

DIE BAUTECHNIK

Bauwissenschaftliche Untersuchungen beim Neubau der Straßenbrücke Priersbrück.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister a. D. Steinweller in Aurich.

Im Bezirk des Kultur- und Wasserbauamts Beeskow wurde die hölzerne Straßenbrücke (Abb. 1) bei Priersbrück über die Dahme im Jahre 1932 durch eine hohe feste Eisenbetonbrücke ersetzt. Da der tragfähige Baugrund sehr tief lag, mußte die Brücke auf Pfahlrost gegründet werden; für den Schiffsverkehr wurden zwei Durchfahröffnungen von je 14 m l. W. vorgesehen. Der Brückenquerschnitt wurde nach DIN 1071 Norm 5a mit einer Fahrbahn von 6 m und beiderseitigen Fußsteigen von je 1,5 m ausgebildet. Die anschließenden Rampen erhielten 1:40 Steigung. Der Brückenbau wurde von der Firma Dyckerhoff & Widmann AG, Niederlassung Berlin, unter der Leitung des Oberingenieurs Dipl.-Ing. Saame ausgeführt. Die staatliche örtliche Bauleitung lag in den Händen des Verfassers. Während des Baues wurden die folgenden bauwissenschaftlichen Untersuchungen vorgenommen:

1. Boden- und Wasseruntersuchungen.

Bei der ersten Besichtigung nach der Auftragerteilung wurde die endgültige Lage der Brückenachse festgelegt und nochmalige Bohrungen für die Untersuchung des Baugrundes angeordnet. Die ersten Bohrungen waren unterhalb der alten Brücke ausgeführt worden (Abb. 2). Die neuen Untersuchungen oberhalb der Brücke (Abb. 3) entsprachen für Pfeiler II und III den alten Ergebnissen. Nur die Bohrproben für Pfeiler I zeigten, daß unmittelbar unter der Flußsohle an dieser Stelle eine bis 3 m dicke



Abb. 1. Die alte Brücke.

Pfahlgründung vorgesehen, eine Maßnahme, die sich durch die späteren Bohrergebnisse und den Befund bei Ausführung der Gründung als richtig erwies. Die Ergebnisse im Pfeiler II erschiene der Bohrung nach günstiger, als sie sich beim Rammen zeigten. Auf Grund der Bohrproben glaubte man mit 8 m langen Pfählen auszukommen. Tatsächlich verlangten die Rammergebnisse die Verwendung von 10 m langen Pfählen.

Aus sämtlichen Bohrlöchern wurden Wasserproben entnommen, aus Bohrlloch I außerdem noch eine Modderprobe. Nach den Ermittlungen des technischen Untersuchungsamtes der Stadt Berlin hatten das Wasser und die Modderprobe die in untenstehender Tafel angegebene Zusammensetzung.

Gutachten des technischen Untersuchungsamtes der Stadt Berlin.

„Treibende Wirkungen können die Wasser in keinem Falle ausüben, auch anormal lösende Wirkung auf Zement ist nicht zu befürchten, da es sich um mittelharte Wasser handelt, die aggressive Kohlensäure nicht enthalten oder nur wie in Bohrlloch 3 in völlig bedeutungslosen Spuren. Auch andere gelöste Salze, die schädliche Wirkungen auf Zement ausüben, liegen nirgends vor. Lediglich der hohe Gehalt an gelösten Huminstoffen beim Modderwasser und beim Wasser aus Bohrlloch 3 ist zu beachten und macht erforderlich, darauf zu achten, daß diese Wasser nicht direkt mit mager gemischtem porösen Beton in Wechselwirkung kommen. Es genügt im vorliegenden Falle, dies durch eine ca. 2 cm dicke, fett gemischte, dichte Berappung zu verhindern.“

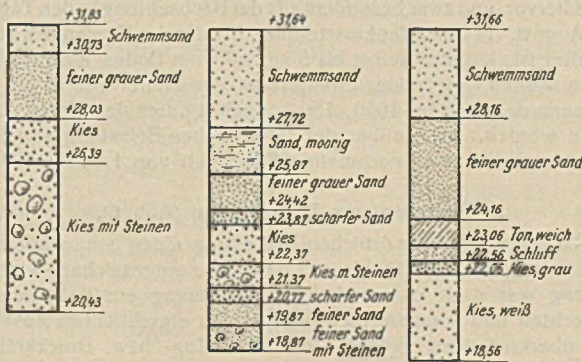


Abb. 2. Bohrungen unterhalb der Brücke.

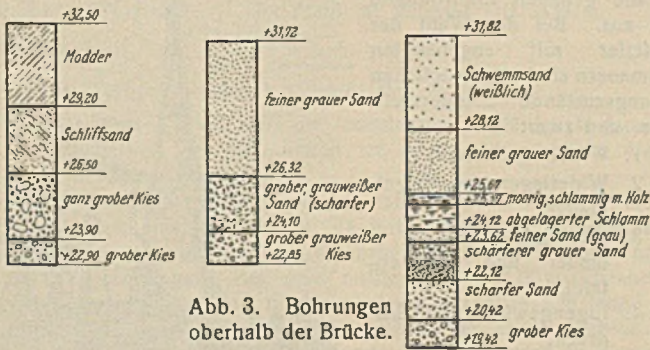


Abb. 3. Bohrungen oberhalb der Brücke.

Modderschicht vorhanden war. Die Schichten an dieser Stelle wechselten sehr stark. Sie sind vermutlich durch Verlagerungen und Kolke im Flußbett entstanden.

Auf Grund der alten Bohrergebnisse hätte man zunächst mit einer Flachgründung für Pfeiler I rechnen können. Trotzdem war aber bereits im ersten Entwurf der Gleichmäßigkeit wegen für das gesamte Bauwerk

	Bohrloch 1		Bohrloch 2	Bohrloch 3
	Modderprobe	Wasserprobe	Wasserprobe	Wasserprobe
Äußeres	zu 3/4 schwarzer Modder, zu 1/4 Wasser	gelblich trübe mit sehr wenig tonigem Bodensatz	gelblich trübe mit sehr wenig tonigem Bodensatz	gelblich braun, stark trübe, wenig toniger Bodensatz
Äußeres im filtrierten Zustande	gelblich, klar	Stich gelblich, klar	Stich gelblich, klar	bräunlich, klar
Geruch	erdig	geruchlos	geruchlos	wenig erdig
Wasserstoffionenkonzentration ph	7,3 = schwach alkalisch	7,3 = schwach alkalisch	7,4 = schwach alkalisch	7,2 = Spur alkalisch
Schwefelwasserstoff, Sulfide	0 mg/l	0 mg/l	0 mg/l	0 mg/l
Aggressive freie Kohlensäure	0	0	0	1,0 = Spur
Freie nicht aggressive Kohlensäure	4,0	4,0	4,0	11,5
Gebundene Kohlensäure	55,0	55,0	55,0	79,2
Schwefelsäure, gebunden, SO ₃	26,7	43,3	22,6	41,2
Chlor, gebunden, Cl ₂	35,5	21,3	21,3	42,6
Salpetrige Säure, gebunden, N ₂ O ₃	2,0	0,0	0,0	0,0
Kaliumpermanganatverbrauch	96,7	22,5	23,8	128,8
Karbonathärte	7,00°	7,00°	7,00°	10,08°
Bleibende Härte	3,36°	2,80°	1,96°	3,92°
Gesamte Härte	10,36°	9,80°	8,96°	14,00°
Härtecharakter	mittelhart		mittelhart	ziemlich hart

Die Reaktion gegen Lakmus, Rosolsäure, Methylorange war bei allen Proben alkalisch, die Reaktion gegen Phenolphthalein neutral. An Salpetersäure N₂O₅, gebunden, und Ammoniak NH₃ fanden sich nur Spuren.

Modderprobe aus Bohrloch 1 (vom Wasser abgefiltriert).

Äußeres	grauschwarz, mit Wurzeln und Holz wenig durchsetzt, viel kleine weiße Muschelschalen
Geruch	dumpfig, moorig, erdig
Reaktion gegen Lakmus, Rosolsäure, Methyloorange	schwach alkalisch
Reaktion gegen Phenolphthalein	neutral
Schwefelwasserstoff, frei	0
Sulfidschwefel	0,027 Gew.-%
Wassergehalt	45,25 Gew.-%

Der wasserfreie Boden enthält:

Organische humöse Stoffe	16,45 Gew.-% (alkalisch löslich)
Kohlensaurer Kalk	8,44 " " "
Schwefelsaurer Kalk (CaSO ₄)	0,16 " " "
Oxydierbaren Schwefel als Pyrit berechnet	1,04 " " "
Sand und Ton als Rest	73,91 " " "

Mithin vorhandenes und durch Oxydation bildungsfähiges Schwefelsäureanhydrid

aus den vorhandenen schwefelsauren Salzen	0,095 Gew.-% SO ₃
aus dem oxydierbaren Schwefel (Pyrit)	1,398 " " "
Summe des möglichen Schwefelsäureanhydrid	1,493 " " "
davon können als freie Säure bestehen bleiben	0,00 " " "
Wasserdurchlässigkeit des Originalmodders	1 cm Wasserschicht durchfließt eine 10 cm dicke wasserhaltige Bodenschicht in 1,4 Std. = praktisch wasserundurchlässig

Gutachten des technischen Untersuchungsamtes der Stadt Berlin.

„Der Modder vermag lösliche Humusstoffe besonders an alkalisches Wasser abzugeben, der Beton ist also dicht zu halten. Treibende Stoffe enthält der Modder direkt nicht, nur falls er trocken gelegt wird und Luft auf ihn einwirken kann, vermag der reichliche Gehalt an oxydierbarem Schwefel (Pyrit) sich zu oxydieren und reichliche Sulfatmengen, im vorliegenden Falle Gips, zu bilden. Freie Säure kann aber infolge des Gehalts an kohlensaurem Kalk nicht auftreten. Die Vorbedingung für die Oxydation ist die Senkung des Grundwasserspiegels, die Austrocknung und damit die Lufteinwirkung. Da nun der Modder sehr schwer wasserundurchlässig ist, wird es bei geringen, zeitlich kurz beschränkten Schwankungen des Grundwasserspiegels schwerlich zu Oxydationen kommen, da das Wasser zu gut und lange festgehalten wird und Luft nicht eintreten kann. Ist aber mit Senkungen des Grundwassers von längerer Dauer und dadurch mit Austrocknung und Oxydation zu rechnen, so ist die Gefahr insofern gering, da die neu im Modder gebildeten Sulfate infolge der hohen wasserhaltenden Kraft des Modders nicht leicht und schnell und in großen Mengen abgegeben werden können, sondern nur allmählich, so daß das Grundwasser nicht wesentlich und plötzlich mit Sulfat angereichert werden kann. Unter den geschilderten Verhältnissen wird als durchaus genügende Vorsichtsmaßnahme erachtet, wenn eine 2 cm dicke, fette, dichte Berappungsschicht vorgesehen wird. Am zweckmäßigsten wird diese mit Hochofenzement oder Portlandzement-Thurament bzw. -Traß ausgeführt. Selbst diese Berappung kann fortfallen, falls eine Umstampfung mit Ton oder fettem Lehm möglich ist, ohne daß dieser infolge Austrocknung Schwindrisse erhält.“

Auf Grund dieser Gutachten wurde bei den Gründungsarbeiten Traßzusatz vorgesehen, um einen möglichst dichten Beton zu erzielen.

Die Verschiedenheit des Baugrundes auf verhältnismäßig geringe Entfernungen gab die Veranlassung zu ständiger weiterer Beobachtung während der Gründungsarbeiten. Außer den Bohrungen wurde eine vorläufige Bodendruckprobe ausgeführt. Sie hatte den Zweck, zu ermitteln, wie weit die Grundfläche der Pfeiler bei etwa eintretenden Setzungen Widerstand leisten kann. Es hat sich herausgestellt, wie unten nachgewiesen ist, daß dem Boden immerhin eine beträchtliche Beanspruchung zugemutet werden kann. Diese ist jedoch bei der Gründung nicht mit berücksichtigt worden.

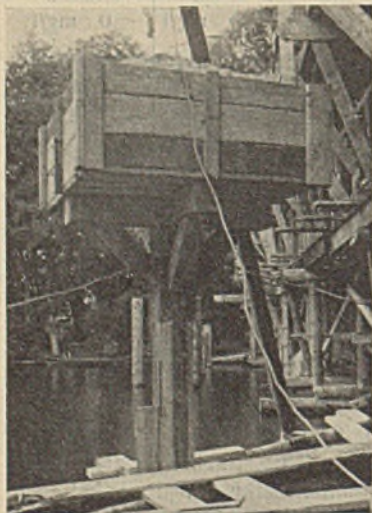


Abb. 4. Bodendruckprobe.

Oberhalb des rechten Landpfeilers wurde mit großem Bohrgerät ein Bohrloch bis auf die Fundamentunterkante niedergedrieben und ein hölzerner Druckstempel von 30 cm Durchm. in das Bohrrohr hineingestellt (Abb. 4). Hierauf wurde ein Holzkasten befestigt, der mit Sand belastet wurde. Zunächst erhielt der Druckstempel eine Belastung von 3,5 kg/cm², dann eine solche von 5 kg/cm². Die Ergebnisse der Setzungen sind in Abb. 5 aufgetragen.

Aus dem Diagramm geht hervor, daß der größte Teil der Eindringungstiefe während der Zeit der Lastaufbringung entstanden ist. Dies erklärt sich daraus, daß selbst bei größter Vorsicht, abzielend auf gleichmäßige Belastung aus dem Belastungsmittelpunkte heraus, praktisch Außermittigkeiten zustande kommen, die ein Kippen des Stempels hervorrufen müssen. Daraus folgt eine ständig wechselnde Randbeanspruchung, die allein bei Ausweichen der Resultierenden an den Kernrand die Randbeanspruchung auf die doppelte Größe der Normalbeanspruchung bringt. Es ist aber bei dem kleinen Querschnitt des Stempels und der großen Ausladung des Belastungskastens fraglos, daß trotz der Führungen Kippbewegungen zustande kommen, die die Resultierende selbst bis in die Kanten des Stempels ausschlagen lassen, so daß eine noch weit höhere Kantenbeanspruchung entstehen muß. Der Stempel mit der hoch beanspruchten Kante wiegelt sich während des Aufbringens der Last in den Boden hinein.

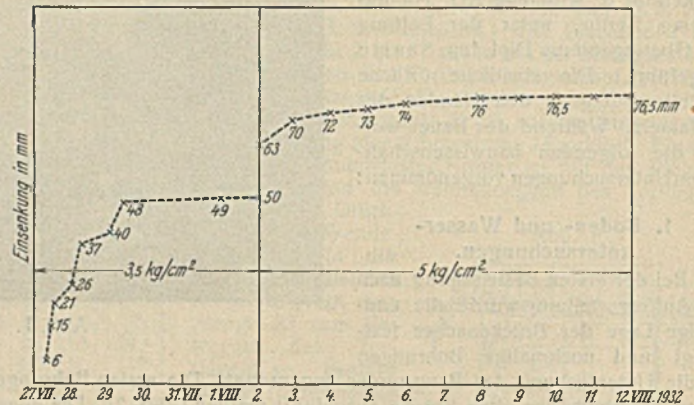


Abb. 5. Senkungsdiagramm.

Maßgebend für die Tragfähigkeit des Bodens ist deshalb besonders das Verhalten des Stempels nach Aufbringen der Last. Dies geht aus dem Diagramm hervor, und zwar besonders aus der Beobachtung in den Tagen vom 2. bis 16. August. In ruhender Laststellung, bei der das Kippen des Stempels ausgeschaltet ist, konnten selbst bis 5 kg/cm² vom Boden einwandfrei aufgenommen werden. Bei einer Grundfläche der Pfeiler von rd. 21, 15 und 19 m² können demnach bis 1050, 750 und 950 t durch den Untergrund aufgenommen werden. Gegenüber der tatsächlichen Belastung von 500 t je Pfeiler bedeutet dies eine nochmalige Sicherheit von 1,5 bis 2,0.

2. Rammen von Holzpfählen (Abb. 6).

Die Baufirma legte der örtlichen Bauleitung einen genauen Rammpflan vor, in dem die einzelnen Pfähle mit Nummern eingezeichnet waren. Die Pfahlstellung war nach der statischen Berechnung ermittelt, derart, daß die senkrechten und waagerechten Belastungen einschließlich Zusatzlasten aus den überkragenden Flügeln in axiale Zug- bzw. Druckkräfte umgesetzt wurden.

Die statische Berechnung weist die genauen Ermittlungen hierzu aus. Bei der Wahl der Landpfeiler mit angehängten Flügelmauern sind alle möglichen Belastungszustände untersucht worden, und zwar:

1. Widerlager allein,
2. Widerlager und Flügelmauer,
3. Widerlager, Flügelmauer und Brückentafel,
4. Eigengewicht und Erd-
druck,
5. Wie 4. mit Nutzlast auf
Hinterfüllung,
6. Wie 4. mit Nutzlast auf
Brückentafel,
7. Wie 4. mit Nutzlast auf
Hinterfüllung und
Brückentafel.

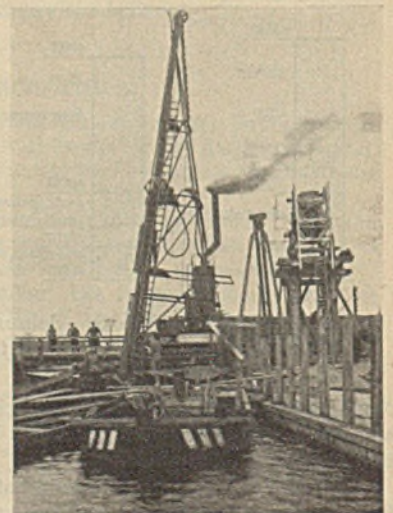


Abb. 6. Rammen von Holzpfählen.

Für jeden einzelnen Pfahl wurde ein genaues Rammregister nach folgendem Muster geführt.

Baustelle:		Dahmebrücke Prieros.						Blatt 1.	
Datum	Des Pfahles				Bär- Gew.	Fall- höhe	Ramm- schläge b. letzt. Meter	Eindr. bei den letzt. 10 Schlägen in mm	Bemerkungen
	Nr.	Länge m	Eindringungstiefe cm	Durchm. cm					
18.4.	59	11	100	35	1000	65	24	416	Spitzenlänge 70 cm
			100			100	70	142	Jungfer aufgesetzt
		zus.	875			100	10	52	Wassertiefe 2,35 m
							Schläge		

Die Eindringungstiefen bei den letzten zehn Schlägen wurden genau festgestellt. Nach der vereinfachten Formel von Brennecke wurde dann hieraus die Sicherheit für jeden Pfahl ausgerechnet und daraus das Mittel für den Pfeiler gebildet. Die Formel von Brennecke lautet:

$$e = \frac{m}{n} \left(\frac{Qh}{P} - \frac{P}{20600} \right)$$

Hierin bedeutet:

- e = Eindringungstiefe bei der letzten Hitze in cm,
- m = Anzahl der letzten Schläge,
- n = Sicherheitsfaktor,
- Q = Bärgewicht in kg,
- h = Fallhöhe in cm,
- P = Pfahlbelastung in kg.

Nach dem Verfahren von Dörr¹⁾ ist außerdem noch eine Nachrechnung angestellt worden. Belastungsannahmen hierzu:

$$\gamma = 1,0 \text{ t/m}^3 \quad \varphi = 30^\circ \quad \rho = 0,434 \quad \epsilon_p = 3,0^1)$$

Nach Dörr ist nun (vgl. Tafel 5b, 3) für sich nach unten verjüngende Pfähle (Kegelstumpf):

$$T = \gamma \epsilon_p [(d_o^2 + d_o d_u + d_u^2) + \rho \cdot 2 \cdot 1 (d_o + 2 d_u)] \pi \cdot \frac{l}{12}$$

Mit Einsetzung der vor angegebenen Belastungsannahmen und bei $d_o = 0,40 \text{ m}$, $d_u = 0,30 \text{ m}$ ergibt sich:

$$T = 0,29l + 0,681l^2$$

Landpfeiler I. Pfahlänge im Mittel $\frac{182,75 + 60,10}{26} = 9,33 \text{ m}$. Davon im Boden = $9,33 - 1,08 = 8,25 \text{ m}$. Somit Tragfähigkeit = $0,29 \cdot 8,25 + 0,681 \cdot 8,25^2 = 48,74$. Der Pfahl ist belastet mit $34,50 \text{ t}$ Druck.

Sicherheit somit $\frac{48,74}{34,50} = 1,41 \text{ fach}$.

Mittelpfeiler (Pfeiler II). Pfahlänge im Mittel $\frac{145,35 + 31,0}{17} = 10,42 \text{ m}$. Davon im Boden = $10,42 - 1,50 = 8,90 \text{ m}$. Somit Tragfähigkeit = $0,29 \cdot 8,90 + 0,681 \cdot 8,90^2 = 56,52 \text{ t}$. Der Pfahl ist belastet mit $30,80 \text{ t}$.

Sicherheit somit $\frac{56,52}{30,80} = 1,83 \text{ fach}$.

Landpfeiler III. Pfahlänge im Mittel $\frac{222,35 + 46,70}{24} = 11,20 \text{ m}$. Davon im Boden = $11,20 - 1,40 = 9,80 \text{ m}$. Somit Tragfähigkeit = $0,29 \cdot 9,80 + 0,681 \cdot 9,80^2 = 68,24 \text{ t}$. Der Pfahl ist belastet mit $33,90 \text{ t}$.

Sicherheit somit $\frac{68,24}{33,90} = 2,01 \text{ fach}$.

Die mittlere Sicherheit n ergibt sich zu $1,75$.

Da der Wert T nach Dörr die tatsächliche Tragfähigkeit darstellt, in der eine Sicherheit schon enthalten ist, dürfte der wirkliche Wert von „ n “ noch bedeutend größer sein.

Bei den einzelnen Pfeilern zogen naturgemäß die ersten Pfähle bedeutend leichter als die letzten, da mit fortschreitender Pfahlzahl die Bodenverdichtung zunimmt. Zur Sicherheit wurde bei Pfeiler III noch ein Zusatzpfahl geschlagen. Bei dem mittleren Pfeiler II war beabsichtigt, auf Grund des vorliegenden Bohrergebnisses nur etwa 8 m lange Pfähle zu wählen. Da aber die Eindringungstiefen des ersten Pfahles größer waren, als nach dem Bohrergebnis erwartet wurde, wurden durchschnittlich 10 m lange Pfähle gewählt. Außerdem wurde auch hier neben dem Pfahl mit der größten Eindringungstiefe noch ein Zusatzpfahl geschlagen. Bei Pfeiler I waren die örtlichen Verhältnisse schwierig und die Arbeitsmöglichkeit dadurch behindert. Neben dem schlechten Untergrund war der Bauplatz durch die Bäume auf dem Grundstück Tromm und die anschließende alte

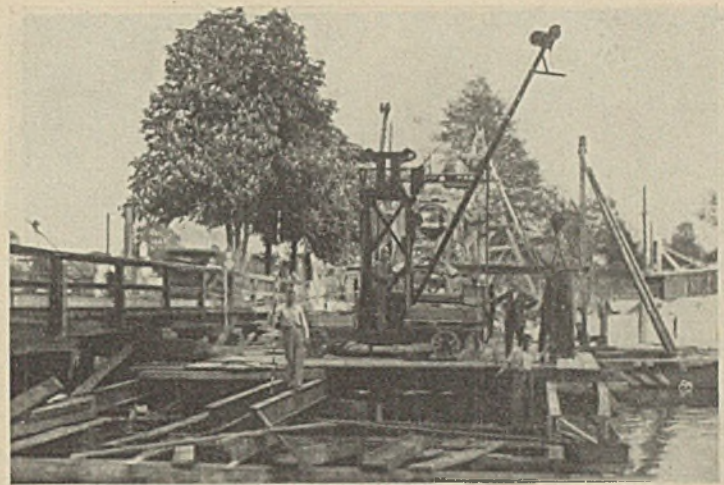


Abb. 7. Schüttbetonarbeiten.

Brücke äußerst beengt. Es waren daher zunächst Betonbohrpfähle als Ersatz für die Holzpfähle, die nicht gerammt werden konnten, vorübergehend in Aussicht genommen.

Da jedoch zu befürchten war, daß durch Herstellen von Bohrpfählen der verdichtete Boden wieder gelockert worden wäre, ist mit allen Mitteln daraufhin gearbeitet worden, Bohrpfähle im Grundriß des Pfeilers zu vermeiden. Sie wurden lediglich bei der Unterstützung der Flügelmauer verwendet und reichen in einer Entfernung von etwa 4 m vom Pfeiler im übrigen nur bis Ordinate $+27,0$ hinab, während der Pfeiler auf Ordinate $+23,0$ gegründet ist. Hierdurch ist eine Auflockerung des Bodens mit großer Bestimmtheit vermieden worden. Um mit alier Vorsicht vorzugehen, wurde bei diesem Pfeiler die Zahl der Zusatzpfähle auf fünf erhöht. Es ist demnach unter Beachtung der Rammformel von Brennecke eine durchschnittliche Sicherheit von $6,2$ bei Pfeiler I, von $6,6$ bei Pfeiler II und $5,9$ bei Pfeiler III erreicht worden. Bei den vorstehend durchgeführten Vergleichsrechnungen nach Dörr wurde die Sicherheit zu $1,75$ ermittelt.

3. Ausführung von Schüttbetonarbeiten (Abb. 7 u. 8).

Nach beendeter Pfahlrammung wurden die Spundwandeneinfassungen für die Pfeiler durchgeführt, um die Gründung vorzunehmen. Der Erd-aushub war bereits vor der Pfahlrammung durch mit Hand betriebenen Bagger erledigt worden.

Der Fundamentbeton ist als Schüttbeton mit Büchsen unter Wasser ausgeführt worden. Hätte man die Gründung der Pfeiler mit offener Wasserhaltung hergestellt, so wäre ein starker Auftrieb an der Sohle zustande gekommen. Dieser hätte sicher auch tieferliegende Bodenschichten in Bewegung gesetzt, zumal gerade im Untergrund grobkörniger Kies vorhanden war, der zweifellos gute Wasserdurchlässigkeit hatte. Die offene Wasserhaltung hätte vermutlich ein Durchströmen sämtlicher Schichten verursacht, die durch die Rammfähle durchfahren sind. Damit wären feine Bestandteile der Bodenschichten aufgewirbelt und in die Höhe geführt worden, das Bodengefüge hätte größere Hohlräume erhalten, wodurch die durch Rammarbeit mühselig erzielte Verdichtung des Bodens zum Teil aufgehoben worden wäre. Der Wasserauftrieb hätte auch den Weg am Umfang des Pfahles bevorzugt und würde somit die dort erreichten Reibungswerte erheblich vermindert haben.

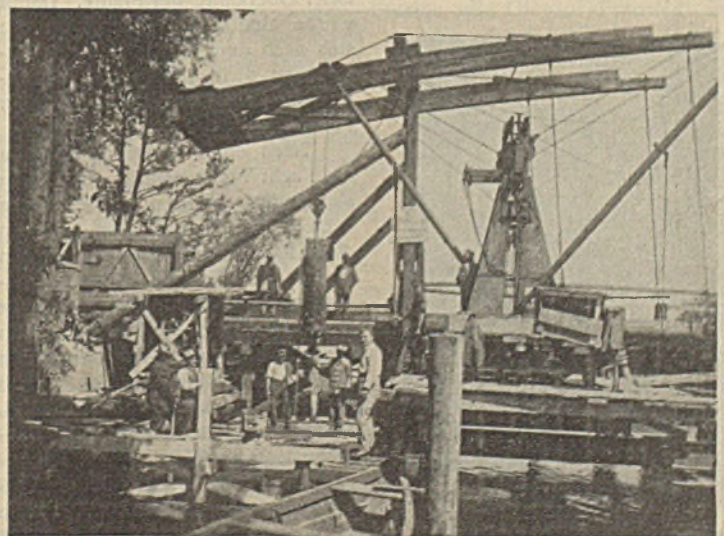


Abb. 8. Schüttbetonarbeiten in Pfeiler I.

¹⁾ Vgl. hierzu Hütte, Bd. III, 25. Aufl., S. 120; 26. Aufl., S. 113.



Abb. 9. Aushub in Pfeiler I mit Sack- und Baggerschaufeln.

Man hatte deshalb beschlossen, bei ausgespiegeltem Wasserstand den Bodenaushub vorzunehmen. Diese Arbeiten wurden bei Pfeiler II und III vor Beginn der Rammarbeiten ausgeführt. Bei Pfeiler I ist der Versuch gemacht worden, die obere Modderschicht durch eine Schlammpumpe zu entfernen. Die Arbeit mußte aber aufgegeben werden; es wurde zu wenig Schlamm mitgenommen. Andererseits lohnte es nicht, für die geringe Menge von 37 m³ eine größere Anlage anzufahren und zu montieren. Der Aushub wurde im Pfeiler I mit Sack- und Baggerschaufeln zwischen den Pfählen ausgeführt und hat einen unverhältnismäßig hohen Kostenaufwand erfordert (Abb. 9).

Die Modderschicht bestand nämlich zu einem beträchtlichen Teile aus verrotteten Wurzelstückchen und enthielt nur in ganz geringem Ausmaße Sand und schwebenden Schlamm, so daß das Baggergut beim Durchfahren der Wasserschicht zum größten Teil von der Schaufel wieder abgespült wurde.

Die gleichen Gesichtspunkte: Vermeidung von Gleichgewichtstörungen im Boden und Erhaltung der durch die Pfahlrammung erzielten Bodenverdichtung waren maßgebend für die Wahl der Unterwasserbetonierung. Die dichte Pfahlstellung machte eine Trichterschüttung unmöglich. Es wurde deshalb Büchsen-schüttung mit 250 l fassenden Büchsen ausgeführt.

Der geringe Durchmesser der Büchsen von nur 60 cm ermöglichte es, zwischen die Pfähle zu schütten. Das Verfahren war im übrigen von der ausführenden Baufirma bereits in den Jahren 1928 bis 1930 mit gutem Erfolge bei der Gründung der Leuchtfeuer im Stettiner Haff zur Anwendung gelangt. Die Schüttung wurde durchgeführt bis 40 cm unter Oberkante der Pfähle. Damit wurde eine Sohle geschaffen, die sich nach dem Abpumpen als vollkommen dicht erwies und Wasserantrieb vom Boden her wirksam verhinderte (Abb. 10).

Nach einer Erhärtungszeit von rund acht Tagen konnten die Pfeiler abgepumpt werden. Die obere Schicht wurde gesäubert, ebenso die Pfähle. Vorsichtshalber wurden die Pfahlköpfe mit Bitumen gestrichen und mit aufgesetzter Kappe aus Pappe umklebt, damit etwa im Pfahl aufsteigendes Wasser aus den unteren Schichten den Beton nicht angreifen konnte (Abb. 11). Vgl. Sternbrücke in Magdeburg; Bautechn 1923, S. 271.

Um eine gleichmäßige Verteilung der Lasten auf alle Pfähle zu erreichen, wurden sie zunächst gegenseitig verschnürt. Über der



Abb. 10. Abpumpen der Pfeilerbaugruben.



Abb. 11. Sicherung der Pfähle gegen aufsteigendes Wasser.

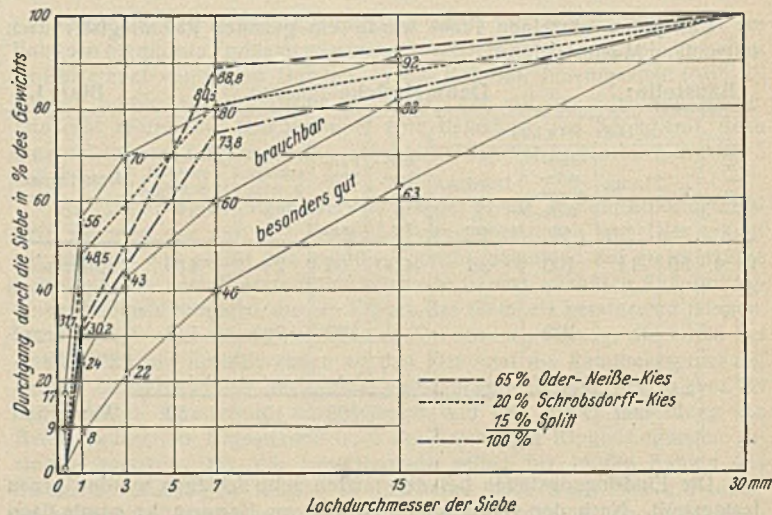


Abb. 14. Siebcurve.

Schüttbetonsohle wurde ein lastverteilender Balken aus Eisenbeton ausgebildet, der mit unterer und oberer Längsbewehrung und eingehende Bügelverschnürung ausgerüstet wurde (Abb. 12). In diesen Balken griffen Hakstücke hinein mit einem Durchmesser von 20 mm, die einerseits mit ihren unteren Endhaken im Fundamentbeton saßen, andererseits mit dem oberen Endhaken in die Bewehrung der aufgehenden Pfeiler hineingriffen.

Überdies waren mittels angeklammerter Schellen an jedem Pfahl acht Rundeseisenbügel in den lastverteilenden Balken hineinverflochten worden, so daß auch besonders die Zugpfähle mit den lastverteilenden Balken verankert sind. Diese Bügel gewährleisten im Verein mit dem Anzug der Pfähle eine Verbindung von Pfahlspitze über den lastverteilenden Balken mittels der obenerwähnten Hakstücke bis in die Bewehrung des Pfeilers, so daß tatsächlich eine sichere Verbindung von Pfahlspitze bis Oberkante Balkenaufleger gewährleistet ist (Abb. 13). Der Beton ist i. M.

von 1 : 4 : 0,35 Traß mit 10% Splitt-zusatz hergestellt, soweit er im Wasser liegt. Außerdem ist noch eine besondere fette Schutzschicht i. M. von 1 : 3 in Höhe von HHW = + 34,03 gelegt und an den Außenseiten von 33,73 bis 34,33 hochgezogen, so daß der obere Teil des Pfeilers gegen den unteren völlig abgedichtet und gegen hochsteigendes Wasser gesichert ist.

4. Kies- und Betonprüfungen.

Bei den Brückenbauten an der Spree wurde hauptsächlich Oder-Neiße-Kies verwendet, nur in Altschadow fand dort vorgefundener Grubenkies Verwendung. Auf der Baustelle in Prierosbrück standen außer dem Oder-Neiße-Kies noch Schrobsdorff-Kies und Groß-Bestener Kies zur Verfügung. Der letztere war laut Angebot in Aussicht genommen, konnte aber nicht verwendet werden, da die Anfuhr über die alte Holzbrücke nicht möglich war; außerdem arbeitete die Grube nicht. Es wurde daher zunächst Schrobsdorff-Kies verwendet. Die Siebproben ergaben die in der Tabelle (Abb. 14) eingetragene Zusammensetzung. Die Bestandteile unter 1 mm waren mit fast 50% vertreten. Es wurde daher der Bau-firma vorgeschrieben, für die tragenden Konstruktionsteile Oder-Neiße-Kies zu verwenden. Hier waren die Bestandteile unter 1 mm nur zu rd. 30% vertreten. Dagegen enthielt der Oder-Neiße-Kies als Flußbaggerkies keinerlei Lehmstaubteile. Bei weicher Betonmischung, wie sie bei Eisenbetonteilen notwendig wird, schwimmt

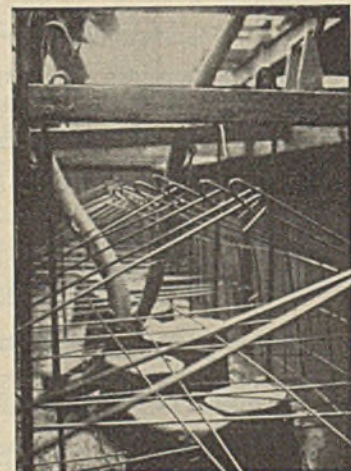


Abb. 12. Herstellung des Pfahlrostes.

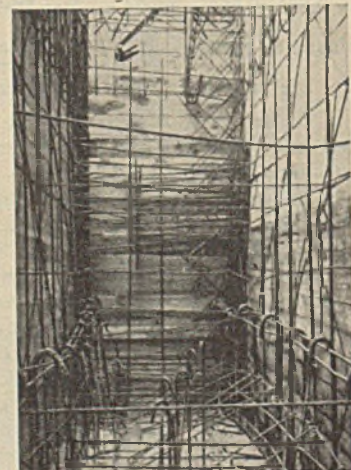


Abb. 13. Bewehrung des Landpfeilers.

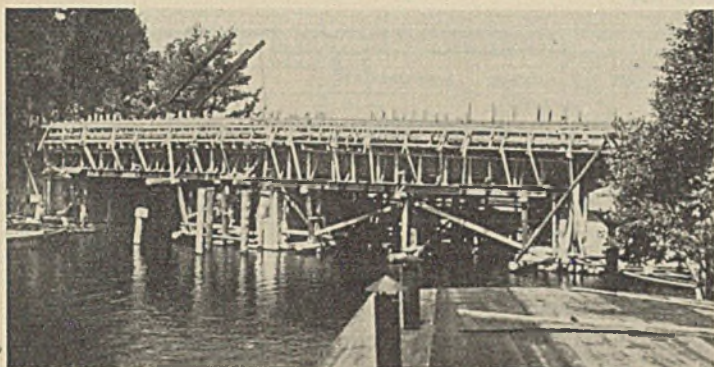


Abb. 15. Lehrgerüst.

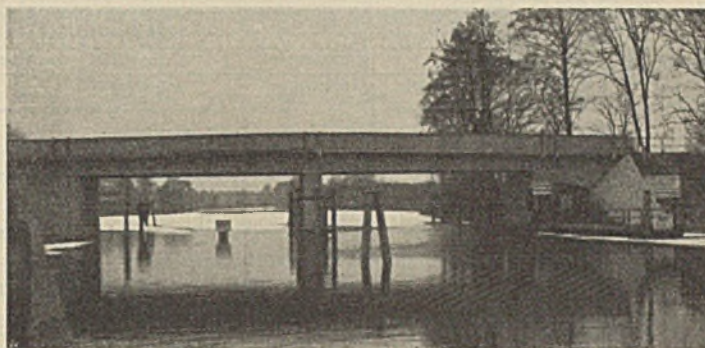


Abb. 16. Die neue Brücke.

er aus. Der Kies sackt durch, der Zement schwimmt wegen seines geringen spezifischen Gewichtes oben. Deshalb wurden mit Zusatz von Schrobsdorff-Kies Versuche angestellt, die dahin abzielten, ein Hohlraumminimum der Zuschlagstoffe zu erreichen. Dies ergab sich bei folgendem Haufwerk: 15% Splitt, 20% Schrobsdorff-Kies und 65% Oder-Neiße-Kies.

Oder-Neiße-Kies			Heise- u. Schrobsdorff-Kies		
über 7 mm	11,2 %	7,3 %	über 7 mm	19,5 %	3,9 %
über 1 mm	57,1 %	37,2 %	über 1 mm	32,0 %	6,4 %
unter 1 mm	31,7 %	20,5 %	unter 1 mm	48,5 %	9,7 %
	100,0 %	65,0 %		100,0 %	20,0 %

	Oder-Neiße 65 %	Heise und Schrobsdorff 20 %	Splitt 15 %	Zusammen
über 7 mm	7,3 %	3,9 %	15 %	26,2 %
über 1 mm	37,2 %	6,4 %	—	43,6 %
unter 1 mm	20,5 %	9,7 %	—	30,2 %
	65,0 %	20,0 %	15 %	100,0 %

Diese Kieszusammensetzung wurde für die Balken und die Fahrbahn verwendet. Das Mischungsverhältnis betrug 1:4. In der Druckzone wurde doppelt gebrochener Splitt, sogenannter Edelsplitt, verwendet. Auf Grund der Tatsache, daß rolliger oder würliger Kies bzw. Splitt bessere Druckergebnisse ermöglicht als flache Kiesel bzw. muscheliger gebrochener Splitt, wurde in der Zugzone der Balken einfach gebrochener Splitt verwendet, der die Gewähr bietet, daß die Betonzugfestigkeit wesentlich erhöht wird. In der Druckzone dagegen wurde doppelt gebrochener Splitt (Edelsplitt) verwendet, der würlig ausfällt. Es konnten hiermit größere Festigkeiten erzielt werden, wie die Druckergebnisse der angefertigten Probekörper und -würfel bestätigten. Außerdem wurden auf der Baustelle die üblichen Zementprüfungen ausgeführt, die durch die Baukontrolle vorgeschrieben sind. Die Probekörper wurden auf der Baustelle, die Probewürfel im Laboratorium des Vereins Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten zu Karlshorst abgedrückt. Die Druckergebnisse der Balken sind auszugsweise zusammengestellt.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neuen Brückenbauten der Reichsbahn in Glogau.

Von Reichsbahn-Dipl.-Ing. Wenzl, Frankfurt (Oder).

Durch den Umbau des Bahnhofes Glogau und die Verlegung des Empfangsgebäudes ergaben sich für den Brückenbau umfangreiche Aufgaben sowohl auf dem Bahnhof selbst als auch in seiner unmittelbaren Nähe.

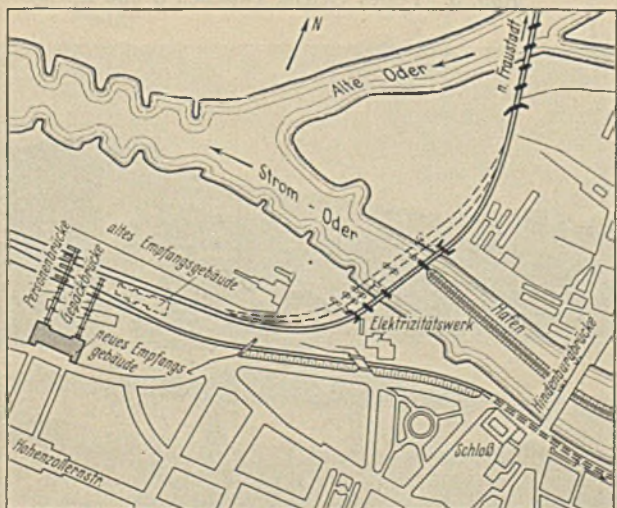


Abb. 1. Lageplan.

Druckergebnisse der auf der Baustelle Prierosbrück angefertigten Probekörper (Auszug).

Lfd. Nr.	Art	An- gefertigt	Ab- gedrückt	Alter Tage	Belastung		Mischungsverhältnis usw.
					kg	kg/cm ²	
2	Balken	26. 4. 32	27. 5. 32	31	1580	207	1 : 4
4	"	26. 4. 32	27. 5. 32	31	2650	345	1 : 4 mit 0,35 Traß
11	"	9. 6. 32	9. 7. 32	30	2020	263	1 : 4 mit 0,17 Traß
15	"	18. 6. 32	16. 7. 32	28	2600	338	1 : 4 mit 16 % Splitt
23	"	14. 7. 32	11. 8. 32	28	2750	357	1 : 4 mit 15 % einf. Splitt
31	"	22. 7. 32	19. 8. 32	28	3290	422	1 : 4 mit 15 % Edelsplitt

Wie die Balken (lfd. Nr. 2 u. 4) zeigen, erhöht sich die Druckfestigkeit durch Zusatz von Traß um rd. 50%. Bei dem Balken (lfd. Nr. 23) wurde einfach gebrochener Splitt verwendet, bei Nr. 31 dagegen Edelsplitt. Die Druckergebnisse liegen daher bei letzterem bedeutend höher. Jedoch steigert sich bei Edelsplitt die Druckfestigkeit nach längerer Lagerzeit nur in geringem Maße.

5. Messungen des Lehrgerüstes.

Da der Untergrund sehr verschieden war, hatte sich das Lehrgerüst, das gleichzeitig als Rammgerüst benutzt wurde, durch die andauernden Rammschläge an einigen Stellen bis zu 25 mm gesenkt. Es wurden daher zur Sicherheit noch verschiedene Zusatzpfähle, im ganzen 14 Stück, nachträglich eingerammt.

Außerdem wurden die Setzungen des Lehrgerüstes beim Betonieren genau beobachtet. Zu diesem Zwecke wurden an den Pfeilern und den Jochnpfählen oberhalb und unterhalb Kontrollbretter in genau waagerechter Lage angebracht (Abb. 15). Von den Pfeilern aus wurde die Setzung des Lehrgerüstes durch Sicht genau festgestellt und in ein Verzeichnis eingetragen. Es ergaben sich Höchstsenkungen von 21 mm. Der Fahrbahn war vorher in der Mitte ein Stützmaß von 50 mm gegeben worden, um dadurch Senkungen und Pressungen des Lehrgerüstes wieder auszugleichen.

Die neue Brücke (Abb. 16) nebst den anschließenden Rampen wurde Anfang April 1933 dem öffentlichen Verkehr übergeben.

I. Brücken auf Bahnhof Glogau.

Das bisherige Empfangsgebäude lag schienenparallel zwischen den Hauptgleisen der Strecken Glogau—Breslau und Glogau—Fraustadt und war mit den einzelnen Bahnsteigen teilweise durch Tunnel verbunden. Das neue Gebäude wurde seitlich der Gleisanlagen errichtet (Abb. 1). Es liegt mit seinem Vorplatze ungefähr 6 m über S.-O. Der Zugang zu den Gleisen wurde aus diesem Grunde über die Gleise hinweg gelegt. Dabei mußte das Dach eines im Wege stehenden langen Güterschuppens durchschnitten werden. Bei der Grundrißgestaltung des neuen Empfangsgebäudes war auf eine völlige Trennung des Personen- und Gepäckverkehrs Rücksicht genommen worden. Um diese bis zu den Bahnsteigen durchführen zu können, wurden dem Personen- und Gepäckverkehr besondere Brücken zugewiesen.

Personenbrücke.

Sie dient zur Verbindung des Empfangsgebäudes mit vier Bahnsteigen. Die Brücke ist überdacht und hat bei einer nutzbaren Breite von 5 m eine Gesamtlänge von 137 m. Die verhältnismäßig große Länge war dadurch bedingt, daß eine zwischen dem Empfangsgebäude und den Hauptgleisen liegende Ladestraße, ein Güterschuppen und mehrere Gütergleise überführt werden mußten. Der Brückenzug ist nach statischen und betrieblichen Gesichtspunkten in die aus Abb. 2 ersichtlichen Tragglieder aufgeteilt. Dabei mußte auch auf die Möglichkeit einer späteren Verlegung der Gleise Rücksicht genommen werden. Die stählernen Stützen bzw. Böcke ruhen auf Betonfundamenten, die zwischen den Gleisen an den Enden abgeschragt

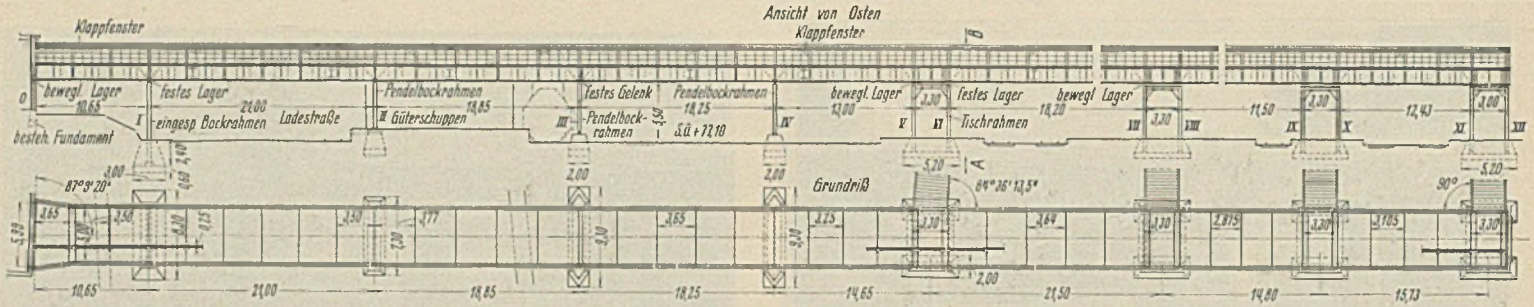


Abb. 2. Personenbrücke. Gesamtanordnung.

und so hoch geführt sind, daß entgleiste Fahrzeuge abgewlesen werden können. Die Böcke sind in den Punkten II, III und IV als Pendelrahmen und an den Bahnsteigen als Tischrahmen ausgebildet. Die Stiele der Rahmen in III und IV haben zur Sicherheit gegen den Anprall von Fahrzeugen kräftige Verbindungsriegel erhalten. Stütze I ist als eingespannter Querrahmen ausgeführt, um auch waagrecht, in Richtung der Brückenachse wirkende Kräfte aufnehmen und damit vom Gebäudemauerwerk fernhalten zu können.

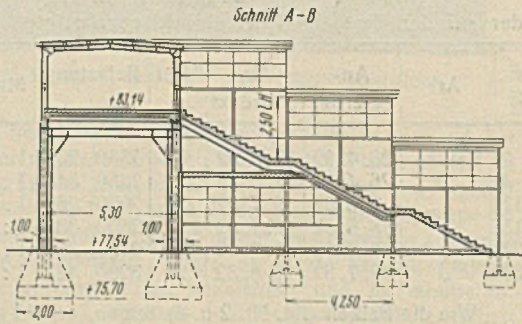


Abb. 2a.

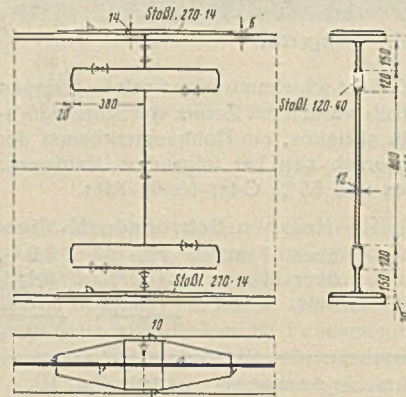


Abb. 3. Montagestoß.

zwischen geschaltet. Das Tragsystem besteht somit aus zwei durchlaufenden Trägern auf drei Stützen und vier einfachen Trägern auf zwei Stützen. Die durchlaufenden Träger noch weiter durch Gelenke statisch zu vereinfachen, war nicht angängig, da hierdurch eine etwa notwendig werdende Verlegung der Stützen erschwert worden wäre.

Der Berechnung der Träger wurden bei einer Nutzlast von 500 kg/m² die ungünstigsten Stützweitenverhältnisse zugrunde gelegt. Die Gurtplattendicken sind, nach den größten Momenten bemessen, auf der

Die Hauptträger sind geschweißte Blechträger von 1,40 m Höhe, die in I, VI, VIII und X fest und in O, V, VII, IX und XI längsbeweglich lagern. Um möglichst einfache statische Traggebilde zu erhalten, wurden zwischen den Auflagern O und I und über feste Gelenke III angeordnet. Die Hauptträger, ohne und mit Treppenan-schluß wurden einheitlich nur bis über die Stützen der Tischrahmen geführt, so daß sie auf beiden Seiten gleich ausgebildet werden konnten. Die den Treppen gegenüberliegenden Trägerstücke stehen daher in keinem statischen Zusammenhang mit den seitlich anschließenden Hauptträgern und sind nur des besseren Aussehens wegen in gleicher Höhe

ganzen Trägerlänge beibehalten, um unerwünschte Querschweißungen bei Abstufung der Plattendicke von vornherein auszuschalten. Die Stegblech-stöße sind nach der von der Firma Dörnen entwickelten Bauart ausgebildet

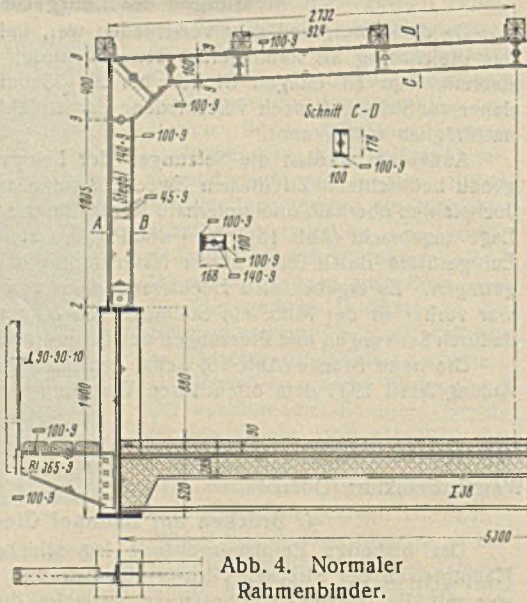


Abb. 4. Normaler Rahmenbinder.

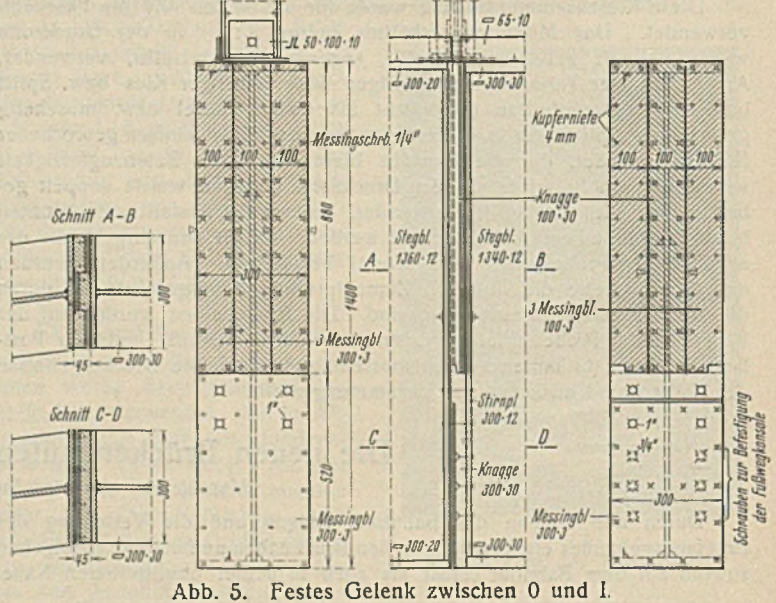


Abb. 5. Festes Gelenk zwischen O und I.



Abb. 6. Nordende der Brücke mit den Bahnsteigtrepfen.

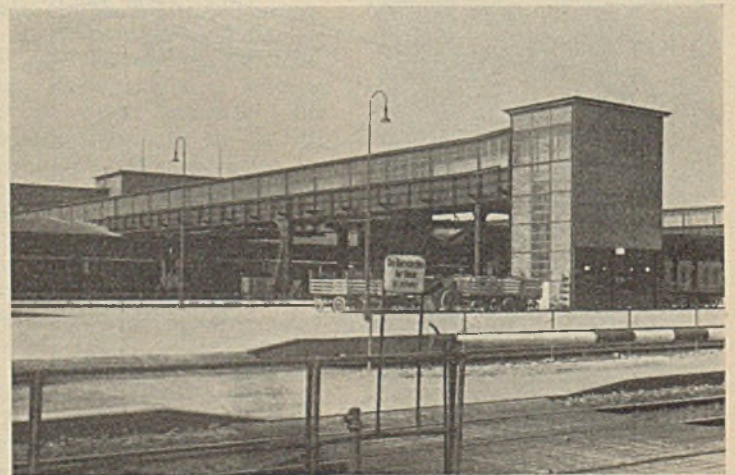


Abb. 7. Gepäckbrücke mit dem Aufzughäuschen.

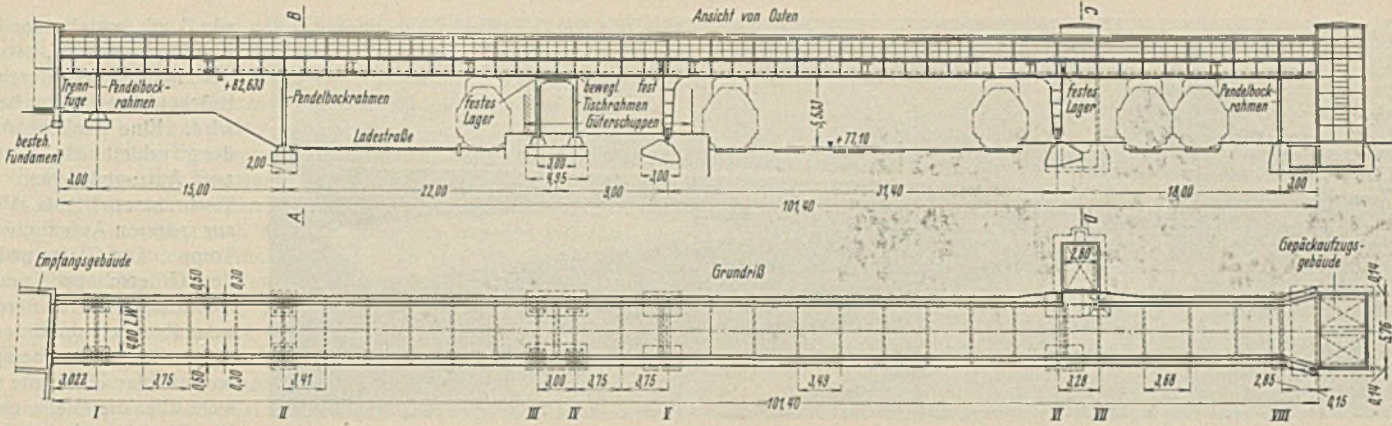


Abb. 8. Gepäckbrücke. Gesamtanordnung.

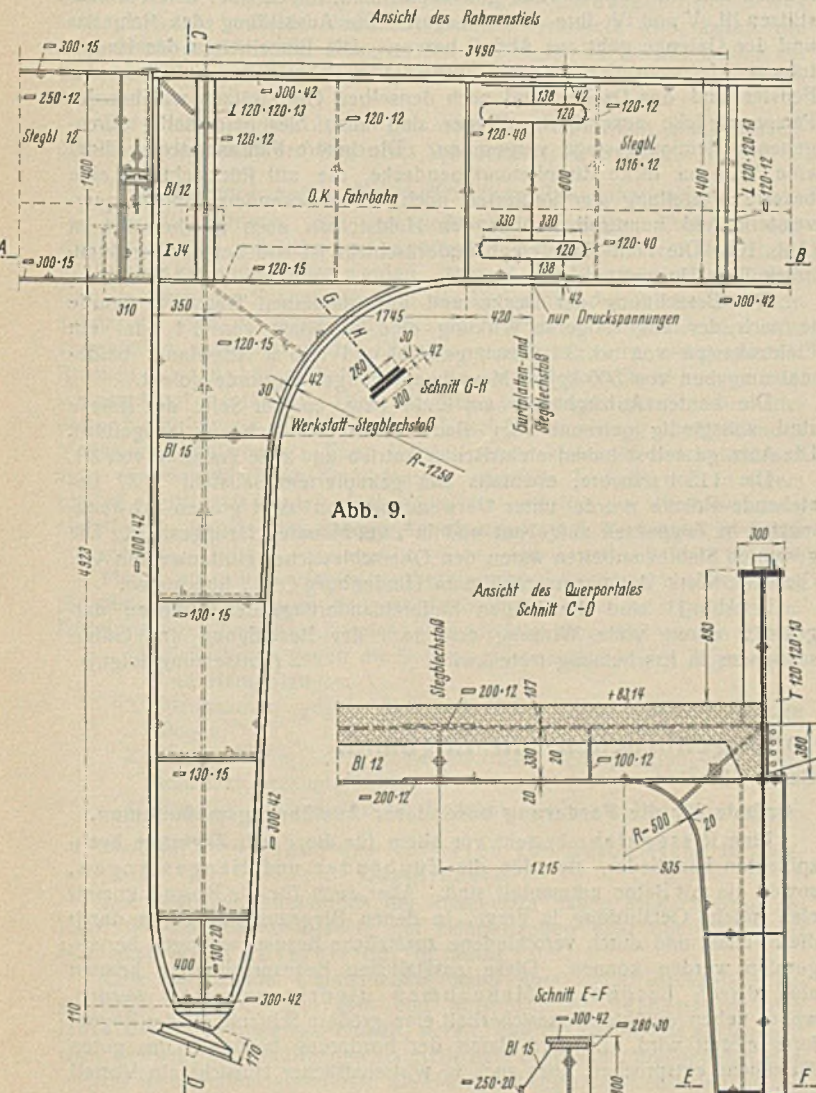


Abb. 9.

Abb. 9, 9a u. b.
Ausbildung des großen Rahmens.

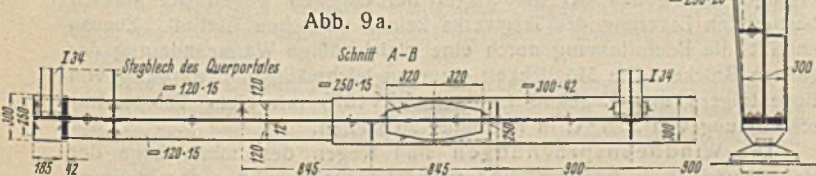


Abb. 9a.

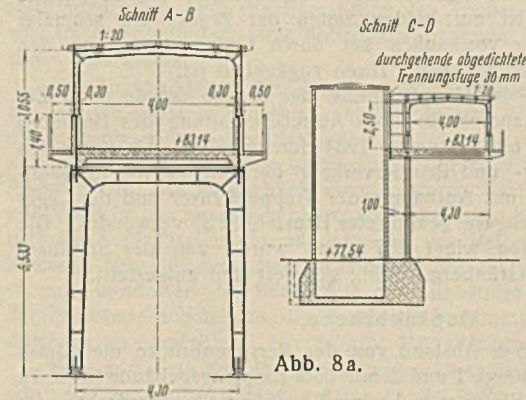


Abb. 8a.

(Abb. 3). Statt der im allgemeinen üblichen beiderseitigen Stoßlaschen ist hier ein 40 mm dickes Blech mittels Stumpfnähte eingeschweißt, so daß das Zusammenwirken der Stoßnähte durch ihre Gleichartigkeit besser gewährleistet ist. Die Gurtplattenstöße sind durch oben aufgelegte, nach den Enden sich verjüngende Platten gedeckt, so daß Überkopfschweißungen beim Zusammenbau auf der Baustelle vermieden wurden.

Zur Aufnahme der seitlichen Fenster und der Dachkonstruktion sind besondere Rahmenbinder gelenkig auf die Hauptträger gesetzt (Abb. 4). Diese Binder, die ebenso wie die übrigen stählernen Trapezbinder geschweißt wurden, haben Abstände von 2,87 bis 3,77 m und liegen mit den unteren Fußwegquerträgern in gleicher Ebene.

Die innere Fußwegkonstruktion besteht aus einer 22 cm dicken, zwischen stählernen Querträgern gespannten Eisenbetonrippendecke, die mit einer 4,5 cm dicken Duromitbetonschicht abgedeckt ist.

Sowohl bei der Fußwegplatte als auch bei den Fensterrahmen mußte auf eine gewisse Bewegungsmöglichkeit über den Rollenlagern und Gelenken des Hauptträgers Rücksicht genommen werden. An den festen Gelenken, deren Ausbildung aus Abb. 5 hervorgeht, kommen rechnerisch nur geringe Formänderungen in Betracht, um so mehr als der Gelenkdrehpunkt in Höhe des Fußweges liegt. An diesen Stellen sind daher nur einfache Trennfugen in der Betondecke angeordnet. Über den Rollenlagern ist die Trennung sowohl in der Betondecke als auch im Fußwegbelag durchgeführt. Die Fugen sind hier mit einseitig beweglichen Blechstreifen abgedeckt.

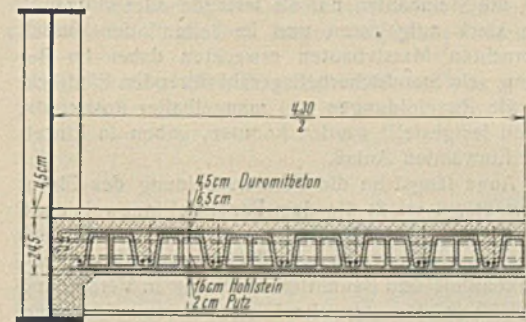


Abb. 10a.

Die Treppen zu den Bahnsteigen sind aus betrieblichen Gründen nur auf einer Seite angeordnet (Abb. 6). Zum Schutze gegen Wind und Regen sind die Aufgänge oben und an der Seite vollständig geschlossen. Zur Unterhaltung des Anstrichs

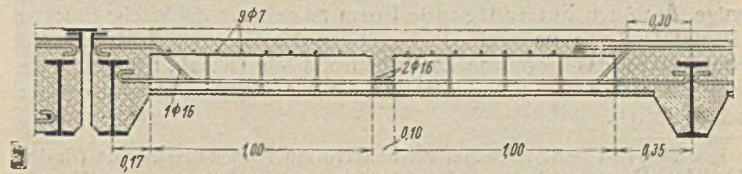


Abb. 10b.
Abb. 10a u. b. Rippendecke.



Abb. 11. Vorn die Gepäckbrücke, dahinter die Personenbrücke.

der Stahlkonstruktion und zum Reinigen der Fenster, die nur kleine Lüftungsfügel haben, ist auf beiden Seiten der Brücke ein schmaler Fußweg angebracht, der von außen her durch Leitern bzw. von den Treppenaufgängen aus durch kleine Türen zugänglich ist.

Der Zusammenbau der Haupttragteile der Brücke wurde unter Zuhilfenahme von zwei Standmasten unter Aufrechterhaltung des Betriebes in der Zeit vom Juni bis September 1934 durchgeführt. Da unter den Brücken ein reger Zug- und Rangierverkehr herrscht, wurde für sämtliche Konstruktionsteile mit Ausnahme der Treppenhäuser und der Lager zum Schutze gegen Rauchgase gekupfelter Baustahl St 37 verwendet. Die gesamte Stahlkonstruktion wiegt 207 t und wurde von der Stahlbauanstalt Beuchelt & Co., Grünberg i. Schl., geliefert und aufgestellt.

Gepäckbrücke.

Sie überquert in 45 m Abstand von der Personenbrücke die Gleise und verbindet die Bahnsteige 1 und 2 mit dem Empfangsgebäude (Abb. 7). Sie hat eine nutzbare Breite von 4 m und ist ebenfalls überdacht. Im Gegensatz zur Personenbrücke wurde hier von einem Anschluß des Bahnsteiges 3 abgesehen und damit die spätere Beseitigung des Güterschuppens und das Verschieben der Gleise nach dem Empfangsgebäude zu bereits berücksichtigt. Dadurch konnte die Länge der Brücke um rd. 32 m eingeschränkt werden. Um den derzeitigen Verkehrsverhältnissen gerecht zu werden, wurden am Bahnsteig 2 zwei Aufzüge nebeneinander vorgesehen.

Die Auflösung des Brückenzeuges in einzelne Traggebilde geht aus Abb. 8 hervor. Der Hauptträger über I und II ist ein durchlaufender Träger auf drei Stützen mit zwei Kragarmen. Der südliche Kragarm von

Stützen und die übrigen Teile geschweißt sind, haben über den Rahmentstützen III, V und IV ihre festen Lager. Die Ausbildung des Rahmens und der Gelenke geht aus Abb. 9 hervor. Die Einzelheiten des Hauptträgers wie auch der gelenkig aufgesetzten Rahmen zur Aufnahme der Fenster und des Daches sind nach denselben Grundsätzen wie bei der Personenbrücke ausgeführt. Ferner sind auch hier beiderseitig durchgehende Reinigungsstege vorgesehen. Die innere Fahrbahndecke bildet eine 22,5 cm dicke Eisenbetonrippendecke, die mit Rücksicht auf eine bessere Verteilung der Radlasten noch durch besondere Rippen querversteift und unmittelbar über den Hohlsteinen noch querbewehrt ist (Abb. 10). Die Fahr- bzw. Gehbahndeckschicht ist wie bei der Personenbrücke aus Duromitbeton hergestellt.

Der Berechnung der Decke und des stählernen Tragwerks wurde je nach der ungünstigeren Wirkung eine Einzellast von 1 t oder ein Elektrokarren von rd. 3 t Gesamtgewicht und 1,46 m Achsstand, beidemal umgeben von 500 kg/m² Menschengedränge, zugrunde gelegt.

Die beiden Aufzughäuser am Ende bzw. an der Seite der Brücke sind vollständig getrennt vom Bauwerk in Stahlfachwerk ausgeführt. Die Aufzüge selbst haben elektrischen Antrieb und eine Tragkraft von 3 t.

Die 115 t schwere, ebenfalls aus gekupferten Baustahl St 37 bestehende Brücke wurde unter Verwendung von zwei großen Schwenkmasten in Zugsphasen aufgebaut und in zwei Monaten fertiggestellt. Die gesamten Stahlbauarbeiten waren den Oberschlesischen Hüttenwerken AG, Gletwitz, Werk Donnersmarckhütte in Hindenburg O.-S., übertragen.

In Abb. 11 sind die beiden hintereinanderliegenden Brücken dargestellt, deren volle Wirkung erst nach der Beseitigung des Güterschuppens in Erscheinung treten wird. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Über die Ausführung von Eisenbetonbogenbrücken mit Zugband.

Von Prof. Dr.-Ing. Berrer, Breslau.

Eisenbetonbrücken mit über die Fahrbahn hinausragenden Bogen sind früher vielfach als baustoffwidrig und als schönheitlich unbefriedigend abgelehnt oder doch höchstens als Notbehelf anerkannt worden.

Das plumpe Aussehen so mancher der älteren Brücken gab einer solchen Auffassung recht. Ihren letzten Grund hatte diese Auffassung in der uralten Gewohnheit, die Steinbauten nur als lastende oder stützende Massen zu sehen. Die stark aufgelösten und in Teilen offensichtlich durch Zugkräfte beanspruchten Massivbauten erweckten daher im Beschauer einen gekünstelten, sein Standsicherheitsgefühl störenden Eindruck. Auch bauliche Mängel, wie Rissebildungen und mangelhafter Rostschutz, die bei einzelnen Brücken festgestellt werden konnten, gaben in Einzelfällen zu Bedenken und Einwänden Anlaß.

Heute hat sich das Auge längst an die Formerschmelzung des Eisenbetons gewöhnt; das Bewußtsein erfaßt die dem Baumittel innewohnende Widerstandsfähigkeit, ohne sich an Vorstellungen von Mauerwerksbauten anlehnen zu müssen; der Beschauer erfreut sich an der Kühnheit der Gestaltung.

Die bessere Baustoffkenntnis und Baumittelherstellung in Verbindung mit den Erfahrungen über die zweckmäßige Bauausführung — über die nachstehend ausführlich berichtet werden soll — gestatten es heute, die Eisenbetonbogenbrücken mit Zugband technisch einwandfrei, risse- und rosticher herzustellen und ihren Luftbogen eine schlanke, sehnige, das Auge befriedigende Form zu geben. Zahlreiche Brücken in Deutschland wie im Auslande bestätigen das Gesagte, sie fügen sich vortrefflich in das gegebene Landschaftsbild ein (s. Abb. 1 u. 2), ja sie machen in recht vielen Fällen eine an sich ausdruckslose Umgebung erst beachtenswert¹⁾.

¹⁾ Rukwied geht in seiner verdienstvollen „Brückenästhetik“ (Berlin 1933, Wilh. Ernst & Sohn), wohl infolge der starken Betonung von Grundsätzen, in der schönheitlichen Verurteilung mancher neuzeitlichen Bauformen m. E. zu weit.

Gründe für die Forderung besonderer Ausführungsmaßnahmen.

Eine Rissegefahr besteht vor allem für die durch Zugkräfte beanspruchten Bauglieder, also für die Zugbänder und Hängestangen, soweit sie mit Beton ummantelt sind. Aber auch für die Bogen kommt eine solche Gefährdung in Frage, in denen Biegezugspannungen durch die Nutzlast und durch verschiedene zusätzliche Beanspruchungen hervorgerufen werden können. Diese zusätzlichen Beanspruchungen können aber durch besondere Maßnahmen niedrig gehalten werden, wobei neben erhöhter Rissesicherheit eine größere Schlankheit der Bogenform erzielt wird. Es wird damit der Forderung bezüglich des guten Aussehens entsprochen, aber auch in wirtschaftlicher Hinsicht ein Vorteil erreicht.

Als zusätzliche Wirkungen kommen zunächst die auch bei sonstigen Massivbögen zu beachtenden in Frage, nämlich

Wärmeeinflüsse,

Schwindwirkungen,

elastische Verkürzung der Bogenachse durch die Normalkräfte.

Zu diesen Einwirkungen tritt bei den Brücken der hier betrachteten Art der Einfluß der elastischen Verlängerung des Zugbandes, der im gleichen Sinne wirkt wie das Schwinden und die Verkürzung der Bogenachse, nämlich genau so wie ein Ausweichen der Kämpfer. Ein etwaiges Nachgeben der Widerlager hat dagegen wegen der statisch bestimmten Lagerung des Tragwerks keinen statischen Einfluß. Ebenso entfällt die Beeinflussung durch eine gleichmäßige Wärmeänderung der ganzen Brücke. Die Möglichkeit einer ungleichmäßigen Erwärmung von Bogenträgern und Zugband ist nach DIN 1075 mit einer Temperaturschwankung von $\pm 5^\circ \text{C}$ in Rechnung zu stellen.

Die Windbeanspruchungen sind wegen der hohen Lage der Bogen und ihrer geringen Widerstandsfähigkeit in der Querrichtung

ungünstiger als bei den unter der Fahrbahn angeordneten Gewölben und daher nach DIN 1075 stets zu berücksichtigen. Auf die Maßnahmen zur Übertragung der Windkräfte braucht im Rahmen dieser Abhandlung nicht eingegangen zu werden, ebensowenig wie auf die in jedem Falle nachzuweisende Knicksicherheit.

Sind Zugbänder aus Eisenbeton vorgesehen, so könnten das Schwinden, wegen des im ganzen Tragwerk einheitlichen Baumittels, als ebenso einflußlos angenommen werden wie eine gleichmäßige Wärmeänderung. Es wird jedoch — wenn auch weniger stark als bei den gewöhnlichen Bogenträgern — immer zu berücksichtigen sein, weil die Zugbänder stets eine verhältnismäßig starke Bewehrung besitzen. Die Schwindwirkung des umhüllenden Betons tritt daher zurück, während sie im Bogen in üblicher Weise zum Ausdruck kommt²⁾. Außer diesen „sekundären“ Schwindwirkungen werden — wiederum wegen der starken Bewehrung — in den Zugbändern die „primären“ Schwindspannungen beachtlich, die durch den Widerstand ausgelöst werden, die das eingebettete Eisen dem Schwindbestreben des Betons entgegensetzt.

Weiterhin ist, wie bei allen Massivgewölben, noch die Gefährdung durch Risse zu beachten, die durch ein ungleichmäßiges Setzen des Lehrgerüsts während des Baufortschritts verursacht wird, indem die Last frisch aufgebrachtener Betonmassen Setzungen hervorruft, denen der benachbarte, vielleicht schon erhärtende — aber noch nicht feste — Beton folgen muß.

Der Vollständigkeit halber sei noch die Möglichkeit eines unsachgemäßen Absenkens der Bogen als Schadenursache erwähnt.

Maßnahmen gegen die zusätzlichen Beanspruchungen.

Um die Wirkung der verschiedenen nachteiligen Einflüsse auszuschalten oder möglichst zu ermäßigen, können zahlreiche bauliche Maßnahmen angewendet werden, deren Auswahl natürlich im Einzelfalle je nach der Spannweite und der Bedeutung der Brücke und nicht zuletzt je nach der Einstellung des verantwortlichen Entscheidenden sehr verschieden ausfallen wird. Die Spannungsgrenzwerte weitgespannter Brücken werden bekanntlich durch die zusätzlichen Einwirkungen ausschlaggebend beeinflußt. Hier ist daher ein sorgfältiges Studium aller dieser Einwirkungen und der zu ihrer Unschädlichmachung zu ergreifenden Maßnahmen notwendig. Beim Entwurf einer kleineren Brücke müssen zwar die verschiedenen Einwirkungen ebenfalls bedacht und in ihrem Einfluß abgeschätzt werden, doch kann hier natürlich nur die Anwendung einfacherer, wenig kostspieliger Anordnungen und Verfahren in Frage kommen.

Man kann somit verschiedene Stufen von Maßnahmen unterscheiden, die sich zwar in der Anwendung nicht scharf gegeneinander abgrenzen, zur Erzielung einer besseren Übersicht aber wie folgt eingeteilt werden sollen:

1. Maßnahmen gegen die Betonzugspannungen in den Zugbändern und Hängestangen,
2. Maßnahmen gegen die zusätzlichen Biegemomente in den Bogen,
3. Beeinflussung der unerwünschten Beanspruchungen durch künstlich erzeugte Kräfte,
4. Sonstige Maßnahmen zur Erzielung schlanker Bogenformen.

1. Maßnahmen gegen das Auftreten von Betonrissen in den Zuggliedern.

Die Bedenken hinsichtlich der Rissegefahr haben vielfach dazu geführt, die tragende Stahlseele der Hängestangen oder der Zugbänder oder auch beider unverkleidet zu lassen.

Eine schützende Ummantelung kann aber ohne Rissegefahr angewendet werden, wenn man eine entsprechende Reihenfolge der Herstellungsvorgänge einhält, derart, daß der Beton erst eingebracht wird, wenn die zu umhüllenden Stahlteile bereits gespannt und gedehnt sind.

So ist es immer vorteilhaft, die Hängestangen erst einzubetonieren, nachdem die Fahrbahnplatte ausgerüstet ist und an den Stangen hängt und am besten auch der Fahrbahnbelag schon aufgebracht ist.

Hinsichtlich der Zugbänder sind zwei verschiedene Ausführungsweisen mit Erfolg angewendet worden, indem man sie entweder mit der Fahrbahnplatte zusammenhängend betoniert, oder sie, vorübergehend oder auch dauernd, getrennt von ihr belassen hat. Die völlig getrennte Ausführung wird in Deutschland in der Regel bevorzugt, weil sie eine klare Kräfteverteilung gewährleistet. Die Fahrbahnplatte ist dann an mindestens einer Stelle mittels einer durchgehenden Quertuge (Dehnungsfuge) zu trennen, weil sie andernfalls die Längenänderungen des Zugbandes mitzumachen gezwungen ist. Die gegenseitige Verschieblichkeit der beiden Tragteile ist dabei wenigstens einigermaßen sicherzustellen. Wenn das Zugband dauernd unverkleidet bleibt, sind die gleichen Maßnahmen zu ergreifen.

Werden die Zugbänder und die — ohne Dehnungsfugen angeordnete — Fahrbahn zusammenhängend ausgeführt, so muß die Fahrbahn alle Längenänderungen mitmachen, daher auch am Kräfteausgleich teilnehmen.

²⁾ Vgl. Mörsch, Der Eisenbetonbau, 5. Aufl., Bd. II/2, S. 354.



Abb. 1. Kinzigbrücke bei Kehl.
(Ausführung Züblin & Cie. AG, Kehl a. Rhein.)

Es ist dann darauf zu achten, daß eine Kraftübertragung zwischen beiden stattfinden kann. Für die Bemessung der Zugbandbewehrung wird aber, wie im Eisenbetonbau stets üblich, die tragende Mitwirkung des Betons außer acht gelassen.

Die Zugbanddehnungen derartiger Brücken fallen außerordentlich klein aus, so daß sogar in Vorschlag gebracht wurde, die — mit Rücksicht auf die Bogenmomente unvorteilhaften — elastischen Verlängerungen des Zugbandes ganz zu vernachlässigen³⁾. Ein solcher Vorschlag wird mit Rücksicht auf die Möglichkeit eines späteren Nachgebens des Zugbetons mit Vorsicht zu beurteilen sein, weil die mit „Kriechen“ bezeichneten, langsamen plastischen Formänderungen des Betons sich geltend machen können. Eine teilweise Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons — zum mindesten der Betonhülle der Zugbänder — bei der Ermittlung der Formänderungen und der durch sie bestimmten Wirkungen ist aber durchaus zu empfehlen. Hierzu gibt Mörsch ein Rechenverfahren⁴⁾.

Eine wirksame Entlastung des Zugbandbetons von den Zugspannungen wird wiederum durch eine entsprechende Reihenfolge der Herstellungsvorgänge erzielt. Das Zugband wird zunächst ohne Hülle gelassen und erst nach dem Absenken des Lehrgerüsts ausbetoniert. Das Gewicht der bis dahin hergestellten Bauteile erzeugt dann keine Betonzugspannungen, weshalb es meist zweckmäßig wird, auch die Fahrbahn und deren Belag vorher fertigzustellen.

In den Zugbändern erreichen die primären Schwindspannungen verhältnismäßig hohe Werte, weil der Bewehrungsprozentsatz sehr hoch ist und die Schwindverkürzung des Tragteils daher viel wirksamer gehindert wird, als es sonst in Eisenbetontragwerken der Fall ist. Hiergegen ist das Offenlassen von Lücken beim Betonieren empfohlen worden, die erst nach Tagen oder Wochen geschlossen werden. Eine gewisse Wirkung ist dieser Maßnahme wohl zuzusprechen, obwohl theoretisch die Spannungen von der Länge des Betonstücks unabhängig sind. Mit Rücksicht auf die Schwierigkeit des Abschaltens in den hochbewehrten Querschnitten und auf die Möglichkeit von Rissebildungen an den Arbeitsfugen zieht man aber in der Regel die Herstellung in einem Zuge vor.

2. Maßnahmen gegen das Auftreten hoher Biegemomente in den Bogen.

In der Hauptsache kommt hier der gleiche Grundsatz in Betracht wie bei den sonstigen Gewölben, nämlich ein möglichst langes Hinausschieben des Entstehens langer biegesteifer Stücke, so daß sich die un-

³⁾ Gén. Civ. 1934, Bd. 105, S. 193. — ⁴⁾ A. a. O., S. 354.



Abb. 2. Straßenbrücke über den Mühlkanal bei Ohlau-Thiergarten.
(Ausführung A. Walde, Breslau.)

vermeidlichen kleinen Bewegungen infolge von Setzungen spannungslos vollziehen können.

Während des Betonierens der Bogen können Lücken offen bleiben, die erst nach dem Eintreten der wesentlichen Schwindverkürzungen geschlossen werden. Dadurch können auch die Zusatzspannungen erheblich herabgesetzt werden, die durch das ungleiche Schwinden der Bogen und der Zugbänder bedingt sind. Die Vorschrift in DIN 1075, daß das Schwinden in Eisenbetonbogen einer Abkühlung um 15°C gleichzusetzen ist, bezieht sich ausdrücklich auf derart hergestellte Tragwerke. Falls das Zugband aus Eisenbeton ausgeführt wird, ist eine Herabsetzung dieser Zahl aber jedenfalls berechtigt. Mörsch empfiehlt, dann -10°C in Rechnung zu setzen. Werden Zugband und Fahrbahn gleichzeitig in einem Stück und etwa gleichzeitig mit den Bogen betoniert, wie es bei kleineren Brücken mehrfach geschehen ist, so brauchen sekundäre Schwindspannungen im allgemeinen nicht berücksichtigt zu werden, weil dann die Voraussetzung für ihr Wirken (s. oben) wegen des großen Betonquerschnitts des Zugteils nicht mehr gegeben ist.

Die zunächst offengelassenen Lücken in den Bogen beseitigen bekanntlich auch die Gefahr des Auftretens von Rissen im eben erhärtenden Beton, wenn beim Weiterbetonieren sich das Lehrgerüst nach und nach setzt. Genau genommen müßten dann über jeder Pfahlreihe des Gerüsts Lücken offen bleiben, weil beim Setzen jeder Reihe eine Bewegung des Gewölbeteils eintreten muß, die ihren Drehpunkt über der benachbarten Pfahlreihe hat.

Wird dafür gesorgt, daß der Betoniervorgang rasch fortschreitet, wie dies bei dem verhältnismäßig kleinen Querschnitt der Luftbogen vielfach möglich ist, so wird sich das genannte Setzen des Lehrgerüsts nicht schädlich auswirken können. Die Betonmasse ist dann noch weich, wenn das Einbringen des Betons schon über die nächsten Felder fortgeschritten ist. Durch Klopfen an die Schalung kann ein Nachsacken der Betonmasse an den „Drehpunkten“ unterstützt werden.

Den Schwindwirkungen wird allerdings bei dem letztgenannten Verfahren nicht begegnet. Um das — auch für die Bogen recht lästige — Abschalen und Offenlassen von Lücken zu vermeiden, ist man dem Schwinden einfluß auch durch ein (besonders vorsichtig zu bewerkstelligendes!) Lüften des Lehrgerüsts mit Erfolg begegnet⁸⁾, indem man dieses einige Tage nach dem Betonieren, also jedenfalls nach Beendigung des eigentlichen Abbindevorganges, planmäßig und allmählich so weit senkte, daß die erzielte Bogenverkürzung der Schwindverkürzung etwa entsprach.

Ein wirksames Mittel zur Herabsetzung der zusätzlichen Bogenbeanspruchungen ist das Einfügen von Gelenken in den Bogen, durch die das Tragwerk statisch bestimmt gemacht wird und die Einflüsse des Schwindens, der Wärmeänderungen, der Zugbandverlängerung und Bogenverkürzung ausgeschaltet werden. Meist werden sogenannte einstweilige Gelenke oder Baugelenke vorgesehen, die nach dem Ausrüsten und Aufbringen der vollen Last ausbetoniert werden. Der dann entstehende gelenklose Bogen ist gegenüber den durch bewegliche Streckenlasten erzeugten Biegemomenten widerstandsfähiger als ein Dreigelenkbogen. Das Schwinden hat sich bis zum Zeitpunkt des Gelenkschlusses zum größten Teil ausgewirkt, und auf die Ausschaltung der verhältnismäßig geringen Wärmespannungen ($\pm 5^{\circ}\text{C}$) kann meist verzichtet werden. Da eine hohe Vollkommenheit der Gelenkwirkung nicht erforderlich ist, genügt die Anordnung von Einschnürungen an den Gelenkstellen derart, daß in der Mitte stark bewehrte Stege von etwa $\frac{1}{3}$ der Bogenhöhe stehenbleiben.

Die statische Bestimmtheit kann durch die Einfügung von Scheitelgelenken erreicht werden, sofern die Steifigkeit der Zugbänder vernachlässigt werden darf und die Fahrbahn mit Dehnungsfugen ausgebildet wird. Werden keine Fugen angeordnet und Fahrbahnplatte wie auch die Zugbänder mit den Bogen biegefest verbunden, so ist deren Steifigkeit stets so groß (s. unter 4), daß auch bei Anordnung von drei Gelenken in jedem Bogen das — theoretisch nur für eine symmetrische Belastung vorhandene und auch dann nur labile — Gleichgewicht in ein stabiles verwandelt wird. Andererseits werden damit die Zusatzspannungen auch tatsächlich in der gewollten Weise ausgeschaltet, was mit Scheitelgelenken allein nicht erreicht würde⁹⁾.

⁸⁾ Vgl. Der Bau der Neckarbrücke Ilvesheim—Seckenheim. B. u. E. 1927, S. 345.

⁹⁾ Vgl. Die Straßenbrücke bei Reding im Elsaß. Gén. Civ. 1934, Bd. 105, S. 193. Eine fast vollständige Ausschaltung der Biegemomente in den Bogenträgern — und zwar auch der durch die Nutzlast hervorgerufenen — wird durch das Schrägstellen der Hängestangen nach dem von Nielsen angegebenen, patentierten Verfahren erzielt, wobei ein Zusammenwirken des Bogens, des Zugbandes und der nur zeitweilig wirksamen schrägen Hängestangen als fachwerkartiges Tragwerk erreicht wird (s. B. u. E. 1935, S. 313, sowie Abhandl. d. Internat. Vereinigung für Brückenbau u. Hochbau, Bd. I, S. 355, Zürich 1932).

3. Künstlich hervorgerufene Beanspruchungen.

Gewollte Beanspruchungen und damit bestimmte Formänderungen, die den Zusatzspannungen entgegenwirken, können erweckt werden durch Aufbringen einer Last auf die Brückenbahn oder durch Ausübung von Zug- oder Druckkräften auf einzelne Tragteile.

Wie bereits früher gesagt, wird bei nachträglichem Einbringen der Beton der Zugbänder von denjenigen Zugkräften entlastet, die durch die bis dahin aufgebrachten Lasten erzeugt werden. Bringt man also außer der gesamten ständigen Last noch einen Ballast in Höhe der vollen Nutzlast auf, so werden auch durch diesen keine Betonzugspannungen hervorgerufen⁷⁾. Die noch verbleibenden primären Schwindspannungen und die Wirkung einer ungleichen Erwärmung von Bogen und Sehne können von einem guten und lange genug feucht gehaltenen Beton ohne Rissegefahr ausgehalten werden. Man kann aber auch diesen Wirkungen bis zu einem gewissen Grade begegnen, indem man die künstliche Belastung über die Nutzlast hinaus erhöht, was bis zu einer im Einzelfalle nachzuweisenden Grenze ohne Überbeanspruchung der Tragteile möglich ist.

Auch die Hängestangen werden dann erst umhüllt, wenn die Vorbelastung auf sie wirkt.

Eine andere Anwendung der Vorbelastung findet statt, wenn die Schalung der Fahrbahn aus irgendwelchen Gründen an die Bogen angehängt wird und die Fahrbahnplatte erst nach dem Entfernen des Lehrgerüsts betoniert wird. Ohne Vorbelastung würde die wechselnde Belastung bei fortschreitendem Betonieren der Fahrbahn recht ungünstige Biegemomente in den Bogen erzeugen und damit auch wechselnde Formänderungen hervorrufen, die auf die angehängte Fahrbahnchalung übertragen werden und dem zum Teil gerade erhärtenden Beton gefährlich werden können. In Anlehnung an das Verfahren Melan-Spangenberg⁸⁾ kann dann zunächst und allmählich eine Vorbelastung in die Fahrbahnchalung gebracht werden, die aus dem später zur Betonbereitung benutzten Kiessand bestehen kann und nach Maßgabe des fortschreitenden Betonierens wieder entfernt wird. Die Belastung und die Bogenform ändern sich dann während dieses Arbeitsabschnitts nicht.

Auf die Bogenmomente hat die volle Beanspruchung der Zugbänder vor dem Einbetonieren keinen vorteilhaften Einfluß, denn im unverkleideten Zustande verlängern sich die Bänder stärker, weil der hemmende Einfluß der Betonhülle wegfällt. In Verbindung mit dem Einbau zeitweiliger Gelenke, die bei wirkender Vorbelastung geschlossen werden, können aber auch die Zusatzbeanspruchungen infolge der Zugbandverlängerung — ebenso wie die durch das noch zu erwartende Schwinden und die Achsverkürzung der Bogen hervorgerufenen Wirkungen — weitgehend vermindert werden⁹⁾. Man kann damit eine volle Ausnutzung der zulässigen Beanspruchungen in den beiden Bogenleibungen und damit schlanke Bogenformen erzielen.

Das bei eingespannten Bogenträgern zuweilen mit Vorteil durchgeführte Ansetzen von Druckpressen in einer zunächst offengelassenen Scheitelfuge führt bei den Zweigelenkbogen nicht zum Ziele, weil sie durch die Scheitelfuge zu statisch bestimmten Dreigelenkbogen werden, die Formänderungen spannungslos zulassen. Dagegen können die verschiedenen zusätzlichen Beanspruchungen (durch Schwinden, Bogenverkürzung, Zugbandverlängerung) durch Erzwingung einer Vorspannung in den Stahlzugbändern ausgeschaltet werden, die gegebenenfalls vor dem Einbetonieren zu bewirken ist. Zum Vorspannen, das gleichzeitig mit dem Ausrüsten der Brücke durchzuführen ist, kann nach dem Dischingerischen Ausziehverfahren¹⁰⁾ das Ansetzen von Druckwasserpressen zwischen einem Bogenkämpfer und dem verlängerten Zugbande dienen.

Bei der Aufstellung von Hochbaubindern ist die Vorspannung der Zugbänder zuweilen durch Erhitzen der Eisen mittels Lötlampen und Nachziehen der Verankerung vor dem Erkalten erzielt worden. Für die schweren, langen Zugbänder der Brücken ist dieses Verfahren nicht ohne weiteres geeignet. Dagegen ist — nach einem Vorschlage des Verfassers — eine Erwärmung auf elektrischem Wege denkbar. Sie dürfte beim Vorhandensein einer genügend starken Stromquelle leichter und billiger durchführbar sein als eine mechanische Dehnung des Zugbandes. Die einzelnen Eisen können nacheinander, gegebenenfalls auch in Stufen, angespannt werden, damit einmal die zuerst gedehnten anfangs nicht überspannt zu werden brauchen, und zweitens, damit der Hand in Hand mit dem Ablassen des Lehrgerüsts zu bewerkstelligende Vorgang sich allmählich abspielen kann.

4. Sondermaßnahmen zur Erzielung einer schlanken, gut aussehenden Bogenform.

Außer dem Verfahren zum Niedrighalten der Zusatzmomente in den Bogen sind noch zahlreiche Maßnahmen vorgeschlagen worden, um die

⁷⁾ Vgl. Matibrücke in Albanien, Schweiz. Bauztg. 1928, Bd. 92, S. 30, und Mörsch, a. a. O., S. 357.

⁸⁾ Vgl. Bauing. 1924, S. 461 u. f.

⁹⁾ Brücke über den Soganli-Su (Türkei). Vgl. B. u. E. 1934, S. 65.

¹⁰⁾ B. u. E. 1932, S. 309.

Querschnitte der Bogen zu ermäßigen oder auch nur, um ihnen ein schlankes, beschwingtes Aussehen zu geben.

Eine Querschnittsverminderung kann natürlich durch Erhöhung der zulässigen Beanspruchungen in den Bogen erzielt werden, die mit der Veredelung des Baumittels Schritt hält. Daß hier in Deutschland ohne Bedenken weitergegangen werden könnte, ist neuerdings von Neuffer¹¹⁾ eingehend nachgewiesen worden.

Von den Biegemomenten können die Bogen wirksam entlastet werden, wenn man zur Übertragung dieser Momente die Steifigkeit der Zugbänder und der Fahrbahnplatte mit heranzieht. Tatsächlich ist das Trägheitsmoment dieser Tragteile von der gleichen Größenordnung wie das der Bogen, und da beide durch die Hängestangen in lotrechter Richtung nahezu unverschieblich miteinander verbunden sind, so können die Formänderungen des einen nicht ohne entsprechende Formänderungen und Spannungen im andern vor sich gehen. Dieser Umstand ist vielfach nicht in Erwägung gezogen worden, wie das Beispiel einer in Italien ausgeführten Kanalbrücke¹²⁾ besonders deutlich zeigt, die als Zweigelenkbogen mit Zugband berechnet worden ist, bei der aber der im Verhältnis zum Kanalquerschnitt sehr schlanke Luftbogen nur als versteifter Bogenträger wirken kann. Durch einen statischen Nachweis ist von Legens¹³⁾ festgestellt worden, daß bei zusammenhängender Ausbildung von Fahrbahn und Zugband die Berechnung als Zweigelenkbogen mit Zugband überhaupt nicht mehr zugänglich sei, weil das Tragwerk wie ein „Bogen mit gelenkig angeschlossnem Luftbogen“ wirke.

Die Berücksichtigung der Steifigkeit der Zugbänder und der Fahrbahnplatte gestattet die Ausführung von recht schlanken Bogen¹⁴⁾, wobei unter Umständen außerordentlich feingliedrige Ausführungen zustande kommen, wie z. B. die in Abb. 3 gezeigte Hyrynsalmi-Brücke in Finnland¹⁵⁾.

Die Biegemomente im Gesamttragwerk können weiterhin auch durch eine Einspannung der Bogenenden in die Tragwerke von Nebenöffnungen vermindert werden, wobei gleichzeitig auch das Zugband entlastet wird. Diese Anordnung gestattet sehr ansprechende Lösungen der Gesamtlage (vgl. Abb. 1). Die Balken der Seitenöffnung können entweder als durchlaufende Träger ausgebildet¹⁶⁾, oder sie können mit je einem Gelenk¹⁷⁾ versehen werden, wodurch eine äußerlich statisch bestimmte Anordnung der Gesamtbrücke erreicht wird.

Durch solche Anordnungen wird die Druckkraft in den Bogen sowie die Zugbandkraft vermindert und der Momentenverlauf in den Bogen wird geändert, derart, daß durch die Einspannmomente die Grenzmomente im mittleren Bogenteile herabgesetzt werden.

Um die Bogenträger bei gleicher Querschnittsfläche widerstandsfähiger gegen die biegenden Momente zu machen, ist vielfach statt der rechteckigen eine aufgelöstere Form der Bogenquerschnitte ver-

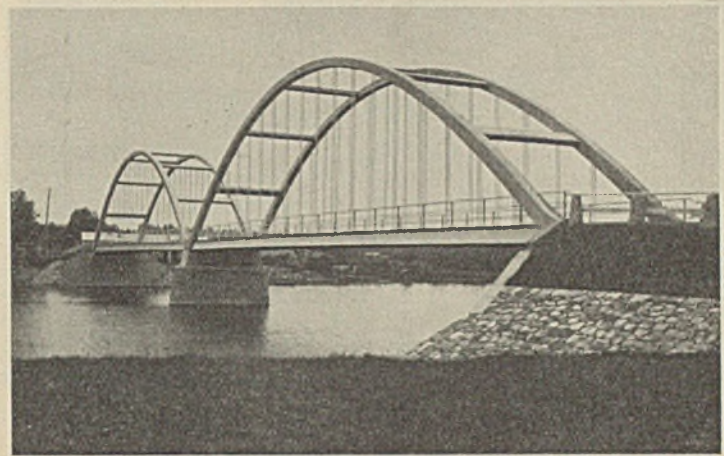


Abb. 3. Straßenbrücke über den Hyrynsalmi.
(Ausführung Christiani & Nielsen in Kopenhagen.)

wendet worden. Es kommen in Frage I-förmige oder Kasten-Querschnitte, wobei die letzten wegen der teuren Herstellung und des plumpen Aussehens nicht zu empfehlen sind, ferner die Auflösung in zwei Gurte, die durch einzelne Stege oder durch ein Fachwerk miteinander verbunden sind. Das höhere Trägheitsmoment solcher Querschnitte hat aber auch eine Erhöhung der von der Bogensteifigkeit abhängigen Zusatzkräfte zur Folge. Mit der Auflösung ist daher vielfach nur die Absicht verfolgt worden, das Aussehen leichter zu gestalten. Die zur Zeit weitestgespannte Eisenbetonbrücke mit Zugband (über den Qued Mellègue in Tunis¹⁸⁾ mit $l = 92$ m) ist mit derartigen Bogen ausgeführt, die fachwerkartig gegliedert sind. Die Trennung in Gurte ist nach unserer deutschen Auffassung kein Mittel zur Verbesserung des Aussehens. Die vielen Ecken und Winkel im Tragwerk bieten zudem Angriffspunkte für eine Zerstörung durch Witterungseinflüsse.

Die vorstehend zusammengestellten Verfahren und Maßnahmen zeigen, daß es zahlreiche Wege gibt, um den früher den Eisenbetonbogen mit Zugband anhaftenden Mängeln zu begegnen, und daß die Gründe für den ablehnenden Standpunkt, der immer noch zuweilen gegen die Brückenart eingenommen wird, nicht mehr als stichhaltig angesehen werden können.

Die Darlegungen würden allerdings ihre Absicht verfehlen, wenn sie zu übertriebenen Forderungen in der Anwendung der angegebenen Verfahren verleiten würden. Es muß daher betont werden, daß kleinere und mittlere Eisenbetonbogenbrücken mit Zugband unter Verzicht auf alle Sondermaßnahmen in einem Zuge (sogar einschließlich der Hängestangen) betoniert worden sind, ohne daß hernach Fehler beobachtet werden konnten. In einzelnen solchen Fällen waren lediglich feine Risse in den Hängern aufgetreten, die bisher aber noch keine Gefährdung der Brücke befürchten ließen. Voraussetzung für das Gelingen ist natürlich wie stets eine einwandfreie Bauausführung unter Erfüllung der heute an die Herstellung hochwertiger Eisenbetonbauten allgemein gestellten Anforderungen.

¹⁸⁾ Vgl. B. u. E. 1927, S. 359.

¹¹⁾ Die Straße 1935, Heft 8, S. 264.

¹²⁾ B. u. E. 1913, S. 217.

¹³⁾ Schweiz. Bauztg. 1926/II, S. 349; im Auszug auch B. u. E. 1929, S. 226.

¹⁴⁾ Vgl. z. B. Die Straßenbrücke in Bagnex bei Paris. Eng. News-Rec. 1927, S. 272.

¹⁵⁾ Ähnlich der Brücke über den Mikonsalmi und andere. B. u. E. 1933, S. 264.

¹⁶⁾ Kinzigbrücke bei Kehl. B. u. E. 1932, S. 341 u. f.

¹⁷⁾ Vlarabrücke bei Nemschow (Tschechien). B. u. E. 1929, S. 129.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Verwendung von Schleuderbetonrohren in der Stadtentwässerung.

Von Reg.-Baumeister Wimmer, Backnang (Württbg.).

In den Jahren 1930 bis 1935 hat die Stadt Backnang (Württbg.) den wesentlichen Teil ihrer Stadtentwässerung mit dem Bau der Hauptsammelleitung ausgeführt. Als Schlußstück des Bauprogramms ist die Kläranlage im Herbst 1935 fertiggestellt worden. Backnang ist der Hauptort der süddeutschen Lederindustrie. Die anfallenden großen Mengen von gewerblichem Abwasser werden gemeinsam mit dem häuslichen Abwasser in der Hauptsammelleitung gesammelt und der Kläranlage zugeleitet. Es entfallen von dem mit 220 sl ermittelten Zufluß ungefähr 90% auf die gewerblichen Abwassermengen der Lederindustrie, einer Bleicherei und einer Motorenfabrik, und nur die restlichen 10% sind häuslichen Ursprungs. Durch die außerordentlich ungünstige Belastung eines städtischen Abwassers mit dem gewerblichen Abwasser der Lederindustrie verlangte die Bearbeitung und Ausführung der Entwässerungsanlagen besondere Sorgfalt und Überlegungen. Dazu kommen noch durch die Lage der Stadt in einem tief eingeschnittenen Flußtal schwierige örtliche Verhältnisse, die die Linienführung und Ausbildung der Hauptsammelleitung erschwerten.

Das äußere Bild der Landschaft wird von der Murr, einem rechtsseitigen Nebenflusse des Neckars bestimmt. Durch den Eintritt des Flußlaufs wenige Kilometer oberhalb der Stadt in die Formation des Muschelkalks windet sich die Murr im Bereich der Stadt mit mehreren großen und

scharf gekrümmten Schleifen talabwärts. Die schmale Talsohle wird eingeeengt durch steile, zum Fluß abfallende Hänge, die flußabwärts von der einen Talseite zur anderen regelmäßig wechseln.

Durch die Geländegestaltung, Industrieanlagen und Anschlußleitungen der angrenzenden Stadtgebiete war die Wahl der Linienführung und Höhenlage der Hauptsammelleitung innerhalb der Stadt ziemlich beschränkt. Sie folgt dort den Hauptstraßenzügen, wobei darauf geachtet wurde, daß die Kreuzung mit dem Vorfluter nach Möglichkeit vermieden wurde. Für diese Kreuzungen wurden Dükerbauten erforderlich, deren Erstellung mit verhältnismäßig großen Kosten verknüpft war und gegen die vor allen Dingen im Betriebe und in der Unterhaltung die außergewöhnliche Verschmutzung des Abwassers sprach.

Als erstes Teilstück der Hauptsammelleitung ist entgegen der üblichen Regel eine obere Leitungsstrecke in Angriff genommen worden. In dem oberhalb gelegenen Stadtteil befinden sich einige große Betriebe mit Chromgerbung. Das Abwasser dieser Betriebe enthält sehr viele chemische Stoffe, die das Wasser des Vorfluters stark färbten und zeitweilig eine Schaumbildung über die ganze Wasseroberfläche verursachten. Die entweichenden Schwefelwasserstoffgase gefährdeten die Gesundheit der Anwohner ernstlich, so daß hier dringende Abhilfe nötig war. Neben den schönheitlichen und gesundheitlichen Forderungen hatte die Heraus-

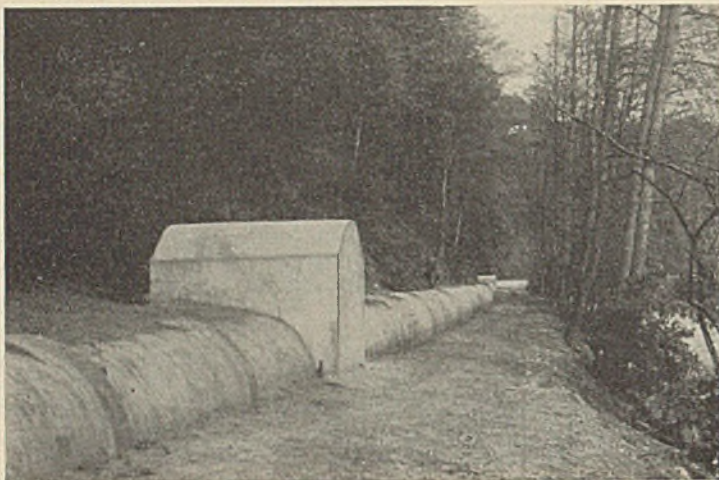


Abb. 1. Führung der Hauptsammelleitung entlang einem Steilhang.

nahme der oberen Strecke den Vorteil der einfachen Ausbildung der Leitungsquerschnitte auch hinsichtlich der Baustoffauswahl, für die durch die große chemische und mengenmäßige Verschmutzung des Abwassers zuerst noch Erfahrungen gesammelt werden sollten. Die Leitungen dieses Bauabschnitts sind dann aus Steinzeugröhren 60 cm und 70 cm l. Weite gebaut worden. Zu den Betonarbeiten wurde Jurament verwendet, das zu dieser Zeit noch hergestellt worden ist. Vor dem Auslauf wurde eine Probestrecke von ungefähr 50 m Länge mit einem gemauerten Profil und Betonummantelung, am oberen Ende aber, an der Stelle der stärksten chemischen Beanspruchung der Leitung, eine Probestrecke mit Schleuderbetonrohren 60 cm l. Weite eingelegt.

In dem anschließend gebauten zweiten Bauabschnitt wurden die Abwässer bis an den Ausgang der Stadt geführt und durch einen vorläufigen Auslauf in den Vorfluter eingeleitet. Dieser Bauabschnitt ist nach dem betonierten Leitungsquerschnitt der Probestrecke des ersten Bauabschnitts unter Auskleidung der Innenfläche mit Klinkersteinen ausgeführt worden. Nur die Leitungen von zwei Dükerbauwerken sind aus Steinzeugrohren.

Der nächstfolgende Bauabschnitt sollte nach dem ersten Entwurf bis zu dem Platze der Kläranlage führen. Durch die ungünstigen Gelände-verhältnisse und die Anlage der Abwasserzuläufe war die Führung der Hauptsammelleitung entlang dem Flußlauf erforderlich. Sie kam auf diese Weise in der oberen Teilstrecke in die breite Uferböschung zwischen dem Flußlauf und einem Fabrikantenwesen und in der unteren Teilstrecke auf das Vorland eines Steilhangs zu liegen.

Das Gefälle der Hauptsammelleitung wurde, soweit es aus praktischen Gründen zu vertreten war, im allgemeinen kleiner als das Talgefälle angenommen, um die Kläranlage möglichst aus dem Untergrunde zu heben. Dies hatte zur Folge, daß die Hauptsammelleitung bereits am Ende des zweiten Bauabschnitts mit dem Scheitel sehr nahe unter die Erdoberfläche rückt und im dritten Bauabschnitt durch die Ungunst der Linienführung sogar aus dem Boden ragen sollte.

Bei der Bearbeitung des dritten Bauabschnitts stand fest, daß die Voraussetzungen für die Ausführung der Leitungsquerschnitte der beiden vorausgegangenen Abschnitte nicht mehr zutreffen konnten. In diesen Bauabschnitten verlief die Hauptsammelleitung in bebauten Straßenzügen und in tiefen Gräben mit vielen seitlichen Nebenanschlüssen. Statt dessen

führte im dritten Bauabschnitt die Hauptsammelleitung über freies Gelände mit geringer Einbettung. Die Schwierigkeiten bestanden in der möglichst weitgehenden Anpassung an das Gelände. Dazu war noch zu berücksichtigen, daß bei der vorgesehenen Linienführung die Hauptsammelleitung im ganzen Bauabschnitt im Hochwassergebiet des Flußlaufs verlief. Der Gedanke der Ausführung eines offenen Gerinnes, mindestens für eine Teilstrecke, lag nahe. Er mußte aber infolge der Raumbeschränkung auf der Uferböschung und dem Vorlande, der Hochwassergefahr, der Beeinträchtigungen durch Steinschlag, Laubfall und Geländerutschungen wieder aufgegeben werden. Eine geschlossene Leitung aus Beton mit Klinkersteinen kam aus technischen und wirtschaftlichen Gründen nicht mehr in Frage. Ein an Ort und Stelle betoniertes Gerinne war ebenfalls kostspielig und konnte nicht die Vorzüge aufweisen, die das Schleuderbetonrohr hinsichtlich seiner Güte hatte.

Wie aus der Verlegung der Probestrecke im ersten Bauabschnitt zu entnehmen ist, war das Schleuderbetonrohr schon beim Beginn der Bauarbeiten für die Stadtentwässerung als Baustoff für die Hauptsammelleitung herangezogen worden. Es handelte sich bei diesem Bauabschnitt um Rohre von 60 bis 80 cm l. Weite. Die chemische Zusammensetzung des Backnanger Abwassers verlangte aber die sorgfältige Prüfung der Baustoffe nach den Erfahrungen der Lederindustrie und den zahlreichen vor dem Baubeginn vorgenommenen chemischen Untersuchungen des Abwassers. Diese Untersuchungen sind durch die systematischen Abwasseruntersuchungen vor der Planung der Kläranlage im Jahre 1934 ergänzt worden¹⁾. Sämtliche Abwasserproben ergaben nur alkalische Reaktion. Der mittlere p_H -Wert liegt zwischen 8 und 9. Nach der Alkalität des Abwassers zu schließen, ist es für Zement nicht schädlich. Dagegen enthält das Abwasser durch die Gerbung eine große Menge von Sulfiden und Sulfaten, die durch die Bewegung des Abwassers Schwefelwasserstoffgas abgeben, das sich mit dem Wasserdampf im Luftraum der Leitung zu schwefeliger und Schwefelsäure verbindet.

Einige Jahre vor dem Baubeginn der Stadtentwässerung sind durch die Bemühungen der Firma Ed. Züblin & Cie AG, Kehl a. Rh., an dem Auslauf einer Fabrikleitung mehrere Probestücke von Schleuderbetonrohren eingelegt worden. Die Firma suchte durch diese Proben den Nachweis der Beständigkeit ihrer Schleuderbetonrohre für die Backnanger Abwasser-verhältnisse zu bringen. Nach den Erfahrungen können Mörtel und Beton auch bei Verwendung von Spezialzementen nur bedingt gegen chemische Einwirkungen von der vorliegenden Art geschützt werden. Der beste Schutz ist immer noch ein hochwertiges Betongefüge, das durch seine Dichte das Eindringen von aggressiven Lösungen in den Beton verhindert. Diese Forderungen erfüllt das Schleuderbetonrohr durch das Herstellungsverfahren in hohem Maße. Ein Bruchstück eines Schleuderbetonrohres zeigt eine durchaus gleichmäßige Struktur des Betons mit einer außerordentlich dichten Mörtelschicht auf der Innenseite, die durch eine mehrere Millimeter dicke Kalkschicht bedeckt wird.

Die Probestücke zeigten vor dem Beginn des ersten Bauabschnitts keinerlei Angriffe oder sonstige nachteilige Einwirkungen der Gase auf den Beton. Trotz des befriedigenden Ergebnisses wurde von der Verwendung der Schleuderbetonrohre abgesehen, weil allgemein die Beobachtungszeit für zu kurz erachtet wurde und bei den erforderlichen Durchflußquerschnitten bewährte Baustoffe wirtschaftlich in Wettbewerb treten konnten.

¹⁾ Collegium, Internat. Zeitschrift für Gerbereitechnik Nr. 781 V, 1935 bzw. Gesund.-Ing. 1935, Nr. 35.

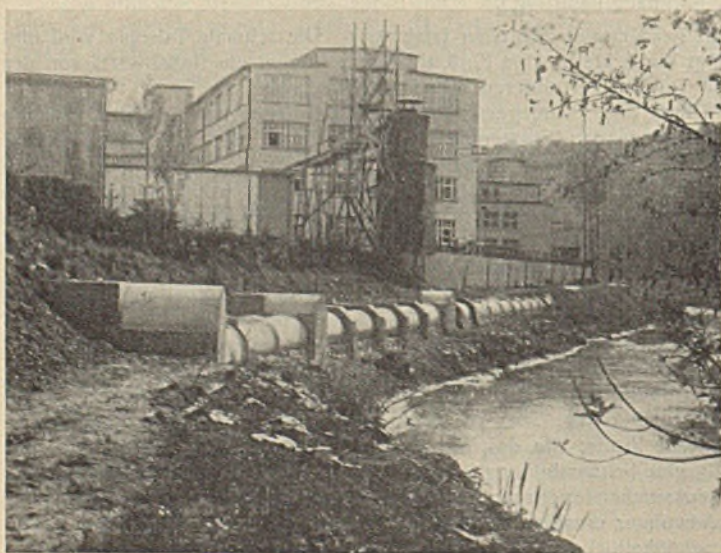


Abb. 2. Sicherung der Hauptsammelleitung auf der Uferböschung.

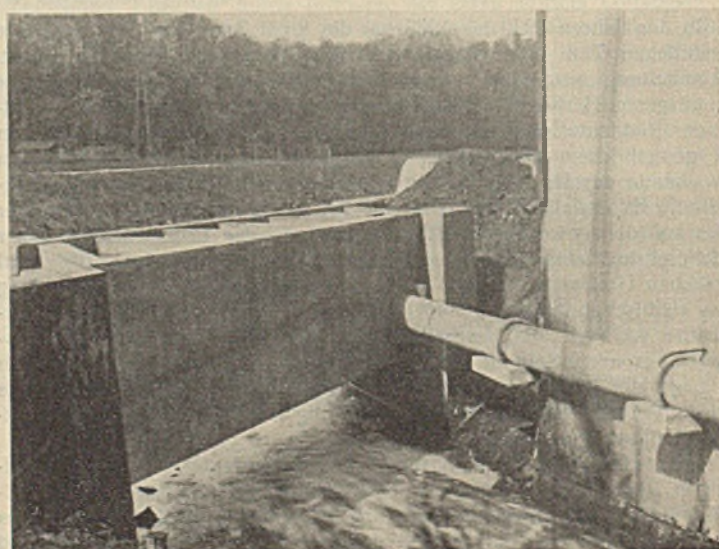


Abb. 3. Kreuzung mit dem Unterwasserkanal eines Triebwerks.

Um jedoch die Verwendungsmöglichkeit der Rohre nicht nur durch mehr oder weniger theoretische Laboratoriumversuche zu prüfen, sondern an Fällen zu erproben, die in Wirklichkeit vorkommen, ist am Ende des ersten Bauabschnitts an der Einmündung des konzentriertesten Gerberei-abwassers die Probestrecke in Schleuderbetonrohren angelegt worden. Die Rohre stammten aus einer gewöhnlichen Schleuderung. Sie hatten 3,6 m Baulänge und wurden, wie üblich, mit Glockenmuffen gestoßen. Auf Anordnung der Bauleitung ist die Innenfläche nach Abbürsten der Kalkschicht zweimal mit Inertol gestrichen worden. Zwei dieser Rohre erhielten eine Ausschleuderung mit Palesitschmelzmasse von 20 mm. Bei dem Inertolanstrich handelte es sich um eine vorläufige Schutzmaßnahme gegen die Angriffe der Kanalgase in den ersten Betriebsjahren, bis der noch verhältnismäßig junge Beton nach Vollendung des Erhärtungs-vorgangs die zu erwartende höhere Widerstandsfähigkeit gegen chemische Einwirkungen besitzt.

Zur Zeit der Planung der dritten Teilstrecke der Hauptsammelleitung waren einzelne Probestücke bis zu fünf Jahren und die Probestrecke zwei Jahre den chemischen Einwirkungen des Abwassers und der Kanalgase ausgesetzt. Bei den angestellten Untersuchungen war keine nachteilige Einwirkung auf den Beton zu beobachten, so daß das Schleuderbetonrohr für die Backnanger Abwasserverhältnisse als geeignet angesehen werden konnte. Im Benehmen mit der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart, die bei der Frage der Baustoffauswahl der Hauptsammelleitung mitgewirkt hatte, wurden für die Lieferung von Schleuderbetonrohren Richtlinien ausgearbeitet. Die Widerstandsfähigkeit des Betons gegen chemische Angriffe ist unmittelbar bestimmt durch die Dichte des Betons, die in der Druckfestigkeit wieder zum Ausdruck kommt. Um den Beton daher allgemein gegen chemische Angriffe möglichst widerstandsfähig zu machen, wurde der Beton der Rohre mit ausgesuchtem Zuschlagstoff unter sachgemäßer Abstufung der Korngröße und hochwertigem Portlandzement hergestellt, dem rheinischer Traß im Verhältnis 1:10 beigemischt wurde. Der Nachweis der chemischen Widerstandsfähigkeit sollte zur Klarstellung an der Druckfestigkeit von Betonprobekörpern gemessen werden, für die eine Festigkeit von 500 kg/cm² nach 28tägiger Lagerung verlangt wurde. Die doppelte Spiralbewehrung der Rohre mußte an den Innen- und Außenflächen mindestens 20 mm mit Beton überdeckt sein. Diese Lieferbedingungen sind von der Firma Züblin & Cie AG, Kehl a. Rh., angenommen worden.

Der dritte Bauabschnitt der Hauptsammelleitung ist daraufhin von dem Düker Etwiesen in Schleuderbetonrohren ausgeführt worden. Die Leitungslänge beträgt rd. 800 m, der Rohrdurchmesser 120 cm i. L. Das Auftragen eines haltbaren Anstrichs war durch die Kalkschicht erschwert. Beim Bau des vierten Bauabschnitts, der sofort anschließend ausgeführt wurde, ist daher der Schutzanstrich im Werk von der Rohrlieferfirma aufgetragen worden. Die Kalkschicht wurde unmittelbar nach der Schleuderung der Rohre entfernt und die Innenfläche alsbald mit Aristogen der I. G. Farbenindustrie AG, Frankfurt a. M., eingewaschen und nach Auftrocknen der Innenfläche ein Anstrich von Inertol 49 als Deckschicht aufgebracht. Die Ausführung dieses Anstrichs befriedigte in jeder Hinsicht. Die fabrikmäßige Herstellung der Rohre sicherte einen gleichmäßigen und einwandfreien Beton, der den Lieferbedingungen auch bezüglich der Druckfestigkeit genügte.

Aus Abb. 1 u. 2 ist die Lagerung der Rohrleitung mit den Einstelgschächten des dritten Bauabschnitts ersichtlich. Der Aushub war infolge der geringen Einbettung der Rohre leicht zu bewältigen. Ebenso ging das Verlegen der Rohre durch die Verwendung eines hölzernen Portalkrans gut vonstatten. Es wurden höchstens an besonders eingeeengten Stellen größere Gerüstbauten für die Fördergleise des Krans erforderlich. Die Rohre sind bei gutem Baugrunde unmittelbar auf die Grabensohle verlegt worden. Nur an Stellen mit schlechtem Untergrund und an den Strecken, bei denen durch Hochwasser die Gefahr des Unterspülens und Auftriebs bestand, sind für die Auflage der Rohre Betonfundamente vorgesehen worden.

Die Dichtung der Rohrmuffen wurde getrennt von innen wie von außen hergestellt. Zuerst wurden die Muffen und Rohrenden mit Inertol vorgestrichen und nach dem Verlegen der Rohre die Stoßfugen von innen mit Teerstrick und Palesitmörtel ausgedrückt (Abb. 4). Das Einstemmen des Teerstricks hat sich bei breiten Stoßblöcken, z. B. in Krümmungsstrecken, als zweckmäßig erwiesen, da hierdurch der Palesitmörtel besser in den Fugen haftete. Die Glockenmuffen wurden von oben durch zwei Öffnungen im Rohrscheitel, die bereits bei der Schleuderung ausgespart worden sind, mit handelsüblichem Muffenkitt ausgegossen.

Die notwendige Sicherung der Hauptsammelleitung gegen Auftrieb bei Hochwasser geschah nach Abb. 2 u. 3. Die Betonringe über dem Rohrstoß sind mit Rundisen bewehrt. Die Größe des Verankerungs-

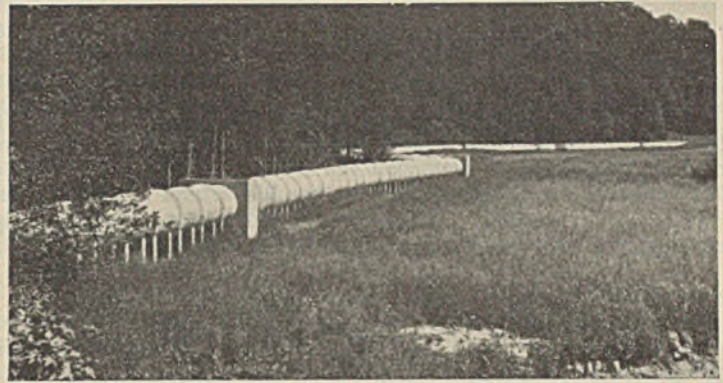


Abb. 5. Übersicht über die unterste Teilstrecke der Hauptsammelleitung.

klotzes richtete sich nach dem Maße des Auftriebs. Die untere, dem Hochwasser vollständig ausgesetzte Strecke wurde dadurch gesichert, daß in den Einstelgschächten der Rohrleitung Öffnungen mit Rückstauklappen eingebaut wurden, durch die bei ansteigendem Hochwasser die Rohrleitung mit Flußwasser gefüllt wird. An sonstigen kleineren Bauwerken sind die Kreuzungen mit einem Bachlauf und einem Werkkanal im Einflußgebiete des Hochwassers zu erwähnen, die durch die Anwendung des Schleuderbetonrohres vorteilhaft gelöst werden konnten.

Durch den günstigen Erwerb eines größeren Mühlenanwesens mit geeignetem Grundbesitz wurde die Kläranlage um 1 km weiter von der Stadt entfernt verlegt. Für die notwendige Verlängerung der Hauptsammelleitung entschied man sich aus denselben Gründen wie beim dritten Bauabschnitt für eine geschlossene Rohrleitung, wobei die Frage der Geruchbelästigung des landschaftlich schönen Tales durch das gasreiche Abwasser bei den höheren Leitungskosten mit berücksichtigt worden ist.

In dem dritten Bauabschnitt ist die Beobachtung gemacht worden, daß die Bewegungen der Rohrleitung bei Temperaturänderungen durch die Lage über dem Gelände trotz der Nachgiebigkeit in den Muffen nicht unerheblich sind. Infolgedessen bildeten sich im Beton der Einstelgschächte an den Stellen Risse, an denen die Rohre in den Schachtbeton eingriffen. Bei dem vierten Bauabschnitt wurden daher muffenlose Rohre als Schlußstücke vor den Einstelgschächten geschleudert. Durch die Umhüllung der Rohrenden mit einem Streifen Pappe wurde die Verbindung mit dem Beton der Einstelgschächte vermieden und eine gewisse Beweglichkeit gewahrt. Außerdem erhielt der Ausgleichbeton der Schächte eine 5 cm breite Aussparung auf die Tiefe der Rohrwanddicke, die später mit Palesitmörtel ausgefüllt worden ist. Die Dichtung der Glockenmuffen von außen mit Muffenkitt befriedigte nicht restlos. Der Muffenkitt wird

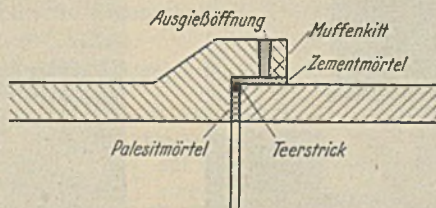


Abb. 4. Dichtung der Glockenmuffen.

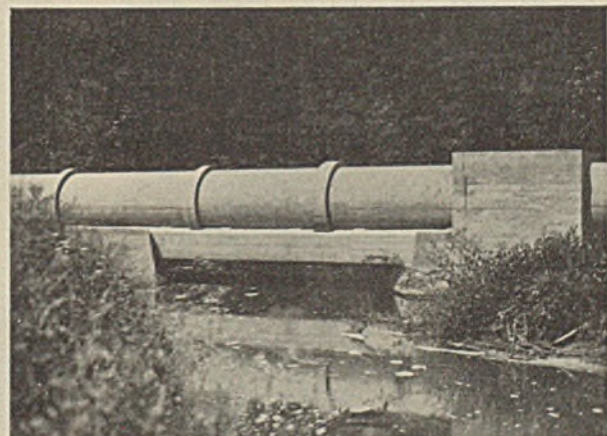


Abb. 6. Unterführung eines Werkkanals.

in der freiliegenden Leitungsstrecke bei starker Sonnenbestrahlung weich und tritt aus der Muffe aus. Ein besseres Ergebnis wurde dadurch erzielt, daß bei sonst gleichartiger Dichtung der Glockenmuffe durch Einstemmen von Zementmörtel das Heraustreten von Muffenkitt verhindert wurde.

Bei Leitungskrümmungen bis 50 m Halbmesser konnten noch Rohre von gewöhnlicher Baulänge und Muffe verwendet werden. Kleinere Krümmungen wurden mit kurzen Rohrstücken ausgelegt, deren Stoßflächen ungefähr radial abgeschrägt waren. Einen Überblick über den unteren Teil der Hauptsammelleitung und die Unterführung eines Werkkanals im vierten Bauabschnitt geben Abb. 5 u. 6 wieder.

Soweit die Hauptsammelleitung sichtbar oder ganz frei verläuft, folgt sie dem Flußlauf bzw. dem Fuße des Tales und fügt sich auf diese Weise in das Landschaftsbild ein. Entlang den Waldungen wird sie bald von dem Gebüsch, das durch die Verlegearbeit beseitigt werden mußte, überschattet sein.

Hölzerner Wasserturm der Gemeinden Oberzetscha und Rautenberg (Thüringen).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. L. Naumann, Altenburg (Thür.).

Beim Entwerfen einer Wasserversorgungsanlage für die verhältnismäßig kleinen thüringischen Gemeinden Oberzetscha und Rautenberg mit einem größten gemeinsamen Wasserbedarf von etwa 50 m³/Tag ergab sich die Notwendigkeit, mit geringsten Mitteln einen Wasserturm zu erbauen, der einen Behälter von 100 m³ Inhalt in 18,5 m Höhe trägt. Nach Einholen vergleichender Angebote auf Ausführung in Eisenbeton, Eisen und Holz

statische Berechnung aufzustellen, die Bauzeichnungen auszuarbeiten und den Turm zu bauen, während der Holzbottich von 100 m³ Inhalt von der Firma Steinbeis & Consorten in Brannenburg, Oberbayern, geliefert und aufgestellt wurde.

Für den Turm, dessen Längsschnitte und Grundrisse in Abb. 1 dargestellt sind, wurde gut abgelagertes Kiefern- und Fichtenholz, für den Behälter wurden splintfreie Dauben aus Hochgebirgslärche verwendet. Das gesamte Holzwerk des Turmes wurde vor der Aufstellung mit dem

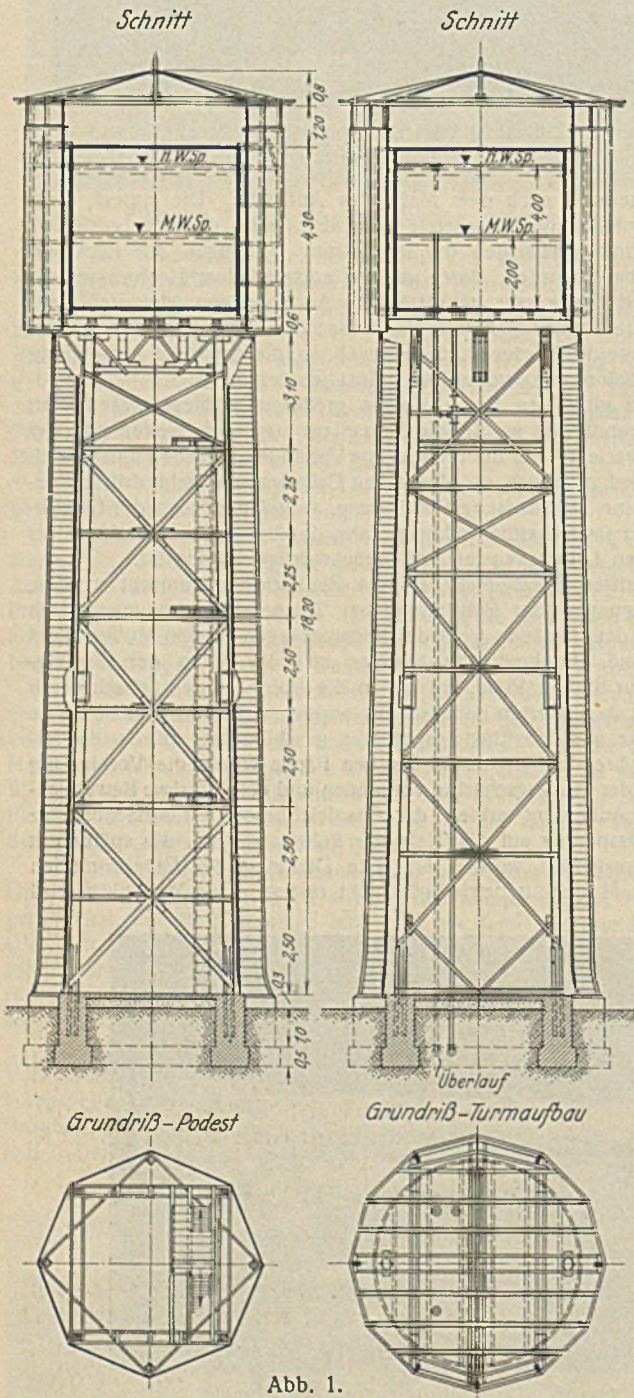


Abb. 1.

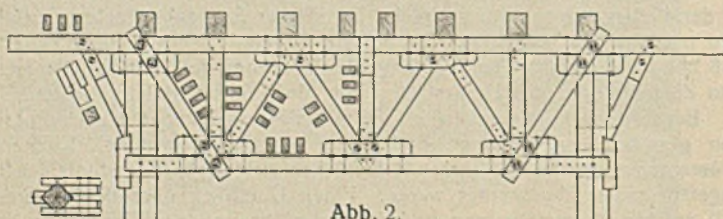


Abb. 2.

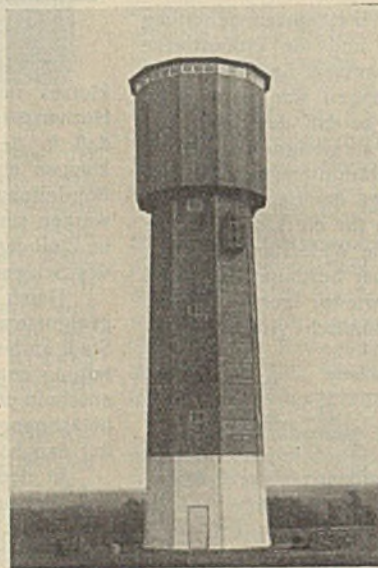


Abb. 3.

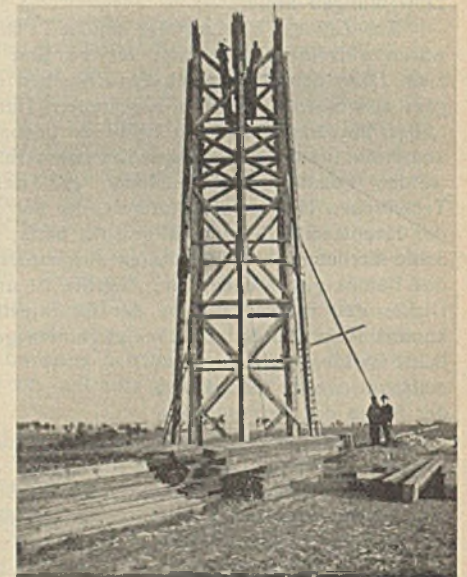


Abb. 4.

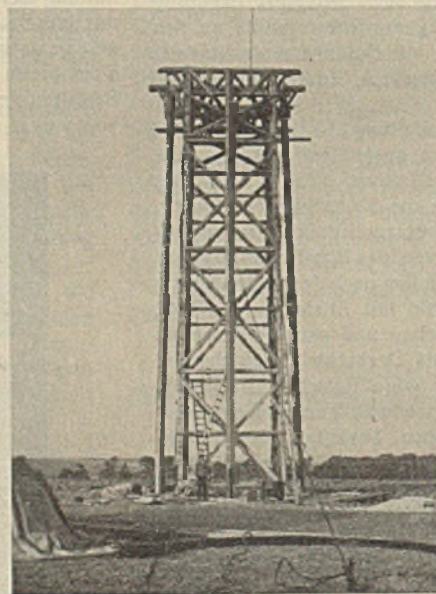


Abb. 5.



Abb. 6.

entschied ich mich für einen hölzernen Turm mit einem hölzernen Wasserbehälter. Beide zusammen sind mindestens um $\frac{1}{3}$ billiger als bei Ausführung in Eisenbeton. Die Firma Christoph & Unmack AG in Niesky O.-L. (Abt. Freibau in Holz) wurde beauftragt, nach meinem Entwürfe die

Fäulnisschutzmittel „Fluralsil“ getränkt und nach der Aufstellung mit dem Feuerschutzmittel „Pyromors neu“ gestrichen.

Der lichte Durchmesser des zylindrischen Bottichs ist 5,45 m, die lichte Höhe 4,32 m. Die Ringdauben sind 7,5 cm, die Bodenhölzer 8 cm dick. Die Spannringe bestehen aus Rundeisen von 19 mm Durchm.

Der Grundriß des Turmes ist, wie Abb. 1 zeigt, achteckig, der der Ummantelung des Behälters ist zwölfckig und paßt sich so der runden Behälterform besser an als die achteckige. Zur Ummantelung des Behälters diente eine senkrechte, 2,5 cm dicke Schalung mit gedeckten Fugen, zur Umkleidung des eigentlichen Turmes eine waagerechte Jalousieschalung.

Das Gesamtgewicht des gefüllten Behälters und der Ummantelung mit dem Dach beträgt 114,5 t und verteilt sich auf acht leicht geneigte

Stützen (oben 24/24, unten 26/26 cm), während der gesamte Winddruck durch ein im Grundriß quadratisches System von vier Fachwerkwänden aufgenommen wird. Bemerkenswert sind die drei hölzernen Fachwerkträger, die die gesamte Behälterlast, also rd. 4500 kg/m² zu tragen haben (Abb. 2). Zum Schutze gegen Schwitz- und Sickerwasser sind die acht Querbalken 20/26 cm, die den Behälter tragen, mit Zinkblech abgedeckt. Die Verankerung mit dem Ringfundament aus Beton geschieht durch

zwei Winkelleisen 75 · 75 · 10 mm an jeder Stütze. Die Wasserleitungsrohre sind durch gußeiserne Stopfbüchsen im Behälterboden eingedichtet. Der Turm (Abb. 3) ist durch bequeme Leitern, die über drei Podeste laufen, zu besteigen. In den Umgang des Behälters und auf ihn gelangt man durch eine Bodenluke von außen her. Der hohe lichte Raum des Turmes soll zum Trocknen aufzuhängender Feuerwehrschräume genutzt werden. Abb. 4 bis 6 zeigen den Aufbau des Tragwerks und des Behälters.

Alle Rechte vorbehalten.

Traßzement — Hochofenzement.

Von Prof. Dr. Richard Grün, Düsseldorf.

In immer steigendem Maße wird aus wirtschaftlichen Gründen einerseits Traß als Ersatz für Hochofenschlacke, andererseits Hochofenschlacke als Ersatz für Traß empfohlen mit dem Erfolg, daß ohne weiteres Traßzemente gleichgesetzt werden dem Hochofenzement, andererseits hochofenschlackenhaltige Erzeugnisse dem Traß. Diese Gleichstellung ist jedoch durch nichts begründet; Hochofenschlacke hat ganz andere Eigenschaften als Tuffstein, und die aus den beiden Hydrauliten hergestellten Bindemittel sind vollkommen verschieden voneinander. Allerdings ist sowohl Hüttenzement als auch Traßzement kalkärmer als Portlandzement, da sie ja Abkömmlinge des Portlandzementes sind, die erzeugt wurden durch dessen Vermahlung mit gegenüber dem Portlandzement kalkärmeren mineralischen Stoffen.

Diese Stoffe sind aber voneinander so grundverschieden, daß sie dem fertigen Zement sehr verschiedene Eigenschaften geben. Vorausgeschickt sei, daß jedes dieser Gesteine seine spezifisch günstigen Eigenschaften hat, daß also beide mit Vorteil für gewisse Zwecke verwendet werden können, daß es aber falsch ist, sie als Ersatzstoffe zu bezeichnen.

1. Physikalische Eigenschaften.

a) Gefüge.

Die Litergewichte der beiden Gesteinsmehle (in kg) sind im folgenden einander gegenübergestellt:

	Korn 1 bis 3 mm		Gemahlen auf 6% Rückstand auf dem 4900-Maschensieb	
	eingelaufen	ingerüttelt	eingelaufen	ingerüttelt
Tuff	850	1000	695	1260
HOS	760	955	961	1665

Bei Prüfung des Kornes 1 bis 3 zeigten sich ganz geringe Unterschiede, die Hochofenschlacke ist sogar etwas leichter als der Tuff. Nach der Mahlung ist die Hochofenschlacke wesentlich schwerer als der Tuff. Daraus ist zu folgern: Bei grobem Korn ist die Hochofenschlacke ebenso leicht wie der Tuff, da sie mit groben Poren durchsetzt ist, bei feinem Korn dagegen ist die Hochofenschlacke wesentlich schwerer, da sie ein steinartig festes Korn hat, während die Porosität des Tuffs so groß ist, daß selbst bei der Mahlung auf Zementfeinheit die Porosität des Kornes noch nicht aufgehoben wird, dieses also nach wie vor leicht bleibt. Diese Anschauung wird bestätigt durch die Prüfung der Wasseraufnahme stückiger Stoffe, und zwar wurden gegenübergestellt:

1. Müllschlacke, glasig,
2. Hochofenschlacke, Kristallin,
3. Tuff, wie er zur Traßfabrikation verwendet wird.

Müllschlacke wurde deshalb genommen, weil glasige Hochofenschlacke in Glasformstücken praktisch nicht vorhanden ist, aber von der Müllschlacke ohne weiteres auf die Wasseraufnahme eines Glases, wie es hier vorliegt, geschlossen werden kann. Es ergaben sich folgende Zahlen:

Wasseraufnahme von	14 Tage gelagert	gekocht
1. Müllschlacke, glasig	0,1	0,1 %
2. Hochofenschlacke, Kristallin	1,0	1,0 "
3. Tuffstein	10,1	14,7 "

Damit sind die oben ausgesprochenen Folgerungen bestätigt. Während der Rohstoff für Traß ein stark wasseraufsaugendes Gefüge hat, ist die Hochofenschlacke in ihrem Material durchaus fest und dicht, also nicht porös. Die Porosität bei der Hochofenschlacke ist allein begründet in dem porigem Aufbau, der durch die Granulation entsteht. Das Gesteinskorn selbst ist dicht.

b) Festigkeit und Härte.

Die Druckfestigkeit der einzelnen Gesteine entspricht den bisher gemachten Feststellungen. Folgende Zahlen wurden gefunden:

	Abnutzwert	Druckfestigkeit
	cm ³ /cm ²	kg/cm ²
Tuff	0,488	157
Hochofenschlacke (Kristallin)	0,190	2455
Müllschlacke	0,103	2395

Wenn auch angenommen werden muß, daß für die glasige Hochofenschlacke die Druckfestigkeitswerte unter den gefundenen Zahlen für Kristallin liegen, so ist zweifellos das Korn der Hochofenschlacke wesentlich fester, dafür aber auch wesentlich spröder als das des Tuffs. Die Abnutzung des Tuffs ist, wie zu erwarten war, wesentlich höher als die der Hochofenschlacke, aber noch geringer, als erwartet wurde.

Um die Festigkeit durch die Mahlbarkeit auszudrücken, wurde einerseits Tuff, andererseits glasige Hochofenschlacke in einer Körnung von 1 bis 3 mm 1, 2 und 3 Std. in einer Kugelmühle von 50 cm Durchm. bei 40 Umdreh./min mit 15 Kugeln von 10 kg Gewicht gemahlen. Folgende Zahlen wurden gefunden:

	Rückstände auf den Sieben mit:	Maschen je cm ²			
		900	2500	4900	10 000
Tuff	1 Std.	4,2	22,8	33,2	43,8 %
	2 "	0,4	6,0	13,5	26,2 "
	3 "	0,1	1,3	4,9	12,1 "
Hochofenschlacke (glasig)	1 "	8,8	31,1	42,9	55,7 "
	2 "	0,2	4,8	15,8	31,1 "
	3 "	0,1	0,7	4,8	19,0 "

Die Zahlen zeigen, daß im allgemeinen der Tuff sich feiner mahlt als die Hochofenschlacke, daß die Unterschiede aber verhältnismäßig gering sind. Ein Zeichen für die größere Widerstandsfähigkeit des Tuffsteins gegen Schlag, denn die Kugelmühlwirkung ist ja eine Schlagwirkung. Bei dem überaus harten Korn der Hochofenschlacke wäre zu erwarten gewesen, daß diese dem Mahlvorgang einen viel größeren Widerstand entgegensetzt als der Tuff. Dies war aber nicht der Fall.

c) Mikroskopischer Befund.

Der mikroskopische Befund zeigt bei der Hochofenschlacke ein starres Glas ohne wesentliche Polarisierung, also ohne Kristallbildung, der Traß dagegen besteht aus Kristalltrümmern aller möglichen Gesteine (Abb. 1 u. 2)¹⁾, er wird also bei der Erhärtung ganz anders wirken als die glasige Hochofenschlacke. Diese Tatsache ist auch aus dem hohen Gehalt des Trasses an Alkali, das der Hochofenschlacke fast vollkommen fehlt, zu schließen. Bei dem Traß handelt es sich um eine Art Austauschvermögen, bei der Schlacke dagegen um ein Abbinden, wie es bekannt ist vom Portlandzementklinker. Tatsächlich vermag ja auch Traß allein niemals zu erhärten, während Hochofenschlacke bei genügend langer Dauer der

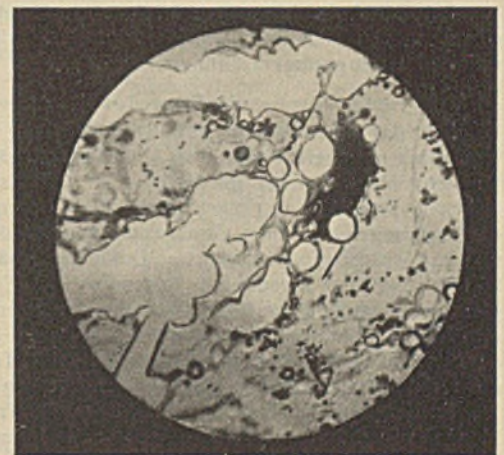


Abb. 1. Glasige Hochofenschlacke.



Abb. 2. Tuffstein.

¹⁾ Grün, Zemente mit hydraulischen Zuschlägen. Vortrag auf dem Internationalen Kongreß in Zürich 1931.

Wassereinwirkung zu recht erheblichen Festigkeiten erstarrt. Während Schlackenhalde, die 10 bis 20 Jahre alt sind, nur weggeschossen werden können, also mehrere 100 kg/cm² Druckfestigkeit aufweisen, sind Traßhalde aus dem Mittelalter noch ebenso weich wie zu der Zeit, als sie aufgeschüttet wurden.

2. Chemische Zusammensetzung.

Die chemischen Analysen von verschiedenen Hochofenschlacken und Traß sind im folgenden wiedergegeben:

Aufgeschlossen	HOS M	HOS A	Traß	Tuffsteinmehl (Bergtraß)
Glühverlust	2,34	1,64	9,56	6,28
Unbest. Rest	—	—	7,17	9,52
SiO ₂	30,34	34,23	56,32	55,63
Al ₂ O ₃	15,67	9,92	18,95	17,60
Fe ₂ O ₃	—	—	3,59	7,37
FeO	1,45	0,94	—	—
MnO	0,30	0,41	0,25	0,21
MgO	4,79	3,74	1,45	1,38
SO ₃	0,51	0,23	0,16	0,21
S	0,90	1,46	—	—
CaO	43,70	47,13	2,55	1,80
Summe	100,00	100,00	100,00	100,00
Salzsäure-Lösliches				
Glühverlust	2,34	1,64	9,56	6,28
Unbest. Rest	—	—	5,05	2,14
Unlöslich	1,58	0,35	35,96	52,74
Löslich SiO ₂	28,76	33,88	28,10	19,76
Al ₂ O ₃	15,67	9,92	13,17	10,93
Fe ₂ O ₃	—	—	4,25	4,72
FeO	1,45	0,94	—	—
MnO	0,30	0,41	0,25	0,21
MgO	4,79	3,74	1,19	1,20
SO ₃	0,51	0,23	0,16	0,21
S	0,90	1,46	—	—
CaO	43,70	47,43	2,31	1,81
Summe	100,00	100,00	100,00	100,00
Säurelösliches	96,08	98,01	54,58	40,98

a) Aufschlußanalyse.

Bei der Aufschlußanalyse besteht eine fast vollkommene Übereinstimmung von Traß und Tuffsteinmehl. Als Tuffstein wurde ein solcher verwendet mit geringem Glühverlust.

b) Säurelösliches.

Bei der Bestimmung des Säurelöslichen dagegen hat der Traß wesentlich geringere Mengen an Unlöslichem, nämlich nur 35,9% gegen Tuffsteinmehl (Bergtraß) mit 52,7%, im Traß ist also ein Teil des Unlöslichen zweifellos in säurelösliche Form übergeführt, und zwar durch die Lagerung unter dem Grundwasserspiegel, die zu einer Umformung und zur Wasseraufnahme führte. Dafür hat Traß den hohen Gehalt von 28,1% löslicher Kieselsäure gegenüber 19,7% beim Bergtraß. Der gleichzeitig vorhandene hohe Glühverlust und erheblicher Wassergehalt, also die Umformung der unlöslichen SiO₂ in lösliche, ausgedrückt in dem hohen Glühverlust, ist ja auch für die Tuffsteine vorgeschrieben, die für die Traßfabrikation herangezogen werden dürfen.

Im Vergleich zu Hochofenschlacke hat der Traß noch eine erhebliche Menge von Säureunlöslichem. Dieses Säureunlösliche wird bestenfalls nur in ganz geringem Maße in die Erhärtung eingreifen, seine Zurechnung zur reaktionsfähigen Kieselsäure, wie dies häufig üblich ist, ist deshalb falsch. Der unlösliche Anteil des Trasses darf ebensowenig als Kieselsäure gerechnet werden, wie beispielsweise der unlösliche Anteil in den mit Sandmehl versetzten Zement.

c) Kalkgehalt.

Der wesentlichste Unterschied zwischen Hochofenschlacke und Traß-Tuff ist der Kalkgehalt. Traß ist fast kalkfrei, Hochofenschlacke verhältnismäßig kalkreich. Die Hochofenschlacke ist also ein dem Zement sehr nahe verwandtes Erzeugnis, wie sie ja auch im Dreistoffsystem Kalk-Kieselsäure-Tonerde in der Nähe des Portlandzementes liegt, während der Traß ein gänzlich von der Portlandzementzusammensetzung abweichendes Gestein ist. Entsprechend wird der Mechanismus des Eingreifens in die Erhärtung ein anderer sein. Hochofenschlacke ist selbst eine Art kalkarmer Zement, Traß dagegen ist ein nicht erhärtendes Erzeugnis, das unter Umständen mit Kalk in eine Austauschreaktion einzutreten vermag.

3. Kalkbindungsvermögen.

Bei noch unveröffentlichten, vor dem Abschluß stehenden Versuchen Beckmanns im Forschungsinstitut der Hüttenzementindustrie zeigte sich beim Schütteln von fein gepulvertem Traß, Silika-Gel, aktiver

Kohle der I. G., Hochofenschlackenmehl und Sandmehl mit Kalkwasser und Feststellung des Kalkgehaltes des Wassers, daß von Silika-Gel und Kohle der Kalk sofort fast völlig resorbiert, das Wasser also kalkfrei wurde. Eine reine Oberflächenwirkung kann also, wie die Beispiele aktive Kohle und Silika-Gel zeigen, überaus energisch sein und chemische Vorgänge vortäuschen. Auch Traß wirkt kalkbindend in einer Richtung, die den Schluß zuläßt, daß es sich hauptsächlich um eine Oberflächenadsorption und zeolithische Austauschreaktion handelt, während der Verlauf der Kurven mit Hochofenschlackenpulver auf Umsetzung mit Kalk hindeutet.

Zu gleichen Ergebnissen ist Lafuma gekommen²⁾, ebenso zeigt Kaempfe³⁾, daß Hochofenschlacke unter Bildung von hochbasischen Kalk-Aluminat-Hydraten Kalk aufnimmt und daß die hydraulische Erhärtung hochofenschlackenhaltiger Zemente auf der Bildung ähnlicher Kalkaluminat- und Kalksilikat-Hydrate beruht wie die Erhärtung des Portlandzementes.

4. Erhärtungsvermögen.

a) Mit Gips.

Um die Richtigkeit der Ansicht, daß es sich bei Hochofenschlacke um eine Art latent hydraulischen Zement, dagegen bei Traß um ein nicht selbständig erhärtendes, nur in die Erhärtung eingreifendes Erzeugnis handelt, nachzuprüfen, wurde Traß einerseits und Hochofenschlacke andererseits mit 3 und 6% Gips normgemäß eingeschlagen und die Druckfestigkeit nach 7 Tagen festgestellt. Folgende Zahlen wurden gefunden (Mittel aus 3 Werten):

	3% Gips	6% Gips
Tuff	6,1	in Wasser zerfallen
Hochofenschlacke (glasig)	179	206

Die Zahlen zeigen, daß der Traß überhaupt nicht zu erhärten vermag, während die Hochofenschlacke recht erhebliche Festigkeiten bekam.

b) Mit Kalk.

Bei der Prüfung nach den Traßnormen, die Verarbeitung mit Kalk vorschreiben, wurden folgende Zahlen gefunden. In dieser Tabelle ist Traß gleichzeitig gemahlenem Bimssand und gemahlenem Tuffstein (Bergtraß, Gewinnung über der Wasserlinie) gegenübergestellt.

	Zugfestigkeit in kg/cm ² nach		Druckfestigkeit in kg/cm ² nach	
	7 Tagen	28 Tagen	7 Tagen	28 Tagen
HOS M	21,5	31,0	182	229
HOS A	23,0	24,5	157	235
Traß	8,5	18,0	79	120
Bims	5,0	19,0	35	104
Tuffstein (Bergtraß)	2,5	13,0	26	85

Die Zahlen zeigen, daß sowohl der Bims als auch der Tuffstein hauptsächlich bei längerer Lagerdauer der Körper (28 Tage) recht erheblich in die Erhärtung eingegriffen haben, daß sie aber hinter dem Traß zurückbleiben, dieser aber wesentlich geringere Zahlen ergibt als die geprüfte Hochofenschlacke, nämlich einer tonerdereichen mit 20% (Schlacke M) und einer tonerdearmen mit 12% Tonerde (Schlacke A).

c) Mit Portlandzement.

Bei der Prüfung mit den jetzt üblichen Mischungsverhältnissen zwischen Portlandzement und Steinmehl und einer Lagerung, die für einen Wasserbauzement besonders geeignet ist, nämlich 1 Tag an Luft, 2 Tage in Wasser, 2 Tage an Luft und wieder 2 Tage in Wasser, wurden folgende Zahlen gefunden (Mittel aus 3 Werten):

Druckfestigkeit in kg/cm² nach 7 Tagen.

Portlandzement	Steinmehl	Portlandzement	Hochofenschlacke	Traß	Sandmehl
100 %	—	462	—	—	—
85 "	15 %	—	411	447	365
70 "	30 "	—	399	386	329
50 "	50 "	—	378	284	181

1 : 3 Rheinsand

Die Zahlen zeigen, daß die Festigkeit des Portlandzementes durch die einzelnen Steinmehle durchweg herabgesetzt wird, daß die Herabsetzung bei der verwendeten Hochofenschlacke aber verhältnismäßig gering ist, stärker bei Traß bei höherem Prozentsatz als 30% Zementersatz, da Traß eben kein Zement ist; besonders stark herabsetzend wirkt naturgemäß das zum Vergleich herangezogene Sandmehl.

²⁾ Recherches sur les Aluminates de Calcium. Paris 1925, S. 59.

³⁾ Die Reaktion zwischen Hochofenschlacke und Wasser. Zementverlag, Berlin 1934.

5. Wirkung im fertigen Zement.

a) Kalkgehalt.

Eine geringe Zumischung von Traß (mit 2% Kalk) zum Zement setzt natürlich den Kalkgehalt in ganz anderer Weise herab als die Zumischung der gleichen Menge Hochofenschlacke (mit 40 bis 50% CaO), da diese ja auch mehr Kalk in den Zement einbringt. Da aber jede Puzzolane, Hochofenschlacke, Ziegelmehl oder Traß verschieden kalkbindend im Zement wirkt und deren Anteil von z. B. Tonerde und Eisen in ganz anderem Maße oder gar nicht an dieser Kalkbindung beteiligt ist im Gegensatz zur löslichen Kieselsäure, sind Gegenüberstellungen der Hydraulikfaktoren, wie sie bisher vorgenommen wurden, durchaus abzulehnen und für den Chemiker einfach unmöglich (vgl. AMB § 1 Tabelle A und B). Die dort ausgeführte Gegenüberstellung der Hydraulikfaktoren zu den Basen und das Schaubild ist nicht geeignet, wie es im § 1 heißt, „das Verhältnis der Basen und Hydraulikfaktoren leicht zu übersehen“, sondern ist lediglich ein für den Fachmann unmöglicher Versuch der Schematisierung und die Grundlage für weitgehende Fehlschlüsse. Um einen Überblick über die Wirkung der Hydraulite im Zement zu erhalten, müssen die ganz verschiedenen Eigenschaften der verschiedenen Hydraulite berücksichtigt und die Schlußfolgerungen durch den Versuch erhärtet werden.

b) Verarbeitbarkeit.

Entsprechend der Struktur des Trasses als welches und bildsames Gestein wird dieser die Verarbeitbarkeit eines mit ihm hergestellten Zementes in ganz anderer Weise beeinflussen als die starre Hochofenschlacke, die nicht fähig ist, Wasser aufzunehmen. Dementsprechend ergeben Traßzemente einen zäheren Mörtel als hochofenschlackenhaltige Zemente und werden deshalb bei der Verarbeitung mit Recht dem „kürzeren“ Hüttenzement und den hochgebrannten Portlandzementen vorgezogen.

Versuche über die Plastizität wurden in folgender Weise durchgeführt:

Die drei Zementreihen mit 15, 30 und 50% Steinmehlzusatz unter Heranziehung von Tuff, Hochofenschlacke und Sand als Steinmehl wurden in der einen Reihe (1) zu gleicher Konsistenz angerührt, in der anderen Reihe (2) mit der gleichen Wassermenge von 30% angemacht und das Ausbreitmaß des Zementbreies nach Haegermann ermittelt. Die Zahlen der Tabelle 1 zeigen folgendes:

Tabelle 1.

PZ	Traß	HO S	Sandmehl	Konsistenz	Wasserzusatz %	Reihe 1			Reihe 2			
						Ausbreitmaß vor dem Rütteln	Unterschied	Wasserzusatz %	Ausbreitmaß vor nach dem Rütteln	Unterschied		
100	—	—	—	8	27,0	10,0	16,0	6,0	30	9,9	17,9	8,0
85	15	—	—	7	27,4	10,0	14,8	4,8	30	9,8	15,1	5,3
70	30	—	—	8	28,4	9,9	13,3	3,4	30	9,9	14,5	4,6
50	50	—	—	10	29,2	9,6	11,7	2,1	30	9,8	12,3	2,5
85	—	15	—	8	27,6	9,9	14,9	5,0	30	10,0	19,1	9,1
70	—	30	—	8	27,6	10,0	15,0	5,0	30	10,1	19,0	8,9
50	—	50	—	7	27,4	10,0	14,6	4,6	30	10,2	18,8	8,6
85	—	—	15	9	26,4	10,2	14,3	4,1	30	10,4	20,2	9,8
70	—	—	30	8	26,8	10,0	14,6	4,6	30	10,0	19,4	9,4
50	—	—	50	8	25,6	9,8	13,8	4,0	30	10,0	19,4	9,4

Ausbreitmasse auf dem Rütteltisch bei Anwendung von 10 Stößen.

Bei gleicher Konsistenz (Messung mit dem Tauchstab nach den Normen ist das Ausbreitmaß bei Sandmehl und bei Hochofenschlacke für die verschieden gemagerten Zemente ungefähr gleich (Differenz der Kegeldurchmesser vor und nach dem Rütteln: 4 bis 5), bei Traß dagegen steigt die Zähigkeit mit steigendem Traßgehalt stark an und beträgt bei dem sehr erheblichen Gehalt von 50% Traß nur noch 2,1, d. h. der Mörtel fließt bei Traßgehalt sehr viel träger auseinander als bei Hochofenschlacken- und Sandmehlgehalt, er wird sich dementsprechend auch weniger leicht entmischen. Der Wasserbedarf ist bei Traßgehalt sehr viel höher als ohne Traßgehalt, bei Sandmehlgehalt dagegen geringer.

Beim Anmachen mit der gleichen Wassermenge ist dementsprechend bei dem Zement ohne Zumischung das Ausbreitmaß ungefähr gleich den Ausbreitmaßen der Zemente mit Hochofenschlacke (8,6 bis 9,1), dagegen bei Traßzusatz auch bei geringen Mengen Traß mit 2,5 bis 5,3 wesentlich geringer, bei Sandmehlzusatz dagegen mit über 9,4 wieder höher. Purzement und Hüttenzement laufen stark auseinander, Sandzement noch mehr, Traßzement dagegen klebt.

Die Folgerung aus dieser Erkenntnis ist die Forderung, Zementen, die gut verarbeitbar sein sollen, etwas Traß zuzuführen, wobei aber dieser Traß in geringeren Mengen vertreten zu sein braucht, als dies häufig üblich ist. 15 bis 30% des Zementgewichtes genügen. Diese Menge war in den alten „Richtlinien für die Ausführung von Bauwerken aus

Beton im Moor, in Moorwässern und ähnlichen zusammengesetzten Wässern“ in § 6 vorgeschrieben, wo es heißt:

Das Mischungsverhältnis von Zement zu Traß in Raumteilen wird zweckmäßig gewählt bei Portlandzement etwa 1:0,25, bei Eisenportlandzement 1:0,15, bei Hochofenzement 1:0,10.

c) Dichte des Mörtels.

Bei Gegenüberstellung der Wasseraufnahme und des Raumgewichtes der oben beschriebenen drei verschiedenen Zementarten nach der Erhärtung als Mörtel 1:3 wurden folgende Zahlen gefunden (Mittel aus drei Werten):

PZ	Traß	HO S	Sandmehl	Wasseraufnahme	Raumgewicht
100	—	—	—	0,98	2,38
85	15	—	—	1,19	2,37
70	30	—	—	1,55	2,33
50	50	—	—	1,94	2,31
85	—	15	—	0,91	2,37
70	—	30	—	0,91	2,35
50	—	50	—	1,03	2,35
85	—	—	15	1,07	2,35
70	—	—	30	1,34	2,35
50	—	—	50	2,19	2,31

Die Raumgewichte sinken mit steigendem Mineralmehlgehalt besonders bei Traß, die Wasseraufnahme dagegen steigt auch hier wieder besonders bei Traß und interessanterweise auch bei Sandmehl.

d) Festigkeit.

Daß die Festigkeiten durch Ersatz eines Teiles des Zementes durch Traß in ganz anderer Weise herabgesetzt werden wie durch Hochofenschlacke, ist Allgemeingut aller Fachleute. Man kann bis zu einem gewissen Grade, hauptsächlich in fetten Mischungen diese Herabsetzung dadurch ausgleichen, daß man den in der Fabrik hergestellten Zement bei Traßgehalt feiner mahlt als Portlandzement; da ihrerseits die Hochofenschlacke ja auch nicht in gleichem Maße erhärtet wie Portlandzement-

klinker selbst, sind ja auch stets die Hochofenzemente feiner gemahlen als Portlandzemente, um die Trägheit der Erhärtung auszugleichen. Wie verschieden das Erhärtungsvermögen der beiden Stoffe ist, zeigen die Zahlen der Tabelle 2, aus der hervorgeht, wie schädlich auf die Festigkeit ein zu weitgehender Ersatz des Portlandzementes durch Traß wirkt.

Tabelle 2.

Wirkung des Ersatzes von Zement durch verschiedene Hydraulite. Druckfestigkeit in kg/cm², geprüft nach 7 Tagen. 1:3 Normensand.

Hydraulite	Verhältnis Zement: Hydraulite							
	100:0	70:30	60:40	50:50	40:60	30:70	20:80	10:90
HO S Mathildenhütte tonerderelch	391	394	406	405	392	397	341	315
HO S Alba tonerdearm	405	338	358	351	343	303	274	235
Traß	363	226	193	135	84	60	49	17

e) Chemische Widerstandsfähigkeit.

Zement kann durch Traßzusatz, wenn dieser nicht über einen gewissen, keineswegs allzu hohen Prozentsatz steigt, in bezug auf chemische Widerstandsfähigkeit verbessert werden, und zwar deshalb, weil der Beton durch diesen Traßzusatz dichter wird. Das Kalkbindungsvermögen spielt hier eine untergeordnete Rolle, ist dagegen bei der Hochofenschlacke ausschlaggebend.

Die Kurventafel (Abb. 3) zeigt, daß bei einem Ersatz von Zement durch Traß keine Erhöhung der Salzwasserbeständigkeit eintritt, daß dagegen beim Zusatz von Traß, also eine Berechnung des Trasses in den Zuschlag, die Salzwasserbeständigkeit sowohl bei Portlandzement als auch von Hochofenzement stark erhöht wird.

Die Versuche bestätigen also auch die Richtigkeit der in den Richtlinien für Ausführung von Betonbauten in Moor, in aggressiven Wässern sowie in Meerwasser gegebenen Vorschrift, daß der Traß stets als Zusatz gerechnet werden muß, denn Traß ist kein Zement, und ein hoher Zementgehalt ist notwendig für Bauten, die besonders aggressiven Einflüssen widerstehen sollen. Eine Ersparung von Zement ist bei solchen besonders gefährdeten Bauten nicht am Platze. Bauwerke aus zu stark getraßtem Zement werden meiner Ansicht nach weniger widerstandsfähig gegen aggressive Einflüsse sein als Bauten ohne Traßgehalt, und zwar aus zwei Gründen:

1. Zu starker Traßgehalt führt zu einer Verschlechterung des Mischungsverhältnisses, wenn nicht große Zementmengen angewendet werden. Von dieser Anwendung wird aber meistens aus Ersparnisgründen fälschlicherweise abgesehen.
2. Zu hoher Traßgehalt macht den Zement zu porös und setzt seine Festigkeit herab, zumal der notwendige Gleichgewichtszustand, der immer einen starken Überschuß von Bindemitteln erfordert, gestört wird.

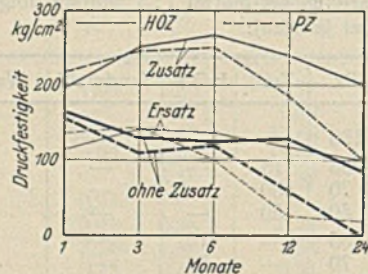


Abb. 3. Druckfestigkeit von Portland- und Hochofenzementmörtel mit und ohne Traßgehalt bei zweijähriger Lagerung in Magnesiumsulfatlösung.

Zusammenfassung.

Die physikalischen und chemischen Eigenschaften und damit die Wirkung von Traß und Hochofenschlacke weichen so weit voneinander ab, daß eine Gleichstellung beider Stoffe kaum möglich ist. Der Traß greift nur in geringem Maße in die Erhärtung ein, macht dafür aber den Beton gut verarbeitbar und zähe, erhöht also seine Bildsamkeit und Dichtigkeit. Der Zement wird in dem Augenblick verschlechtert, in dem zu große Traßmengen beigegeben werden.

Das Optimum für Traßzusatz liegt bei 15 bis 20%. Die Hochofenschlacke dagegen erhärtet schon infolge ihres hohen Kalkgehaltes, vermag aber andererseits dennoch stärker kalkbindend zu wirken. Ihr stärkeres Erhärtungsvermögen erlaubt sehr viel höhere Zusätze, die ja auch demgemäß in den Normen bis zu 85% zugestanden werden. Die Druckfestigkeit von Mörtel wird durch Zusatz saurer Hochofenschlacke und Traß herabgesetzt. Bei basischen Hochofenschlacken befindet sich das Optimum häufig bei 35 bis 50% Hochofenschlacke. Ein so hoher Zusatz von Traß wird nicht ohne Herabsetzung der Widerstandsfähigkeit gegen Druck und schädliches Salzwasser ertragen.

Die Salzwasserbeständigkeit wird durch günstig zusammengesetzte Hochofenschlacke sehr verbessert. Auch Traß kann, wenn geringe Mengen genommen werden, durch Erhöhung der Bildsamkeit des Mörtels und Dichtigkeit des Betons die Salzwasserbeständigkeit erhöhen. Ein Ersatz der Hochofenschlacke durch Traß, wie er häufig angeboten wird, ist demgemäß nicht möglich, dagegen vermögen die beiden Hydraulite sich sehr gut zu ergänzen. Für Bauten in Salzwasser eignet sich nach meinen Erfahrungen besonders ein Zement, der kalkarm ist, dabei aber einen bildsamen und dichten, zu guter Festigkeit erhärtenden Beton liefert, z. B. ein Erzeugnis folgender Zusammensetzung:

	Tonerderliche bzw. reaktionsfähige	Tonerdearme bzw. reaktionsträge
	Schlacke	
Portlandzement	22	32
Gips	3	3
Hochofenschlacke	63	53
Traß	12	12
	<u>100</u>	<u>100</u>

Versuche über die Knicksicherheit und die Grundschwingungszahl vollwandiger Bogen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr. sc. techn. Curt F. Kollbrunner, Ingenieur, Zürich.

Vergleicht man die Ergebnisse der theoretischen Untersuchungen über die Knicksicherheit vollwandiger Bogen von R. Mayer¹⁾ und J. Fritsche²⁾ mit den Berechnungsgrundlagen für massive Brücken (DIN 1075), so ersieht man, daß die verschiedenen Werte sehr stark voneinander abweichen.

Um ein einfaches Verfahren für die Knickuntersuchung vollwandiger Bogen zu finden, wurden Anfang 1933 in der Versuchsanstalt für Holz, Stein und Eisen der Technischen Hochschule Karlsruhe durch E. Gaber Versuche durchgeführt³⁾. Angeregt durch diese Versuche arbeitete F. Stüssi⁴⁾, aufbauend auf dem bekannten Verfahren von L. Vianello⁵⁾, ein einfaches baustatisches Verfahren zur Berechnung der Knicklast vollwandiger Bogenträger aus. Dabei untersuchte er gleichzeitig auf ähnliche Weise die Grundschwingungszahl. Das Ergebnis dieser Berechnung für einen gleichmäßig belasteten Bogen gleichbleibenden Querschnitts und quadratisch-parabolischer Bogenachse ist in Abb. 1 dargestellt.

Da die von E. Gaber veröffentlichten Versuchsergebnisse jedoch stets oberhalb den von F. Stüssi theoretisch ermittelten Werten liegen, wurden zur Klärung dieser Abweichung vom Verfasser in den Monaten Februar bis Juni 1935, teilweise am Institut für Baustatik der E. T. H. Zürich (Prof. Dr. L. Karner), teilweise im privaten Versuchsraum, nach einer größeren Anzahl von Vorversuchen 80 eigentliche Versuche durchgeführt.

1. Versuchsanordnung.

Als Versuchsmaterial wurde gehärtetes Stahlband von 1,2 cm Breite und 0,1 cm Dicke verwendet ($F = 0,12 \text{ cm}^2$). Der Elastizitätsmodul E wurde durch Zug- und Biegeversuche zu $E = 2\,200\,000 \text{ kg/cm}^2$ bestimmt. Das Spannungs-Dehnungs-Diagramm wurde mit Huggenberger-Tensometer

¹⁾ R. Mayer, Die Knickfestigkeit. J. Springer, 1921.
²⁾ J. Fritsche, Zur Berechnung der Knickbelastung von Bogenträgern. Bautechn. 1925, Heft 35.
³⁾ E. Gaber: Über die Knicksicherheit vollwandiger Bogen. Bautechn. 1934, Heft 49.
⁴⁾ F. Stüssi, Aktuelle baustatische Probleme der Konstruktionspraxis. Abschnitt 2, Knicklast und Eigenschwingungen von Bogenträgern. Schweiz. Bztg. 1935, September.
⁵⁾ Z. d. Vdl 1898.

Mod. B (Übersetzung 1/1000, Meßstrecke = 2 cm) bestimmt. Für die Biegeversuche wurde das Stahlband als freilaufender Träger mit einer Einzelkraft in Balkenmitte belastet. Aus den gemessenen Durchbiegungen wurde der Wert EJ ermittelt ($EJ = 220 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$). Der Stahlquerschnitt konnte mit praktisch genügender Genauigkeit als gleichbleibend angenommen werden (Streuungen kleiner als 2%).

Die Bogen wurden in kaltem Zustande als symmetrisch-quadratische Parabeln ausgebildet, d. h. Stützlinie und Bogenachse wurden entsprechend der gleichmäßig verteilten Belastung zusammenfallen gelassen.

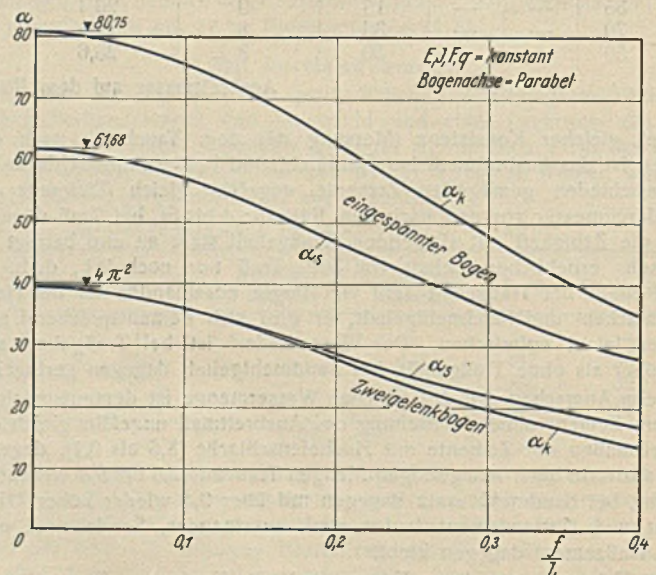


Abb. 1. Knicklast und Grundschwingungszahl von Bogenträgern nach F. Stüssi.

$$H_{kr} = \alpha_k \cdot \frac{EJ}{l^2} \quad p = \frac{\alpha_s}{l^2} \sqrt{\frac{EJg}{q}} \cdot \sqrt{1 - \frac{H}{H_{kr}}} \quad \left(v = \frac{p}{2\pi} \right)$$

Als Bogensysteme wurden eingespannte und Zweigelenkbogen mit den folgenden Pfeilverhältnissen untersucht:

$$\frac{f}{l} = 0,10, 0,20, 0,30, 0,40 \quad (l = 60 \text{ cm}).$$

Je Bogensystem und Pfeilverhältnis wurden je zehn Versuche durchgeführt.

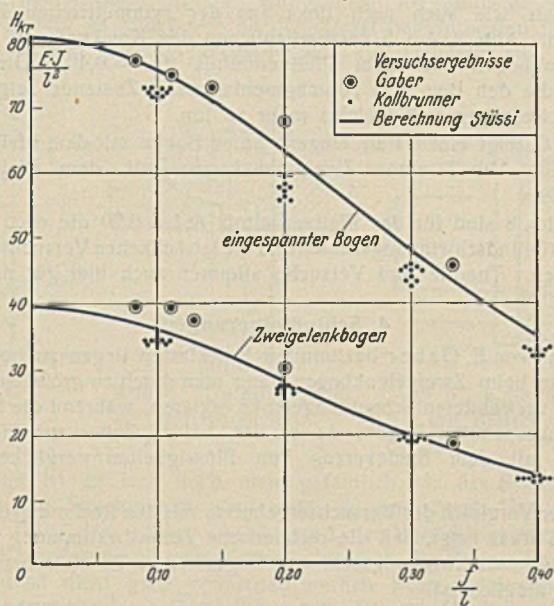


Abb. 2. Knickung vollwandiger Bogen.

Die starre Einspannung wurde durch zwei Schraubstöcke, mit Klemmenneigungen gleich den berechneten Anfangstangenten der Bogenachse, erzielt. Für die gelenkige Lagerung wurden Bolzgelenke konstruiert. (Stahlwelle vom $\varnothing = 0,4$ cm, die in Kupferlagern läuft.) An Stelle der gleichmäßig verteilten Belastung wurden elf in 5 cm waagrecht abgebrachte gleich große Einzellasten P verwendet ($P = \text{Eigengewicht des}$

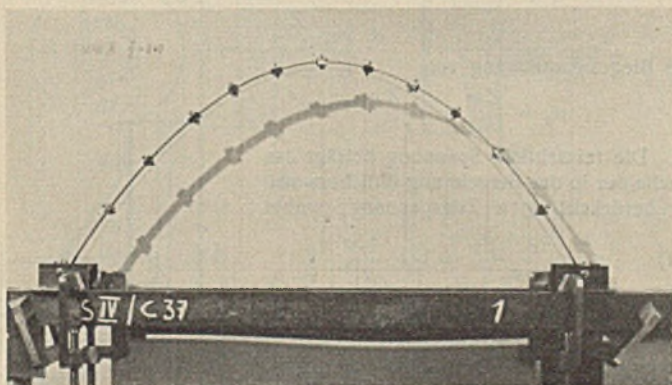


Abb. 3.

Stahlbandes + Gewicht der Aufhängevorrichtung der Last + Last). Als Belastungsgewichte wurden 10- bis 100-g-Gewichte verwendet. Die Feinbelastung wurde mit Kugellagerkugeln durchgeführt.

2. Versuchsdurchführung.

Nach Ausgleichung der Eigengewichte der verschiedenen langen Bogen-segmente wurde die kritische Belastung in 20 bis 30 Belastungsstufen

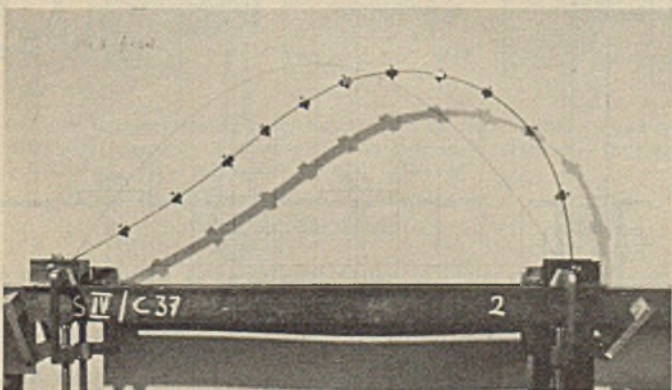


Abb. 4.

aufgebracht. Während anfänglich die Kraft schnell gesteigert wurde, wurde gegen die kritische Belastung hin nur noch grammweise fortgeschritten.

Da Oszillographablesungen infolge des mitschwingenden Ausgleichsgewichts Fehlerquellen ergaben, wurden bei den einzelnen Belastungsstufen die Grundschwingungen durch Zeitmessungen bestimmt; d. h. die Zeit für je zehn ganze Schwingungen wurde auf $\frac{1}{10}$ sek genau gemessen.

Zur Erzeugung der Schwingungen wurde der Bogen durch eine lotrechte Kraft im Viertelpunkte aus seiner Ruhelage herausgebracht. Da-

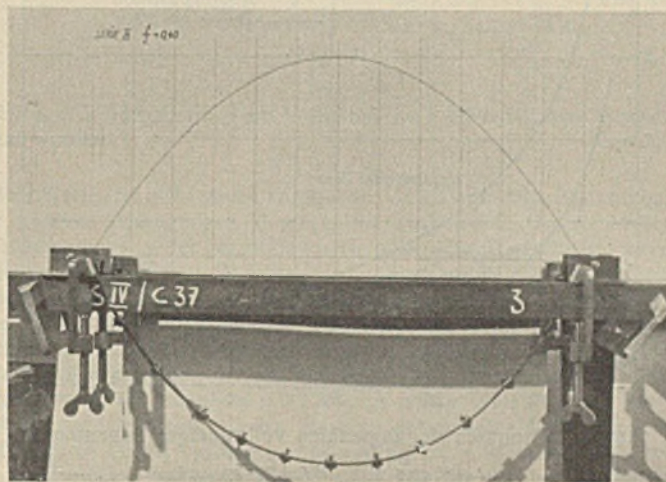


Abb. 5.

durch speichert er potentielle Energie auf, die er, sobald die Kraft entfernt wird, in kinetische Energie umsetzt. Es entstehen Schwingungen des Bogens um seine natürliche Gleichgewichtslage, deren Schwingungsdauer bei ein und demselben Bogen nur von der Größe der Belastung abhängt. Dabei bleibt der Bogenscheitel, entsprechend der Theorie, senkrecht in Ruhe, die beiden Hälften heben und senken sich gegeneinander. Mit wachsender Belastung werden die Schwingungen immer langsamer; wenn die Knicklast erreicht ist, ist die Schwingungsdauer

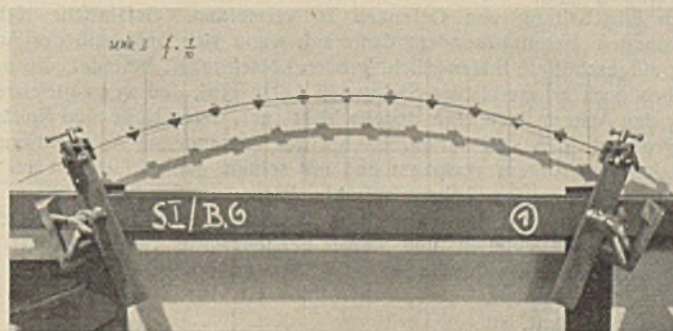


Abb. 6.

unendlich groß, der Stab kehrt nicht mehr in die ursprüngliche Lage zurück.

Ähnlich den Gaberschen Versuchen mußten auch hier, wenigstens in einzelnen Fällen, die durch unvermeidbare Unregelmäßigkeiten bei der Bogenformgebung verursachten kleinen sichtbaren Abweichungen der Bogenachse von der quadratischen Parabelform durch kleine Zusatzlasten (max 5 g) wieder rückgängig gemacht werden.

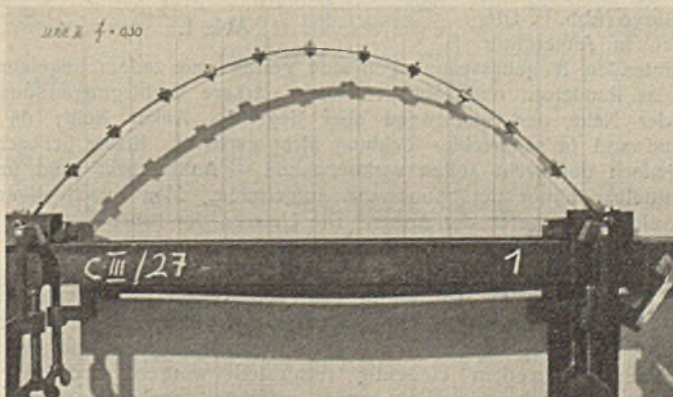


Abb. 7.

3. Versuchsergebnisse.

Die Versuchsergebnisse sind aus Abb. 2 ($H_{kr} \cdot \frac{f}{l}$ -Diagramm) ersichtlich. Dabei wurde der Horizontalschub H_{kr} , der der jeweils beobachteten Knicklast P_{kr} zugeordnet ist, durch Auswertung der Einflußlinie berechnet.

$$H_{kr} = 1,491 P_{kr} \cdot \frac{l}{f} \quad (\text{für elf Einzellasten } P_{kr}).$$

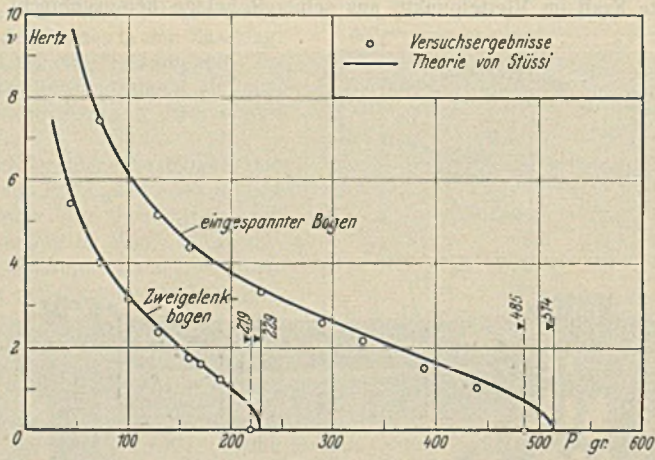


Abb. 8. Grundschwingungszahlen vollwandiger Bogenträger

$f = 0,20 \cdot l$; $l = 60 \text{ cm}$; $EJ = 220 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$; $P = \frac{q l}{12}$.

Sämtliche Versuchsergebnisse liegen etwas unterhalb den von F. Stüssi ermittelten theoretischen Werten und bestätigen diese somit; denn infolge unvermeidbarer Störungsfunktionen muß die tatsächliche Knicklast stets etwas unterhalb der rechnerischen liegen.

Bei Erreichen der Knicklast hatte der Bogen die Tendenz, sowohl nach rechts wie auch nach links aus der symmetrischen Form auszuknicken. Abb. 3, 4 u. 5 veranschaulichen den Knickvorgang bei einem Zweigelenkbogen mit dem Pfeilverhältnis $f:l=0,40$. Die Endlage (Abb. 5), die den Bogen in „durchgeschlagenem“ Zustande zeigt, hat mit dem Knickvorgang selbst nichts mehr zu tun.

Abb. 6 zeigt einen starr eingespannten Bogen mit dem Pfeilverhältnis $f:l=0,10$, Abb. 7 einen Zweigelenkbogen mit dem Pfeilverhältnis $f:l=0,30$.

In Abb. 8 sind für das Pfeilverhältnis $f:l=0,20$ die nach Stüssi berechneten Grundschwingungszahlen und die tatsächlichen Versuchsergebnisse eingetragen. Theorie und Versuche stimmen auch hier gut miteinander überein.

4. Schlußfolgerungen.

1. Die von E. Gaber bestimmten Knicklasten liegen zu hoch. Seine Ergebnisse beim Zweigelenkbogen kann man durch zu große Reibung der von ihm verwendeten Schneidengelenke erklären, während die Ergebnisse beim eingespannten Bogen, da es sich bei E. Gaber um Höchstwerte handelt, mit dem Sieverzug von Flüssigkeiten verglichen werden dürften.

2. Der Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Rechnungsergebnissen nach F. Stüssi zeigt, daß die rechnerische Vorausbestimmung von Knicklast und Grundschwingungszahl von Bogenträgern in einfacher Weise zuverlässig möglich ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Ausbildung von Bohlwerksverankerungen.

Von Dr.-Ing. Blum, Dortmund.

Die Verankerung ist ein Hauptglied eines Bohlwerkes. Reißt mehrere Anker, so ist die Standsicherheit des gesamten Bohlwerkes gefährdet. Auf die Ausbildung der Verankerung ist deshalb auch immer Wert gelegt worden, und da, wo Nebenspannungen infolge von Setzungen oder Bewegungen zu befürchten waren, suchte man Überbeanspruchungen durch Einschaltung von Gelenken zu vermeiden. Gefährliche Nebenspannungen treten besonders dann auf, wenn sich unterhalb der Anker eine aufgeschüttete Bodenschicht größerer Mächtigkeit befindet, die nachträglich noch zu merklichen Sackungen Anlaß gibt, und wenn gleichzeitig über den Anker noch eine Bodenschicht ruht, deren Höhe und Kohäsion so groß ist, daß sich der Boden bei der vorhandenen Ankerentfernung zwischen den Ankern verspannt und mit seinem ganzen Gewicht auf den unten hohl liegenden Ankern aufricht. Bei reiner Sandhinterfüllung und genügend weitem Ankerabstände wird der Boden bei Sackungen zwischen den Ankern durchfallen und keine nennenswerte Belastung auf den Anker ausüben. Ist der Boden unter den Ankern gesackt und hat sich der Boden über den Ankern verspannt, so wirken die Anker wie ein Balken auf zwei Stützen; sie biegen sich in der Mitte nach unten durch, und zwar so weit, daß sich die obere und untere Bodenschicht in einem gewissen Abstände von der Wand wieder berühren (Abb. 1). Die dabei in Ankermitte auftretenden Biegungsspannungen sind gering und zudem ungefährlich, da das Rundisen ohne Schaden auch stärkere Verbiegungen aushält. In der Nähe der Spundwand aber liegt der Anker hohl, da die Spundwand in senkrechter Richtung nicht nachgibt. Bisher beobachtete — jedoch nur recht selten vorkommende — Ankerbrüche sind immer unmittelbar hinter der Spundwand aufgetreten. Man sprach allgemein von einem Abscheren der Anker. Die Ursache der Brüche ist aber eine Biegungsspannung. Durch die Durchbiegung sucht sich der Anker um seinen Auflagerpunkt an der Spundwand zu drehen (Abb. 1), dabei treten Kantenpressungen an der Mutter auf, die ein Biegemoment erzeugen und zu einer stärkeren Verbiegung des vorderen Ankerteils führen. Derartige Verbiegungen in der Nähe des Auflagers sind an ausgeführten Bohlwerken eindeutig festgestellt worden, und zwar an Ankern, die noch unversehrt waren, während danebenliegende schon gebrochen waren.

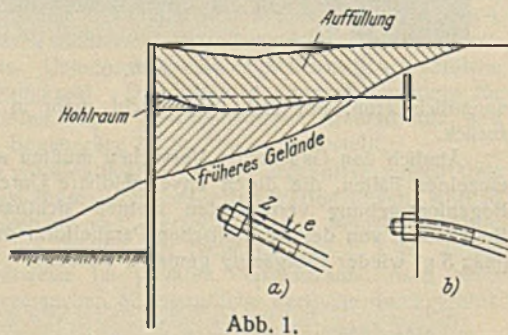


Abb. 1.

Die durch außermittige Auflagerung der Anker Mutter hervorgerufene zusätzliche Biegungsspannung kann beträchtliche Werte erreichen. Bei einer Belastung gemäß Abb. 1a tritt neben der Zugspannung

$$\sigma_z = \frac{Z}{r^2 \pi}$$

eine Biegungsspannung von

$$\sigma_b = \frac{Z e}{W} = \frac{4 Z e}{r^3 \pi}$$

auf. Die tatsächliche Spannung beträgt das n -fache der in der Berechnung üblicherweise nur berücksichtigten Zugspannung, wobei

$$(1) \quad n = \frac{\sigma_z + \sigma_b}{\sigma_z} = 1 + \frac{4 e}{r}$$

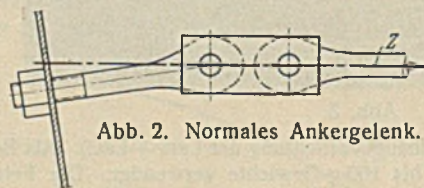


Abb. 2. Normales Ankergelenk.

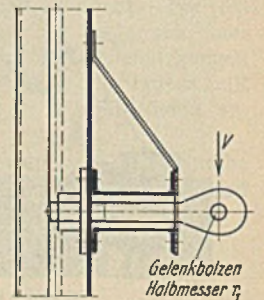


Abb. 3. Aufhängung des Gelenkes.

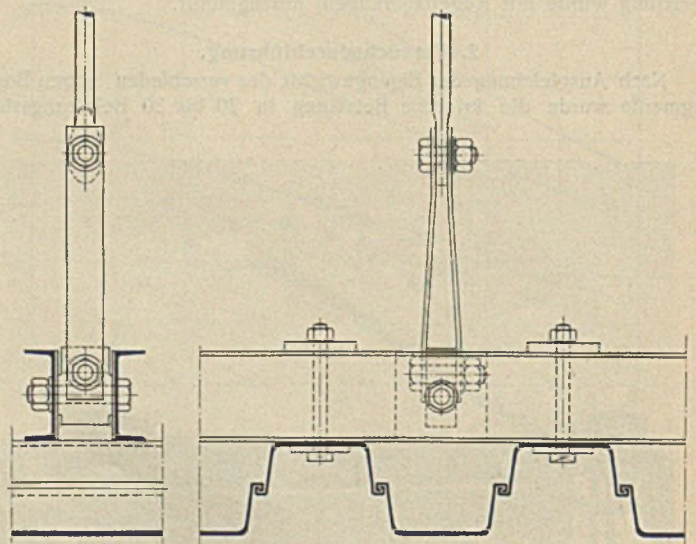


Abb. 3a. Gelenks Sonderkonstruktion.

ist. Selbst wenn die Außermitteigkeit nicht größer als der Stangenkernhalbmesser $e = r$ werden sollte, wird die Größtspannung fünfmal so groß, als sie sich ohne Nebenspannung errechnen würde. Da aber für die reine Zugbeanspruchung $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{2}$ der Streckgrenzenspannung zugelassen wird, würde infolge der Nebenspannung die Streckgrenze in der Zugfaser des Ankers überschritten, d. h. es würde nicht die fünffache Spannung auftreten, sondern es bildet sich an der stärkst beanspruchten Stelle bei Überschreitung der Streckgrenzenspannung ein Gefügegelenk. Dieses

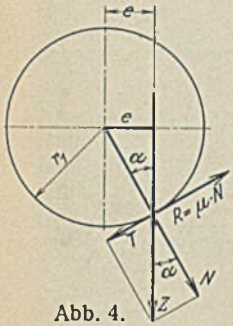


Abb. 4.

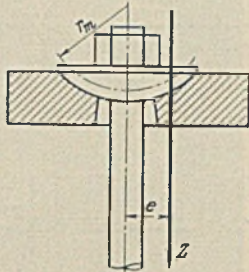


Abb. 5. Unterlagplatte mit Kugelsitz.

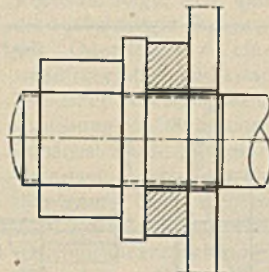


Abb. 6. Unterlagplatte mit Bleischeibe.

Gefügegelenk ist an sich noch nicht gefährlich, da das System stabil bleibt. Da die Streckgrenze aber meist in dem durch Gewinde geschwächten Teile des Ankers erreicht wird, ist Vorsicht geboten, denn durch die Kerbwirkung des Gewindes, die durch die Ausrundungen des Gewindebodens nicht ganz vermieden werden kann, wird dann leicht ein Bruch hervorgerufen. Gefährlich wird also die Überbeanspruchung nur im Gewindeteile des Ankers, und dort sollte man jedes Biegemoment ausschalten.

Drehachse des Gelenkes fällt praktisch mit der Auflagerung zusammen. Biegemomente und durch Gewinde geschwächte Ankerteile sind in der Nähe des Anschließpunktes ganz vermieden.

Eine Drehung im Gelenk tritt dann ein, wenn gemäß Abb. 4

$$Ze \geq (\mu N - T)r_1.$$

Da $N = Z \cdot \cos \alpha$ und $T = Z \cdot \sin \alpha$ ist, wird

$$\frac{e}{r_1} \geq \mu \cdot \cos \alpha - \sin \alpha.$$

Da ferner

$$\sin \alpha = \frac{e}{r_1}$$

und

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha} \text{ ist, so wird}$$

(2)

$$e \geq \frac{\mu r_1}{\sqrt{4 + \mu^2}}.$$

Da $\mu < 1$ und somit μ^2 im Verhältnis zu 4 klein ist, darf angenähert gesetzt werden

(3)

$$e \geq 0,5 \mu r_1.$$

Der Wert μ ist nicht genau anzugeben, da anderweitige Bestimmungen unter anderen Bedingungen durchgeführt wurden. Es ist zu beachten, daß Ankergelenke weder geschliffen noch poliert, noch geschmirt werden. Da ferner beim Einbau Bodenteilchen zwischen die Berührungsflächen gelangen können und ein gewisses Anrosten eintritt, wird mit verhältnismäßig hohen Reibungswerten zu rechnen sein. Um die abgeleiteten Gleichungen anschaulich auswerten zu können, möge die Annahme gemacht werden, daß μ zwischen 0,2 und 0,5 liegt. Für diesen Bereich gibt die vereinfachte Gl. (3) einen um 0 bis 3% zu hohen Wert an, was aber im Vergleich zur Ungenauigkeit des Wertes μ selbst keine Rolle spielt.

Die durch Gl. (3) bestimmte Außermitteigkeit e ist erforderlich, wenn sich das Gelenk überhaupt drehen soll. Ehe die Reibung überwunden wird und sich das Gelenk günstig auswirken kann, tritt also eine Spannungserhöhung ein, die aus Gl. (1) bestimmbar ist.

(4)

$$n = 1 + 2 \mu \cdot \frac{r_1}{r}.$$

Da der Gelenkbolzendurchmesser allgemein etwa gleich dem Ankerdurchmesser, also $r_1 \approx r$ ist, wird

$$\begin{aligned} \text{für } \mu = 0,2 \quad n &= 1,4 \\ \text{und für } \mu = 0,5 \quad n &= 2,0. \end{aligned}$$

Die tatsächliche Spannung beträgt also das 1,4- bis 2,0fache der reinen Zugspannung, und eine Drehung im Gelenk tritt bei nicht allzu hoher Reibung

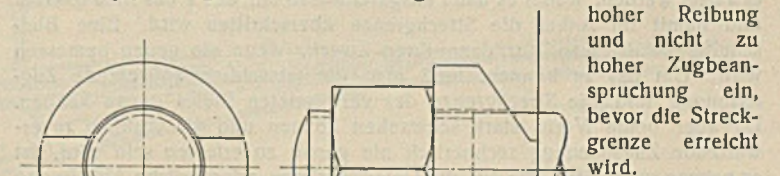


Abb. 8. Gelenkscheibe.

und nicht zu hoher Zugbeanspruchung ein, bevor die Streckgrenze erreicht wird.

Um eine Aufhängung nach Abb. 3 und das Schmieden der Gelenkaugen zu vermeiden, sind häufig auch

Ankerunterlagplatten mit kugelformigem Sitz gemäß Abb. 5 vorgeschlagen und ausgeführt worden, die den Vorteil allseitiger Drehbarkeit haben. Gl. (4) hat auch für diese Gelenkart mit genügender Annäherung Gültigkeit, wenn man sich an Stelle des Kugelgelenkes ein Walzengelenk mit einem mittleren Halbmesser denkt, also an Stelle von r_1 die Bezeichnung r_m setzt. Aus konstruktiven Gründen wird normalerweise

$$\frac{r_m}{r} \approx 4$$

gewählt. Es wird dann nach Gl. (4)

$$\begin{aligned} \text{für } \mu = 0,2 \quad n &= 1 + 2 \cdot 0,2 \cdot 4 = 2,6 \\ \text{und für } \mu = 0,5 \quad n &= 1 + 2 \cdot 0,5 \cdot 4 = 5,0. \end{aligned}$$

Die Spannungserhöhung ist also beträchtlich, und selbst bei verhältnismäßig geringer Zugbeanspruchung besteht trotz des Kugelgelenkes die Gefahr, daß die Streckgrenze im Gewinde überschritten wird. So vorteilhaft das Kugelgelenk beim Einbau des Ankers sein mag, vermag es doch nicht nach Eintritt der normalen Zugbelastung Drehungen ohne gefährliche Überspannung auszuführen.

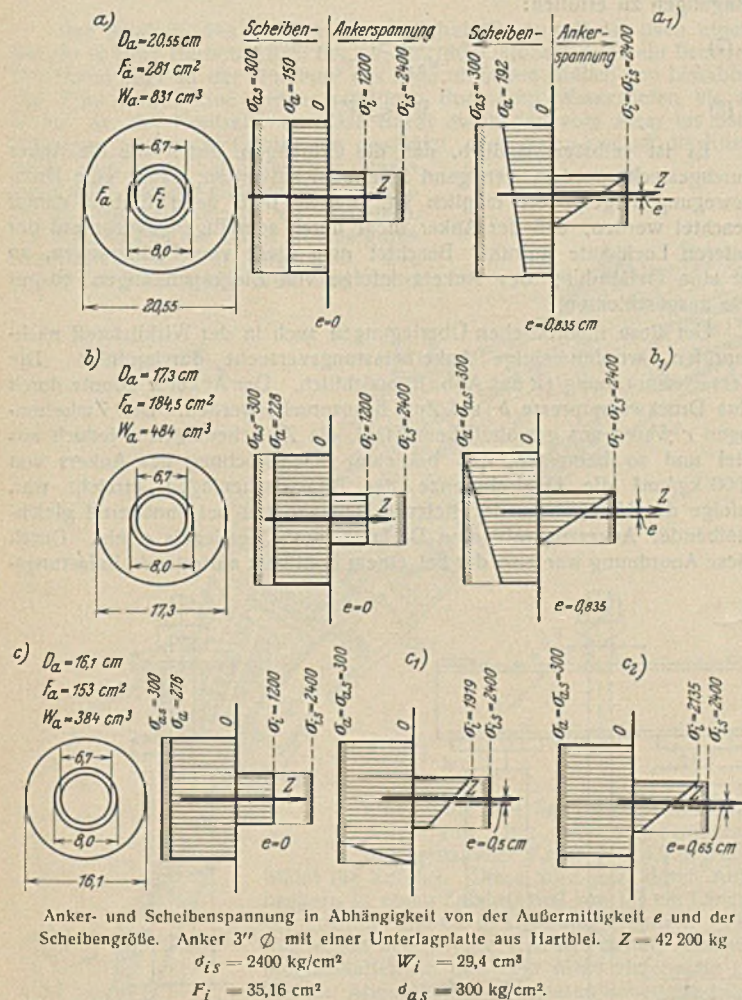


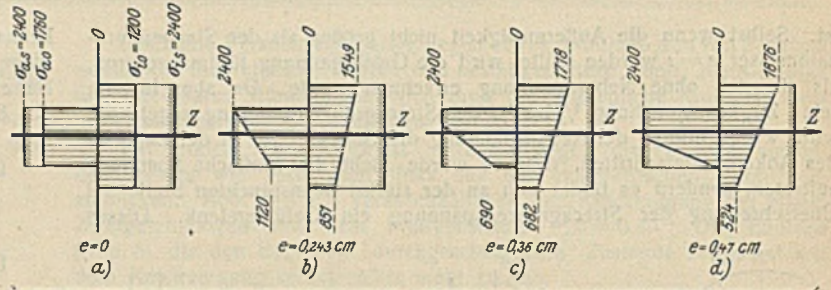
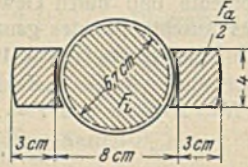
Abb. 7. Zahlenbeispiel.

Durch Anordnung eines üblichen Gelenkes hinter der Wand (Abb. 2) wird dies jedoch keineswegs erreicht, da — je nach der Verdrehung im Gelenk — der Gewindeteil eine erhebliche außermitte Belastung erhält. Wenn das Gelenk seinen Zweck nicht verfehlen soll, muß unbedingt eine genügend sichere und unbewegliche Aufhängung gemäß Abb. 3 gewählt werden. Eine andere gute Lösung ist in Abb. 3a dargestellt. Die vordere

Eine weitere Möglichkeit besteht in der Verwendung plastischer Unterlagscheiben (Blei) (Abb. 6). Die größten Spannungen im Anker und in der Scheibe sind

$$(5) \quad \sigma_i = \frac{Z}{F_i} + \frac{Z e}{W_i}$$

$$(6) \quad \sigma_a = \frac{Z}{F_a} + \frac{Z e}{W_a}$$



Da W_a immer größer als W_i ist, ist der Einfluß der Außermitteigkeit e auf die Scheibenspannung immer geringer als auf die Ankerspannung, und eine rechtzeitige plastische Verformung der Scheibe kann nur dann eintreten, wenn die Scheibe so bemessen wird, daß die reine Zugspannung $\frac{Z}{F_a}$ die Streckgrenzspannung der Scheibe möglichst nahe erreicht.

Gl. (5) u. (6) gelten aber nur innerhalb des elastischen Bereiches und Gl. 6 nur so weit, als keine Zugspannungen auftreten. Wird

$$\frac{Z e}{W_a} > \frac{Z}{F_a}$$

dann tritt auf der Zugseite ein Abheben von der Unterlage ein. Wird die Streckgrenze überschritten, so ist keine wesentliche Spannungsteigerung mehr möglich. Die Spannungsverteilung geht von der Trapezform (Abb. 7a, 7b) in eine Form gemäß Abb. 7c, und im Grenzfalle in eine Rechteckform (Abb. 7c₂) über.

In Abb. 7 sind beispielsweise für einen 3"-Anker die Anker- und Scheibenspannungen für verschiedene Außermitteigkeits- und Scheibengröße veranschaulicht. Aus Abb. 7a ist ersichtlich, daß bei geringer Scheibenbeanspruchung aus reinem Druck mit wechselnder Außermitteigkeit die Streckgrenze im Anker viel früher erreicht wird als in der Scheibe. Eine zu reichlich bemessene Bleischeibe verfehlt also ihren Zweck vollkommen. Aber selbst dann, wenn die reine Druckbeanspruchung der Scheibe etwa 75% der Streckgrenzspannung erreicht (Abb. 7b), wird bei einer Außermitteigkeit von $e = 0,835$ cm die Streckgrenze sowohl im Anker als in der Scheibe etwa gleichzeitig erreicht. Eine sichere Gelenkwirkung kann erst nach Abb. 7c bei noch höherer Scheibennormalspannung erwartet werden, wobei es dann ausgeschlossen ist, daß e das Maß 0,65 cm und damit im Anker die Streckgrenze überschritten wird. Eine Bleischeibe erfüllt also nur dann ihren Zweck, wenn sie genau bemessen wird. Um das zu können, muß man die tatsächlich auftretende Zugspannung und die Streckgrenze des verwendeten Bleies genau kennen. Da aber beide Werte stark schwanken können und die wirklich zu erwartende Zugspannung rechnerisch nie genau zu erfassen sein wird, ist es nahezu unmöglich, die für die Gelenkwirkung erforderliche Abmessung der Bleischeiben zu bestimmen. Man sollte aber immer lieber ein vorzeitiges Ausfließen der Bleischeiben in Kauf nehmen, als die Abmessungen der Bleischeibe zu groß zu wählen.

Der Nachteil des Bleischiebengelenkes wird durch das zu große W_a bedingt. Findet man eine Form einer Unterlagscheibe, bei der $W_a < W_i$, dann wäre die ideale Gelenkscheibe gefunden.

Bei einer Form gemäß Abb. 8 ist dies in vollkommener Weise erreicht. Als Baustoff käme ein weicher Stahl mit ausgeprägtem Fließbereich in Frage. Allerdings ist die Anordnung nach Abb. 8 nur in einer Ebene gelenkig. Das genügt aber in den meisten vorkommenden Fällen, da Bewegungen meist nur in Form von Setzungen, also in einer Richtung auftreten. Allseitige Beweglichkeit ließe sich bei dieser Konstruktion auch durch kreuzweises Anordnen zweier entsprechend ausgebildeter, hintereinander liegender Gelenkscheiben erreichen.

In Abb. 9 sind wieder als Zahlenbeispiel die Spannungen für einen 3"-Anker und für die Auflagerberührungsfläche der zugehörigen Gelenkscheibe bei verschiedener Außermitteigkeit zeichnerisch dargestellt, und zwar stellen Abb. 9a bis 9f die Spannungen bei normaler reiner Ankerzugbeanspruchung mit wechselnder Außermitteigkeit, Abb. 9g bei überbeanspruchtem und Abb. 9h bei gering beanspruchtem Anker dar. In keinem Falle wird im Anker die Streckgrenze erreicht, da vorher gemäß Abb. 9f bis 9h eine reine plastische Verformung der Gelenkscheibe an der Auflagerberührungsfläche und damit eine vollkommene Gelenkwirkung eintritt. Durch die Verformung tritt natürlich eine Querschnittsvergrößerung der Auflagerfläche ein. Diese Veränderung ist bei den vorkommenden geringen Verdrehungswinkeln gering und bringt nur geringe Spannungserhöhungen im Anker. Bei richtiger Bemessung der Gelenkscheibe ist es also möglich, bei jedem beliebigen, tatsächlich auftretenden Ankerzug eine gefährliche Zusatzspannung im Anker vollkommen auszuschalten. Die Gelenkscheibe stellt also ein ideales Gelenk dar, dessen Wirkung gegenüber den anderen viel teureren Konstruktionen wirklich zuverlässig ist.

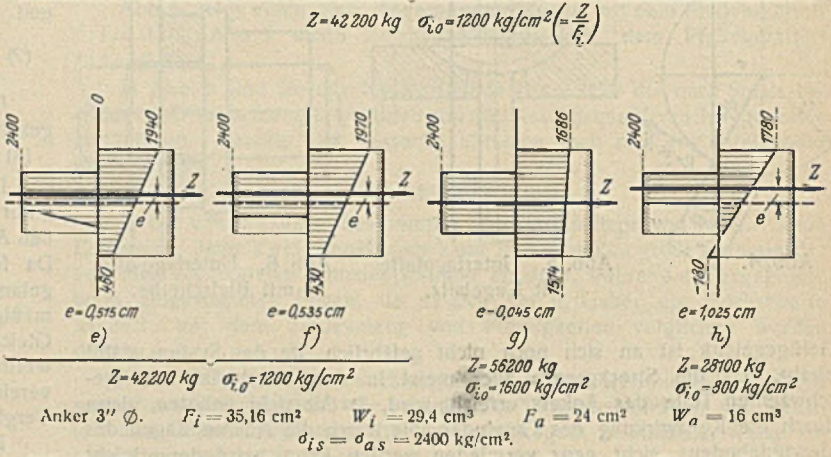


Abb. 9. Spannung im Anker und in der Auflagerfläche der Gelenkscheibe in Abhängigkeit von der Außermitteigkeit und der Ankerzugkraft.

Für die Bemessung der Gelenkscheibe sind allgemein folgende Bedingungen zu erfüllen:

$$(7) \quad \frac{\sigma_n}{\sigma_{as}} > \frac{\sigma_i}{\sigma_{is}}$$

$$(8) \quad W_n < W_i$$

Es ist selbstverständlich, daß die Öffnungen, durch die die Anker durchgesteckt werden, genügend Spielraum aufweisen, damit eine Drehbewegung ungehindert möglich ist. Ferner muß beim Einbau darauf geachtet werden, daß der Anker nicht durch sein Eigengewicht auf der unteren Lockkante aufruhet. Beachtet man diese vier Bedingungen, so ist eine Gefährdung des Ankers infolge von Biegespannungen so gut wie ausgeschlossen.

Um diese theoretischen Überlegungen auch in der Wirklichkeit nachzuprüfen, wurden einige Ankerbelastungsversuche durchgeführt. Die Versuchsanordnung ist aus Abb. 10 ersichtlich. Der Anker a konnte durch eine Druckwasserpresse b auf Zug beansprucht werden. Die Zwischenlagen c waren aus gewöhnlichem Stahl, die Zwischenlagen d jedoch aus Blei und so bemessen, daß bei einer Beanspruchung des Ankers von 1000 kg/cm² die Quetschgrenze der Bleizwischenlagen erreicht war. Infolge des Nachgebens der Bleizwischenlagen trat bei annähernd gleichbleibender Ankerzugkraft eine Drehung des Querriegels e ein. Durch diese Anordnung war also der bei einem Bohlwerk auftretende Belastungs-

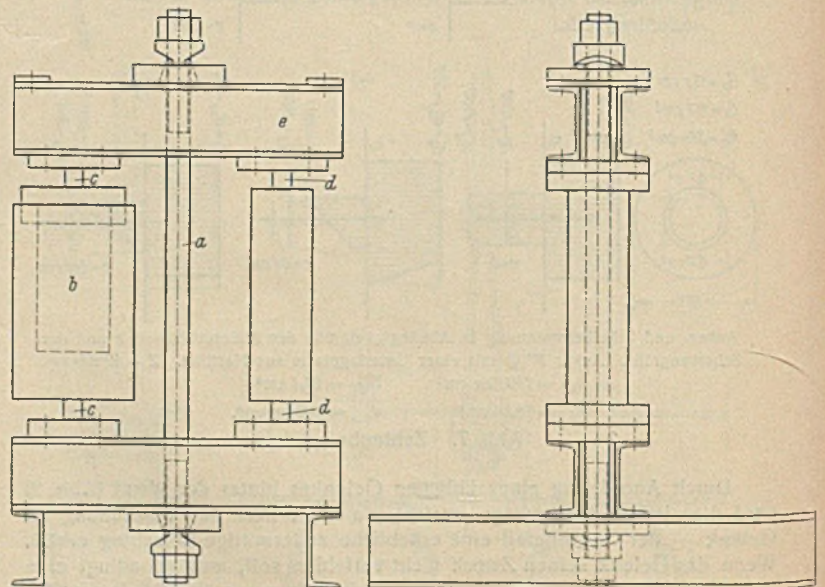


Abb. 10. Versuchsanordnung vor Belastung.

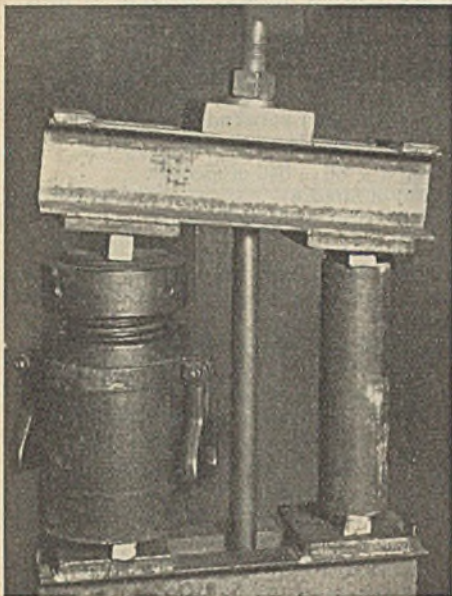


Abb. 11. Versuchsanordnung nach Belastung bei Verwendung einer Unterlagplatte mit Kugelsitz.

sich der Anker im Gewindeteil verbogen hat. Bevor also noch eine Drehung der kugelförmigen Unterlagscheibe eintreten konnte, wurde der

fall naturgetreu nachgebildet. Nach der Zugbelastung des Ankers kann infolge späterer Setzungen des Erdreichs eine Drehung des Ankers bezogen auf seine Unterlage eintreten.

Bei Durchführung der Versuche zeigte sich, daß die beabsichtigte Drehung des Querriegels *e* einwandfrei eintrat, und zwar bei einer Ankerzugbeanspruchung von 985 kg/cm². Zunächst wurde nun eine Unterlage mit kugelförmigem Sitz gemäß Abb. 5 der Belastung und Drehungsbeanspruchung unterworfen. Abb. 11 gibt den Zustand nach eingetretener Drehung des Querriegels wieder. Es ist deutlich erkennbar, daß in dem Kugelsitz keinerlei Verdrehung eingetreten ist, sondern daß

Anker selbst, und zwar an der durch Kerbe (Gewindegänge) gefährdeten Stelle über die Streckgrenze hinaus beansprucht und bleibend verformt. Das gleiche Bild ergab sich bei Verwendung von reichlich bemessenen Bleischeiben. Abb. 12 stellt den gleichen Zustand, nämlich nach eingetretener Verdrehung, jedoch bei Verwendung einer Gelenkscheibe nach Abb. 8 dar. Im Gegensatz zu Abb. 11 ist hier erkennbar, daß der Anker keinerlei Verbiegungen aufweist, und bei deren Einbau die Unterlagscheibe verformt hat.

Durch die Versuche wird also bestätigt, daß die Gelenkscheibe nach Abb. 8, die die Bedingungen der Gl. (7) u. (8) erfüllt und bei deren Einbau die selbstverständlichen Grundregeln beachtet werden, von den bisher bekannten Konstruktionen das idealste und zuverlässigste Ankergeelenk darstellt.

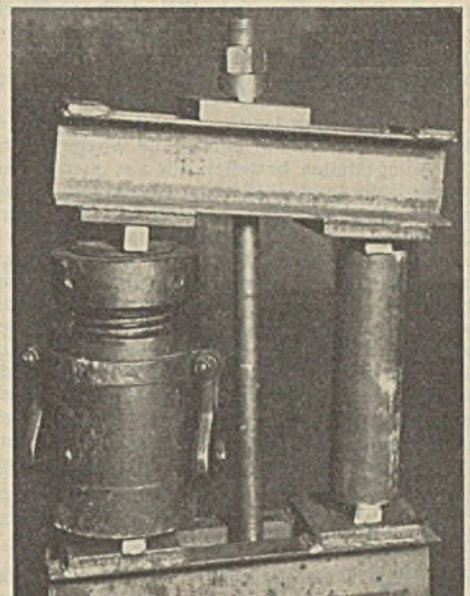


Abb. 12. Versuchsanordnung nach Belastung bei Verwendung einer Gelenkscheibe gemäß Abb. 8.

Vermischtes.

Der Ausbau des Hafens von Setubal (Portugal) ist nach einem Bericht in Dock Harbour 1935, Bd. XV, Nr. 180 (Oktober), nunmehr beendet. Der Hafen liegt an der Mündung des Sado rd. 60 km südlich von Lissabon. Der Fluß bildet eine große natürliche Bucht mit Wassertiefen bis zu 40 m. An der Nordseite ist diese Bucht durch den vom Meer bis nach Albarquel reichenden Gebirgszug geschützt. Von da an verläuft die Küste flach, und zwar bei Setubal in einem mehr oder weniger gleichmäßigen Bogen bis zu den Salzsümpfen von Marateca. An der Südseite der Bucht ist eine große Sandbank dem Meer vorgelagert. Die Bucht ist 3 bis 4 km breit und weist

Steindämme errichtet werden, die gleichzeitig dazu dienen, den Hauptteil vor Auswaschungen und Unterspülungen zu schützen (Abb. 1). Geldschwierigkeiten verzögerten den Bau, der erst im Jahre 1930 begonnen wurde. Zunächst wurde ein großer Steinbruch eröffnet, der den Bedarf für die Dämme und Kaimauerfundamente mit insgesamt 1,5 Mill. m³ decken mußte. An der Stelle, wo die Kaimauern errichtet werden sollten, wurde

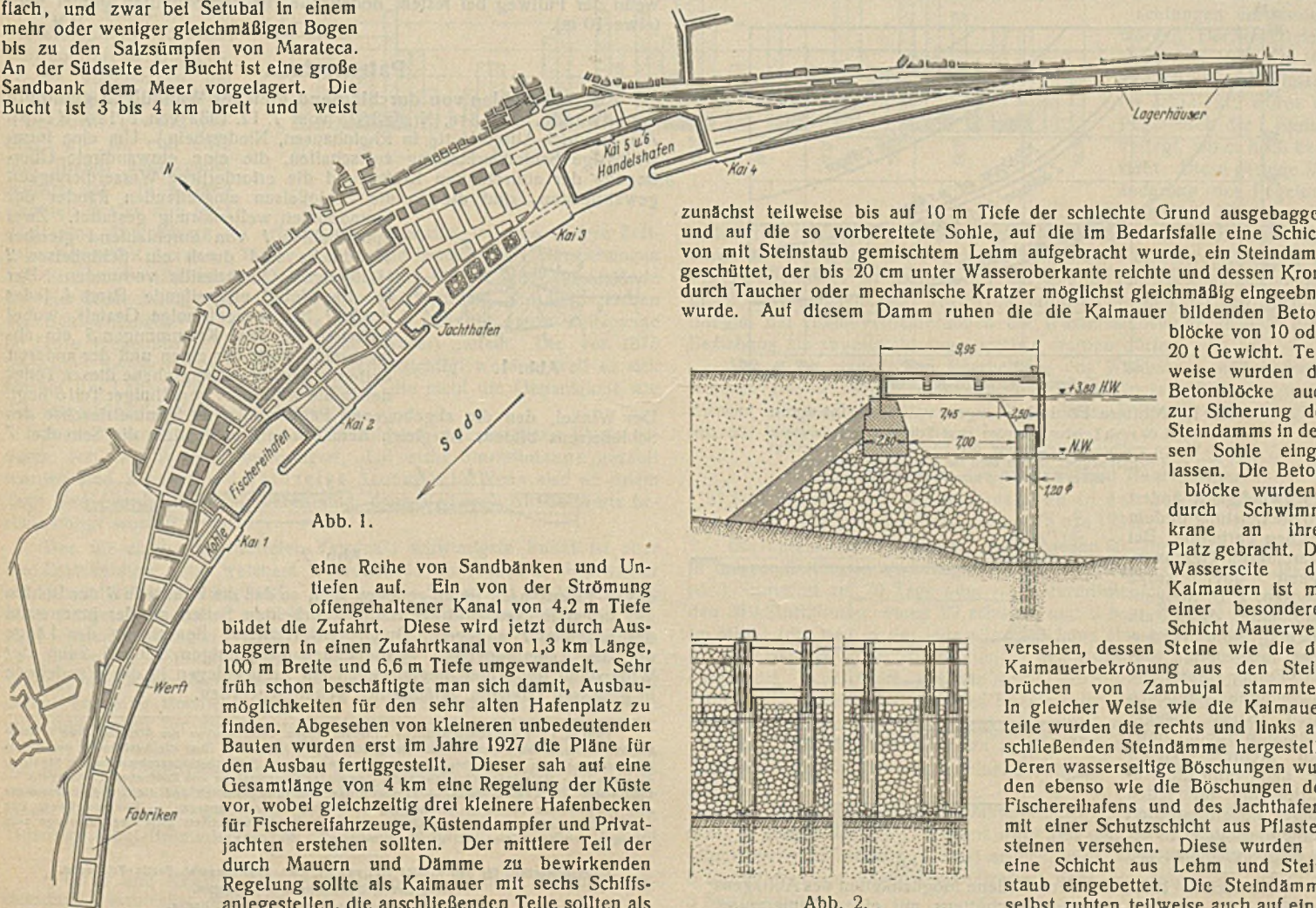


Abb. 1. eine Reihe von Sandbänken und Untiefen auf. Ein von der Strömung offengehaltener Kanal von 4,2 m Tiefe bildet die Zufahrt. Diese wird jetzt durch Ausbaggern in einen Zufahrtskanal von 1,3 km Länge, 100 m Breite und 6,6 m Tiefe umgewandelt. Sehr früh schon beschäftigte man sich damit, Ausbaumöglichkeiten für den sehr alten Hafenplatz zu finden. Abgesehen von kleineren unbedeutenden Bauten wurden erst im Jahre 1927 die Pläne für den Ausbau fertiggestellt. Dieser sah auf eine Gesamtlänge von 4 km eine Regelung der Küste vor, wobei gleichzeitig drei kleinere Hafenbecken für Fischereifahrzeuge, Küstendampfer und Privatjachten erstehen sollten. Der mittlere Teil der durch Mauern und Dämme zu bewirkenden Regelung sollte als Kaimauer mit sechs Schiffsanlegestellen, die anschließenden Teile sollten als

zunächst teilweise bis auf 10 m Tiefe der schlechte Grund ausgebaggert und auf die so vorbereitete Sohle, auf die im Bedarfsfalle eine Schicht von mit Steinmörtel gemischtem Lehm aufgebracht wurde, ein Steindamm geschüttet, der bis 20 cm unter Wasseroberkante reichte und dessen Krone durch Taucher oder mechanische Kratzer möglichst gleichmäßig eingeebnet wurde. Auf diesem Damm ruhen die die Kaimauer bildenden Beton-

blöcke von 10 oder 20 t Gewicht. Teilweise wurden die Betonblöcke auch zur Sicherung des Steindamms in dessen Sohle eingelassen. Die Betonblöcke wurden durch Schwimmkrane an ihren Platz gebracht. Die Wassereite der Kaimauern ist mit einer besonderen Schicht Mauerwerk versehen, dessen Steine wie die der Kaimauerbekrönung aus den Steinbrüchen von Zambujal stammten. In gleicher Weise wie die Kaimauerstücke wurden die rechts und links anschließenden Steindämme hergestellt. Deren wassereitige Böschungen wurden ebenso wie die Böschungen des Fischereihafens und des Jachthafens mit einer Schutzschicht aus Pflastersteinen versehen. Diese wurden in eine Schicht aus Lehm und Steinmörtel eingebettet. Die Steindämme selbst ruhen teilweise auch auf einer

Abb. 2.

solchen Schicht von mit Steinstaub vermischem Lehm, deren Dicke zwischen 0,5 und 1,5 m schwankte. Im ganzen wurden durch die Uferbauten 600 000 m² neues Bauland gewonnen. Von den sechs zum unmittelbaren Anlegen der Schiffe dienenden Anlegestellen befinden sich vier an der Flußseite und zwei im Handelshafen. Je zwei Anlegestellen sind 120, 60 und 35 m lang, zusammen sind dies 430 m Länge. An den vier äußeren Anlegestellen beträgt die Wassertiefe 6,7 m, an den inneren 4,6 m. Die Anlegestellen bestehen alle aus querliegenden L-förmigen Eisenbetonträgern, die außen auf Eisenbetonsäulen, innen auf einer auf der Kai-mauer ruhenden Eisenbetonschwelle aufliegen. Die Decke ist eine auf Querträgern ruhende Eisenbetonplattendecke (Abb. 2). Die Eisenbetonsäulen bestehen aus einzelnen 11 m langen Eisenbetonrohren, die besonders hergestellt wurden und mittels eines Schwimmkrans je über eine Gruppe von vier tief eingerammten Holzpfählen gestülpt wurden. Der Hohlraum wurde mit Beton ausgefüllt und der Fuß der Säule durch eine Steinschüttung geschützt. Die größten Eisenbetonquerträger waren 10 m lang und wogen 20 t. Alle Eisenbetonquerträger wurden, um etwaigen Senkungen Rechnung zu tragen, auf halbzylindrisch ausgebildeten Lagerstellen außen und innen gelagert. Wasserseitig wurden kräftige Holzschutzpfähle befestigt. Bei den längeren Anlegestellen wurden besondere Dehnungsfugen in der Decke vorgesehen. Das aufgefüllte Gelände wurde sorgfältig entwässert. Der im Bauabschnitt mündende kleine Fluß Livramento wurde auf eine Länge von 160 m durch eine aus Eisenbeton-Dreigelenkbogen gebildete, auf Betonpfeilern abgestützte Decke abgedeckt. Die drei Hafenbecken sind vom Fluß durch Kaimauern von 25, 15 und 10 m Breite bis auf kleine Zufahrtöffnungen abgetrennt. Handelshafen, Fischerhafen und Jachthafen haben eine Grundfläche von 44 000 bzw. 30 000 und 5000 m². Die beiden letzteren Häfen besitzen Landungsstege und Hellinge. Der Bau war im Frühjahr 1934 beendet. Die Baukosten betragen 27 Mill. Milreis und wurden den dänischen Unternehmern unter Berücksichtigung des Goldstandards um 3¼ Mill. Milreis erhöht. Hierin sind die Kosten für die Herstellung des Zufahrtkanals mit 1 Mill. Milreis nicht eingeschlossen.

Die Wirtschaftlichkeit gleisloser Fahrzeuge zum Abtragen und Anschütten geringer Bodenmengen. Um bei der Bewältigung geringer Bodenmengen auf kurze Entfernungen von einem Gleis unabhängig zu werden, sind von Menck & Hambrock GmbH die gleislosen Fahrzeuge entwickelt worden, die je nach dem Zwecke verschiedene Formen aufweisen¹⁾.

Die mittleren Förderleistungen von Raupenwagen in Abhängigkeit vom Förderwege enthält Abb. 1. Für diese Leistungen ist Voraussetzung, daß die Wagen gestrichen voll beladen sind (4,5 m³) und eine Fahr-geschwindigkeit von 6,5 km/h eingehalten werden kann. Bei anderer

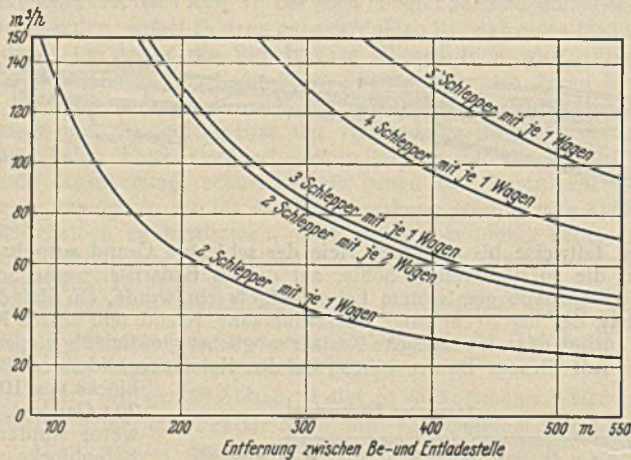


Abb. 1. Mittlere Förderleistungen von Raupenwagen. Beispiel: Bei 60 m³/h Leistung werden zwei Schlepper mit je einem 4,5-m³-Wagen vollbeschäftigt, wenn der Förderweg 210 m beträgt. Mit drei Schleppzügen lassen sich bei derselben Leistung 425 m Förderweg erreichen.

Geschwindigkeit ändert sich die Leistung in dem gleichen Verhältnis. Bei verminderter Geschwindigkeit über kurze Strecken, z. B. Steigungen, muß daher ein Zuschlag zum Förderwege eingesetzt werden. Ferner müssen die Wagen ununterbrochen durch einen Bagger beladen werden. Setzt man mehrere Bagger ein, dann muß die Abfuhrleistung für jeden Bagger einzeln ermittelt werden. Braucht ferner am Bagger nicht dauernd

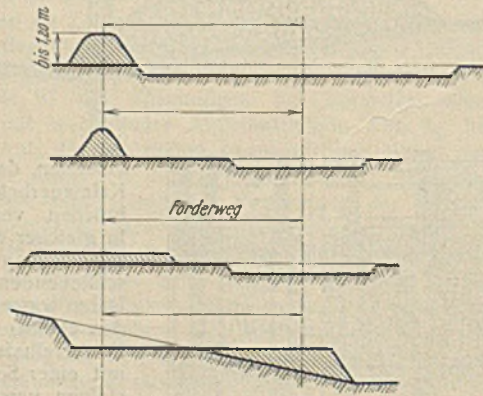


Abb. 2.

Verschiedene Möglichkeiten des Abtragens und Anschützens mit einer Planier-raupe.

¹⁾ Bautechn. 1935, Heft 1, S. 17.

ein leerer Wagen zum Beladen bereit gehalten zu werden, so gelten höhere Förderleistungen.

Bei größeren Leistungen, z. B. 80 m³/h über 480 m waagerechten Abfuhrweg, oder 150 m³/h über 260 m waagerechte Strecke, ergeben sich aus den Anlage- und Betriebskosten, wenn vier Raupenschlepper und fünf Raupenwagen (ein Wagen als Reserve) verwendet werden und die Schlepper mit je einem Wagen fahren, an Gesamtkosten:

bei einer Förderleistung von 8 × 80 = 640 m³/Schicht (1 Schicht = 8 h) und 480 m Strecke 0,49 RM/m³,
bei einer Förderleistung von 8 × 150 = 1200 m³/Schicht und 260 m Strecke 0,26 RM/m³.

Im Kleinbetrieb, 40 m³/h über 320 m Strecke oder 60 m³/h über 210 m Strecke, betragen die Kosten mit zwei Raupenschleppern und drei Raupenwagen (1 Wagen als Reserve):

bei einer Förderleistung von 8 × 40 = 320 m³/Schicht und 320 m Strecke 0,33 RM/m³,
bei einer Förderleistung von 8 × 60 = 480 m³/Schicht und 210 m Strecke 0,22 RM/m³.

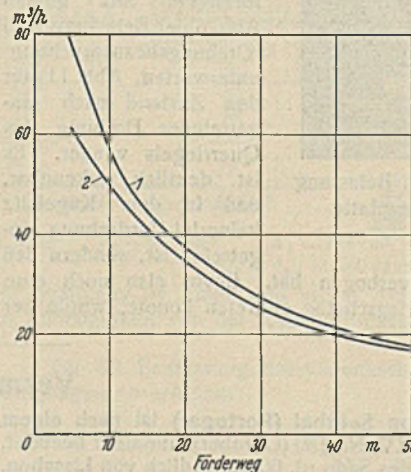


Abb. 3. Mittlere Förderleistungen der Planier-raupen.

wenn der Füllweg bei festem Boden oder flachen Schnitten größer wird (etwa 10 m).

Bei der Planier-raupe können der Abtrag und das Anschütten verschieden sein (Abb. 2). Bei gleichen Förderwegen der verschiedenen Arbeiten gelten die Förderleistungen nach Abb. 3, wobei Voraussetzung ist, daß die Höhe der Haufen nicht über 1,2 m beträgt, gut schnittfähiger Boden mit wenig Steinen zu bearbeiten (bei schweren oder steinreichen Böden sinkt die Leistung) und keine Zeit für das Herstellen eines guten Planums aufzuwenden ist. Ein gutes Einebnen vermindert bei geringer Ab- und Auftraghöhe die Leistung erheblich. Die Leistungskurve 1 gilt, wenn das Brustschild des Raupenschleppers auf einem Wege von etwa 4 m Länge gefüllt werden kann, und die Kurve 2, wenn der Füllweg bei festem Boden oder flachen Schnitten größer wird (etwa 10 m).

Patentschau.

Aus Stahlbohlen von durchlaufend gleicher Wanddicke gebildete Spundwände. (Kl. 84c, Nr. 593 825 vom 7. 12. 1932 von Fried. Krupp AG, Friedrich-Alfred-Hütte in Rheinhausen, Niederrhein.) Um eine formschlüssige Schloßverbindung zu schaffen, die eine einwandfreie Übertragung der auftretenden Kräfte und die erforderliche Wasserdichtigkeit gewährleisten, sind die in die Schloßbohlen eingreifenden Ränder der Spundbohlen wellenförmig gestaltet. Zwei Spundbohlen 1 von durchlaufend gleicher Wanddicke sind durch ein Schloßbohlen 2 H-förmigen Querschnitts verbunden. Der in die Nut 3 eingreifende Rand 4 jeder Bohle 1 hat wellenförmige Gestalt, wobei zwischen je zwei Krümmungen 5 ein abwechselnd nach der einen und der anderen Seite der mittleren Längsebene dieses Teiles der Bohle weisender geradliniger Teil 6 liegt.

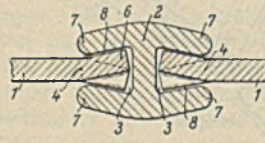


Abb. 1.

Der Winkel, den die abgebogenen Ränder mit der Symmetrieachse des Schloßbohlens bilden, ist gleich dem Winkel, unter dem die Schenkel 7

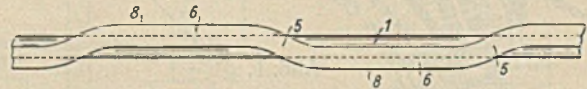


Abb. 2.

des H-Eisens nach Innen gebogen sind, so daß die Randteile 6 der Bohlen mit ihrem Rücken 8 abwechselnd auf beiden Seiten an der Innenwand der Schenkel 7 anliegen. Durch entsprechende Bemessung der Länge der die Krümmungen 5 verbindenden geradlinigen Teile 6 kann der Widerstand der Abbiegungen gegen ein Zurückbiegen in die Wandebene in gewissen Grenzen veränderlich gehalten werden.

INHALT: Bauwissenschaftliche Untersuchungen beim Neubau der Straßenbrücke Prierosbrück. — Die neuen Brückenbauten der Reichsbahn in Ologau. — Über die Ausführung von Eisenbetonbogenbrücken mit Zugband. — Die Verwendung von Schleuderbetonrohren in der Stadtentwässerung. — Hölzerner Wasserturm der Gemeinden Oberzetscha und Rautenberg (Thüringen). — Traßement — Hochofenzement. — Versuche über die Knicksicherheit und die Grundschwingungszahl vollwandiger Bogen. — Ausbildung von Bohlwerksverankerungen. — Vermischtes: Der Ausbau des Hafens von Setubal (Portugal). — Die Wirtschaftlichkeit gleisloser Fahrzeuge zum Abtragen und Anschütten geringer Bodenmengen. — Patentschau.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.