selbstfahrer vorgesehen. Schlepper haben besondere Liegestellen.

Entsprechend der unterschiedlichen Materialbeschaffenheit sollen die Haltevorrichtungen in drei Abschnitten behandelt werden, und zwar zunächst Betonpfeiler, dann Holzdalben und schließlich Stahldalben.

Betonpfeiler.

Beim Bau des Rhein-Herne-Kanals waren zum Festmachen der Schiffe in den Vorhäfen massive Betonpfeiler mit Pollern errichtet worden. In der Verlängerung der Leitwerke waren im Oberwasser und Unterwasser je 5 derartige Pfeiler angeordnet. Außerdem waren noch Pfeiler für die Schlepper an den Schleuseninseln ausgeführt. Die Ausführung dieser Pfeiler ist aus der Abb. 2 a zu entnehmen.

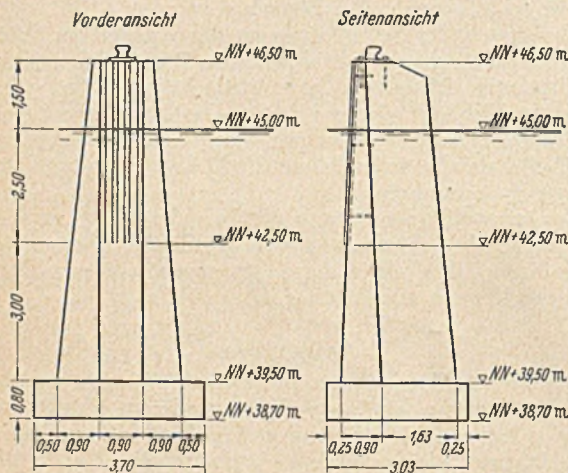


Abb. 2a. Schiffshaltepfeiler für die Haltungen des Rhein-Herne-Kanals.

nehmen. Im Unterwasser der Schleuse I, die als Eingangsschleuse zum Rhein-Herne-Kanal dient, mußte, entsprechend den erheblichen Wasserspiegelschwankungen zwischen dem NNW und HHW des Rheines eine schwere Ausführung gewählt werden, die aus der Abb. 2 b zu entnehmen ist. Neben diesen Pfeilern, die als reine Festmachvorrichtungen gedacht waren, wurden noch weitere Betonpfeiler als Unterstützungen für die rd. 100 m langen Leitwerksbrücken zwischen den Liegeplätzen vor den Schleusen und den Häuftern, und zwar 10 Stck. je Leitwerk mit Abmessungen nach 2 c ausgeführt.

Alle Massivpfeiler sind in einer Tiefe von mindestens 1,8 m unter der Kanalsohle gegründet und vor Füllung des Kanals vollständig im Trockenem hergestellt worden.

Die Betonpfeiler zum Anlegen der Schiffe und Schlepper nach der Ausführung 2 a haben sich in keiner Weise bewährt. Schon 1918 mußte daher ein Entwurf für die restlose Beseitigung der Schiffshaltepfeiler in den Schleusenvorhäfen und Ersatz derselben durch Holzdalben aufgestellt werden.

Die im Unterwasser der Schleuse I nach Abb. 2 b ausgeführten erheblich schwereren Pfeiler haben sich im wesentlichen bis zum heutigen Tage gehalten. Schon hier

zeichnete sich eine Erscheinung ab, die in wesentlich klarerer Form bei den verschiedenen Dalbensystemen später in Erscheinung trat, daß die Standfestigkeit der Pfeiler und Dalben durch die Höhe der Angriffspunkte der festmachenden Schiffe erheblich beeinflußt wird. Die Pfeiler der Leitwerke haben sich praktisch ebenfalls bis heute gehalten, wenn von gewissen Umbauten, bedingt durch Bergsenkungen und

Schäden infolge mangelhafter Betonherstellung vor 1914, sowie Bombenschäden abgesehen wird.

Die Leitwerkspfeiler sind wesentlich standsicherer durch ihre größeren Abmessungen, ihre Auflast aus den Leitwerksbrücken und Schleppwagen, die ein Gewicht

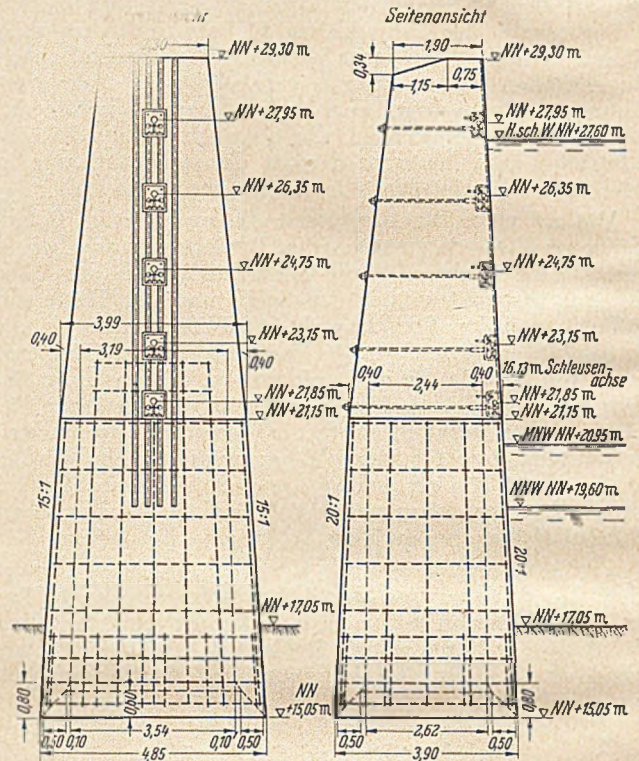


Abb. 2b. Schiffshaltepfeiler im Unterwasser der Schleuse I.

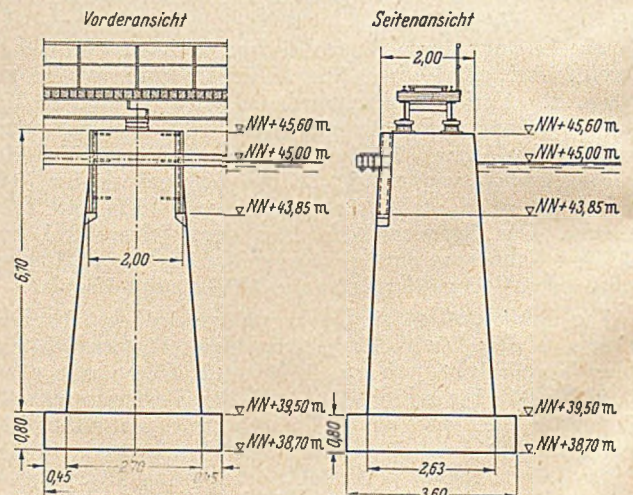


Abb. 2c. Normalpfeiler für die Leitwerksbrücken.

bis rd. 17 t haben. Außerdem sind diese Pfeiler keinen nennenswerten Stoßbewegungen ausgesetzt. Die Kähne, die in die Schleusen gezogen werden, gleiten längs eines Gleitbalkens und in neuerer Zeit längs einer Kastenbohle Profil UP 2 aus Resistastahl. Die Geschwindigkeit des

Gleitens wird bestimmt durch die Fahrgeschwindigkeit des Schleppwagens, der die Kähne aus der Ruhelage heraus einschleppt.

Bei den weiteren Betrachtungen werden diese Pfeiler unberücksichtigt gelassen, da sie statisch ganz anders beansprucht werden als die Schiffshaltepfeiler.

Welche Beobachtungen führten im Jahre 1918 zu dem Gedanken, die Betonpfeiler durch Holzdalben zu ersetzen?

Eine erhebliche Zahl der Pfeiler war schon nach 4 Jahren Verkehr auf dem Kanal ausgefallen, zu einer Zeit, als der Verkehr noch unter 10 Mio. t Ladungstonnen lag, er betrug in den ersten 5 Jahren von 1914—1918 im Mittel rd. 5,3 Mio. t, als die mittlere Schiffsgröße noch wesentlich kleiner als die heutige Größe von rd. 700 t war und in der vermutlich auch die Anfahrtschwindigkeiten infolge kleinerer Schlepper geringer war. Schon über 50 % der bei Erbauung des Kanals ausgeführten 176 Pfeiler für Kähne und Schlepper waren 1918 unbrauchbar. Ein Teil war durch anfahrende Schiffe umgeworfen worden, ein Teil aus seiner Lage und Richtung verschoben. Die Gründe für das Versagen der Betonpfeiler nach der Ausführung Abb. 2a waren im wesentlichen darauf zurückzuführen, daß man bei ihrem Entwurf damit rechnete, daß die Schiffe sich an den Pfeilern nur festmachen, nachdem sie vorher sich praktisch vollständig abgestoppt hatten. In Wirklichkeit wurden die Pfeiler aber zum Abstoppen der mit mehr oder weniger großer Geschwindigkeit herankommenden Schiffe benutzt, d. h. die Schiffe fuhren gegen die Pfeiler. Eine Instandsetzung der beschädigten Pfeiler oder eine Verstärkung derselben war mit wirtschaftlich vertretbaren Mitteln nicht möglich, da die Kanalhaltungen für diese Arbeiten nicht trocken gelegt werden konnten. Man entschied sich dafür, die noch stehenden 112 Pfeiler, von denen ein großer Teil schon beschädigt war, aufzugeben und neue Anlegemöglichkeiten durch hölzerne Dalben zu schaffen, wobei man sich allerdings darüber klar war, daß diese Dalben erheblichen Zerstörungsgefahren ausgesetzt sind, sie aber leicht erneuert werden können. Unter Berücksichtigung der Preise von 1914 wurden die Kosten für die Beseitigung der restlichen Pfeiler und die erforderlichen Dalben auf rd. 400 000 Mark geschätzt, wobei die Kosten je Holzdalben im Durchschnitt mit rd. 1630 Mark angenommen wurden unter Berücksichtigung eines mittleren Holzverbrauches von 11,3 m³ Rund- und Kantholz, sowie 0,31 t Kleiseisenzeug.

Infolge der wirtschaftlichen Verhältnisse nach dem ersten Weltkrieg verzögerte sich die Ausführung des Entwurfes. Die tatsächlichen Kosten überstiegen infolge der Inflation die veranschlagten Mittel.

Holzdalben.

In den 10 Jahren von 1919 bis 1929 wurden ausschließlich Holzdalben gerammt. Bei den Holzdalben war ebenfalls wie bei den Betonpfeilern zwischen Verhältnissen im Mündungsgebiet des Rhein-Herne-Kanals und der Ruhrwasserstraße einerseits und den normalen Haltungen der Wasserstraße andererseits zu unterscheiden. Da die Ruhrwasserstraße erst um 1926 für den Verkehr fertiggestellt wurde, sind zunächst die Erfahrungen auf dem Rhein-Herne-Kanal zu behandeln.

Zur Ausführung waren anfangs Holzdalben (im Rhein-Herne-Kanal) vorgesehen, und zwar ein fünfpfähliger Bockdalben, der je nach den örtlichen Verhältnissen an den Schleusen Abwandlungen erfahren sollte, und ein neunpfähliger BündelDalben. Abb. 3 zeigt die verschiedenen Ausführungen, und zwar Abb. 3 a den fünfpfähligen Bockdalben, Abb. 3 b den neunpfähligen für die Kanalschleusen und Abb. 3 c den fünfpfähligen Bockdalben für den unteren Vorhafen der Schleuse I. Der Untergrund, in den die Dalben gerammt wurden, besteht im allgemeinen im Oberwasser der Schleusen aus Sand und Kies, darunter Mergel, im Unterwasser der Schleusen aus Mergel. Die fünfpfähligen Bockdalben nach Abb. 3 a zeigten sich sehr

bald als unzureichend für die Beanspruchung des Verkehrs und brachen meist nach kurzer Zeit ab, oder der ganze Dalben wurde abgedreht, wenn er von einzelnen beladenen Kähnen hart angefahren wurde.

Bei Beschädigung nur einzelner Pfähle war es schwierig, die Schrägpfähle nachzurammen. Als Ersatz für den Dalben nach Abb. 3a wurde auf Grund der Beobachtungen der Dalben nach Abb. 3b immer mehr verwendet. Zur Verminderung der Zerstörungen wurden die Dalben ab 1923 grundsätzlich mit Reibhölzern versehen. Diese Reibhölzer bestanden im allgemeinen aus Rundhölzern mit

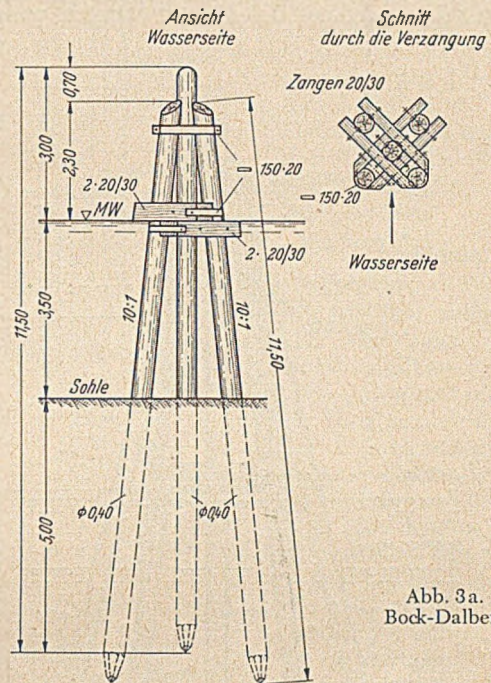


Abb. 3a. Bock-Dalben.

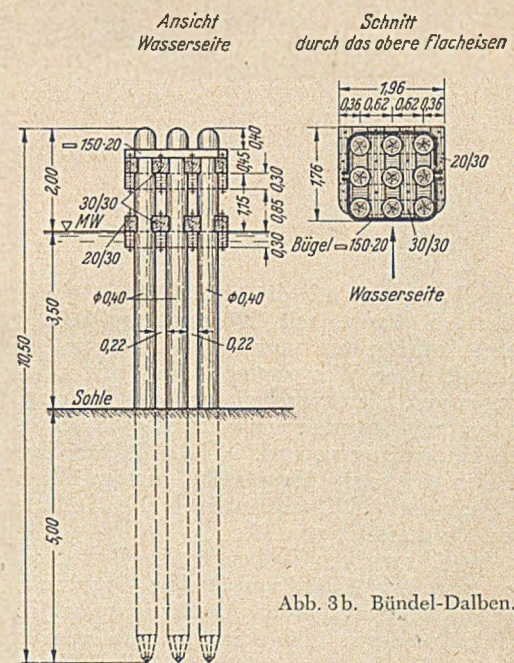


Abb. 3b. Bündel-Dalben.

einem Durchmesser von 30 cm, die bei den 9-pfähligen Dalben an den 3 vorderen Pfählen angebracht wurden und bis 1,5 m unter den Normalwasserspiegel reichten.

Bei den größeren Wassertiefen unterhalb der Schleuse I hat sich der Bockdalben verhältnismäßig lange gehalten.

Da von vornherein damit gerechnet wurde, daß für die Lebensdauer der Holzdalben weniger die Gefahr des Verfaulens des Holzes als die starke Beanspruchung durch die

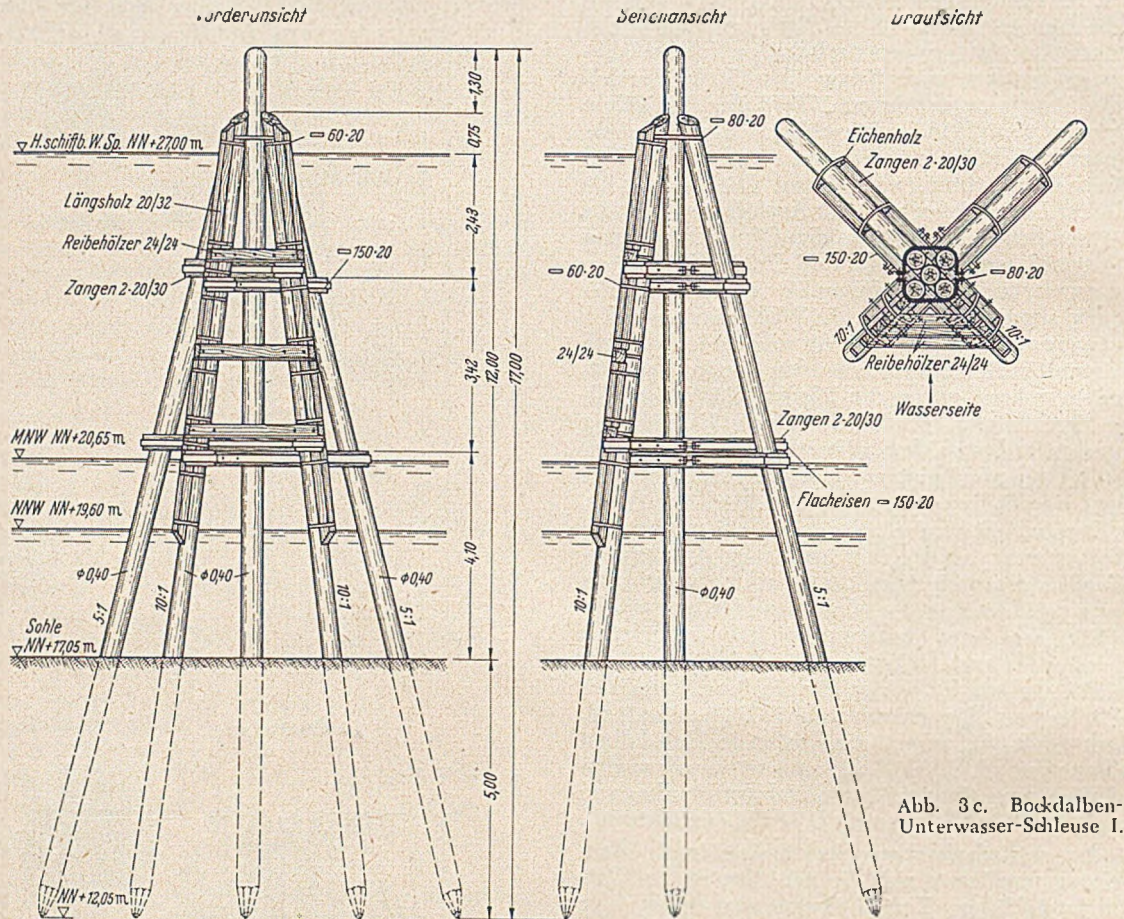
Schifffahrt maßgebend war, wurde der Frage der Konservierung des Holzes nur geringe Bedeutung zugemessen. Für die Dalben im Rhein-Herne-Kanal hat sich im allgemeinen bestätigt, daß die Lebensdauer durch die Angriffe der Schifffahrt bestimmt wurde, in der Ruhrmündung zeigte sich jedoch bei der Entfernung des letzten Holzdalben im Jahre 1951, daß Pfähle, die versuchsweise mit Imprägnierungsmittel behandelt waren, wesentlich besser erhalten waren, d. h. es ist anzunehmen, daß bei einer dauernden sorgfältigen Erneuerung der Imprägnierung diese Holzdalben noch einige Jahre länger gehalten hätten.

In der Ruhrmündung, die 1926 fertiggestellt wurde, wurden mit Rücksicht auf den hier erwarteten wesentlich

mitteln Abb. 6 und 7 einen Eindruck. Die Bilder wurden 1950 aufgenommen.

Abb. 6 zeigt einen neunpfähligen Bündeldalben, wie er im Laufe der Jahre weiter entwickelt wurde, an den vorderen Pfählen sind Reibehölzer. Ein Reibeholz an dem linken vorderen Pfahl ist bereits durch Schiffe abgestoßen. Zum Festmachen der Schiffe sind in verschiedenen Höhen Ketten angebracht. Abb. 7 zeigt einen der neunpfähligen Bockdalben aus der Ruhrmündung. Auch hier sind die vorderen Reibehölzer schon stark beschädigt, ebenso die eigentlichen Dalbenpfähle.

Bei den später gerammten Stahldalben wurden grundsätzlich nur Poller im Gegensatz zu den früher üblichen



stärkeren Verkehr und die erheblichen Wasserspiegelschwankungen, sowie mit Rücksicht auf die größeren Schiffsabmessungen von vornherein schwerere Abmessungen gewählt. Der Wasserspiegel schwankt in der Ruhrmündung um rd. 12 m zwischen dem heute anzunehmenden niedrigsten Niedrigwasser von rd. NN + 18,00 m und dem höchsten Hochwasser von rd. NN + 30,00 m. Es wurden daher hier in der Hauptsache neunpfählige Bockdalben gerammt, mit Pfahlängen bis 18,5 m und einem mittleren Durchmesser von 40 cm.

Die Ausführung der Dalben in der Ruhrmündung erfolgte entsprechend Abb. 4 und 5. Abb. 4 zeigt einen Bockdalben in der ursprünglichen Ausführung; im Jahre 1928 wurden die vorderen Pfähle mit Reibehölzern versehen. Abb. 5 zeigt die Ausführung eines Bündeldalbens, wie er vereinzelt auch in der Ruhrmündung gerammt wurde, hier wurden die Reibehölzer gleich mit angebracht. Die Kosten für einen Bündeldalben in der Ruhrmündung betrugen 1927 rd. 4400,— Mark, das sind rd. 23 % der Kosten der jetzt als Ersatz für die abgängigen Holzdalben gerammten Stahldalben, die auf Grund der Preise vom Sommer 1951 rd. 19 000 DM kosten. Bei den Schleusen im Rhein-Herne-Kanal kostete ein entsprechender Dalben rd. 3000,— Mark. Über den Zustand der 1951 entfernten Holzdalben ver-

Ketten zum Festmachen der Schiffe vorgesehen. Auf diese Art der Haltevorrichtung hat sich die Schifffahrt hier vollständig eingestellt, sie lehnte die Rückkehr zu den Ketten ab, wie sich gelegentlich der Erörterung von neuen Dalbenkonstruktionen mit möglichst wenig Zwischenrahmen ergab, die bei der Wahl von Pollern infolge der Wasserspiegelunterschiede in einem Abstand von rd. 1,80 m angebracht werden müssen.

Zur Untersuchung der Wirtschaftlichkeit der Holzdalben waren seinerzeit laufend Aufzeichnungen über jeden einzelnen Dalben gemacht worden. Wenn auch ein Teil der Unterlagen in den vergangenen Jahren verloren ging, so geben die noch vorhandenen Unterlagen einen guten Aufschluß über die Lebensdauer der verschiedenen Holzdalben.

Zur Beurteilung der Lebensdauer sei angeführt, daß im allgemeinen für die Dalbenpfähle ostdeutsche Kiefer, in allen Teilen gesund und kernig sowie gerade gewachsen, verwendet wurde.

Die Auswertungen vorhandener Unterlagen ergibt für die neunpfähligen Bündeldalben des Rhein-Herne-Kanals eine mittlere Lebensdauer von 12—13 Jahren. Die ursprünglich mit vorgesehenen fünfpfähligen Bockdalben sind bei dieser Ermittlung unberücksichtigt geblieben, da sie

sich sofort als zu leicht erwiesen und nur wenige gerammt wurden. Einzelne Dalben haben die mittlere Lebensdauer erheblich überschritten. Die wenigen, heute noch stehenden Holzdalben im Kanal mit einer Lebensdauer von über 20 Jahren sind praktisch unbrauchbar, sie werden in Kürze durch Stahldalben ersetzt.

Die Holzdalben in der Ruhmündung, die erheblich höher als die Dalben im Kanal sind, erzielten eine wesentlich größere Lebensdauer von im Mittel 20 Jahren, eine relativ große Anzahl hat sich, wie bereits angedeutet, bis zum Sommer 1951, also rd. 26 Jahre gehalten.

Bei der Gegenüberstellung der verschiedenen Lebensdauern fällt auf, daß die kürzeren Dalben also die Dalben in den Haltungen mit relativ geringen Wassertiefen wesent-

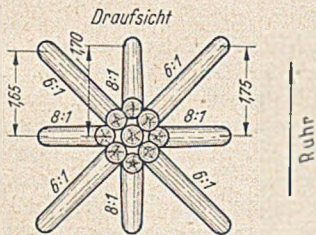
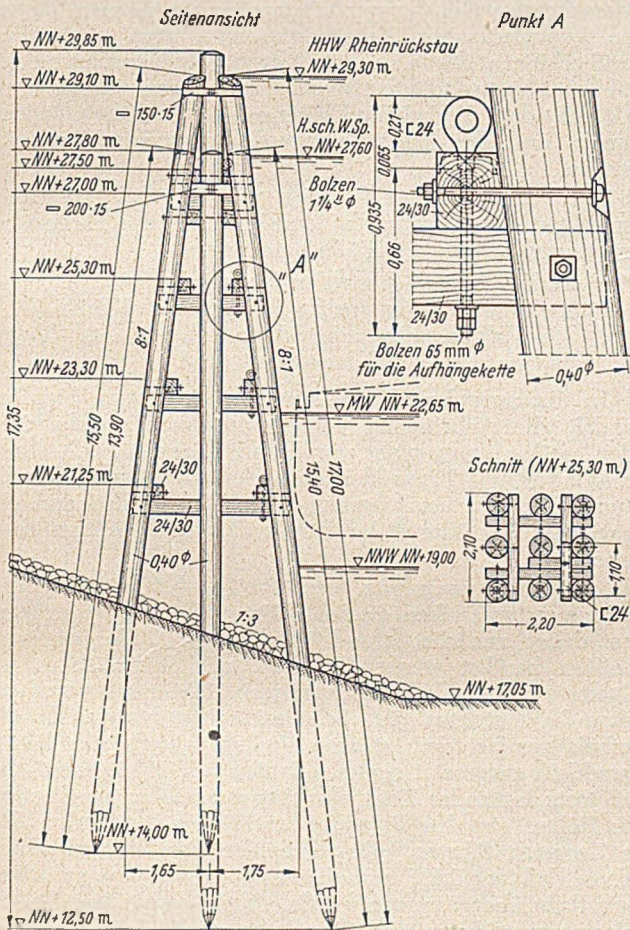


Abb. 4.
9pfähliger Bockdalben.

sich ungünstiger abschneiden, als die Dalben in größeren Tiefen. Die Ursache für diese Unterschiede ist wohl auf das geringe Arbeitsvermögen der niedrigen Dalben zurückzuführen. Bei den Kanaldalben beträgt die Wassertiefe vor den Dalben normal rd. 3,50 m, in der Ruhmündung bei NNW 1,0 m, bei MW 4,65 m, bei HSchW 11,00 und bei HHW rd. 13 m. Bei NNW fahren die Schiffe nur mit Teilladungen. Im allgemeinen bewegt sich hier die Wassertiefe zwischen 4—6 m. Weiterhin fällt in diesem Zusammenhang auf, daß die Kanaldalben sehr häufig auf der Kanalsohle abgedreht wurden bzw. abbrachen, während die Dalben in der Ruhmündung durch die Schiffe selten auf Sohlenhöhe abgedreht oder abgebrochen wurden.

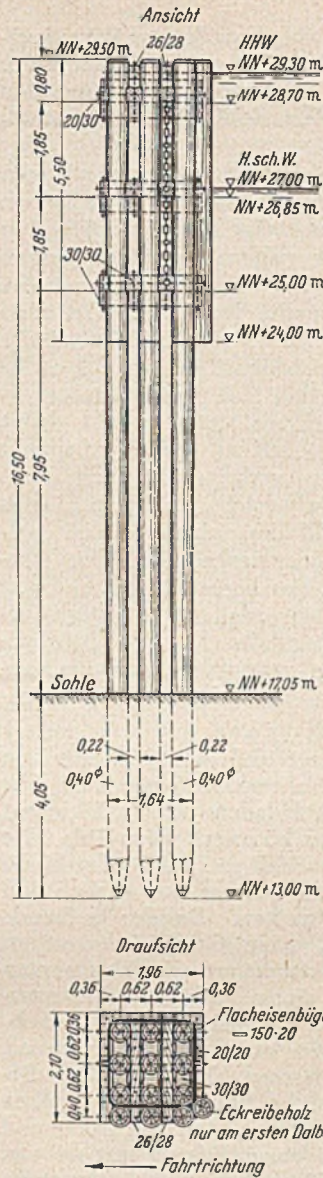


Abb. 5. 9pfähliger Bündeldalben auf der Südseite der unteren Ruhr.

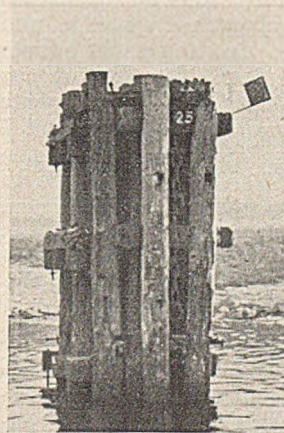


Abb. 6. 9pfähliger Bündeldalben mit Reibehölzern.

Gründe für die Aufgabe der Holzdalben.

Schwierigkeiten in der Beschaffung geeigneter Hölzer aus Inlandsbeständen und die Entwicklung von stählernen Pfählen in den Walzwerken führten bei den Arbeiten für den Rhein-Herne-Kanal 1928 zu dem Gedanken, an Stelle von Holzpfehlern Stahlpfähle zu verwenden. Mit dem Auftauchen der Stahlpfähle begann für den Rhein-Herne-Kanal eine neue Periode im Dalbenbau, die dazu führte, daß alle Holzdalben durch Stahldalben ersetzt wurden bzw. werden.

Stahldalben.

Der erste Dalben aus Stahlpfehlern sollte als Ersatz für einen hölzernen Anfahrtsdalben dienen, der neun Jahre gestanden hatte.

Man glaubte bei stählernen Dalben mit einer 5—6-fachen Lebensdauer, also rd. 50 Jahre rechnen zu können, die Kosten des vorgesehenen Dalbens sollten gegenüber dem Holzdalben, der 1928 mit 4300 Mark veranschlagt wurde, 6000,— Mark betragen. Die Mehrkosten in der Erstellung sollten durch Minderkosten in der Unterhaltung ausgeglichen werden. Vorgesehen wurde ein vierpfähliger

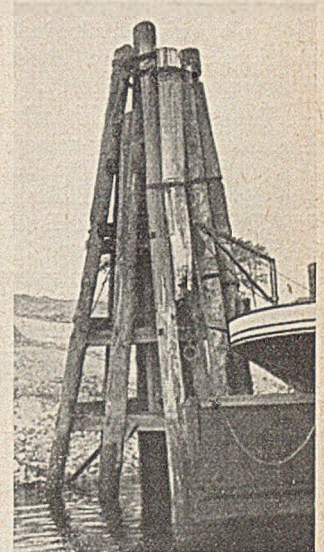


Abb. 7. 9pfähliger Bockdalben mit Reibehölzern.

Dalben aus Kastenprofilen, der statisch dem neunpfähligen Holzdalben entsprechen sollte und von dem angenommen wurde, daß er die gleichen elastischen Eigenschaften besitze wie ein Holzdalben. Leider haben sich in den Jahren seit 1929 die großen Hoffnungen, die mit den Stahldalben verbunden wurden, vor allem hinsichtlich der Lebensdauer,

ihrer Unempfindlichkeit gegen Schiffsstöße und Wirtschaftlichkeit bisher nicht erfüllt. Zur richtigen Beurteilung der hier vorliegenden Verhältnisse seien die anfangs gemachten Angaben über die Verkehrsgröße, Schiffsgrößen u. a. noch ergänzt.

Die normale Fahrwassertiefe beträgt, wie bereits angeführt, im Rhein-Herne-Kanal 3,50 m. Bei den Dalben im Bereich der Schleusen ist zunächst mit dieser Tiefe zu rechnen. Da der Kanal aber nahezu in seiner ganzen Länge im Bergsenkungsgebiet liegt, ist dieses theoretische Maß in vielen Fällen nicht dauernd vorhanden. Der stete Wechsel der Wassertiefen hat einen laufenden Wechsel der Höhe des Angriffspunktes der Schiffsstöße zur Folge. Es besteht also die Möglichkeit, daß z. B. ein Schleusenvorhafen in gewisser Zeit um mehrere Meter absinkt, damit nimmt die Wassertiefe entsprechend zu, der Angriffspunkt der Schiffsstöße an dem Dalben verlagert sich nach oben. Im Zuge der Gesamtplanung besteht dann aber auch wieder die Möglichkeit, sobald die entsprechenden Haltungen ebenfalls abgesunken oder vertieft sind, den Wasserspiegel wieder abzusenken, das bedeutet, daß sich der Angriffspunkt wieder nach unten verlagert. Derartige Vorgänge ziehen sich natürlich über Jahre hin. Die Möglichkeit derartiger Veränderungen zwingt aber vorausschauend schon gewisse Überlängen bei den Dalben einzurechnen.

Die Fahrgeschwindigkeit auf den Wasserstraßen beträgt nach der Binnenschifffahrtspolizeiverordnung zur Zeit mindestens 5 km/Std., für beladene Kähne höchstens 7 km/Std. und für Selbstfahrer höchstens 9 km/Std. Wie schon angegeben, fahren die Schlepper nicht durch die Schleusen, sie werfen die Kähne vor der Schleuse ab und lassen sie nach den Dalben treiben. Da der treibende Kahn keine Möglichkeit hat, seine Geschwindigkeit zu regulieren, es sei denn, daß er ankert, was an sich verboten ist und unter Umständen bei einem Schleppzug für nachfolgende Kähne — auch für den eigenen Kahn — erhebliche Gefahren mit sich bringen kann, ist er gezwungen, das Schiff am Dalben abzubremesen. Diese Art der Beanspruchung stellt eine erhebliche Belastung der Dalben dar, vor allem wenn es sich um Kähne mit 1000 und mehr t Ladung handelt, bei einer Fahrwassertiefe von nur 3,50 m. Gelegentlich von Versuchen wurde festgestellt, daß mit Anfahrtschwindigkeiten von 3—4 km/Std. ohne weiteres zu rechnen ist, d. h. mit Geschwindigkeiten von 1 m/sec.

Die ersten Stahldalben wurden im wesentlichen im Gedankenaustausch mit dem Walzwerk entworfen und ausgeführt, das die Pfähle lieferte. Ausgangspunkt bildete für die hiesigen Verhältnisse der vierpfählige Dalben aus UP II. Nach Blum, Bautechnik 10 (1932) S. 50 konnte schon ein vierpfähliger Dalben aus Union-Kastenprofil I mit einem Widerstandsmoment von $4 \cdot 1440 \text{ cm}^3$, d. h. insgesamt von $W = 5760 \text{ cm}^3$ unter Verwendung von einem normalen Stahl dem neunpfähligen Holzdalben mit einem Pfahldurchmesser von 30 cm als gleichwertig gesetzt werden. Für die Pfähle wurden anfangs Kastenbohlen mit Schlössern verwendet. An Stahl wurde St 37, vereinzelt Resistastahl und St 52 verwendet. In der Zeit von 1928 bis 1951 wurden für die Verhältnisse am Rhein-Herne-Kanal und der Ruhrwasserstraße insgesamt rd. 22 verschiedene Stahldalbenarten entwickelt und gerammt, vom vierpfähligen bis neunpfähligen Stahldalben unter Verwendung von Unionskastenbohlen mit Schloß und ohne Schloß, Peinerbohlen, Kruppböhlen und Rohren. Es wurden ausgeführt Stahldalben mit Reibehölzern, ohne Reibehölzer, Stahldalben mit Schrägpfählen gegen die Fahrtrichtung, normal zur Fahrtrichtung und Dalben mit beweglichen und starren Verbindungen. Unberücksichtigt sind hierbei die verschiedenen Stahlsorten, Verfüllung oder nicht Verfüllung der Pfähle und verschiedene andere kleinere Unterschiede.

Die Vielzahl der ausgeführten Systeme läßt schon erkennen, daß die Erfahrungen nicht immer befriedigend waren. Sie führten dazu, laufend stärkere Ausführungen zu wählen. Die Verstärkungen wurden erreicht durch Erhöhung der Zahl der Kastenbohlen und der Materialfestigkeit.

Eine umfassende Beurteilung aller gerammten Systeme ist heute praktisch nicht mehr möglich, da nicht nur zahlreiche Unterlagen verloren gingen, sondern da auch häufig Stahldalben nach kurzer Zeit, teilweise schon nach 1 bis 2 Jahren, infolge der aufgetretenen Schäden gezogen werden mußten, ohne daß die Veranlassungen für die Zerstörungen genau erfaßt wurden.

Im Rahmen dieser Abhandlung kann daher nur auf die wesentlichsten Gesichtspunkte eingegangen werden, die zu den verschiedensten Konstruktionen führten. Es sollen darüberhinaus, die in neuerer Zeit für die Ausführung gewählten Formen erläutert werden, von denen gehofft wird, daß sie den Verkehrsanforderungen des Rhein-Herne-Kanals und der Ruhrwasserstraße weitgehend gerecht werden.

Zur besseren Übersicht seien vorerst einige allgemein gemachten Erfahrungen behandelt, dann die Einzelkonstruktionen für die drei Fälle beschrieben:

- a) Stahldalben im normalen Kanalstau,
- b) Stahldalben teilweise im Rückstau des Rheins,
- c) Stahldalben, die den Schwankungen des Rheinwasserstandes voll ausgesetzt sind.

Im Rahmen der allgemeinen Übersicht seien hier behandelt die Anbringung von Reibehölzern, geschweißte oder lose Verbindung der einzelnen Bohلenteile, z. B. durch Schloßseisen, die Frage der Zone der stärksten Beanspruchung, Lage der Ausbiegungs- bzw. Knickstellen und die Frage der Verfüllung der Pfähle, Material, Ketten oder Poller.

Auf die Verwendung von Reibehölzern legte bei den ersten Dalben die Schifffahrt größten Wert, es wurden daher zunächst grundsätzlich alle Pfähle, die von Schiffen berührt werden konnten, mit Reibehölzern im allgemeinen in den Abmessungen 30/30 cm versehen. Schon bald stellten sich Schwierigkeiten heraus, da die Reibehölzer bei dem starken Verkehr einem erheblichen Verschleiß ausgesetzt waren. Es ließ sich nicht vermeiden, daß trotz laufender Kontrollen beim Abstoßen von Teilen der Hölzer einzelne Bolzen oder Winkel vorstanden, die zu Havarien führten. Die laufenden Schwierigkeiten ergaben, daß seit 1937 zunächst versuchsweise, dann allgemein dazu übergegangen wurde, neue Dalben ohne Reibehölzer auszuführen, ein Grundsatz, nach dem jetzt allgemein verfahren wird, ohne daß sich nennenswerte Schwierigkeiten ergaben.

Bei den ersten Stahldalben wurden hier im allgemeinen UP II-Profil mit Schlössern verwendet. Man erhoffte bei der Verwendung von Schlössern eine größere Elastizität der Pfähle zu erhalten. Solange man annehmen mußte, daß die UP II-Pfähle den Verkehrsbeanspruchungen in jedem Fall gewachsen sind, war dieser Gedanke verständlich. Als sich aber zeigte, daß die Weichheit der aus Einzelbohlen und Schlössern zusammengesetzten Pfähle die Gefahr bleibender Deformationen vergrößerte, wurde zu ganzgeschweißten Bohlen übergegangen, um die schub-sichere Verbindung der Einzelbohlen für die Erhöhung der Standsicherheit auszunutzen.

Bei der immer wieder festgestellten bleibenden Abbiegung der Dalbenpfähle bei starker Beanspruchung zeigte sich, daß die Abbiegung oft nur wenig unterhalb der Sohle eintritt. Da die Abbiegestelle im allgemeinen über der Stelle liegt, an der nach den verschiedenen Erd-drucktheorien das größte Biegemoment auftritt, so scheint das Abknicken und Abbiegen der Pfähle offensichtlich mit der nicht ausreichenden Festigkeit der Pfähle gegen eine Stoßbeanspruchung in Verbindung zu bringen

sein, die nicht ohne weiteres mit den allgemeinen Erddrucktheorien in Einklang zu bringen ist. Die richtige Bestimmung der Stoßkräfte, Richtungen und Angriffspunkte dürfte auf theoretischem Wege kaum möglich sein.

Es muß auf Grund der praktischen Beobachtungen vermutet werden, daß die Stoßwirkung schon bei dem geringsten Widerstand, z. B. im Bereich der oberen Bodenschichten zu einem Abknicken oder Abbiegen der Pfähle führt. Es wurde z. B. zur Erfassung der Knickstellen der Pfähle gelegentlich der Entfernung eines angebrochenen Dalbens im Oberwasser der Schleuse IV die Knickpunkte der einzelnen Bohlen genau eingemessen. Die Biegestellen lagen im vorliegenden Fall ab 1,3 m unter der Kanalsohle, wobei zu berücksichtigen ist, daß sich rd. 1 m weicher Boden infolge Böschungsrutschungen und Bergsenkungen über dem sandigen Mergel, der ursprünglich die Sohle bildete, gelagert hat, d. h. die Biegestellen lagen ab 0,3 m im festen Boden. Unterhalb der Knickstelle sind die Pfähle vollkommen gerade.

Verfüllung der Pfähle.

Aus dem Gedanken heraus, die Elastizität der Pfähle nicht einzuschränken und eine möglichst federnde Konstruktion zu erhalten, wurde trotz der gemachten ungünstigen Erfahrungen zunächst von einer Verfüllung der Pfähle abgesehen.

Im Laufe der Jahre zeigte sich aber immer mehr, daß die einzelnen Pfähle größeren Stoßbeanspruchungen, die

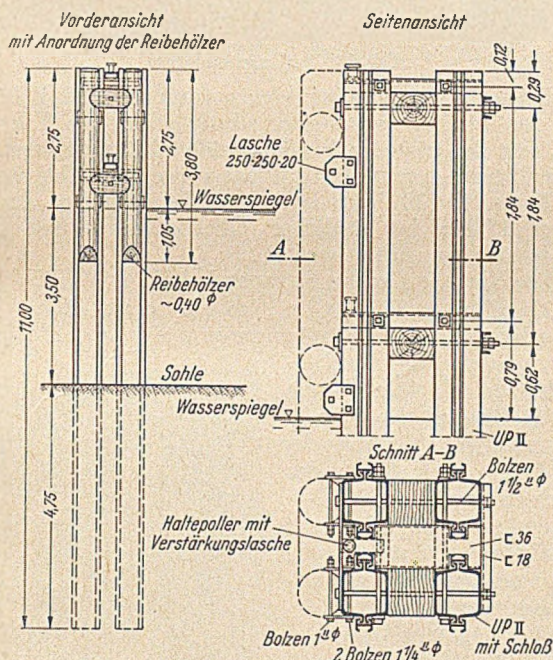


Abb. 8. 4pfählinger Stahldalben aus Union-Profil II mit Schloß.

am Rhein-Herne-Kanal nicht als katastrophale Ausnahmefälle hingenommen werden müssen, nicht gewachsen sind. Es traten örtliche Zerstörungen ein durch Risse, Einbeulungen, Brüche oder auch Ausbrechen ganzer Teile wie sie z. B. auch aus den Abb. 13, 14, 18 und 21 zu entnehmen sind. Zur Verminderung dieser Schäden werden daher jetzt grundsätzlich alle Dalbenpfähle, die dem unmittelbaren Angriff der Schiffe ausgesetzt sind, mit gutem Beton verfüllt, und zwar mindestens bis zu der Höhe, in der ein Schiffsstoß die Pfähle treffen kann. Daß selbst eine derartige Maßnahme noch nicht jede Einbeulung ausschließt, wurde bei KP 24 Pfählen festgestellt, die 1950 gerammt wurden.

Das Verfüllen der Pfähle mit Beton mindestens bis zur Bodentiefe im Pfahl, die oft durch den Rammvorgang unter der Kanalsohle liegt, bildet jedoch keinen Schutz gegen das Ausbiegen oder Abknicken zu schwacher Pfähle. Eine Verstärkung von schwächeren Profilen im Sohlen-

bereich durch Aufschweißen von Laschen bei Profilen oder das Einziehen von Verstärkungen bei Rohren erscheint daher zweckmäßig, sofern derartige Maßnahmen keine unwirtschaftliche Verteuerung zur Folge haben.

Die festgestellten Schäden an den Dalben ließen die Frage nach der zweckmäßigen Stahlorte immer wieder auftreten, nicht nur im Zusammenhang mit der Notwendigkeit, die Festigkeit der ganzen Dalben gegen Ausbiegen und Verdrehen zu erhöhen, sondern vor allem auch um örtliche Schäden an den Pfählen und damit Havarien zu vermeiden. Gelegentlich eines Havariefalles im Jahre 1951 wurden an einem Dalben, der 1938 gerammt war, erhebliche Schäden unter Wasser festgestellt. In diesem Falle war offensichtlich durch aufstoßende Schiffe, eine Bombe war nicht im Dalbenbereich niedergegangen, ein Stück Bohle herausgeboxt worden. Eine Untersuchung eines ausgebrochenen Stückes hinsichtlich der Materialzusammensetzung und seiner Festigkeiten läßt es angebracht erscheinen, grundsätzlich für die Dalbenpfähle hochwertiges Material zu verwenden, und zwar im Falle der Verwendung von Union-Profilen „Resistastahl“, bei anderen Fabrikaten entsprechende Stähle mit ausreichender Dehnung. Die geringere Kerbzähigkeit und höhere Alterungsfähigkeit eines normalen Thomasstahles erscheinen auch wenn sie noch innerhalb der für dieses Material zulässigen Grenzen liegen bei häufigen Stoßbeanspruchungen nicht tragbar.

Der Kampf um die Festmachevorrichtungen an den Dalben, d. h. Kette, Ring oder Poller zum Festmachen der Drähte ist hier zu Gunsten des Pollers entschieden. Die auf den hiesigen Wasserstraßen verkehrenden Schiffe haben sich allgemein darauf eingestellt, mit einem Schlupp an den Pollern — alle anderen Befestigungsarten wurden als zu unbequem empfunden — festzulegen, eine Erschei-

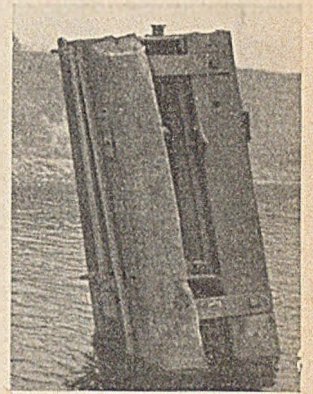


Abb. 9. 4pfählinger Stahldalben.



Abb. 10. Einfahrt zu einer Schleuse mit angefahrenen und verdrehten 4pfähligem Dalben.

nung, die auch an den Liegeplätzen auf den freien Strecken beobachtet wird. Halteringe werden nicht belegt, eher ankern die Schiffe.

Bei den Dalben im normalen Kanalstau, die nun behandelt werden sollen, wurde, wie bereits angegeben, zunächst der vierpfählige Dalben aus UP II vorgesehen mit Reibeholz (Abb. 8), mit einer Rammtiefe von 4,75 m. Abb. 9 zeigt einen vierpfähligem Dalben im Lichtbild. Bei den vierpfähligem Dalben, bei denen alle Pfähle senkrecht gerammt wurden, zeigte sich, daß sie schon nach kurzer Zeit schräg gefahren und meistens infolge Torsionsbeanspru-

chungen auch noch verdreht wurden. Auf Abb. 10 ist im Vordergrund ein derartig verdrehter Dalben zu erkennen.

Abb. 10 gibt darüber hinaus einen Eindruck der Gesamtausbildung einer Schleuseneinfahrt. Die Kähne legen zunächst an den Dalben an, von denen auf dem Bild im Vordergrund einige zu sehen sind. Hinter dem ersten Dalben ist übrigens noch der Kopf eines alten nicht mehr benutzten Betonpfeilers zu erkennen, der aus besonderen Gründen noch nicht entfernt wurde und infolge Bergsenkung stark abgesunken ist. Die Stahldalben sind hier übernormal hoch, da an der Schleuse — es handelt sich

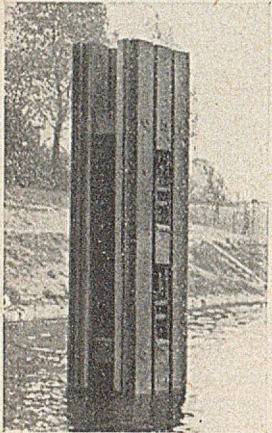


Abb. 11. 6pfähliher Stahldalben mit Pollernischen.

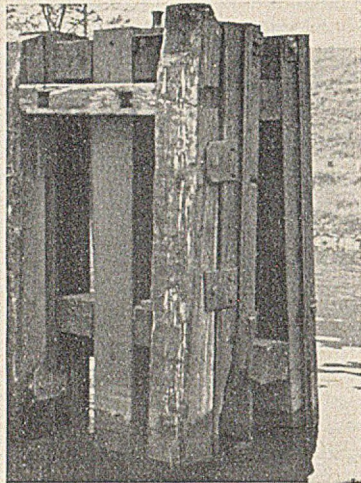


Abb. 12. 6pfähliher Dalben mit Reibehölzern.

hier um die Schleuse IV in Gelsenkirchen — mit erheblichen Bergsenkungen gerechnet werden muß.

Die Tatsache, daß alle parallel gerammten vierpfähligen Dalben über kurz oder lang abgebogen oder verdreht und somit schwer beschädigt wurden, bewies, daß die Konstruktion zu schwach ist. Die Elastizität des Stahlpfeiles in der gewählten Form reicht bei einer Wassertiefe von 3,50 m nicht aus. Bleibende Deformationen konnten nicht vermieden werden. Bei dem Umfang der Schäden konnte auch nicht davon die Rede sein, daß es sich um einzelne Ausnahmen handele. Als Weiterentwicklung zeigt Abb. 11 einen Dalben aus 6 Pfählen mit Schlössern, von

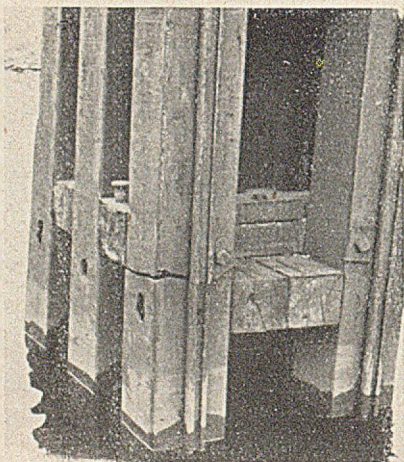


Abb. 13. 6pfähliher Dalben ohne Reibehölzer.

denen je 3 Pfähle fest durch die Schlösser miteinander verbunden sind. In dem mittleren Pfahl sind die Pollernischen eingebaut. Dieser Dalben hat sich relativ gut gehalten, er ist jetzt schwerer zu erstellen, da die Beschaffung von Schlössern Schwierigkeiten bereitet.

Abb. 12 zeigt einen sechspfähligen Dalben mit Reibehölzern, bei dem die Pfähle mit einem Abstand von 30 bis 40 cm gerammt wurden. Eine Eckbohle ist eingedrückt. Abb. 13 zeigt einen sechspfähligen Dalben ohne Reibe-

hölzer, im übrigen aber mit einem geringeren Abstand der Bohlen parallel zur Kanalachse und größerem Abstand senkrecht zur Kanalachse. Infolge der Überbeanspruchung durch Schiffsstöße ist eine Eckbohle vollständig abgebrochen.

Abb. 14 zeigt eine Schleuseneinfahrt, bei der im Vordergrund 2 verdrehte vierpfählige Dalben mit großem Pfahlabstand zu sehen sind, im Hintergrund ist ein fünfpfähliger Dalben neuerer Konstruktion zu erkennen. Abb. 15 zeigt schließlich noch einen verfüllten Dalben mit KP-24-Pfählen aus St 37.

Nach dem heutigen Stand der Beobachtungen werden jetzt für die normalen Kanalhaltungen fünfpfählige Dalben mit Pfählen aus hochwertigem Stahl genommen. Von

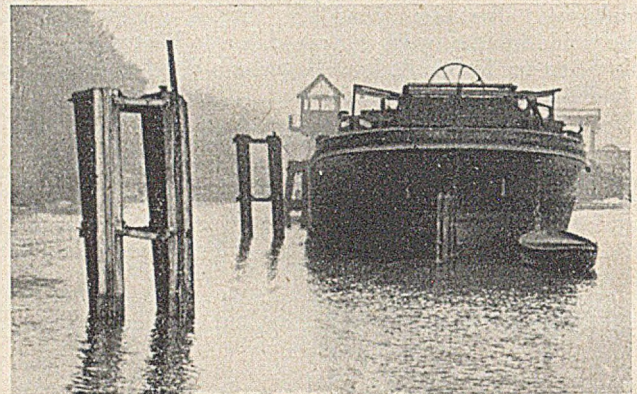


Abb. 14. Schleuseneinfahrt.

den 5 Pfählen stehen 3 in der vorderen Reihe, 2 hinten. Von den vorderen wird einer schräg gegen die Fahrtrichtung, von den hinteren werden beide schräg, senkrecht zur Fahrtrichtung gerammt. Sämtliche vorderen Pfähle werden mit Beton verfüllt, vor allem um Zerstörungen der einzelnen Pfähle bei örtlicher Überbeanspruchung durch Schiffsstöße zu verhindern.

Die Werte je Dalben betragen bei UP 2 $W_x = 5 \cdot 2240 = 11\ 200\text{ cm}^3$, $\sigma_b = 3600\text{ kg/cm}^2$, so daß diese Pfähle unter Vernachlässigung der Schräggrammung einzelner Pfähle und der Annahme der Ausbiegungsstelle rd. 4,0 m unter der Stoßstelle eine Stoßkraft von rd. 101 t aufnehmen können, ein Wert, der jedoch schon bei 1200-t-Kähnen mit 1000 t Ladung auf Grund neuester Beobachtungen als zu knapp bezeichnet werden muß.

Aus Abb. 16 sind die Einzelheiten eines derartigen Dalbens zu entnehmen. Die Kosten dieses Dalbens beliefen sich nach den Preisen vom Dezember 1951 bei einer Pfahllänge von 12 m auf rd. 9000 DM, und zwar für Lieferung von rd. 11,1 t Pfählen und 1,2 t Aussteifung, Rammung und Anbringung der Aussteifung.

Wie aus Abb. 16 zu entnehmen ist, stellt der jetzige Dalben für die geringen Wassertiefen eine relativ steife Konstruktion dar.

Allgemein läßt sich sagen, daß Stahldalben mit Schrägpfählen in der Praxis wesentlich geringere Formänderungen aufweisen, als Dalben mit gleicher Zahl paralleler Pfähle, wenn auch nach theoretischen Ermittlungen die Schrägpfähle keine wesentliche Erhöhung der Standfestigkeit bringen.

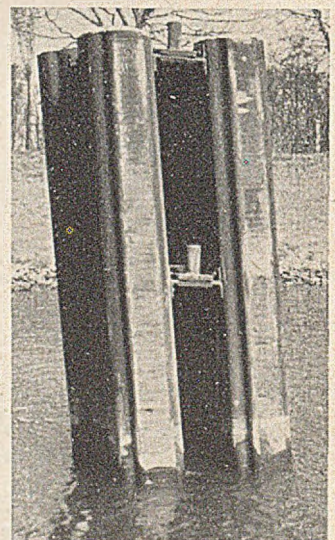


Abb. 15.

Auf Grund der inzwischen gemachten Erfahrungen muß es als zumindest zweifelhaft angesehen werden, ob die Möglichkeit besteht, einen Federdalben für geringe Wassertiefen aus normalen Profilen auszuführen, der derartig starken Beanspruchungen widersteht, wie sie auf dem Rhein-Herne-Kanal verlangt werden müssen. Bei den erheblichen Kosten der Dalben ist es wirtschaftlich kaum

Das Widerstandsmoment dieses Dalbens beträgt $W_x = 6 \cdot 1875 + 2 \cdot 2540 = 16 \ 330 \text{ cm}^3$, bei St 37 mit $\sigma_b = \text{rd. } 2400 \text{ kg/cm}^2$ bzw. bei St 52 $\sigma_b \text{ rd. } 3600 \text{ kg/cm}^2$.

Diese schweren achtpfähligen Dalben aus St 37 haben bereits derartig starke Stöße aufnehmen müssen, daß trotz Verfüllung von 4 Pfählen mit Beton schon zahlreiche Schrägstellungen festgestellt wurden durch Schiffe mit

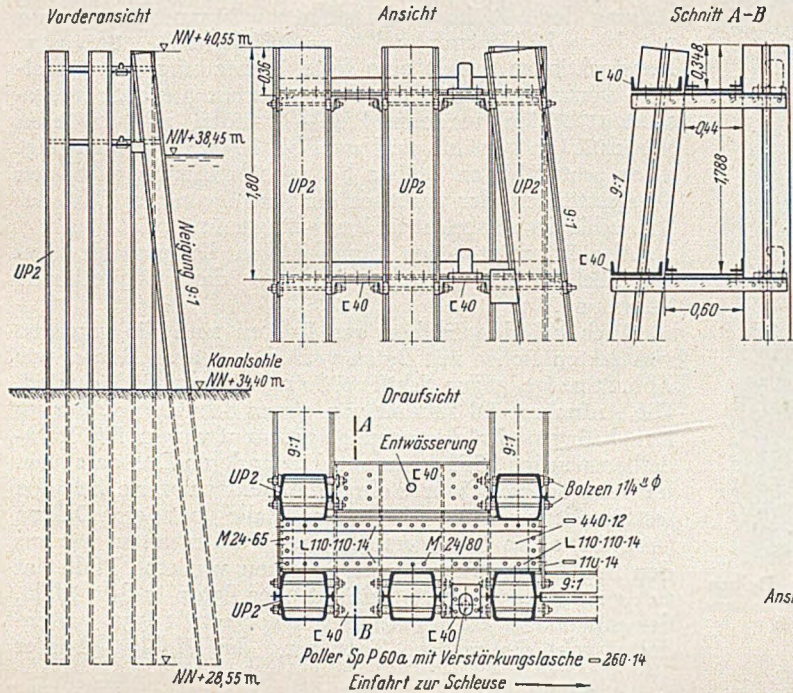


Abb. 16. 5pfähliger Dalben aus UP 2.

vertretbar, Ausführungen zu wählen, die nicht länger als 15—20 Jahre halten.

Bei den Dalben im teilweisen Rückstau des Rheines, d. h. oberhalb der Mündungsschleusen des Rhein-Herne-Kanals und der Ruhrwasserstraße, betragen die Wasserspiegelschwankungen zwischen dem Normalstau und dem höchsten schiffbaren Wasserstand 2,00 m. Anlegemöglichkeit muß für die Schifffahrt auch noch nach Einstellen der Schifffahrt bestehen bis zum HHW, das rd. 4,5 m über dem Normalstau liegt. Der normale Stau wird im allgemeinen nur an wenigen Tagen im Jahr überschritten. In diesem Bereich wurde ebenfalls zunächst versucht, mit vierpfähligen Dalben auszukommen, doch zwangen die gemachten Beobachtungen schon bald, von dieser Konstruktion abzugehen. Einen solch leichten Dalben zeigt Abb. 17 im Oberwasser der Schleuse I, der Dalben ist ebenfalls stark verdreht. Abb. 18 zeigt einen sechspfähligen Dalben aus Schrägpfählen. Eine vordere Eckbohle ist durch die Schiffsstöße zerstört. Im Rahmen der Erneuerung von abgängigen Dalben in diesem Bereich sind u. a. zahlreiche Dalben aus 8 Krupp-Pfählen KP 24 und KP 34 gerammt worden. Einzelheiten dieser Konstruktion sind aus Abb. 20 zu entnehmen. Abb. 21 zeigt einen derartigen Dalben, der im OW. der Ruhrschleuse gerammt wurde. Bei diesen Dalben wurde dazu übergegangen, die den Schiffsstößen besonders ausgesetzten Pfähle mit stärkeren Wandungen auszuführen. Während diese Pfähle aus KP 34 mit einer Wandstärke von 13,5 mm gewählt wurden, haben die weniger gefährdeten Pfähle aus KP 24 eine Wandstärke von 10 mm.

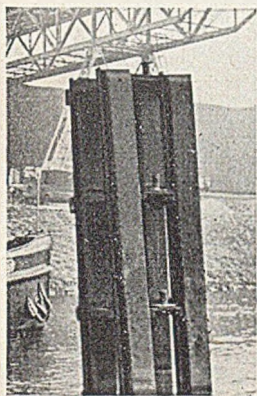


Abb. 17. 4pfähliger Dalben ohne Reibehölzer im Bereich wechselnder Wasserstände.

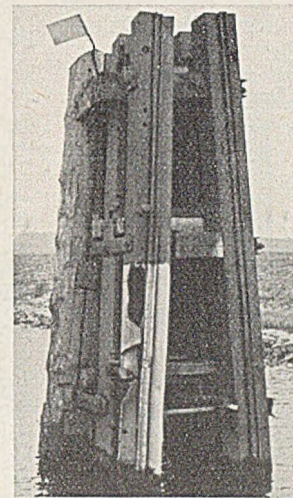


Abb. 18. 6pfähliger Stahldalben mit Schrägpfählen.

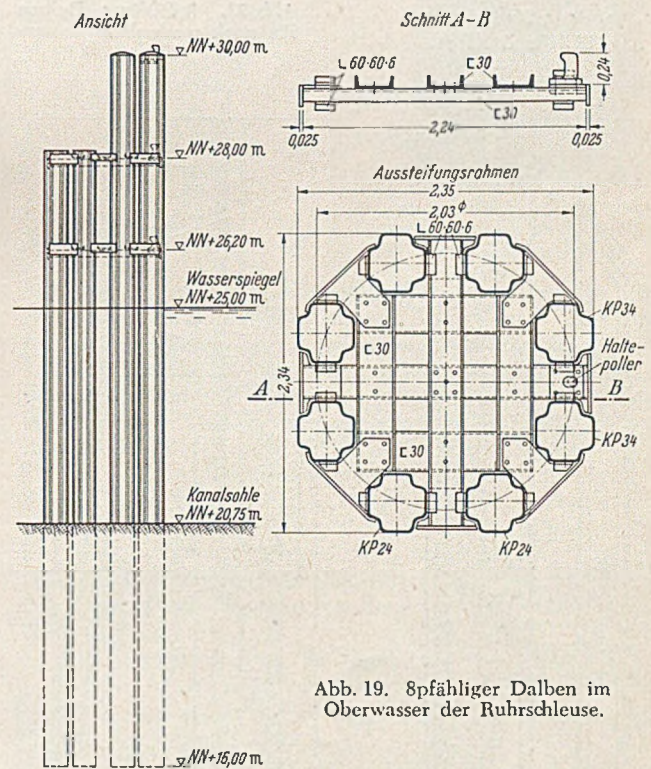


Abb. 19. 8pfähliger Dalben im Oberwasser der Ruhrschleuse.

1000 t Ladung verursacht. Diese Dalben werden jetzt mit hochwertigem Stahl hergestellt, so daß sie bei Annahme einer Ausbiegestelle von rd. 4,0 m unter der Stoßstelle eine Stoßkraft von rd. 147 t aufnehmen können. Die Schiffsstöße, die die Schrägstellungen in 4 Fällen verursachten, waren nach den Kratzspuren an den Dalben für hiesige Verhältnisse nicht anomal. Bei einem Rheinkahn von 1400 t Tragfähigkeit mit 1000 t Ladung z. B. zerbrach beim Aufprall auf den Dalben ein schwerer Klippanker und die Ankerkluse wurde durch den Ankerhals eingedrückt.

Die Kosten der achtpfähligen Dalben stellen sich nach den Preisen vom Dezember 1951 bei einer Pfahlänge von 14 und 16 m auf rd. 12 000 DM, und zwar für Lieferung von rd. 16,1 t Pfählen und rd. 1,2 t Aussteifung, Rammung und Einbau der Aussteifung.

Stahldalben im Bereich der Rheinwasserstände.

Als weitere Dalbengruppe bleiben die Dalben zu behandeln, die den vollen Wasserspiegelschwankungen des Rheins — die heute zwischen NNW und HHW rd. 12 m betragen — ausgesetzt sind.

Stahldalben waren in diesem Bereich bis vor drei Jahren nur im UW. der Ruhrschleuse ausgeführt, und zwar ein Dalben

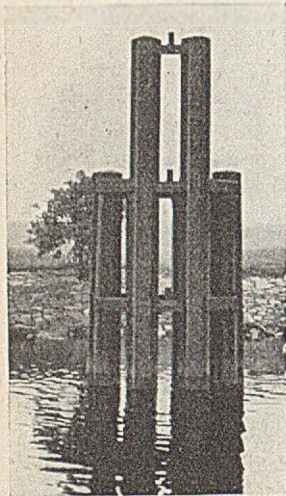


Abb. 20. 8pfählinger Dalben aus KP 24 und KP 34.

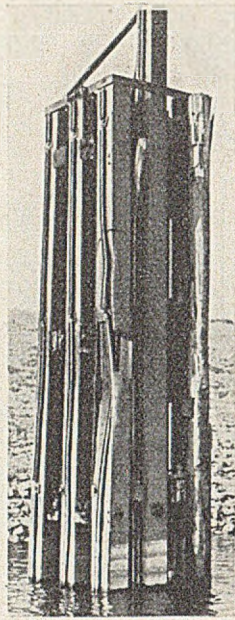


Abb. 21. 9pfählinger Dalben für stark wechselnde Wasserstände.

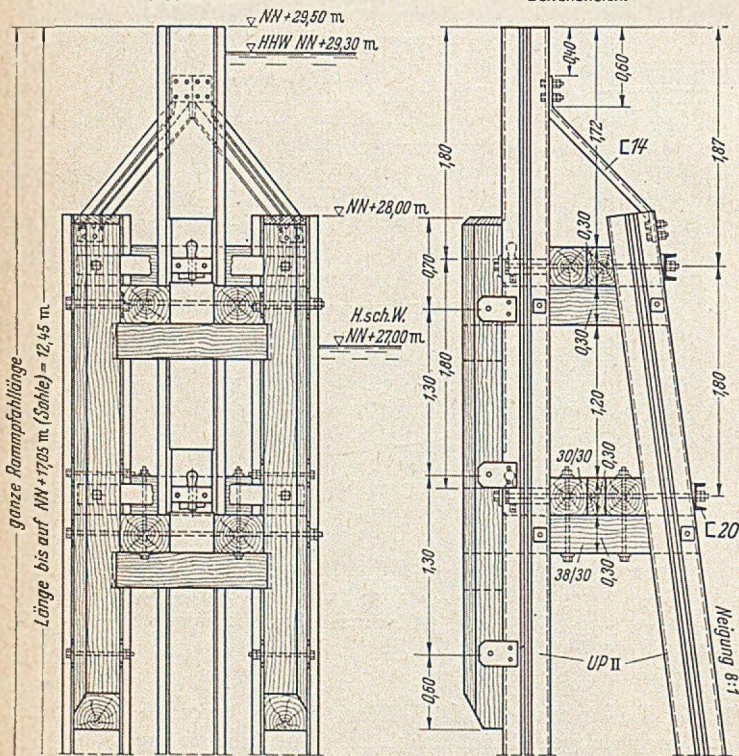
mit 3 · 3 = 9 Pfählen. Abb. 21 zeigt einen derartigen Dalben, Abb. 22 die Entwurfszeichnung. Die als Ersatz für abgängige Holzdalben in diesem Bereich neu gerammten Dalben sind in drei Arten ausgeführt, und zwar als achtpfählige Dalben mit $W_x = 16\,330\text{ cm}^3$, fünfpfählige elastische Dalben mit zwei zusätzlichen Schrägpfählen mit $W_x = 19\,726\text{ cm}^3$ ohne Berücksichtigung der Schrägstellung der 2 Pfähle und Dalben aus Mannesmannrohren mit $W_x = 10\,119\text{ cm}^3$ und $\sigma_b = 3600\text{ kg/cm}^2$. Bei allen Konstruktionen wurde eine feste Verbindung der Einzelteile vermieden. Die der Beanspruchung erhöht ausgesetzten beiden vorderen Pfähle wurden mit größeren Wandstärken gewählt, und zwar bis 16 mm. Abb. 23 zeigt einen achtpfähligen Dalben bei verhältnismäßig niedrigen Wasserständen, der praktisch der Ausführung im OW. der Ruhrschleuse entspricht und nur länger ist.

Abb. 24 zeigt einen fünfpfähligen Dalben mit zwei zusätzlichen Schrägpfählen, Abb. 25 die entsprechende Zeichnung.

Auch bei den Dalben aus Rohren sind die vorderen verstärkten Rohre mit Beton verfüllt, da auch Rohre, wie Abb. 26 zeigt, gegen Schiffsstöße nicht unempfindlich sind. Die Aufnahme 26 stammt von einem Schutzpfahl, der im Kanal für eine Brückenmontage gerammt wurde. Die Rohrdalben wurden 1951 gerammt. Die anderen Dalben stehen teilweise schon 3 Jahre, ohne daß nennenswerte Schäden festgestellt wurden. In einem Falle hat ein Dalben (Abb. 24) einen besonders schweren Stoß erhalten, wie aus den Spuren zu erkennen ist, in einen vorderen Pfahl hat sich eine Ankerklaue eingedrückt. Der Beton in dem Pfahl, der mit 300 kg Bindemittelzusatz hergestellt war, verhinderte wohl die restlose Zerstörung des Pfahles, aber er

Vorderansicht

Seitenansicht



ganze Rammpfahlänge
Länge bis auf $NN + 17,05\text{ m}$ (Schle) = 12,45 m

Draufsicht

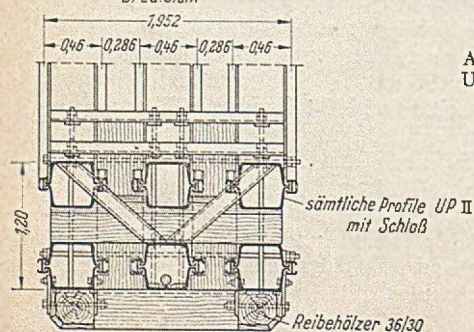


Abb. 22. Dalben aus Union-Kastenprofil II.

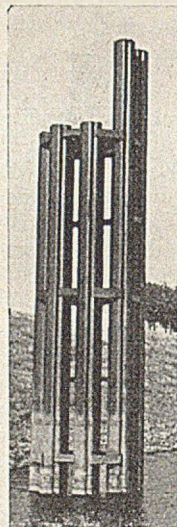


Abb. 23. 8pfählinger Dalben für stark wechselnde Wasserstände.

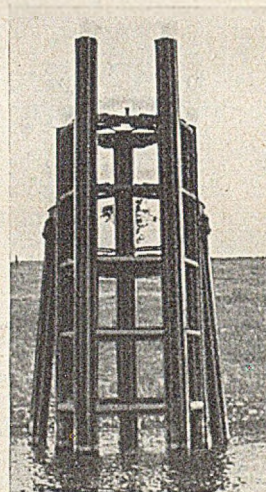


Abb. 24. 5pfählinger Dalben mit 2 zusätzlichen Schrägpfählen.

konnte den Eindruck der Ankerklaue nicht verhindern. Infolge der Einbeulung an der einen Stelle trat dicht daneben eine Ausbeulung auf. Welche Schäden an dem anliegenden Kahn entstanden, konnte nicht festgestellt werden, da auch in diesem Falle wie häufig bei irgendwelchen Dalbenbeschädigungen der Schiffer aus der Furcht heraus, in irgendeiner Form regreßpflichtig gemacht zu werden, sich nicht meldete.

Die Kosten für die Dalben in der Ruhrmündung belaufen sich nach den Preisen vom Winter 1951/52 für Lieferung und Einbau praktisch für alle drei Arten auf rd. 19 000 DM.

Dalbenabmessungen.

Wie die vorstehenden Ausführungen zeigen, sind die verschiedenen Dalbenkonstruktionen im wesentlichen nach empirischen Gesichtspunkten bestimmt worden. Wohl sind vor allem bei den in den letzten Jahren ausgeführten

neueren Konstruktionen Berechnungen aufgestellt worden, doch erscheint es zweifelhaft, ob es gelingt, durch die bisher angewandten rechnerischen Methoden den richtigen Kräfteverlauf sowie die tatsächlich aktiv und passiv äußerlich wirkenden Kräfte richtig zu erfassen.

Abbremsversuche.

Im Laufe der Jahre 1931 bis 1934 sind an verschiedenen Stahldalbenkonstruktionen Zug- und Abbremsversuche durchgeführt worden. Zweck der Versuche war, die Elastizität der einzelnen Konstruktionen zu prüfen, die Frage zu klären, ob zweckmäßiger Kästen mit Schlossern oder geschweißte Kästen, Normalstahl oder hochwertiger Stahl zu verwenden sind. Die Versuche erstreckten sich im wesentlichen auf vierpfähligte Dalben der in Abb. 8 dargestellten Bauart und sechspfähligte Dalben.

Bei den Zugversuchen wurde mit Zugkräften bis zu

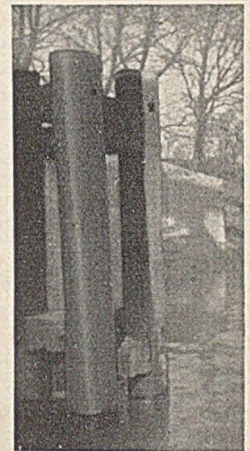
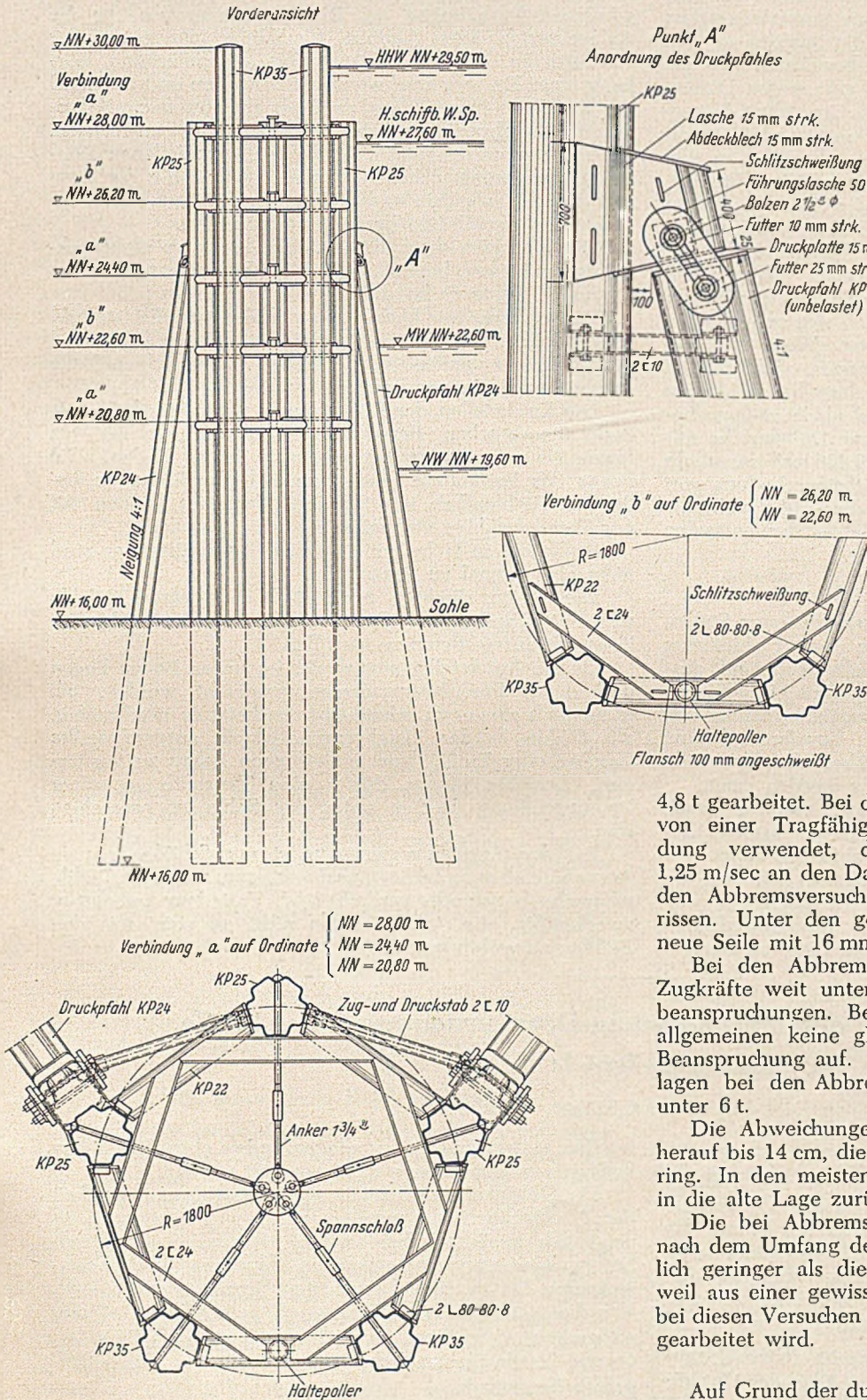


Abb. 26. Eingedrücktes Rohrprofil, 10 mm Wandstärke, mit Kies verfüllt.

4,8 t gearbeitet. Bei den Abbremsversuchen wurden Kähne von einer Tragfähigkeit bis zu 1352 t und 1200 t Ladung verwendet, die mit Geschwindigkeiten bis zu 1,25 m/sec an den Dalben abgebrems werden sollten. Bei den Abbremsversuchen sind wiederholt die Trossen gerissen. Unter den gerissenen Trossen befanden sich fast neue Seile mit 16 mm und 22 mm Durchmesser.

Bei den Abbremsversuchen lagen die theoretischen Zugkräfte weit unter den tatsächlich aufgetretenen Zugbeanspruchungen. Bei dem Abbremsen der Kähne tritt im allgemeinen keine gleichmäßige, sondern eine ruckartige Beanspruchung auf. Die theoretisch ermittelten Zugkräfte lagen bei den Abbremsversuchen in der Größenordnung unter 6 t.

Die Abweichungen der verschiedenen Dalben gingen herauf bis 14 cm, die bleibenden Abweichungen waren gering. In den meisten Fällen gingen die Dalben praktisch in die alte Lage zurück.

Die bei Abbremsversuchen angewandten Kräfte sind nach dem Umfang der Zerstörungen offensichtlich wesentlich geringer als die beim Verkehr auftretenden Kräfte, weil aus einer gewissen Scheu vor Schäden an dem Schiff bei diesen Versuchen mit wesentlich günstigeren Annahmen gearbeitet wird.

Lebensdauer.

Auf Grund der durchgeführten Untersuchungen glaubte man, mit den gewählten Dalbenkonstruktionen — angefangen beim vierpfähligten Dalben — zufrieden sein zu können. Die Wirklichkeit jedoch beweist, daß die Stahldalben, die bis vor kurzem gerammt wurden, bei weitem nicht die Lebensdauer erreichten, mit der bei Einführung der Stahldalben (50 Jahre) gerechnet wurde. Wenn unter Berücksichtigung der noch vorhandenen Stahldalben mit einer mittleren Lebensdauer der hier angewandten Kon-

Abb. 25. 5pfähligter Dalben mit 2 Schrägpfehlen.

Nach den verschiedenen bisherigen Beobachtungen erscheint es notwendig, bei Wassertiefen von 3,5 m mit Stoßkräften rechnen zu müssen, die die Größenordnung von etwa 15 % der Ladungsgröße haben, um eine Zerstörung der Dalben durch als normal anzusehende Verhältnisse zu vermeiden.

strukturen von 15—20 Jahren gerechnet wird, so ist dies schon ein recht hoher Wert.

Es wird vielfach die Auffassung vertreten, daß Dalben nur für einen „normalen“ Betrieb konstruiert werden könnten, und daß bei „anormalen“ Beanspruchungen ein Bruch der Dalben in Kauf genommen werden müsse. Es entsteht hier sofort die Frage, was ist eine normale, was ist eine anormale Beanspruchung. Wenn die Schäden an den vierpfähligen Dalben als „anomal“ bezeichnet werden sollen, dann sind die rd. 200 vor 1945 gerammten Dalben alle anomal beansprucht worden. Die im Rhein-Herne-Kanal und der Ruhrwasserstraße vorhandenen rd. 300 Dalben stellen nach den heutigen Preisen, ohne die an den Leitwerken gerammten Zwischendalben aus Peiner-Profilen, einen Neuwert von mindestens rd. 3 Mio DM dar. Sofern man mit einem Ausfall von 6% der Dalben jährlich rechnen muß, so bedeutet dies eine ganz erhebliche Belastung für die Wasserstraße. Es erscheint daher richtiger, bei dem Bau der Dalben mit wesentlich größeren Reserven zu arbeiten als bisher üblich. Ganz werden sich anormale Beanspruchungen nicht ausschließen lassen. Wenn z. B. ein Kahn, wie geschehen, einen ziemlich neuen, vierpfähligen Dalben auf einmal so anfährt, daß derselbe gleich um 30—40° gebogen wird, kann dies wohl als Ausnahme bezeichnet werden. Wenn aber von einer Dalbenreihe mit Dalben aus St 37 mit einem $W_x = 16\,330\text{ cm}^3$ innerhalb von 1½ Jahren 20% durch Schiffe mit einer Ladung von 1000 t schräggefahren werden, so ist dies nicht mehr als „anomal“ zu bezeichnen, d. h. die Größe der normalen Dalbenbeanspruchungen ist unterschätzt.

Neuartige Dalbenentwürfe.

Wie weit die in neuerer Zeit von verschiedenen Stellen erörterten Dalbenkonstruktionen, die darauf hinzielen vor allem die größere Elastizität der Dalbenköpfe mit auszunutzen, bei den niedrigen Fahrwassertiefen eines Kanals und der komplizierten Ausbildung derartiger Dalben sich bei einem Dauerbetrieb rauhester Art bewähren, bedarf wohl eingehender Erfahrungen, bevor über diese Konstruktionen ein endgültiges Urteil abgegeben werden kann.

Es erscheint vor allem bedenklich, derartig große Stöße, wie sie hier beobachtet wurden, durch einzelne Elemente wie Galgen, vorgestellte Balken abfangen zu wollen, wobei vor allem die Tatsache zu bedenken ist, daß die Schiffe oft nicht da auf den Dalben stoßen, wo es die Theorie erwünscht. So wurden hier schon wiederholt Pfähle angefahren und beschädigt, die in dem hinteren Bereich

der Dalben lagen. Die Abfangung von Schiffsstößen auf weit vorspringenden Teilen dürfte auch die Gefahr größerer Torsionsbeanspruchungen zur Folge haben.

Zusammenfassung.

Der Zweck vorstehender Ausführungen war auf die ungünstigen Verhältnisse bei Binnenwasserstraßen für die Anlagevorrichtungen (Dalben) für Schiffe infolge geringer Wassertiefen, die eine Ausnutzung der federnden Wirkung eines Dalbens erschweren, hinzuweisen und an Hand der am Rhein-Herne-Kanal und der Ruhrwasserstraße gemachten Erfahrungen auf Mängel aufmerksam zu machen, die zunächst unvermutet sich bei den verschiedenen Konstruktionen ergeben haben. Es sollten die für die Ausbildung der verschiedenen Haltevorrichtungen (Dalben) beachteten Grundsätze herausgestellt werden.

Die hier gemachten Erfahrungen lassen es als zweckmäßig erscheinen, bei Stahldalben für Binnenwasserstraßen folgende Punkte zu beachten:

Verwendung nur hochwertiger Stähle wie Resistastahl oder ähnliche. Bei zusammengesetzten Stahlpfählen sind nur solche zu verwenden, bei denen die einzelnen Teile durchgehend miteinander verschweißt sind.

Die Knickstellen der Pfähle liegen wesentlich höher als nach theoretischen Berechnungen anzunehmen ist, oft liegen sie nur wenige Dezimeter im festen Boden. Die Frage der Rammtiefe scheint einer Überprüfung zu bedürfen. Stahldalben mit Schrägpfählen sind Dalben mit nur Parallelpfählen vorzuziehen.

Stoßkräfte in Höhe von 15% der Ladungstonnen sind nicht als anormal zu bezeichnen.

Die einem direkten Schiffsstoß ausgesetzten Pfähle sind mit Wandstärken über 10 mm zu wählen und möglichst mit gutem Beton zu verfüllen.

Da die Knickstellen nur wenig im festen Boden liegen und durch Stoßbeanspruchung verursacht werden, die rechnerisch schwer zu erfassen ist, erscheint es zweckmäßig, die Pfähle in der Gefahrenzone durch aufgeschweißte Laschen oder Profile bzw. eingezogene Rohre zu verstärken. Darüber hinaus dürfte eine Tieferführung einer Betonverfüllung 1—2 m unter der Sohle zu empfehlen sein.

Bei den Aussteifungsrahmen ist mit Schäden nur in Ausnahmefällen zu rechnen und erst dann, wenn die Pfähle schon abgebogen oder verdreht sind. Trotzdem erscheint es zweckmäßig, die Aussteifungen nicht zu starr mit den Pfählen zu verbinden.

Der Zeiteinfluß bei der mechanischen Beanspruchung fester Stoffe.

Anwendungsbeispiel: Beton.

Von Dipl.-Ing. Helmut Körner, München.

A. Einleitung.

Seit langer Zeit wird der Zeiteinfluß bei der Prüfung von Werkstoffen und in der Praxis beobachtet [1] und als besondere Schwierigkeit empfunden. Zum Teil kommt das daher, daß wir die Beanspruchungen und Formänderungen unserer Baustoffe mit Hilfe der mathematischen Elastizitätstheorie berechnen. In dieser kommt der Zeiteinfluß bei statischer, d. h. in der Zeit konstanter Last nicht vor.

Die mathematische Elastizitätstheorie ist auf der Grundlage der Newtonschen Annahme vom Aufbau der Materie im 18. und 19. Jahrhundert entwickelt und in ihren Anwendungsgebieten noch bis in neueste Zeit vervollkommen worden. Sie hat sich bei der Berechnung der Tragwerke innerhalb der ihr durch das Hookesche Gesetz gezogenen Gültigkeitsgrenzen seit Jahrzehnten außerordentlich bewährt und stellt ein unentbehrliches Hilfsmittel der Ingenieurwissenschaft dar. Die Vorwürfe [2], die in neuerer Zeit gegen die Elastizitätstheorie erhoben

werden, entbehren der Grundlagen, indem eben die Gültigkeitsgrenzen der Theorie nicht beachtet werden.

Die Gültigkeitsgrenzen für die Anwendungsmöglichkeit der Elastizitätstheorie werden im Versuch bestimmt. Es zeigt sich tatsächlich bei einigen Materialien ein geradliniger Zusammenhang zwischen Spannung und Formänderung bis zu einer bestimmten Beanspruchungsgröße. Von dieser „Proportionalitätsgrenze“ σ_p an zeigen die Stoffe ein anderes, möglicherweise noch elastisches Verhalten. Die Grenze des elastischen Verhaltens wird mit σ_e = Elastizitätsgrenze bezeichnet.

Die versuchstechnisch einwandfreie Ermittlung der beiden Grenzen ist nicht einfach [3], weil das Experiment immer nur Aussagen über die kleinste Spannung macht, bei der Verformungsrückstände meßbar geworden sind. Definitionsgemäß ist aber die Elastizitätsgrenze die größte Spannung, bei der keine Rückstände vorhanden sind [4].

Die Elastizitätsgrenze ist identisch mit der Fließgrenze, nur daß erstere den elastischen Bereich nach oben,

die Fließgrenze den plastischen Bereich nach unten abgrenzt [5].

Bis zur Elastizitätsgrenze darf die Belastungsdauer keinen Einfluß haben, weil sonst die eindeutige Zuordnung einer Verformungsgröße und einer Spannungsgröße nicht mehr gegeben ist. Zudem würde es dann von der Belastungsdauer abhängen, wann eine Formänderungsgröße einen Betrag überschreitet, der bei Entlastung nicht mehr rückgängig ist.

Wie das Experiment zeigt, werden tatsächlich nach Überschreitung der Elastizitätsgrenze mehr oder minder deutliche Bewegungsvorgänge eingeleitet. Wählt man als Versuchsspannung eine konstante Spannung $\sigma > \sigma_e$, so stellt man ein allmähliches Abklingen der Bewegung fest, solange man mit der Spannung dem Bruchwert nicht zu nahe gekommen ist [6]. Das Versuchsergebnis ist in diesem Fall immer von der Versuchszeit abhängig, d. h. von der Belastungsdauer. Die „typischen“ Kraft-Weg-Kurven können ohne Kenntnis dieser Versuchswerte wertlos sein. Es wird daher empfohlen, von der zweidimensionalen Darstellung der Kraft-Weg-Kurven abzugehen und in einer dritten Achse, Zeitachse, den zeitlichen Versuchsablauf festzuhalten (Abb. 1).

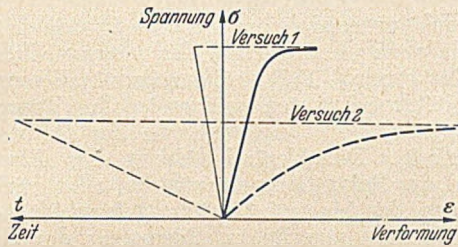


Abb. 1.

B. Definitionen.

Für die Untersuchung des allgemeinen Verhaltens eines Stoffes unter mechanischer Beanspruchung ist ein Hauptproblem die klare Begriffsbestimmung. Gewiß ist die Begriffsbildung für idealisierte Substanzen präzisiert. Schwierigkeiten jedoch ergeben sich namentlich schon bei der Berücksichtigung des Zeiteinflusses, der sich in zweierlei Weise bemerkbar macht:

1. In der „Vorgeschichte“ des beanspruchten Materials.
2. In der Belastungsdauer der zu untersuchenden Beanspruchung.

Da die erstere in diesem Aufsatz nicht behandelt wird, soll hier zunächst zu 2. eine Wiedergabe der Definitionen des British Rheologist's Club [7] genügen (Abb. 2).

C. Die Maxwellsche Relaxionstheorie.

Bei der mathematischen Behandlung der Beziehungen zwischen Belastungsdauer und Verformung ging man bislang meist vom Versuch aus und kleidete das Versuchsergebnis in ein mathematisches Gewand [z. B. die „Kriechfunktionen“, Gl. (11), oder die von Michelson [6] aufgestellten Gleichungen, der den zeitlichen Verlauf der Formänderungen an festen Körpern: Blei, Zinn, Kupfer, Aluminium, Zink, Eisen, Stahl; Quarz, Glas, Kalk, Schiefer, Marmor, Wachs, Pech, Gelatine und Gummi untersucht hat]. Die Hoffnung, auf solche Weise einen naturgesetzlichen Zusammenhang zu finden, ist zweifelhaft. Ein naturgesetzlicher Ansatz für das plastische Verhalten der Stoffe wurde vor knapp 100 Jahren von C. Maxwell [8] angegeben und scheint in Vergessenheit geraten zu sein, bis er in neuerer Zeit wieder aufgegriffen wurde [5, 9, 10]. Es ist die Aufgabe dieser Arbeit, die Anwendungsmöglichkeit des Maxwellschen Ansatzes aufzuzeigen.

1. Ableitung der Maxwellgleichung. M. geht bei seinen Betrachtungen vom elastischen Verhalten eines Stoffes aus. Bezeichnet σ eine beliebige Spannung (Zug, Druck,

Schub), ϵ die der Spannung zugeordnete elastische Verzerrung, dann gilt für den einachsigen Spannungszustand

$$\sigma = \mathcal{E}^* \cdot \epsilon \tag{1}$$

\mathcal{E}^* = Elastizitätsmodul. Es ist dann immer

$$\frac{d\sigma}{dt} = \mathcal{E}^* \cdot \frac{d\epsilon}{dt} \tag{2}$$

d. h. wie sich die Spannung in der Zeit ändert, so ändert

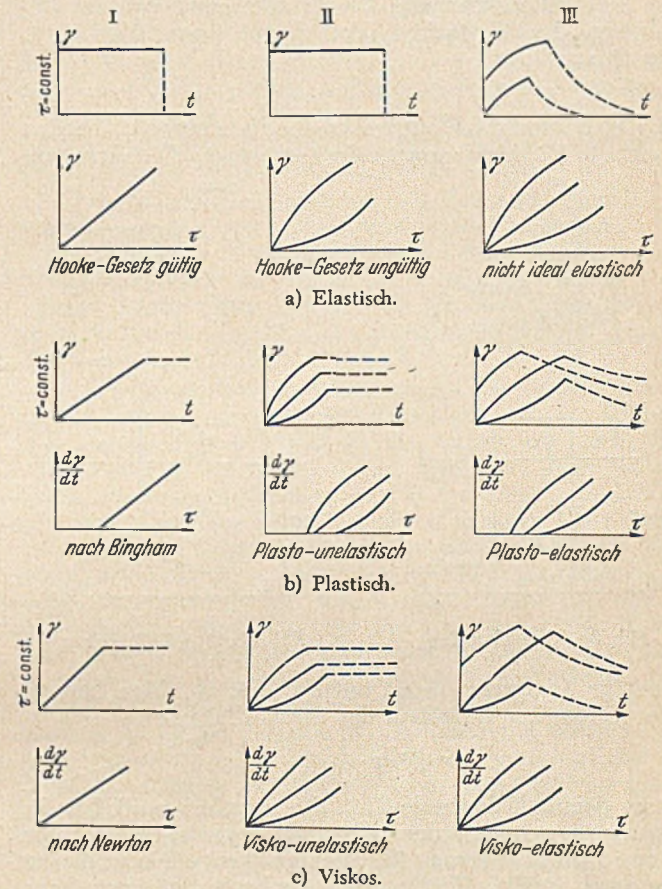


Abb. 2. Definitionen.

τ = Schubspannung
 γ = Schubwinkel
 t = Zeit
 $\frac{d\gamma}{dt}$ = Fließgeschwindigkeit

sich auch die Verzerrung (Hookesches Gesetz); ist σ konstant in der Zeit, dann ist auch ϵ konstant.

Für einen zu plastischen Formänderungen fähigen Körper setzt M. an:

$$\frac{d\sigma}{dt} = \mathcal{E}^* \cdot \frac{d\epsilon}{dt} - \frac{\sigma}{T} \tag{3}$$

T ist eine noch festzulegende Größe, die strukturabhängig und strukturkennzeichnend ist. Schreibt man die Gl. (3) in der Form

$$\mathcal{E}^* \cdot \frac{d\epsilon}{dt} = \frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma}{T} \tag{3a}$$

so ist ausgesagt, daß nunmehr die Formänderung aus zwei Teilen besteht: 1. Aus der gewohnten elastischen Verzerrung, der sich 2. eine Formänderung überlagert, die der aufgelegten Spannung proportional ist und im natürlichen Verhalten des untersuchten Stoffes ihre Ursache hat. Diese Aussage wurde in stark idealisierten Modellen veranschaulicht [5, 9, 11] (Abb. 3).

In Gl. (3a) wird für

σ = konstant (zeitunabhängig)
 $\frac{d\epsilon}{dt}$ nur dann = 0, wenn $T = \infty$,

d. h. für den vollkommenen elastischen Körper [Gl. (2)] ist $T = \infty$.

Maxwell fragt sich dann, was geschieht wenn $\epsilon = \text{konstant}$ (zeitunabhängig) sein soll. In Gl. (3a) folgt

$$\frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma}{T} = 0, \tag{4}$$

durch Trennung der Variablen erhält man

$$\sigma = C \cdot e^{-\frac{t}{T}}. \tag{5}$$

Die Integrationskonstante C wird bestimmt aus der Bedingung des elastischen Verhaltens, wenn $T = \infty$ ist. Für $T = \infty$ folgt

$$\sigma = \mathcal{E}^\circ \cdot \epsilon = C \cdot 1; C = \mathcal{E}^\circ \cdot \epsilon; \sigma = \mathcal{E}^\circ \cdot \epsilon \cdot e^{-\frac{t}{T}}. \tag{5a}$$

Gl. (5a) bestimmt die aufzunehmende Spannung σ , die eine konstante Formänderungsgröße ϵ erzwingt. Die dazu not-

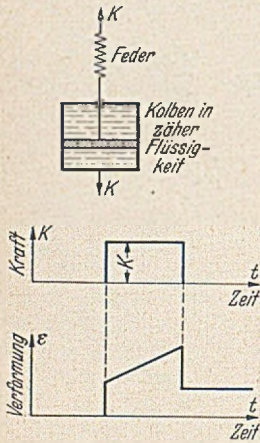


Abb. 3a. Serienschaltung.

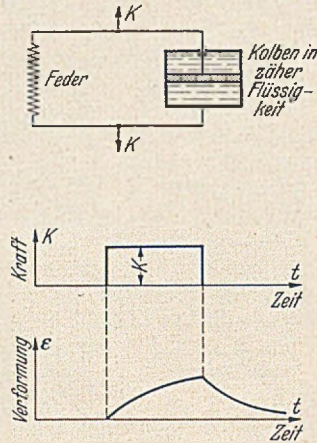


Abb. 3b. Parallelschaltung.

wendige Spannung nimmt mit der Zeit ab. Man benutzt die Gl. (5a) zur Definition des Strukturfaktors T :

$$\sigma = \mathcal{E}^\circ \cdot \epsilon \cdot \frac{1}{e} \text{ für } T = t. \tag{6}$$

T ist demnach diejenige Zeit, die vergehen muß, bis die Spannung $\sigma_{t=0}$ auf den e -ten Teil abgesunken ist. Man nennt T Relaxationszeit (Entspannungszeit). Die an diesem Ausdruck geübte Kritik [9] ist unberechtigt, man kann diese Bezeichnung ruhig beibehalten.

Schreibt man Gl. (5a)

$$\epsilon = \frac{\sigma}{\mathcal{E}^\circ} \cdot e^{\frac{t}{T}}, \tag{5b}$$

so ist ersichtlich, daß die Formänderungen abhängig sind von der Zeitdauer t , während der eine konstante Spannung σ aufrechterhalten wird.

Weiter erhält man aus Gl. (5a) für einen endlichen von 0 verschiedenen Wert der strukturbedingten Relaxationszeit für $t=0$.

$$\epsilon = \frac{\sigma}{\mathcal{E}^\circ}$$

d. h. das elastische Verhalten eines plastischen Stoffes.

2. Der Ansatz Gl. (3) hat hypothetischen Charakter. Die daraus abgeleiteten Gl. (5) können jedoch auch auf einfache Weise durch Kombination zweier elementarer Naturgesetze erhalten werden. Nimmt man an, ein Körper werde einer Schubspannung τ unterworfen, so errechnet sich nach dem Elastizitätsgesetz für reinen Schub die Verzerrung des Körpers zu

$$\gamma = \frac{\tau}{G} \text{ oder } \tau = G \cdot \gamma. \tag{7}$$

Kann sich der Körper weiter wie eine extremzähe Flüssigkeit mit innerer Reibung verhalten, dann folgt nach Newton

$$\tau = \eta \cdot \frac{du}{dy}; \tag{8}$$

$\frac{du}{dy}$ = Zunahme der Geschwindigkeit mit der Höhe; η = Zähigkeitskoeffizient. Unter der Voraussetzung homoge-

nen laminaren Fließens kann man für $\frac{du}{dy} = \frac{d\gamma}{dt}$ setzen. Dann folgt aus Gl. (7) und (8)

$$G \cdot \gamma = \eta \cdot \frac{d\gamma}{dt} \text{ oder } \frac{G}{\eta} \cdot dt = \frac{d\gamma}{\gamma}; \gamma = C \cdot e^{t \cdot \frac{G}{\eta}}. \tag{9}$$

Für $t=0$ folgt wie oben

$$\gamma = \frac{\tau}{G} = C; \gamma = \frac{\tau}{G} \cdot e^{t \cdot \frac{G}{\eta}}; \tag{9a}$$

setzt man

$$\frac{G}{\eta} = \frac{1}{T} \text{ bzw. } \eta = G \cdot T, \tag{10}$$

so stimmt Gl. (9a) mit der Maxwell'schen Gleichung für Schubbeanspruchung überein.

Die Maxwell'sche Annahme wird in dieser Ableitung noch deutlicher sichtbar. Die Körper verhalten sich sowohl elastisch wie auch viskos (s. Definitionen Abb. 2c, Spalte 3), und zwar ist der Deformationsmechanismus durch eine additive Verbundenheit beider Formänderungsmöglichkeiten erfaßt. Grundsätzlich ist auch ein anderes gesetzmäßiges Zusammenwirken beider denkbar.

Für Gl. (10) kann man schreiben

$$\eta = a \cdot E \cdot T. \tag{10a}$$

Gl. (10) erlaubt unter anderem die Bestimmung des Elastizitätsmoduls ohne die Messung der mechanischen Spannungen. Das Produkt $E \cdot T$ muß ferner alle Eigenschaften des Viskositätskoeffizienten widerspiegeln (Temperatur-, Druckabhängigkeit, Abhängigkeit von der Deformationsgeschwindigkeit). Die Veränderlichkeit des Elastizitätsmoduls und der Relaxationszeit wird bei allen praktischen Anwendungen der Maxwellgleichung beschäftigen müssen (z. B. Kriechen von Beton, Bewegung der Gletscher usw.).

3. Die Darstellung der Maxwellgleichung. Es wurde ausgeführt, daß die charakteristischen Formen des Spannungs-Formänderungs-Diagrammes durch die Versuchsdurchführung bedingt sind. Welche Grundformen der plastischen Formänderungen auftreten, läßt sich in einer entsprechenden Darstellung der Maxwellgleichung zeigen [10] (Abb. 4 und 5)¹.

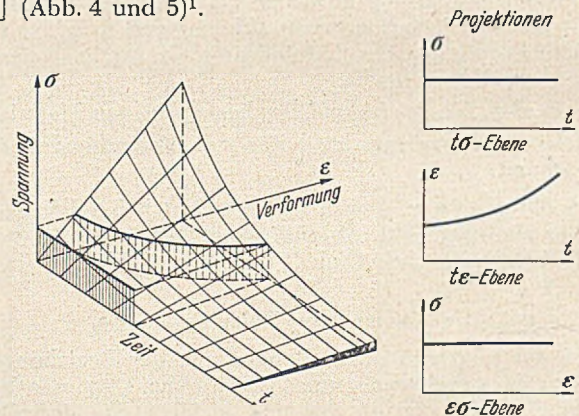


Abb. 4. Plötzlich aufgebrachte konstante Last.

Diese und entsprechende Darstellungen der Versuchsvorgänge sind überaus anschaulich und zeigen, daß durch planloses Herumexperimentieren ohne systematische Beobachtung des Zeitablaufes nichts gewonnen werden kann.

4. Die Größen in der Maxwellgleichung.

a) Elastizitätsmodul. Aus der Maxwellgleichung ergibt sich, daß der Fall des elastischen Verhaltens eines plastischen Stoffes einen Sonderfall darstellt, der für $t=0$ erhalten wird, d. h. für die Praxis bei schneller Belastung. Schnell ist ein relativer Begriff. Die Geschwindigkeit der

¹ Der Darstellung von Umstädter liegt die Gleichung $\epsilon = \frac{\sigma}{\mathcal{E}^\circ} \cdot \ln \frac{t}{T}$ zugrunde. Die Gleichung ist, infolge einer unzulässigen Integration in der Ableitung, falsch.

Laststeigerung muß jeweils auf das Relaxationsvermögen des zu untersuchenden Stoffes abgestimmt werden. D. h., die Zeit, in der die Belastung aufgebracht wird, muß sehr viel kleiner sein als die Relaxationszeit.

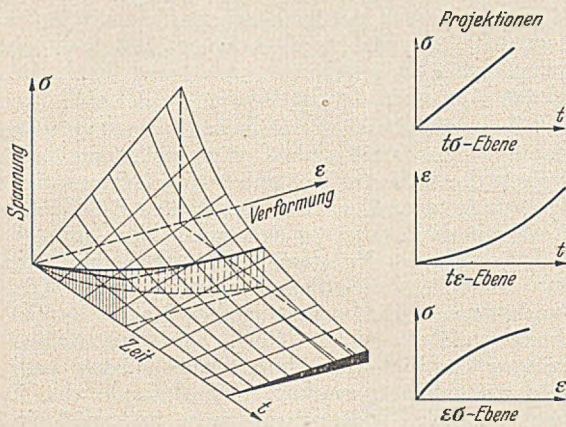


Abb. 5. Geradlinige Laststeigerung.

Nur wenn diese Bedingung erfüllt ist, kann man den Elastizitätsmodul bzw. Vergleichsgrößen des elastischen Verhaltens durch Kurzzeitbelastung bestimmen.

Kurzzeitbelastungen sind z. B. die Kugelspringprobe bei Gestein und die seismische Methode zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls von Fels. Es ist selbstverständlich, daß bei letztgenannter Methode der E -Modul-Bestimmung ein höherer (bis 10facher) Wert erhalten werden muß als durch statische, d. h. länger andauernde Versuche. Diese ergeben eben nicht den Elastizitätsmodul, sondern einen allgemeinen Verformungsmodul, der ohne Vorbehalt nur dann angewendet werden darf, wenn die Zeitdauer des Versuches (z. B. Auspressen eines Bohrloches oder Plattenversuche) in einfachem Verhältnis zur erwarteten Beanspruchungsdauer durch das Bauwerk (z. B. Druckschwankungen einer Staumauer) steht. Die Schwierigkeiten sind umgebar durch Bestimmung des tatsächlichen Elastizitätsmoduls und Beobachtung des Relaxationsvorganges.

b) Die Relaxationszeit T . Das Verhalten der Stoffe unter mechanischer Beanspruchung ist strukturabhängig und strukturkennzeichnend. In der Maxwell'schen Gleichung finden die Struktureigenschaften durch die Relaxationszeit Eingang. Sie ist ein unmittelbares Maß für das Entspannungsvermögen eines Stoffes (Relaxation). Extrem hohe Relaxationszeiten charakterisieren einen Stoff mit ausgeprägten elastischen Eigenschaften, sind aber auch gleichzeitig kennzeichnend für Stoffe, die unter entsprechenden Spannungszuständen ein sprödes Verhalten zeigen. Für $T = \infty$ ist schließlich die Belastungsdauer ohne Einfluß, während $T = 0$ besagt, daß der Körper überhaupt nicht in der Lage ist, einer mechanischen Beanspruchung Widerstand zu leisten. Die zahlenmäßige Einordnung der verschiedenen Materialien zwischen diesen Grenzen bedarf noch eines eingehenden Studiums und der versuchsmäßigen Klärung.

D. Die physikalischen Ursachen des elastischen und plastischen Verhaltens.

Jeder Stoff zeigt, zum mindesten ab gewissen Beanspruchungen, plastische Formänderungen. Die Erklärung der Vorgänge im einzelnen muß von der Struktur des Stoffes her erfolgen. Die Strukturmechanik [10] auf der Grundlage der Maxwell'schen Gl. (5a) u. a. begnügt sich rein mit der Beschreibung des Vorganges und mit der Feststellung, daß diese oder jene Besonderheit beim Versuch stofftypisch ist.

Über das Problem der Erklärung des Verhaltens der verschiedenen Stoffe unter mechanischer Beanspruchung besteht eine außerordentlich umfangreiche Literatur [5, 9,

12, 13], der jedoch zu entnehmen ist, daß die Vorgänge nur bei einigen wenigen Stoffen als geklärt gelten können.

Bei den hochgeschraubten Anforderungen, die heute an die Baustoffe gestellt werden, ist die Klärung dieser Fragen dringend erwünscht. Wichtig ist vor allem die Feststellung, daß bei allen Stoffen das plastische Verhalten die Regel darstellt und nur unter besonderen Verhältnissen unbeachtet bleiben darf.

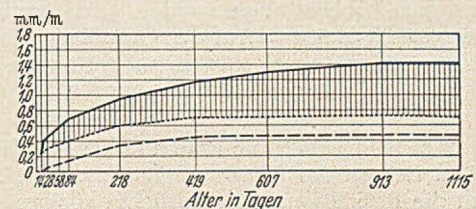
E. Anwendungsbeispiel: Beton.

Zur Demonstration der Anwendungsmöglichkeiten der Maxwell'schen „Grundgleichung der Strukturmechanik“ gäbe es gewiß einfachere Beispiele als die Baustoffe. Dessenungeachtet erfordert die Notwendigkeit gerade die Behandlung dieser Materialien, wenn auch ihr Verhalten, namentlich das des Betons, von komplexer Natur ist.

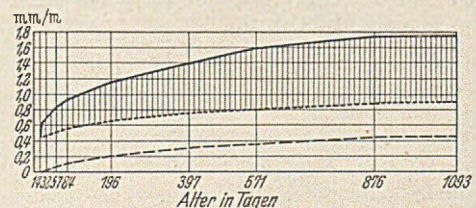
Die Tatsache des Kriechens von Beton ist schon lange vor Anwendung des Spannbetons bekannt gewesen. In Verkenning des Wesens der plastischen Formänderung hoffte man zeitweise durch die Anwendung des Spannbetons diesem Übel abhelfen zu können; jedoch gerade beim Spannbeton mußten die plastischen Formänderungen von besonderer Bedeutung werden.

Unter plastischen Formänderungen des Betons werden in der Literatur gewöhnlich das Kriechen und das Schwinden verstanden. Plastisch jedoch wollen wir nach den Definitionen des Kapitels B. das Verhalten eines Stoffes unter mechanischer Beanspruchung bezeichnen, analog zu elastisch. Das Schwinden dagegen ist in erster Linie durch den Chemismus des Betons bedingt und unabhängig vom Spannungszustand, während das Kriechen die Folge eines Spannungszustandes ist. Selbst dann, wenn die beton-technologische Erklärung für die Phänomene des plastischen Verhaltens und des Schwindens die gleichen Ursachen angeben sollte — was sich aus dem analogen Verhalten der beiden Vorgänge in der Zeit durchaus vermuten läßt —, müssen die beiden Begriffe dennoch getrennt werden. Bei der Aufzeichnung der Kriechkurven ist es üblich, das an einer unbelasteten Vergleichsprobe beobachtete Schwinden in Abzug zu bringen. Versuche von Glanville [14] zeigen, daß auf diese Weise Schwinden und Kriechen mit genügender Genauigkeit getrennt werden können.

Abb. 6 zeigt zwei typische Kriechversuche. Sie sind dem Buch von Mörsch: Statik der Gewölbe und Rah-



a) Ausbreitmaß 49 cm, 250 kg/cm³ Zement, Belastung vom 14. Tage ab.



b) Ausbreitmaß 58 cm, 250 kg/cm³ Zement, Belastung vom 14. Tage ab.

Abb. 6. Kriechkurven. Kriechen einer unbewehrten Betonsäule unter 45 kg/cm² Pressung.

- Gesamte Verkürzung je m Säule
- - - Schwinden einer unbelasteten Vergleichssäule
- ||||| Kriechen

men, entnommen. Aus der Tendenz der Kurve ist zu entnehmen, daß sie im Laufe der Zeit einem Grenzwert zustreben, dem Endkriechmaß, obwohl man in einigen Fällen noch nach 10 Jahren kleine Zunahmen beobachtet hat.

Um die Versuchskurven, wie sie in Abb. 6 dargestellt sind, mathematisch zu formulieren, werden in der Literatur folgende Kriechfunktionen angegeben:

Straub [15] (1931)
 $\epsilon_c = K \cdot \sigma^A \cdot t^B$;
 Thomas [16] (1933)
 $\epsilon_c = K \cdot \sigma \left\{ 1 - e^{-(t+B)^F + B \cdot F} \right\}$;
 Shank [17] (1935)
 $\epsilon_c = K \cdot \sigma \cdot t^B$;
 Ross [18] (1937)
 $\epsilon_c = \sigma \cdot \frac{A \cdot t}{B + D \cdot t}$;
 McHenry [19] (1943)
 $\epsilon_c = A \cdot \sigma \left\{ 1 - e^{-B \cdot t} \right\} + D \cdot \sigma \cdot e^{-F \cdot T_0} \left(1 - e^{-G \cdot t} \right)$;
 Friedrich [20] (1950)
 $\epsilon_c = 0,71 \frac{\sqrt[4]{\frac{t}{1400}}}{\alpha^2 \cdot \varphi}$; für $t \leq 1400$ Tage
 $= 0,71 \frac{1}{\alpha^2 \cdot \varphi}$; für $t \geq 1400$ Tage

In diesen Gleichungen bedeuten:

- ϵ_c = Verformung,
- σ = Spannung,
- t = Zeit,
- e = Eulersche Zahl,

alle anderen Buchstaben sind Konstanten. Die Gleichungen werden hier nur in Gegenüberstellung zur Maxwell-Gleichung Gl. (5 b) aufgeführt.

Der Hauptnachteil aller aus Versuchen gewonnenen Kriechfunktionen liegt darin, daß sie des Versuches zur Ermittlung der physikalisch bedeutungslosen Konstanten bedürfen. Um also das Endkriechmaß eines Betons bestimmen zu können, muß man einen entsprechenden Probekörper eine gewisse Zeit beobachten. Auch dann bleibt noch immer die Übertragung des Versuches auf die Konstruktionsglieder problematisch.

Inwieweit dieser Nachteil bei der Maxwell-Gleichung durch systematische Forschung, namentlich an ausgeführten Bauwerken, überwunden werden kann, muß vorerst noch dahingestellt bleiben. Auf der Grundlage dieser Gleichung müßte es noch am ehesten möglich sein, Voraussetzungen innerhalb naturgegebener Grenzen machen zu können.

Dazu muß man jedoch die strukturellen Gegebenheiten und Veränderungen des Betons im Laufe der Zeit kennen und durch die Relaxationszeit ausdrücken können. Aus den Versuchen von Mörsch — und aus anderen Versuchen — ergibt sich eine Abhängigkeit der Relaxationszeit von der Belastungsdauer nach Abb. 7.

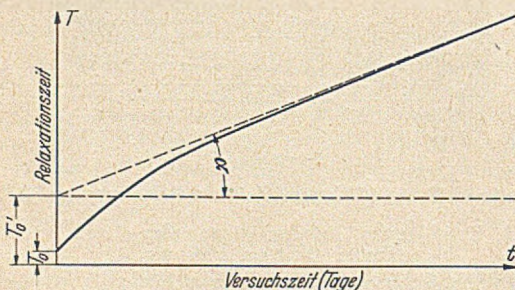


Abb. 7. Abhängigkeit der Relaxationszeit von der Versuchszeit.

Wie man sieht, nähert sich die Kurve der Relaxationszeit asymptotisch einer Geraden. Die Gleichung dieser Asymptote lautet:

$$T = T_0 + t \cdot t g \alpha \tag{12}$$

Das Endkriechmaß errechnet sich dann als Grenzwert

$$\lim_{t \rightarrow \infty} \left(\frac{\sigma}{E^*} \cdot e^{\frac{t}{T}} \right) = \frac{\sigma}{E^*} \cdot e^{\frac{1}{t g \alpha}} \tag{13}$$

Der Grenzwert wird natürlich schon für endliche Werte von t erreicht. Die strukturellen Eigenschaften der Probekörper, die in Abb. 7 gekennzeichnet sind durch die verschiedenen Ausbreitmaße, bestimmen die Gl. (12).

Unsicher bei diesen Rechnungen war stets die Annahme des Elastizitätsmoduls. Er wird nur bei sehr wenigen in der Literatur behandelten Kriechversuchen zuverlässig mitgeteilt. Zur Bestimmung des E -Moduls wäre die Last innerhalb weniger Sekunden aufzubringen [11, 21]. Da jedoch das Kriechen sofort mit beginnender Belastung einsetzt (s. Definitionen Abb. 2c, Spalte III), können auch dann noch, namentlich bei jungen Proben, die Ergebnisse gefälscht werden [14]. Die strukturellen Veränderungen durch den Abbindeprozeß müssen auch den E -Modul zeitabhängig machen. Die Methode, den E -Modul nach wiederholter Belastung zu bestimmen, kann hier nicht angewendet werden.

Das Kriechen unter Zugspannungen entspricht dem Druckkriechen vollkommen [14, 22]. Für Schubspannungen lautet die Maxwell-Gleichung, für die ja keine Einschränkung über die Art der Beanspruchung gemacht wurde:

$$\gamma = \frac{\tau}{G} \cdot e^{\frac{t}{T}}$$

Da der Youngsche Modul E und der Schubmodul G nach der Elastizitätstheorie durch die Gleichung

$$G = \frac{m}{2(m+1)} \cdot E$$

verknüpft sind und die Querdehnungszahl m für Beton mit 6 angenommen werden kann, folgt

$$\gamma = 2,3 \left(\frac{\tau}{E} \cdot e^{\frac{t}{T}} \right) \tag{14}$$

d. h. daß das Kriechen unter Schubspannungen etwa doppelt so groß sein muß, wie das Kriechen unter Druckspannungen von gleicher absoluter Größe. Diese Überlegung wird durch die Versuche von Duke und Davis [23] bestätigt.

Wie Glanville, Thomas und Evans [14, 21] zeigen, nehmen die Endkriechbeträge bei höheren Spannungen nicht linear mit wachsender Spannung zu. Verfasser war bemüht, im Zusammenhang mit der Bruchbildung diese

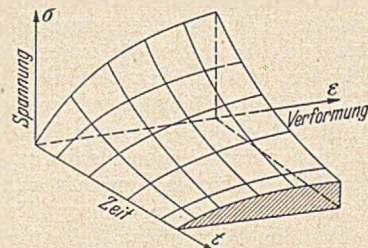


Abb. 8.

Frage zu beleuchten, ohne jedoch bisher zu einem brauchbaren Ergebnis zu kommen. Die Maxwellsche Gleichung bedarf in dieser Hinsicht noch der Ergänzung, wobei auch der experimentellen Klärung Bedeutung zukommt. Die Annahme einer außer von der Zeit auch von der Spannung abhängigen Relaxationszeit nach Abb. 8 wird nicht allen Anforderungen gerecht.

F. Zusammenfassung.

Die Berücksichtigung des Zeitablaufes bei der Prüfung der Werkstoffe ist eine unumgehbare Forderung. Gegenüber den anderen Versuchsvariablen kommt der Zeit eine Sonderstellung zu: Sie ist unaufhaltsam, unumkehrbar und kann weder beschleunigt noch verzögert werden. Ein An-

satz von Maxwell, der in seiner weiteren Verfolgung auf eine Gleichung führt, die auch aus elementaren physikalischen Gesetzen gewonnen werden kann, schließt den Zeitablauf bei der mechanischen Beanspruchung der Stoffe mit ein. Diese Maxwellsche Gleichung kann zumindest jetzt schon als Kriechfunktion bei Beton Verwendungen finden. Ihrem naturgesetzlichen Charakter entsprechend ist zu erwarten, daß sie nach eingehender experimenteller Forschung innerhalb naturgegebener Grenzen auch Voraussagen über das Endkriechmaß zuläßt. Jedoch nicht nur bei Beton, sondern allgemein bei der Erfassung des plastischen Verhaltens der Stoffe dürfte der Maxwellschen Gleichung eine Schlüsselstellung zukommen. Es sei z. B. darauf hingewiesen, daß sich die von Terzaghi-Fröhlich [13, S. 100] aufgestellte Gleichung für die Porenwasserströmung in einem späten Zustand des Spannungsausgleiches (sinusförmige Lastfläche) auf die Maxwellsche Gleichung zurückführen läßt.

Die besondere Bedeutung des Relaxationsverhaltens, das hier nur in seinen einfachsten Grundzügen und unter Außerachtlassung anderer störender Einflüsse, wie z. B. Materialunstetigkeiten usw., behandelt wurde, ergibt sich namentlich für die modernen Bauweisen des Vorspannens im Stahlbeton-, Brücken- und Druckstollenbau.

Literatur.

1. Vicat: Note sur l'allongement progressif du fil de fer soumis à diverses tensions, Ann. ponts et chaussées, 1^{er} semestre (1834).
2. Brandenberger: Neuere Theorie der Elastizität und Festigkeit, Zürich 1948.
3. O. Schwarz: Die technischen Werkstoffe, ihre Eigenschaften, Fehler und Prüfung, Leipzig 1932, S. 2.

4. Love-Timpe: Lehrbuch der Elastizität, Leipzig 1907, S. 136.
5. R. Houwink: Elastizität, Plastizität und Struktur der Materie, Leipzig 1950.
6. A. A. Michelson: The Laws of elastico-viscous Flow, Proc. Nat. Acad. Sciences 3 (1917), S. 319.
7. British Rheologist's Club: Systematik der elastischen und plastischen Deformationen, Nature 149 (1942).
8. C. Maxwell: Phil. Transactions Royal Soc. London 157 (1868).
9. E. Bucher: Beitrag zu den theoretischen Grundlagen des Lawinenverbaus, Bern (1948).
10. H. Umstädter: Strukturmechanik, ein Beitrag zur Physik der Kolloide, Leipzig (1948), S. 39.
11. C. R. Lee u. F. M. Lea: Shrinkage and Creep in Concrete. Department of Scientific and Industrial Research, BRS Note Nr. 984 (1946).
12. Th. Busch: Das plastische Verhalten von Beton, Berlin (1939).
13. Terzaghi-Fröhlich: Theorie der Setzung von Tonschichten, Wien (1936).
14. W. Clanville: The Creep or Flow of Concrete under Load. Building Research Station, Watford Techn. Pap. 112 (1930).
15. L. G. Straub: Transactions Amer. Soc. Civil Eng. 95 (1931), S. 613.
16. F. G. Thomas: Structural Engineer (1933), S. 69.
17. J. R. Shank: The Mechanics of Plastic Flow of Concrete, Ohio State Univ. Eng. Expt. Station. Proc. Am. Concr. Inst. (1935), S. 149.
18. A. D. Ross: Concrete Creep Data, Structural Engineer (1937), S. 314.
19. P. McHenry: Proc. Amer. Soc. Testing Materials 43 (1943).
20. E. Friedrich: Österr. Bauzeitschr. (1950), S. 137 und 174.
21. R. H. Evans: Creep of Concrete, Concrete and Constructional Eng. (1942).
22. R. E. Davis, H. E. Davis u. E. H. Brown: Plastic Flow and Volume Changes of Concrete, Proc. Am. Soc. Test. Mat. 37 Part II (1937), S. 317.
23. C. M. Duke u. R. E. Davis: Some Properties of Concrete under Sustained Combined Stresses, Am. Soc. Test. Mat. Preprint Nr. 61 (1944).

Eine neue Bauart für Pfeilerkraftwerke.

Von Dipl.-Ing. Alexander B. Schulz, Beratender Ingenieur, Berlin-Siemensstadt.

Fallhöhen- und damit Energieverlustquellen bei der üblichen zusammenhängenden Bauart von Flußkraftwerken sind bekanntlich: 1. die Bauart selbst, also das lückenlose Aneinanderfügen der Turbinen, durch welches der ober- und unterhalb der Staustufe breit und träge fließende Kraftwasserstrom auf die Kraftwerkslänge zusammengeschnürt und durch welches eine Fallhöhenmehrung bei Hochwasser unmöglich gemacht wird; 2. die durch den Zusammenhang des Kraftwerkes bedingten frontalen Einläufe und Spiralen, welche nicht unerhebliche Wandreibungs- und Wirbelverluste verursachen; 3. die Saugschlauchkrümmer, in denen ebenfalls Wirbelverluste unvermeidbar sind und schließlich 4. Gestalt und Lagerung der eigentlichen Turbine.

Der gesamte Fallhöhenverlust in einem gut angelegten zusammenhängenden Kraftwerk liegt bei Wasserführungen unter der Ausbauwassermenge bei rd. 10 %, bei Hochwasserführungen im großen Durchschnitt bei 25 %. Davon entfallen schätzungsweise¹ auf das Zusammenschnüren und Umlenken des Kraftwasserstromes 0,5 %, auf die frontalen Einläufe und die Spiralen 1 bis 1,5 %, auf die Saugschlauchkrümmer 1,5 bis 2 %, auf die eigentliche Turbine mit gedachtem geraden Saugschlauch 6 % und auf die nicht ausnutzbare Hochwasserwucht der Rest von 15 %.

Während die Verluste in den hoch ausgereiften eigentlichen Turbinen kaum noch nennenswert herabzusetzen sind und die Krümmerverluste in den Saugschläuchen in Kauf genommen werden müssen, weil bei Anwendung der sehr wirtschaftlichen großen stehenden Maschinensätze gerade Saugschläuche wirtschaftlich nicht ausführbar sind, können die unter 1. und 2. genannten Verlustquellen sehr leicht durch eine Aufgliederung des Kraftwerkes und des Wehres und durch eine strömungstechnisch zweckmäßige Gestaltung beider beseitigt werden. Verfasser schlägt dafür folgende Lösung vor [2, 3, 4]:

Unter Beibehaltung der üblichen stehenden Maschinensätze, werden die Kraftwerksblöcke in stetigem Wechsel mit Wehrfeldern über die ganze Flußbreite verteilt, wie es bereits bei den Pfeilerkraftwerken in der Drau nach Vorschlägen von Grengg und Lauffer [1, 4, 5] geschehen ist. Im Gegensatz zu diesen Kraftwerken, bei denen frontale Einläufe und Spiralen beibehalten und durch davorgelegte Geschiebeswellen und Eisabweiser geschützt worden sind, und bei denen die Tosbecken zwischen den Kraft-

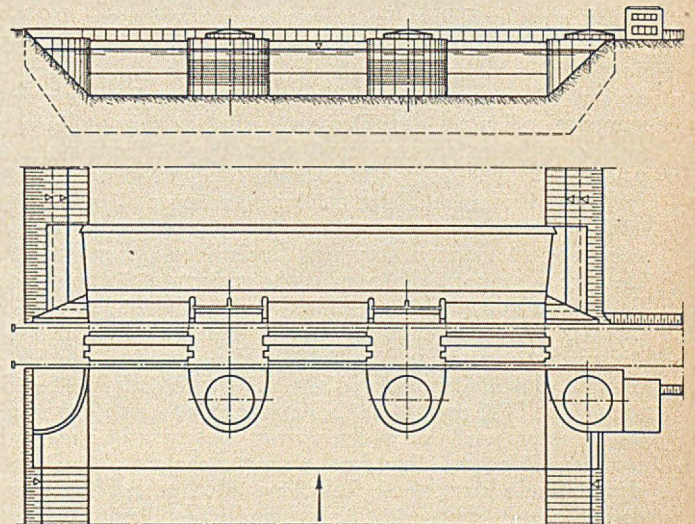


Abb. 1. Oberwasserseitige Ansicht und Grundriß einer Staustufe mit Pfeilerkraftwerk.

werksblöcken (Pfeilern) liegen, wird bei der neuen Lösung Gebrauch gemacht von der sich aus der Aufgliederung zwanglos ergebenden Möglichkeit, die Turbinen von drei Seiten anströmen zu lassen, und es werden die Tosbecken hinter die unterwasserseitige Flucht der Pfeiler verlegt (Abb. 1, 2 u. 3).

¹ Genaue Werte liegen noch nicht vor, weil im Turbinenbau üblicherweise nur der Gesamtwirkungsgrad der Turbine einschl. Einlauf, Spirale und Saugschlauch gemessen wird.



Dadurch, daß das Wasser an die Turbine von drei Seiten frei herantritt und die Einlauföffnung doppelt so breit ausfällt wie bei frontaler Anströmung, verringert sich die Höhe der Einlauföffnung auf die Hälfte der ursprünglichen und es ergeben sich ohne weiteres Zutun sowohl eine tief hinabreichende, die Aufgabe eines Schwemmsel- und Eisabweisers erfüllende Tauchwand, als auch eine hohe Sohlschwelle, die dem Geschiebe den Eintritt in die Turbinennische verwehrt. Der die Einlauföffnung vor Eintreten von in Schwebelage befindlichem Treibzeug schützende Rechen besteht aus horizontal angeordneten gekrümmten

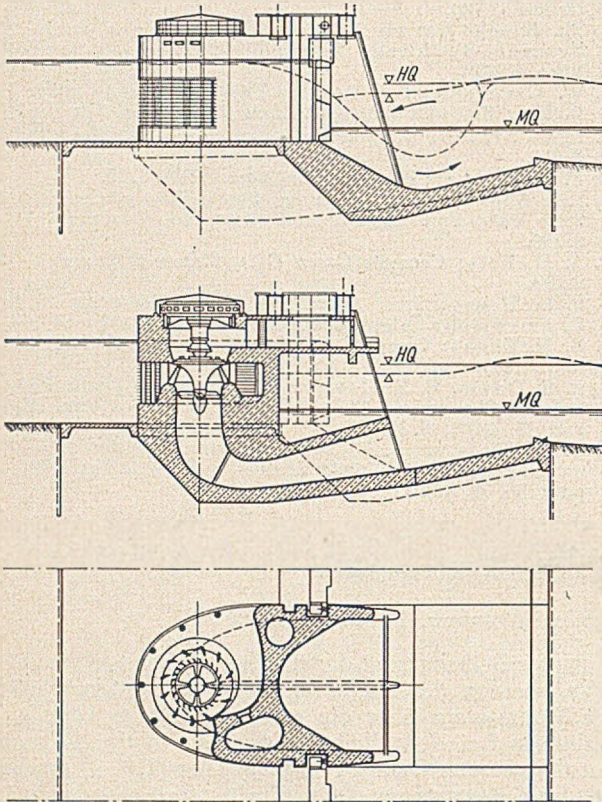


Abb. 2. Längsschnitte durch Wehrfeld und Pfeiler und Horizontalschnitt durch die Turbinennische des neuen Pfeilerkraftwerkes.

Flachstahlstäben, die sich auf senkrechte kreisrunde Rechen-träger mehrfach abstützen. Die Stäbe sind — abweichend von der üblichen senkrechten Ausführung — deswegen horizontal angeordnet, weil nur bei dieser Lage ein störungsfreier Eintritt des Wassers in die Turbinennische auch bei einer Unterströmung des Pfeilers durch Hochwasser gewährleistet ist. Eine Rechenreinigung wird wegen der Lage des Einlaufes in der mittleren, reinsten Wasserschicht äußerst selten nötig sein. Sie wird von einem Rechen-reiniger mit horizontal verfahrbarer Harke besorgt. Bei Hochwasser nimmt die zum Wehr gerichtete Strömung das Rechengut von den Rechenflanken mit. Bleibt am Scheitel welches haften, dann kann es auch ohne Zuhilfenahme der Rechenreinigungsmaschine in das Unterwasser abgespült werden durch Erzeugen einer unsymmetrischen Umströmung des Pfeilers. Das Abdämmen der Nische gegen das Oberwasser wird entweder durch einschwimm- und absenkbar Pontons, oder durch unmittelbar auf dem Rechen abzurollende gummierte Zeltplane oder, schließlich, durch entsprechend hergerichtete Spundbohlen mit Gummidichtungen besorgt. Der Zugang zur Turbinennische sowie die Lenzpumpen liegen in einem Schacht, der am Sporn der Nischenrückwand anfällt.

Die Turbinennischendecke und alle auf ihr ruhenden Generator- und sonstigen Lasten werden auf den Pfeilerunterbau, der nur aus dem fugenlosen Turbinensaugschlauch besteht, z. T. vom Vorleitschaufelring, z. T. von der Nischenrückwand übertragen.

Abgesehen von einigen Schaufeln des Vorleitschaufelringes, die einen von der bei Spiralen üblichen Ausführung abweichenden Querschnitt haben, ist der Aufbau des Maschinensatzes und aller Hilfsmaschinen und Apparate genau der gleiche wie beim zusammenhängenden Kraftwerk.

Der Wasserdruck auf die Wehrverschlüsse, die Aufzugskraft der Windwerke, die Kranträger- und alle anderen Lasten werden von den hochgeführten Saugschlauchwänden aufgenommen und von diesen und der breiten Saugschlauchsohle mit Pressungen in den Baugrund geleitet, die nur einen Bruchteil der bei Wehrpfeilern üblichen Pressungen ausmachen.

Die Kranträger sind hohl und dienen gleichzeitig als Verkehrsgänge und Kanäle für Stromschienen, Kabel, Rohre u. a. Bei Anwendung von schwimmenden Montagekränen ist für die genannten Zwecke nur ein leichter Hohl-balken erforderlich.

Die Breite des Pfeilers ist die gleiche wie die Breite des Blockes eines zusammenhängenden Kraftwerkes, seine Länge in der Fließrichtung aber um rd. $\frac{1}{3}$ kürzer und nur halb so lang wie bei den bestehenden Pfeilerkraftwerken. Dementsprechend betragen auch die Baumassen eines Pfeilers etwa nur $\frac{2}{3}$ der Massen eines Blockes des zusammenhängenden Kraftwerkes und eines Pfeilers eines selbständigen Wehres.

Das über die ganze Stauwerkslänge sich erstreckende Tosbecken wird mit seiner tiefsten Stelle auf die Höhe der Sohle der Saugschlauchmündungen heruntergezogen und steigt dann recht steil bis über die Höhe der mittleren Flußsohle an. Damit wird, wie die Modellversuche es bestätigen, erreicht, daß einerseits die tiefste Absenkung des Unterwasserspiegels an den Saugschlauchmündungen liegt (Abb. 2) und die Schußstrahlen aus den Wehröffnungen das Turbinenwasser in voller Höhe der Austrittsöffnung der Saugschläuche fassen und mitreißen, und daß andererseits das aus den Wehröffnungen kommende Überwasser noch innerhalb des Tosbeckens gezwungen wird, sich so weit auszubreiten, daß es — durch die Deckwalze und die im Schatten des Pfeilers sich bildenden stehenden Walzen und Quellen genügend entkräftet — in das unbefestigte Flußbett treten kann ohne nennenswerte Kolke zu reißen (Abb. 3).

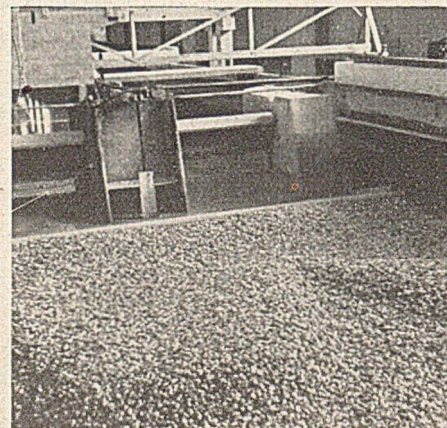
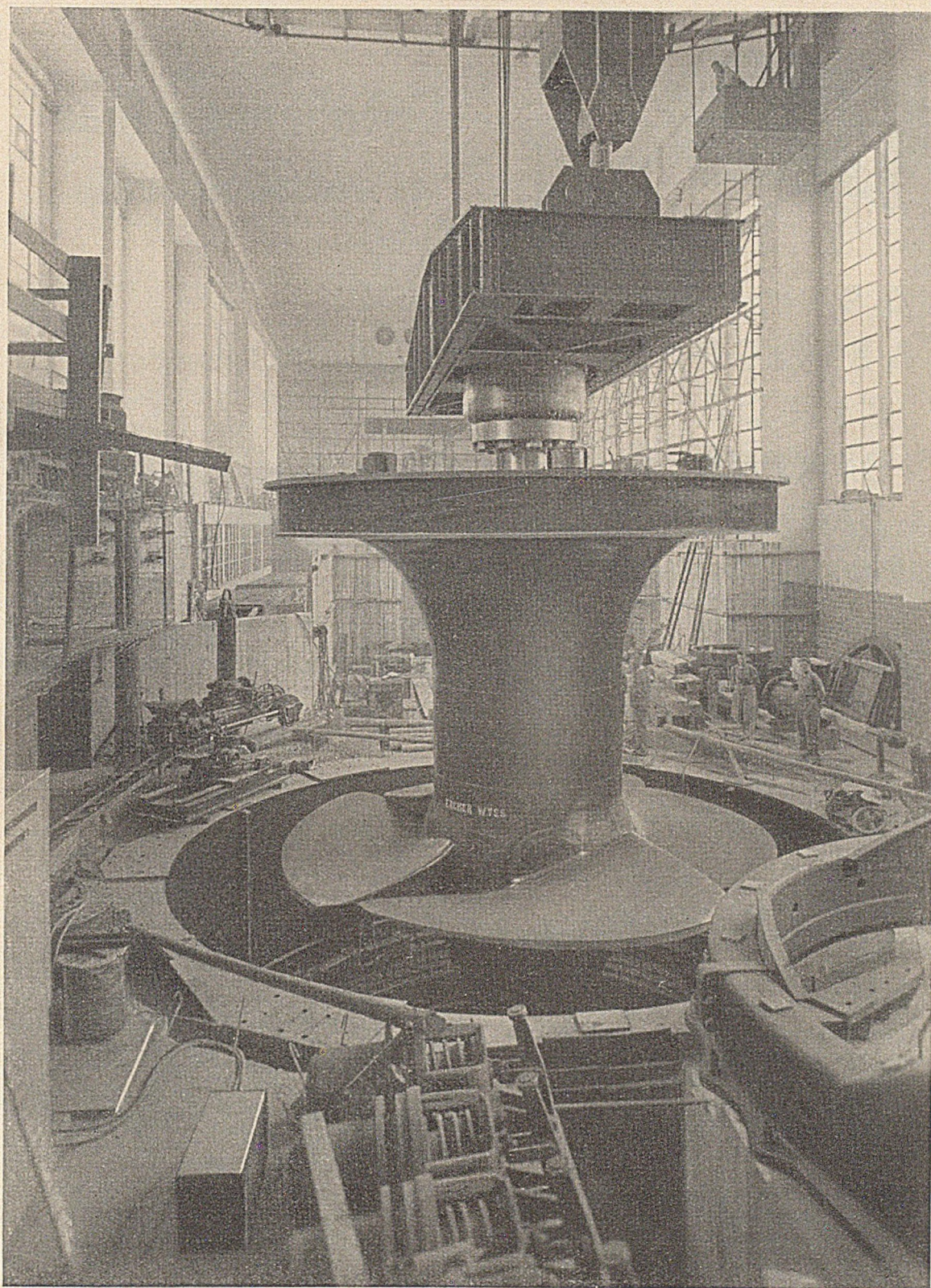


Abb. 3. Unterwasserbett am Kraftwerksmodell nach 3 $\frac{1}{2}$ stündigem Hochwasserdurchgang. Max. Kolk-tiefe $\frac{1}{7}$ der Stauhöhe. Neigung der oberwasserseitigen Böschung des Kolkes 1:8.

Die im Wasserbauinstitut der Technischen Universität Berlin-Charlottenburg 1950 bis 1952 von Dipl.-Ing. Eicke durchgeführten Modellversuche [6, 7] über die neue Bauart¹ haben gezeigt, daß dank der strömungstechnisch

¹ Für die Ermöglichung der Durchführung der Modellversuche sei auch an dieser Stelle Herrn Prof. Dr.-Ing. H. Preß, den Mitarbeitern des Institutes, der Deutschen Forschungsgemeinschaft und der Gesellschaft von Freunden der Technischen Universität Berlin-Charlottenburg herzlicher Dank gesagt.



E
S
C
H
E
R

W
Y
S
S

Einbau eines Kaplanlaufrades von ca. 27 000 PS in einer Rheinanlage. — Für die Wasserkraftanlage BELVER in Portugal haben die Zürcher Werke der Escher Wyss A.G. 4 vertikale Kaplanmaschinen von 11 000 PS Einheitsleistung geliefert. Seit ihrer Gründung haben die Escher Wyss-Werke Wasserturbinen für eine Totalleistung von über 17,75 Millionen PS ausgeführt, wovon ca. 3 Millionen PS Kaplanmaschinen.

ESCHER WYSS, ZÜRICH UND RAVENSBURG
(Schweiz) (Württemberg)



**PLASTIMENT
PLASTOCRETE
BINDA
BETOWA
ANTISOL**

VACUUM CONCRETE VERFAHREN
(General-Vertretung für das Bundesgebiet)

PLASTIMENT GMBH.
KARLSRUHE · POSTFACH 200 · TELEFON 9644

Eisenbahnoberbau

Die Grundlagen des Gleisbaues

Von

Dipl.-Ing. Dr. Robert Hanker

o. Professor an der Technischen Hochschule Wien

Mit 258 Textabbildungen. VIII, 256 Seiten.

1952

Ganzleinen DM 43,20

SPRINGER-VERLAG / WIEN

MENCK-Mitteilung

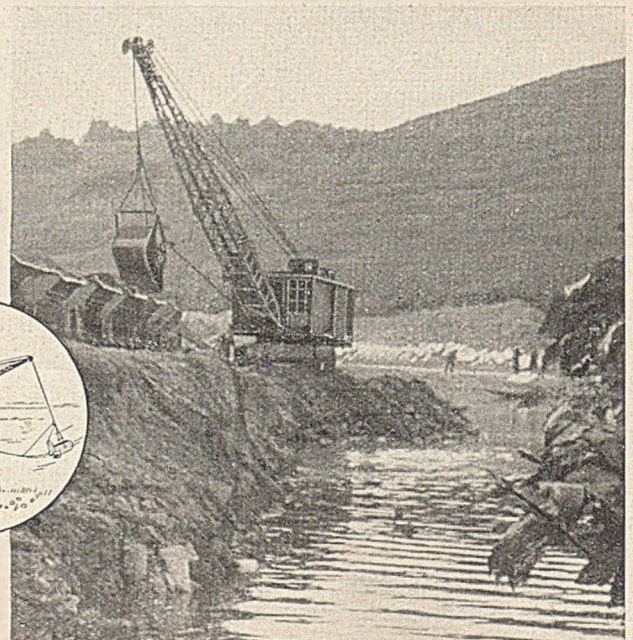
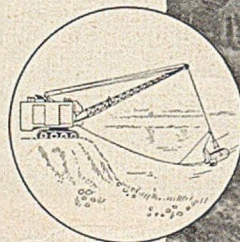
Hamburg-Altona, Januar 1953

Menck-Bagger sind robuste, unverwüsthliche Erdbaugeräte. Das nebenstehende Gerät vom Typ M 152 wird hauptsächlich als Eimerseilbagger für Unterwasserarbeiten beim Bau von Stufen eingesetzt. Der Bagger arbeitet jetzt seit 3 Jahren ohne jede Reparatur — davon 1½ Jahre in drei Schichten — und hat in dieser Zeit auf dem eigenen Raupenfahrwerk rund 300 km zurückgelegt.

Besonders bei Flußbett-Baggerung und Aushub von Baugruben sind Eimerseilbagger unerlässlich. Der Eimerseilbagger leistet dabei ca. 60% mehr als ein gleichstarker Greifbagger — nicht zuletzt durch seine große Reichweite.

Menck - Bagger, durch Qualität weltbekannt!

MENCK & HAMBROCK GMBH



richtigen Gestalt des Pfeilerkopfes, der Turbinennische samt Vorleitschaukelring und der gewählten Lage und Form des Tosbeckens Fallhöhenmehrunge bis zu rd. 50 % und Steigerungen der Schluckwassermenge der Turbine bis zu rd. 25 % möglich sind. Bei einer Großausführung müssen diese Werte bekanntlich noch größer sein. Ferner haben die Versuche den Beweis dafür geliefert, daß sowohl das Umströmen des Pfeilers bei Hochwasser als auch der Zutritt des Kraftwassers zur Turbine bei jedem denkbaren Betriebszustand einwandfrei sind.

Da die eingangs unter 1 und 2 angeführten Verlustquellen bei der neuen Bauart fast ganz wegfallen, kann bei ihr, je nach den örtlichen Verhältnissen, mit einer schätzungsweise um 1,5 % größeren Energieausbeute bei Wasserführungen des Flusses unter der Ausbauwassermenge und mit einer erheblichen Steigerung der Leistung und Energieausbeute bei Hochwässern gegenüber einem zusammenhängenden Kraftwerk gerechnet werden. Während bei der zusammenhängenden Bauart der Leerlauf der Turbinen schon bei einem Rückgang der Fallhöhe auf rd. 25 % der normalen eintritt, dürfte er bei dem neuen Pfeilerkraftwerk erst bei einem Rückgang auf rd. 17 % eintreten. Dadurch wird auch die Betriebszeit bei Hochwässern verlängert.

Daß das Stauwerk auch hinsichtlich des Eisganges, der im Modell naturgemäß nur ungenügend nachgeahmt werden kann, sich bewähren wird, haben bereits die Pfeilerkraftwerke in der Drau bewiesen [5]. Es ist auch leicht einzusehen, daß der Eisdurchgang durch das Stauwerk viel harmlosere Formen hat, wenn das Eis — wie es beim Pfeilerkraftwerk der Fall ist — träge und in lockerer Schicht an die Wehröffnungen herantritt, als wenn es —

wie bei dem halb so langen zusammenhängenden Wehr — mit großer Wucht und ineinandergeschoben gegen das Wehr anrennt.

Die völlige Unempfindlichkeit des neuen Pfeilerkraftwerkes gegen Geschiebe und die geringen Bodenpressungen unter den Pfeilern gestatten seine Anordnung an einer beliebigen Stelle eines geschiebeführenden Flusses. Die Dicke der Pfeiler verstößt zwar gegen den althergebrachten Grundsatz des Wehrbaues, die Pfeiler so schlank als möglich zu halten, sie erweist sich aber als ein ausgezeichnetes, bisher kaum beachtetes Mittel, die Angriffe des Hochwassers und des Eises auf Stauwerk und Flußbett sowie die Belastung des Baugrundes auf ein Mindestmaß zu reduzieren. Bei einem zusammenhängenden Wehr wäre die Anwendung dieses Mittels unwirtschaftlich; bei einem Flußkraftwerk kostet sie nicht nur nichts, sondern trägt noch zu einer erheblichen Steigerung der Energieausbeute bei gleichzeitiger Senkung der Baukosten bei. Auch von der Wehrbauseite gesehen ist also die Aufgliederung in jeder Weise vorteilhaft.

Literatur.

1. Grengg und Lauffer: Oesterr. Wasserwirtsch. (1949) S. 201—211.
2. A. B. Schulz: Wasserwirtschaft 40 (1949/50) S. 52—56.
3. A. B. Schulz: Wasserwirtschaft 41 (1950/51) S. 61—70.
4. Haackert: Wasserkraftmaschinen und Wasserkraftanlagen, Leipzig, 1951.
5. Vas: Oesterr. Wasserwirtsch. (1952) S. 47—55 und 81—90.
6. Press: Turbineneinläufe ohne Einlaufspirale für Pfeilerkraftwerke, Mitt. Nr. 39 d. Inst. f. Wasserbau d. Techn. Univ. Berlin (1952) S. 1—4.
7. Eicke: Modelluntersuchungen an Turbineneinläufen ohne Einlaufspirale für Pfeilerkraftwerke, desgl., S. 5—40.

Die Einflußlinie der Theorie II. Ordnung und einige praktische Formeln.

Von Dr.-Ing. Nik. Dimitrov, Lehrbeauftragter an der Techn. Hochschule Karlsruhe.

1. Allgemeines. Unter ebener Knickbiegung bzw. Zugbiegung versteht man axial gedrückte bzw. gezogene Stäbe, die gleichzeitig auf Biegen in einer Ebene beansprucht werden. Das reine Knicken und der einfache Zugstab erscheinen als Sonderfall.

Wenn die Normalkraft H gegen Null strebt, lassen sich viele Gesetze der gewöhnlichen Biegetheorie aus denen der Verformungstheorie ableiten. Der Balken auf zwei Stützen wird als Grundfall betrachtet. Im folgenden werden einige praktische Formeln angegeben, die eine neue Art der Bemessung der Knickstäbe erlauben. Wir wiesen erstmalig bei der Stahlbau-Tagung in Karlsruhe 1951 darauf hin.

2. Grundformeln. Die Ermittlung der Maximalwerte der Biegemomente bei Knickbiegung wird in guter Näherung gegeben durch

$$M = M_0 \frac{\nu + \delta}{\nu - 1} \tag{1}$$

Es bedeuten

M_0 = das max. Moment bei reiner Biegung,
 δ = einen Zahlenfaktor, der von der Art der Belastung abhängig ist.

$$\nu = H_k / H = \text{Eulerkraft} / \text{Normalkraft} \tag{2}$$

ist die Knicksicherheit, oder besser Verformungszahl, weil sie sowohl bei der Knickbiegung als auch bei der Zugbiegung gebraucht wird.

Gl. (1) stellten Dischinger [1] und Mörsch [2] auf. Beide benützen das Verfahren der schrittweisen Näherungen. Der erste wählt die analytische Form und der zweite die halbgraphische. Der Beweis, daß dieses Vianello-Verfahren zu mathematisch genauen Ergebnissen führt, wurde von Picard [4] gebracht. Man benötigt zur Ermittlung dieser Formel jedoch mindestens 4 bis 5 Schritte.

Wir haben in [3] eine Annäherung mit Hilfe des Entwicklungssatzes der Integralgleichungstheorie [5] gezeigt:

$$\Gamma(x, \xi) = K(x, \xi) + \lambda \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\varphi_n(x) \varphi_n(\xi)}{\lambda_n (\lambda_n - \lambda)} \tag{3}$$

Der Beweis, daß der Entwicklungssatz zu mathematisch genauen Ergebnissen führt, stammt von Tamarikine [6].

Die statische Anwendung der Gl. (3) ist in Abb. 1 dargestellt.

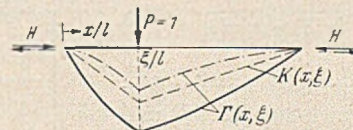


Abb. 1.

Es bedeuten:

$\Gamma(x, \xi)$ die Einflußlinie, bzw. die Greensche Funktion der Theorie II. Ordnung (Verformungstheorie) oder der „lösende Kern“ der Integralgleichungstheorie.
 $K(x, \xi)$ die Einflußlinie der gewöhnlichen Biegetheorie bzw. der Theorie I. Ordnung für das Biegemoment.

$$\varphi_n(x) = \sqrt{\frac{2}{l}} \sin n \pi \frac{x}{l}, \text{ (normierte Eigenlösung)} \tag{4}$$

$$\lambda_n = \frac{n^2 \pi^2}{l^2}, \text{ (der } n\text{-te Eigenwert)} \tag{5}$$

$$\lambda = \pm \frac{H}{EI_c} \text{ (Parameter)} \tag{5a}$$

Führt man die Verformungszahl ν aus Gl. (2) auch in der Form ein

$$\nu = \lambda_1 / \lambda,$$

so ergibt sich schon bei $n=1$ und $x=\xi=l/2$ die Annäherung nach Gl. (3) für das maximale Biegemoment einer

Einzellast in der Feldmitte, oder bei anderer Belastungsart durch Integration von Gl. (3):

$$\max M = \max M_0 + \frac{\Delta M}{\nu - 1} \quad (6)$$

Diese Formel kann leicht wie Gl. (1) umgeschrieben werden. Führt man H positiv für Druck und negativ für Zug ein, so erhält man sofort:

$$\max M = \max M_0 \frac{\nu + \delta}{\nu - 1}, \quad (\text{Druckbiegung}) \quad (6a)$$

$$\max M = \max M_0 \frac{\nu - \delta}{\nu + 1}, \quad (\text{Zugbiegung}) \quad (6b)$$

Die genauen Formeln (vgl. auch [3]) der Einflußlinien nach Abb. 1 lauten mit

$$\varphi = l \sqrt{H/EI_c} \quad (7)$$

a) Druckbiegung

$$\Gamma(x, \xi) = \begin{cases} x \leq \xi: = l \frac{\sin \varphi (1 - \xi/l)}{\varphi \sin \varphi} \sin \varphi \frac{x}{l}, \\ x \geq \xi: = l \frac{\sin \varphi \xi/l}{\varphi \sin \varphi} \sin \varphi (1 - x/l), \end{cases} \quad (8a)$$

b) Zugbiegung¹

$$\Gamma(x, \xi) = \begin{cases} x \leq \xi: = l \frac{\text{Cin } \varphi (1 - \xi/l)}{\varphi \text{Cin } \varphi} \text{Cin } \varphi x/l, \\ x \geq \xi: = l \frac{\text{Cin } \varphi \xi/l}{\varphi \text{Cin } \varphi} \text{Cin } \varphi (1 - x/l), \end{cases} \quad (8b)$$

c) Theorie I. Ordnung

$$K(x, \xi) = \begin{cases} x \leq \xi: = l(1 - \xi/l) \cdot x/l, \\ x \geq \xi: = l\xi/l(1 - x/l). \end{cases} \quad (8)$$

Gl. (8) ist ein Grenzfall von Gl. (8a) bzw. (8b), wenn $\varphi \rightarrow 0$, d. h. $H \rightarrow 0$, strebt.

Die grundlegende Gleichung der Verformungstheorie $M = M_0 \pm H w$ (9)

ergibt eine Integralgleichung 2. Art, wenn die Biegelinie w nach Mohr dargestellt wird:

$$M(\xi) = M_0(\xi) \pm \frac{H}{EI_c} \int_0^l K(x, \xi) M(x) dx \quad (10)$$

Kennt man den „lösenden Kern“ $\Gamma(x, \xi)$, d. h. die Einflußlinie der Verformungstheorie (in der Literatur als beschränkte E. L. bekannt [8]), so ist die Aufgabe schon einfacher, denn dann ist

$$M(\xi) = \int_0^l \Gamma(x, \xi) p(x) dx \quad (11)$$

Wir möchten noch auf den Zusammenhang zwischen Gl. (3) und Gl. (10) hinweisen. Die Anwendung der Fourier-Reihen in Gl. (10) gibt sofort den schon längst in der mathematischen Physik bekannten Entwicklungssatz. In Schleichers Taschenbuch [7] ist Gl. (10) zur angenäherten Ermittlung eines konstanten Trägheitsmomentes I_c angewandt. Eine genauere Methode gibt die Fredholm-Hilbertsche Theorie. Wir haben in [3] die Darstellung von $\Gamma(x, \xi)$ infolge veränderlichem Trägheitsmoment gezeigt. Da die Unterschiede zwischen den Ergebnissen der statischen Werte bei einem genauen Verlauf des Trägheits-

momentes sehr klein sind, zieht man die viel einfachere Berechnung mit I_c vor.

Zur raschen Ermittlung der größten Biegelinienordinaten w kann man ähnliche Formeln wie für das Biegemoment M ableiten. Benützt man Gl. (6a) bzw. (6b), so erhält man aus Gl. (9) entsprechend:

$$w = \frac{M_0}{H} \cdot \frac{1 + \delta}{\nu - 1}, \quad (\text{Druckbiegung}) \quad (12a)$$

$$w = \frac{M_0}{H} \cdot \frac{1 + \delta}{\nu + 1}, \quad (\text{Zugbiegung}) \quad (12b)$$

oder unter Beachtung der Gl. (2):

$$w = \frac{M_0}{H_k} (1 + \delta) \frac{\nu}{\nu - 1}, \quad (13a)$$

$$w = \frac{M_0}{H_k} (1 + \delta) \frac{\nu}{\nu + 1} \quad (13b)$$

Der Grenzübergang für $\nu \rightarrow \infty$, d. h. $H \rightarrow 0$, ergibt $\lim w = w_0$, oder

$$w_0 = \frac{M_0}{H_k} (1 + \delta), \quad (14)$$

wobei w_0 und M_0 die Maximalwerte bedeuten.

Man kann diese Näherungsgleichung auch für $\vartheta = 0$ nach Gl. (6a) bzw. (6b) ableiten, wenn man bedenkt, daß für eine sinusförmige Belastung das Biegemoment und die Biegelinie sinusförmig verlaufen. In diesem Falle gelten die Gleichungen streng, so daß

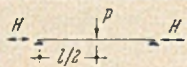
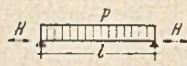
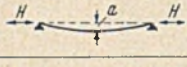

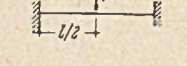
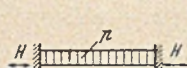
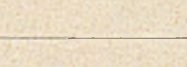
$$w = w_0 \frac{\nu}{\nu + 1}; \quad (13c)$$

w_0 ist die größte Durchbiegung bei der einfachen Biegetheorie.

Die Werte von δ sind in Tabelle 1 gegeben.

Die Unterschiede der Näherungswerte für w_0 max. nach Gl. (14) von den genauen nach Tabelle 1 betragen etwa 1 bis 3 ‰.

Tabelle 1.

Nr.		$\max M_0$	$\max w_0$	H_k	δ	Literatur
1		$\frac{Pl}{4}$	$\frac{Pl^3}{48 EI_c}$	$\frac{\pi^2 EI_c}{l^2}$	- 0,189	[1] und [3]
2		$\frac{p \cdot l^2}{8}$	$\frac{5 p \cdot l^4}{384 \cdot EI_c}$	$\frac{\pi^2 EI_c}{l^2}$	+ 0,0324	[1] und [3]
3		$H \cdot a$	a	$\frac{\pi^2 EI_c}{l^2}$	0	[1] und [3]
4		$H \cdot a$	a	$\frac{\pi^2 EI_c}{l^2}$	+ 0,273	[1] und [3]
5		$M_0^F = \frac{P \cdot l}{8}$ $M_0^S = -\frac{P \cdot l}{8}$	$\frac{P \cdot l^3}{192 \cdot EI_c}$	$\frac{4 \pi^2 EI_c}{l^2}$	$\delta^F = -0,189$ $\delta^S = -0,189$	[1] und [3]
6		$M_0^F = \frac{p \cdot l^2}{24}$ $M_0^S = -\frac{p \cdot l^2}{12}$	$\frac{p \cdot l^4}{384 \cdot EI_c}$	$\frac{4 \pi^2 EI_c}{l^2}$	$\delta^F = +0,216$ $\delta^S = -0,392$	[1] und [3]
7		$\max M_0^F = \frac{p \cdot l^2}{14,22}$ $M_0^S = -\frac{p \cdot l^2}{8}$	$\frac{p \cdot l^4}{185 \cdot EI_c}$	$\frac{20,19 EI_c}{l^2}$	$\delta^F = +0,121$ $\delta^S = -0,382$	[1]

¹ Die einfachste Ableitung bekommt man aus Gl. (8a), wenn die imaginäre Größe $\sqrt{-1}$ eingeführt wird, da die Normalkraft ihre Richtung wechselt. Andere Methoden sind in [3] und [8] gegeben.

Für eine Nachprüfung der Eulerlast oder zur praktischen Berechnung der Knicklängen kann Gl. (14) gute Dienste leisten. Beispielsweise kann bei einem statisch unbestimmten System unter einer gleichmäßig verteilten Be-

lastung p , d. h. $1 + \delta = 1,03$ sofort die Eulerlast bzw. die Knicklänge l_k aus

$$H_k = \frac{\pi^2 E I_c}{l_k^2} \approx 1,03 \frac{\max M_0(p)}{\max w_0(p)} \quad (14a)$$

oder für eine Einzellast P ($1 + \delta = 0,811$) aus

$$H_k = \frac{\pi^2 E I_c}{l_k^2} \approx 0,811 \frac{\max M_0(P)}{\max w_0(P)} \quad (14b)$$

ermittelt werden. $\max M_0$ muß aber das Biegemoment eines beiderseits gelenkig gelagerten Ersatzbalkens sein.

Da der Zahlenfaktor $(1 + \delta)$ die verschiedene Art der Belastung berücksichtigt, bleibt das reduzierte konstante Trägheitsmoment I_c auch maßgebend in der Anwendung bei der gewöhnlichen Biegetheorie. (Praktische Formeln für I_c werden in einer der nächsten Mitteilungen bekanntgegeben.) Wir möchten ferner noch darauf hinweisen, daß die Formel nach Gl. (14) einen praktischen Wert bei einigen Materialprüfungsversuchen haben kann.

3. Beispiel: Ermittlung der Knicklängen beim Zweigelenrahmen.

a) antimetrisches Knicken.

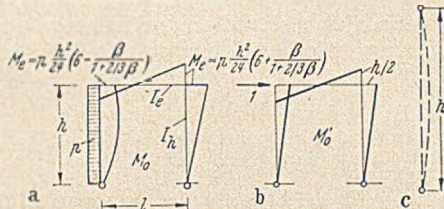


Abb. 2.

Bezeichnet man die Knicklänge mit h' , so ist die Eulerkraft

$$H_k = \frac{\pi^2 E I_h}{h'^2}$$

Nach Gl. (14a) bestimmt man sofort die Knicklänge, wenn man die max. Durchbiegung und das max. Biegemoment z. B. für die gleichmäßig verteilte Belastung p kennt.

Die größte horizontale Verschiebung tritt am Rahmen-eck auf. Das dazugehörige maximale Moment ist das arithmetische Mittel aus den beiden Eckmomenten:

$$\max M_0(p) = \frac{1}{2} \frac{ph^2}{24} \left| 6 - \frac{\beta}{1 + 2/3\beta} + 6 + \frac{\beta}{1 + 2/3\beta} \right| = \frac{ph^2}{4}$$

Die max. Verschiebung erhält man schnell unter Beachtung der Abb. 2a bzw. 2b aus

$$\max w_0 = \int \frac{M_0 M'_0}{EI} ds$$

Nach Gl. (14a) erhält man nun

$$H_k = 1,03 \frac{ph^2/4}{\int_0^h \frac{M_0 M'_0}{EI_h} dh + \int_0^l \frac{M_0 M'_0}{EI_l} dl} = 1,03 \cdot 24 \frac{EI_h}{h^2} \frac{1}{10 + 3 \left(\frac{1}{\beta} + \frac{1}{3 + 2\beta} \right)}$$

oder

$$H_k \approx \frac{\pi^2 E I_h}{4 h^2} \frac{1}{1 + 0,3 \left(\frac{1}{\beta} + \frac{1}{3 + 2\beta} \right)} \quad (15)$$

Die Knicklänge ist somit

$$h' = 2h \sqrt{1 + 0,3 \left(\frac{1}{\beta} + \frac{1}{3 + 2\beta} \right)} \quad (15a)$$

für $\beta = 0$ ist $h' = \infty$
für $\beta = \infty$ ist $h' = 2h$.

Unter β ist die Steifigkeitszahl zu verstehen;

$$\beta = \frac{I_l \cdot h}{I_h \cdot l} \quad (16)$$

Nach Tölke [9] ist für die Ermittlung der H_k bzw. h' eine transzendente Gleichung als genauere Lösung maßgebend:

$$H_k = \frac{E I_h}{h^2} \left(\frac{\pi h}{h'} \right)^2 \quad (17)$$

mit

$$\beta = \frac{1}{6} \left(\frac{\pi h}{h'} \right) \operatorname{tg} \left(\frac{\pi h}{h'} \right) \quad (17a)$$

oder

$$h' = 2h/\varphi, \quad (17b)$$

wobei φ aus

$$\varphi \operatorname{tg} \frac{\pi \varphi}{2} = \frac{12\beta}{\pi} \quad (17c)$$

bzw. aus

$$\frac{1}{\varphi \operatorname{tg} \pi \varphi/2} = \frac{\pi}{12\beta} \quad (17d)$$

zu bestimmen ist.

In Abb. 3 ist der Verlauf der Knicklänge h' bezogen auf h in Abhängigkeit von der Steifigkeitszahl β aufgetragen.

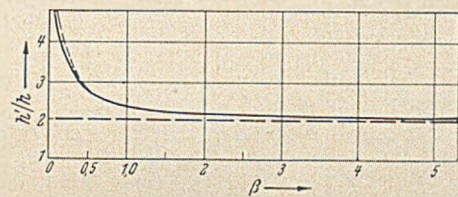


Abb. 3.

Die entsprechende Gleichung für die Knicklänge ist nach DIN 4114 [10], nach den üblichen Bezeichnungen umgeformt,

$$h' = 2h \sqrt{1 + 0,35 \left(\frac{1}{\beta} + 6\alpha \right) + 0,005 \left(\frac{1}{\beta} + 6\alpha \right)^2} \quad (18)$$

mit

$$\alpha = \frac{4 I_h}{l^2 \cdot F_h}$$

Für $\alpha = 0$ ist in Tabelle 2 das Verhältnis h'/h mit dem unseren angenäherten und dem genaueren nach Tölke vergleichsweise wiedergegeben.

Tabelle 2.

β	0	0,2	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	2	3	4	5	10	∞
h'/h (Gl. 15a)	∞	3,22	2,70	2,59	2,51	2,45	2,40	2,36	2,33	2,19	2,13	2,10	2,08	2,04	2
h'/h (Tölke)	∞	3,42	2,77	2,63	2,53	2,46	2,41	2,36	2,33	2,19	2,12	2,09	2,07	2,03	2
Din 4114	∞	3,39	2,76	2,62	2,53	2,46	2,40	2,36	2,33	2,17	2,11	2,09	2,07	2,03	2
h'/h ($\alpha = 0$)	∞	3,39	2,76	2,62	2,53	2,46	2,40	2,36	2,33	2,17	2,11	2,09	2,07	2,03	2

b) symmetrisches Knicken.

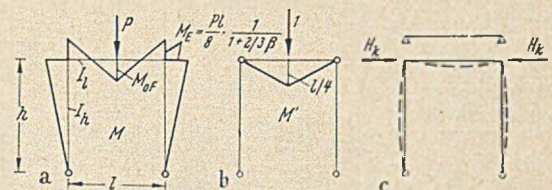


Abb. 4.

Verwendet man eine Einzellast P in der Riegelmitte, so ist die Eulerlast für das symmetrische Knicken zu ermitteln aus Gl. (14b)

$$H_k = \frac{0,811 \cdot \max M_0}{\max w_0}$$

mit

$$\max M_0 = \frac{Pl}{4} = M_{0F} + M_{0E}$$

Die max. Durchbiegung erhält man nach dem Reduktions-satz

$$w_0 = \int_0^l \frac{M \cdot M'}{EI} dx.$$

Somit

$$H_k \approx 0,811 \cdot$$

$$\frac{Pl/4}{EI_c \left[\frac{1}{3} \cdot \frac{Pl}{4} \cdot \frac{l}{4} \cdot l - \frac{1}{2} \cdot \frac{Pl}{8} \left(\frac{1}{1+2/3\beta} \right) \cdot \frac{l}{4} \cdot l \right]} = \pi^2 \frac{1}{l^2 \left(1 - 0,75 \frac{1}{1+2/3\beta} \right)} \quad (19)$$

Die Knicklänge beim sym-metrischen Knicken lautet also:

$$l_k = l \sqrt{1 - \frac{0,75}{1+2/3\beta}} \quad (19a)$$

Nach Tölke bekommt man [9]

$$H_k = \frac{EI\pi^2}{l^2} \varphi^2 = \frac{\pi^2 EI}{l_k^2} \quad (20)$$

$$l_k = \frac{l}{\varphi} \quad (20a)$$

und φ erhält man über β durch die transzendenten Gleichungen

$$-\frac{\varphi}{\operatorname{tg} \frac{\pi \varphi}{2}} = \frac{3}{\pi \beta} \quad (20b)$$

bzw.

$$-\frac{\operatorname{tg} \frac{\pi \varphi}{2}}{\varphi} = \frac{\pi \beta}{3} \quad (20c)$$

Abb. 5 zeigt den Verlauf von l_k/l und Tabelle 3 eine Zusammenstellung nach Gl. (19a) bzw. nach Tölke.

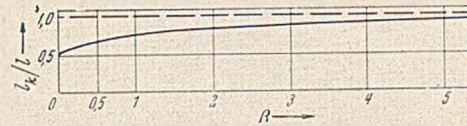


Abb. 5.

Abschließend ist zu bemerken, daß die hier abgeleitete Näherungsformel Gl. (14) durch einen Grenzübergang aus den Formeln der Verformungstheorie schon Engesser bekannt war. Ihre Anwendung zur Ermittlung von Knick-

Tabelle 3.

$\beta =$	0	0,2	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	2	3	4	5	10	∞
$\frac{l_k}{l}$ (Gl. 19a)	0,5	0,581	0,639	0,661	0,681	0,699	0,715	0,729	0,742	0,824	0,866	0,892	0,910	0,950	1
$\frac{l_k}{l}$ (Tölke)	0,5	0,562	0,617	0,640	0,660	0,681	0,697	0,710	0,724	0,810	0,855	0,883	0,902	0,944	1
Fehler in %	—	3,5	3,4	3,3	3,2	2,7	2,5	2,5	2,4	1,7	1,4	1,1	0,9	0,1	—

längen bei statisch unbestimmten Systemen zeigt die sehr gute Annäherung, wie aus dem obigen Beispiel zu ersehen ist.

Literatur.

- [1] Fr. Dischinger: Der Bauingenieur 18 (1937), S. 487.
- [2] E. Mörsch: Statik der Gewölbe und Rahmen, Teil B, Stuttgart 1947.
- [3] N. Dimitrov: Beiträge zur Verformungstheorie, Diss. T. H. Karlsruhe, 1949.
- [4] Courant-Hilbert: Methoden der math. Physik, Bd. I, Berlin 1924.
- [5] G. Hamel: Integralgleichungen, Berlin 1937.
- [6] Tamarkine: Rendiconti del Circ. mat. di Palermo (1912).
- [7] F. Schleicher: Taschenbuch für Bauingenieure, Berlin 1946, S. 208.
- [8] K. H. Lie: Praktische Berechnung von Hängebrücken nach der Theorie II. Ordnung, Diss., T. H. Darmstadt, 1940.
- [9] Fr. Tölke: Baustatik, Heidelberg 1949, S. 273.
- [10] Stahlbau-Handbuch, 1949/50, Bremen-Horn, S. 262.

Kurze Technische Berichte.

Der Bau der Bhakra-Nangal-Wasserkraftanlagen in Indien.

An der Nordwestecke Indiens ist am Sutlej die riesige Bhakra-Staumauer im Bau, die mit 207 m Höhe die zweithöchste Mauer der Welt nach der Hoover-Staumauer und mit ihrem Betoninhalt von ungefähr 4,00 hm³ die drittgrößte nach Grand Coulé und Shasta sein wird. Es ist geplant, die Bhakra-Staumauer und alle zugehörigen Bauten in einem 10-Jahresprogramm mit 260 Mio. Dollar Kosten fertigzustellen (Abb. 1).

worden (Abb. 2 und 3). Das Staubecken wird einen Gesamteinhalt von 9100 hm³ und einen Nutzinhalt von 7000 hm³ haben. Der Fluß wird während der Bauausführung durch zwei Umleitungsstollen von 15,2 m verkleidetem Durchmesser geleitet. Die Aushubarbeit an diesen je 800 m langen Stollen ist zu etwa 2/3 fertiggestellt. Geplant sind 12 vertikalachsige Francis-Turbinen von je 115 000 PS Leistung, von denen im jetzigen ersten Ausbau 4 Stück eingebaut werden sollen. Die Zuleitungen zu den Turbinen haben je 4,57 m ϕ . Die Hochwassermenge von 11 000 m³/s läßt man zum Teil als Überfall über die Mauer, zum

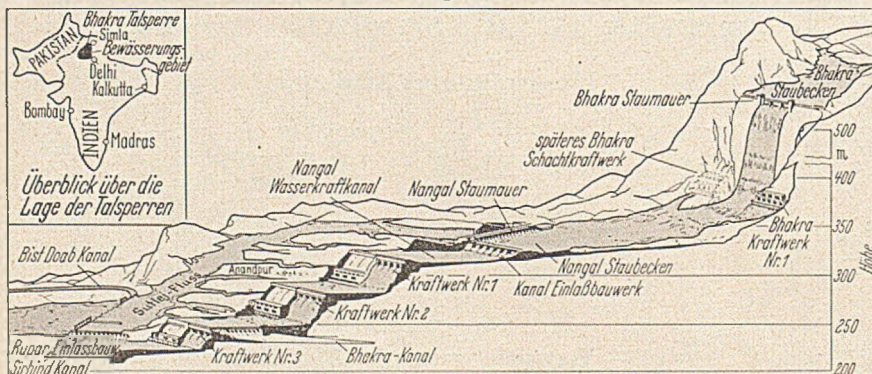


Abb. 1. Überblick über die Bhakra-Talsperre und die unterhalb liegenden Kraftwerke.

Teil durch den linksufrigen Umleitungsstollen, zum Teil durch in 3 Reihen im Höhenabstand von ungefähr 30 m übereinander angeordnete 3x8=24 Auslässe abfließen. Durch 2 Trommelwehre von je 30,5 m Länge und 8,5 m Höhe wird das Hochwasser über die Mauer abgelassen. Ein Aushub von etwa 2,25 hm³ ist geplant, mit dem aber noch kaum begonnen worden ist. Der verwitterte Felsen wird bis zu 30 m Tiefe ausgehoben. Die Gründung geschieht auf einem festen Sandstein, der nach Oberwasser unter einem Winkel von 70—80° einfällt. Die Arbeiten sind durch den Mangel an Maschinen für den Aushub und das Laden und Fördern von Erde und Fels stark behindert.

Die Nangal-Staumauer der Nangal-Talsperre, des Ausgleichbeckens der Bhakra-Talsperre von fast 30 hm³ Inhalt, ist im Gegensatz zu dieser beinahe fertiggestellt. Sie liegt 13 km unterhalb der Bhakramauer. Sie ist nur 29 m hoch und 315 m lang. Bis auf die Montage der 26 Stahlschützen von 9,15 m lichter Weite ist sie bereits fertiggestellt. Die 8 Schützen im

Einlaufbauwerk des Kanals von 7,35 m lichter Weite wurden zur Zeit der Berichterstattung bereits montiert. Abb. 4 zeigt die Nangal-Staumauer und das Einlaufwerk zum Kanal links mit den im Grundriß abgesetzten Kiesabzugsrinnen.

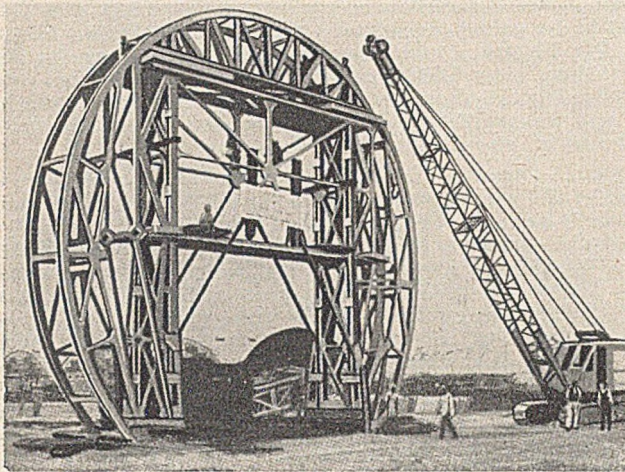


Abb. 2. Bhakra-Talsperre. Teil der verfahrbaren Rüstung zum Ausbetonieren des Umleitungskanals von 15,2 m Ø.

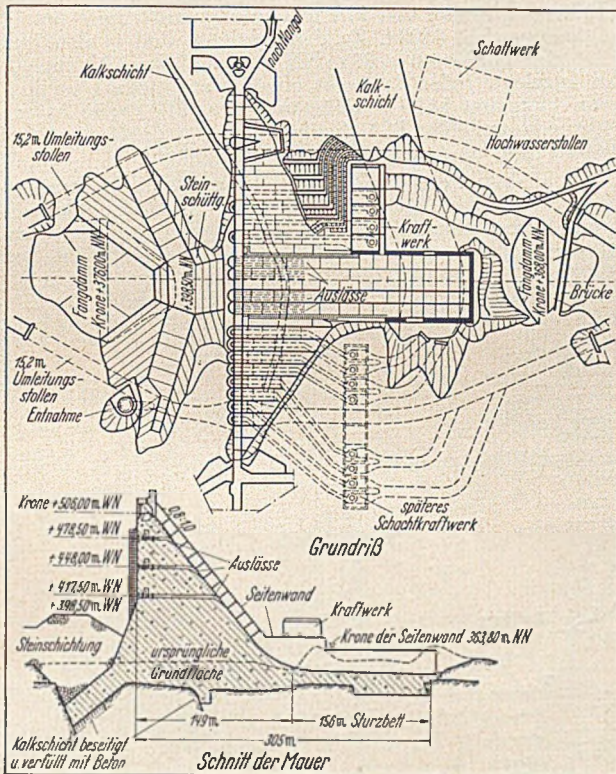


Abb. 3. Grundriß und Querschnitt der Bhakra-Staumauer.

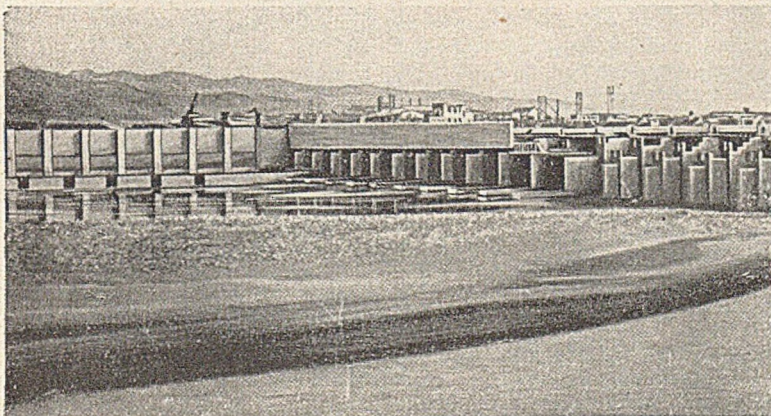


Abb. 4. Nangal-Staumauer. Links das Einlaufbauwerk zum Nangal-Wasserkraftkanal mit den davorliegenden Kies- und Sandabzugsrinnen.

Von der Nangal-Staumauer werden 355 m³/s Wasser im 61 km langen Nangal-Kanal (Abb. 1) durch 3 Kraftstufen von zusammen 76 m Fallhöhe und einer Leistung der Kraftwerke von 3 × 65 000 = 195 000 PS in den etwa 160 km langen Bhakra-Kanal geleitet, der die Hauptader des neuen Bewässerungssystems von 1,46 Mio. ha darstellt bzw. nach Fertigstellung der dritten Kraftanlage teilweise in den Sirhind-Kanal. Der Nangal-Kanal hat 6,40 m Tiefe, 28 m Sohlen- und 43 m Wasserspiegelbreite. [Nach Eng. News-Rec. 148 (1952) Nr. 13 vom 27. März, S. 79.]
Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

Buhnen aus Betonblöcken.

Zur Stabilisierung der Uferlinie am Strand der Insel Long Island, welche im Südteil ausgedehnte Stadtteile New Yorks trägt, sind seit 1948 entlang dem Long Island-Sund, also gegenüber dem Festlande, mehrere Betonblockbuhnen gebaut worden, welche eine bemerkenswert billige und besonders schnelle Bauweise für massive Buhnen aufweisen.

Die Buhnen sind etwa 60 m lang, ihr Abstand voneinander beträgt 160 m. Sie erstrecken sich von den Dünen, in denen sie wurzeln, bis etwa 9 m über die NW-Linie hinaus (Abb. 1). Jede Buhne besteht aus 40 im Querschnitt trapezförmigen Blöcken im Stückgewicht von 11 t, welche durch eine einfache

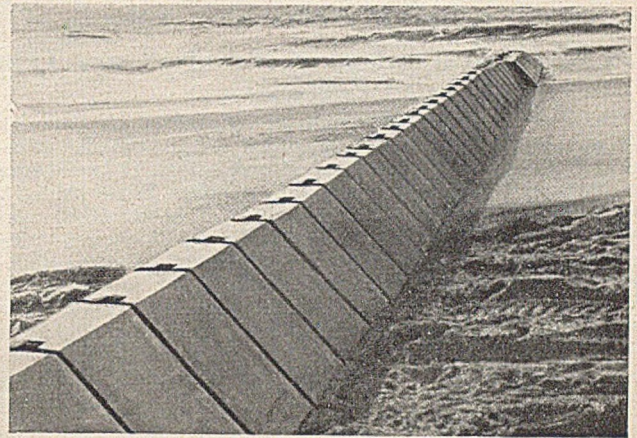


Abb. 1. Ansicht einer fertigen Buhne.

Schloßverbindung zu einer zusammenhängenden Kette vereinigt sind. Jeder fünfte Block ist im Querschnitt in allen Maßen um 60 cm breiter und dafür in der Länge um 38 cm kürzer als die Normalblöcke. Durch diese einfache Maßnahme werden in der Längsfläche Unebenheiten gebildet, welche längslaufende Wellen brechen (Abb. 2).

Die lotrechte Schloßverbindung besteht einerseits aus zwei entsprechend zusammengesetzten L-Profilen (etwa L 14), andererseits aus einem im Steg aufgetrennten I-Profil (etwa I 30). Diese Führung und Klaue bildenden Schloßteile sind durch den Block hindurch oben und unten durch 30 mm Vierkantstahl miteinander verschweißt und außerdem auf Grund von Erfahrungen mit weiteren je vier Haken aus 25 mm Vierkantstahl im Blockbeton verankert. Zwei Augenbolzen für den Transport der Blöcke vervollständigen diese fabrikmäßig vorgefertigte Bewehrung.

Die Betonierung der Blöcke erfolgte in Gruppen von 6 Stück (=Tagesleistung) in Stahlschalung mit Zwischenwänden aus

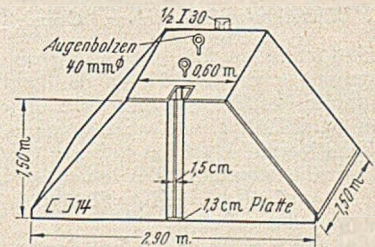


Abb. 2. Normaler Buhnenblock.

Holztafeln. Der Beton wurde als Poren-Beton mit 5 bis 5,5 % Luft verlangt und von einer Betonfabrik im Mischungsverhältnis 1 Zement : 2 Sand : 3,25 Kies geliefert. Die Ausschalung erfolgte nach drei Tagen, das Absetzen von der Pritsche nach zwölf Tagen.

Das Versetzen der Blöcke wurde, wie Abb. 3 zeigt, mit einem Zweiradkran mit Bulldogantrieb im Rückwärtsgang vom Kopf zur Wurzel hin

vorgenommen und beschränkte sich auf das Einfädeln der Schloßverbindung und das Ausbetonieren der Schloßräume. Die Arbeit am Strande dauerte je Buhne nur 5½ bis 7 Stunden. Diese schnelle Aufbaumöglichkeit dürfte die Kon-

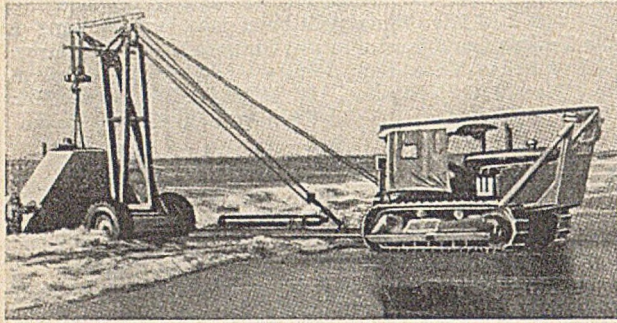


Abb. 3. Beginn der Versetzarbeit am Buhnenkopf.

struktion bei geeignetem Untergrund als Anregung interessant machen. Jede Buhne kostete bei 12 km Wassertransportweg der Blöcke im Februar 1952 nur 18 600 Dollar. [Nach Eng. News-Record 148 (1952) No. 15 v. 10. April S. 73.]

Dr.-Ing. Ernst B a c h u s , Frankfurt a. M.

Die Wasserkraftanlage von Belver am Tajo in Portugal.

Die Niederdruckwasserkraftanlage von Belver ist 1947 bis 1952 erbaut worden. Sie liegt ungefähr 170 km von der Mündung des Tajo entfernt. Das Staubauwerk enthält 12 bewegliche Schützen von 14,15 m Höhe und je 17 m lichter Weite (Abb. 1). Das Wehr wurde für ein außerordentlich hohes HHQ von 18 000 m³/s erstellt. Das ist auf ein Einzugsgebiet von etwa 60 000 km² ein HHQ von ungefähr 300 sl/km². Dieses Hochwasser bedeutet eine Wassermenge auf den lfd. m Wehrlänge von 88 m³/s. Am linken Ufer ist ein 112,5 m langes festes Wehr und für später der Bau einer Schleuse von 70 m Länge und 11 m Breite vorgesehen. Am rechten Ufer ist das Krafthaus von 80,5 m Länge mit vier Turbinen von zusammen 44 000 PS Höchtleistung erbaut worden. Die Gesamtlänge des ganzen

Auch der ganze Wehrboden und das Sturzbett sind mit Bruchstein verkleidet. Die Form des Sturzbettes wurde auf Grund von Modellversuchen festgelegt. Der Wehrboden ist durch 2 Fugen unterteilt. Darunter ist eine Entwässerung angeordnet. In seiner Längsrichtung ist das Wehr durch Fugen an beiden Seiten des Pfeilers unterteilt. Der Gründungsfelsen besteht in der ganzen Ausdehnung des Staubauwerkes aus Schiefer. Der Schiefer ist sehr wasserdurchlässig, und daher war die Herstellung einer Dichtungsschürze aus Zementinjektion notwendig. Zur Gründung der Pfeiler und des Wehrbodens wurde bis zum festeren Felsen, der in 5–6 m Tiefe unter dem Flußbett ansteht, eine Herdmauer hinabgeführt.

Die 12 Doppelschützen, deren obere als Hakenschütze ausgebildet ist, werden von einer auf den Pfeilern aufliegenden Brücke bedient. Die untere Schütze wird durch 2 waagrechte Tragbalken getragen, während die obere durch vertikale Balken dem Wasserdruck standhält. Auf die beiden Schützen zusammen kommt ein größter Wasserdruck je Öffnung von etwa 1700 t. Wassermengen bis 5000 m³/s werden nur über die Oberschütze abgeleitet. Sie wird dabei bis maximal 5 m abgesenkt. Bei größeren Hochwassermengen wird die Unterschütze angehoben. Die Sohlen- und Seitendichtung der Schützen wird mit Gummi bewirkt. Beim größten Wasserdruck ergibt sich dabei ein Sickerwassererlust, der kleiner als 220 sl je Öffnung ist. Die Schützen können elektrisch oder von Hand bewegt werden, und zwar die Oberschütze mit einer Hub- und Senkgeschwindigkeit von 0,4 m/min. und die Unterschütze von 0,2 m/min. Das Gewicht jeder Schütze beträgt 274 t ohne Berücksichtigung der Bedienungsbrücke von 27 t je Öffnung. Mit dieser beträgt das Gesamtgewicht 3800 t. Zu den Schützen sind in den Pfeilern auf den Ordinaten +38 m NN und +47,5 m NN Zugangsstollen angelegt. Jeder der sechs oberwasserseitigen Dammbalken von insgesamt 14,85 m Höhe und 17 m Stützweite hat ein Gewicht von ungefähr 20 t. Sie werden von dem auf Abb. 2 sichtbaren Kran eingesetzt.

Die 4 Turbinen des Krafthauses sind in 14 m Abstand voneinander angeordnet (Abb. 3). Die große Einlaufspirale wird von einer Rechenanlage von 14 m Breite, 10 m Höhe und 58 mm dichter Rechenöffnung abgeschlossen. Die Sohle des Kanals liegt auf Ordinate +36 m NN, die Turbinenachse auf +29,5 m NN, der Auslauf des Saugrohres auf +24,5 m NN (Abb. 4). Die Einläufe der Turbinen sind durch eine lotrechte Wand von 2,5 m

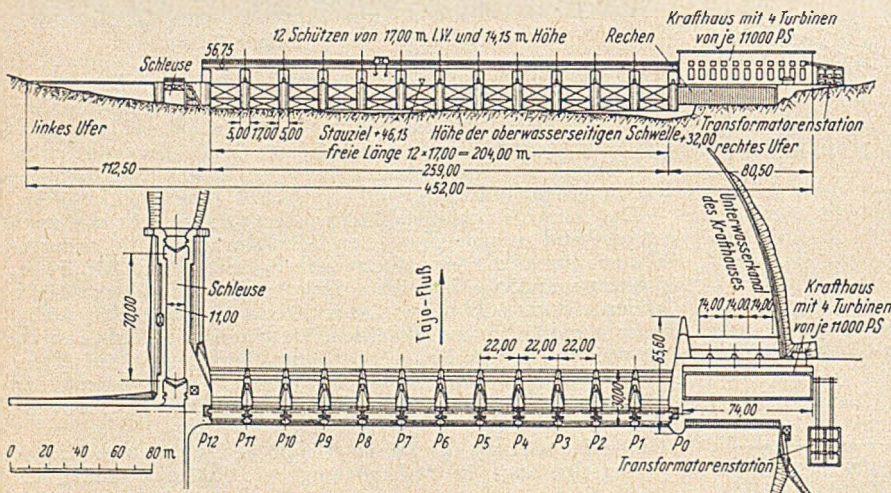


Abb. 1. Wasserkraftanlage Belver. Grundriß und Aufriß der Gesamtanlage.

Staubauwerkes ist 460 m. Die größte nutzbare Fallhöhe beträgt 15,5 m bei einer Ausbaumassermenge von 235,6 m³/s, das heißt bei einer Spende von 4 sl/km². Das Mittelwasser des Tajo ist hier aber ungefähr 355 m³/s, entsprechend einer Spende von 5,9 sl/km². Die Ausbaumassermenge könnte also fast doppelt so groß sein. Zum Vergleich sei das MQ der Oder bei Kienitz unterhalb der Mündung der Warthe erwähnt. Bei einem NG=109 000 km² beträgt das MQ = 571 m³/s, Mq = 5,3 sl/km², HHQ = 3330 m³/s. HHQ = 31 sl/km². Der Stau reicht etwa 20 km weit flußaufwärts.

Die Pfeiler des Wehres haben 5 m Breite, 2,5 m Breite in den Nischen, 29 m Länge und über 30 m größte Höhe. Die Pfeiler sind aus Beton, der zum größten Teil unbewehrt ist, erstellt worden. Die Wände der Pfeiler sind bis zu einer bestimmten Höhe mit Werkstein verkleidet. Die Sohlenhöhe ist bei allen 12 Öffnungen gleich.

Im Inneren des Trennpfeilers zum Krafthaus hin befindet sich eine Fischtreppe mit 47 cm Stufenhöhe. Der Pfeiler ist 65,7 m lang. Die Fischtreppe hat eine Länge von etwa 40 m. Der Einlauf der Fischtreppe geschieht durch vier Öffnungen, die in verschiedenen Höhen entsprechend der Schwankung des Wasserspiegels angeordnet sind.

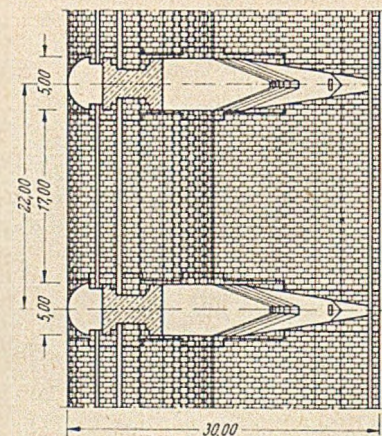
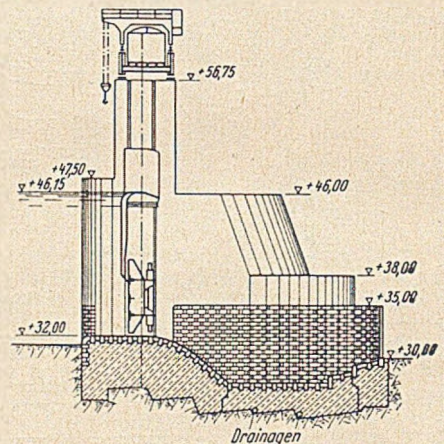


Abb. 2. Wasserkraftanlage Belver. Teilgrundriß und Querschnitt des Wehres.

Stärke voneinander getrennt. Der Einlauf selber ist noch einmal unterteilt durch eine 1 m starke Wand. Im Einlauf sind noch automatische Schützen von 5,25 m Breite und 7,4 m Höhe angeordnet, die ebenfalls elektrisch bedient werden können. Diese Schützen haben eine Hub- und Senkgeschwindigkeit von 0,9 m/min. Die acht Schützen wiegen zusammen 284 t. Der Maschinenraum liegt auf +47,5 m NN. In diesem Raum befinden sich nur die Regler der einzelnen Turbinen. Die Generatoren liegen

Bauausführung. Folgende Tiefbauarbeiten sind beim Wasserkraftwerk Belver ausgeführt worden:

Erd- und Felsarbeiten	130 000 m ³ ,
Beton	95 000 m ³ ,
Bruchsteinverkleidung	12 000 m ² ,
Eingebrachte Rundstahlmengen	1 500 t,
Schalungsarbeiten	90 000 m ² .

Das Wehr wurde in je drei Öffnungen im Schutze eines niedrigen Fangedammes auf +34,5 m NN in den Sommermonaten bei nicht sehr hohem Wasserstand gebaut. Die Umschließung der Krafthausbaugrube war dagegen weit schwieriger, denn diese mußte tiefer ausgehoben werden, bis etwa +21 m NN. Ferner mußte sie über einen Winter stehenbleiben, also die großen Winterhochwässer aushalten können. Die Fangedämme waren zum Teil aus Beton, zum Teil aus Spundwänden Larssen Profil III mit dazwischen verfüllter Erde hergestellt. Ihre Krone lag auf +45 m NN. Zum Teil diente der Trennpfeiler ebenfalls als Fangedamm (Abb. 5). Die Höhe von +45 m NN entspricht einem Hochwasser von 16 000 m³/s. Beim Trennpfeiler mußte man noch eine Spundwand mit Erdfüllung zwischen Spundwand und Pfeiler zusätzlich erstellen, denn der Pfeiler war allein nicht in stande, dem Wasserdruck standzuhalten.

Von der Baustelleneinrichtung ist noch zu erwähnen, daß die Betonzuschlagstoffe in 5 Silos von zusammen 700 m³ in den Korngrößen 0-1, 0-4, 4-10, 4-35 und 35 bis 75 mm aufbewahrt wurden. Zwei Mischer von je 0,8 m³ Inhalt stellten den Beton her. Dieser wurde mittels dreier Wolf-Turmdrehkrane mit Auslegerlängen von 24, 22 und 16 m, Last-Momenten von 36, 27 und 15 tm und einem Derrick von 15 m Auslegerlänge und 15 tm Moment der Last eingebracht. Der Beton kam in Kübeln unter dem Kran an. Er wurde mit drei verschiedenen Zementzusätzen hergestellt.

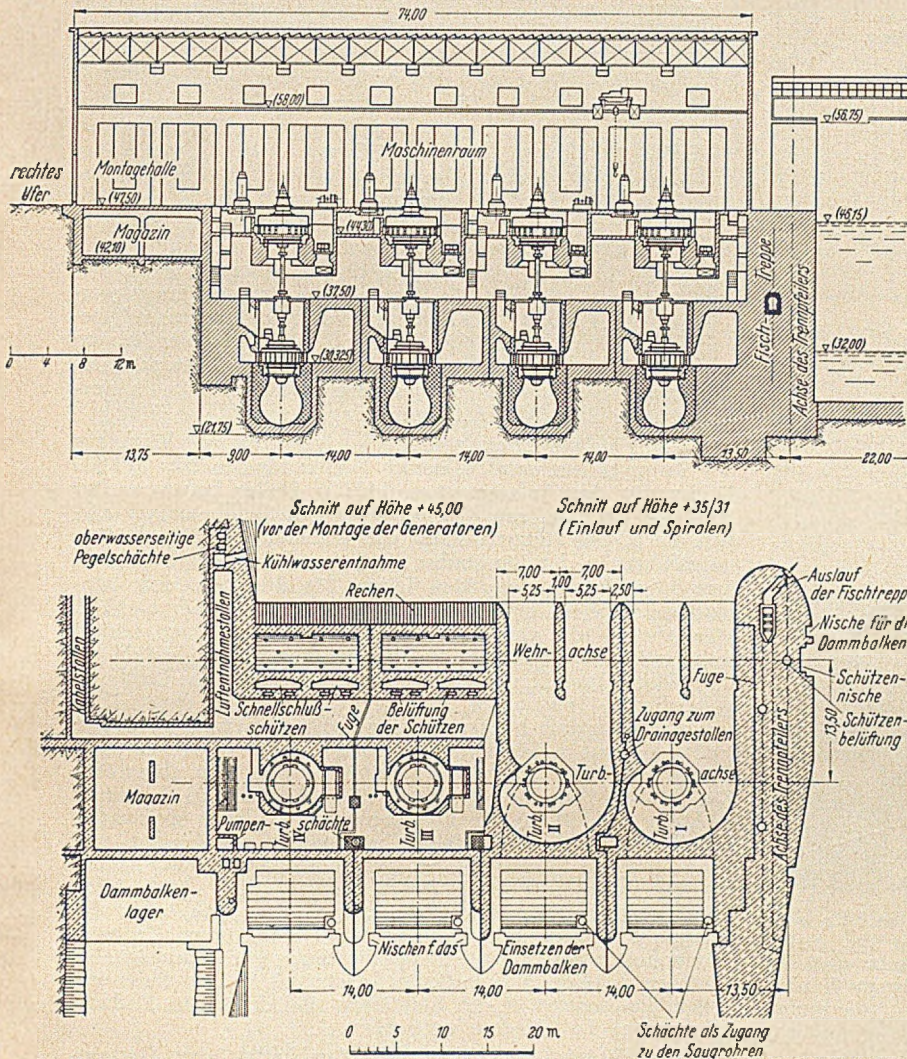


Abb. 3. Längsschnitt und Horizontalschnitte durch das Krafthaus der Wasserkraftanlage Belver.

etwas tiefer auf +44,5 m NN und reichen nur mit ihrem oberen Teil in den Maschinenraum hinein. Im allgemeinen sind die Generatoren über der Höhe eines normalen Hochwassers des Tajo gelegen. Der Hochbau des Krafthauses ist 74 m lang und 13,25 m breit. In der Halle ist seitlich ein Montageraum angeordnet. Ein Laufkran von 11,6 m Spannweite und 70 t Tragkraft dient zum Einbau der einzelnen Turbinenteile. Der Gründungs-felsen unter dem Krafthaus besteht ebenfalls aus Schiefer wie beim Wehr, aber von schlechterer Beschaffenheit, obschon man mit der Gründung des Krafthauses fast 20 m unter die Flußsohle hinabgehen mußte. Bei der Gründung ergaben sich starke Durchsickerungen, so daß man sich später entschloß, eine Dichtungsschürze als Fortsetzung der des Wehr herzustellen.

Die Gruppe Generator-Turbine hat eine Gesamthöhe von 22,5 m und ein Gesamtgewicht von 250 t. Von diesem Gewicht entfallen auf die Turbine 120 t und auf den Generator 130 t, davon auf den Rotor 80 t. Die vertikalachsigen Kaplan-turbinen sind von Escher Wyss geliefert worden. Die Maschine macht 167 U/min. Mit der Wasserauflast in der Turbine ist eine Last von insgesamt 265 t aufzunehmen. Die Generatoren erzeugen je 10 000 kVA Dreiphasenstrom von 50 Per/s bei 6350 V Spannung. Der Rotor hat 4,5 φ. In der Transformatorstation wird der Strom von 6 auf 60 kV umgespannt. Der Abschluß der Saugrohre einer Turbine besteht aus acht gleichartigen Damm-balken von 7,6 m Höhe und 9,66 m lichter Weite. Die Damm-balken wiegen zusammen etwa 40 t.

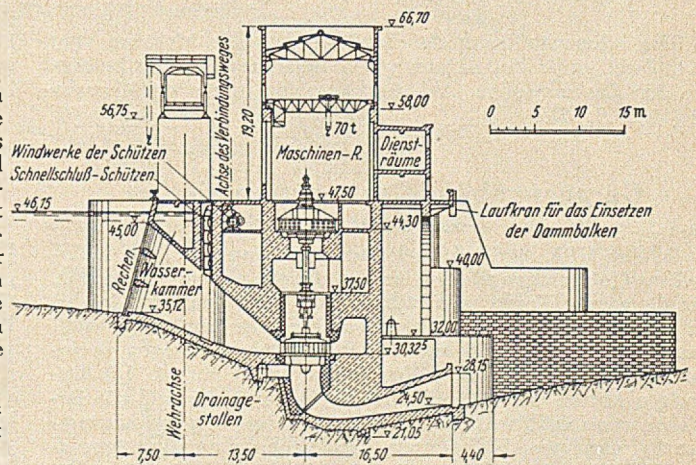


Abb. 4. Querschnitt durch das Krafthaus der Wasserkraftanlage Belver.

Beton mit 250 kg Zement je m³ Fertigbeton und Zuschlagstoffen bis 75 mm für die Pfeiler, die Wehrschwelle und Teile des Krafthauses wurde im allgemeinen ohne Bewehrung ausgeführt. Beton mit 300 kg Zement und Zuschlagstoffen bis 35 mm für alle bewehrten Betonteile. Fast das ganze Krafthaus und die Nischen des Pfeilers wurden mit diesem Beton hergestellt. Beton mit 350 kg Zement und Zuschlagstoffen bis 35 mm

wurde für die Verbindung mit dem Gründungsfelsen in einer Stärke von 40 cm aufgebracht.

Der Beton wurde mit dem niedrigstmöglichen Wasserzementgehalt, also sehr trocken in Lagen von 30 cm Höhe ein-

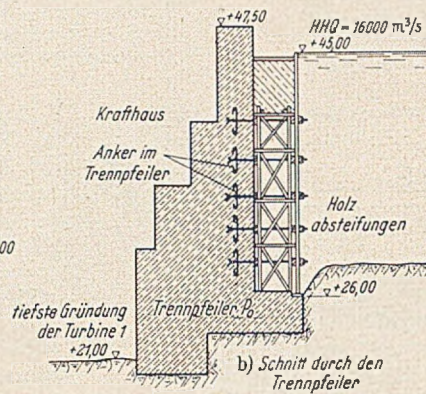
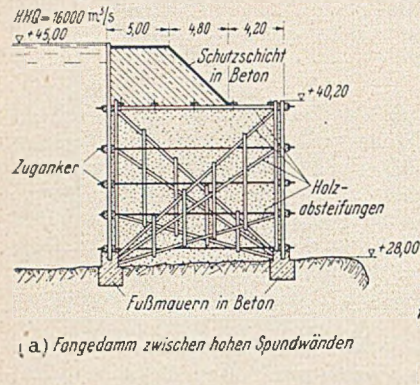


Abb. 5. Wasserkraftanlage Belver. Fangedämme der Umschließung des Krafthauses.

gebracht und mit Rüttelgeräten mit einer Frequenz von 6000 U/min eingerüttelt. Die Rundstahlbewehrung wurde zu etwa 40 % auf dem Biegeplatz fertig zusammenschweißt und so mit einem Größtgewicht von 800 kg eingebracht. Dadurch erzielte man beträchtliche Zeitersparnisse beim Einbringen der Bewehrung.

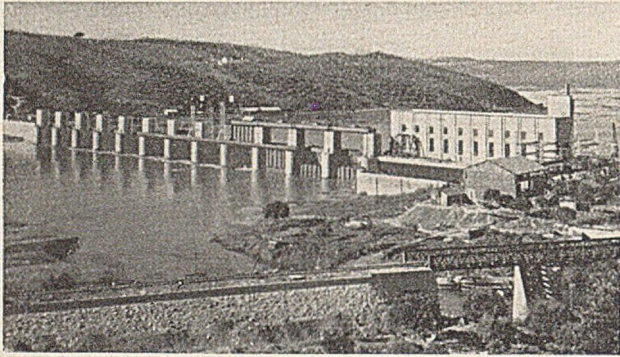


Abb. 6. Wasserkraftanlage Belver. Überblick vom rechten Ufer während der Montage der Schützen. Die Schützen der drei ersten Öffnungen sind bereits fertig abgesenkt. Die vierte ist ebenfalls fertig. Man ist gerade dabei, die Schützen in den Öffnungen 5 und 6 zu montieren. Man kann gut die auf den vorderen Pfeilerköpfen hergestellte Montagebrücke auf 6 Stützen erkennen. Die Brücke dient als Laufbahn der Portalkrane zur Montage der Schützen.

Das schwerste Stück der Schützen bei der Montage wog 28 t. Zwei große Portalkrane von je 30 t Tragfähigkeit besorgten den Zusammenbau (Abb. 6). [Nach Technique des Travaux 28 (1952) S. 157.]
Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

Garagengebäude mit automatischer Bedienung.

In den USA. sind in den letzten Jahren verschiedene mehrgeschossige Garagengebäude in Benutzung genommen worden, bei denen die Kraftwagen nahezu selbsttätig von der Einfahrt an bis an ihren Unterstellraum und wieder zurück gebracht werden. Die dazu erforderlichen mechanischen Anlagen beeinflussen in hohem Maße die Konstruktion der Gebäude. Die bisherigen Mittel, um mehr Nutzfläche zu gewinnen und die Betriebskosten herabzusetzen, waren der Einbau von doppelgängigen Spiralrampen, Halbrampen, Stockwerksgaragen mit geneigtem Fußboden und Rampen mit maximal 15 % Steigung. Die neuesten Typen von zeit- und raumsparenden Garagengebäuden sind die Stockwerksgaragen mit beweglichen Rampen bzw. mit Elevatoren, die nahezu selbständig arbeiten.

Das Garagengebäude in Beverly Hills, Calif., ist ein dreigeschossiges, offenes Stahlskelettgebäude von 46,4 · 47,5 m bebauter Fläche, kostet 427 000 Dollar und nimmt 400 Wagen auf. Mittels Druckknopfs an einer Säule kam die betreffende Rampe elektrisch um ihr oberes Lager gedreht werden, bei Stromausfall gegebenenfalls auch von Hand. Dadurch ist ein

Hindurchfahren unter der hochgeklappten Rampe möglich und wird Parkraum gewonnen. Die gesamte Anlage ist so gebaut, daß nur 2 Minuten, auch bei großem Verkehr, zur Auslieferung eines Wagens notwendig sind. Als weitere Vorteile werden angegeben: geringere Kosten der Stahlkonstruktion als bei anderen Typen der gleichen Geschoszahl, kurze Montagedauer infolge von Vorfertigung, größtmögliche Betätigungssicherheit durch erhöhte Führungsschienen zwischen den Ständen und Radlenker auf den Rampen.

Eingebettet zwischen zwei bestehenden Gebäuden ist auf einem Grundstück von 7,6 m Breite und 20,5 m Länge ein sechszehngeschossiges, fensterloses Garagengebäude von 2,14 m Geschosshöhe in Washington errichtet worden. Die „Beschickung“ mit den Autos geschieht durch 2 elektrisch betriebene Frachtaufzüge, in die die Kraftwagen durch ein elektrisch bewegtes Untergestell hereingezogen und an der gewünschten Box wieder herausgebracht werden. Der Garagenwärter im Erdgeschoß bestimmt Geschoß und Box, wo der Wagen parken soll, drückt auf einen Knopf, und der Transport des Wagens erfolgt von da an automatisch. Bei Irrtümern verhindert ein Relais die Betätigung des Elevators.

In Des Moines ist ein neungeschossiges Garagengebäude für 430 Autos gebaut worden, dessen Kosten für den Bau 315 000 Dollar, für das Aufzugssystem 146 000 Dollar betragen. Das verglaste Gebäude von 38,7 · 23,8 m ist in Stahlbetonkonstruktion mit 7,33 m Stützenabstand entsprechend drei Boxenbreiten ausgeführt. In der Längsachse liegt der durchgehende Schacht von 6,1 m Breite und 38 m Länge für drei besonders konstruierte Fahrstuhlgerüste. Es entsteht so in jedem Geschoß eine Abstellfläche von einer Boxentiefe auf der einen Längsseite und zwei Boxentiefen auf der anderen. Der Fahrstuhl für den Wagen bewegt sich lotrecht in einem durch alle Geschosse gehendes Stahlgerüst, das oben im Dachausbau an einem Kran von 23 t Tragkraft hängt und waagrecht zu bewegen ist. Am Fußboden und in der Höhe der 3. und 7. Geschoßdecke ist jedes Gerüst mit Rollen gegen die waagrechte Fahrbahn abgestützt. Die größten Geschwindigkeiten sind 61 m/min in lotrechter Richtung und 30,5 m/min in waagrecht. Es kann gleichzeitig lotrecht und waagrecht gefahren werden. Bis auf das Ein- und Ausfahren der Wagen in den Fahrstuhl oder heraus, ist der Betrieb automatisch durch Druckknopfsteuerung. Durch einen Druck wird der Fahrstuhl lotrecht bzw. das Fahrstuhlgerüst waagrecht bewegt, bis der Wagen vor seiner vom Garagenwärter bestimmten Garage steht. Ein System von Lichtsignalen zeigt an, welche Wagenstände besetzt sind. Zur Sicherung gegen Zusammenstöße der Elevatoren sind elektrische Endauschalter und Pufferfedern vorgesehen.

Viele Patente auf mechanische „Beschickung“ von Garagen sind angemeldet, aber nur einige ausgeführt worden. Wenn die Entwicklung anhält, werden diese mechanischen Parkeinrichtungen eine Revolution der Konstruktion von Garagengebäuden bringen. [Nach Eng. News-Record 148 (1952) Nr. 19 S. 59.]

A. Dürbeck, Berlin.

Der Entwurf der neuen Schleusenanlagen in Vlissingen.

Während des letzten Krieges wurden die beiden Kammer-schleusen in Vlissingen so stark beschädigt, daß eine Ausbesserung nicht mehr möglich war. Neue Schleusen aus stahlbewehrtem Beton sollen die alten ersetzen. Von den 1500 m langen Basaltmauern, am Binnenhafen entlang, waren brauchbare Teile nicht mehr übriggeblieben. Die um 1870 gebaute 20 m breite große und die 8 m breite kleine Kammer-schleuse sind fast völlig zerstört worden; allein die Fundamente blieben im wesentlichen erhalten. Die um 1930 in Betrieb genommene 35 m breite Dock-schleuse kam vergleichsweise gut davon; sie ist auf dem Luftbild, Abb. 1, links von den Trümmern sichtbar und noch brauchbar; doch einzelne Mauerstücke, zum Glück nicht die Wendemischen, sind verschwunden. Die Basaltmauer am Binnenhafen ist schon durch eine verankerte Stahlwand einige Meter vor der alten Mauer abgefangen. Der Schutz dieser Wand besteht aus einer waagrecht und lotrecht Bekleidung durch tropische Harthölzer. Die neue Kammer-schleusen-Anlage besteht auch wieder aus einer großen und einer kleinen Schleuse. Die Reste der alten Anlage werden größtenteils weggeräumt. Unbedeutende Bauteile, die dem Neubau nicht im Wege stehen, läßt man unberührt. Das Sturzbett an der Außenseite der neuen

kleinen Schleuse wird zum Teil durch die Sohle des Außenhauptes der alten großen Schleuse gebildet. Während beim Bau der Dockschleuse die damals schon bestehende Kammerschleusen-Anlage im Wege lag, so daß man sich mit einer runden Baugrube behelfen mußte, wird jetzt der Bau der neuen Kammerschleusen durch die Nähe der Dockschleuse stark behindert. Ein anderer geeigneter Platz stand nicht zur Verfügung, des-

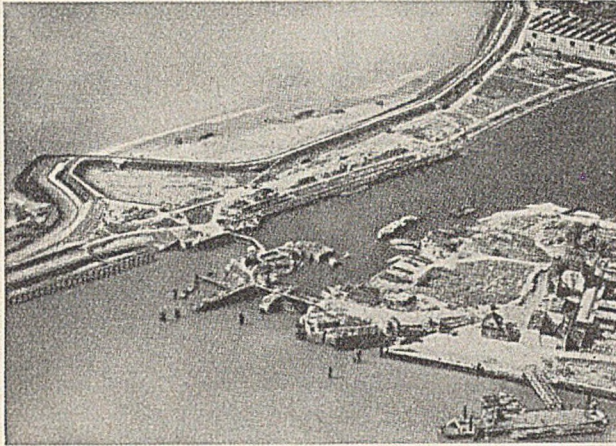


Abb. 1. Luftbild der zerstörten Schleusenanlagen.

halb mußte die Baugrube durch Fangedämme aus schweren Stahlwänden begrenzt werden. Als die Spundwände bestellt werden mußten, waren schwere Profile nicht zu bekommen; man wählte darum schwächere Profile, die, um das nötige Widerstandsmoment herauszubekommen, durch besondere Stahlwände versteift wurden.

Die neuen Kammerschleusen sind parallel zur Dockschleuse angelegt. Die große Kammerschleuse hat eine nutzbare Breite von 22,50 m, der Drempeel liegt auf $-7,9$ m (Neu-Amsterdamer Pegel), die nutzbare Schleusenlänge beträgt 138 m. Die kleine

Die kleine Schleuse kann durch Dammbalken trockengelegt werden; die große ist nicht darauf eingerichtet, weil der Bau anderenfalls zu kostspielig würde. Einzelne Teile, die der Unterhaltung bedürfen, können jedoch unter Zuhilfenahme von geschlossenen Kästen bloßgelegt werden, u. a. die Ständer und Spurzapfen.

Die Schleusen zeigen ein Trogprofil; sie sind auf Betonpfählen gegründet. Sie bestehen aus einzelnen Abschnitten, die durch Kokostauc gegeneinander abgedichtet sind. Die Nischen und Drempeel werden mit Granit verkleidet. Beim Übergang vom Betonmauerwerk auf Stahlwände sind in den Beton lotrechte tropische Hartholzbalken eingebaut, die auf einfache Weise erneuert werden können. Die Einfassung an der Oberkante bilden Stahlschwellen. Die Vorderseite der Schleusen-kammern ist über dem niedrigsten Wasserstand mit lotrechten Streichbalken versehen, auf denen Schwimmfender auf- und abgleiten können (Abb. 3). Sie werden durch Ketten, die an der Oberkante der Mauer hängen und am unteren Ende mit Stahlgewichten beschwert sind, gegen die Mauer gedrückt. Diese Gewichte besitzen eine flache Form. Sie drängen sich, wenn ein Schiff Schlagseite hat, in Nischen, die in der Mauer ausgespart bleiben. Es soll vermieden werden, daß sich die Gewichte einklemmen und sich und die Schiffe beschädigen. Schwimmfender sind für große Schiffe unentbehrlich. Die Erfahrung lehrt, daß andere Fender, z. B. Tau- oder Kokosbündel, schnell verschleiben und zerquetschen. Auch die kleine Schleuse erhält Schwimmfender, da sie nahe der See liegt und das Wasser in der Schleuse sich oft in Bewegung befindet. Erwähnenswert ist, daß die Schleuse von Hardingen keine Schwimmfender erhalten hat. Dort machen die Schiffe am ungeschützten Mauerwerk fest. Die Schleuse liegt jedoch viel weiter vom Hafenumd entfernt, und sie dient nicht zum Durchschießen großer Schiffe. Zum Verholen der Schiffe benutzt man die Poller auf den Schleusen-mauern. Die Schiffer selbst müssen die Trossen der Fahrzeuge festmachen und lösen.

Die Tore der Schleusen sind stählerne Stemmtore, die nicht mit Luftkassen ausgerüstet sind. Sie gleichen einander, so daß man nicht von unterschiedlichen Flut- und Ebbetoren sprechen kann, auch nicht von konstruktiv verschiedenen Toren des Außenhauptes und Binnenhauptes. Hierdurch wird eine größere

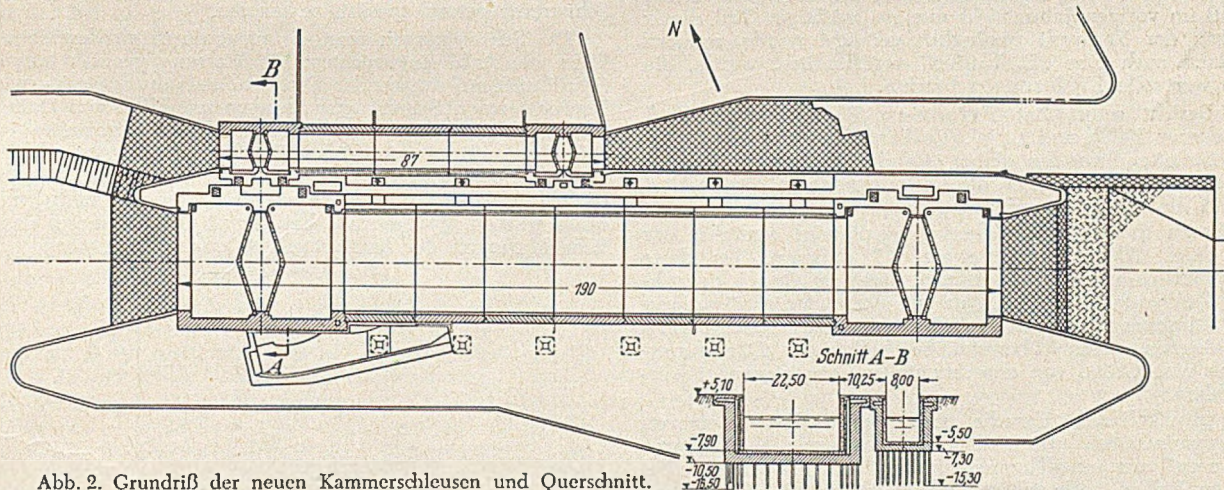


Abb. 2. Grundriß der neuen Kammerschleusen und Querschnitt.

Schleuse ist 8 m breit, der Drempeel liegt auf $-5,5$ m, diese Schleuse hat eine Länge von 65 m, die ausreicht, um zwei der am meisten vorkommenden Binnenschiffe hintereinander durchschleusen zu können (Abb. 2). Der mittlere Außenwasserstand ist bei Flut $+2$ m und bei Ebbe -2 m; der höchste Außenwasserstand $+3,92$ m und der niedrigste $-3,25$ m. Der Binnenwasserstand liegt normal auf $+0,90$ m; er kann auf $+0$ abfallen und auf $+2,50$ m angespannt werden, was nötig ist, um ein großes Schiff von der Werft nach See durchschleusen zu können. Die größeren Abmessungen der großen Schleuse werden mit Rücksicht auf die allgemein gewachsenen Größenordnungen der Seeschiffe für erforderlich erachtet. Die alte Schleuse hatte noch einen gewölbten Boden. Das Füllen der Kammern geschieht durch Schütze in den Toren, bei den kleineren Toren durch Jalousieschütze. Die Hub- und Senkgeschwindigkeit der Schütze beträgt bei der großen Schleuse $0,7$ cm/sec, bei der kleinen Schleuse $0,3$ cm/sec. Es können in die großen Tore Stromverteiler eingebaut werden, so daß beim Füllen das einströmende Wasser über den vollen Querschnitt der Kammer verteilt wird. Beim größten Höhenunterschied erfordert das Füllen der großen Schleuse 8 Minuten und der kleinen 5 Minuten.

Zahl von Reservetoren gespart. Es genügen für die acht Tore zwei Reservetore. Die Tore sind durchweg geschweißt. Im waagrechten Schnitt sind sie rechtwinklig. Abgerundete Ecken hätten eine kostspieligere Konstruktion ergeben. Das Gewicht der großen Tore beträgt 70 t; das sind 410 kg/m² der Ober-

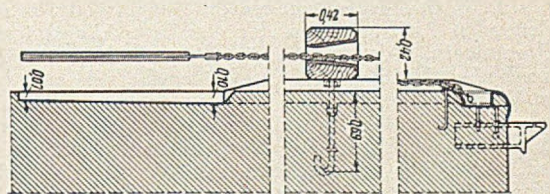


Abb. 3. Schutz der Schleusenmauern durch Streichbalken und Schwimmfender.

fläche, so daß sie mit einem nicht allzu schweren Bock eingehängt und ausgewechselt werden können. In Anbetracht des Umstandes, daß die Schleuse sehr nahe an der See liegt, ist zu erwarten, daß die Tore beim Kentern der Tide gegeneinander

schlagen oder klappen. Deshalb sollen die Außentore miteinander verriegelt und die Stahltore biegefest gebaut werden. Die kleine Schleuse ist mit Toren aus tropischem Hartholz und Jalousieschützen versehen. Auch bei ihnen wird kein Unterschied zwischen Flut- und Ebбетoren gemacht. Die Bewegung treiben elektrische Motoren an, und zwar $7\frac{1}{2}$ PS die großen und 2 PS die kleinen Tore. Zwischen Motor und Windwerk sind Flüssigkeitspuffer eingeschaltet, um Stöße unschädlich zu machen. Die Dauer für das Öffnen und Schließen der Tore beträgt 120 sec bei der großen und 72 sec bei der kleinen Schleuse. Sowohl die Schütze der Stahltore als auch die der Holztor werden elektrisch betrieben.

Beide Schleusen kann ein Mann bedienen; mit dem Festmachen der Schiffe hat er nichts zu tun. Die Besatzungen der Binnenschiffe müssen sich allein helfen. Die Trossen der Seeschiffe werden durch besondere Festmacher angeschlagen. Jedoch soll ein Schleusenmeister stets anwesend sein, der den gesamten Betrieb leitet und die Verwaltungsarbeiten wahrnimmt. Insgesamt soll die Bedienungsmannschaft aus 2 oder 3 Leuten bestehen. Nachts sowie an Sonn- und Feiertagen wird ein Mann für den Betrieb genügen.

Die Gesamtkosten der Bauarbeiten sind auf reichlich 11 000 000 DM geschätzt. Der Bau der Schleusenanlagen ist für etwa 5 200 000 DM an holländische Firmen übertragen, wozu zu bemerken ist, daß der Bewehrungsstahl, die Stahlpundwände und Nebenarbeiten vom Staat besorgt werden. [Nach J. P. Josephus Jitta und J. G. Snip: De Ingenieur 64 (1952) Nr. 25 S. B. 79.]
Erich Bunnies, Hamburg.

Schwingungsdämpfung in Hängebrücken.

Bei der zahlenmäßigen Berücksichtigung von Dämpfungseinflüssen in einer Schwingungsuntersuchung ist man im allgemeinen darauf angewiesen, experimentell gefundene Werte als Grundlage zu benutzen. Leider sind Berichte über derartige Messungen bei Brückenschwingungen in der Literatur noch recht spärlich.

Umfangreiche Versuche dieser Art, geschickt geplant und sorgfältig durchgeführt, bildeten einen Teil der Arbeit des „Forschungs-Ausschusses für Hängebrücken“, der in den USA. nach der Tacoma-Katastrophe zusammentrat. Es ist dankenswert, daß im vorigen Jahre nicht nur ein wichtiger Teil dieser Messungen der Fachwelt zugänglich gemacht wurde, sondern daß sodann auch eine „Diskussion“ veröffentlicht wurde, die mehrere wertvolle Ergänzungen brachte.

Der Bericht selbst hat Friedrich Bleich, New York († 17. Februar 1950), und L. W. Teller, Washington, zu Verfasser. Einleitend werden einige einfache theoretische Studien wiedergegeben mit dem Ziel, das Ordnungsprinzip für die Versuche und die Auftragung der Ergebnisse festzulegen.

In diesen theoretischen Überlegungen wird zunächst der Begriff einer „Dämpfungskapazität“ ψ definiert. Da diese jedoch praktisch in enger Beziehung steht zu dem „logarithmischen Dekrement“ δ (das sich bei geschwindigkeitsproportionaler Dämpfung bekanntlich als Konstante ergibt), wird nachher vorwiegend dieses δ benutzt, bei beliebigem Dämpfungsgesetz als eine Größe von experimentell zu bestimmender Veränderlichkeit.

Der physikalischen Ursache nach können drei Arten von Dämpfungseinflüssen unterschieden werden: 1. „Innere Dämpfung“ aus unvollkommener Elastizität (Hysteresis), bei genieteten Balken auch aus geringer plastischer Nachgiebigkeit in den Nietverbindungen. Für die innere Dämpfung wird ein Ansatz von derselben Form gewählt, wie er bei der geschwindigkeitsproportionalen Dämpfung (z. B. „viskoser Dämpfung“) vorliegt: Das logarithmische Dekrement wird als konstant betrachtet, die Amplituden nehmen also nach der bekannten Exponentialkurve ab. — 2. Dämpfung durch äußere Reibung, z. B. in den Endstützungen des Trägers oder in etwaigen gleitenden Auflagerungen der einzelnen Längsträger auf den Querträgern. Als Ansatz für diese Reibung wird das Coulombsche Gesetz benutzt; dabei ergibt sich auf theoretischem Wege, daß zwei Typen solcher Coulomb-Dämpfung zu unterscheiden sind. Beim ersten nimmt das Dekrement hyperbolisch mit der Amplitude, also linear mit fortschreitender Zeit ab, der zweite Typ ist wiederum von der Art der viskosen Dämpfung. Im allgemeinen ist das Dekrement als Summe zweier entsprechender Anteile anzusetzen, wenn auch z. B. bei symmetrischen Schwingungsformen der erste, bei antisymmetrischen der zweite Typ vorherrscht. — 3. Die atmosphärische Dämpfung, also durch Luftwiderstand, lag an sich außerhalb dieses Forschungsprogrammes. Dieser Fall wird aber von G. S. Vincent, Seattle (Wash.) in seinem Diskussionsbeitrag erörtert; dabei setzt er das Dekrement als Summe von zwei Anteilen

an, von denen der eine von der Amplitude unabhängig ist, während der andere linear mit ihr wächst oder abnimmt.

Das Ziel der Untersuchungen war, über die vorgenannten Gesetzmäßigkeiten einzelne Angaben zu gewinnen. Messungen an fertigen oder an Modell-Brücken liefern nur die Gesamtdämpfung, daher mußte man im Laboratorium bleiben und Konstruktionsteile prüfen, deren Eigenschaften in geeigneter Weise verändert werden konnten. Die Mehrzahl der Versuche wurde an einem Stahl-Fachwerkstabe durchgeführt, daneben standen zwei nicht-zusammengesetzte Stahlstäbe von gleichen Längen und gleichem Trägheitsmoment zur Verfügung, der eine mit einem H -Querschnitt, der andere mit vollem Rechtecks-Querschnitt. Der Fachwerkträger hatte 24,3 cm Höhe,

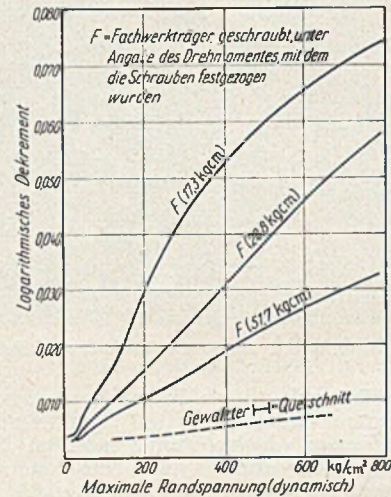


Abb. 1. Innere Dämpfung.

30,5 cm Hauptträgerabstand und zeitweise 11,25 m, zeitweise 8,63 m Länge. Alle Knotenpunkte waren geschraubt, um bei verschiedenen starken Anpressungen (d. h. Anzugsmomenten der Schraubenmutter) messen zu können.

Die Schwingungen wurden erregt durch gleichzeitiges Auslösen von Anhängengewichten, die Messung geschah teils durch Schreibstift auf rotierender Trommel, teils durch Oszillographen. Ferner wurden Spannungsmessungen mit Hilfe von Dehnungsmessstreifen durchgeführt, und zwar in Brückenmitte in der Randfaser. (Bei einigen der Ergebniskurven sind daher die Dekremente in Abhängigkeit von der Spannung aufgetragen, diese Diagramme müssen sozusagen von rechts nach links gelesen werden, da natürlich bei Beginn des Versuches das zeitliche Maximum der Randspannung am höchsten war.)

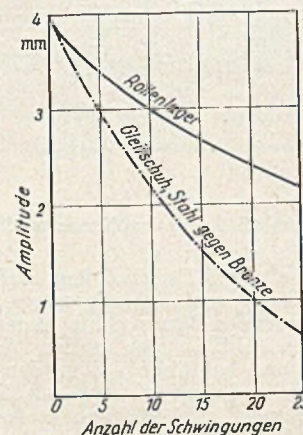


Abb. 2. Äußere Dämpfung in den Brückenlagern.

Um einen Einblick in die Messergebnisse zu ermöglichen, sollen nachfolgend einige von den experimentell gefundenen Kurven wiedergegeben werden. Abb. 1 behandelt den Fall der inneren Dämpfung; Für den H -Stab ist das Dekrement praktisch eine Konstante im Werte 0,004 bis 0,007 je nach der dynamischen Maximalspannung. Im Fachwerkstab ist die Dämpfungsfähigkeit wesentlich stärker, und zwar liegt sie um so höher, je weniger straff die Schraubenmutter angezogen sind. Eine Nebenuntersuchung dazu hat gezeigt, daß die Passung der Schrauben (es wurden gewöhnliche Maschinenschrauben mit speziellen Paßschrauben verglichen) sich kaum bemerkbar macht.

Abb. 2 zeigt eins der Diagramme zur äußeren Dämpfung nämlich die schnellere Amplituden-Abnahme, wenn das Rollenlager am einen Trägerende durch ein Gleitlager ersetzt wird. Bei anderen Versuchen zur Coulomb-Dämpfung wurden mechanische Bremsen, je eine an jedem Trägerende, benutzt, bei denen ebenfalls Stahl auf Bronze glitt, und zwar unter verschiedenen Anpressungskräften.

Abb. 3 behandelt die äußere Dämpfung im Falle einseitig beweglicher Längsträgeranschlüsse. Die wirklichen Verhältnisse wurden dadurch nachgeahmt, daß das Fachwerk mit einem Stahlblech-Deck, 5 mm stark und 20 cm breit, versehen wurde, das aus fünf einseitig befestigten Abschnitten bestand; die gleitenden Abschnitten wurden mit Gewichten von sinngemäßer Größe angepreßt. Die erhebliche Wirkung dieser Anordnung, insbesondere auch bei geringen Amplituden, ist aus Abb. 3 zu erkennen. Um den Einfluß des durch das Stahldeck vergrößerten Luftwiderstandes abzusondern, wurde ein Kon-

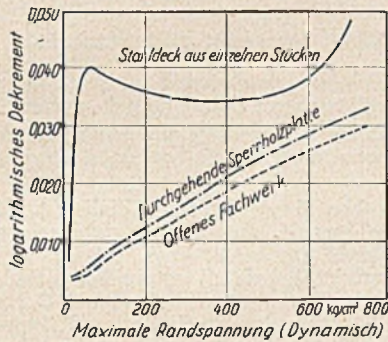


Abb. 3. Äußere Dämpfung in beweglichen Längsträgeranschlüssen.

trollversuch mit einem Sperrholzdeck von gleicher Flächen-größe, aber ohne Reibungswirkungen und ohne Vergrößerung der Träger-StEIFigkeit, durchgemessen.

G. S. Vincent empfiehlt in der Diskussion, die beiden unteren Kurven der Abb. 3 nicht zur Beurteilung der atmosphärischen Dämpfung zu benutzen, da dabei das Eigengewicht der Brücke eine Rolle spielt und das Versuchsfachwerk in dieser Hinsicht keine Modellähnlichkeit mit irgendeiner Großausführung hatte. Für rohe Überschlagsberechnungen gibt Vincent eine Formel an, die er in Modellversuchen für die zweite Tacoma-Brücke gefunden hat: das atmosphärische Dekrement bei Vertikalschwingungen könne mit

$$\delta_{av} = 0,0035 + 0,0214 \eta$$

(η = Amplitude in engl. Zoll) angesetzt werden. — Übrigens vermißt man im Bericht einschl. der Diskussion einen Hinweis auf den Umstand, daß bezüglich der atmosphärischen Dämpfung ein Sonderfall vorliegt, wenn periodisch wirkende Luftkräfte eine Brückenschwingung „anfachen“.

Zum Abschluß sind für einige der untersuchten Fälle gemessene und gerechnete Ergebnisse (letztere z. B. mit einer Reibungszahl 0,141 Stahl auf Bronze) zusammen aufgetragen, um den z. T. sehr guten Grad der Übereinstimmung zu zeigen.

Von den übrigen Diskussionsbeiträgen wird im Zusammenhang mit Abb. 1 die Beobachtung interessieren, daß die Dämpfungsfähigkeit in Nietverbindungen mit zunehmendem Alter abnimmt. Ferner werden die Vorschläge Bleich's zur Vergrößerung der Dämpfung in Hängebrücken begrüßt und zur Anwendung empfohlen, um die in Einzelfällen schon ausgeführten künstlichen Bremsvorrichtungen überflüssig zu machen. Der Wunsch, Schwingungsversuche an fertigen Hängebrücken kennenzulernen, wird z. T. bereits erfüllt durch A. Selberg, Trondheim (Norwegen), der in seinem Diskussionsbeitrag auf seine Veröffentlichung im Band 10 (1950) der Abh. Intern. Ver. Brückenbau-Hochbau hinweist. [Nach Proc. Amer. Soc. Civ. Eng., 77 (1951), Sonderdrucke Nr. 61 und D-61.]

F. W. Waltking, Düsseldorf.

Schweißkonstruktionen unter dynamischer Beanspruchung.

Die Britische Schweiß-Forschungsgesellschaft (British Welding Research Association) veröffentlicht einen Bericht über umfangreiche Versuche an Probekörpern, die Schweißkonstruktionen des Schiffbaues nachgebildet sind. Anlaß zu diesen Versuchen waren Ermüdungsbrüche in geschweißten Stößen in Schiffspannen und -Blechaussteifungen.

Dementsprechend wählte man die in Abb. 1 u. 2 dargestellte Grundform der Probestücke und versetzte sie in Eigenschwin-

gungen. Innerhalb von 4 Stunden waren etwa 1 000 000 Schwingungen durchlaufen. Der Schwingungsausschlag konnte dabei der Höhe der gewünschten Biegerandspannung angepaßt werden. Jeder auftretende Riß veränderte die Schwingungsfrequenz derart, daß der Erreger außer Takt fiel und sich selbsttätig stillsetzte.

Diese Versuche hatten den Vorteil, mit verhältnismäßig geringem Zeit- und Kraftaufwand eine Menge Versuchsstücke durchzuprobieren. Zwar war die Beanspruchung bei keiner ganz genau erfassbar, insbesondere nicht bei den verschiedensten Variationen der Stoßausbildung. Sie setzte sich theoretisch im wesentlichen aus zwei Belastungs- und Spannungszuständen zusammen und war daher kaum eindeutig in ihrer Höhe bestimmbar. Immerhin hatte diese Belastung den Vorteil, daß sie der im Schiffkörper vorkommenden Beanspruchung der Schiffshaut und der Aussteifungen ziemlich ähnlich war. Die Belastung des Bleches durch den Wasserdruck wurde durch die Massenträgheit

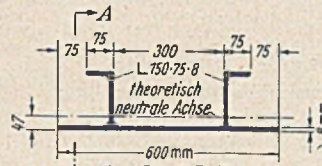


Abb. 1. Querschnitt der Versuchsstücke.

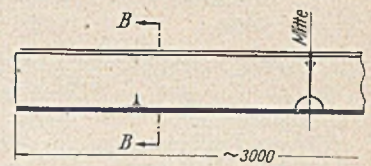


Abb. 2. Längsschnitt der Versuchsstücke.

des schwingenden Bleches ersetzt und die größere Belastung der Steifen ebenfalls durch ihre eigenen, größeren Massenträgheitskräfte.

Die Hauptbelastungs- und Spannungszustände bestanden in einer Längsbiegung und in einer Querbiegung der Probestücke. Die zugehörigen Spannungsdiagramme für die Spannungsstufe ± 8 sind in Abb. 5 und 6 jeweils an die außenliegende Faser angetragen worden, wo die Beanspruchung mittels elektrischer Dehnungsmessung in den gekennzeichneten Punkten abgelesen wurde. Ob und inwieweit die gegenseitige Beeinflussung dieser Dehnung bei der Feststellung der örtlichen Spannung in den beiden Hauptrichtungen berücksichtigt wurde, geht aus dem

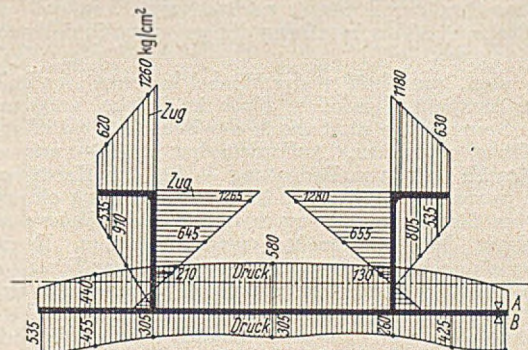


Abb. 5. Spannungen aus Längsbiegung im Mittenquerschnitt, Laststufe 8.

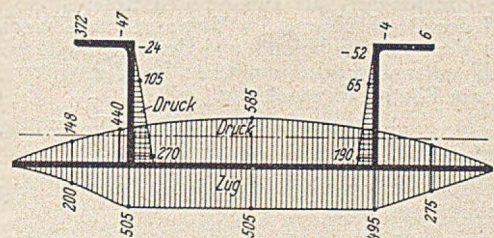


Abb. 6. Spannungen aus Querbiegung im Mittenquerschnitt, Laststufe 8.

Bericht nicht hervor. Auch ist nicht mit Sicherheit zu erkennen, ob der Umkehrpunkt für die Längsschwingung, zu dem das Diagramm Abb. 5 gehört, zeitlich genau mit dem Augenblick der Spannung aus der Querschwingung gemäß Abb. 6 zusammenfällt. Die Beantwortung dieser beiden Fragen wird vielleicht zu einer Klärung für die größere Spannung der Oberfläche A gegenüber der Oberfläche B im Spannungsdiagramm Abb. 5 führen.

Über die Beschaffenheit und Herstellung der einzelnen Proben ist noch folgendes erwähnenswert:

Verwendet wurden im wesentlichen Bleche von 8 mm Stärke, 600 mm Breite, 3000 mm Länge und $\angle 75 \cdot 150 \cdot 8$. Die chemische Zusammensetzung des Stahles war folgende:

	Blech	Winkel
Phosphor	0,033 ‰	0,013 ‰
Schwefel	0,075 ‰	0,040 ‰
Silizium	Spuren	0,004 ‰
Magnesium	0,460 ‰	0,620 ‰
Kohlenstoff	0,108 ‰	0,184 ‰
Kupfer	0,095 ‰	0,278 ‰
Nickel	0,120 ‰	0,320 ‰
Arsen	0,030 ‰	0,032 ‰
Zinn	0,018 ‰	0,030 ‰
Chrom	0,042 ‰	0,038 ‰
Molybdenum	0,025 ‰	0,040 ‰
Stickstoff	0,0035 ‰	0,0050 ‰
Aluminium	0,004 ‰	0,005 ‰
Alaun	0,002 ‰	0,002 ‰

Folgende Festigkeitseigenschaften wurden festgestellt:

	Blech kg/mm ²	Winkel kg/mm ²
Zugfestigkeit	40,6—41,1	47,0—51,1
obere Fließgrenze	30,2	32,2—32,8
untere Fließgrenze	27,4—27,7	31,0—33,4
Längsdehnung in ‰	37—38	33—39
Querkontraktion	62—71	62—67
Vickers Härte	108—129	130—149

Die Probestücke wurden teils in Laboratorien, teils in Schiffbauwerkstätten hergestellt. Die mikroskopische Untersuchung zeigte das normale gleichmäßige Gefüge guten Baustahls.

Wenn in der Aussteifung ein Stoß vorgesehen war, so wurde dieser zumeist zuvor geschweißt und dann erst die zusammengesetzte Aussteifung an das Blech geschweißt. Bei der Herstellung der Stumpfnähte in den Aussteifungen wurde grundsätzlich die Wurzel bis zur halben Materialstärke ausgekreuzt und nachgeschweißt. Eine schlechte Einbrandstelle war anfänglich die Winkelkante mit der verstärkenden Ausrundung. Nach verschiedenen anderen Versuchen hat man an dieser Stelle die Ausrundung quer zur Naht auf eine kurze Länge ebenfalls ausgekreuzt und wieder nachgeschweißt, so daß auch an dieser Stelle eine Verschweißung des gesamten Querschnittes gewährleistet war.

Bei allen Stumpfstößen der Winkel hat man eine halbkreisförmige Aussparung auf dem Blech im Winkel vorgenommen, um die Stumpfnähte nicht durch die Kehlnähte zwischen Blech und Winkel zu stören. Außerdem hat man — und das ist grundsätzlich wohl von Bedeutung — bei der Herstellung die Proben paarweise derartig fest in eine Vorrichtung eingespannt, daß keine Biegeformänderung in irgend einer Weise durch die Herstellung der Schweißnähte entstehen konnte. Es mußten sich also sämtliche Schrumpfungen in plastischer Formänderung des benachbarten Baustoffes auswirken. Dieses zeigte sich auch in entsprechenden Fließfiguren an den Stellen, wo die Walzhaut abgefallen war. Selbstverständlich wurden die Schweißnähte nach bestimmten Regeln (Pilgerschrittverfahren) gelegt.

Eine anfänglich unternommene Röntgenprüfung zeigte im geringen Umfang jedoch überall die bekannten Fehlstellen sowohl in den Stumpf- als auch in den Kehlnähten. Da aber während der Durchführung der Versuche kein Zusammenhang zwischen dem Röntgenbefund und der ausgehaltenen Schwingungszahl erkannt wurde, unterblieb bei den weiteren Probestücken die Röntgenuntersuchung.

Untersucht wurden folgende verschiedene Typen mit je 4 Proben:

A. ungestoßene, durchlaufende Aussteifung mit durchlaufender Kehlnaht am Blech befestigt.

B. wie A, jedoch unterbrochene und versetzte Nähte, (d. h. abwechselnd auf der Außen-, dann auf der Innenseite des Winkels kurze Nahtstücke), Abb. 8 c.

C. Steife in der Mitte mit Stumpfnah gestoßen, Anschluß im Blech wie bei B, Schweißwulst abgeschliffen.

D. wie C, jedoch mit Rechtecklasche verstärkt.

E. wie C, jedoch mit Rautenlasche verstärkt, Abb. 3.

Diese 5 Typen waren die Grundtypen. Die Schweißnähte für die Befestigung der Laschen waren verhältnismäßig dick. Sie füllten die ganze Kehle aus und waren bei der Rautenlasche so geschliffen, daß die am Winkel liegende Abmessung größer blieb als die an der Lasche liegende Abmessung. Außerdem

wurde auch diese Naht in der Nähe der Stumpfnah des Winkels unterbrochen, um eine gegenseitige Störung zu vermeiden.

Für jeden Typ wurden zunächst 4 Probestücke hergestellt. Da insbesondere die ersten Typen eine große Zahl von Spannungswechseln aushielten und z. T. erst bei höherer Beanspruchung brachen, wurden die Proben A 4, B 3 und B 4 vor der Untersuchung abgeändert. Um den Einfluß einiger Maßnah-

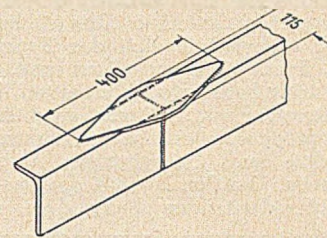


Abb. 3. Stumpfnah mit Rautenlasche.

men zu erforschen, die anscheinend im Schiffbau üblich sind, entschloß man sich noch zur Herstellung folgender Probestücke:

F. An der Probe A 1 wurden die Winkel durchgesägt und lediglich mit einer schmalen, 5 cm breiten, Rechtecklasche außen verlascht.

G. An 2 Proben B wurden die Winkel durchgesägt, die Schmitte wieder stumpf miteinander verschweißt, und die Schweißstelle durch ein zusätzliches, seitlich angeschweißtes Winkelstück verstärkt. Bei der so entstandenen Probe G 1 blieb die Schweißnaht unbearbeitet, wobei sie bei G 2 glatt gefeilt wurden. Der Verstärkungswinkel liegt mit seinem oberen Schenkel neben dem oberen stumpf geschweißten Schenkel, — nicht etwa darüber — und die Enden sind so zugespitzt, daß die Spitze in der oberen Biegefasern liegt.

K. Da die Stellen der beginnenden Verstärkung bei G 1 und G 2 stets Anlaß zu den ersten Brüchen gaben, kam Gardener, einer der Mitarbeiter an den Versuchen, auf den Gedanken, diesen Beginn der Verstärkungen möglichst in die neutrale Zone zu verlegen und er wandelte die Form des in G benutzten Winkellaschenstückes so ab, daß die Zuspitzung an der unteren Faser des Laschenwinkels liegt (Abb. 4). Während die

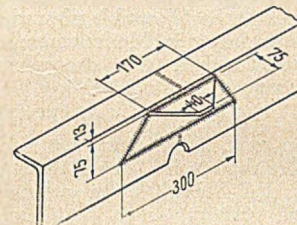


Abb. 4. Gardener Lasche.

erste derartige Probe aus dem recht frühzeitig gebrochenen Versuchsstück F hergestellt wurde, wurden 4 weitere ganz neue Proben K 21 und 22 und K 31 und 32 hergestellt. Bei K 21 und 22 verlief die Zuspitzung unter 45°, während bei K 31 und 32 die Zuspitzung schärfer bis unter 30° verlief. Ob der erwähnte Vorschlag, diese Verstärkungswinkel, deren Wirkungsweise sich als nicht schlecht herausgestellt hatte, durch aus Blech gebogene Winkel zu ersetzen, gut ist, erscheint mir noch fraglich, weil diese Anregung durch Versuche noch nicht erprobt wurde und immerhin zu befürchten ist, daß unter der Kaltverformung Schäden im Material beim Verschweißen zutage treten.

C 11 und 12 ist eine Abwandlung der Proben C 1 bis 4. An ihnen wurde der Schweißwulst nicht abgeschliffen.

C 21 bis 24 stellen ebenfalls insofern eine Abwandlung der Proben C 1 bis 4 dar, als letztere unter Wasserstoffschutz geschweißt wurden.

C 31 und C 32 sind wie C 21 bis 24 hergestellt worden, jedoch nicht abgeschliffen.

D 21 bis 24 sind die gleichen Proben wie D 1 bis 4 mit Rechtecklaschen, jedoch wurden sie im äußeren Teil nur so hoch beansprucht wie die entsprechenden Proben ohne Verstärkung durch Rechtecklaschen.

E 21 bis 24. Hier gilt das gleiche unter Zugrundelegung der Form E 1 bis 4 mit Rautenlaschen.

H 1 und 2 stellen Proben dar mit ungestoßenen Aussteifungen, die aber mit großen Aussparungen zwischen den kurzen Kehlnahtstücken am Blech versehen sind (Abb. 9 u. Abb. 8 b).

Tabelle.

Ausführungsart der Proben	Bezeichnung	Spannungsstufe	Zahl der Schwingungen bis zum Bruch bzw. Versuchsende	Rissbeschreibung
Blech mit aufgenieteten \square -Steifen ohne Stoß.	N 1	± 8	2 611 900	Zuerst versagte 1 \square -Steife, die durch Rost stark beschädigt war. Versuch ohne Bruchergebnis beendet und mit höherer Spannung fortgesetzt. Bruch begann an der Stelle der höchsten Beanspruchung in 1 \square -Steife. Versuch ohne Bruchergebnis beendet und mit höherer Spannung fortgesetzt. Bruch begonnen an der Stelle der höchsten Biegespannung in 1 \square -Steife. Bruch entstand durch Reibung an einer Stelle geringer Spannung, nämlich am Lagerungsrahmen. Diese ausgebesserte Probe brach genau wie vor der Ausbesserung.
	N 2	± 8	19 914 760	
	N 3	± 9	1 035 500	
		± 8	25 303 860	
	N 4	$\pm 8,5$	1 486 680	
		$\pm 8,5$	1 974 920	
			709 060	
Blech mit \square -Steifen ohne Stoß, mit durchlaufender Kehlnaht angeschweißt.	A 1	± 8	11 601 740	Versuch ohne Bruchergebnis beendet und mit höherer Spannung fortgesetzt. Bruch durch Risse an der Einbrandkerbe längs der Kehlnaht. Bruch durch Risse an der Einbrandkerbe längs der Kehlnaht. wie A 1.
	A 2	± 9	1 136 360	
	A 3	± 8	6 508 000	
		± 7	17 254 000	
		± 8	11 254 000	
Blech mit \square -Steife ohne Stoß, mit unterbrochener versetzter Kehlnaht.	B 1	± 8	3 835 340	Bruch beginnt mit Rissen im Blech bzw. im Winkel, ausgehend vom Beginn eines Schweißnahtstückes etwa 30 cm außerhalb der Mitte.
	B 2	± 8	4 717 940	
Blech mit \square -Steifen ohne Stoß, mit unterbrochener nicht versetzter Schweißnaht.	J 1	± 8	1 195 540	Bruch beginnt mit Rissen an der Einbrandkerbe entlang den Kehlnähten.
	J 2	± 8	2 793 400	
Wie bei J, jedoch mit ausgebrannten Aussparungen im \square zwischen den Nahtstücken.	H 1	± 8	1 451 050	Brüche zeigten sich in den Kerben an den Umkehrstellen der kurzen Schweißnähte, andere entlang den Schweißnähten und wieder andere als Risse unter 45° im Winkel, ausgehend von der Ausbrennung.
	H 2	± 8	1 568 760	
Wie bei II, jedoch ausgestanzt.	H 11	± 8	1 161 590	Brüche beginnen nur mit Rissen in den Schweißnahtkerben entlang den Kehlnähten und an ihren Umkehrstellen.
	H 12	± 8	1 138 680	
	H 13	± 8	1 324 560	
	H 14	± 8	973 380	
Blech mit \square -Steife ohne Stoß, jedoch mit 2 Bohrlöchern.	M 1	$\pm 8''$	513 080	Risse beginnen an einer Lodiante.
	M 2	$\pm 8''$	401 900	
Blech mit \square -Steife mit Stumpfstoß, bearbeitete Naht und mit normalen Elektroden geschweißt.	C 1	± 8	584 180	Brüche gehen von Schweißsporen aus, die sich in der Naht in der Winkelwurzel befinden, und gehen mitten durch die Stumpfnaht.
	C 2	± 8	902 500	
	C 3	± 7	2 941 200	
	C 4	± 6	1 707 520	
Wie C 1—4, jedoch unbearbeitete Naht.	C 11	± 8	573 000	wie bei C 1—4.
	C 12	± 8	1 034 620	
Wie C 1—4, jedoch mit Wasserstoffschutz der Elektroden.	C 21	± 8	1 495 560	Riß außerhalb der Stumpfnaht. Riß infolge Blitzeinschlag 25 cm neben der Stumpfnaht. Bruch infolge Reibung am Lagerungsrahmen. Er wurde ausgebessert. Bruch außerhalb der Stumpfnaht und dazu nochmals wie vorher. Bruch an der Ausnehmung unter der Stumpfnaht an der Umkehrstelle der Kehlnaht.
	C 22	± 8	691 240	
	C 23	± 8	1 567 580	
	C 24	± 8	930 840	
		± 8	1 056 180	
Wie C 11—12 mit Wasserstoffschutz.	C 31	± 8	1 118 560	Risse an der Kerbe der Querstumpfnaht.
	C 32	± 8	2 734 140	
Wie C 1—4, jedoch in 2 verschiedenen Schiffbauanstalten hergestellt.	O 1	± 8	1 747 800	Risse durch die Stumpfnaht. O 2 war absichtlich schlecht geschweißt.
	O 2	± 8	906 320	
	O 3	± 8	1 188 560	
	P 1	± 8	711 320	Risse entlang der Kerbe der Stumpfnaht. P 3 und P 4 waren absichtlich schlecht geschweißt.
		P 2	± 8	
P 3		± 8	505 040	
P 4		± 8	341 840	
Blech mit \square -Steife mit Stumpfnahtstoß und Rechtecklaschen, Kehlnähte gut bearbeitet.	D 1	$\pm 8'$	389 760	Risse zeigen sich stets am Beginn der Kehlnaht, mit der die Lasche angeschweißt wurde.
	D 2	$\pm 8'$	470 000	
	D 3	$\pm 6'$	3 740 780	
	D 4	$\pm 6'$	7 620 140	
	D 11	$\pm 8''$	379 340	
	D 12	$\pm 8''$	155 280	
	D 13	$\pm 6''$	338 320	
	D 14	$\pm 6''$	777 800	
Wie D, jedoch mit Rautenlaschen, d. h. am Ende zugespitzt.	E 1	$\pm 8'$	850 460	Riß am Ende der Kehlnaht für die Lasche.
	E 2	$\pm 8'$	669 780	
	E 3	$\pm 6'$	19 982 300	Riß an der Kreuzung der Laschen- und Flanschante.
	E 4	$\pm 6' \pm 7'$	20 202 840	
				6 333 480
	E 11	$\pm 8''$	2 108 100	Riß am Ende der Kehlnaht und am Kreuzungspunkt der Kehlnaht.
	E 12	$\pm 8''$	2 214 920	
	E 13	$\pm 6''$	18 132 680	Riß am Ende der Kehlnaht in einer Steife und am Kreuzungspunkt der Kehlnaht an der anderen Steife.
$\pm 6''$		4 454 440		
Offener Stoß mit schmaler Lasche.	F	± 8	46 620	Riß durch die Mitte der Lasche.
Stumpfnahtstoß mit Nebenwinkel, oben zugespitzt.	G 1	$\pm 6'$	87 280	Riß am Ende der Lasche.
	G 2	$\pm 6'$	270 240	
Stumpfnahtstoß mit Nebenwinkel, unten zugespitzt nach Gardener.	K 1	$\pm 8''$	757 110	Risse beginnen an der Kehlnaht an den Winkellaschenenden.
	K 11	$\pm 8''$	408 460	
	K 12	$\pm 8''$	882 180	
	K 21	$\pm 8''$	637 380	
	K 22	$\pm 8''$	1 334 740	
Stumpfnahtstoß mit Innenwinkel, nur im horizontalen Schenkel zugespitzt.	L 1	$\pm 8''$	242 540	Risse beginnen an der Kehlnaht an den Winkellaschenenden.
	L 2	$\pm 8''$	313 220	
	L 3	$\pm 8''$	378 140	
	L 4	$\pm 8''$	617 900	

Die Nahtstücke liegen einander gegenüber und die Aussparungen waren zwischen den Nahtstücken ausgebrannt.

J 1 und 2 sind Vergleichsstücke hierzu mit den gleichen unterbrochenen und gegenüberliegenden Schweißnähten; bei ihnen fehlen jedoch die Aussparungen.



Abb. 9. Aussteifungswinkel mit Aussparungen an den nicht verschweißten Stellen.

L 1 und 2 besitzen stumpf verschweißte Stöße im Aussteifungswinkel, wobei die Stoßstelle durch einen innenliegenden angeschweißten Winkel verstärkt wurde. Die Proben wurden in einer Schiffsbauwerkstatt hergestellt.

L 3 und 4 sind gleiche Proben wie L 1 und 2, wobei die Schweißnaht lediglich überkopf gelegt wurde.

O 1 bis 3 sind gleiche Proben wie C 11 und 12, jedoch in einer Schiffsbauwerkstatt hergestellt. Dabei wurde im Probestück O 1 die Wurzel der Naht ausgekreuzt. Probestück O 2 wurde weder ausgekreuzt noch von Schlacke gereinigt, obwohl auch dieses von beiden Seiten geschweißt wurde. Probestück O 3 wurde auch nicht ausgekreuzt, aber von der Schlacke gereinigt, ehe die andere Seite nachgeschweißt wurde.

P 1 bis 4 wurde in einer anderen Schiffsbauwerkstatt ausgeführt, wobei P 1 und 2 eine gute, sorgfältige Ausführung darstellen sollten und bei P 3 und 4 lediglich eine Ausführung liegen sollte, die die üblichen Fehler enthält.

Zu den Proben P ist noch zu erwähnen, daß bei diesen die getrennten Winkelstücke bereits am Blech angeschweißt waren, ehe der Stumpfstoß verschweißt wurde. Lediglich wurde ein Bereich von etwa 45 cm nach beiden Seiten der Stoßstelle erst nachträglich mit dem Blech verschweißt.

H 11 bis 14. Diese sind die gleichen Proben wie H 1 und 2, jedoch waren die Aussparungen nicht ausgebrannt, sondern ausgestanzt.

M 1 und 2 sind Proben wie B, jedoch mit 2 Bohrlöchern von 21 mm ϕ im abstehenden Schenkel.

N 1 bis 4 sind Proben mit U-Steifen an Stelle der Winkelsteifen, ohne Stoß und am Blech durch Nietung befestigt.

4 weitere Probestücke mit genieteten Stößen wurden nicht mehr untersucht.

Auswertung der Versuche. Das Ergebnis aller Versuche ist in der Tabelle S. 31 übersichtlich so zusammengestellt, daß die Zahl der ausgehaltenen Schwingungen und Lastwechsel als auch die Art der Zerstörung bei jedem Versuch zu erkennen ist. Dabei wurde die Reihenfolge gegenüber dem Originalbericht so abgeändert, daß ein schnellerer Vergleich möglich wird.

Die Spannungsstufen $\pm 6 \pm 7 \pm 8 \pm 8,5 \pm 9$ bedeuten, daß im Winkel und am Ansatz des horizontalen Schenkels folgende Spannung gemessen wurde:

950 kg/cm ²	1340 kg/cm ²
1110 kg/cm ²	1420 kg/cm ²
1260 kg/cm ²	

Bei 6' und 8' wurden die Spannungen von 950 kg/cm² und 1110 kg/cm² an der Stelle der größten Spannungskonzentration gemessen, d. h. vor dem Beginn der Lasche. Bei 6'' und 8'' wäre die Spannung 950 bzw. 1110 kg/cm² in der Mitte der Stützweite erreicht worden, wenn keine Laschen angesetzt worden wären, d. h. die Probe würde den gleichen Biegemomenten ausgesetzt wie die nicht gestoßenen Proben. Die vorher genannten Spannungsstufen (6' und 8') waren kleiner.

Aus den angegebenen Versuchsergebnissen ist folgendes zu entnehmen, wobei zu berücksichtigen ist, daß die Folgerungen jeweils nur aus einer geringen Zahl von Versuchen, nämlich aus nur 2 bis höchstens 4 Versuchen gezogen worden sind. Die störenden Einflüsse auf die Festigkeit einer Schweißnaht sind aber so zahlreich und so groß, daß eine größere Zahl von Versuchen diese Ergebnisse teilweise wieder umstoßen könnten. Außerdem ist grundsätzlich zu beachten, daß beim Verlauf der Linie, die das Dauerfestigkeitsgesetz darstellt, in den Bereichen höherer Spannungen die Zahl der ausgehaltenen Wechsel schnell abnimmt, wogegen bei Spannungen in der Nähe der Dauerfestigkeit die Zahl der ausgehaltenen Wechsel sehr stark zunimmt. Es ist ja bekannt, daß bei einem Material, das 2000000

Lastwechsel ausgehalten hat, man normalerweise annimmt, daß es unter der gleichen Spannung dann auch noch viele weitere Millionen Lastwechsel aushält.

Der Vergleich der Proben zeigt, daß die Konstruktionen mit durchlaufenden Aussteifungen die größte Dauerfestigkeit hatten. Aufgenietete Steifen hatten eine höhere Dauerfestigkeit als aufgeschweißte Steifen mit gleichmäßig durchlaufenden Kehlnähten. Es folgen gemäß ihrer Güte die weiteren Konstruktionen B, J, H. Bei gegenüberliegenden Nahtstücken (b) für die Befestigung der Aussteifungswinkel am Blech ging die Konstruktion eher zu Bruch, als bei versetzten Schweißnähten (c). Eine der Ursachen hierfür wird in der größeren Steifigkeit dieser mit 2seitigen Nahtstücken versehenen Stelle zu suchen sein.

Weiter aber wird sicherlich die größere Verformung des Baustoffes an diesen Stellen das Material beeinträchtigt haben, weil das starre Festhalten der Proben bei ihrer Herstellung kein Schrumpfen der Schweißnaht zuließ, oder die Schrumpfung des Schweißgutes eine starke Verformung des benachbarten Grundbaustoffes erzwang.

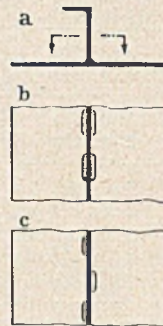


Abb. 8. Befestigung des Aussteifungswinkels mittels unterbrochener und nicht versetzter Kehlnaht (8b) bzw. mit unterbrochener versetzter Kehlnaht (8c).

Die Kerben an den Umkehrpunkten zeigten sich besonders schädlich und waren bei H 1, H 2, H 11, 12, 13, 14 die Ausgangspunkte der ersten Risse. Auch hier spricht eine größere Verformung des Grundbaustoffes als Ursache mit. Von stärkerem Einfluß war allerdings das Vorhandensein schärferer Kerben, die an diesen Stellen durch das Ab- und Wiederansetzen der Elektrode beim Schweißen entstanden.

Die Ausschnitte im Winkel zwischen den Schweißnahtstücken setzten weiterhin die Dauerfestigkeit herab. Sondersbarerweise haben die Proben H 11 bis 14 weniger ausgehalten als die Proben H 1 und H 2. Bei H 11 bis H 14 waren nicht die ausgestanzten Aussparungen Anlaß zu Rissen, wie es die ausgebrannten Aussparungen bei H 1 und H 2 waren. Die ersteren (H 11 bis 14) versagten nämlich zuerst an den Schweißkehlnähten, wogegen bei den letzteren (H 1 und 2) diese Risse erst später eintraten.

Aus den verschiedenen Proben C mit einfachem, geschweißtem Stumpfstoß läßt sich kein Gesetz über die Verbesserung der Konstruktion durch Abschleifen der Nahtwülste herleiten. Der Berichterstatter vermutet, daß die Bearbeitung zu grob war und grobe Schleifriefen die Ursache frühzeitigen Bruches waren.

Im allgemeinen zeigte sich, daß vermutlich die verbliebenen Schweißporen in der Winkelwurzel die Ausgangspunkte der ersten Risse waren. Eine bessere Schweißung wurde offenbar durch ein Schweißen unter Wasserstoffschutz erzielt (C 21 bis 32). Dabei wurden die Schweißnähte selbst so gut, daß sie nicht den Anlaß zum Bruch darstellten; der Bruch ereignete sich vielmehr im Grundbaustoff der Nachbarzonen. Es scheint die empfindlichste Zone, die normalerweise unmittelbar neben der Schweißnaht liegt, lediglich etwas verlagert worden zu sein.

Die in den Schiffsbauwerkstätten hergestellten Proben ohne Laschen waren teils (O 1 bis O 3) besser als die gleichen Laboratoriumsproben, teils (P 1 bis P 4) aber auch entschieden schlechter. Es mag sein, daß hier nicht die bestgeeignete Elektrode vorhanden war, oder die gewählte Elektrode für den vorliegenden Baustoff ungeeignet war.

Ein Vergleich der geschweißten Stumpfnähte C, O und P mit einer durchgehenden, nicht geschweißten Aussteifung, jedoch mit einem Bohrloch im abstehenden Schenkel von 21 mm ϕ (Proben M), zeigte, daß eine mittelmäßige Schweißung immer noch besser ist, als der Materialverlust durch ein Bohrloch von obiger Größe.

Die Proben mit aufgeschweißten Laschen zeigten durchweg schlechte Ergebnisse. Hieran sind im wesentlichen die Spannungsspitzen schuld, die vor dem Übergang zum laschenverstärkten Querschnitt auftreten müssen. Dazu kommt noch, daß gerade an dieser Stelle eine Beeinträchtigung des Grundbaustoffes durch die Schweißnaht in Form einer Aufhärtung und Versprödung eintritt. (Abb. 7 gibt über die Aufhärtung und die gefährdete Stelle charakteristischen Aufschluß).

Wenn nach den vorliegenden Versuchen überhaupt noch die Hervorhebung eines Unterschiedes zwischen der Güte der Verbindungen mit verschiedenartigen Laschen erlaubt sein mag, so sei darauf hingewiesen, daß die Verstärkung mit der Rechtecklasche (D) die schlechtesten Ergebnisse lieferte, daß ferner die Proben mit der rautenförmigen Lasche (E) zum Teil recht brauchbare Verbindungen darstellen, die aber von dem Berichterstatter als zu teuer für die Praxis abgelehnt werden und daß schließlich die Proben mit Verstärkungen aus Winkelstücken (G, K, L) ganz unterschiedlich sind, je nachdem, wie diese Stücke geformt sind.

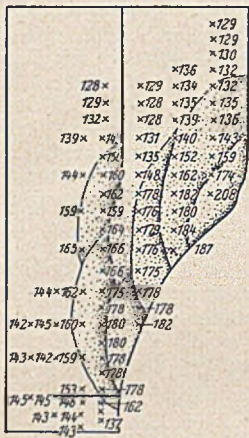


Abb. 7. Härteprüfung nach Vickers an der Probe D2.

Es ist überhaupt die Formgebung der Verstärkungslasche von ausschlaggebender Bedeutung. Die Tatsache, daß bei den Proben E 11 und E 12 die Kehlnähte mit einer feinen Feile bearbeitet worden sind, wird vom Berichterstatter als Ursache für die gute Haltbarkeit angesehen.

Für eine endgültige Folgerung sind aber 2 Proben eine zu kleine Grundlage. Diese Sorgfalt sei aber auch zu teuer.

Bei den Verstärkungen durch Winkelstücke haben sich die Formen K am besten bewährt. Hier beginnt die Verstärkungslasche in der neutralen Zone. Die Formen G sind dagegen sehr schlecht, was sicherlich darin zu suchen ist, daß die Verstärkungslasche in der Zone der größten Beanspruchung beginnt. Die Herstellung der Winkellasche K wird auch noch als zu teuer für die Reparatur von Schiffsschäden, d. h. für die Praxis angesehen, und es wird empfohlen, diese Winkel aus dreieckförmigen Blechstücken zu knicken. Hierzu muß aber erwähnt werden, daß gerade der Kaltverformungsvorgang neue Gefahrenmomente mit sich bringt. Über derartige Versuche konnte noch nicht berichtet werden. Die Form K nach Gardener scheint aber die einzige bisher gefundene Möglichkeit darzustellen, eine minderwertige Stumpfschweißung ausreichend zu verstärken (Abb. 4).

Die große Zahl der durchgeführten Versuche, deren Durchschnittsergebnisse anschließend nochmals kurz zusammengestellt werden und die mit der Absicht unternommen wurden, eine brauchbare und nicht zu aufwändige Ausbesserung schadhafter Schiffsspanten und Steifen zu finden, bestätigen weitgehend die in Deutschland gefundenen Ergebnisse über die Dauerfestigkeit von Schweißverbindungen. Auch zeigen sie deutlich die gefährdeten Stellen in dynamisch beanspruchten Bauwerken, die größtenteils in der Formgebung der einzelnen Verbindungen zu suchen sind. Es mag eine geeignete Elektrode solche Verbindungen verbessern, doch kann selbst die beste Elektrode die Spannungshäufung und damit die Gefährdung des Bauwerkes an Stellen unvermittelter Querschnittszunahme nicht beheben. Die Stumpfnah ohne irgendwelche Querschnittsänderung ist allen anderen Verbindungen bei geeigneter Elektrode speziell in dynamisch beanspruchten Bauwerken überlegen. Ob sie allerdings weder in ihrem eigenen Baustoff noch in den Nachbar-

zonen der Nähte die anfängliche Güte des Baustoffes erreicht bzw. bestehen läßt, ist nicht mit Sicherheit zu bejahen.

Zusammenstellung der Durchschnittszahlen der ausgehaltenen Schwingungen in Stufe ± 8 .

Kennzeichen	Beschreibung der Proben	Zahl der Proben	Durchschnittszahl der Schwingungen
Ungestoßene Steifen			
N	aus 2 U-Eisen	2	22 609 310
A	aus L-Steifen mit durchg. Kehlnaht	3	9 787 910
B	aus L-Steifen mit unterbr., versetzter Kehlnaht	2	4 276 640
J	aus L-Steifen mit unterbr., nicht versetzt. Kehlnaht	2	1 994 470
H	aus L-Steifen mit ausgebrannten Aussparungen	2	1 509 900
H	aus L-Steifen mit ausgestanzten Aussparungen..	4	1 149 550
M	aus L-Steifen mit gebohrtem Loch	2	457 490

Stumpf verschweißte Stöße in L-Steifen

C 1, 2	Stumpfnah bearbeitet . . .	2	743 340
C 11, 12	Stumpfnah nicht bearbeit.	2	803 810
C 21, 23, 24	Schweißung unter Wasserstoffschutz, bearbeitet . .	3	1 700 050
C 31, 32	Schweißung unter Wasserstoffschutz, un bearbeitet	2	1 926 350
O	aus Schiffswerkstatt X . . .	3	1 280 890
P 1-4	aus Schiffswerkstatt Y . . .	4	499 300

Zusätzlich verlaschte Stumpfstöße

D 11, 12	mit Rechtecklasche	2	267 310
E 11, 12	mit Rautenlasche	2	2 161 510
K 11, 12	Gardener Winkellasche 45°	2	645 320
K 21, 22	Gardener Winkellasche 30°	2	1 036 060
L	mit Innenwinkel (normale Schiffsbau Praxis)	4	387 950

Die Untersuchung von Schweißverbindungen auf dem Wege der Resonanzschwingungen scheint eine durchaus brauchbare Methode zum Vergleich der Güte verschiedener Verbindungen darzustellen. Sie erlaubt — und das ist ihr größter Vorzug — mit geringem Energie- und Zeitaufwand eine Menge von Versuchen unter annähernd gleichen Bedingungen durchzuführen. Andererseits gehört aber auch, wie es bei den in Heft 5 der Welding Research beschriebenen Versuchen der Fall war, der Zusammenschluß namhafter Unternehmen und die Bereitstellung von Mitteln und Fachleuten dazu, solche Versuche mit Erfolg durchzuführen. Es ist zu erwarten, daß die verschiedenen Versuche durch weitere ergänzt werden. [Nach Welding Research 5 (1951) S. 219 r.]

Dr.-Ing. E. Kesper, Dortmund.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Hanker, Robert, Dipl.-Ing. Dr., o. Prof. TH. Wien: Eisenbahnerbau. Die Grundlagen des Gleisbaues. 256 S., Gr. 17,5 · 25 cm, mit 258 Abb. Wien: Springer-Verlag, 1952. Ganzleinen 43,20 DM.

In flüssigem Stil bietet Hanker eine sehr gründliche, systematisch aufgebaute Darstellung des Eisenbahngleises, wie sie seit Jahrzehnten nicht mehr erschienen ist. Zu allen Punkten nimmt er auch kritisch Stellung. 249 Quellenangaben zeigen, daß sich die Arbeit auf ein tiefgehendes Studium des Schrifttums stützt.

Zunächst macht uns H. mit der Geometrie des Gleises vertraut. Anschließend behandelt er die Schienenformen und das Tragvermögen des Gleises, wobei er der Oberbauberechnung breiten Raum widmet. Schwellen und Bettung folgen, dann die Befestigungsarten der Schiene auf der Schwelle sowie der

Schienen untereinander. Hierauf wendet sich H. der Führung der Fahrzeuge im Gleise zu und legt dabei das Hauptgewicht auf die bisher noch kaum im Zusammenhang dargestellten Wechselbeziehungen zwischen Fahrzeug und Gleis. Nachdem er das Verlegen des Gleises besprochen hat, stellt er die Gleisunterhaltung und die Sonderbauarten des Oberbaues dar. Schließlich gibt er in einem Anhang in verbesserter Form seinen 1922 erstmalig veröffentlichten Vorschlag für einen neuen Schwellenschienenoberbau auf Querschwellen bekannt. — Die Gleisverbindungen bleiben einem besonderen Bande vorbehalten.

Leider schließt das Werk im wesentlichen mit dem Ende des zweiten Weltkrieges ab. Daher ist über die neueste Entwicklung des Oberbaus (Spannbeton Schwelle, lückenlos geschweißtes Gleis, maschinelle Gleisverlegung, neuere Gleismess-technik) darin nur wenig zu finden. Aus dem gleichen Grunde

sind eine Reihe von Angaben überholt, die früheren Ausgaben der Vorschriften für den Oberbau der Deutschen Bundes- bzw. Reichsbahn entnommen sind.

Trotz dieses wahrscheinlich mit den Zeitverhältnissen entschuldigen Mangels stellt das Werk eine äußerst wertvolle Bereicherung des Schrifttums dar. E. Massute, Hannover.

Stewart, Ralph W., Chefig. der Stadt Los Angeles (USA.): **Die Traversen-Methode.** Ein geometrisch anschauliches Verfahren zur strengen Berechnung biegeunfester Stabwerke. Ins Deutsche übertragen und für deutsche Verhältnisse vollständig neu bearbeitet von Prof. Dr.-Ing. Adolf Kleinogel, Darmstadt. 108 S. Gr. 17 · 24,5 cm, mit 167 Bildern und 6 Zahlentafeln. Berlin: Verlag W. Ernst u. Sohn, 1952. Geh. 17,50 DM.

Die von R. W. Stewart angegebene „Traversen-Methode“ zur strengen Berechnung von Tragwerken aus biegesteifen Stäben ist dadurch gekennzeichnet, daß außer Knoten- und Stabdrehwinkeln „Traversenknickwinkel Δ “ und die den Knickwinkeln I entsprechenden Stabendmomente M als Stabfestwerte S in die Rechnung eingeführt werden. Dadurch ergibt sich die einfache Beziehung $M = \Delta S$. Knotendrehwinkel, Stabdrehwinkel und Traversenknickwinkel sind ebenfalls durch einfache Gleichungen auseinander abzuleiten und zu gewinnen. Der „Traversenzug“ stellt einen gebrochenen Linienzug dar, der dem Verlauf der Biegelinie entspricht und anschaulich leicht gewonnen werden kann.

Die von Kleinogel vorgenommene Bearbeitung gibt eine sehr klare und leicht verständliche Einführung und Darstellung der Zusammenhänge und zeigt die Anwendung des Verfahrens auf Stabwerke mit unverschieblichen und verschieblichen Knotenpunkten. Es können Einfeldbelastungen, aber auch Gesamtbelastungen unmittelbar untersucht werden. Der Rechnungsgang wird am Durchlaufbalken und an Rahmentragwerken eingehend erläutert. E. Kohl, Braunschweig.

Scheer, Leopold: **Was ist Stahl?** Einführung in die Stahlkunde für Jedermann. 9. Aufl. 109 S., Gr. DIN A 5, mit 49 Abb. u. 1 Tafel. Berlin - Göttingen - Heidelberg: Springer-Verlag, 1952. DM 5,70.

Das Buch soll in knapper, allgemein verständlicher Form in das Grundsätzliche des Aufbaues und der Eigenschaften des Werkstoffs Stahl einführen. Behandelt werden zunächst die physikalisch-chemischen Grundlagen der Stahlkunde, vor allem das Zustands-Diagramm Eisen-Kohlenstoff; es folgen kurze Darlegungen über die Wärmebehandlung. Eingehender werden dann die verschiedenen Stahlgruppen vom einfachen Kohlenstoffstahl bis zu den hochlegierten chemisch beständigen, den Schnellarbeitsstählen usw. hinsichtlich ihrer Art und ihres praktischen Einsatzes kurz charakterisiert. Den Schluß machen einige Darlegungen über die Prüfung und über die Erzeugung des technischen Eisens.

Das kleine Werk kann zur Vermittlung der Grundlagen der Stoffkunde vom Stahl empfohlen werden. Allerdings kommt in den Darlegungen das Gebiet des sog. Massenstahles im Vergleich zum Edelstahl zu kurz. So hätte beispielsweise wenigstens kurz eingegangen werden müssen auf die Rolle des Stickstoffs im gewöhnlichen Baustahl, auf das Problem seiner Schweißbarkeit und einiges andere. Die Ausstattung des Buches ist gut. E. H. Schulz, Dortmund.

Schweda, Friedrich, Dr.-Ing., Wien: **Summeneinflüsse für den einfachen Balken und den symmetrischen Zweifeldträger für Straßenbrücken.** 79 S. Gr. 15,5 · 23 cm, mit 46 Abb. u. 10 Zahlentafeln. Wien: Springer-Verlag, 1952. Geh. 17,70 DM.

Der Verfasser unternahm es, den bei der Ermittlung der größten Momente und Querkräfte von Straßenbrücken mit Hilfe von Einflußlinien benötigten Zeitaufwand dadurch wesentlich zu mindern, daß er geschlossene Ausdrücke für die größten Momente und Querkräfte entwickelte und für den Stützenbereich von 10—35 m Zahlentafeln aufstellte. Er führte dies, gemäß den zwei Arten von Lastzügen, die in den bisherigen Belastungsvorschriften für Straßenbrücken vorkamen, für eine Lastgruppe mit einem Raupenfahrzeug und für eine Lastgruppe mit einem zweiachsigen Fahrzeug (Walze, Lkw.) durch. Die auf den einfachen Balken und auf den symmetrischen Zweifeldträger sich erstreckenden Untersuchungen setzen konstantes Trägheitsmoment voraus. Der Einfluß einer Verstärkung des Trägers an der Mittelstütze wurde näherungsweise erfaßt. Einige Beispiele zeigen die Anwendung der entwickelten Beziehungen und der Zahlentafeln. Ph. Stein, Aachen.

Lembke, Karl, Dr.-Ing.: **Städte am Wasser.** Von deutscher Stadtbaukunst und Städtekunde. 238 S., Gr. 22 · 30 cm, mit 265 Abb. und 42 Tafeln. Berlin-Zehlendorf: Rembrandt-Verlag, 1952. Leinen 26,80 DM.

Die alten deutschen Städte in den Fluß- und Stromlandschaften sind sich ihrer Lage am Wasser durchaus bewußt gewesen. Später ging der Zusammenhang oft verloren. Erst in den letzten Jahrzehnten kehrte die Erkenntnis von der Bedeutung und vom Werte des Wassers für das Leben der Städte zurück, und städtebauliche Maßnahmen zielen seitdem immer häufiger darauf ab, den Fluß- oder See-Raum als Teil der Stadtlandschaft wieder für den Menschen in Erscheinung treten zu lassen.

Lembke, der bereits in früheren Veröffentlichungen das Wasser als geographische Siedlungsgrundlage behandelt hat, legt mit diesem Buch eine Gesamtschau der Beziehungen zwischen den menschlichen Siedlungen und dem Wasser vor. Er zeigt an Hand guter Pläne und hervorragender Bilder das Wasser als landschaftsbildenden Faktor und in seinen verschiedenen Funktionen, er beschreibt und erläutert als Kernpunkt der Untersuchung die Stadtlagen am Wasser, die Uferplätze und Uferstraßen, um mit Betrachtungen über Wasseransichten, über die Zuführung zum Wasser und über das Ufergrün zu schließen. Die Beispiele sind dem gesamten Raum deutscher Stadtbaukunst entnommen, und auch Mittel- und Ostdeutschland sind mit zahlreichen Abbildungen einbezogen.

Das Buch zu lesen und seine Abbildungen und Pläne zu betrachten, ist für jeden baulich Interessierten Gewinn und Genuß. Besonders aber wird der Bauingenieur, der die natürlichen Wasserläufe zu betreuen hat, der die künstlichen Wasserstraßen baut, der die Landwege an das Wasser heranführt, der die Flüsse mit seinen Brücken überspannt und an ihren Rändern Industriewerke, Silos, Hellinge, Krananlagen und v.a.m. errichtet, sich erneut aufgerufen fühlen in dem Bemühen, seine Bauwerke nicht nur gemäß ihren Funktionen und mit unseren heutigen technischen Mitteln zu entwerfen, sondern sie auch unserer Landschaft und unseren Siedlungen einzuordnen.

V. Henning, Hannover.

Frank, Karl, Prüflingenieur der Farbwerke Hoechst, Frankfurt-Hoechst: **Asbest,** 2. umgearb. u. erweiterte Auflage, 234 S., Gr. 18 · 25 cm, mit 113 Abb. Hamburg: Becker & Haag, 1952.

Verschiedenes.

Walter Nakonz 65 Jahre alt.

Am 1. Dezember 1952 vollendete Regierungs- und Baurat a. D. Dr.-Ing. Walter Nakonz, der langjährige Vorsitzende des Vorstandes der Beton- und Monierbau Aktiengesellschaft, sein 65. Lebensjahr. Geboren in Kosel (Oberschlesien) als Sohn des Regierungsbaumeisters, späteren Geh. Oberbaurates Christian Nakonz, studierte er als Bauingenieur ein Semester an der Techn. Hochschule München und acht Semester an der Techn. Hochschule Berlin. Vorexamen und Diplomhauptprüfung bestand er mit „Auszeichnung“ und beteiligte sich schon als Student an großen Entwurfswettbewerben, bei denen er erste Preise erhielt. 1913 wurde er zum Regierungsbaumeister und 1921 zum Regierungs- und Baurat ernannt. 1914 verlieh ihm

die Technische Hochschule Berlin auf Grund seiner Dissertation über „Die Berechnung mehrstieliger Rahmen unter Anwendung statisch unbestimmter Hauptsysteme“ die Würde eines Dr.-Ing. Nach dem ersten Weltkrieg, den er in vorderster Front von Anfang bis zu Ende mitmachte, kehrte er in den Staatsdienst zurück, trat aber dann 1921 auf Veranlassung von Dr.-Ing. E. h. Mathias Koenen, dem damaligen Technischen Leiter der Beton- und Monierbau A.G., in diese Firma ein. Schon am 1. Februar 1923 übernahm N. trotz seiner jungen Jahre als Nachfolger von Koenen als ordentliches Vorstandsmitglied die Leitung der Gesellschaft, die er kraft seiner Persönlichkeit und seiner schöpferischen Ideen zu einer der führenden deutschen Bauunternehmungen entwickelte. Der Name Nakonz ist für die gesamte Bauindustrie besonders für das

Gebiet des Stahlbetonbaues im In- und Auslande ein Begriff geworden.

Viele Ehrungen sind N. im Laufe der Jahre zuteil geworden. 1936 wurde er Mitglied der Akademie für Bauwesen, 1937 übernahm er den Vorsitz des Deutschen Betonvereins usw. Im Deutschen Ausschuss für Stahlbeton ist er seit Jahren führend tätig, und er hat sich hier besonders durch die völlige Neubearbeitung der „Leitsätze für die Bauüberwachung im Beton- und Stahlbetonbau“ einen Namen gemacht. Anlässlich der 50-Jahr-Feier des Deutschen Beton-Vereins wurde ihm für seine großen Verdienste die Emil-Mörsch-Denkünze verliehen. Es würde zu weit führen, seine vielen wissenschaftlichen Veröffentlichungen aufzuzählen. Seine zahlreichen Großbauten im In- und Auslande, das von ihm entwickelte „Spannverfahren Monierbau“ sprechen für sich.



Anlässlich der Geburtstagsfeier in Düsseldorf wurde dem Jubilar für seine großen wissenschaftlichen Verdienste besonders auf dem Gebiete des Stahlbetonbaues die Würde eines Ehrensenators der Technischen Hochschule Braunschweig verliehen.

Möge Nakonz den 1. Dezember noch recht oft im Kreise seiner Familie und Freunde in Gesundheit und Geistesfrische verleben, und mögen seine großen Erfahrungen, sein reiches Wissen und seine Schaffensfreude noch recht lange der Fachwelt erhalten bleiben.

Th. Kristen, Braunschweig.

Prof Strickler 60 Jahre alt.

Am 13. 11. 1952 vollendete der Ordinarius für Städtebau und Städt. Tiefbau an der Techn. Hochschule Karlsruhe, Prof. Dr.-Ing. Wilhelm Strickler, sein 60. Lebensjahr.

S. ist in Karlsruhe geboren, besuchte dort das Humanistische Gymnasium und studierte in Karlsruhe Bauingenieurwissenschaft. Seine Ingenieurlaufbahn begann bei der Siemens-Bauunion, wo er als Bauleiter im Inland und Ausland und später lange Jahre in leitender Stellung tätig war. 1950 folgte er einem ehrenvollen Ruf als Ordinarius an die Fridericiana.

S. ist Präsident der „Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen“ und der „Vereinigung Deutscher Gewässerschutz“. Er ist ord. Mitglied der Deutschen Akademie für Städtebau und Landesplanung sowie Vorsitzender der Hochschularbeitsgemeinschaft für Raumforschung an der Universität Heidelberg und der Techn. Hochschule in Karlsruhe.

Anlässlich seines Geburtstages bringen ihm seine Freunde und die Fachwelt die herzlichsten Glückwünsche dar.

Friedrich Raab, Karlsruhe.

Zuschrift

zu dem Aufsatz W. Tischer: **Regelformen für einfache Straßenbrücken kleiner Stützweiten.** Der Bauingenieur 27 (1952) S. 225—264.

Der außerordentlich verdienstvollen Arbeit, der sich der Verfasser und seine Mitarbeiter, insbesondere Herr Dr.-Ing. Homberg, durch die Aufstellung und Berechnung von Regelformen für Straßenbrücken kleinerer Stützweiten unterzogen haben, ist in jeder Hinsicht volle Anerkennung zu zollen. Zweifellos sind damit viele Fragen der baulichen Gestaltung und Bemessung solcher Bauwerke ein für allemal geklärt oder, soweit eine abschließende Lösung noch nicht erreicht sein sollte, zur Erörterung gestellt. Eine Frage, deren Lösung wohl noch nicht ganz überzeugen kann, ist die des Übergangs von der Brückenfahrbahn über das Widerlager zur festen Fahrbahn auf der Widerlager-Hinterfüllung und die damit zusammenhängende Ausbildung der Dehnungsfugen. In den dargestellten Entwürfen ist diese Frage in der Weise gelöst, daß die Fahrbahnplatte über die Kammermauer hinübergeführt ist und innerhalb der Hinterfüllung mit einem Randbalken abschließt. Nach der Darstellung in Abb. 32 ist die anschließende Plattenkette auf diesen Randbalken aufgelagert.

In dem Aufsatz wird wiederholt darauf hingewiesen, daß die Übergänge bei vielen bestehenden Brücken nicht befriedigen und daß beim Befahren oft Stöße auftreten, die zur Bildung von Schlaglöchern und dgl. führen. Die Ursache wird darin gesucht, daß die Fahrbahn über der Hinterfüllung durch Aufquellen oder Absacken ihre Höhenlage ändert und es werden

Mittel vorgeschlagen, die geeignet sind, dies zu verhindern. Solche Vorkehrungen sind zweifellos nützlich, aber es ist zu bezweifeln, ob die für den Übergang vorgesehene Anordnung geeignet ist, ein wirklich stoßfreies Befahren zu gewährleisten.

Das Ende der Fahrbahnplatte kragt nach der vorgeschlagenen Regelform, z. B. nach Abb. 40, etwa 1,4 m über den Endquerträger und die Auflagerlinie aus. Bei der Durchbiegung der Brücke unter Verkehrslasten wird der Plattenrand sich daher anheben. Nimmt man die Durchbiegung nur zu $\frac{1}{1000}$ der Stützweite an, so beträgt die Hebung am Plattenrand $\frac{1}{1000} \cdot 140 = 0,56$ cm. Dieser Höhenunterschied wird zwar nach Abb. 32 durch die aufgelagerte Plattenkette überbrückt, hat aber dann Heben und Senken der Platte mit den bekannten Pump- und Ausspülerscheinungen bei Wasserzutritt zur Folge. Läßt man den Plattenrand frei, so steht zu befürchten, daß die Plattenkante bald abbröckelt, daß dadurch die Fuge mit der Zeit erweitert wird und erhöhten Anlaß zu Schilgwirkungen gibt.

Weitere Schwierigkeiten können sich daraus ergeben, daß die Dehnfuge, wenn sie sich öffnet, das von der Brücke abfließende Wasser in die Hinterfüllung eintreten läßt und daß dadurch der hinterfüllte Sand ausgespült wird. Auch die vorgesehene Auflagerung der Platte auf dem Kammermauerwerk mittels einer Bitumschicht kann bei dem ständigen Heben und Senken der Platte zu Bedenken Anlaß geben.

Aus den angegebenen Gründen dürfte es vorzuziehen sein, die Dehnfuge nicht über das Widerlager hinauszurücken, sondern möglichst nahe am Endquerträger anzuordnen, die anschließende Fahrbahnplatte fest auf die Kammermauer aufzulagern und die Plattenkanten an der Dehnfuge durch fest darin verankerte Stahlprofile zu schützen. Ob man die Fuge durch eine Stahlplatte überdecken soll, hängt von dem Maß der Wärmedehnung, also von der Brückenlänge ab. Um das Durchfließen des Regenwassers in die Auflagerkammer zu verhindern, müßte unter der Fuge eine durch Abflußrohre entwässerte Auffangrinne vorgesehen werden, wenn man es nicht vorziehen sollte, die Fuge durch einen beiderseits fest angeschlossenen Gummistreifen abzudichten, was allerdings erhöhte Kosten erfordern würde.

Im übrigen ist den theoretischen Erörterungen über das Kreuzwerk- und Plattenproblem in jeder Hinsicht zuzustimmen. Es ist vielleicht nicht ganz klar zum Ausdruck gebracht, daß die örtlichen Beanspruchungen aus der Plattenwirkung in den einzelnen Feldern sich den Beanspruchungen aus dem Kreuzwerkssystem des Überbaues, in das ja die Plattenstreifen einbezogen sind, additiv überlagern. Die Tabelle 2, in der die Höhenunterschiede der Plattenränder angegeben sind, ist deshalb wohl bedeutungslos, weil ja diese Höhenunterschiede durch die Kreuzwerkmomente vollständig erfaßt werden.

In der Abb. 9 ist die Überlagerung der Momente zu erkennen, nur verlaufen hier die Momente aus der Einsenkung des Systems scheinbar unstetig, weil die Momente der Einfeldplatte nur für das belastete Feld dargestellt sind. Würde man sie auch auf die Nachbarfelder ausdehnen, so müßten die Unstetigkeiten über den Trägern B und C natürlich verschwinden. Die überlagerten Momente beziehen sich aber auf verschiedene Querschnittsabmessungen und Widerstandsmomente, was bei der Auswertung wohl zu beachten ist.

K. Hoening, Düsseldorf-Kaiserswerth.

Herr Reg.-Baudirektor W. Tischer, dem die Zuschrift vorlag, dankt für die vorstehenden kritischen Ausführungen und stellt anheim, den besonderen Verhältnissen des Einzelbauvorhabens mit Hilfe eigener Überlegungen oder praktischer Erfahrungen gerecht zu werden.

Zuschrift

zu dem Aufsatz H. Homberg: **Brücke mit elastischem Verbund zwischen den Stahlhauptträgern und der Beton-Fahrbahntafel.** Der Bauingenieur 27 (1952) S. 213.

Für Theorie und Berechnung der Verbundträger wurde zunächst ausschließlich eine „starre“ Verdübelung zwischen Beton-Fahrbahntafel und Stahlträger angenommen. Erstmals hat F. Stüssi auf den Einfluß der Dübel-Elastizität auf die Spannungsverteilung in Verbundquerschnitten aufmerksam gemacht und Ansätze zur Berechnung der Spannungsverteilung gegeben. [Abh. d. Int. Ver. Brückenbau Hochbau 8 (1947) S. 249 insbes. S. 263 u. 269]. Auf die gleiche Erscheinung ging Steinhardt in seinem Vortrag: Die Entwicklung des Stahlbaues im Spiegel der amtlichen Bestimmungen [Abh. Stahlbau, Heft 10, S. 70/71] auf der Karlsruher Stahlbautagung am 10. Mai 1951 ein.

Während in diesem Vortrag Feder-Konstanten von $C = \infty$ bis $C = 400$ t/cm an Beispielen untersucht wurden, zieht nun

Homburg noch wesentlich nachgiebigere Konstruktionselemente zwischen den Hauptträgern und der Fahrbahnplatte ($C = 3$ bis $C = 6$ t/cm) zur Anwendung heran.

In der Karlsruher Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine sind im Laufe der letzten Jahre im Auftrage des Deutschen Stahlbau-Verbandes Untersuchungen über elastische Verdübelungen für Längskräfte in Verbundbalken durchgeführt und im Zusammenhang damit auch verschiedene Berechnungsformeln auf der Grundlage der Stüssischen Arbeit abgeleitet worden. Insbesondere der richtige Ausgleich von Schwind- und Temperaturkräften zwischen Beton- und Stahlträgern wurde hierbei erstrebt. — Im gleichen Sinne hat Eilers: Beton- und Stahlbetonbau (1950) S. 62 die Dübelelastizität für die Aufnahme der Temperaturkräfte berücksichtigt.

Homburg untersucht in seiner Abhandlung „Verbundträger mit sehr elastischer Verdübelung unter Quer- und Längsbelastung“. Er leitet seine Formeln aus der Theorie der Lastverteilung durch Schubkräfte ab, wobei für den vorgeschlagenen Anwendungsfall die einzelnen Querschnittsteile über einen elastischen Schubverband miteinander verbunden sind. In seinen Formeln fehlt jedoch die Biegesteifigkeit der Fahrbahnplatte aus Beton.

Wir sind der Meinung, daß ein durchgehend elastischer Verbund nicht immer das geeignete Mittel ist, die Anwendungsmöglichkeiten der Verbundbauweise zu erweitern. Um den Beton vor unerwünschten Spannungsspitzen zu schützen, erscheint es oft sinnvoller, im Bereich derartiger Spannungsspitzen überhaupt keine Dübel anzuordnen. So ergibt sich z. B. bei Belastung eines Verbundträgers durch eine mittige Einzellast für die drei Fälle: Durchgehend-starrer Verbund, Durchgehend-elastischer Verbund und „Unterbrochener Verbund“ jeweils ein Normalkraftverlauf in der Platte, der einmal dreieckförmig, dann parabolisch und zuletzt trapezförmig sich darstellt. Hierbei ist zu berücksichtigen, daß ein „unterbrochener Verbund“ geringeren Mehraufwand erfordern dürfte.

O. Steinhardt und A. Hoischen, Karlsruhe.

Erwiderung.

Ich danke Herrn Prof. Steinhardt und Herrn Dipl.-Ing. A. Hoischen für ihre Hinweise.

Die von mir vorgeschlagene Konstruktion unterscheidet sich von bisher bekannten dadurch, daß durch Anordnung eines elastischen Verbandes gegenseitige horizontale Verschiebungen des Betons der Fahrbahnplatte gegenüber den stählernen Hauptträgern ermöglicht werden, die je nach Wahl der Elastizität des Schubverbandes um ein vielfaches größer als bei bisher bekannten Verbundkonstruktionen sind. Stüssi hat für den Versuchsträger Nr. 4 der TKVSB-Versuche (M. Roß und A. Albrecht: Träger in Verbundbauweise, Bericht Nr. 49 der EMPA, Zürich 1944) den Einfluß der Dübelelastizität berücksichtigt. Dabei wurde ein Dübelwiderstand $C = 700$ t/cm eingeführt. Es zeigte sich, daß bei dem niedrigen Verbundträger mit starker Betonplatte und sehr steifer Verdübelung, welche nach Roß einer vollkommenen Verbundwirkung entspricht, durch die Elastizität der Dübel eine Erhöhung sowohl der Stahl- als auch der oberen Betonrandspannungen erfolgte.

Steinhardt hat in seinem Vortrag einen hohen Verbundträger mit dünner Betonplatte behandelt. Er hat nur die Stahlspannungen angegeben, jedoch nicht darauf hingewiesen, daß bei derartigen Verbundträgern die Betonrandspannungen durch die Elastizität der Verdübelung geringer werden. Seine unveröffentlichten Arbeiten waren mir unbekannt.

Stüssi führt bei seinen Berechnungen die Dübelkräfte als Unbekannte ein und erhält die endgültigen statischen Größen über die Auflösung von linearen Gleichungssystemen. Ich habe die Lösungen mit Hilfe von orthogonalen Funktionen über eine Reihenentwicklung gefunden. Welches Verfahren von Fall zu Fall günstiger ist, kann stark von der Dübelanzahl und vom Belastungsfall abhängen.

Die Fahrbahnplatte muß bei der von mir vorgesehenen Konstruktion natürlich sämtliche Durchbiegungen der Hauptträger mitmachen, da sie über die Querträger unmittelbar mit den Hauptträgern verbunden ist.

Die in meiner Veröffentlichung angegebenen Lösungen gelten auch für den Fall, daß die Biegesteifigkeit der Betonfahrbahnplatte nicht vernachlässigt werden kann. Es sind dann die Werte

$$\omega'_{(n)} = \frac{l^3}{n^3 \pi^3 (E_E I_E + E_B I_B)} \quad \text{und}$$

$$\omega'_{W(n)} = \frac{l^2}{n^2 \pi^2 (E_E I_E + E_B I_B)} \quad \text{an Stelle von}$$

$\omega'_{E(n)}$ und $\omega'_{EW(n)}$ einzuführen.

Weiter sind die Größen M_{xy}^0 und δ_{xy}^0 verhältnismäßig gleich zu den Biegesteifigkeiten der Einzelträger auf dieselben zu verteilen.

In meinem Aufsatz hatte ich nicht behauptet, daß ein elastischer Verbund immer ein geeignetes Mittel sei, die Anwendungsmöglichkeit der Verbundbauweise zu erweitern. Tatsächlich habe ich für die Autobahnbrücke über den Rhein bei Köln-Rodenkirchen den Nachweis geführt, daß die Ausführung dieses sehr weit gespannten Tragwerks in Verbundbauweise nur bei Anwendung des elastischen Verbundes möglich ist.

H. Homburg, Hagen.

Schramm, Lack- und Farbenfabriken AG., Offenbach/M.

Wer kennt nicht die Zeilen von Wilhelm Busch (Maler Klecksel):

Hier malt der Meister mit Verstand
und Lack ein Zeichen an die Wand
und spricht: „Der kluge Mann vom Fach
streicht Lack von Schramm in Offenbach!“

Die Farbenfabrik von Schramm ist weit über 100 Jahre alt, seit 50 Jahren Aktiengesellschaft, eine der ältesten Unternehmungen auf diesem Gebiet überhaupt: Schon 1862 errangen sich Schrammsche Erzeugnisse einen Preis auf der Londoner Gewerbeausstellung.

Eine kleine Festschrift „Schramm, Lack- und Farbenfabriken, Offenbach/M., 50 Jahre Aktiengesellschaft“ zeigt die Entwicklung der Lackchemie zur Kunststoffchemie, die Einführung der Nitrolacke und der Kunstharze. Das Jubiläum sei gerne benutzt, um dem Unternehmen eine weitere gute Entwicklung und erfolgreiche Arbeit zu wünschen.

F. Schleicher

Mitteilungen aus der Industrie.

(Ohne Verantwortung der Herausgeber.)

Fa. Rich. Seifert & Co., Hamburg

blickt auf ein 60jähriges Bestehen zurück. Nach der Gründung am 12. Dezember 1892 befaßte sich die Firma zunächst mit der Errichtung von kleineren Elektrizitätswerken und der Herstellung von elektrischen Anlagen in Fabriken.

Als 1895 die Röntgenstrahlen entdeckt wurden, stellte die Firma Rich. Seifert & Co. zwei Jahre später in Zusammenarbeit mit den Herren Prof. Albers-Schönberg und Prof. Voller den ersten Röntgenapparat her. Hiermit wurde der Grundstein zur ersten und heute ältesten Spezialfabrik für Röntgenapparate gelegt. Es wurden bereits um die Jahrhundertwende Röntgenapparate im Inland und europäischen Ausland, wie nach Übersee verkauft.

In den zwanziger Jahren wurde durch den heutigen Inhaber die Röntgenuntersuchung in der Industrie mit gutem Erfolg eingeführt. Die zerstörungsfreie Werkstoffprüfung mit Röntgenstrahlen hat sich seitdem in immer größerem Umfange in der gesamten Industrie durchgesetzt. Hieran hat die Fa. Rich. Seifert & Co. in hervorragendem Maße Anteil. Erst vor einigen Jahren hat die neu herausgebrachte Eresco-Röntgen-Einheit in der Fachwelt besondere Anerkennung gefunden. Es handelt sich hier um einen gewaltigen Fortschritt in der Röntgentechnik, da nicht mehr, wie bisher, die Hochspannungserzeuger mit der getrennten Röntgenröhre durch ein Hochspannungskabel verbunden werden, sondern die Röntgenröhre ist bei der Eresco-Einheit im Hochspannungsaggregat, welches nur noch 80 kg wiegt, mit eingebaut. Dabei hat das Gerät die beachtliche Leistung von 175 kV, was für die Untersuchung von Wandstärken bis 50 mm Eisen ausreicht.

Neben dieser Eresco-Einheit, welche gerade in der Werft- und Stahlbau-Industrie besonderen Anklang gefunden hat, werden noch die bewährten Isolux- und Isovolt-Typen auch in veränderter und verbesserter Form hergestellt. Insbesondere wird in diesem Zusammenhang auf die Isovolt-Apparatur hingewiesen, welche durch kk-Gleichspannung nur die halbe Belichtungszeit benötigt als die anderen Apparatetypen.

In fast allen Ländern der Erde arbeiten heute Seifert-Röntgenapparate für wissenschaftliche oder technische Zwecke.

Nach kurzer Unterbrechung durch den zweiten Weltkrieg und die nachfolgende Zeit hat sich die Firma heute wieder zu einem Unternehmen entwickelt, dessen Name in der gesamten Welt immer in Verbindung mit Qualitätserzeugnissen auf dem Röntgengebiet genannt wird. Dementsprechend hat heute auch der Export einen großen Anteil an der Gesamtfabrikation.

50. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Verein E. V.

Die Hauptversammlung 1953 findet am
15.—17. April in Stuttgart statt

Es sind folgende Vorträge vorgesehen:

Brückenbauten in Norwegen

Dr.-Ing. A. Aas-Jakobsen, Oslo, Beratender Ingenieur

Neues vom Stahlbeton aus den letzten Jahren

Reg.-Baumeister a. D. Erich Bornemann, Wiesbaden,
Geschäftsführendes Vorstandsmitglied des Deutschen
Beton-Vereins

Finnische Stahlbetonbauten

Dipl.-Ing. Aulis Junttila, Helsinki, Präsident des Fin-
nischen Beton-Vereins

Neubauten der Gaskokerei Berlin-Mariendorf

Dipl.-Ing. Hans Kilian Kehler, Berlin, Berliner Gaswerke
„Gasag“

Wiederaufbau des Seebahnhofs Le Havre

Mr. Pierre Lebel, Paris, Beratender Ingenieur

Verschiedene Spannkonkretbrücken in Süddeutschland

Dr.-Ing. Fritz Leonhardt, Stuttgart, Beratender Ingenieur

Vorgefertigte Schalenbauten

Prof. Dr.-Ing. Pier Luigi Nervi, Rom, i. Fa. Ingg. Nervi &
Bartoli

Wasserversorgung und Wasserbau im Altertum

Prof. Dr. Paret, Stuttgart

Vom Bauen in den Vereinigten Staaten von Amerika

Dipl.-Ing. Heinz Puell, München, Niederlassungsleiter
der Zweigstelle München der Julius Berger A. G.

Betonbereitung auf Großbaustellen

Prof. Dr.-Ing. Fritz Tölke, Stuttgart, Direktor des Institut
für Bauforschung und Materialprüfung an der Technischen
Hochschule


Die Fernmeldetürme der deutschen Bundespost

Postbaurat Dipl.-Ing. Weingärtner, Darmstadt, Fern-
meldetechnisches Zentralamt

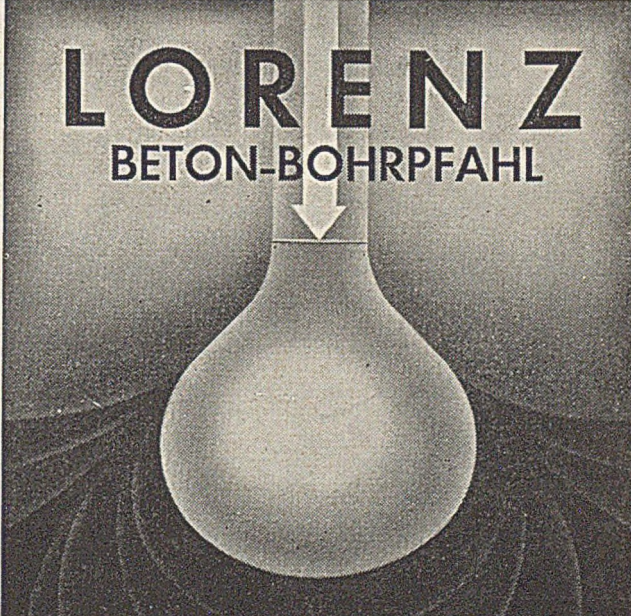
Fahrbahnplatten auf Verbundbrücken

Dipl.-Ing. Weyer, Köln, Oberingenieur der Firma
Polensky & Zöllner

Reihenfolge und Zeitplan werden noch vom
Deutschen Beton-Verein E. V., Wiesbaden,
(Postschließfach 627) bekanntgegeben




ZEISS
VERMESSUNGSGERÄTE
Nivelliere Theodolite
Reduktions – Tachymeter
Verlangen Sie Druckschriften 10/F
VEB OPTIK CARL ZEISS JENA



LORENZ
BETON-BOHRPFAHL

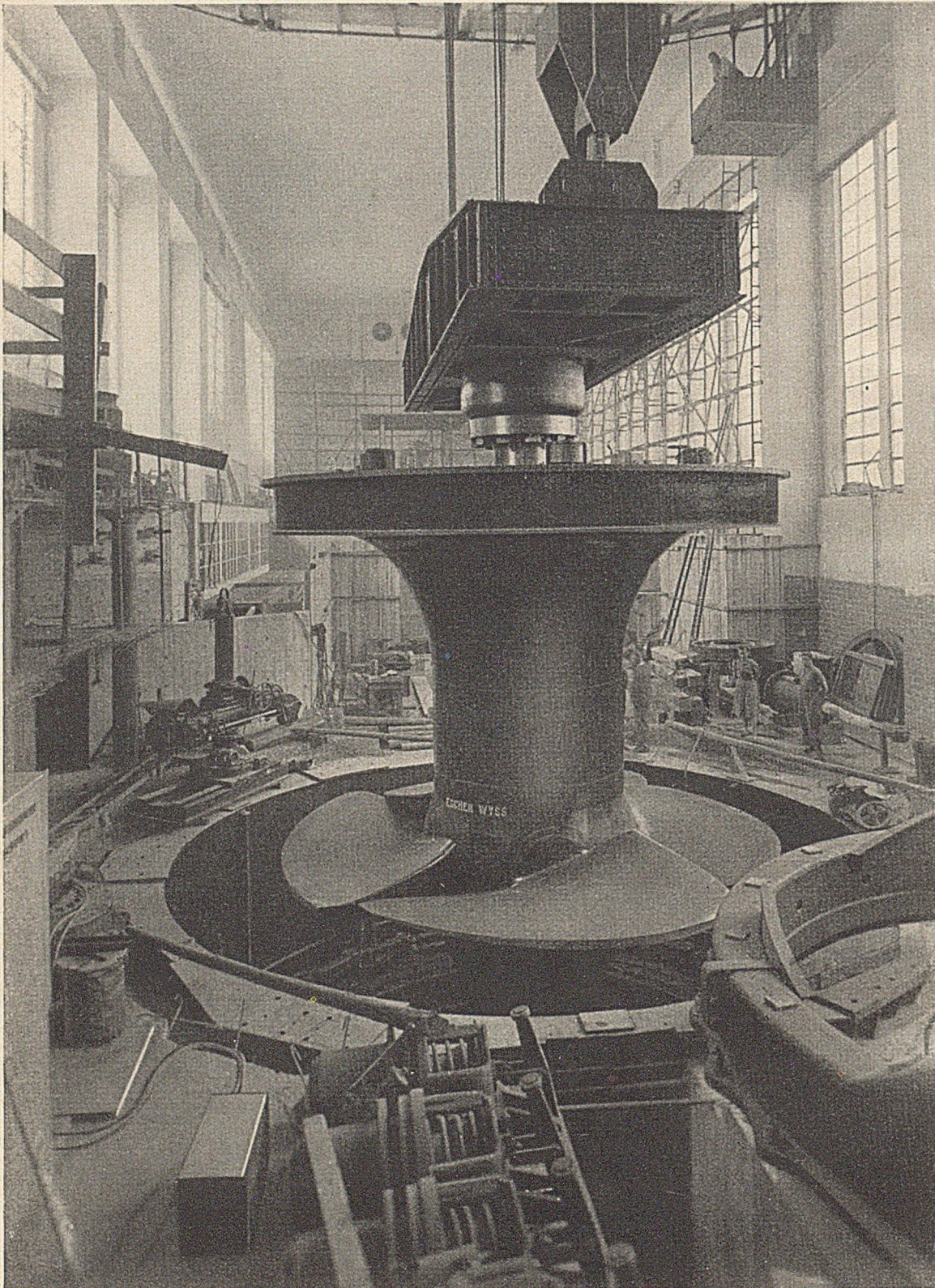
bei unsicherem Baugrund,
bedrohten Bauwerken,
Spundwandverankerungen
u. sonstigen Tiefgründungen



ALLGEMEINE BAUGESellschaft
LORENZ & CO. M. B. H.
BERLIN-WILMERSDORF

LORENZ-BAU
G. M. B. H.
ISERLOHN

ALLGEMEINE BAUGESellschaft
LORENZ & CO.
LUBECK - HAMBURG - KIEL

E
S
C
H
E
R

W
Y
S
S

Einbau eines Kaplanlaufrades von ca. 27 000 PS in einer Rheinanlage. — Für die Wasserkraftanlage BELVER in Portugal haben die Zürcher Werke der Escher Wyss A.G. 4 vertikale Kaplanmaschinen von 11 000 PS Einheitsleistung geliefert. Seit ihrer Gründung haben die Escher Wyss-Werke Wasserturbinen für eine Totalleistung von über 17,75 Millionen PS ausgeführt, wovon ca. 3 Millionen PS Kaplanmaschinen.

ESCHER WYSS, ZÜRICH UND RAVENSBURG
(Schweiz) (Württemberg)