

DER BAUINGENIEUR

15. Jahrgang

2. März 1934

Heft 9/10

VERSUCHE ÜBER HOCHDRUCK-PFAHLSPÜLUNG.

Von Fr. v. Marnitz, Marinebaurat a. D.

Übersicht: Als Ergänzung zu den in Heft 39/40 (1932) des Bauingenieur veröffentlichten Berechnungen wurden von dem gleichen Verfasser Versuche angestellt. Diese bestätigen die Berechnungen, wonach beim Pfahlspülen durch richtige Bemessung der Querschnitte eine besonders günstige Wirkung erzielt werden kann.

In Heft 39/40 des „Bauingenieur“ (1932) gab ich eine Berechnung über die Wassermengen und Pumpenleistungen bei der Hochdruckpfahlspülung. Um die damals aufgestellten Berechnungen zu prüfen, habe ich inzwischen Versuche vorgenommen, deren Ergebnisse im folgenden dargelegt sind.

Die Versuche fanden statt auf dem Gelände der Worthington Pumpen- u. Maschinenbau G. m. b. H., Berlin-Hohenschönhausen, deren inzwischen leider verstorbener Direktor Robert Wilhelmi liebenswürdigerweise seine Einrichtungen zur Verfügung stellte. Die Versuchsanordnung ist in Abb. 1 zu erkennen.

Aus praktischen Gründen war es nicht möglich, die seinerzeit in der Berechnung gegebenen Größen zu erreichen, vielmehr

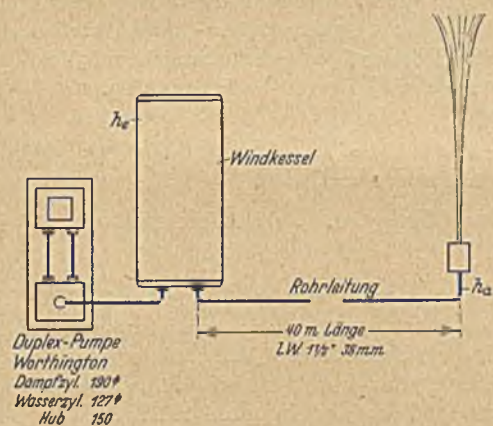


Abb. 1. Versuchsanordnung.

mußte der Versuch in etwas kleinerem Maßstabe stattfinden. Die Pumpe wurde auf dem Prüfstand geeicht und leistete je nach ihrer Hubgeschwindigkeit 200—500 l in der Minute. Es konnte dann später beim Versuch aus der Hubzahl direkt die Wassermenge berechnet werden. Hinter der Pumpe befand sich ein großer Windkessel, welcher einen konstanten Eintrittsdruck h_e bewirkte; dieser wurde an einem Manometer abgelesen. Dann war waagrecht eine Rohrleitung von 38 mm l. W. auf 40 m Länge verlegt und am Ende eine Düse aufgeschraubt, welche nach oben gerichtet war. Kurz vor der Düse befand sich wieder ein Manometer, welches den Druck h_a am Ende der Rohrleitung anzeigte.

Abb. 2 zeigt die Düse in $\frac{1}{2}$ der natürlichen Größe.

Sie ist von der primitiven Form, wie sie ähnlich im Baubetrieb verwendet wird, mit einem Ausflußloch. Dies hatte ursprünglich einen Durchmesser von 12 mm, der durch Aufbohren auf 14, 16, 18, 21 und 24 mm gebracht wurde. Es wurde noch eine zweite Düse von etwas schlanker Form verwendet, ohne daß die Ergebnisse sich dadurch wesentlich änderten. Erst bei Verwendung eines ganz schlanken Konusses nach Art der Feuerspritzen würde es gelingen, die Kontraktion und die damit verbundenen Verluste zu vermeiden.

Die Versuchsergebnisse sind in Abb. 3 dargestellt.

Das Kurvenblatt hat als Abszisse das Verhältnis $\frac{\text{Querschnitt der Düsenöffnung}}{\text{Querschnitt der Rohrleitung}}$ genannt: ϵ .

Als Ordinaten sind aufgetragen die aus den Doppelhüben berechnete Wassermengen Q in l pro Minute, die am Manometer abgelesene Eintrittsdruckhöhe h_e , welche konstant auf 125 m = 12,5 at gehalten wurde und die ebenfalls abgelesene Austrittsdruckhöhe h_a .

Die Leistung des austretenden Wasserstrahles wurde berechnet nach der Formel

$$N = \frac{Q \cdot h_a}{60 \cdot 75} \text{ PS}$$

und ebenfalls eingetragen. Man erkennt, daß die Ergebnisse mit denen der Rechnung gut übereinstimmen, wenn man die damals berechneten Kurven nach Abb. 6, 7 und 8 des genannten Aufsatzes mit den Versuchsergebnissen vergleicht. Man muß freilich dabei die veränderten Größenverhältnisse berücksichtigen. Auch konnte wegen der Leistungsfähigkeit der Pumpe beim Versuch nur bis $\epsilon = 0,4$ gegangen werden, während die Rechnung bis $\epsilon = 1$ durchgeführt ist. Der Versuch zeigt, daß bei gleichbleibender Eintrittsdruckhöhe die Austrittsdruckhöhe vor der Düse mit steigender Wassermenge abnimmt, weil durch die mit dem Quadrat der Durchflußgeschwindigkeit zunehmende Reibung immer mehr Druck verzehrt wird. Der Druck h_a ist bei der kleinsten Düsenöffnung nur um 9 m niedriger als h_e , bei der größten Düsenöffnung fällt er dagegen von 125 auf 33 m. Andererseits steigt die Wassermenge, aber keineswegs proportional der Düsenverlängerung, sondern zum Schluß bedeutend weniger. Die Leistung des austretenden Wasserstrahles kann aus dem Produkt dieser beiden Größen berechnet werden und zeigt mit der Rechnung auffallend gut übereinstimmend das Maximum von 6,8 PS bei ϵ etwa

$= 0,17$. Sie fällt auf 4,6 PS bei $\epsilon = 0,4$.

Bei der vorstehend berechneten Leistung handelt es sich allerdings um die potentielle Energie des Strahles kurz vor seinem Austritt aus der Düse. Die tatsächliche kinetische Energie $\frac{M \cdot v^2}{2}$

läßt sich schwer ermitteln, da die Geschwindigkeit nicht meßbar ist. Die Höhe des aufsteigenden Strahles war kein Maßstab dafür, da besonders bei den hohen Geschwindigkeiten der Strahl stark zerstäubt wurde. Es war außerdem am Versuchstage außerordentlich windig. Rechnet man mit einem Wirkungsgrad von 0,9 für die Umsetzung des

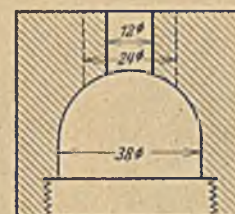


Abb. 2. Konstruktion der Düse.

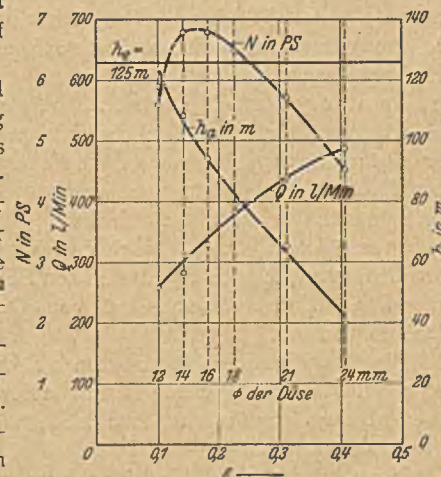


Abb. 3. Versuchsergebnisse.

man mit einem Wirkungsgrad von 0,9 für die Umsetzung des

Druckes in Geschwindigkeit, so ergeben sich folgende Austrittsgeschwindigkeiten des Wassers für die einzelnen Düsenöffnungen:

43 40,5 38 35,1 30,8 26,4 m/s.

Wenn keine Kontraktion vorhanden wäre, so müßte sein:

Austrittsgeschwindigkeit \times Düsenöffnung = Wassermenge.

Eine Überschlagsrechnung ergab jedoch, daß die Kontraktion 0,65 bis 0,8 betrug. Um diese Verhältnisse genau zu klären, müßten noch weitere Versuche vorgenommen werden; es hat jedoch für die Praxis wenig Bedeutung.

Der Augenschein bewies im übrigen ganz klar, daß die Strahlenergie bei den kleinen Düsenöffnungen wesentlich größer war. Richtet man hierbei den Wasserstrahl auf den Boden, so durchschlug er sofort die Grasnarbe und höhlt in dem darunterliegenden festen Lehmboden in kürzester Zeit ein Loch von $1\frac{1}{2}$ m Tiefe aus. Bei den großen Öffnungen übte der mit etwas größerer

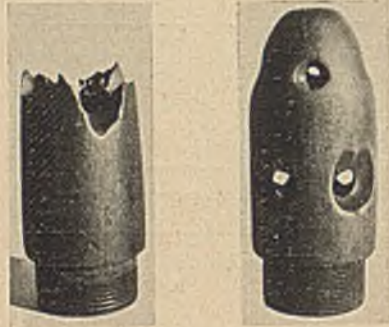


Abb. 4. Abgenutzte Düsen.

Menge und kleinerer Geschwindigkeit austretende Wasserstrahl nicht annähernd die gleiche Wirkung aus. Die Grasnarbe wurde kaum durchschlagen und nur ein kleines Loch erzeugt. Auch drang das Wasser gar nicht weiter in den Boden ein, sondern lief an der Oberfläche ab.

Dieseinerzeit gegebenen Leitsätze für die Hochdruck-Pfahlspülung sind durch die vorstehend beschriebenen Versuche durch-

aus bestätigt worden. Die Wassermenge muß in einem bestimmten Verhältnis zum Querschnitt der Lanze und des Zuführungsschlauches stehen, und der Öffnungsquerschnitt der Düse so be-

massen sein, daß diese Wassermenge sich einstellt. Man kann häufig in der Praxis beobachten, daß diese Vorschriften ganz und gar nicht befolgt werden. Vielfach läßt man eine Duplexpumpe ohne Windkessel in eine lange enge Rohrleitung ohne jede Düse am Ende arbeiten. Es wird dann nur mit jedem Pumpenhub eine kleine Wassermenge ohne wesentliche Geschwindigkeit herausgeschoben und die Austrittsenergie ist gleich Null.

Das gleiche tritt ein, wenn eine Düse ursprünglich vorhanden war, diese jedoch durch Abnutzung so geworden ist, wie es Abb. 4 zeigt.

Diese Abnutzung ist, beiläufig gesagt, eine Folge von Hohlraumbildung und Sauerstoffausscheidung, welche bei den hohen Geschwindigkeiten auftreten. Es ist unbedingt darauf zu achten, daß solche Spülköpfe rechtzeitig durch neue ersetzt werden.

Interessant ist es, sich nach den vorstehenden Angaben einen Überblick über den Gesamtenergieverbrauch beim Spülen zu machen. Nimmt man an, daß ein Pfahl mit zwei Lanzen gespült wird, so ist nach obigen Darlegungen das Maximum, welches die Lanzen hergeben können, $2 \times 6,8 = 13,6$ PS. Aufzuwenden ist eine höhere Leistung mindestens im Verhältnis h_b zu h_a , also ungefähr 18 PS. Dauert das Spülen bei einem Pfahl eine Stunde, so ergibt dies in elektrische Energie umgerechnet 13,3 kWh. Ist der Pfahl zufällig auch 13,3 m lang, so ergäbe sich 1 kWh pro 1 m Pfahl. Nachprüfungen haben ergeben, daß in Wirklichkeit weit höhere Leistungen verbraucht werden. So sind bei der in meinem früheren Aufsatz erwähnten Ufermauer Burchardkai Hamburg etwa 66 000 lfm Pfahl und hölzerne Spundbohlen geschlagen worden und hierbei 179 244 kWh verbraucht worden. Dies ergibt etwa 2,7 kWh pro lfm Pfahl. Die wesentlich größere Energiemenge dürfte in der Hauptsache durch die Zentralpumpstation begründet sein, bei welcher ein An- und Abstellen des Druckwassers für den jedesmaligen Gebrauch nicht möglich war, sondern die Pumpen vielmehr dauernd laufen mußten.

DIE DONAUBRÜCKE BEI WALHALLASTRASSE.

Von techn. Reichsbahn-Oberinspektor Hugo Wittenzellner, Obering. a. D. in München.

(Schluß von Seite 72.)

Aufstellung.

Nach den Ausschreibungsbedingungen war grundlegende Voraussetzung, daß während der ganzen Dauer der Bauzeit der fahrplanmäßige Betrieb der Strecke Regensburg-Weiden eingeleisig aufrecht erhalten werden mußte. Dies wurde erreicht, indem während des Umbaus der Bahnbetrieb zunächst eingeleisig auf die alten Überbauten b (Gleis Re — Weiden), dann auf die Überbauten a (Gleis Weiden — Re) gelegt und jeweils in Zugpausen die alten Überbauten gleichzeitig mit den neuen Überbauten verschoben wurden.

Es war weiterhin zu berücksichtigen, daß die Köpfe der Widerlager und Pfeiler erneuert werden mußten und zur Aufnahme der Auflagerkräfte der neuen Überbauten durchgehende Eisenbetonbalken herzustellen waren, sowie daß sowohl Gleisabstand wie Schienenoberkante auf den neuen Überbauten gegenüber den alten verschieden waren. Nach den Vorschriften der Strombauverwaltung mußte noch eine der beiden Stromöffnungen III oder IV für die Schifffahrt abwechselnd von Gerüsten vollständig freigehalten werden.

Die über die alten Überbauten b führende Wasserleitung von 300 mm l.W. durfte ebenfalls nur zeitweise und zwar jeweils während der eigentlichen Verschiebearbeiten auf einige Stunden unterbrochen werden.

Zur reibungslosen Durchführung der ganzen Umbauarbeiten wurde ein genauer Arbeitsplan aufgestellt, in welchem alle die vorgenannten Umstände und Vorschriften Berücksichtigung fanden (Abb. 10).

Für die Demontage der alten und die Montage der neuen

Überbauten kam nur die Verwendung fester Gerüste auf Pfählen in Frage, ebenso für die stromauf- und stromabwärts der Pfeiler und Widerlager erforderlichen Verschiebegerüste (Abb. 11). Die letzteren konnten nur zum Teil auf Pfähle gesetzt werden. Da bei den Strompfeilern und in unmittelbarer Nähe der übrigen Pfeiler und der Widerlager infolge der Steinschüttungen nicht gerammt werden konnte, wurden dort zum Aufsetzen der Verschiebegerüste Betonsockel hergestellt. Entsprechend dem Arbeitsfortschritt wurden sowohl die Montage-, wie die Abbruchs- und Verschiebegerüste jeweils öffnungsweise, unter Berücksichtigung der strompolizeilichen Vorschriften bezüglich der Schifffahrtsöffnung, umgesetzt.

Zum Verschieben wurden in der Hauptsache Verschiebwagen verwendet und zwar bei den neuen Überbauten vier Doppelverschiebwagen von je rd. 90 t Tragfähigkeit und bei den alten Überbauten je vier einfache Verschiebwagen für etwa 45 t Last. Beim Verschieben der fünf alten Überbauten a in die neue Gleisachse wurden entsprechend der zur Verfügung stehenden Höhe teils Verschiebwagen und teils Stahlwalzen verwendet.

Zum Herausnehmen der Auflagerquader unter den in Betrieb befindlichen Überbauten a wurden drei besondere Abfängergerüste gebaut und zu deren Auflagerung eigene Betonfundamente hergestellt (Abb. 12). Die Abfängergerüste bestanden aus vertikalen Stützen links und rechts der Pfeiler und kastenförmigen Überlagrträgern zur Aufnahme der Brückenlager. Sie wurden für eine Belastung nach Lastenzug G einschließlich der in Frage kommenden Zusatzkräfte berechnet. Die Abfängergerüste wurden jeweils einmal umgesetzt.

An Montagekränen wurden verwendet:

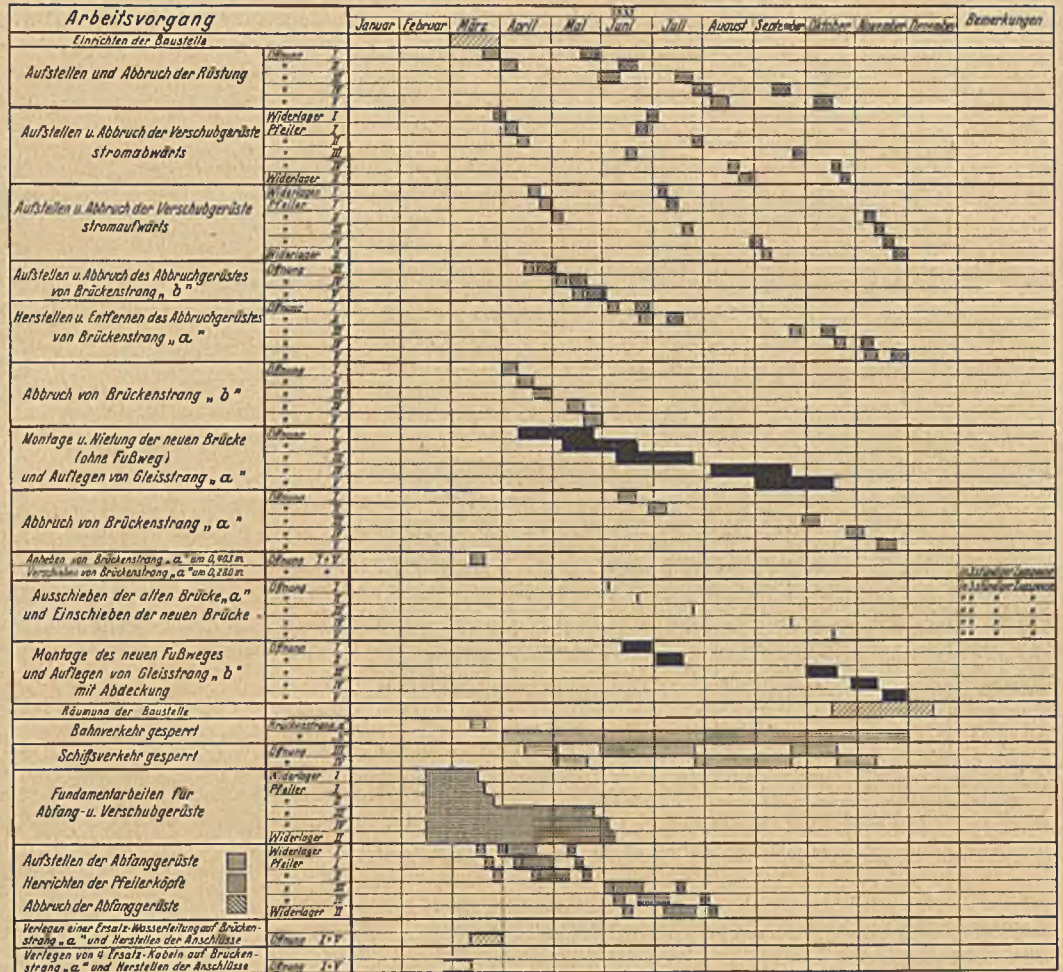
1. Ein Entladekran auf Regensburger Seite. Dieser überspannte die Flutbrücken und hatte seine Laufbahn auf dem Flutgelände. Der Kran wurde zum Entladen sämtlicher Rüstungs- und Konstruktionsteile und zum Verladen der demontierten Konstruktionsteile der alten Überbauten a verwendet.

2. Ein leichter Bockkran zum Verladen der Abbruchteile der Überbauten b auf dem Bahnkörper Seite Walhallastraße.

3. Ein elektrisch betriebener Bockkran für die Montage der neuen Überbauten mit Laufbahn auf dem Montagegerüst.

4. Ein Schwenkkran mit elektrischem Hub- und Wippwerk für die Demontage der alten Überbauten. Derselbe hatte seine Laufbahn für den Abbruch der Überbauten b auf den Obergurten der Überbauten a und wurde für die Demontage der alten Brücke a auf die bereits eingeschobenen neuen Überbauten umgesetzt.

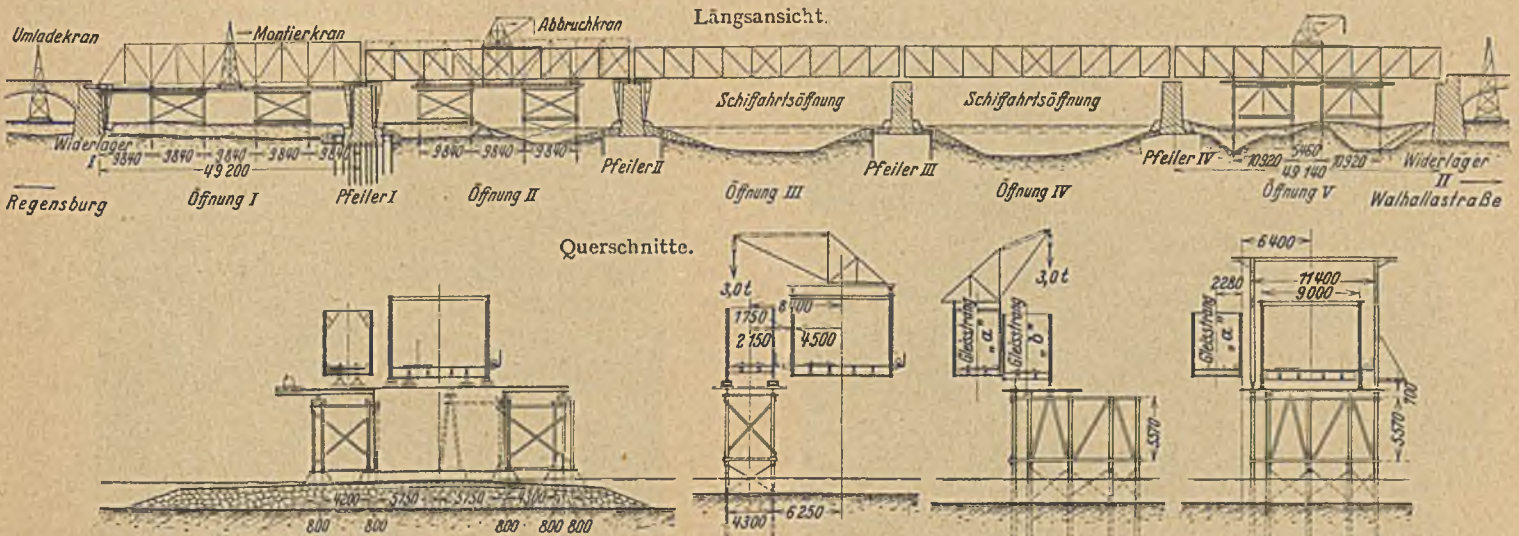
Die gesamten Umbauarbeiten wurden von dem rechten (Regensburger) Ufer aus vorgetrieben. Nach Einrichtung der Baustelle begannen die Arbeiten mit dem Abbruch der gemauerten Abschlußportale. Anschließend hieran wurde der eingleisige Betrieb auf den Überbauten b eingeführt. Die Überbauten a wurden nun nacheinander mittels Wasserdruckpressen um rd. 0,30 m auf die neue Bahnkronenhöhe gehoben, wobei die Auflagerstühle an die Überbauten angehängt und so gleich mitgehoben wurden. Die Lager wurden mit Eichenholz unterstapelt. Nach Herstellung der Gleisrampen konnte nach 14 Tagen der eingleisige Betrieb auf die tragfähigeren Überbauten a umgelegt werden, wo er dann während des ganzen Umbaus verblieb.



- Aufstellen von Rüstungen
- Abbruch von Rüstungen
- Abbruch der alten Überbauten Strang „a“ u. „b“
- Montage der neuen Überbauten
- Beton- u. Maurerarbeiten

Abb. 10. Arbeitsplan.

Nunmehr erfolgte die Herstellung einer Laufbahn für den Schwenkkran auf den Obergurten der Überbauten a und die Aufstellung dieses Krans. Gleichzeitig wurde von Öffnung I ab die Abbruchs- und Montagerüstung erstellt und hierauf mit dem Abbruch der Überbauten b begonnen, der laufend durchgeführt werden konnte (Abb. 13). Das Abbruchgerüst von Öffnung III wurde wegen Freihaltung der Schiffsöffnungen zunächst wieder



Nach der Verschiebung.

Abbruch von Strang „a“. Abbruch von Strang „b“. Montage der neuen Brücke.

Abb. 11. Gerüstanordnung.

entfernt und nach Öffnung IV und V umgesetzt. Nebenher erfolgte die Umlegung der Wasserleitung. Hierauf wurden bei Widerlager I, sowie Pfeiler I und II die Abfanggerüste eingebaut, so daß der Abbruch der oberen Schichten des Pfeiler- und Wider-

lagermauerwerks bis auf die vorgesehene Tiefe erfolgen konnte (Abb. 14). Nach Herstellung der Schalung und Einbringung der Eiseneinlagen wurden vom Widerlager angefangen die neuen Eisenbetonbanke ausgeführt (Abb. 15). Die Zufuhr des an

Land maschinell gemischten Betons geschah unter Benützung der unteren Riegel des Montagegerüstes, so daß hierdurch keine Beeinträchtigung anderer Arbeiten erfolgte. An Ort und Stelle wurden die Betonbehälter hochgezogen und der Beton eingebracht. Nachdem die neuen Auflagerbänke genügend erhärtet waren, wurden die Abfanggerüste wieder ausgebaut und zu Pfeiler III und IV, sowie Widerlager II verbracht.

Gleichlaufend mit diesen Arbeiten geschah der Zusammenbau des neuen Überbaues der ersten Öffnung (geliefert von der Firma Noell-Würzburg) in der üblichen Weise (Abb. 16). Nach dem Zusammenbau der ganzen Konstruktion wurde der Überbau abgietet, wobei, wie schon erwähnt, außer den nach den Vorschriften erst nach Freihängung zu nietenden Anschlüssen der Längsträger und der Windverbandsstäbe auch die in der Zeichnung besonders bezeichneten Niete an den Anschlüssen der Hauptträgerstäbe an die Knotenbleche offen gelassen wurden. Zum Nieteten im

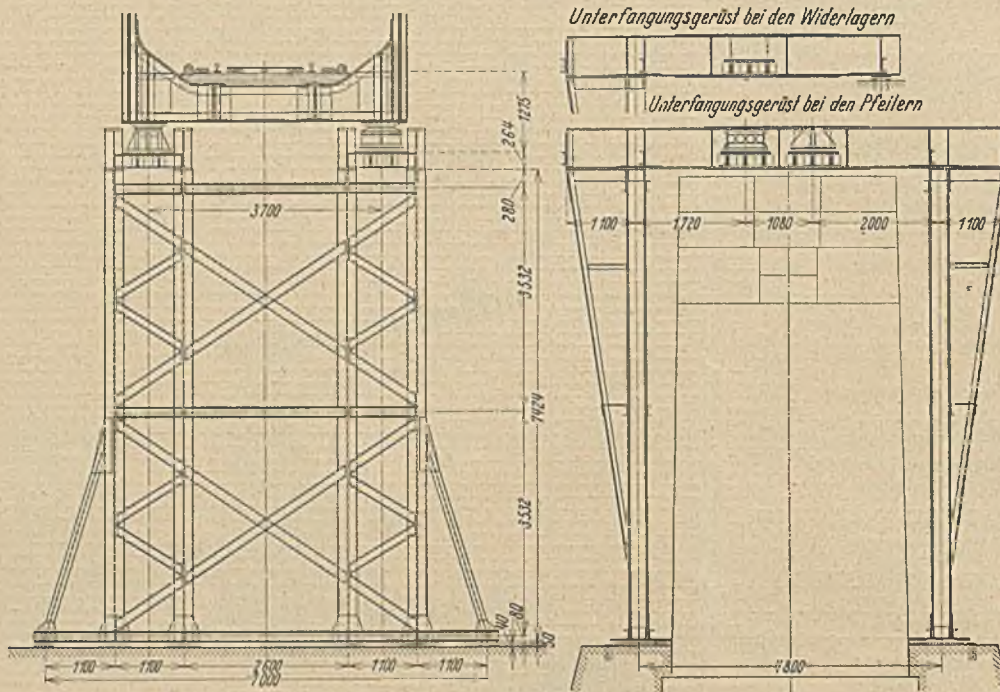


Abb. 12. Abfanggerüste zur Freilegung des Mauerwerks.



Abb. 13. Abbruch der Überbauten „a“.

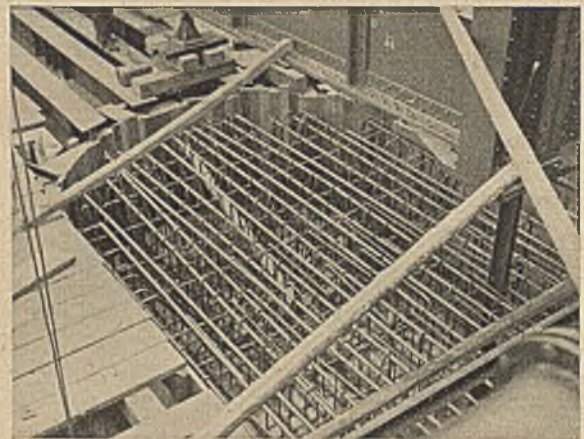


Abb. 15. Pfeilerkopfbewehrung.

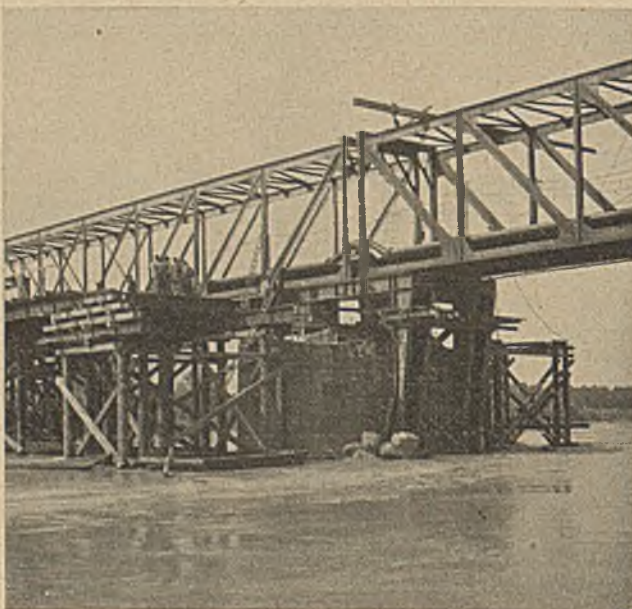


Abb. 14. Abfanggerüst am Pfeiler.



Abb. 16. Montage des ersten Überbaues.

Obergurt und den oberen Teilen der Ausfüllungsstäbe wurden eigene Nietwagen gebaut, die sich sehr gut bewährt haben (Abb. 17.) Als Laufbahn wurden hierfür die Laufschiene für den oberen Besichtigungswagen benützt. Nach Freihängung des Überbaues

wurden dann sämtliche Bohrungen geschlossen. Nunmehr wurde der Oberbau für Gleis Weiden-Regensburg aufgebracht und der Überbau fertig zum Verschieben auf doppelspurige Verschubwagen gesetzt. Die Lagerstühle wurden zur Vereinfachung mittels Hangeschrauben an dem Überbau befestigt. Inzwischen wurde bereits mit der Aufstellung des zweiten Überbaues (geliefert von der Firma Späth-Nürnberg-Dutzendteich) begonnen.

Damit der neue Überbau gleich in seine endgültige Lage

verbracht werden konnte, mußten die im Betrieb befindlichen Überbauten a gegen die Doppelbahnachse zu um 0,28 m in die



Abb. 17. Nietwagen.

Zugpause erfolgte sodann die gleichzeitige Verschiebung der fünf Überbauten, die ohne Hindernis von statten ging. Der eigentliche Verschiebevorgang dauerte nur etwa eine Stunde. Die übrige Zeit diente zur betriebssicheren Herstellung der Gleislage.

Nunmehr war alles vorbereitet zur Auswechslung der Überbauten. Die Verschubwagen unter dem alten und dem neuen Überbau wurden fest miteinander verbunden und an die strom-

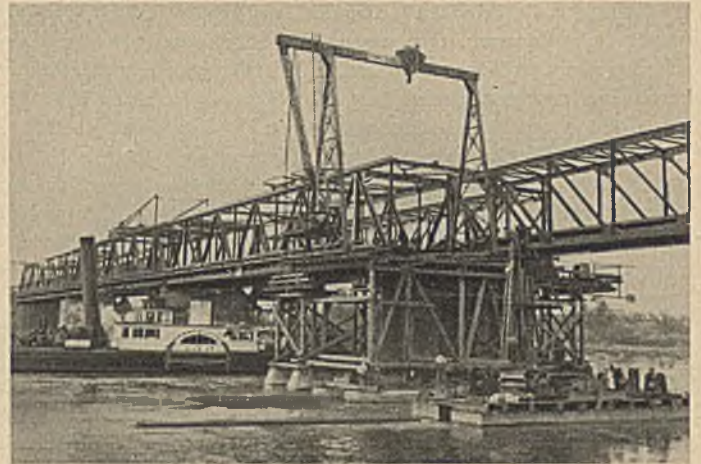


Abb. 20. Montagekran am Pfeiler.

aufwärts auf dem Abbruchsgerüst aufgestellten Seilwinden angehängt (Abb. 18). Nach Freisetzung der Überbauten auf die Verschubwagen und Lösung des Gleises wurde die 3,90 m be-

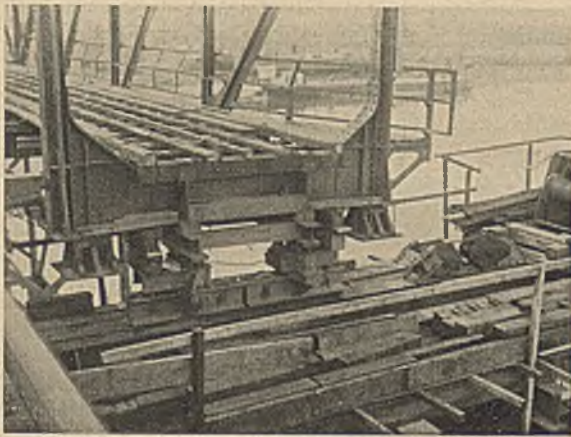


Abb. 18. Verschiebung eines alten Überbaues.

neue Gleisachse verschoben werden. Soweit die neuen Auflagerflächen schon hergestellt waren, wurden zur Verschiebung ein-



Abb. 21. Vor der Einschiebung des letzten Überbaues.

tragende Verschiebung in einer Stunde durchgeführt (Abb. 19). Nach Einlegen der Bleiplatten auf die genau vorbereiteten Lager und Absetzen der neuen Konstruktion war nach Anschluß des

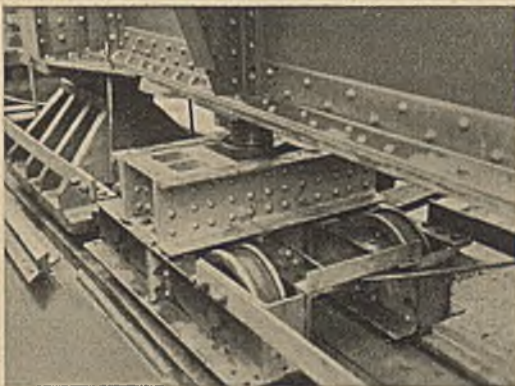


Abb. 19. Verschiebung eines neuen Überbaues.

spurige Verschubwagen eingebaut; auf dem alten Mauerwerk wurden hierzu Stahlwalzen verwendet. In einer dreistündigen



Abb. 22. Nach der Einschiebung des letzten Überbaues.

Gleises der Überbau betriebsfertig verlegt. Die dreistündige Zugpause genügte für die Durchführung sämtlicher Arbeiten.

Der Längsträgerstrang für das zweite Gleis erhielt nun eine normalspurige Hilfsfahrbahn für den Rollwagenverkehr zur Beförderung der neuen Konstruktionsteile vom Abladekran zur Montagestelle, die sich gerade noch zwischen dem zweiten Überbau a und der Fachwerkwand des bereits eingeschobenen ersten neuen Überbaues durchführen ließ. Die Aufstellung der übrigen Überbauten konnte hierdurch in der gleichen Weise, wie beim ersten, durchgeführt werden.

Zwischen der dritten und vierten Öffnung ergab sich eine Verzögerung dadurch, daß wegen der Schiffahrt nur eine dieser Öffnungen eingerüstet sein durfte. Hierfür wurde, nachdem der dritte Überbau ausgewechselt war, der Montagekran zunächst über dem Pfeiler auf Gerüstböcke abgesetzt, dann das Gerüst in Öffnung III abgebrochen und anschließend in Öffnung IV aufgestellt (Abb. 20). Nun erst konnte die Montage ihren Fortgang nehmen. Auch der Abbruch des alten Überbaues in Öffnung III mußte auf später verschoben werden, da kein Abbruchgerüst darunter stehen konnte und der Überbau nur auf zwei in der Verlängerung der Pfeiler stehenden Gerüstböcken lagerte.

Die weiteren Aufstellungs- und Auswechslungsarbeiten gingen programmäßig vor sich. Überbau III wurde von der Firma Seibert, Überbau IV von der M. A. N. Werk Nürnberg und Überbau V von der M. A. N. Werk Gustavsburg geliefert (Abb. 21 u. 22). Nebenbei wurden die ausgefahrenen alten Überbauten mittels des nunmehr auf den Obergurten der neuen Konstruktionen fahrenden Schwenkkranes abgebrochen und verschrotet, da keine Verwendungsmöglichkeit für die an sich für Lastenzug E tragfähigen Überbauten, die jedoch auch nur eine lichte Weite von 4,0 m besaßen, bestand.

Inzwischen wurde auch mit der Herstellung des öffentlichen Fußweges an der Westseite der gewölbten Flutöffnungen und der Hafenbrücke begonnen. Die zum Tragen des Fußweges bestimmten \square -Eisen mußten der Form der Stirnmauer und des Gewölbes entsprechend zweimal abgelenkt werden. Die Abbiegestellen wurden durch Ausschneiden der \square -Eisen, Zusammenbiegen und Wiederverschweißen, hergestellt (Abb. 23). Zur Sicherheit

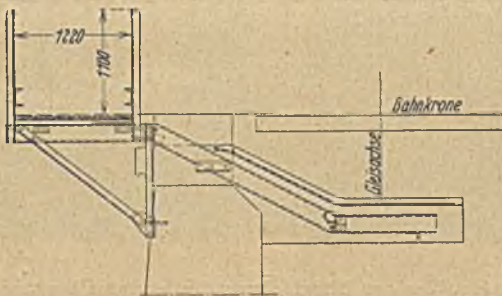


Abb. 23. Fußwegkonsolen an den gewölbten Überbauten.

wurden noch Laschen aufgeschweißt. Die Arbeiten wurden von der Firma Eisenwerk Mitterer in Regensburg durchgeführt. Die Konsolträger wurden in die Stirnmauern eingefügt und im Gewölbe verankert. Der Einbau der notwendigen 90 Stück Konsolen war sehr langwierig, da aus Betriebsrücksichten nicht zu viele Gleisaufhängungen hintereinander zulässig waren. Die Aufstellung der Fußwegkonstruktion an den gewölbten Brücken, sowie die Lieferung und Aufstellung dieser Teile an der Hafenbrücke geschah durch die Firma Noell-Würzburg.

Der Wasserstand der Donau war während des ganzen Umbaus sehr günstig. Lediglich Mitte Mai 1933 trat leichtes Hochwasser ein, das aber die Arbeiten in keiner Weise beeinträchtigte.

Probebelastung.

Wie schon erwähnt, wurden die neuen Überbauten jeweils sofort nach Fertigstellung eingeschoben und in Betrieb genommen. Hierbei wurde jeder Überbau einer kleinen Probebelastung unterzogen. Als Belastung diente der erste, den Überbau befahrende Zug, ein D-Zug mit einer S 36.20 Lok oder ein Güterzug

mit G 46.20 Lok. Die hierbei auftretenden Einbiegungen betragen rd. 80% der errechneten Werte.

Nach Fertigstellung sämtlicher Überbauten wurde am 6. Nov. 1933 die endgültige Probebelastung vorgenommen. Da die Gerüste größtenteils schon entfernt waren, konnten Messungen nur mehr bei Überbau III und V gemacht werden. Die Messungen



Abb. 24. Probebelastung.

geschahen mit den einfachen Kloppe'schen Apparaten, die Gerber³ schon verwendete und bei denen ein federnder Stahlstift die Einbiegungen in wirklicher Größe auf Zinkplättchen aufzeichnet. Bei Überbau V wurden außerdem noch mittels zweier Geiger-Registrierapparate⁴ Einbiegungsdiagramme aufgenommen. Als Belastung dienten 4 Lok S 36.20, Bauart 02, je zwei Tender an Tender in jedem Gleis, eine Belastung, die ungefähr dem Lastenzug G entspricht und etwa 60% des Lastenzuges N beträgt (Abb. 24). Die Einbiegungen wurden gemessen für Vollbelastung wie auch für Belastung der einzelnen Gleise und zwar bei ruhender Belastung, bei 15 km/h und bei 50 km/h Geschwindigkeit. Größere Geschwindigkeiten waren wegen Bauarbeiten außerhalb der Brücke nicht zulässig.

Das Ergebnis der Probebelastung war sehr befriedigend. Gemessen wurden bei Vollbelastung und stillstehenden Lok. 26 mm gegen rechnerisch 32 mm, somit auch hier wieder nur rd. 80% der errechneten senkrechten Einbiegung. Bei einseitiger Belastung war infolge des Zusammenwirkens der Hauptträger und der waagerechten Verspannungen die Verteilung auf die Hauptträger etwas günstiger, als nach der rechnerischen Verteilung zu erwarten war. Die waagerechten Schwankungen im Untergurt blieben mit insgesamt 3 mm bei 50 km/h Geschwindigkeit und gleichzeitiger Belastung beider Gleise in sehr mäßigen Grenzen.

Im Anschluß hieran wurden mit den beiden Geiger-Apparaten bei Überbau V noch statische Spannungsmessungen an Untergurtstäben, Diagonalen und Hängepfosten vorgenommen, die ein einwandfreies und der Berechnung entsprechendes Arbeiten der einzelnen Überbauglieder ergaben.

Bauzeiten und Sonstiges.

Mit der Aufstellung des allgemeinen Entwurfes wurde im Januar 1932 begonnen. Nach Genehmigung der Mittel konnten die Stahlbauarbeiten im März an die Firmen übertragen werden, worauf sofort mit der Planbearbeitung begonnen wurde. Nach Durchführung der Materialbeschaffung wurde im Juli 1932 in die Bearbeitung der Stahlteile in der Werkstätte eingetreten. Im März 1933 wurde mit den Arbeiten zur Baustelleneinrichtung begonnen. Nach der Hebung der Überbauten a wurde am 25. März 1933 der eingleisige Betrieb auf diesen Überbauten aufgenommen. Anschließend begann der Abbruch der Überbauten b und die Montage des ersten neuen Überbaues auf der Regensburger

³ Wittenzellner: Bautechnik (1933) Heft 43.

⁴ Geiger: Bauing. (1924) Heft 10.



Abb. 25. Ansicht der fertigen Brücke.

Seite. In der Nacht vom 19. auf 20. Juni wurden in einer Zugpause die fünf alten Überbauten a verschoben. Am 27. Juni wurde in einer Zugpause im ersten Öffnungsfeld der alte Überbau aus- und in Verbindung hiermit der neue Überbau eingeschoben und in seine endgültige Lage gebracht. Die weiteren Überbauten wurden am 19. Juli, 23. August, 8. Oktober und 25. Oktober ausgewechselt. Die Maurerarbeiten wurden zwischen hinein durchgeführt. Am 7. November wurde der zweigleisige Betrieb nach einer Unterbrechung von rd. sieben Monaten wieder aufgenommen (Abb. 25 u. 26).

Die Gesamtkosten des Umbaus betragen rd. 1 200 000 RM, wovon 790 000 RM auf die Lieferung und Aufstellung der neuen Überbauten, 140 000 RM auf Abbruch und Verschiebung der vorhandenen Überbauten, 80 000 RM auf Maurerwerksarbeiten und 140 000 RM auf sonstige Kosten, Oberbau, Betriebsumlegung, eingeleisiger Betrieb usw. entfielen.

Die Deckanstriche (mit rd. 50 000 RM) konnten wegen der vorgeschrittenen Jahreszeit nicht mehr aufgebracht werden. Dies geschieht erst im Frühjahr 1934.

Die gesamten Arbeiten wurden von den beteiligten Firmen in einwandfreier Zusammenarbeit und in mustergültiger Weise durchgeführt. Irgendwelche Unfälle haben sich während des ganzen Baues nicht ergeben. Die neue Brücke, die nach der im

Jahre 1926 erbauten Lechbrücke bei Hochzoll⁵ nunmehr die zweite zweigleisige Eisenbahnbrücke im rechtsrheinischen Bayern ist, bildet ein würdiges Denkmal deutscher Brückenbaukunst und kann nun lange Jahrzehnte hindurch dem Wohle unseres Vaterlandes dienen.



Abb. 26. Neue Überbauten mit Besichtigungswagen.

⁵ Weidmann: Bautechnik (1926) Heft 20 u. 22.

ÜBER DIE ANLAGE VON HAMMERFUNDAMENTEN

unter Berücksichtigung der Preuß. Ausführungsbestimmungen zu § 16 der Reichsgewerbeordnung und auf Grund der Stoßgesetze.

Von Dr.-Ing. Fratschner, Hannover.

(Schluß von Seite 75.)

2. Schabotte mit Fundamentblock fest verankert, Block unmittelbar auf Baugrund.

Bodendruck unter der ruhenden Last $\sigma_0 = 0,9 \text{ kg/cm}^2$,

$$f_0 = \frac{\sigma_0}{C} = 0,0006 \text{ m.}$$

Geschwindigkeit der gestoßenen Masse nach dem Stoß

$$v_2' = v_1 \cdot (1 + k_1) \cdot \frac{m_1}{m_1 + (m_2 + m_3)} = 0,141 \text{ m/s}$$

$$f_2 = f_0 \cdot \left(1 + \frac{v_2'}{\sqrt{f_0 \cdot g}}\right) = 0,0006 \cdot 2,84 \text{ m.}$$

$$P_1 = G \cdot 2,84 = 315\,240 \text{ kg}$$

$$\sigma_B = \sigma_0 \cdot 2,84 = 2,56 \text{ kg/cm}^2.$$

3. Schabotte mit Fundamentblock fest verankert, Fundamentblock in 0,5 m Höhe über dem Boden durch eine Zwischenlage aus 8 cm starkem Naturkork unterteilt (s. Abb. 3).

Die Geschwindigkeit der Schabotte einschließlich oberem Fundamentblock nach dem Stoß wird:

$$v_2' = v_1 \cdot (1 + k_1) \cdot \frac{m_1}{m_1 + (m_2 + m_3')} = 0,162 \text{ m/s.}$$

Die ruhende Beanspruchung der Korkschicht ist

$$\sigma_0 = \frac{G}{F} = \frac{96\,000}{350^2} = 0,7836 = \text{rd. } 0,78 \text{ kg/cm}^2.$$

Die ruhende Durchfederung wird dann

$$f_0 = \sigma_0 \cdot \frac{1}{E} \cdot l = 0,00052 \text{ m,}$$

wenn E für Naturkork = 120 kg/cm².

Damit wird die dynamische Durchbiegung

$$f_2 = f_0 \cdot \left(1 + \frac{v_2'}{\sqrt{g \cdot f_0}}\right) = f_0 \cdot 3,27$$

$$\sigma_1 = \sigma_0 \cdot 3,27 = 2,55 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Stoßziffer für Naturkork werde mit $k_3 = 0,3$ angenommen. Dann wird die Geschwindigkeit der Schabotte einschließlich oberem Betonblock unmittelbar nach der zweiten Stoßperiode

$$v_2'' = \frac{v_2' [(m_2 + m_3') - k_3 \cdot m_4]}{(m_2 + m_3') + m_4} = 0,13 \text{ m/s.}$$

Und die Geschwindigkeit der unteren Sohle nach der zweiten Stoßperiode:

$$v_3' = v_2' (1 + k_3) \cdot \frac{m_2 + m_4'}{(m_3 + m_3') + m_4} = 0,20 \text{ m/s.}$$

Bei der gewählten Aufteilung des Fundamentblockes gehen also sowohl oberer wie unterer Fundamentteil nach dem Stoß nach

unten. Mit Bezug auf Gl. (3) wird also

$$f_2 = f_0 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{a \cdot v_2'^2 + b \cdot v_3'^2}{f_0 \cdot g}} \right)$$

wobei $a = \frac{96}{111}$ und $b = \frac{15}{111}$ zu setzen ist.

Somit

$$f_2 = f_0 \cdot 2,84$$

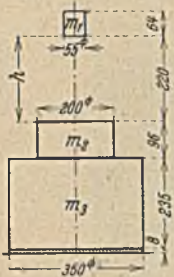
und $\sigma_B = \sigma_0 \cdot 2,84 = \text{rd. } 2,56 \text{ kg/cm}^2$.

Die Anordnung des Fundamentes gemäß Abb. 3 bringt also keine Verbesserung in bezug auf den spez. Bodendruck gegenüber der Ausführung nach Abb. 2.

Nun zeigt aber die Gl. (4)

$$P_1 = G \left(1 + \frac{v}{\sqrt{f_0 \cdot g}} \right)$$

daß der größte Bodendruck P_1 bei einer Verringerung der Geschwindigkeit der gestoßenen Masse und einer Vergrößerung der ruhenden Durchbiegung der federnden Unterlage abnimmt. Also



$g \cdot m_1 = 1500 \text{ kg}$
 $g \cdot m_2 = 30000 \text{ „}$
 $g \cdot m_3 = 81000 \text{ „}$
Maße in cm.

Abb. 5.

müssen gestoßene Masse und ruhende Durchbiegung vergrößert werden. P_1 wird also den kleinsten Wert erreichen, wenn die Schabotte mit dem gesamten Fundamentblock verankert wird wie im Fall 2 und die elastische Zwischenlage unter dem Fundamentblock gelegt wird. In diesem Falle stellen dann (s. Abb. 5) die federnde Unterlage und der Baugrund zwei hintereinandergeschaltete Federn dar, die durch eine gemeinsame Masse m mit dem Gewicht G bzw. der Kraft P_1 belastet werden. Wenn

f_{01} = ruhende Durchbiegung der elastischen Zwischenlage unter der Last G in cm

und

f_{02} = ruhende Durchbiegung des Baugrundes unter der Last G in cm

dann ist die gesamte ruhende Durchbiegung

$$f_0 \cdot f_{01} + f_{02} = \frac{G \cdot l}{F \cdot E} + \frac{G}{F \cdot C} = \frac{G \cdot (l \cdot C + E)}{F \cdot E \cdot C}$$

Als Unterlage wird eine Platte aus eisenarmiertem Naturkork von $l = 8 \text{ cm}$, Höhe gewählt mit $E = 120 \text{ kg/cm}^2$, ferner sei $C = 15 \text{ kg/cm}^3$ und $F = 350 \text{ cm}^2$. Somit ist $f_0 = 0,0012 \text{ m}$. Da $v_2' = 0,141 \text{ m/s}$ wie in Fall B_2 ist, so wird

$$f_2 = f_0 \cdot \left(1 + \frac{v_2'}{\sqrt{f_0 \cdot g}} \right) = f_0 \cdot 2,3$$

Damit wird der größte Bodendruck

$$P_1 = 111\ 000 \cdot 2,3 = 255\ 300 \text{ kg}$$

und der größte spezifische Bodendruck auf Kork und Baugrund

$$\sigma_B = \sigma_0 \cdot 2,3 = 0,9 \cdot 2,3 = 2,07 = \text{rd. } 2,1 \text{ kg/cm}^2$$

Da eine Auflagerung der elastischen Zwischenschicht unmittelbar auf dem Baugrund wegen der Gefahr des ungleichmäßigen Setzens des Bodens nicht zugänglich ist, so muß zwischen Isolierplatte und Baugrund eine feste Zwischenlage gelegt werden, die aber lediglich so stark bemessen werden muß, daß sie biegesteif ist.

Es ergibt sich also der spezifische Bodendruck bei:

a) elastischer Auflagerung der Schabotte gemäß Abb. 1 zu $\sigma_{B_1} = 2,94 \text{ kg/cm}^2$

b) unelastischer Auflagerung der Schabotte und Lagerung des Fundamentblockes unmittelbar auf dem Baugrund (Abb. 2) zu $\sigma_{B_2} = 2,56 \text{ „}$

- c) unelastischer Auflagerung der Schabotte und Unterteilung des Fundamentblockes durch eine elastische Zwischenschicht aus Naturkork gemäß Abb. 3 zu $\sigma_{B_3} = 2,56 \text{ kg/cm}^2$
- d) unelastischer Lagerung der Schabotte und elastischer Lagerung des gesamten Fundamentblockes auf dem Baugrund gemäß Abb. 5 zu $\sigma_{B_4} = 2,1 \text{ „}$

C. Vergleich der Schwingungszahlen der Fundamentanordnungen nach Abb. 1, 2, 3 u. 5 mit den Schlagzahlen des Hammers.

Wird der Fundamentkörper vom Fallgewicht in der Senkrechten angeschlagen, so wird das Fundamentsystem Eigenschwingungen ausführen, die infolge der Dämpfung nach einer bestimmten Zeit abklingen werden. Bezeichnet T die Dauer einer Schwingung,

so ist die Zahl der Eigenschwingungen je Sekunde $n_e = \frac{1}{T} = \text{rd. } \frac{300}{\sqrt{f}} \text{ min}^{-1}$. Die Eigenschwingungszahl des Fundamentes ist ab-

hängig von der Masse und der Art der elastischen Auflagerung. Eine Nachrechnung ergibt, daß die minutlichen Schwingungszahlen bei den Fundamentanordnungen nach Abb. 1 u. 2 1200—1250 und nach Abb. 3 u. 5 850—900 betragen. Wenn Überlagerungen der Schwingungszahlen des Fundamentes mit den Schlagzahlen des Hammers vermieden werden sollen, so muß die Eigenschwingungszahl des Fundaments entweder über oder unter der Hammerschlagzahl liegen. Nun liegen aber die minutlichen Schlagzahlen bei Lufthämmern von etwa 30 bis etwa 275 kg Fallgewicht zwischen 350 und 200 je Minute. Bei Fallhämmern beträgt die minutliche Schlagzahl höchstens 40 und bei doppelwirkenden Gesenkhämmern bis zu 100. Da die vorliegenden Untersuchungen für einen Fallhammer von 1500 kg Fallgewicht und 2200 mm Fallhöhe durchgeführt wurden, so kann mit einer minutlichen Schlagzahl von 40 gerechnet werden. Also liegen die Eigenschwingungszahlen der untersuchten Fundamentanordnungen etwa 30—20mal höher als die minutliche Schlagzahl des Hammers. Die Gefahr des Aufschaukelns der Fundamente besteht also in keinem Fall.

Zusammenstellung der Untersuchungsergebnisse.

	Verlustenergie in %	Faktor des zusätzlichen Bodendrucks	Eigenschwingungszahl min^{-1}
1. Schabotte gegen Fundamentklotz durch Holzzwischenlage isoliert. (Abb. 1.)	11,6	3,27	1200—1250
2. Schabotte nicht gegen Fundamentklotz isoliert, Block unmittelbar auf Baugrund (Abb. 2).	3,4	2,84	1200—1250
3. Schabotte nicht isoliert, Fundamentklotz in 0,5 m Höhe über Baugrund durch Isolierschicht unterteilt. (Abb. 3.)	3,9	2,84	850—900
4. Schabotte nicht isoliert, Fundamentblock gegen Baugrund durch Zwischenschicht isoliert. (Abb. 5.)	3,4	2,3	850—900

Zusammenfassung.

Auf Grund der vorstehenden Untersuchungen können die in den Preußischen Ausführungsbestimmungen zu § 16 der Reichsgewerbeordnung gegebenen Richtlinien für die Isolierung der Hammerfundamente gegen Erschütterungen in der jetzigen Fassung nicht als zweckmäßig anerkannt werden. Die Gegenüberstellung der Untersuchungsergebnisse zeigt vielmehr, daß sich bei sonst gleichen Verhältnissen gerade bei der Fundamentanordnung gemäß den Preußischen Ausführungsbestimmungen zur RGO die größten Bodendrücke und damit auch die stärksten Erschütterungen ergeben. Darüber hinaus ergibt sich, daß durch die empfohlene Trennung der Schabotte vom übrigen Fundamentsystem der Schmiedewirkungsgrad ungünstig beeinflußt wird. Für schwere Schmiedehämmer ist diese Anordnung deshalb zu verwerfen, da infolge des Ausweichens der Schabotte ein Glattschmieden der Werkstücke beim Freischmieden bzw. ein Sauberschmieden im Gesenk in Frage gestellt ist. Eine Holzunterlage unter der Scha-

botte mag vielleicht bei leichten Hammeranlagen genügen, für mittlere und schwere jedoch nicht.

Ebenso zeigen auch die Untersuchungen, daß die noch heute vielfach übliche Ausführung von Hammergründungen nach Abb. 3 — Unterteilung des Fundamentblockes in seiner unteren Hälfte durch eine Isolierschicht — ebenfalls nicht zu dem gewünschten Ziele führen kann.

Als die zweckmäßigste Gründungsart für Hammerfundamente ist auf Grund der angestellten Untersuchungen eine Ausführungsform zu bezeichnen, die grundsätzlich der in Abb. 5 schematisch dargestellten entspricht. Bei dieser Anordnung ergeben sich die besten Schmiedewirkungsgrade und die geringsten Bodenpressungen und damit auch die geringsten Erschütterungsübertragungen auf die Umgebung. Die geringe Vergrößerung der Anlagekosten, die durch das Hinzutreten der Zwischenplatte zwischen Isolierschicht und Baugrund entsteht, wird gegenüber den Gesamtkosten wenig ins Gewicht fallen.

GRUNDLAGEN ZUR BERECHNUNG DER LOKOMOTIVFÖRDERKOSTEN IN BAUBETRIEBEN.

Von Dr.-Ing. Ludwig Baumeister.

(Schluß von Seite 78.)

2. Förderwagenkosten.

Die dauernden Gerätekosten setzen sich auch wieder in erster Linie zusammen aus Abschreibung und Verzinsung, sowie Material- und Lohnkosten der Geräteunterhaltung, während die reinen Betriebskosten sich wieder in Lohn- und Betriebsstoffkosten zergliedern.

Zur Errechnung der Abschreibung und Verzinsung kann man annehmen, daß — entsprechend der in Fußnote 1 genannten Abhandlung des Verfassers — eiserne Förderwagen zur Gerätegruppe 3, mit einem Abschreibungsgrund von $a_0 = 20\%$ und Holzkastenvagen zur Gerätegruppe 4, mit einem Abschreibungsgrundwert von $a_0 = 25\%$ gehören. Es ergeben sich dann bei Annahme einer 6proz. Kapitalverzinsung die Gerätekosten aus Abschreibung und Verzinsung je 1 Betriebsstunde für die im Baubetriebe üblichen Förderwagen, welche in Tab. 4 mitenthalten sind.

Die Kosten der Geräteunterhaltung zerfallen wieder in Material- und Lohnkosten:

a) Materialkosten der Geräteunterhaltung für Förderwagen.

Die Materialkosten der Geräteunterhaltung für Förderwagen hängen, vor allem bei Holzkastenkippern, von einer Reihe von Faktoren ab, bei Erdtransporten in erster Linie von der Beschaffenheit des Bodenmaterials.

Drückt man die jährlichen Materialkosten der Geräteunterhaltung in Prozenten vom Neuwert des Gerätes aus, so ergeben sich

unter Zugrundelegung mittlerer Verhältnisse etwa nachstehende Prozentsätze für die laufende Instandsetzung und Hauptreparatur von Förderwagen.

Jährliche Materialkosten (bei 2000 Betriebsstunden)

für eiserne Muldenkipper bis 2 m ³ Inhalt	8%	v. Neuw. d. Gerätes
für eiserne Selbstkipper über 2 m ³ Inhalt	5%	„ „ „ „
für eiserne Selbstkipper, schwere Konstruktion	4%	„ „ „ „
für Holzkastenkipper bis 2 m ³ Inhalt	30%	„ „ „ „
für Holzkastenkipper über 2 m ³ Inhalt	25%	„ „ „ „

Diese Sätze liegen auch der Tab. 4 zugrunde.

b) Lohnkosten der Geräteunterhaltung bei Förderwagen.

Die Lohnkosten der Geräteunterhaltung können wieder mit genügender Genauigkeit gleich den Materialkosten gesetzt werden (in Tab. 4 mitenthalten!). Zweckmäßig wird man allerdings bei Berechnung dieser Kosten für den Wagenpark von Tiefbaustellen eine Kontrollrechnung in der Weise vornehmen, daß man die Werkstattlöhne für die Rollwagenreparatur auf Grund von früheren Erfahrungen in bezug auf die Einheit der Leistung kalkuliert. Diese betragen z. B. für hölzerne Förderwagen je nach Wagengröße, Bodenbeschaffenheit und der schwächeren oder stärkeren Inanspruchnahme der Wagen von 0,06—0,14 Facharbeiterstunden je 1 m³ Bodenbewegung.

Tabelle 4. Abschreibung und Verzinsung + Materialkosten der Geräteunterhaltung (einschl. Hauptreparatur) für 1 Förderwagen in Pfg. je 1 Betriebsstunde.

Wagenart	Eiserne Muldenkipper					Holzkastenkipper				Hölzerne Selbstkipper					Stahlselbstkipper			
	500	600	600	750	750	600	750	900	900	750	900	900	900	900	900	900	900	900
Spur mm	500	600	600	750	750	600	750	900	900	750	900	900	900	900	900	900	900	900
Wageninhalt cbm	0,5	0,75	1,0	1,5	2,0	1,5	2,0	3,0	4,0	2,0	3,0	3,5	4,0	4,5	3,5	4,0	5,3	6,0
Gewicht kg	280	350	580	950	1200	1000	1300	2100	2400	1450	2350	2600	2780	3300	2600	3400	3800	6600
Neuwert etwa RM	105,—	130,—	200,—	340,—	380,—	300,—	390,—	630,—	720,—	510,—	820,—	910,—	980,—	1150,—	1300,—	1760,—	1900,—	3300,—
Betriebsstundenzahl																		
b = 500	3,75	4,63	7,20	12,04	13,50	14,25	18,40	28,10	32,20	24,10	36,60	40,70	43,70	51,25	37,20	50,34	56,10	94,40
b = 1000	2,70	3,35	5,20	8,74	9,90	11,25	14,50	22,00	25,00	19,00	28,50	31,70	34,10	40,05	27,10	36,64	39,60	65,40
b = 2000	2,20	2,72	4,20	7,14	8,10	9,75	12,60	18,90	21,50	16,50	24,50	27,30	29,30	34,45	21,30	28,84	31,20	50,80
b = 3000	2,04	2,52	3,90	6,60	7,50	9,27	12,00	17,95	20,45	15,70	23,30	25,90	27,80	32,65	19,40	26,24	28,30	45,90
b = 4000	2,00	2,47	3,80	6,44	7,34	9,50	12,30	18,30	20,70	16,10	23,70	26,30	28,40	33,30	19,02	25,54	27,75	44,60
b = 5000	2,00	2,48	3,84	6,51	7,40	9,90	12,86	18,90	21,60	16,80	24,60	27,30	29,30	34,40	18,84	25,55	27,50	43,80
b = 6000	2,06	2,55	3,92	6,72	7,67	10,50	13,60	20,00	22,80	17,60	25,90	28,80	31,00	36,40	19,13	25,95	28,10	44,20

Bemerkungen: 1. Beim Beladen von eisernen Muldenkippern bis 2 cbm mit Löffelbaggern sind die gegebenen Werte mindestens um 30% zu erhöhen. 2. Bei schweren, felsigen und sehr nassen Bodenarten sind, besonders bei Holzkastenkippern, die gegebenen Werte noch um 15—20% zu erhöhen.

Tabelle 5. Abschreibung und Verzinsung von 100m Gleis für 1000 Betriebsstunden

Spurweite mm	1. Schienen und Laschen			2. Klein-eisenzeug		3. Schwellen		Abschreibung und Verzinsung in RM je 1000 Betriebsstunden							
	Ge-wicht der Schie-nen kg/m	Ge-samt-ge-wicht kg	Ko-sten RM	Ge-wicht kg	Ko-sten FM	Stück	Ko-sten RM	b = 500 Stunden		b = 1000		b = 2000		b = 3000	
600	10,0	2020	283	100	30	150	120	56,6+ 68,4 = 125,0	35,7+ 47,7 = 83,4	25,2+ 37,5 = 62,7	21,6+ 34,0 = 55,6				
	12,0	2430	342	100	30	150	130	68,4+ 73,4 = 141,8	43,1+ 51,1 = 94,2	30,4+ 40,2 = 70,6	26,0+ 36,4 = 62,4				
	14,0	2835	400	120	36	150	150	80,0+ 85,0 = 165,0	50,4+ 59,3 = 109,7	35,6+ 46,6 = 82,2	30,4+ 42,2 = 72,6				
	16,0	3240	454	120	36	150	200	91,0+ 109,8 = 200,8	57,2+ 76,7 = 133,9	40,4+ 60,4 = 100,8	34,6+ 54,6 = 89,2				
750	18,0	3640	510	125	38	150	240	102,0+ 130,2 = 232,2	64,3+ 91,0 = 155,3	45,4+ 71,5 = 116,9	38,8+ 65,0 = 103,8				
	20,0	4050	570	125	38	150	250	114,0+ 135,2 = 249,2	71,8+ 94,5 = 166,3	50,8+ 74,3 = 125,1	43,3+ 67,4 = 110,7				
	24,5	4960	695	130	38	150	250	139,0+ 135,2 = 274,2	87,5+ 94,5 = 182,0	62,0+ 74,3 = 136,3	52,8+ 67,4 = 120,2				
	24,5	4960	695	130	38	150	250	139,0+ 135,2 = 274,2	87,5+ 94,5 = 182,0	62,0+ 74,3 = 136,3	52,8+ 67,4 = 120,2				
900	27,5	5580	781	130	39	150	280	156,2+ 149,8 = 306,0	98,2+ 105,2 = 203,4	69,5+ 82,8 = 152,3	59,2+ 75,0 = 134,2				
	30,0	6080	852	135	40	150	300	170,4+ 160,0 = 330,4	107,0+ 112,3 = 219,3	75,8+ 88,4 = 164,2	64,8+ 80,1 = 144,9				
	31,0	6290	880	140	42	150	300	176,0+ 160,5 = 336,5	111,0+ 112,7 = 223,7	78,2+ 88,7 = 166,9	67,0+ 80,3 = 147,3				
	33,3	6800	952	150	45	150	400	190,4+ 211,2 = 401,6	120,0+ 148,1 = 268,1	84,8+ 116,3 = 201,1	72,3+ 105,6 = 177,9				

Bemerkung: Die erste Ziffer der Summe bezieht sich auf Schienen nebst Laschen und die zweite Ziffer auf Kleineisenzeug und Schwellen.

Man kann auch je nach der Kastengröße mit 0,05—0,15 Facharbeiterstunden je 1 Wagenbetriebstunde rechnen bei Holzkastentkippern und Stahlselbstkippern, mit 0,01—0,03 Facharbeiterstunden bei eisernen Muldenkippern (Loren).

Reine Betriebskosten von Förderwagen.

a) Lohnkosten für die Bedienung der Wagen.

An Lohnkosten für die Bedienung von Förderwagen kommen für Wagenzüge ohne Bremswagen nur die Lohnkosten für das Abschmieren der Rollwagenlager in Frage. Man kann auf etwa 100 Wagen einen Schmierjungen rechnen. Bei kleineren Arbeiten können jedoch die Lokomotivheizer oder gegebenenfalls die Wagenbremsler die Arbeit mit erledigen. Wo in Tiefbaubetrieben Bremswagen auf Fahrstrecken mit starkem Gefälle erforderlich werden — sie sind auch dann nur ein notwendiges Übel —, müssen noch die Kosten für deren Bedienung bei der Kostenberechnung berücksichtigt werden.

b) Betriebsstoffkosten von Förderwagen.

Die Betriebsstoffkosten von Förderwagen beschränken sich auf den Verbrauch an Rollwagenöl für die Achslager (meist Schwamm-lager) der Rollwagen. Die nachstehend gegebenen Erfahrungswerte über den Schmiermittelverbrauch von Rollwagen beziehen sich auf gewöhnliches Rollwagenöl (reines Mineralöl), da die Dauerschmierung (mit Schmierpolstern) trotz mehrfacher versuchsweiser Einführung bis jetzt noch wenig Eingang in Tiefbaubetriebe gefunden hat.

Verbrauch an Rollwagenöl je 1 Wagenbetriebstunde:

- Eiserne Muldenkipper 0,5—2,0 m³ . . . 0,005—0,012 kg Öl
- Holzkastentkipper 2,0—4,5 m³ 0,010—0,020 kg Öl
- Eiserne Selbstkipper 5,3 m³ 0,025 kg Öl.

3. Gleiskosten.

Voraussetzung einer richtigen Vorkalkulation der Gleiskosten für Tiefbaustellen ist die richtige Vorausbestimmung der erforderlichen Gleismenge seitens des Kalkulators. Auch die Dauer der Bauzeit ist von Einfluß auf den Gleisbedarf. Der Gleis- und Weichenbedarf wird am besten nach Aufstellung des Betriebsprogramms an Hand eines eigenen Gleisplanes ermittelt.

Abschreibung und Verzinsung von Fördergleis.

Die Tab. 5 beruht auf folgenden Grundlagen: Schienen und Laschen zählen zur Gerätegruppe 1 mit a₀ = 13%, Laschenbolzen

und Schienennägel als Kleineisenzeug zu Gruppe 4 mit a₀ = 25% und die Gleisschwellen zu Gruppe 5 mit a₀ = 50%.

Für die Schienen nebst Laschen wurde ein Preis von 0,14 RM/kg, für das Kleineisenzeug von 0,30 RM/kg und für Schwellen von 50 RM/m³ angenommen.

In der Tabelle wurden die Abschreibungen für Schienen nebst Laschen einerseits und Schwellen sowie Kleineisenzeug andererseits getrennt gegeben, aus folgenden Gründen: Bei der Vorkalkulation der Gleiskosten können zwar die Abschreibungen auch den Verbrauch an Schwellen und Kleineisenzeug mit enthalten. Bei der Bauausführung aber und auch bei der Vergebung von Gleis in Miete außerhalb der eigenen Unternehmung wird nur die Miete von Schienen und Laschen erhoben, während im letzteren Falle Schwellen und Kleineisenzeug vom Mieter zu stellen sind bzw. muß im ersteren Falle die Baustelle in gewissen Zeitabständen entsprechend dem tatsächlichen Verbrauch an Schwellen und Kleineisenzeug belastet werden.

Die Weichen können in gleicher Weise behandelt werden wie das Fahrgleis. Man kann sie aber auch in der Kalkulation, wo die Gleismenge doch geschätzt werden muß, in der Weise berücksichtigen, daß man die Weichen durch eine Gleismenge von 30 m bei 600 mm Spur, von 40 m bei 750 mm Spur und von 50 m bei 900 mm Spur ersetzt.

Gleisunterhaltung.

a) Materialkosten der Gleisunterhaltung.

Die Materialkosten der Gleisunterhaltung sind, soweit Kleineisenzeug und Schwellen in Frage kommen, bereits bei der Abschreibung berücksichtigt worden. Die Materialverluste bei Schienen und Laschen können bei guter Betriebsführung gering gehalten werden, so daß auch sie bereits bei den Abschreibungen mit berücksichtigt gelten können. Das benötigte Schienensägen bei Gleisumbauten und Weicheneinbauten kann durch entsprechende organisatorische Maßnahmen (nach Längen geordnete Lagerung von Schienenpaßstücken) stark eingeschränkt werden.

b) Lohnkosten der Gleisunterhaltung.

Die Lohnkosten der Gleisunterhaltung können im allgemeinen proportional der verlegten Gleismenge angenommen werden. Die Gleisregulierung oder laufende Instandhaltung des Fahrgleises kostet nämlich je nach Untergrund, Bettungsmaterial, Schienen- und Gleisabmessungen, sowie Stärke des Fahrbetriebs für 1 km Gleis und 1 Betriebstunde

in R M. (Kapitalverzinsung $p = 6\%$.)

für 100 m Gleis

b = 4000	b = 5000	b = 6000
20,1 + 32,1 = 52,2	18,7 + 31,1 = 49,8	18,4 + 30,5 = 48,9
24,3 + 34,5 = 58,8	22,6 + 33,4 = 56,0	22,2 + 29,3 = 51,5
28,4 + 40,1 = 68,5	26,4 + 38,7 = 65,1	26,0 + 38,0 = 64,0
32,2 + 51,9 = 84,1	30,0 + 50,1 = 80,1	29,5 + 49,2 = 78,7
36,2 + 61,7 = 97,9	33,7 + 59,5 = 93,2	33,2 + 58,4 = 91,6
40,4 + 63,9 = 104,3	37,6 + 61,8 = 99,4	37,0 + 60,6 = 97,6
49,4 + 63,9 = 113,3	45,9 + 61,8 = 107,7	45,2 + 60,6 = 105,8
49,4 + 63,9 = 113,3	45,9 + 61,8 = 107,7	45,2 + 60,6 = 105,8
55,2 + 71,2 = 126,4	51,4 + 68,8 = 120,2	50,7 + 67,6 = 118,3
60,5 + 76,2 = 136,7	56,2 + 73,8 = 130,0	55,4 + 72,3 = 127,7
62,5 + 76,4 = 138,9	58,0 + 73,8 = 131,8	57,2 + 72,5 = 129,7
67,6 + 100,4 = 168,0	63,0 + 97,4 = 160,4	62,0 + 95,2 = 157,2

0,4—1,0 Gleisrichterstunden. Dazu kommt noch unter Umständen der Lohnaufwand für Weichensteller an stark befahrenen Weichen. Alle übrigen Lohnkosten (z. B. für Sandrösten zum Besanden der Gleise oder für das Richten von Schienen und Reparaturen an Weichenteilen) können mit Rücksicht auf ihre untergeordnete Rolle vernachlässigt werden, zumal sie bei großen Tiefbauarbeiten bei der Kalkulation der entsprechenden Kostenstellen (Lagerplatz, Reparaturwerkstätte) miteinfaßt werden.

Die Betriebsstoffkosten für Gleise (Sand und Kohle zum Sandrösten) sind so geringfügig, daß sie gleichfalls vernachlässigt werden können.

Einrichtungskosten für Gleisarbeiten.

Für die Einrichtung und Abräumung von Baustellen mit Gleisförderung entstehen einmalige Kosten beim erst-

maligen Gleisverlegen und der späteren Wiederentfernung der Gleise nach Baubendigung. Man kann hierfür bei der Kostenvorrechnung mit folgendem Lohnaufwand rechnen, wobei der Gleis- und Schwellentransport, kleinere Planierarbeiten (nicht jedoch größere Erdbewegungen!) und das erste Unterstopfen der Gleise mit inbegriffen sind, nicht jedoch das Entladen und Wiederverladen von Schienen und Schwellen aus bzw. in die Waggons (einmalige Kosten für An- und Rücktransport des Gerätes!).

1 m Gleis verlegen und später wieder aufnehmen kostet
für Rahmengleis 600 mm Spur . . . 0,35 + 0,15 = 0,5 Lohnstunden
für Schwellengleis 600 mm Spur . . . 0,45 + 0,25 = 0,7 „
für Schwellengleis 750 mm Spur . . . 0,70 + 0,40 = 1,1 „
für Schwellengleis 900 mm Spur . . . 0,90 + 0,50 = 1,4 „

1 Weiche verlegen und später wieder aufnehmen kostet
für 600 mm Spur 25 + 15 = 40 Lohnstunden
für 750 mm Spur 40 + 20 = 60 „
für 900 mm Spur 50 + 25 = 75 „

Aus der Summierung der einzelnen Kostenanteile aus 1., 2. und 3. ergeben sich nach Addierung der Kosten für die Einrichtung und Abräumung der Baustelle (An- und Rücktransport der Geräte, erstes Gleislegen usw.) die gesamten Selbstkosten eines Lokomotivtransportes (ohne Geschäftskosten und Gewinn des Unternehmers).

Anwendungsbereich der gegebenen Berechnungsmethode.

Wenn es auch bei Baggerarbeiten, welche große Lokomotivtransporte einschließen, nicht üblich ist, die reinen Förderkosten getrennt in dieser Form zu errechnen, so ermöglichen doch die vorstehend gegebenen Unterlagen eine rasche Ermittlung der Selbstkosten für Kostenvergleiche und Wirtschaftlichkeitsberechnungen verschiedener Transportarten oder Transportwege, ferner für Handschächte mit Lokomotivbetrieb bei Erdarbeiten und Materialtransporte aller Art.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Der Hafen von Rouen.

Der Hafen von Rouen, der heute an erster Stelle unter den französischen Häfen bez. des Warenverkehrs steht, dient hauptsächlich der Einfuhr, die rd. 90% des Gesamtverkehrs ausmacht. Der Warenverkehr, der im Jahre 1900 einen Umschlag von rd. 2,4 Millionen Tonnen aufwies, ist während des Krieges stark gestiegen und hat im Jahre 1918 über 10 Millionen Tonnen erreicht; der Verkehr hat sich aber auch nach dem Kriege auf beträchtlicher Höhe gehalten, abgesehen von den Krisenjahren 1921 und 1926 mit rd. 5 bzw. 6 Millionen Tonnen; im Jahre 1930 wurden wieder nahezu 10 Millionen Tonnen erreicht und 1932 rd. 8,1 Millionen Tonnen. Nahezu die Hälfte der Einfuhr entfällt auf Kohlen (davon 80% aus England, 15% aus Deutschland), dann folgen Erdöle mit 20% (Amerika, Rußland, Rumänien), dann Weine aus Algier, Holz und Papier (Skandinavien, Schwarzes Meer und Adria), Phosphate (Nordafrika, Spanien), Mehl und Getreide (Rumänien und Tunis). Seine Stellung als erster Umschlagsplatz verdankt Rouen seiner günstigen Lage an der Seine (125 km vom Meer entfernt), die bis Rouen für Seeschiffe bis nahezu 6,0 m Tiefgang das ganze Jahr und für Schiffe bis 7 m Tiefgang nahezu die Hälfte des Jahres befahrbar ist und der verhältnismäßig kurzen Entfernung bis zum Pariser Gebiet. Die in Rouen gelegene Seinebrücke Boieldieu ist als erste feste Verbindung stromauf von der Seinemündung gleichzeitig das erste Hindernis für die Seeschifffahrt, sie teilt die Hafenanlage von Rouen in den See- und in den Flußhafen.

Der Seehafen dehnt sich auf eine Länge von 18 km längs der Seine aus und umfaßt fünf Hafenbecken: 1. Holzhafen (6 ha), Petroleumhafen (20 ha), 3. Doppelbecken St. Gervais (35 ha) mit Wendekreis von 300 m Ø; 2. Z. im Bau 4. Schwimmdockbecken mit vier Schwimmdocks von 4200—14 000 t, 5. kleines Petroleumbecken.

Die Gesamtlänge der Kaianlagen beträgt 9300 m entsprechend 87 Anlagestellen für Seeschiffe, davon entfallen rd. 3200 m Kailänge auf den Kohlenumschlag. Es sind weiter 36 Anlegebrücken und 33 Dükdalben vorhanden, außerdem für die Flußdampfer 25 Anlegebrücken und 23 Dükdalben. Die Kaianlagen sind durchweg nach dem sog. Rouentyp gebaut (für eine Nutzlast von 6 t/m²), d. h. die Mauerkonstruktion liegt ganz vor

der mit einer kräftigen Steinschüttung versehenen Böschung und ist auf Pfähle gegründet, bei den älteren Mauern auf Holzpfähle, neuerdings auf Eisenbetonpfähle. Bei den alten Mauerformen reicht die eigentliche Mauer bis 2 m unter den niedrigsten Ebbwasserstand, während die

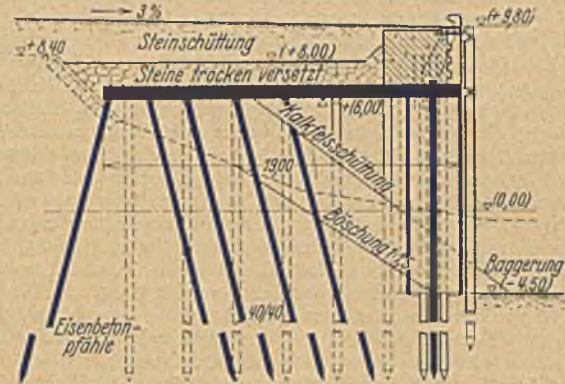


Abb. 1. Neuere Kaimauer im Hafen von Rouen.

Plattform der übrigen Mauer höherliegt. Bei den neueren Kaimauern (vgl. Abb.) geht die aus Eisenbeton konstruierte Plattform ganz bis zur Mauervorderkante durch; alle 15 m sind kräftige kastenförmige Stützpunkte von rd. 3,0 m Ø in der Mauerflucht angeordnet, die bis auf die Hafensohle hinabreichen, mit Pollern und hölzernen Reibpfählen versehen.

Die Ausrüstung der Hafenanlage besteht aus folgenden Einrichtungen: 1. Kräne auf den Kais für die End- und Beladung der Schiffe:

- 2 Kräne von je 1 t Tragkraft,
- 34 hydraulische Kräne von 1,2—2,5 t Tragkraft,
- 16 Dampfkräne von 1,2—3 t Tragkraft,
- 30 elektrische Kräne von 1—3,5 t Tragkraft,
- 80 elektrische Kräne von 4—5,5 t Tragkraft,
- 3 elektrische Krane von 6 t Tragkraft,
- 3 „ „ „ 8 t „
- 1 „ „ „ 20 t „

zus. 169 Kräne mit 593 t Tragkraft.

2. Schwimmkräne für den Umschlag von den Seeschiffen auf die Flußkähne:

- 50 Schwimmkräne 1—3 t Tragkraft,
- 32 „ „ 3,5—6 t Tragkraft,
- 10 „ „ 7,5—8 t Tragkraft,

92 Schwimmkräne mit 324 t Tragkraft, außerdem ist ein großer Diesel-elektrischer Schwimmkran von 60 t Tragkraft vorhanden.

3. Brückenverladekrane, hauptsächlich für Kohlenausladung, elektrisch angetrieben mit Ausladung bis 34 m:

- 4 Stück 5 t Tragkraft
- 11 „ 7—8 t „
- 6 „ 12 t „

zus. 21 Stück mit 173 t Tragkraft.

Diese Brückenkrane haben eine Leistung von 200—250 t/Std.

Die gesamte Kranausrüstung mit 283 Kränen hat eine Tragkraft von 1150 t.

Der oberhalb der Brücke gelegene Flußhafen von Rouen hat eine Länge von 12 km mit einer Kaianlage von rd. 2340 m Länge und 115 Festlegepunkte. Die Bedeutung des Flußhafens geht daraus hervor, daß 60% der mit den Seeschiffen ankommenden Waren mit den Flußkähnen weiter seineaufwärts befördert werden; diesem großen Verkehr entsprechend weist die Flußflotte folgende Einheiten auf:

- 184 Schlepper,
- 1310 Motorschuten mit einer Tonnage von 424 000 t,
- 852 Kähne mit einer Tonnage von 500 000 t (hauptsächlich Kähne von 400—800 t Ladefähigkeit, vereinzelt für 1000—1500 t),
- 188 Tankschiffe für den Öltransport mit einer Tonnage von 93 000 t.

Die jetzigen Bauarbeiten zur Verbesserung des Hafens von Rouen umfassen neben der Vollendung der neuen Becken von St. Gervais die Verbesserung der Fahrverhältnisse in der Seine unterhalb Rouen für eine Wassertiefe von 8 m bzw. 9,50 m bei entsprechenden Flutverhältnissen. Es ist zu erwähnen, daß bei den erforderlichen Bagger- und Dammarbeiten ein großer, von der Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft auf Reparationskonto gelieferter Schwimmelevator in Betrieb ist, ausgerüstet mit Baggereimern von 500 l Inhalt, einer Leistung von 500 m³/Std. nebst Transportband von 55 m Ausladung bzw. mit einer Spülpumpenanlage von 1800 m³ Stundenleistung. (Nach Génie Civil Bd. CIII Nr. 23, vom 2. Dezember 1933.) W. L y d t i n.

Modellversuche für die Hochwasserüberläufe mit Tunnelabfluß der Hoover-Staumauer.

Über die Hochwasserentlastungsanlagen der Hoover-Staumauer und insbesondere auch über die allgemeine Anordnung der Hochwasserüberläufe (spillways) wurde bereits in dieser Zeitschrift berichtet (1932, S. 97/98). Insbesondere sei hier auf die Abb. 1 von S. 97 verwiesen.

Für die Hoover-Staumauer sind drei Arten von Hochwasserentlastungsanlagen vorgesehen. Zunächst wird ständig ein Hochwasser-schutzraum von 11 1/2 Milliarden m³ freigehalten (bei 37 1/2 Milliarden m³ Stauvolumen), der die normalen Hochwasser aufnehmen kann. Bei einer fünfmonatigen Flutperiode sind dies 900 m³/sec. Für stärkere Hochwasser und insbesondere für die Hochwasserspitzen stehen dann weiterhin die Turbinen und Notauslässe zur Verfügung, die 3600 m³/sec abführen können. Sie werden nur in seltenen Fällen und insbesondere bei den langperiodischen Schadenhochwassern eine Unterstützung erfahren müssen. Diese wird durch zwei Hangüberläufe mit Tunnelabfluß bereitgestellt, die zusammen die ungeheure Menge von 11 500 m³/sec bewältigen können. Gegenüber dem Katastrophenjahr 1884, in welchem sich die Hochwasserwelle zwischen 7000 und 9000 m³/sec bewegt hat, wird so-nach noch eine 100proz. Sicherheit vorhanden sein.

Die in Bau befindlichen Hochwasserüberläufe (Abb. 1) stellen sowohl an Menge (11 500 m³/sec) als auch an Gefälle (150 m) alles bisher Dagewesene in den Schatten; sie müssen bei Vollbetrieb eine potentielle Energie von 22 1/2 Mill. PS in kinetische Energie umsetzen. Dabei muß mit Maximalgeschwindigkeiten von 53 m/sec bzw. 180 km/Stunde gerechnet werden. Es ist daher selbstverständlich, daß das Kulturbauamt zu Denver, das die Hoover-Anlage entworfen und den Bau zu über-wachen hat, durch ausgedehnte Modellversuche bemüht war, die Ab-flußverhältnisse zu klären und die zweckmäßigste Lösung herauszubrin-gen. Wie notwendig dies war, beweisen die mancherlei Änderungen, welche das ursprüngliche Projekt erfahren hat. B. W. L a n e hat in Eng. News-Rec. vom 10. August 1933 der Öffentlichkeit einen ersten Bericht über die Modellversuche übergeben und weitere Einzelberichte in Aussicht gestellt.

Ein schwieriger Punkt ist bei großen Modellversuchen immer die Maßstabs- und Raumfrage. Man glaubte anfangs mit Maßstäben 1 : 100 bzw. 1 : 60 auszukommen, für die das Wasserbaulaboratorium der land-

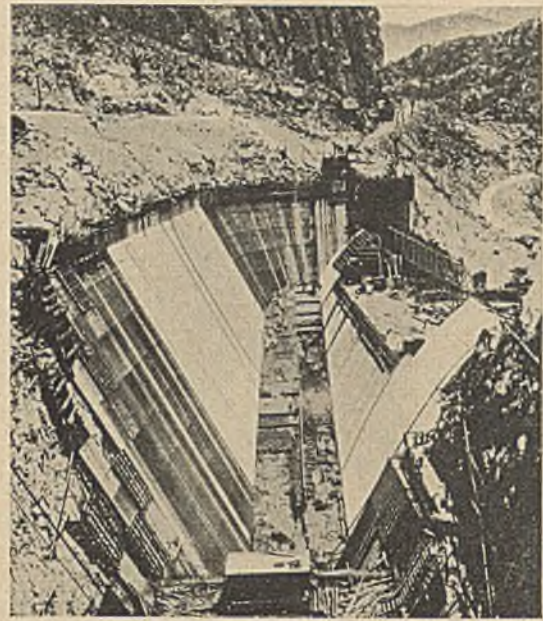


Abb. 1. Hochwasserüberläufe der Hoover-Staumauer. (Im Bau.)

wirtschaftlichen Hochschule von Colorado ausreichte. Schon nach den ersten Versuchen erwies es sich aber als zweckmäßig, größere Modelle zugrunde-zulegen, etwa im Maßstab 1 : 20. Da hierfür keine geeigneten Laboratorien vorhanden waren, ging man kurz entschlossen ins Freie und

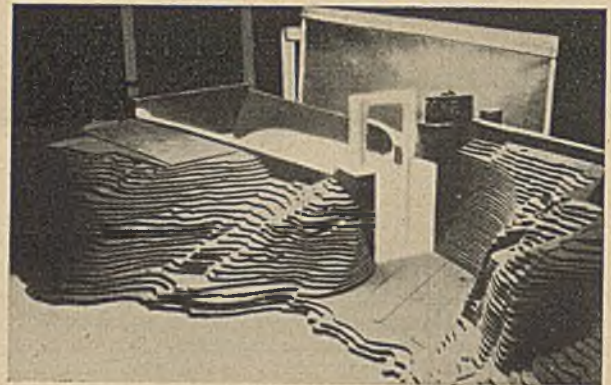


Abb. 2. Hochwasserüberlauf in Verbindung mit Stoncy-Schütz. (Modellversuch für die Hoover-Stauanlage).

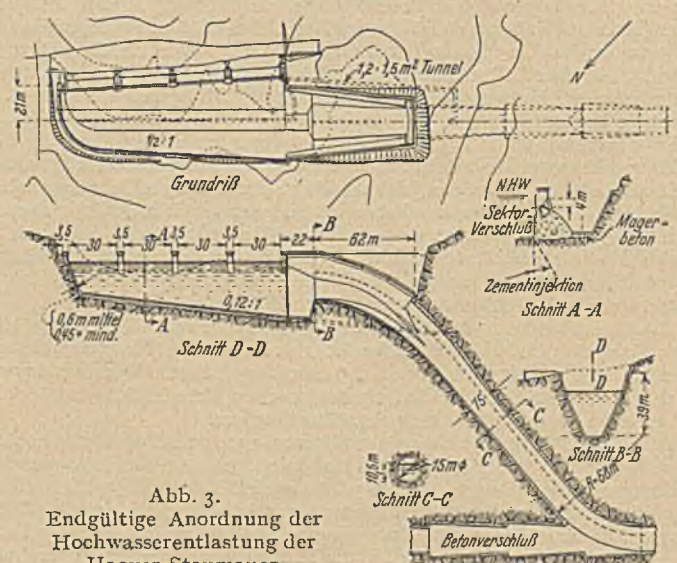


Abb. 3. Endgültige Anordnung der Hochwasserentlastung der Hoover-Staumauer.

baute einen Zuführungskanal des Umcomphrage-Bewässerungsdistriktes an einer besonders günstigen Geländestelle entsprechend um. Die Versuchsanlage arbeitete mit einer laufenden Wassermenge von $3 \text{ m}^3/\text{sec}$ und hat sich vorzüglich bewährt.

In dem erwähnten Wasserbaulaboratorium wurden zunächst eine Reihe von Modellen für eine Abflußmenge von $3000 \text{ m}^3/\text{sec}$ untersucht, wie es ursprünglich geplant war; hierfür genügte ein freies Überfallwehr von 200 m Kronenlänge. Man arbeitete mit verschiedenen Modellmaßstäben zwischen $1 : 100$ und $1 : 20$ und erzielte eine gute Übereinstimmung, sowohl zwischen den einzelnen Modellen als auch gegenüber der Rechnung. Als die Abflußmenge verdoppelt wurde, reichte der freie Überfall nicht mehr aus; man suchte ihn mit einem oberwassersseitig angeordneten Stoney-Schütz von 18 m Breite und 35 m Höhe zu verbinden, wie es aus dem Modell von Abb. 2 ersichtlich ist. Diese Anordnung, die

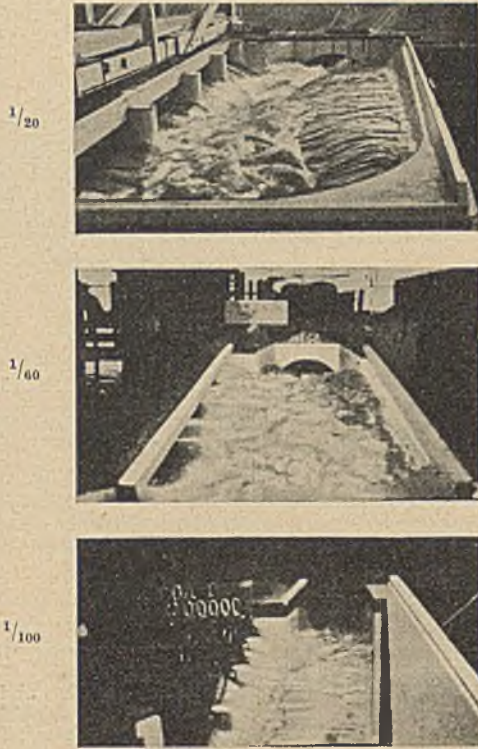


Abb. 4.
Modellversuche in verschiedenen Maßstäben.

den Ausschreibungsunterlagen bereits zugrunde lag, hat sich nicht bewährt. Das Wasser staute sich an der Rückwand, woran vor allem die Krümmung des Überlaufkanals (Abb. 1) schuld war. Da diese nicht vermieden werden konnte, mußte die Projektanordnung verlassen werden.

Wesentlich bessere Erfahrungen wurden mit Sektorverschlüssen gemacht, die an die Stelle des freien Überfallwehres traten. Vier Sektoren von 30 m Länge und 5 m Tauchtiefe reichten bei einer Maximalüberfallhöhe von 8 m aus und wurden der Ausführung zugrunde gelegt. Die Modellversuche wurden in dem bereits erwähnten Geländelaboratorium im Maßstab $1 : 20$ durchgeführt. Sie haben gegenüber dem Ursprungprojekt verschiedene wertvolle Verbesserungen gebracht (Abb. 3). So war die Neigung des Überlaufkanals zunächst zu stark, so daß er am oberen Ende einfach leergefegt wurde. Ferner war das Tunnelmundstück ursprünglich direkt an das letzte Sektorwehr herangeschoben, was starke Wirbelbildungen hervorrief; 22 m Zwischenraum genügte, um den Abfluß zu glätten. Dieser vollzog sich um so ruhiger, je höher der Wasserspiegel im Kanal stand. Man baute daher am Tunnelmundstück eine Grundschwelle und hinter dem letzten Wehrpfeiler einen seitlichen Absatz ein, was außerordentlich wirksam war. Ferner erwies es sich als zweckmäßig, den Tunnelauslauf einzuschnüren, und nachher eine leichte Erweiterung des Schlauches vorzunehmen. Die Variation der Krümmungen zeigte, daß eine Vergrößerung des Halbmessers über 60 m hinaus keine Vorteile mehr brachte.

Abb. 4 zeigt Modellversuche im Maßstab $1 : 20$, $1 : 60$ und $1 : 100$ in vergleichender Gegenüberstellung. Alle drei Fälle entsprechen der endgültigen Anordnung bei Vollbetrieb. Die Übereinstimmung war außerordentlich befriedigend, sowohl bez. des Abflusses als auch des Strömungsbildes.

Die Modellversuche für die Hochwasserüberläufe der Hoover-Staumauer sind wieder ein lebendiger Beweis für die große Bedeutung des wasserbaulichen Versuchswesens.

Tölke.

Brunnenabsenkung mittels Caissons im alten Ägypten.

Forschungen, die vor kurzem vom Metropolitan Museum of Art of New York City durchgeführt wurden, haben zu der überraschenden und für die Fachwelt besonders interessanten Entdeckung geführt, daß im alten Ägypten, also vor 4000 Jahren, schon hölzerne und steinerne Caissons zu Brunnenründungen in weichem Untergrund verwendet worden sind. Drei solcher mittels Caissons abgesenkter Brunnenschächte wurden ausgegraben. Bei einem war ein hölzerner Senkkasten benutzt worden, von dem allerdings nur wenige Überreste noch vorhanden waren, dagegen bestanden bei den beiden andern die Caissons aus unversehrten, rechteckigen, in der Mitte ausgehöhlten Steinblöcken, die noch das Backsteinmauerwerk des Brunnenschafftes trugen (vgl. Abb.). Die Senkbrunnen haben eine 7 m mächtige Schicht von Kieskonglomeraten und Sand durchfahren und waren sogar bis in den darunter anstehenden Kalkfelsen (in einem Falle bis rd. 20 m tief) zu den Grabkammern des Königs Senwosret I. führten.



Leider enthält der Bericht keinerlei Maßangaben, aber die anschauliche Beschreibung ihrer Entdeckung und über ihren wahrscheinlichen Verwendungszweck ist für den Ingenieur von hohem Interesse. Ein Mitglied der Forschungsexpedition, Mr. A. Lansing, berichtet darüber u. a. folgendes:

Im Verlauf von Abräumungsarbeiten entdeckte man im Hofraum eine Einsenkung, die sich durch die obere Bodenschicht bis in den Sandhorizont hinein erstreckte. Nach dem Wegräumen des Auffüllmaterials stieß man plötzlich auf Backsteinmauern, die ein unregelmäßiges Viereck bildeten. Beim Tiefergraben wurde es regelmäßiger, und es erstreckte sich in eine noch nicht dagewesene Tiefe. Man konnte sich nicht erklären, wie es möglich war, sie durch eine Schicht von nahezu 7 m losem Sand aufzubauen. Die Erklärung dafür ergab sich, als man den Fuß der Mauern erreicht hatte. Man fand, daß sie von oben nach unten statt von unten nach oben aufgebaut worden waren, so unglaublich dies auch erscheinen mag.

Es muß ein genialer Kopf unter den Baumeistern der Pyramiden gewesen sein, dem damals schon die Lösung des Problems gelungen war, durch eine 7 m mächtige Schicht losen Sandes solche Brunnenschächte zu bauen, und zwar mittels einer Erfindung, die noch heute in Anwendung ist, ja die sogar den Bau der gewaltigsten Ingenieurwerke der heutigen Zeit erst möglich gemacht hat — den Senkkasten. Gewiß mag das Prinzip schon noch früher bekannt gewesen sein, aber diese Art der Anwendung ist wohl der erste Fall, der aus einer so frühen Periode entdeckt worden ist.

Die Art und Weise, auf die sich die Ägypter ihrer Aufgabe entledigt haben, läßt sich etwa so darstellen:

Nachdem der Ort und die Größe der Baugrube bestimmt war, grub man durch die obere feste Bodenschicht bis zum Sandhorizont hindurch, und zwar machte man die Grube so groß, daß eine Backstein-Futtermauer Platz hatte. Dann wurde ein Kalksteinblock auf die Maße der Baugrube und auf eine geeignete Höhe zurechtgehauen. Durch diesen Block wurde dann ein lotrechtes Loch gebohrt und bis zu der Lichtweite vergrößert, die die Futtermauer bekommen sollte. Dann wurde der ausgehöhlte Block in die Grube hinabgelassen, bis er auf den Sand zu sitzen kam. Auf dem Rand des Caissons wurde eine Backsteinmauer errichtet. Sie war so stark wie die obere Grundfläche des Caissons und hatte innen und außen glatte Flächen. Sobald diese Mauer bis zur Geländeoberfläche oder etwas darüber hinaus hochgeführt war, wurde der Aushub der Grube wieder fortgesetzt. In dem Maße wie der Sand korbweise ausgeschachtet wurde, setzte sich der Steinkasten mit der darauf errichteten Mauer ganz allmählich. Der Sand mußte sorgfältig unter allen vier Seiten gleichmäßig entfernt werden, damit der Stein sich nicht verkantete. Nach Maßgabe des Absinkens wurden weitere Backsteinschichten oben aufgesetzt. Gegebenenfalls kam der hohle Block auf den unter der Sandschicht anstehenden Kalksteinfelsen zu sitzen. Die Grube wurde dann weiter ausgehoben durch den Kalkstein hindurch mit denselben Ausmaßen, wie das Loch in dem Steinblock, bis die gewünschte Tiefe erreicht war.

Welche vorherigen Erfahrungen und Versuche nötig gewesen waren, bis dieses Kunststück so erfolgreich zu Ende geführt war, wissen wir heute nicht mehr. Die Unterseite des Steines war beinahe zu einer einzigen Kante zurechtgehauen worden, und dies bedeutet eine wohlüberlegte Verbesserung, die darauf hinweist, daß sich Schwierigkeiten ergeben haben müssen, als man versuchte, einen flachbödigen Stein durch den Sand zum Absinken zu bringen.

Bei einem früheren Versuch muß wohl der Druck des losen Sandes die Backsteinmauern eingedrückt haben, denn gegen diese Möglichkeit waren bei den in Rede stehenden Caissons Vorkehrungen getroffen worden. Man fand Spuren einer rechteckigen Fußplatte

an allen vier Ecken des Caissonsteines, und der obere Teil des durch den Stein gebohrten Loches war annähernd kreisförmig gelassen und nicht viereckig ausgehauen wie unten. In diese Fußplatten sind Holzpfosten eingesetzt worden, gegen die man eine Dielenverschalung aufgestellt hat, hinter der die aufgehenden Wände hochgemauert wurden und die eine zusätzliche Abstützung gegen den Sanddruck darstellten. Zu dieser Periode kannten die Ägypter schon lange das Prinzip des Bogens, und sie mögen es hier zur Aufnahme des seitlichen Erddruckes angewendet haben, indem sie den oberen Teil der Grube kreisförmig gestalteten. (Nach Eng. News-Rec., Vol. 111, Nr. 23.)

Dipl.-Ing. E. Ringwald.

Stahl im Seewasser.

An der Küste Floridas steht seit 31 Jahren ein Landungssteg für Kohlenschiffe. Die Schuppen auf dem Steg, die in Eisenkonstruktion erbaut wurden, sind lange Jahre nicht benutzt worden. Der nördliche Arm des Golfstroms umspült die massiven Eisenpfähle, die Steg und Schuppen tragen.



Aussehen der Stahlpfähle.

Die Pfähle wurden etwa 2,50 m tief in den Korallenfelsen gerammt. Sie erhielten 1902 einen Farbanstrich, da man die ursprünglich beabsichtigte Betonverkleidung nicht ausführte, und wurden seitdem nicht unterhalten.

Eine Untersuchung 1933 zeigte, daß die Eisenteile der Schuppen vollständig verrostet sind, der Holzbelag des Steges verfault und die eiserne Unterkonstruktion an mehreren Stellen zerstört ist.

undurchlässigen Boden einbindet. Die unteren Schichten werden außerdem entlang der ganzen Herdmauer durch Zementeinpressung abdichtet.

Als Schutz gegen Durchsickerungen und Wellenschlag erhält die Wasserseite eine Abdeckung aus 6 mm dickem Stahlblech. Die entweder ebenen oder gewellten Platten sind 5,5—9 m lang und 1,3—2,5 m breit. Zur Erzielung absoluter Wasserdichtigkeit werden die Bleche miteinander verschweißt. Am Dammfuß ist die Abdeckung an U-Profile an-

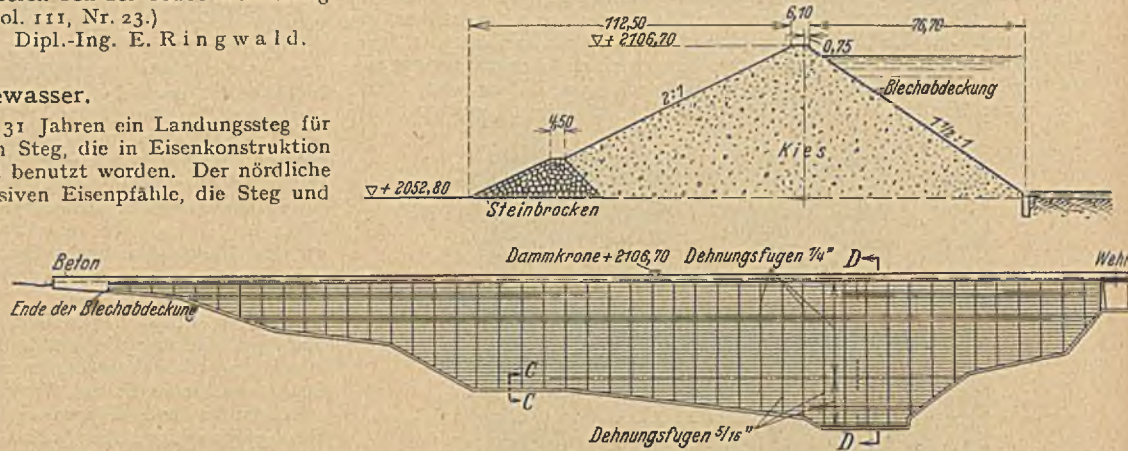


Abb. 1. Querschnitt und Ansicht von der Wasserseite.

geschlossen, die fest in der Herdmauer verankert sind. Die Anordnung und Ausbildung der Dehnungsfugen sowie Einzelheiten der geschweißten Konstruktion sind aus den Abbildungen 1—3 ersichtlich. Das Gesamtgewicht des erforderlichen Blechmaterials wird etwa 1200 t betragen. Die Schweißnähte werden eine Länge von rund 18 000 m haben. (Nach Engg. News-Rec. v. 26. Okt. 1933.)

B o o s.

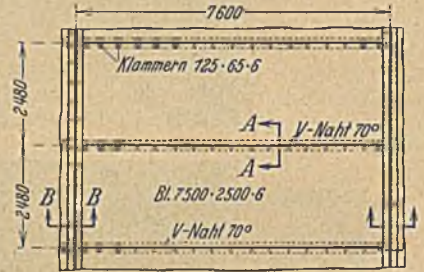


Abb. 2. Ausschnitt aus der Blechabdeckung.

Demgegenüber haben sich die tragenden Pfähle (s. Abb.), die einen Durchmesser von etwa 15 cm haben, recht gut erhalten. Man bedenke die doppelte Wirkung der Gezeiten, deren Höhenunterschied 45 cm beträgt: Die Sand führenden Wogen scheuern den Stahl; der Wechsel von Naß und Trocken läßt das Metall rosten.

Die untersuchten Pfähle waren mit einer starken Schicht von Muscheln und Meerpflanzen überzogen. Der darunterliegende Rost hatte eine Stärke von 1,6—12,6 mm. Der Stahl selbst aber hatte ein ziemlich gleichmäßiges, glattes Aussehen und war nur an wenigen Stellen tiefer angefressen. Zweifellos bot der organische Überzug einen gewissen Schutz. Außerdem ist die Angriffsfläche der massiven Pfähle verhältnismäßig gering. Immerhin lassen die Untersuchungen erkennen, daß sich Stahl im Meerwasser besser hält, als man gemeinlich annimmt. (Nach Eng. News-Record [1933], Bd. 111, Nr. 20.)

Dipl.-Ing. Th. B u s c h.

Erddamm mit Stahlblechabdeckung.

Am oberen Rio Chama im Staate New Mexico, U. S. A., befindet sich ein Erddamm im Bau, der auf der Wasserseite eine Abdeckung aus Stahlblech erhalten soll. Der Damm hat eine Kronenlänge von 365 m, eine größte Höhe von 52 m und einen Inhalt von rund 400 000 m³. Die Böschung auf der Luftseite beträgt 2 : 1, auf der Wasserseite 1 1/2 : 1. Die Erde wird in 0,2 m dicken Schichten geschüttet und feucht gewalzt. Zur Verhinderung des Wasserdurchtritts an der Sohle ist am wasserseitigen Dammfuß eine 0,9 m dicke Herdmauer aus Eisenbeton angeordnet, die, je nach den örtlichen Verhältnissen, 3—9 m durch Geröll und lose Schichten hinabgetrieben ist und etwa 1,5 m tief in den Felsen oder in

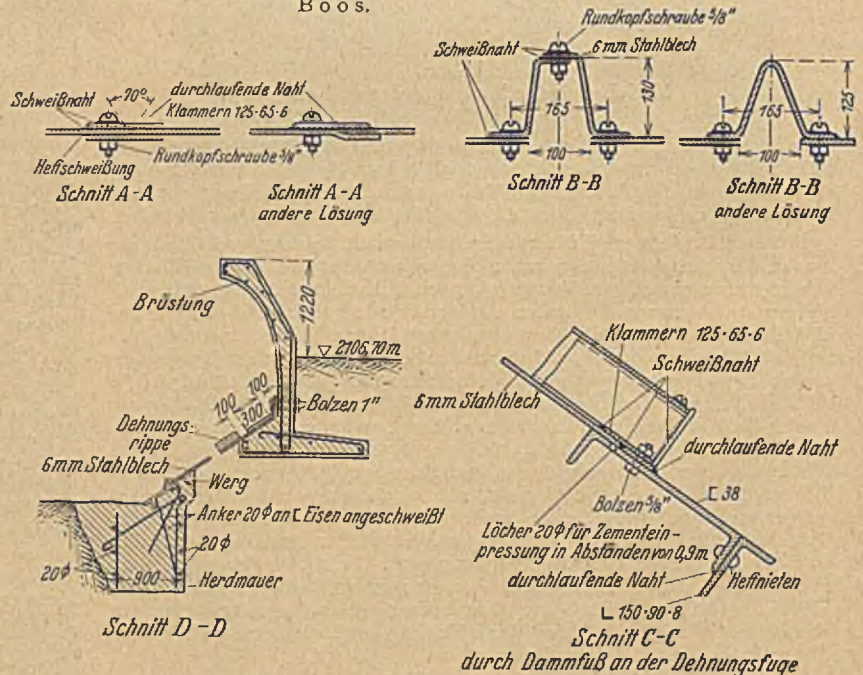


Abb. 3. Einzelheiten der geschweißten Konstruktion.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) siehe Heft 3/4 vom 20. Januar 1933, Seite 60.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 6 vom 8. Februar 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 19 a, Gr. 21. D 66 137. Wilhelm Donecker, Karlsruhe i. Baden. Straßenbahngleis mit Formstücken zur Einfassung der Schienen. 29. VI. 33.
 - Kl. 19 a, Gr. 23. B 153 556. Bleichert-Transportanlagen G. m. b. H., Leipzig. Schwerlastseilbahn. 18. XII. 31.
 - Kl. 20 h, Gr. 5. G 79 674. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Hemmschuh mit Schmierung; Zus. z. Pat. 527 316. 11. V. 31.
 - Kl. 20 i, Gr. 11/01. O 20 520. Orenstein & Koppel, Akt.-Ges., Berlin. Elektrischer Weichenantrieb; Zus. z. Pat. 419 578. 23. III. 33.
 - Kl. 35 b, 1/30. B 157 408. Bleichert-Transportanlagen G. m. b. H., Leipzig. Kabelkran oder Kabelbagger mit zwei nebeneinanderliegenden Tragesträngen. 14. IX. 32.
 - Kl. 37 a, Gr. 2. W 89 701. Herbert Wendel, Hannover. Hohlsteindecke; Zus. z. Pat. 585 821. 24. VIII. 32.
 - Kl. 37 d, Gr. 17. J 42 249. Ferdinand Jais, Berlin-Pankow. Stahlverbundfenster. 3. VIII. 31.
 - Kl. 37 e, Gr. 8/01. G 78 983. Wilhelm Geffe, Berlin-Lichtenberg. Abgebundenes Baugerüst aus Doppelstielen. 28. II. 31.
 - Kl. 37 e, Gr. 9/01. E 42 551. Dipl.-Ing. Franz Eiler, Dresden-A. Schalung für Betonmauerwerk u. dgl. 12. III. 32.
 - Kl. 42 a, Gr. 12. L 82 594. Alfred Löffler, Zella-Mehlis. Ellipsenzirkel mit Führungsschablone. 5. XII. 32.
 - Kl. 80 a, Gr. 7/01. R 87 270. Sigismund Rhode, Berlin-Halensee. Mischmaschine. 16. II. 33.
 - Kl. 80 b, Gr. 6/07. H 135 009. Haßmann & Jauch, Schwenningen a. Neckar. Boden- und Wandbelagmasse aus Estrichgips. 27. I. 33.
 - Kl. 84 b, Gr. 1. V 27 186. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Verwindungsfestes Stemmrot. 14. VIII. 31.
 - Kl. 84 d, Gr. 2. E 42 174. Carl Heribert Eibes, Dr.-Ing. Werner Osenberg, Dresden, u. Dr.-Ing. Josef Warlimont, Berlin. Mit Spreizschlitzen versehener, auswechselbarer Schneidzahn, insbes. für Bagger und Kratzer. 14. XII. 31.
 - Kl. 84 d, Gr. 2. O 19 222. Orenstein & Koppel, Akt.-Ges., Berlin. Lagerung der senkrechten Drehwerkswelle in der drehbaren Plattform des Oberwagens von Baggern und Kranen. 11. VII. 31.
 - Kl. 85 d, Gr. 12. B 28 202. Vereinigte Armaturen-Ges. m. b. H., Mannheim. Vorrichtung zur Erneuerung der Stoffbuchspackung von im Erdboden verlegten Absperrmitteln. 14. V. 32.
 - Kl. 82 e, Gr. 9/05. L 5.30. Wilhelm Linnmann jr., Essen-Altenessen. Leichtflüssigkeitsabschneider; Zus. z. Pat. 531 041. 10. I. 30.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 7 vom 15. Februar 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 5 c, Gr. 7. J 43 631. Dr.-Ing. Franz Jansen, Berlin-Zehlendorf-West. Anschluß einer Tiefbaugrube. 1. II. 32.
 - Kl. 5 c, Gr. 9/30. T 41 107. Alfred Thiemann, Dortmund. Z-förmig gebogener eiserner Kappschub für den Grubenausbau. 22. VII. 32.
 - Kl. 5 c, Gr. 10/01. M 117 885. Dipl.-Ing. Walter Maercklin, Hamburg. Nachgiebiger Grubenstempel. 4. XII. 31.
 - Kl. 5 c, Gr. 10/01. T 47.30. Heinrich Toussaint, Berlin-Lankwitz, u. Bochumer Eisenhütte Heintzmann & Co. G. m. b. H., Bochum. Grubenstempel. 26. IV. 30.
 - Kl. 19 a, Gr. 16. P 64 768. Hans Pischke, Zoppot; Vertr.: Eberhard Keiler, Berlin-Zehlendorf, Hasenheide 89. Schienenstoßverbindung mittels Verzapfung der Schienenenden. 11. II. 32.
 - Kl. 20 i, Gr. 17. S 97 526. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Elektrische Weichenstellvorrichtung. 21. III. 31.
 - Kl. 20 i, Gr. 28. B 160 003. Dr.-Ing. Alfred van Biema, Essen. Läutewerkanlage für den Eisenbahnbetrieb. 7. III. 33.
 - Kl. 20 i, Gr. 39. N 33 566. N. V. Machinerieen en Apparaten Fabrieken, Utrecht, Holland; Vertr.: Dr. G. Weißenberger, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Signaleinrichtung für Überwege an ein- und mehrgleisigen Bahnen. 12. IV. 32.
 - Kl. 38 h, Gr. 2/01. C 45 864. Consolidirte Alkaliwerke, Westeregeln, Bez. Magdeburg. Verfahren zur Holzkonservierung. 9. I. 32.
 - Kl. 42 c, Gr. 6/03. L 82 115. Emil von Leesen, Berlin-Treptow. Nivelliergerät. 29. IX. 32.
 - Kl. 80 b, Gr. 1/05. S 102 326. Société d'Application des Pâtes de Ciment, Courbevoie, Frankreich; Vertr.: Dr. A. Mestern, Pat.-Anw. Berlin SW 68. Verfahren zur Verbesserung von Cement und aus diesem hergestellten Körpern. 9. XII. 31. Mexiko 29. I. 31.
 - Kl. 80 b, Gr. 21/03. E 43 774. Maurice Ernotté, Brüssel; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren zur Erhöhung der Dichte von hydraulischen Bindemitteln. 7. I. 33. Belgien 13. I. 32.
 - Kl. 84 c, Gr. 2. S 104 288. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Verfahren zur Herstellung von Ortpfählen. 22. IV. 32.
 - Kl. 85 c, Gr. 6/05. M 56.30. Werner Müller u. Ludwig Boxhorn, Nürnberg. Verfahren und Vorrichtung zum Betriebe von Schlammfaulräumen. 1. VIII. 30.
 - Kl. 85 e, Gr. 12. O 20 180. Max Oertel, Dresden-A. Geruchverschluss. 29. X. 32.
 - Kl. 85 e, Gr. 17. H 131 722. Otto Herberger, München. Kellersinkkasten mit Rückstauventilen. 10. V. 32.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Über den Flammschutz von Holz und über Flammschutzmittel.

Hauptaufgabe jeder Feuerschutzbehandlung muß sein, die Ausbreitung eines Feuers zu verhindern. Dies wird erreicht, wenn in das Holz Substanzen eingelagert werden, die beim Erhitzen Gase abspalten. Bisher war es nicht geglückt, die Salze genügend tief in das Innere des Holzes hineinzubringen, und auch nicht möglich, bei stärkerer Salzimpregnierung z. B. unter Anwendung von Druck-Imprägnierung nachträgliche Salzausblühungen zu verhindern.

Neuerdings ist nun ein Feuerschutzmittel auf den Markt gekommen, in dem neben bekannten und bewährten Flammenschutzsalzen Substanzen enthalten sind, welche die sonst auftretenden Nachteile salzartiger Mittel beseitigen. Das Produkt ist patentamtlich geschützt und unter der Bezeichnung „Intravan“ im Handel. Insbesondere ist durch Zusatz eines Aktivators das Eindringvermögen der wässrigen Lösung dieses Produktes in bisher unerreichte Holztiefen erhöht; auch Salzausblühungen treten nicht auf.

Diese zwei Eigenschaften: leichtes Eindringvermögen und die Tendenz, amorph einzutrocknen, machen dieses Produkt auch geeignet zur Verwendung bei bereits erstellten Holzsaubauten, bei denen eine Tränkung durch Einlaugen nicht mehr möglich ist und daher das Spritzverfahren angewendet werden muß. Dabei kann man die überraschende Erscheinung feststellen, daß die Intravan-Lösungen begierig vom Holz aufgesogen werden, so daß keine Verluste durch Abfließen entstehen.

Ein zweiter Weg, Holz gegen Feuer zu schützen, besteht darin, es mit einem geeigneten Anstrich zu versehen. Aus einer größeren Anzahl solcher Anstrichmittel, die einer vergleichenden Untersuchung an Fichtenholzbrettern von 20 cm Länge, 13,5 cm Breite und 1 cm Dicke unterworfen wurden, sind einige der bekannteren in der folgenden

Versuchsreihe gegenübergestellt. Auf die bestrichene Seite der Hölzer wurde 3 Minuten lang im Winkel von 35° die Flamme eines Bunsenbrenners gerichtet. Die horizontale Entfernung zwischen Brennermündung und dem Holz betrug 6 cm, die Länge der Flamme 15—18 cm.

Brett-Nr.	Hauptbestandteile
1	Kaliwasserglas, Calciumcarbonat,
2	Wasserglas, Eisenoxyd.
3	Kaliwasserglas, Calciumcarbonat, Bariumsulfat, Chromoxyd.
4	Kunsthharz, Ammoniumphosphat.
5	Natronwasserglas, Calciumcarbonat.
6	Natronwasserglas, Calciumcarbonat, Aluminiumoxyd.
8	4 mm starke Asbestauflage.
9	ungeschützt.

Abb. 1 zeigt die Bretter nach 180 Sekunden Brenndauer. Unmittelbar darauf wurde die Flamme abgestellt, und die verkohlten Teile, bzw. bei Brett 4 die entstandene Schutzkruste abgekratzt (s. Abb. 2) und die Einbrenntiefe bestimmt. Es betrug bei:

Brett:	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Einbrenntiefe:	4,5	4,0	5,5	0,0	4,7	4,8	4,0	1,8	5,0 mm

Die Anstriche sind zum großen Teil durch die 3 Minuten dauernde Einwirkung der Flamme zerstört worden. Eine Ausnahme macht das bei Brett 4 benutzte Präparat, bei dem eine schaumartige Schutzkruste entsteht, welche sehr gut isolierend wirkt und infolgedessen die Flammhitze so stark von dem Holz fernzuhalten vermag, daß nach 3 Minuten noch keinerlei Verbrennungerscheinungen festzustellen sind. Dieses



Abb. 1. Die Versuchsbretter nach 180 Sekunden Flammeneinwirkung.

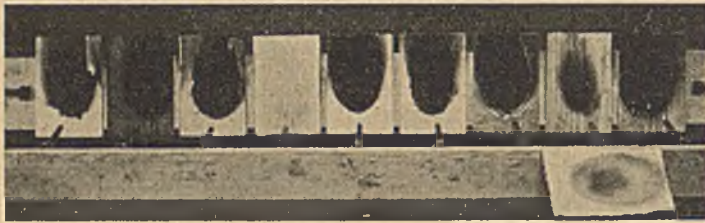


Abb. 2. Dieselben Versuchsbretter nach dem Abkratzen der verkohlten Teile bzw. bei Brett 4 der entstandenen Schutzkruste.

Präparat ist ebenfalls patentamtlich geschützt und als „Locron“ im Handel erhältlich. Locron erweist sich bezüglich seiner Schutzwirkung sogar einer 4 mm starken Asbestauflage (Brett 8) deutlich überlegen.

Dies bestätigt sich auch bei weiteren Versuchen, mit denen ein Urteil darüber gewonnen werden sollte, inwieweit das Übergreifen eines Brandes von einem Raum in einen anderen, welcher von dem ersten durch eine Holzwand oder durch eine Holztür getrennt ist, verzögert werden kann. Dabei wurden Holztürchen von 1 Zoll Stärke und 36 × 33 cm Größe, die aus 3 Holzbrettern zusammengesetzt waren, in die Längswand eines auf 90° gehaltenen Ofens eingelassen und die Zeit bestimmt, nach welcher auf der dem Feuer abgewendeten Seite das erste Loch durchbrannte.

Art der Feuerschutzbehandlung	Zeit	Verzögerung d. Feuerschritts gegenüber ungeschütztem Holz
ungeschützt	7 Min und 40 Sek.	—
mit Präparat 4 bestrichen mit 4 mm starkem Asbest benagelt	22 „ „ 20 „	14 Min und 40 Sek.
	14 „ „ 20 „	6 „ „ 40 „

Hermann Goebel.

Zuschrift zum Aufsatz Kohl:

„Rechenkontrollen für statisch unbestimmte Systeme“.

(In Heft 39/40, Jg. 1933.)

Herr Priv.-Doz. Dr.-Ing. Kohl hat in seiner sehr interessanten Arbeit wertvolle Gleichungen zur Kontrolle der Berechnung statisch unbestimmter Systeme gegeben. Ich möchte mir erlauben darauf hinzuweisen, daß diese Gleichungen in derselben Weise beim Ausgleich bedingter Beobachtungen in der Geodäsie schon lange verwendet werden. In einer in den Sitzungsberichten der Akademie der Wissenschaften in Wien, mathematisch naturwissenschaftliche Klasse, Abt. IIa, 141. Band, 9. u. 10. Heft, erschienenen Arbeit habe ich auf die engen Beziehungen zwischen Ausgleichsrechnung und der Berechnung statisch unbestimmter Fachwerke hingewiesen und im Besonderen gezeigt, daß der Ausgleich von Liniennetzen mit der Berechnung statisch unbestimmter Fachwerke, die durch Zwangskräfte beansprucht sind, identisch ist. Mit wenigen Überlegungen läßt sich jedoch zeigen, daß die Berechnung jedes statisch unbestimmten Systems bei beliebiger Beanspruchung ein Ausgleichsproblem darstellt, denn die Untersuchung des statisch unbestimmten Tragwerkes führt ebenso auf eine quadratische Form mit Nebenbedingungen, wie die G a u s s'sche Minimumsbedingung für bedingte Beobachtungen. Die L a g r a n g e'schen Multiplikatoren entsprechen hierbei den statisch unbestimmten Größen und für den reziproken Wert des Gewichtes $\frac{1}{g}$ sind die bekannten Ausdrücke $\frac{s}{EF} \frac{ds}{dE}$ usw. zu setzen. Es ist demzufolge leicht zu erkennen, daß die beim Ausgleich bedingter Beobachtungen stets verwendete Kontrolle $[gvv] = - [Kw]$ auch in der Baustatik nutzbringend verwertet werden kann. Die von Herrn Kohl angegebenen Gleichungen lassen sich ohne weiteres in diese Form bringen.

Dr.-Ing. Walter P a s s e r.

PERSONALNACHRICHTEN.

GEORG KAPSCH †.

Dr.-Ing. e. h. Georg K a p s c h, o. Professor für Statik der Baukonstruktionen und Eisenbau an der Technischen Hochschule München, ist am 19. Januar d. J. einem Schlaganfall erlegen. Er wurde am 13. Dezember 1873 in Wien geboren, besuchte dort die Realschule, die Staatsgewerbeschule und fand von 1891 bis 1899 bei verschiedenen Eisenbauunternehmen in Wien, München und Graz vielseitige Verwendung.

Nahezu zwei Jahrzehnte — von 1899 bis 1918 — widmete er als Ingenieur und Oberingenieur seine Kraft der Maschinenfabrik und Brückenbauanstalt Augsburg-Nürnberg, in deren Dienst er im Werk Gustavsburg zu seiner späteren Bedeutung heranwuchs. In diese Zeit fallen neben anderen viel beachteten Arbeiten die musterhaften Entwürfe für die eisernen Brücken und Viadukte der Hamburger Hochbahn sowie seine tatkräftige Mitwirkung bei der Wiederherstellung der großen Eisenbahnbrücken über die Düna in Riga und über die Donau bei Cernavoda. Im Juli 1918 berief ihn die Brückenbauanstalt Harkort in Duisburg als Oberingenieur und Prokurist zur Leitung des gesamten technischen Büros.

Durch seine mustergültigen praktischen Leistungen und eine Reihe sehr gediegener Veröffentlichungen aus verschiedenen Gebieten der Statik und der Eisenkonstruktionen war Kapsch, der

auch ausgezeichnete Charaktereigenschaften besaß, in die vorderste Reihe der Statiker und Eisenbauer getreten. Infolge seines in Fachkreisen ausgezeichneten Rufes als Konstrukteur und Theoretiker wurde er Ende 1919 zum o. Professor für Brückenbau an der Technischen Hochschule Graz ernannt, und die Technische Hochschule Stuttgart hat ihn 1923 in Anerkennung seiner Verdienste um die Vertiefung der Theorie und die Gestaltung eiserner Brücken in die Reihe ihrer Ehrendoktoren aufgenommen. Einem 1927 erfolgten Ruf an die deutsche Technische Hochschule in Prag ist Kapsch nicht gefolgt; dagegen hat er 1928 den ihm während seines Grazer Rektorates angetragenen Münchener Lehrstuhl freudig und mit großen Hoffnungen übernommen. Nur etwas über fünf Jahre war es ihm vergönnt, in München zu wirken.

Kapsch hat seine Pflichten sehr ernst aufgefaßt und seine Kraft restlos für die Hochschule eingesetzt. Den Studierenden war er nicht nur ein Lehrer schlechthin, sondern auch ein führender väterlicher Freund, der von ihnen allerdings auch volle Pflichterfüllung erwartete. Seine ausgesprochen charakteristische Per-

sönlichkeit mit dem lauterem, hilfsbereiten Herzen wird allen, die mit Kapsch näher in Berührung kamen, unvergessen bleiben.

N a b a u e r.

