

DIE BAUTECHNIK

12. Jahrgang

BERLIN, 9. Februar 1934

Heft 6

Alle Rechte vorbehalten.

Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1933.

Von Ministerialdirektor Dr.-Ing. ehr. Gährs.

(Fortsetzung aus Heft 3.)

3. Märkische Wasserstraßen.

Am Schiffshebewerk Niederfinow fanden Mitte April 1933 die ersten Versuchsfahrten statt, und zwar zunächst mit wasserleerem Trog. Sie verliefen sehr zufriedenstellend, denn der in diesem Zustande immerhin

schon 1600 t schwere Trog bewegte sich, auch beim Anfahren und Abbremsen, ohne Erschütterungen oder Schwingungen in seiner senkrechten Bahn. Es wurden dann die weiteren Gegengewichte angehängt und die Wasserfüllung des Troges allmählich ergänzt. Dies war Ende September beendet. Inzwischen wurden auch die noch fehlenden Seitenstreben und das Abschlußbauwerk am Unterhaupt aufgestellt und die restlichen Maschinenteile und elektrischen Einrichtungen eingebaut. Auch sie erwiesen ihre volle Brauchbarkeit. Die das Hebewerk

mit der oberen Kanalhaltung verbindende stählerne Kanalbrücke wurde gleichfalls fertiggestellt und mit Wasser gefüllt (Abb. 12). Alsdann wurden noch die Führungsschienen der Gegengewichte und die Stützrahmen der Mutterbackensäulen endgültig ausgerichtet und an das Gerüst angeschlossen, Arbeiten die erst ausgeführt werden konnten, nachdem das Bauwerk unter Vollast gesetzt worden war. Zur Zeit sind die letzten Versuchsfahrten, die auch das Verhalten bei Frost erweisen sollen, noch im Gange. Im Frühjahr soll dann der Abnahmebetrieb vor sich gehen und das Bauwerk dem Verkehr übergeben werden¹⁾.



Abb. 12. Schiffshebewerk Niederfinow (September 1933).

und Erhöhung der Leistungsfähigkeit des Voßkanals beendet und weitere Teilarbeiten — Uferausbau des Voßkanals in einer Länge von rd. 2,5 km — ausgeführt.

Mit Mitteln des Sofortprogramms wurde die Schleuse Marienthal bei km 0,1 der Wentow-Gewässer auf Großfinowmaß (42 × 5,1 × 1,5 m) umgebaut. Dazu sind die Kammerböschungen durch senkrechte eiserne Spundwände ersetzt und der Dremmel des Unterhauptes zur Erlangung einer größeren Wassertiefe um 0,33 m tiefer gelegt worden.

Der Spandauer Schifffahrtskanal ist von der Schleuse Plötzensee bis km 1,2 zur Verbesserung der Zufahrt zum Berliner Westhafen und zur Schaffung einer ausreichenden Zahl von Liegeplätzen um eine Schiffsbreite verbreitert worden (Abb. 13). Die bereits früher mit einer Lichtweite für einen drei-

schiffigen Kanal errichteten Brücken erforderten nur Bollwerke aus eisernen Spundwänden zur Heranführung des Leinpfades.

Die Erweiterung des Nedlitzer Durchstichs auf drei Schiffsbreiten, wie sie der übrige Teil des Sakrow-Paretzer Kanals seit 1913 besitzt, ist bis auf geringe Restarbeiten durchgeführt. Die schräg über den Durchstich führende, für die heutigen Lasten nicht mehr ausreichende Nedlitzer Südbrücke ist durch eine den neuzeitlichen Anforderungen entsprechende Brücke ersetzt worden. Diese hat eine Stützweite von 78 m und ist nach Aufstellung auf dem Südufer mittels eines Kahnens eingefahren worden



Abb. 13. Verbreiterung des Spandauer Schifffahrtskanals. Landgreifer beseitigt die alte Uferböschung.



Abb. 14. Einfahren der neuen Brücke bei Nedlitz.

Im Rahmen des Arbeitbeschaffungsprogramms (Papenplan) wurden im Bauamt Zehdenick die im Jahre 1932 begonnenen Teilarbeiten zur Sicherung

¹⁾ Ausführliche Aufsätze über die Einzelheiten des Schiffshebewerks Niederfinow werden demnächst in der Bautechnik erscheinen.

(Abb. 14). — Die neue Fahrt der Begradigung der Havel zwischen Paretz und Ketzin ist in Betrieb genommen worden.

Zur Verbesserung der Vorflut- und Schifffahrtsverhältnisse in der Unteren Havel ist als erster Bauabschnitt die Havel von km 9 bis km 28 unter Baggerung von rd. 1 300 000 m³ Boden verbreitert worden (Abb. 15).



Abb. 15. Untere Havel. Baggerung im Durchstich nach Herstellung der Böschungen durch Landgreifer.

Der Durchstich von Havelberg zur Elbe ist östlich des Elbdeichs in seinen wesentlichen Teilen fertiggestellt. Für die in ihn einzubauende Schleuse von 225 m Länge und 20 m Breite sind die aus eisernen Spundbohlen gebildeten Kammerwände und die Leitwerkswände gerammt und verankert worden. Ferner ist an der havelseitigen Einfahrt in den Schleusenkanal eine Mole und ihr gegenüber ein Bollwerk aus eisernen Spundwänden hergestellt (Abb. 16).

Am Plauer Kanal sind die im Rahmen des Arbeitbeschaffungsprogramms 1932 aufgenommenen Arbeiten zur Verbesserung der Vorflutverhältnisse im Herrenhölzer Graben beendet.

An der noch nicht fertig ausgebauten kurzen Kanalstrecke bei Genthin wurde weiter gearbeitet. Der Ausbau der freien Strecke an der Neuderbener Brücke wurde weiter gefördert. Der Abbruch der alten Neuderbener Brücke wurde beendet; die Erdarbeiten über Wasser sind fertiggestellt während die Naßbaggerarbeiten noch in der Ausführung begriffen sind.

Am Ihlekanal sind im Rahmen des Arbeitbeschaffungsprogramms 1932 die Arbeiten am Pareyer Durchstich bis auf die Beseitigung des westlichen Trennungsdammes fertiggestellt. Die Erdarbeiten zum teilweisen Ausbau der Strecke km 20,1 bis zum Pareyer Durchstich (km 22,6) sind im Rahmen des Arbeitbeschaffungsprogramms 1932 und des Sofortprogramms 1933 im Gange.

4. Elbegebiet und Mittellandkanal.

Auch in diesem Jahre konnten die Arbeiten für die Niedrigwasserregulierung der Elbe weiter gefördert werden, hauptsächlich durch Bereitstellung erheblicher Mittel aus den Arbeitbeschaffungsprogrammen. Während im ersten Halbjahr die Restarbeiten aus den 1932 bewilligten Mitteln fertiggestellt wurden, konnten im Herbst neue größere Arbeiten in Angriff genommen werden.

Im Bezirk des Wasserbauamts Torgau wurden die im vorigen Jahre begonnenen Deckwerke bei Tauschwitz, Köllitzsch—Korgitzsch und Rosenfeld fertiggestellt. Bei diesen Bauten wurden insgesamt 520 000 m³ Boden gebaggert, zum Teil auch im Trockenschacht abgegraben und in der Hauptsache im Handbetrieb verbaut, wobei rd. 80 000 Tagewerke auf den

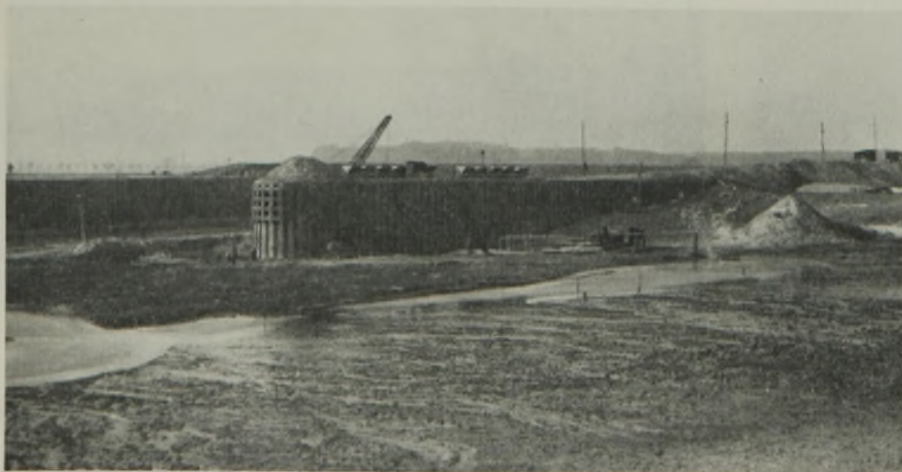


Abb. 16. Untere Havel. Bollwerk und Molenkopf an der Abzweigung des Schleusenkanals aus dem Haveldurchstich.



Abb. 17. Elbstraßenbrücke Torgau. Ansicht der Flutbogen vor Beginn der Montagearbeiten der neuen Brücke.

Baustellen und rd. 20 000 Tagewerke in den Steinbrüchen und bei den Steintransporten geleistet wurden.

Die Gesamtkosten stellten sich einschließlich der Kosten für Bauleitung und Grunderwerb auf rd. 895 000 RM.

Als neue Maßnahme kam der Umbau der Torgauer Elbstraßenbrücke hinzu, durch den eines der Hauptschiffahrtshindernisse auf der oberen



Abb. 18. Elbstraßenbrücke Torgau. Ansicht gegen die neue Strombrücke nach Beseitigung des Strommittelfeilers.

Elbe beseitigt wurde. Der eigentliche Brückenumbau wurde vom Brückeneigentümer, dem Preußischen Staat, zur Verstärkung des dem neueren Verkehr nicht mehr gewachsenen eisernen Überbaues sowie zur Verbreiterung der Fahrbahn ausgeführt. Er bot zugleich willkommene Gelegenheit, den für die Schifffahrt gefährlichen Strompfeiler zu beseitigen und das enge Fahrwasser zu erweitern (Abb. 17 u. 18).

Durch die Beseitigung des Strompfeilers ist an Stelle der bisherigen zwei Brückenöffnungen über dem Strom eine einzige Öffnung von 98,4 m l. W. entstanden; außerdem konnte der unter dem Strompfeiler



Abb. 19. Elbstraßenbrücke Torgau. Fallmeißel zur Beseitigung der Felssohle.

bei NW zutage tretende Porphyrfelsen abgetragen und die Felssohle um den Pfeiler herum und in der Fahrinne auf die im Niedrigwasserregulierungsentwurf vorgesehene Tiefe von $-2,01$ m a. P. Torgau in der erforderlichen Breite vertieft werden. Nachdem bereits in den letzten Jahren die Felssohle, soweit dies ohne den Abbruch des Brückenpfeilers möglich war, unter Verwendung des Taucherschachtes der Elbstrombauverwaltung vertieft worden war, wurde bei den Arbeiten in diesem Jahre ein auf Pontons aufgebauter, mit Dampf betriebener Fallmeißelapparat mit gutem Erfolg verwendet (Abb. 19). Die Pontons waren vor- und seitwärts, ähnlich wie beim Baggerbetrieb, derart verankert, daß der Fallmeißel genau eingestellt und schrittweise vor- und seitwärts bewegt werden konnte. Das gebrochene Felsmaterial wurde durch Greifbagger entfernt. Insgesamt wurden rd. 29000 m³ Fels- und Mauerwerk abgebrochen. Die Kosten des Felsabbruches stellten sich durchschnittlich auf $29,10$ RM/m³.

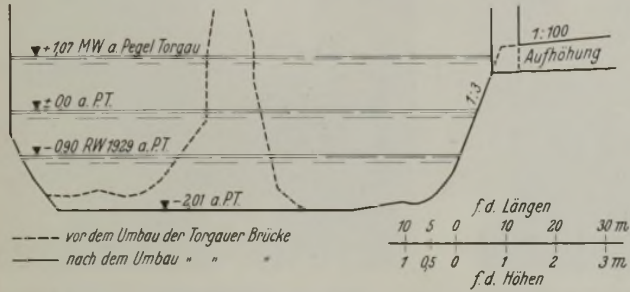


Abb. 20. Stromquerschnitt an der Torgauer Elbbrücke.

Zum Ausgleich des durch den Pfeiler- und Felsabbruch erheblich erweiterten Abflußprofils wurde das bei früheren Brückenbauten abgegrabene rechte Ufer auf Mittelwasserhöhe aufgehöhht (s. Querschnitt, Abb. 20).

Als weitere Maßnahme zur Verbesserung der Fahrwasserhältnisse konnte im Herbst die Regulierung der Elbestrecke bei Belgern in Angriff genommen werden. Sie besteht in einer Abflachung der scharfen Stromkrümmung, deren Durchfahrung für die Schifffahrt mit erheblichen Schwierigkeiten und bei Niedrigwasser mit größerem Zeitaufwand verknüpft war, weil dann die Bergschiffahrt am unteren Ende der über 2 km langen Krümmung so lange warten mußte, bis der Talkahn diese durchfahren hatte. Von der Gesamtmaßnahme (s. Lageplan, Abb. 21), die einen Kostenaufwand von rd. 1,5 Mill. RM erfordert, ist zunächst eine Teilausführung mit einem Kostenaufwande von 600 000 RM vorgesehen, die aber fortgesetzt wird, sobald weitere Baumittel flüssig gemacht werden können.

Die Ausführung geschieht in der Weise, daß das rechte Ufer allmählich abgebagert und das linke Ufer entsprechend vorgetrieben wird, ebenso wie dies bereits bei Abflachung der Clödener Stromkrümmung¹⁾ mit

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1930, Heft 42, S. 637 ff.

Erfolg durchgeführt wurde. Zu baggern und zu verbauen sind rund 570000 m³ teils Kies, teils Tonboden. Die gesamte Ausführung erfordert drei Baujahre.

Im Bauamtsbezirk Wittenberg wurden nach Ablauf des nur mäßigen Frühjahrshochwassers die im vorigen Jahre begonnenen Deckwerkbauten bei Wörlitz und Pretzsch fortgesetzt und zum Abschluß gebracht.

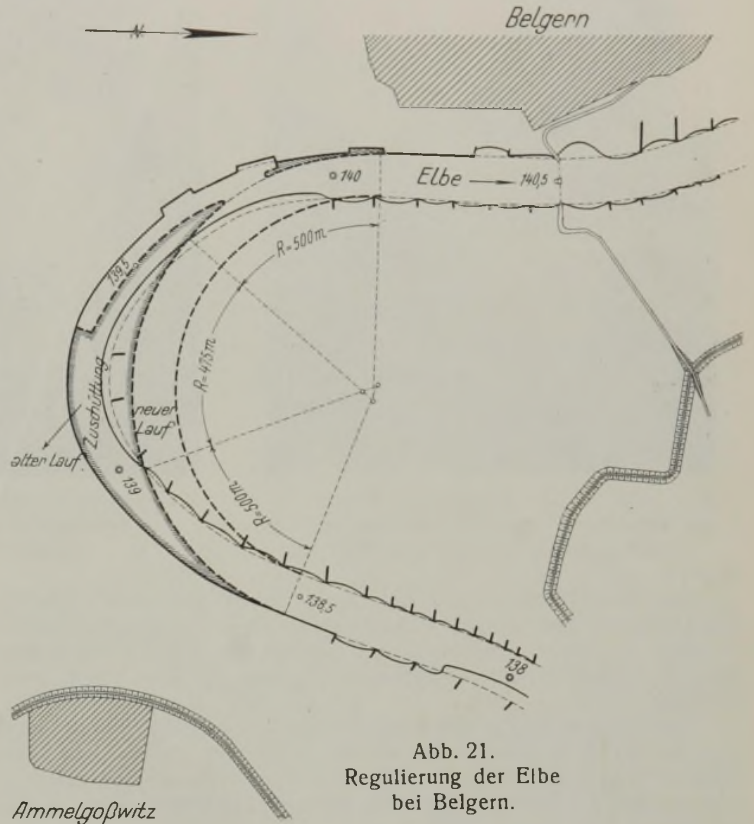


Abb. 21. Regulierung der Elbe bei Belgern.

Aus laufenden Haushaltsmitteln wurde eine größere Anzahl zu tief liegender Bühnen auf die normale Kronenhöhe aufgehöhht, eine Maßnahme, die zur besseren Räumung des Fahrwassers wesentlich beiträgt. Ebenso wurde das zu tief liegende, über 1 km lange Deckwerk oberhalb von Elster auf die richtige Höhe gebracht.

Im Bezirk des Freistaats Anhalt konnten die Arbeiten am „Kurzen Wurf“ kräftig gefördert werden, so daß mit deren Fertigstellung im Jahre 1934 zu rechnen ist. (Fortsetzung folgt.)

Folgen der Erdbeben in der Krim und die Wiederaufrichtung der Gebäude.

Von Prof. M. J. Ewdokimow-Rokotowsky, Nowosibirsk, U d S S R.

Alle Rechte vorbehalten.

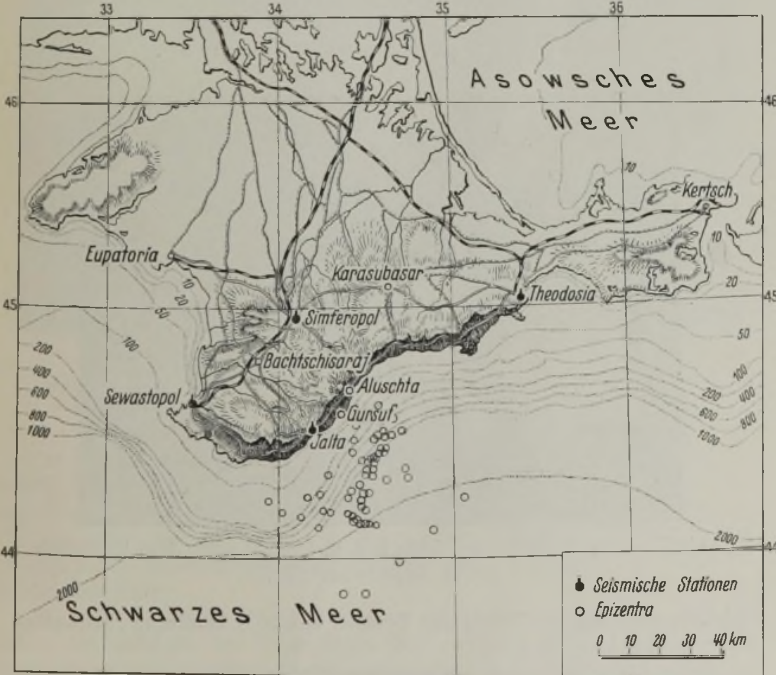


Abb. 1. Die Epizentralzone der Erdbeben in der Krim.

Durch starke Erdbeben am 26. Juni und 11. September 1927 erneuerte sich die seismische Tätigkeit in der Krim, die bis heute noch immer besteht; vom 13. März 1928 bis Oktober 1929 sind vom Regionalnetz in der Krim 216 Fälle örtlicher, wenn auch nicht sehr starker Erdbeben registriert worden, und vom Oktober 1929 bis 1. Januar 1933 waren es über 400 Fälle. Das Erdbeben in der Krim ist mit Karsterscheinungen im Kalkstein verbunden und tritt als Denudativ-Erdbeben auf. Ihre Epizentralzone ist ausschließlich am Meeresgebiete in der Länge von 20 bis 40 km von der Küste (Abb. 1) verbreitet. Alle örtlichen Erdbeben sind als „Aftershocks“, d. h. als die Fortsetzungen solcher Erdbeben anzusehen, die in der Erdrinde im Prozeß der allmählichen Annäherung zum Gleichgewicht entstanden sind, das jedoch bei den früheren starken Erdbeben nicht erreicht wurde.

Während der starken Erdbeben 1927 sind die Zerstörungen der Gebäude recht bedeutend gewesen; sie umfassen die ganze Küste der Krim.

Folgen der Erdbeben in der Krim.

Ein Überblick über die Formänderungen und Zerstörungen der Gebäude nach dem Erdbeben in der Krim bietet viel Belehrendes.

Die zum Meere gerichteten Gebäudefronten, von wo der Erdstoß kam, waren dem Beben zugeneigt und stürzten ein (Abb. 2). Die parallel zum Erdstoß geneigten Seitenwände wurden zusammengepreßt und verformt (herausgedrängt). Der mittlere Teil einer Seitenwand, die der Zusammenpressung entgegenstand, zeigte Risse (Abb. 3) und fiel manchmal sogar ganz nach vorne heraus.

Keilartige Fenster- und Türenstürze verformten sich, und der Keil senkte sich.



Abb. 2. Der Einsturz der Wand, die zum Meere gegen den seismischen Stoß des Epizentralerdbebens gewendet ist.



Abb. 4. Die durch Fenster- und Türöffnungen geschwächten und der Zerstörung ausgesetzten Wände.



Abb. 5. Abgerutschte Wandsteine der während des Erdbebens in Schwung gekommenen Gebäude.

Gewölbte Überdeckungen der Räume gaben nach dem Erdbeben ihrem Zustande nach keinen Anlaß zu Befürchtungen über ihre Haltbarkeit; es litten nur solche gewölbte Überdeckungen, die sich auf bedeutender Höhe über der Erdoberfläche befanden; je größer sie waren, desto mehr litten sie.

Der Charakter der Formänderung beweist, daß die Ecken des Gebäudes und die Verbindungsstellen der inneren Wände als die maßgebendsten Teile anzusehen sind. In den Fällen, wo diese Teile der Gebäude mehr oder weniger durch Fenster- oder Türöffnungen geschwächt waren, wiesen sie größere Zerstörungen (Abb. 4) auf.



Abb. 3. Parallel dem seismischen Stoß gelegene und dem Zusammenpressen und der Zerstörung ausgesetzte Seitenwand.

Es wurde beobachtet, daß durch die Schwingkraft des Erdbebens Steingesimse und andere wichtige Teile oben an den Wänden der Gebäude durch die Trägheitskraft aus der Gesamtmasse herausgerissen wurden (Abb. 5).

Einzelne Gebäudeausladungen, Türme, Minaretts, Attiken, Parapeten u. dgl. haben recht stark gelitten, so war z. B. das Minarett der Moschee in Gursuf (Abb. 6 u. 7) nur im oberen Teile zerstört. Doch wurde festgestellt, daß derartige Ausladungen viel weniger leiden und sogar ganz unbeschädigt bleiben, wenn sie ihr eigenes Fundament haben. Gerade damit ist es zu erklären, warum die meisten Minaretts in der Krim und sogar die von Genuesern noch im 6. Jahrhundert erbauten Türme sich vollständig im Laufe mehrerer Jahrhunderte erhalten hatten; sie alle haben ihre abgetrennten Fundamente. Außerdem ist der Wandumriß im Plan von besonderer Bedeutung. Der rechtwinklige Umriß erscheint als besonders der Gefahr einer Zerstörung ausgesetzt, dagegen leiden die Rundbauten immer viel weniger.

Gebäude ohne Ausladungen halten sich verhältnismäßig gut. Hat dagegen das Gebäude Ausladungen, so wirkt beim Erdbeben auf das Gebäude ein Biegemoment von senkrechter Trägheitskraft, und das



Abb. 6. Das Minarett der Gursufschen Moschee vor dem Erdbeben am 11. September 1927. Es sind Risse im Minarett als Folgen des Erdbebens am 26. Juni 1927 zu sehen.



Abb. 7. Das Minarett der Moschee in Gursuf nach dem Erdbeben am 11. September 1927.

Gebäude wird zerstört. Als gutes Beispiel kann das berühmte „Schwalbennest“ dienen (Abb. 8 u. 9).

Beim Erdbeben wurden die oberen Mauerwerkteile und das Gesims durch die Füße der Dachsparren heruntergestoßen.

Es wurde festgestellt, daß die als Rahmen gebauten Gebäude viel standfester waren, wenn noch eine Eckenverstärkung vorhanden ist, was die Verformung der Gesimse hindert; solche festen Ecken erschienen als Schwingungsverstärker.

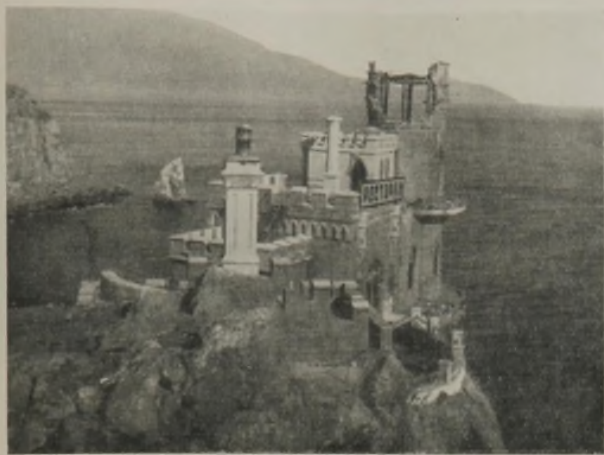


Abb. 8.
Die vom Erdbeben 1927 zerstörte Villa „Schwalbennest“.

Die Verbindung der Zwischendecken mit den Gebäudewänden erschienen größtenteils ungenügend. Bei ungleicher Schwingungsperiode der Wände erschienen waagerechte Beanspruchungen, die die Zwischendecken von den Wänden abrissen.

Die Wiedererrichtung der Gebäude nach dem Erdbeben in der Krim.

Vor allem sind zwei Umstände anzugeben, die scharf auf den Verlauf der Arbeit in den ersten drei bis vier Monaten wirkten.

Technische Umstände: Das Unerwartete des Erdbebens sowie das Fehlen einer Vorbereitung und Einstellung der Ingenieure auf die Besonderheiten der Erdbeben in der Krim, was das Verfahren der Wiedererrichtung der Gebäude anbelangt.

Psychologische Bedingungen: Das Erdbeben 1927 hatte auf die Menschen so stark gewirkt, daß manche die Geistesgegenwart verloren und die Erscheinungen überschätzten. Daher wurden oft Gebäude abgetragen, die ganz gut allein durch Wiedererrichten eines Teiles der Wände hätten wiederhergestellt werden können. Manchmal wurden Konstruktionen von überflüssig hoher Festigkeit angewendet.



Abb. 10. Das Auseinandernehmen der durch Erdbeben beschädigten Wände des dritten Stockwerkes und die Umgestaltung des Gebäudes in ein zweistöckiges.

So war es aber doch nur die ersten drei bis vier Monate. Bald wurden Kommissionen von besonders geeigneten Spezialisten, Bauingenieuren und Geologen zusammenberufen, die nach sorgfältiger Untersuchung örtlicher Besonderheiten der Erdbeben in der Krim systematische Anweisungen und Regeln zur Ausführung der Wiederherstellung gaben.

Vor allem wurde das Fundament in Betracht gezogen. Vielfach haben die Gebäude der Krim weder die nötige Tiefe noch genügende Fundamentstandfestigkeit. Die Fundamentbefestigung wurde durch Unterfangung bewehrter Konstruktionen und durch Einspritzung von Zement

in altes Mauerwerk erzielt. Dabei wurde das Fundament mit einem tiefen Graben umgeben, der mit lockerem Boden gefüllt war. Als besonders zweckmäßiges Material erschien die Schlacke. Ferner wurde das Gebäude durch Abnehmen der Aufbauten erleichtert, wie z. B. der



Abb. 9. Die Villa „Schwalbennest“ nach dem Erdbeben 1927 in ihren vorherigen Zustand gebracht.

Türme, Parapeten, Ballustraden, überflüssigen Modellierungen und manchmal sogar ganzer Geschosse. So wurde beispielsweise das vierte Stockwerk des Zentralhotels in Jalta ganz abgetragen.

Zerstörte Wände wurden entweder zum vollständigen Umsetzen ganz abgetragen, wobei in diesen Fällen die Decken und Dächer während der Arbeitszeit gepölzt blieben (Abb. 10 u. 11), oder durch Torkret und Bewehrung verstärkt.

Bei Wiederherstellung der Gebäude wurde weiter die Wandbefestigung verwendet, entweder durch Eisenbetongurte oder durch Eisengurte in Höhe der Fensterstürze. Solche Eisenbeton- oder Eisengurte wurden in besonderen Schlitzen in der Wand angebracht (Abb. 12 u. 13), oder die Wände wurden vom Dach bis zum Fenstersturz abgetragen; hier wurden Gurte — der Breite der Wände nach — angelegt, während die Decken während der Arbeitszeit gestützt blieben (Abb. 14).

Die Bogen, besonders Gewölbe, sind als gefährlich beim Erdbeben zu bezeichnen. Darum wurden bei Wiederherstellungsarbeiten anstatt der Bogen über allen Fenster- und Türöffnungen Architrave angeordnet, wozu Eisenbetongewölbobogen verwendet wurden, doch wurde dieser Gedanke manchmal praktisch unrichtig durchgeführt (Abb. 15); ein mit Putz verdecktes Mauerwerk gibt keinen richtigen Aufschluß über die Technik der Ausführung. Die Mauerung in den abgetragenen Bogen bildete einen Keil, der die Bogenreste auseinander preßte und die ganze Konstruktion, anstatt sie zu verbessern, nur verschlechterte.

Da zum Mauerwerk der Gebäude nicht immer guter Mörtel (schlechter Sand, manchmal nur Lehm) benutzt worden war, so wurde eine Verstärkung am Mauerwerk angebracht. Dazu wurden die Fugen gereinigt und die Wände sowohl von außen als auch von innen auf dem Netze torkretiert (Abb. 16).



Abb. 11. Das Auseinandernehmen der gerissenen Wände zur Erneuerung. Die Decken sind gepölzt.

Allgemeine Folgerungen.

Zugleich mit der Zusammenstellung der Regeln für die Wiederherstellung der Bauten nach dem Erdbeben wurden auch Regeln für ein antiseismisches Bauen für die Krim im allgemeinen ausgearbeitet, von denen die wichtigsten folgende sind:



Abb. 12. Schlitze in den Wänden in Höhe der Fensterstürze zur Verstärkung der Wände mit Eisenbetongurten.

Das Gebäude muß sich mit der längsten Seite als Maximumlinie (Azimut) nach der seismischen Erdstoßrichtung orientieren. Diese Erdstöße kommen in der Krim von der Meeresseite her.

Kurze Seitenwände erscheinen am leichtesten Beschädigungen aus-

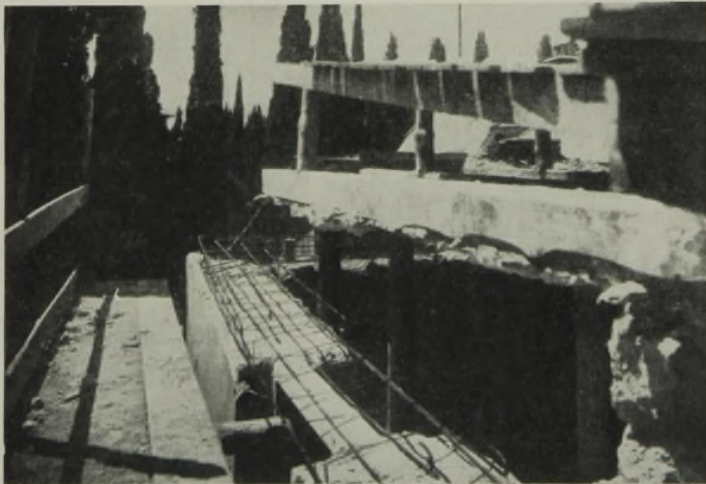


Abb. 14. Die Wände sind bis zu den Fensterstürzen abgetragen. Es wird ein Eisenbetongurt in der ganzen Wandbreite angebracht.

gesetzt. Sie müssen besonders fest gebaut werden, möglichst ohne Fenster und Türen.

Die Höhe des Gebäudes darf nicht mehr als zwei Stockwerke betragen. Bei Bauten mit mehr als zwei Geschossen ist schon Eisenbeton zu empfehlen.



Abb. 15. Ersatz der Bogen durch Eisenbetonbalken.



Abb. 13. Schlitze in den Wänden und das Aufstellen der Eisenbetongurte.

Das Gewicht der oberen Stockwerke soll möglichst erleichtert werden. Leichte, abschüssige Dächer sind vorzuziehen.

Da sich die seismischen Wellen mit der Tiefe vermindern, so muß das Fundament sehr tief angelegt werden und besonders kräftig sein. Die Fundamenttiefe soll nicht weniger als 1 m betragen. Pfähle sind als sehr zweckmäßig zu empfehlen.

Es empfiehlt sich ferner, um die Gebäude herum den Boden aufzulockern (Puffer).

Gewölbe und Kuppeln sind für den Bestand der Gebäude verderblich. Mauerbankettfundamente sind gefährlich. Zur Erzielung der Gebäudestandfestigkeit ist es zweckmäßig, die Bauten waagrecht abzugleichen. Hat das Gebäude Teile von verschiedener Höhe, so ist man gezwungen, einen senkrechten Einschnitt anzuordnen.

Die Frage, ob das Mauerwerk aus Ziegel oder natürlichem Stein auszuführen sei, ist von viel geringerer Bedeutung als die Qualität des Mörtels. Da in der Krim der Muschelkalk ein schwaches Gestein ist, so ist der Ziegel vorzuziehen. Das Ziegelmauerwerk soll ausschließlich in Zementmörtel 1:4 bis 1:6 ausgeführt werden. Das Mauerwerk der Wände soll gleichartig sein; darum ist es zweckmäßiger, das ganze Gebäude aus einem Material aufzubauen, — wenn auch aus einheimischem Gestein — als ein gemischtes Mauerwerk anzuwenden.

Was die Wahl der Baustelle betrifft, so muß diese mit besonderer Vorsicht getroffen werden. Je dicker die lockere Bodenschicht ist, desto weniger brauchbar ist sie zur Errichtung von Bauten. Das Vorhandensein der Bodenschicht trägt zur Verstärkung der seismischen Wellen bei. Die Rutschung vergrößert die Zerstörung des Gebäudes beim Erdbeben.

Die Verstärkung der Wände geschieht in Höhe von Fundamentoberkante, dann in jedem Stockwerk in Höhe der oberen Fensteröffnungen und endlich unter dem Gesims. Hier müssen Eisenbetongurte untergelegt werden. Die Fenster- und Türenstürze sollen nur aus Eisenbeton hergestellt werden. Bei engen Fensteröffnungen wird empfohlen, zwei oder sogar drei Fensterstürze übereinander vorzusehen.

Dachziegel sind nicht zuzulassen; man ersetze sie durch Ruberoid oder Eternit.



Abb. 16. Bewehrung der Wände durch ein Netz zur Verstärkung ihrer Standfestigkeit mittels Torkret.

Alle Rechte vorbehalten.

Sicherung von Fels-Anschnitten.

Von Prof. Dr.-Ing. Wentzel, Aachen.

Beim Lehnbau für Eisenbahnen oder Straßen können sich wesentliche Schwierigkeiten des Felsbaues ergeben, wenn die Felschichten annähernd gleichlaufend mit der Bahnachse streichen und in gleicher Neigung mit der Geländeoberfläche zur Bahn abfallen.

Das Aufsetzen der talseitigen Stützmauer ist dabei noch verhältnismäßig leicht und sicher in der Weise zu lösen, daß sie auf einzelnen in sicherer Tiefe gegründeten Pfeilern aufgebaut wird, zwischen denen die Felschichten stehen bleiben können, so daß eine gefahrverursachende durchgehende Einschneidung der Felschichten vermieden wird (Abb. 1).

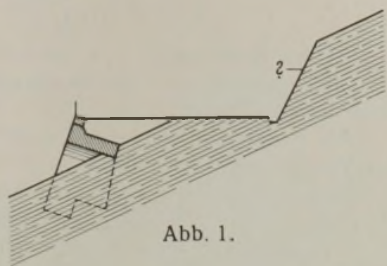


Abb. 1.

Dagegen muß ja auf der Bergseite den Felschichten durchgehends ihre Stütze genommen werden. Liegen die Schichten nur in losem Zusammenhang aufeinander, befindet sich womöglich zwischen ihnen eine dünne tonige Schicht bzw. Haut, die bei Durchfeuchtung schmierig wird, so kann es schon beim Bau infolge einer Störung des labilen Gleichgewichtes, zumal durch Erschütterung beim Sprengen, im übrigen unter dem Einfluß der Witterung oder von Verkehrserschütterungen, später zu weit ausgreifenden Ablösungen der ausfallenden Felschichten kommen, wenn diesen nicht durch starke Sicherungen der Felsböschung vorgebeugt wird.

Außerordentliche Schwierigkeiten dieser Art haben sich beim Bau der Südrampe der Lötschbergbahn ergeben, über die Andrae seinerzeit eingehend mit sehr lehrhaften Abbildungen berichtet hat.¹⁾

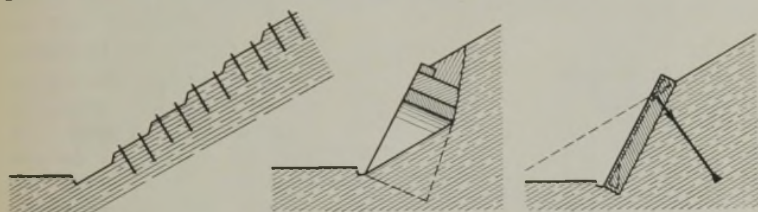


Abb. 2.

Abb. 3.

Abb. 4.

Aber auch bei uns in Deutschland kann der aufmerksame Beobachter viele Felsanschnitte mit solch ungünstig ausfallenden Schichten feststellen, wo man der Rutschneigung entweder schon beim Bau oder aber im Laufe der Zeit durch weitgehende Abflachung der Böschung Rechnung getragen hat.

¹⁾ S. Schweiz. Bauztg.

Zur Verringerung des Abtrages und des Grunderwerbs ist u. a. bei der Lötschbergbahn das Mittel angewandt worden, daß die Felschichten nach Abb. 2 durch schwere, in vorgebohrte Löcher einzementierte Runden eisen miteinander gewissermaßen vernagelt worden sind. Aber auch diese Sicherung bedingt mehr oder minder ausgreifende Ablösungen.

Stützmauern müssen, da unter schwer berechenbarem Schub stehend, als Schwergewichtmauern sehr stark gemacht werden, können aber vielleicht nach Abb. 3 etwas billiger ausgeführt werden. Naheliegender ist natürlich auch eine zuverlässige Verankerung bis in die sicheren Felschichten hinein. Wird dann die Mauer durch Eiseneinlagen biegezugsfest gemacht, so würde eine die Mauer in ihrem oberen Teile fassende Ankerreihe genügen nach Abb. 4.

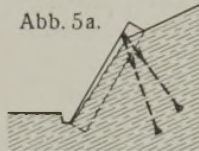


Abb. 5a.

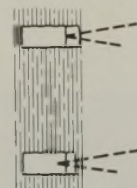


Abb. 5b.

Wegen der unberechenbaren Rutschgefahr wird man aber die Mauer in kurzen Teillängen ausführen müssen, um ein Freilegen des unsicheren Felsanschnittes auf größere Länge zu vermeiden. Auf dem Wege über solch stückweise Ausführung kommt man dann zu der einfacheren und billigeren Lösung, daß der Fels zunächst nur für einzelne Eisenbetonrippen herausgesprengt wird, die dann durch starke Eisen in den sicheren Felschichten verankert werden (Abb. 5a u. b).

Die zwischenliegende Felsmasse wird zunächst in Ruhe gelassen und erst nach vollständiger Erhärtung der Eisenbetonrippen vorsichtig fortgesprengt.

Dann liegt die Frage nahe, ob überhaupt eine Sicherung der Zwischenfelder des Felsanschnittes noch nötig ist. Man wird in vielen Fällen darauf verzichten dürfen, wenn die Felschichten einigermaßen in sich gesund sind, so daß man sie gewissermaßen als Felsbretter ansehen kann, die sich — scherfest in sich — gegen die ihnen vorgestellten Halteböcke legen. Deren Abstand ist natürlich der Zuverlässigkeit des Gebirges anzupassen.

Es wird im allgemeinen praktischer sein, die Sicherheit nicht in einem Ankereisen zu suchen, zumal für die dementsprechend weiteren Bohrlöcher schwerere Bohrmaschinen angesetzt werden müßten, sondern die Verankerung auf zwei oder mehr Eisen zu verteilen.

Für eine etwa noch erforderlich erachtete Aufrauung oder auch untere Ausweitung der Bohrlöcher gibt es Sondergeräte.²⁾

Da ich die hier vorgeschlagene Felsanschnitt-Sicherung noch nicht ausgeführt gesehen habe, sei sie hiermit angeregt. Sollte sie schon irgendwo angewandt sein, so würde eine nähere Mitteilung über die damit gemachten Erfahrungen von Interesse sein.

²⁾ Näheres hierüber s. Internat. Zeitschr. f. Bohrtechnik 1928, Heft 14.

Über die Zulässigkeit höherer Beanspruchungen des Betons unter den Fußplatten von Stahlstützen und einfacher Ausbildung der Stützenfüße.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. J. Greiner, Wandsbek.

Fußplatten mittig belasteter Stützen werden gewöhnlich nach einer zulässigen Beanspruchung des Betons bemessen, die für bewehrten Beton $\frac{1}{3}$, für unbewehrten $\frac{1}{4}$ der Würfelfestigkeit beträgt. Dabei ergeben sich große Fußplatten, die durch Winkel und Bleche kräftig ausgesteift werden müssen, wenn der Druck sich gleichmäßig auf die ganze Fläche verteilen soll. Die Füße werden dadurch schwer und teuer und erfordern außerdem eine erhebliche Bauhöhe. Ferner besteht oft die Gefahr, daß nur ein Teil der Fläche trägt, weil es schwierig ist, große Platten ganz gleichmäßig mit Zementmörtel zu untergießen oder zu unterstopfen.

Eine so niedrige Beanspruchung des Betons auf den Kopfflächen von Fundamenten ist aber nicht begründet. Schon 1922 ist von Gehler die Tragfähigkeit von Fundamentkörpern auf Grund versuchsmäßiger und theoretischer Unterlagen ausführlich erörtert worden¹⁾. Daraus geht hervor, daß neben der Würfelfestigkeit die Form des Körpers ausschlaggebend für die Bruchlast ist, und daß die auf die belastete Fläche bezogene Beanspruchung ein Vielfaches der Würfelfestigkeit werden kann.

Um für einen bestimmten Fall zu einer wirtschaftlichen Ausbildung von Stützenfüßen zu gelangen, hat die Hamburger Hochbahn AG im Jahre 1932 im Baustoffprüflaboratorium der Technischen Staatslehranstalten Hamburg eine Reihe von Versuchen mit größeren Fundamentkörpern anstellen lassen. Ihre Gestalt ist aus Abb. 1 ersichtlich. Sie wurden sämtlich ebenso wie die Würfel in gehobelten, geölten Holzformen hergestellt.

¹⁾ Prof. Dr.-Ing. W. Gehler, Die Beanspruchungen in Betonfundamenten, Bauing. 1922, Heft 14/15.

Die belasteten Flächen wurden durch eine dünne Abgleichsschicht aus einer schnellbindenden Mischung von Schmelzzement und Portlandzement mit Hilfe von Spiegelglas-scheiben völlig eben abgeglichen. Für Teilbelastung wurden Spiegelglasplatten mit derselben Masse aufgekittet.

Die Ergebnisse sind als Mittel aus je drei Versuchen in Tafel 1 zusammengestellt.

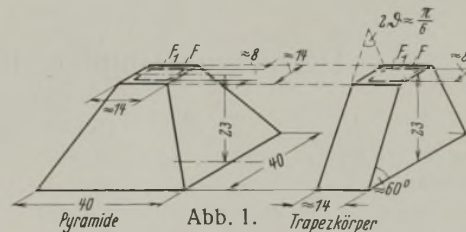


Abb. 1.

Tafel 1. Würfelfestigkeit 216 kg/cm² (Würfelseite 18 cm), Kiesbeton 1:4, erdfeucht.

	Vollbelastung $\sigma_B = \frac{P_B}{F}$	Teilbelastung $\sigma_{B_1} = \frac{P_B}{F_1}$	$\frac{F}{F_1}$	$\frac{\sigma_B}{W}$	$\frac{\sigma_{B_1}}{\sigma_B}$
Trapezkörper	268	—	1	1,24	—
"	—	440	2,88	—	1,64
Pyramide	525	—	1	2,43	—
"	—	753	2,74	—	1,44

Bei Vollbelastung der Kopffläche wurde mithin die auf die belastete Fläche bezogene Bruchbeanspruchung bei den Trapezkörpern auf das rd. 1,2fache, bei den Pyramiden auf das rd. 2,4fache der Würfel Festigkeit gesteigert. Der räumliche Spannungszustand des nach allen vier Seiten verbreiterten Körpers liefert also eine viel höhere Bruchlast als der mehr dem ebenen Spannungszustand nahe kommende des zweiseitig verbreiterten Körpers. Für letzteren würde man nach den Ergebnissen der von Gehler angeführten Versuche mit Zementmörtel 1:2

$$\sigma_B = W \left(1 + \frac{\vartheta}{2}\right) = W \left(1 + \frac{\pi}{12}\right) = 1,26 W$$

zu erwarten haben, in guter Übereinstimmung mit dem hier gemessenen Werte von 1,24 W. Der Winkel ϑ ist aus Abb. 1 ersichtlich.

Wird nur ein mittig gelegener Teil F_1 der Kopffläche F belastet, so vermindert sich die Bruchlast, während sich die auf F_1 bezogene Bruchspannung σ_{B_1} vergrößert. Nimmt man das aus Versuchsergebnissen mit Rechteckkörpern abgeleitete und in den Bestimmungen des Deutschen

Ausschusses für Eisenbeton 1932 angeführte Gesetz $\sigma_{B_1} = \sigma_B \sqrt{\frac{F}{F_1}}$ auch hier als gültig an, so würde für

$$\begin{aligned} \text{den Trapezkörper } n &= \frac{\log 2,88}{\log 1,64} = 2,14, \\ \text{für die Pyramide } n &= \frac{\log 2,74}{\log 1,44} = 2,76 \end{aligned}$$

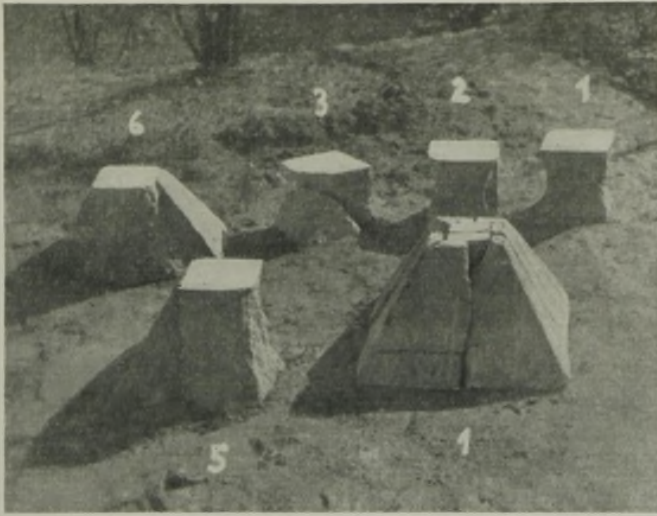


Abb. 2.

sein, d. h. bei dem Trapezkörper ist der Abfall der Bruchlast geringer als bei der Pyramide. Dies ist wahrscheinlich darauf zurückzuführen, daß sich bei dem Trapezkörper in diesem Falle auch ein räumlicher Spannungszustand ausbilden kann.

Abb. 2 gibt ein Lichtbild einiger Körper wieder, aus dem die Bruchform zu erkennen ist. Bei achsrechtem Bruch ergab sich in allen Fällen bei Vollbelastung der Kopffläche die aus dem Würfelbruch bekannte Doppelpyramide, umgeben von losgelösten Schalen. Bei Teilbelastung bildete sich stets ein Druckkeil unter der belasteten Fläche, der den Körper auseinander sprengte. Trotz sorgfältiger Herstellung zeigten einige Körper nicht normalen Bruch, z. B. Würfel 3; diese ergaben stets unter

dem Mittel liegende Bruchlasten, jedoch nicht derart, daß sie bei der Mittelbildung hätten ausgeschlossen werden dürfen.

Auf Grund der Versuche wurden bei der Ausführung folgende zulässige Spannungen $\sigma_{F_{zul}}$ auf der Kopffläche von Fundamenten angenommen:

$$\sigma_{F_{zul}} = 1,2 \sigma_{zul} \sqrt{\frac{F}{F_1}} \text{ für Trapezkörper,}$$

$$\sigma_{F_{zul}} = 2,4 \sigma_{zul} \sqrt[3]{\frac{F}{F_1}} \text{ für Pyramiden.}$$

σ_{zul} ist die nach Teil A, § 29, Tafel 3 oder Teil C, § 12 der Eisenbetonbestimmungen von 1932 für bewehrten oder unbewehrten Beton zulässige Druckbeanspruchung.

Als Höchstwert wurde $\sigma_{F_{zul}} = W$ gewählt, um möglichst innerhalb des Versuchsbereichs zu bleiben.

Diese höheren Spannungswerte setzen voraus:

1. eine dem Versuchskörper mindestens entsprechende Form der Fundamente; aus Versuchen mit einseitig gedrückten Körpern, die zu anderen Zwecken angestellt wurden, darf geschlossen werden, daß ein Mehr an Masse auch bei einseitiger Anordnung die Bruchlast nicht oder nicht wesentlich beeinträchtigt;
2. festen Zusammenhalt in der Fußfläche; diese muß entweder auf einem festen Körper, z. B. einer durchgehenden Eisenbetonplatte, aufrufen oder bewehrt sein, oder der Körper muß so hoch sein, daß die Bruchflächen die Sohle nicht mehr schneiden;
3. vorwiegend ruhende Last.

Sind diese Voraussetzungen erfüllt, so erhält man unter Berücksichtigung der wirklichen Festigkeit der Fundamente so kleine Fußplatten, daß sie sich leicht aus einem Stück ohne weitere Aussteifung ausführen lassen. Die Platten wurden auf Biegung berechnet derart, daß für jede beliebige lotrechte Schnittebene die Beanspruchung innerhalb der zulässigen Grenze blieb. Sie wurden mit ringsherum laufenden Kehlnähten an die Stütze angeschweißt und erhielten Löcher zum Vergießen.

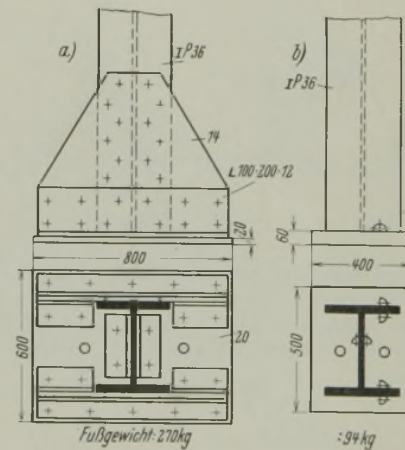


Abb. 3.

In Abb. 3a ist ein Stützenfuß in üblicher, genieteter Ausführung dargestellt, in Abb. 3b derselbe in der verkleinerten Form, beide mit Angabe des Eisengewichts. Der kleinere Fuß ist nicht nur viel billiger, sondern auch besser, da er tatsächlich eine gleichmäßige Pressung gewährleistet und sich zuverlässig untergießen läßt. Fußplatten nach Abb. 3b sind im zweiten Bauabschnitt des Alstertunnels der Untergrundbahnlinie Kellinghusenstraße—Jungfernstieg in Hamburg²⁾ verwendet worden.

Es wäre sehr erwünscht, die Versuche auf andere Fundamentformen und bewehrten Beton auszudehnen, damit man sich allgemein die hohe Bruchlast solcher Körper zunutze machen kann und nicht Füße in unnötig großen Abmessungen baut.

²⁾ Vgl. Bautechn. 1933, Heft 54, S. 715.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Rammstahlpfahl für Pfahlrostbauwerke.

Von Dr.-Ing. Agatz, Berlin.
(Schluß aus Heft 5.)

Da erst bei Belastung von 30 bis 40 t an meßbare Senkungsziffern sich ergaben, wurde im Durchschnitt erst von hier an abgelesen, und die Belastung wurde mit jeweils 10 t bei einer durchschnittlichen Belastungsdauer von 10 min gesteigert. Gemessen wurde die gesamte Senkung nach jeder Belastung und die bleibende Senkung nach jeder Entlastung. Da es sich im vorliegenden Falle um ein Stützbauwerk mit wechselnder Belastung handelt, muß die gesamte Senkung, die sich aus der elastischen Formänderung des Pfahles und des Untergrundes und der bleibenden Senkung zusammensetzt, der Ermittlung der zugehörigen Tragfähigkeit zugrunde gelegt werden. Außerdem wurden vermerkt die Anzahl der Hitzten zu 10 Schlag, Eindringung je Hitze und Arbeitsvermögen beim Rammen, damit ein klares Bild über die Wertigkeit der Pfähle zu gewinnen ist.

Die Rammtiefe der Probepfähle betrug . . . rd. 10,80 m,
die Rammtiefe der Ladebühnenpfähle . . . rd. 10,50 m,
die Rammtiefe der Kaimauerpfähle . . . rd. 10,00 m.

Das Ergebnis der Probelastungen, die wegen der Konstruktion des Belastungswagens bei den Probepfählen nur bis 100 t, bei den Kaimauerpfählen bis 130 t gesteigert wurden, ist aus der Auftragung Abb. 6 zu erkennen; es läßt folgende Schlüsse zu:

1. Der Stahlpfahl IP 24 ohne Verstärkung zeigt deutlich, daß er wohl leichte Rammpfahl, aber keine große und sichere Tragfähigkeit besitzt. Etwa bei 50 t Belastung ist die Grenzbelastung Q_g erreicht. Ein nicht viel günstigeres Bild brachten weitere Probelastungen. Er ist also in seiner eigenen Form als Tragpfahl nicht zu gebrauchen.

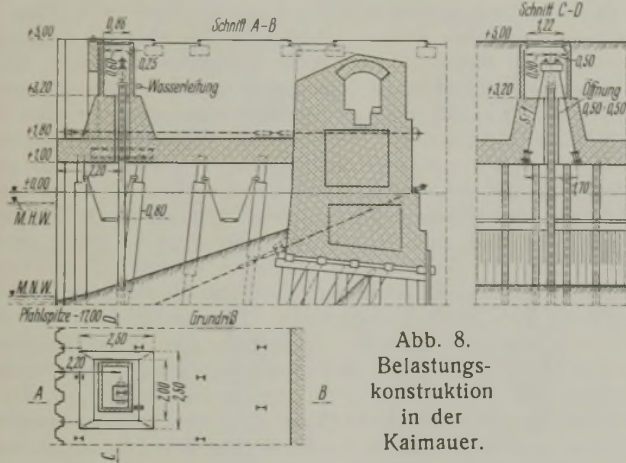
2. Die nächsten sechs Rammfähle haben eine Verstärkung von 2 bis 7 m Länge erhalten, aber für alle ist die 1 m lange Spitze beibehalten. Sie zeigen mit geringen Abweichungen, daß die Länge der an die Spitze anschließenden parallelen Flacheisen unter den obwaltenden Bodenverhältnissen keinen wesentlichen Einfluß auf die Erhöhung der Tragfähigkeit ausübt. Das Nachgeben des Pfahles (Q_g) bei den 2 und 3 m langen Flacheisen beginnt bei 50 bis 60 t, bei den 6 und 7 m langen Flacheisen bei

70 bis 80 t. Die zusätzlichen Kosten für die längeren Flacheisenstücke zeitigen jedoch keine entsprechenden Vorteile hinsichtlich der Erhöhung der Tragfähigkeit.

3 Das Bild ändert sich aber sofort, wenn man die Flacheisen spitze auf 5 und 6 m verlängert und dabei die anschließenden parallelen Flacheisen auf 2 und 3 m verringert. Auffallend ist bei beiden, daß sofort die Tragfähigkeit unter einer gleichmäßigen und nur unwesentlich zunehmenden Gesamtsenkung bis auf 100 t heraufgeht, wobei letztere noch viel geringer ist als diejenige der Pfähle unter Punkt 2 bei 60 t Last. Auch die bleibende Senkung beginnt für den Pfahl mit 6 m Spitze und 2 m parallelen Flacheisen erst bei 70 t. Der Pfahl mit 2 und 3 m parallelen Flacheisen und 5 bzw. 6 m Spitze zeigt sich also den übrigen Pfählen weit überlegen.

4. Die Belastungsversuche mit den übrigen Stahlpfählen unter Verwendung anderer Verstärkungsstrukturen weisen keine Vorteile gegenüber den Pfählen unter Punkt 3, zum Teil auch gegenüber denen unter Punkt 2 auf. Nur der Pfahl 25 zeigt ein günstigeres Bild, wo ein Nachgeben (Q_g) erst bei 80 bis 90 t auftritt. Die Verstärkungsstruktur weist dafür aber erhebliche konstruktive und ramntechnische Nachteile auf, ohne daß die gleiche Tragfähigkeit wie unter Punkt 3 erreicht wird.

Das Hafenaumt Bremen wählte folgerichtig den Pfahl mit 5 m Spitze und 3 m langen anschließenden parallelen Flacheisen für den Kaimauerbau. Die Probelastung der Pfähle I bis IV im Bauwerk selbst (Abb. 8) zeigte nach Fertigstellung ein noch günstigeres Bild, insofern als bei einer Belastung von 100 t erst eine Gesamtsenkung von 0,5 bis 2,5 mm, bei 130 t von 0,75 bis 6,5 mm entstand. Ein allmähliches Nachgeben (Q_g) der Pfähle I bis III beginnt bei 120 t. Bei Pfahl IV konnte bei 130 t auch ein allmähliches Nachgeben nicht festgestellt werden.



Die Tragfähle für die Ladebühne waren wegen der geringen Belastung im Bauwerk von nur rd. 15 t wesentlich kürzer gehalten. Pfahlänge 11,5 m, Spitzenlänge 4,5 m, Länge der parallelen Flacheisen 1 m. Die Probelastung bei 30 cm Eindringung in der letzten Hitze ergab eine Tragfähigkeit von rd. 30 t bei nur 0,5 bis 1 mm Gesamtsenkung.

Vergleicht man nunmehr die Belastungsergebnisse mit dem Arbeitsvermögen, der Anzahl der Hitzten und der Eindringung in der letzten Hitze während des Rammvorganges, so ergeben sich bei den einzelnen Versuchsgruppen:

1. bei durchschnittlich 1,5 tm Arbeitsvermögen eine Eindringung in der letzten Hitze im Durchschnitt von 15 bis 20 cm bei Erreichung der vorgeschriebenen Rammtiefe und rd. 30 Hitzten zu 10 Schlag;
2. bei durchschnittlich 1,5 tm Arbeitsvermögen eine Eindringungstiefe im Durchschnitt von 15 cm in der letzten Hitze bei Erreichung der vorgeschriebenen Rammtiefe und bei rd. 40 bis 60 Hitzten zu 10 Schlag;
3. bei durchschnittlich 1,5 tm Arbeitsvermögen eine Eindringung in der letzten Hitze im Durchschnitt von rd. 8 cm bei Erreichung der vorgeschriebenen Rammtiefe und rd. 60 bis 70 Hitzten zu 10 Schlag;
4. bei rd. 1,5 tm Arbeitsvermögen eine Eindringung in der letzten Hitze von rd. 10 cm bei Erreichung der vorgeschriebenen Rammtiefe und rd. 40 bis 50 Hitzten zu 10 Schlag.

Die Kaimauerpfähle ergaben bei im Durchschnitt 3 bis 6 tm Arbeitsvermögen eine Eindringung in der letzten Hitze von 10 bis 22 cm bei Erreichung der vorgeschriebenen Rammtiefe und rd. 50 bis 60 Hitzten zu 10 Schlag.

Die Ladebühnenpfähle ergaben bei 1,8 tm Arbeitsvermögen eine Eindringung in der letzten Hitze von 40 cm bei Erreichung der vorgeschriebenen Rammtiefe und rd. 12 bis 15 Hitzten zu 10 Schlag.

Zusammenfassung: Faßt man die vorliegenden Ergebnisse zusammen, so zeigt sich, ohne daß man vorerst die Parallele zu den Holz- und Eisenbetonpfählen zieht, die ich später noch näher behandeln werde, daß der verstärkte Stahlpfahl auf die jeweils vorliegenden Untergrundverhältnisse auf Grund von Proberammungen und Probelastungen

leicht abgestellt werden kann, und zwar sind Profil und Pfahlspitzenlänge und damit die Lage der Verstärkung die ausschlaggebenden Faktoren für seine Tragfähigkeit, wobei beide wiederum zu der Beschaffenheit des Untergrundes in Wechselbeziehung stehen. Wesentlich ist, daß die Verstärkung in dem oberen Teil der tragfähigen Bodenschicht sitzt und die Spitze lang gehalten wird. Die Untersuchungen zeigen ferner, daß die Länge der Verstärkung keinen maßgebenden Einfluß auf die Tragfähigkeit hat. Sie braucht also nur so lang zu sein, daß die Schweißnähte die beim Rammen auftretenden Kräfte aufnehmen können, und daß der zwischen den Flanschen zusammengepreßte Boden nicht oberhalb des Verstärkungsansatzes zwischen die Flansche ausweichen kann.

Die Herstellung des Pfahles bedeutet walztechnisch nicht nur keine Schwierigkeit, sondern vermeidet Herstellung neuer Walzen. Die Verstärkungsstruktur in Gestalt von Flacheisen kann schweißtechnisch einfach und sicher an die Trägerform angebracht werden. Der Baustoff Stahl gestattet das Einbringen des Pfahles durch fest gelagerte Sandschichten bis auf große Tiefen, ohne daß die unbedingte Gefahr von Zerstörungen beim Rammen in Kauf genommen zu werden braucht. Obwohl bei dem vorliegenden Bauwerk auch mit St 37 die erforderlichen Rammtiefen erreicht werden konnten, liegt es auf der Hand, daß die zum größten Teil erst bei der letzten Hitze aufgetretene Verformung des Pfahlkopfes bei Verwendung von Sonderstählen wie, z. B. dem Resista-Stahl, voraussichtlich vermieden oder doch wenigstens stark eingeschränkt werden kann, wie es bei den Spundbohlen aus Resista-Stahl bei dem gleichen Bauwerk sich gezeigt hat. In manchen Fällen ist ein verformter Kopf für ein sicheres Einbinden in die Eisenbetonrostplatte, besonders bei Zugpfählen, von Wert. Die festgestellte Gesamtsenkung der Stahlpfähle im Bauwerk mit 0,5 bis 2,5 mm bei 100 t Belastung muß als überaus günstig bezeichnet werden. Man wird bei Pfahlfundamenten immer diejenige Pfahlkonstruktion in erster Linie berücksichtigen, die die geringste Gesamtsenkung unter der höchsten Last zeigt, zumal die Auswirkung nachträglicher Setzungen auf das Bauwerk selbst, besonders unter wechselnder Last, nicht in allen Fällen übersehen werden kann.

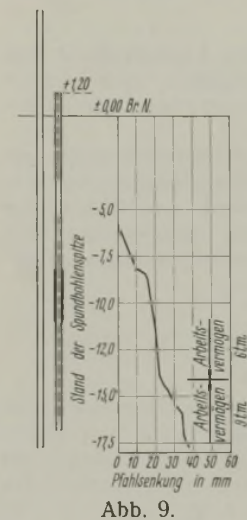


Abb. 9. Rammbeeinflussung.

Die Ausnutzung der Tragfähigkeit von Pfählen hängt von folgenden Faktoren ab:

- a) genügend weite Entfernung voneinander, damit gegenseitige Rammbeschädigungen nicht entstehen können;
- b) Sicherung gegen gegenseitige Rammbeeinflussung, wie es Abb. 9 zeigt, wo die Stahlspundwand den in 60 cm Entfernung stehenden Stahlpfahl bis zu 40 mm mitgehen läßt;
- c) der jeweiligen Bodenschicht entsprechende Entfernung voneinander, daß gegenseitige Beeinträchtigung des zur Aufnahme der Pfahllast herangezogenen Bodens nicht auftritt;
- d) Ausbildung der Rostplatte, deren Wirtschaftlichkeitsgrenze von Pfahlstellung, Form der Platte, Größe und Richtung der angreifenden Kräfte abhängig ist;
- e) Höhenlage der Rostplatte;
- f) Art und Verwendungszweck des Bauwerks.

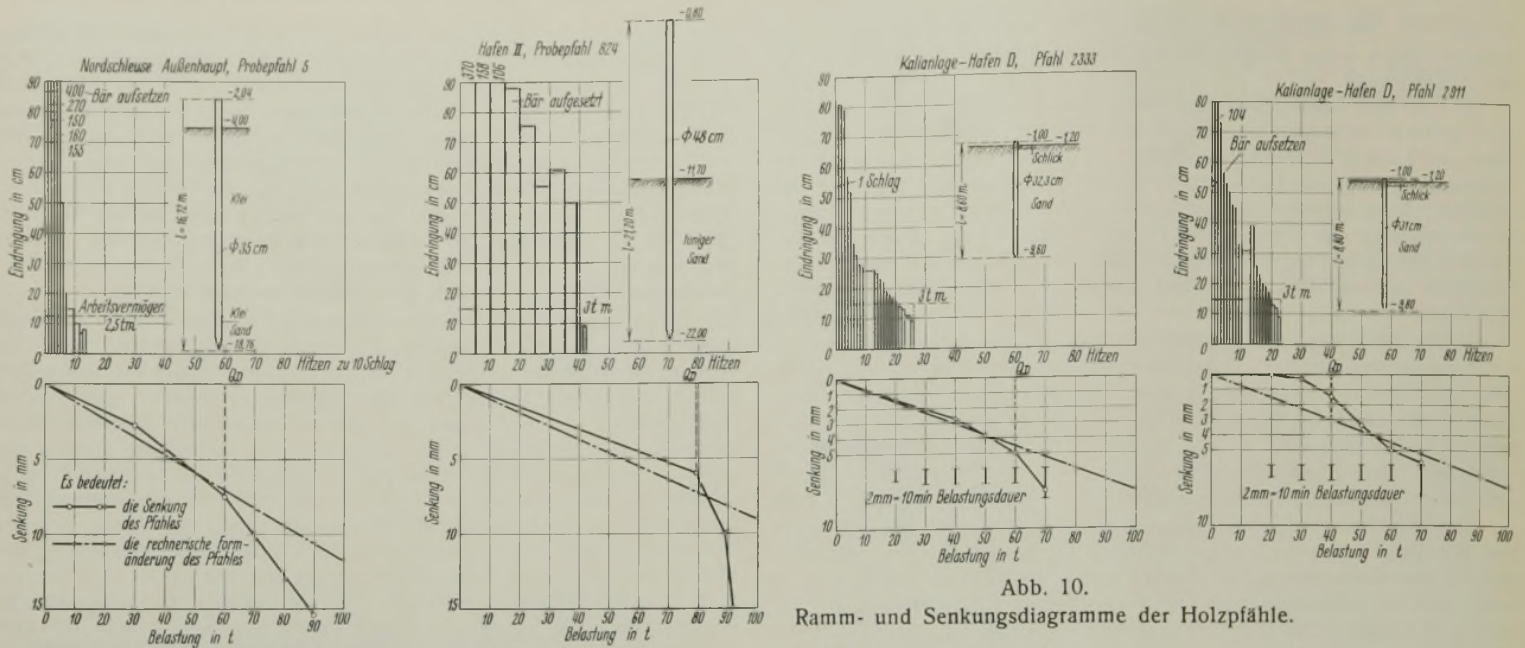
Der weitere Vorteil liegt in der wesentlichen Verkürzung der Rammzeit, weil der Stahl nicht nur unbeschadet ein Arbeitsvermögen von 6 tm bei 111 cm² Querschnitt verträgt, wie es St 37 für die Pfähle bewiesen hat, sondern voraussichtlich auch noch ein wesentlich höheres Arbeitsvermögen zulassen wird, wie es die Rammung mit den Resista-Stahlbohlen für das gleiche Bauwerk gezeigt hat.

3) Die Holzpfähle.

Zieht man nunmehr die bei annähernd gleichen Bodenverhältnissen gerammten Holzpfähle für die Kalianlage zum Vergleich heran, so ist dabei zu berücksichtigen, daß es sich bei den Holzpfählen um durchschnittlich 8,5 bis 9,5 m lange Pfähle handelt bei einer Rammtiefe von rd. 8 bis 9 m, ein Maß, das für Holzpfähle selten bei Sand überschritten wird. Der Untergrund besteht wie bei den Stahlpfählen überwiegend aus Sand, wie Abb. 10 erkennen läßt.

Das Arbeitsvermögen betrug im Durchschnitt 3 tm, die Eindringung in der letzten Hitze im Durchschnitt 12 cm bei Erreichung der vorgeschriebenen Rammtiefe und rd. 20 bis 25 Hitzten zu 10 Schlag. Die Belastungsdauer betrug ebenfalls 10 min, die Last wurde um jeweils 10 t gesteigert, gemessen wurde die Gesamtsenkung. Der Pfahldurchmesser betrug 32 cm, das Pfahlgewicht 0,5 t.

Als Ergebnis ist festzustellen, daß die Gesamtsenkung bereits unter einer Last von 60 t im Durchschnitt auf 5 mm heraufging. Das Nach-



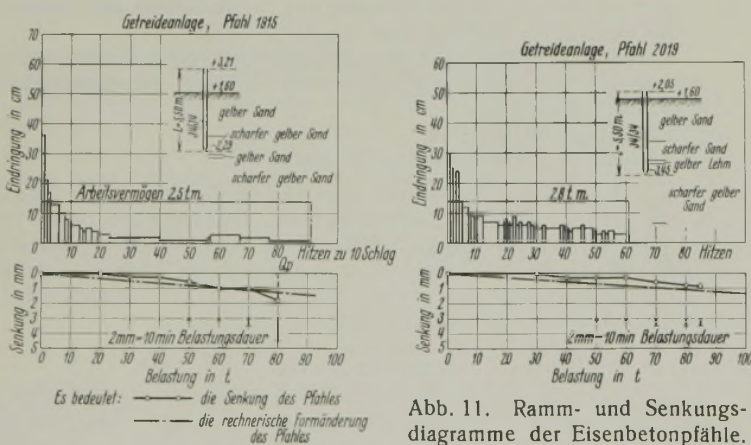
geben des Pfahles trat etwa bei 70 t ein. Dieses Ergebnis deckt sich annähernd mit den Belastungserfahrungen an Holzpfählen auch größerer Länge und geringerer Eindringung in den Boden während der letzten Rammhitze.

In Ausnahmefällen ist das Nachgeben von Holzpfählen unter Last erst bei 80 bis 90 t eingetreten. So erzielte die Probebelastung eines in tonigen Sand gerammten Holzpfahles der Kajemauer am Hafen II von rd. 21 m Länge mit rd. 11 m Rammtiefe und einer Eindringung in den letzten drei Hitzen von 12, 9 und 9 cm bei 3 tm Arbeitsvermögen folgendes Ergebnis:

Gesamtsenkung	6 mm	bei 79 t Last
"	10 "	" " 89 t "
"	40 "	" " 94 t "
"	60 "	" " 99 t "

Die Probebelastung von mehreren rd. 14,0 m durch Kleiboden und dann rd. 1,5 m in sehr fest gelagerten diluvialen Sand gerammten, rd. 16,5 m langen Holzpfählen von rd. 35 cm mittlerem Durchmesser für die Nordschleuse in Bremerhaven, die in den letzten drei von insgesamt 14 bis 17 Hitzen eine Eindringung von 7 bis 10, 6 bis 8 und 4 bis 7 cm bei rd. 2,5 tm Arbeitsvermögen aufwiesen, ergab folgendes Bild:

Gesamtsenkung	2 mm	bei rd. 25 t Last
"	5,5 bis 7,5 mm	bei 60 t Last
"	11,5 "	15,5 " " 90 t "
"	18,0 "	" " 98 t "



γ) Die Eisenbetonpfähle.

Als weiterer Vergleich sind die Eisenbetonpfähle für die Getreideanlage herangezogen (Abb. 11), die bei einer Querschnittsbemessung von 34/34 cm eine Durchschnittslänge von 5,5 m und annähernd gleiche Rammtiefe hatten, eine Rammtiefe, die auch bei längeren Pfählen für derartig fest gelagerte Sande selten überschritten wird. Das Arbeitsvermögen betrug im Durchschnitt 2,8 tm, die Eindringung in der letzten Hitze durchschnittlich 2 cm bei Erreichung der erforderlichen Rammtiefe und im Durchschnitt 60 bis 90 Hitzen zu 10 Schlag. Die Gesamtsenkung von 1 mm wurde im Durchschnitt unter einer Belastung von 60 t erreicht, die bei einer Steigerung der Belastung auf 80 t sich in den Grenzen von 1 bis 2 mm hielt.

Abb. 10. Ramm- und Senkungsdiagramme der Holzpfähle.

Zusammenfassung.

Faßt man nunmehr die Ergebnisse der Rammung und Belastung von Pfählen aus den drei verschiedenen Baustoffen zusammen, so kann der Holzpfahl wohl mit einer erheblich geringeren Anzahl von Hitzen in den Untergrund eingetrieben werden. Andererseits hat aber die Erfahrung gelehrt, daß größere Rammtiefen im fester gelagerten Sandboden ohne Zerstörung des Holzgefüges nicht einwandfrei erzielt werden können. Bei tiefliegenden Sanden, wie z. B. an der Unterweser, darf die reine Ramm-eindringung die Grenzen von 1,5 bis 2 m nicht überschreiten. Des ferneren ergibt der Holzpfahl nur eine beschränkte Tragfähigkeit bei größerer Gesamtsenkung, die wohl in den meisten Fällen durch die starke elastische Formänderung des Holzes beeinflusst wird. Die zulässige Tragfähigkeit von Holzpfählen wird auch nach eingehender Probebelastung nicht über höchstens 40 bis 45 t hinausgehen können. Infolge des weichen Baustoffes sollte die Beanspruchung auf Druck 50 bis 60 kg/cm² bei Nadelholz unter Wasser nicht überschreiten. Das ergibt zwar für die der Untersuchung zugrunde gelegten Holzpfähle von 32 cm Durchm. eine theoretische Tragfähigkeit von 40 bis 48 t, von 35 cm Durchm. eine theoretische Tragfähigkeit von 48 bis 58 t, es ist aber zu berücksichtigen, daß außer der Druckbeanspruchung in vielen Fällen auch die Biegebungsbeanspruchung hinzukommt und die elastische Formänderung Maße annimmt, die nicht mehr zu vertreten sind. Das Arbeitsvermögen beim Rammvorgang läßt sich infolge des weichen Baustoffes nicht beliebig steigern, es überschreitet selten 2,5 bis 3,0 tm.

Andererseits zeigt der Eisenbetonpfahl eine dem Stahlpfahl wohl ebenbürtige Tragfähigkeit, jedoch bedingt sie eine schwerere Rammbarkeit, die auf die große Reibung zwischen Sand und Beton zurückzuführen ist. Sie kann zur Zerstörung des Betongefüges bei festgelagerten Sanden und größerer Rammtiefe führen. Die zulässige Tragfähigkeit von Betonpfählen kann infolge ihrer geringen Senkung unter der Last weit höher als von Holzpfählen gesetzt werden. Sie könnte beispielsweise auf 100 t auf Grund von Probebelastungen gesteigert werden, wenn nicht die für Eisenbeton in Sonderfällen noch zuzulassende Beanspruchung $\sigma = 60 \text{ kg/cm}^2$ dadurch überschritten würde. Für den zum Vergleich herangezogenen Eisenbetonpfahl von 34/34 cm ergibt sich damit die höchste Tragfähigkeit zu $60 \cdot 34 \cdot 34 = 70 \text{ t}$. Man geht jedoch im Durchschnitt nicht über 50 bis 55 t mit $\sigma = 45 \text{ bis } 50 \text{ kg/cm}^2$ hinaus. Auch hier tritt bei Stützbauwerken in vielen Fällen die Beanspruchung auf Biegung hinzu.

Für den Stahlpfahl ist die Gefahr der Zerstörung seines Gefüges durch den Rammvorgang nur dann noch zu erwarten, wenn er schwerste Hindernisse im Boden weder beiseitedrücken noch zertrümmern oder durchschlagen kann. Die meißeartige Anwendung ist aber nur für den Baustoff Stahl möglich. Mit seiner weitaus gefahrloseren Rammbarkeit gewinnt er den bedeutsamen Vorteil für alle diejenigen Bauwerke, deren Pfahlroste wegen der Bodenbeschaffenheit, der Standsicherheit oder der späteren Vertiefung der Sohle tief heruntergeführt werden müssen oder bei denen wegen der Zusammensetzung des Untergrundes bislang die Pfahlrammung nicht verwendet werden konnte. Seine Tragfähigkeit übersteigt die des Holzpfahles um mehr als 100% und die des Eisenbetonpfahles um rd. 40%, da bei 100 t für den vorliegenden Fall mit IP 24 erst eine Beanspruchung des Baustoffes mit 900 kg/cm² eintritt und gegenüber 130 t Last mit 6 mm Gesamtsenkung und rd. 1200 kg/cm² für St 37 noch rd. 30% Sicherheit vorhanden ist.

Die Belastung ergab für die Probemauerpfähle I und II bei 130 t Last eine Gesamtsenkung von 6 mm, die einer Formänderung des Pfahles auf

eine Länge von i. M. 11 m entspricht, d. h. der Pfahl sitzt von der Verstärkung ab, also da, wo die Reibung von Sand auf Sand eintritt, fest im Untergrund. Bei den Probepfählen III und IV betrug die entsprechende Formänderung nur 4 bzw. 0,5 mm.

Die erhöhte Tragfähigkeit ist also auf die Erzielung der Mantelreibung von Sand auf Sand in Höhe von fast 50% der Umfangfläche der Pfahlspitze zurückzuführen und nicht auf die Mantelreibung von Sand auf Stahl.

Setzt man bei den Stahlpfählen der Mauer die Sandreibungsfläche der Spitze mit $2 \cdot 0,20 \cdot 5 = 2,0 \text{ m}^2$ ein und berücksichtigt die Reibungsziffer $\text{tg } \delta = \text{tg } \rho = 0,6$ bis $0,7$ für die Sande an der Unterweser (Abb. 6), so ergibt sich nach Krey eine rechnerische Tragfähigkeit von 120 bis 140 t, die mit den ermittelten Probelastungsergebnissen bis zu 130 t sehr gut übereinstimmt. Die Ergebnisse der Proberammungen zeigen ferner, daß die Länge der Spitze und die Lage der Verstärkungsbleche von Probelastungen abhängig zu machen ist, d. h. man kann den Stahlpfahl ohne finanzielle Zubeße leicht den Untergrundverhältnissen elastisch anpassen. Ein weiterer Vorteil des Stahlpfahles liegt in seiner praktisch unbegrenzten Länge. Während diese beim Holz auf 20 bis 25 m bei 2,4 t Gesamtgewicht und beim normalen Eisenbetonpfahl sich auf etwa 18 m bei rd. 5 t Gesamtgewicht beschränkt, sind bereits probeweise Kastenbohlen, die aus zwei nur durch Stumpfschweißung miteinander verbundenen Stücken bestanden, mit 38 m Länge gerammt worden. Bei einer Länge von 25 m ergibt sich für den Stahlpfahl I P 24 einschließlich Verstärkungskonstruktion ein Gesamtgewicht von nur 2,4 t, also nicht mehr als das eines gleich langen Holzpfahles. Dieser Umstand ist naturgemäß für die Herstellung von Pfahlrostfundamenten nicht zu unterschätzen.

Vergleicht man die in nachstehender Tabelle zusammengestellten Werte für q_p und q_g , so zeigt sich, daß das Verhältnis $q_p : q_g$ mit i. M. 0,6 bis 0,7 bei Sandboden bedeutend über das von Terzaghi⁴⁾ angegebene Maß von 0,25 hinausgeht.

Tabelle 1. Proportionalitäts- und Belastungsgrenzen der untersuchten Stahl-, Holz und Eisenbetonpfähle.

Art	Pfahl Nr.	F cm ² gemittelt	Q _p t Prop.-grenze	q _p = $\frac{Q_p}{F}$	Q _g t Be-last.-grenze	q _g = $\frac{Q_g}{F}$	$\frac{q_p}{q_g}$	s cm bei Q _p Senk.	c = $\frac{Q_p}{sF}$	c' = $\frac{E}{1'}$	c' - c
Stahl	2	111	40	360	60	541	0,665	0,25	1442	2100	+ 658
"	6	125	50	400	80	640	0,625	0,10	4000	2890	-1110
"	8	125	40	320	80	640	0,500	0,17	1881	2790	+ 909
"	12	125	50	400	70	559	0,716	0,25	1599	3140	+1541
"	14	125	50	400	80	640	0,625	0,21	1906	2690	+ 784
"	17	125	100	800	—	—	—	0,28	2850	2635	- 215
"	18	125	50	400	60	479	0,836	0,30	1335	2340	+1005
"	19	125	40	320	60	479	0,668	0,28	1140	2590	+1346
"	20	125	80	640	—	—	—	0,29	2208	2590	+ 382
"	22	105	40	381	60	572	0,667	0,22	1729	3675	+1946
"	23	113	40	354	70	621	0,570	0,24	1478	3320	+1842
"	24	96	35	365	80	833	0,438	0,15	2428	3070	+ 642
"	25	85	70	823	90	1059	0,777	0,36	2385	2805	+ 420
"	26	85	40	472	60	706	0,668	0,30	1572	2635	+1036
"	27	61	40	656	80	1313	0,500	0,31	2117	3180	+1036
"	I	142	110	774	130	912	0,848	0,33	2345	1454	- 891
"	II	142	100	704	130	912	0,772	0,10	7040	1423	-5617
"	III	160	100	626	130	812	0,772	0,11	5640	1462	-4178
"	IV	160	120	750	—	—	—	0,07	10350	1462	-8888
"	83	96	35	365	—	—	—	0,10	3647	2700	- 947
"	88	96	25	260	—	—	—	0,10	2605	2710	+ 105
"	5	942	60	64	—	—	—	0,60	84	57	- 27
Holz	824	1590	80	50	—	—	—	0,75	85	85	- 0
"	2333	752	60	80	70	93,2	0,859	0,50	160	172	+ 12
"	2911	735	40	54	—	—	—	0,15	358	169	- 189
Eisenbeton	1915	1160	80	69	—	—	—	0,12	574	571	- 3
"	2019	1160	—	—	—	—	—	—	—	621	—

Die Senkungsziffer c wird bei Stahlpfählen infolge des geringen Querschnittes naturgemäß größer als bei Holz- und Eisenbetonpfählen. Die negative Differenz $c' - c$ besagt, daß die elastische theoretische Formänderung des Pfahles nicht erreicht wird. In Anbetracht der rohen Annäherung, die die Ziffer c darstellt, ist solchen Abweichungen aber kein allzu großer Wert beizumessen, außerdem auch, weil die Berechnung des theoretischen c' infolge der Annahme über die Verteilung der Reibung eine gewisse Unsicherheit enthalten kann. Immerhin geht aus den Werten hervor, daß der Stahlpfahl fest im Boden steht. Es scheint nicht ausgeschlossen, daß auch die Form des Pfahles von einem gewissen Einfluß auf die Konstanten c , q_p und q_g ist.

Jedenfalls erscheint es wünschenswert, Belastungsergebnisse von Pfählen in der von Terzaghi vorgeschlagenen Weise auszuwerten, um auf diese Weise ein einheitlich gekennzeichnetes Material zu erhalten,

4) Erdbaumechanik S. 281.

aus dem sich alsdann die noch offenen Fragen bezüglich der Tragfähigkeit von Rammpfählen vielleicht klären lassen könnten.

Die zulässige Tragfähigkeit eines Einzelfahles darf bei sorgfältig durchgeführten Probelastungen bis zu 80% der Belastungsgrenze Q_g festgesetzt werden, ohne daß damit über das bei Sandsicherheitsuntersuchungen im Grundbau gebräuchliche Maß der Sicherheit hinausgegangen wird. Voraussetzung hierfür ist allerdings, daß der theoretisch ermittelten Höchstbelastung der Pfähle eine einwandfreie statische Berechnung mit der Wirklichkeit möglichst nahekommenen Belastungsannahmen für den günstigsten, ungünstigsten und den Regelfall zugrunde liegt.

Daß ich die vielen Rammformeln nicht zum Vergleich herangezogen habe, liegt an der Zwecklosigkeit des Beginns. Wer ausgedehnte Rammerfahrungen besitzt, weiß, daß beim Rammvorgang viele unbestimmbare Faktoren mitwirken, die sich nicht mathematisch in Formeln erfassen lassen. Mit der Auswertung der Ramm- und Belastungsergebnisse in ihrer Abhängigkeit vom Pfahlgewicht, Arbeitsvermögen, von der Eindringung u. a. m. ist auf mathematischem Wege kein für die Praxis brauchbares Ergebnis zu erzielen. Im einzelnen komme ich auf die Statik im Grundbau noch in einer späteren Veröffentlichung zu sprechen. Im Grundbau bleibt auch für die Pfahlrostbauwerke allein die Erfahrung, die Proberammung und die Probelastung maßgebend, die Statik kann und soll ihnen dienen, darf sie aber niemals beherrschen.

Die Untersuchung würde unvollständig sein, wenn man nicht auch die finanzielle Seite berücksichtigen würde. Lege ich der finanziellen Vergleichsuntersuchung die Zahl von 600 Stahlpfählen zugrunde, was einer Kaimauerstrecke von rd. 300 m entspricht, so ergeben sich bei der Verwendung von Holz-, Eisenbeton- und Stahlpfählen für den vorliegenden Fall untenstehende Richtpreise bei einer zugelassenen Tragfähigkeit des Holzpfahles von 40 t, des Eisenbetonpfahles von 60 t, des Stahlpfahles von 80 und 90 t. Welche Tragfähigkeit für den Stahlpfahl in dem betreffenden Bauwerk zuzulassen ist, bleibt eine Frage der Wirtschaftlichkeit von Pfahlabstand und Ausbildung der Rostplatte, wenn die Probelastung genügende Sicherheit ergibt.

Des ferneren wird man sich von Fall zu Fall vorab für jedes auszuführende Bauwerk durch einen ähnlichen Kostenvergleich überzeugen müssen, wie die drei Baustoffe sich hinsichtlich der Kosten zueinander verhalten, wobei die Gestaltung des Gesamtbauwerks und die Art der Bauausführung, die zum Teil von der Wahl des Baustoffes für das Pfahlfundament abhängig sind, den Kostenvergleichspreis maßgeblich beeinflussen können. Wenn auch der Richtpreis für Stahl noch um 0,42 RM/t bei 90 t und um 0,80 RM/t bei 80 t höher liegt als beim Holz, so ist zu berücksichtigen, daß z. B. bei Kaimauern die Rostplatte für Holzpfähle im Tidegebiet (Seehafen Bremen) rd. 2 m tiefer liegen muß. Rechnet man hierfür den Unkostenanteil Beton der Abschlußwand auf 1 t Tragfähigkeit des Holzpfahles um, so erhöht sich für diesen der Richtpreis auf 3,04 RM/t, liegt also allein durch diesen einen Nachteil bereits auf der Höhe des Stahlpfahles für 90 t, ganz abgesehen von anderen Umständen, die den Preis je Pfahl im fertigen Bauwerk ungünstig beeinflussen wie Tidearbeit oder Fangedamm mit Wasserhaltung u. a. m.

Tabelle 2. Kostenvergleich.

	Holzpfahl	Eisenbetonpfahl	Stahlpfahl
lfdm	15	17	17
Durchm./Querschnitt	37	34/34	I P 24
m ³ /t	1,6 m ³	2,0 m ³	1,5 t
(Einheitspreis)	45,00 RM/m ³	90,00 RM/m ³	152,50 RM/t
Gesamtpreis	72,00 RM	180,00 RM	230,00 RM
Rammpreis (gesamt)	24,00 "	72,00 "	28,00 "
(je lfdm)	1,60 "	4,00 "	1,65 "
Abladen + Stapeln	3,00 RM/m ³	6,00 RM/m ³	4,50 RM/t
(Einheitspreis)			
Gesamtpreis	4,80 RM	12,00 RM	6,75 RM
Bearbeitung, Gesamtpreis	3,25 "	2,50 "	7,00 "
Herstellungspreis	104,05 "	266,50 "	271,75 "
im Bauwerk			
zul. Tragfähigkeit	40 t	60 t	80 t
Preis/t Tragfähigkeit	2,60 RM/t	4,44 RM/t	3,40 RM/t
			(90 t)
			3,02 RM/t)

3. Die Zukunft des Stahlpfahles.

Die vorliegenden Untersuchungen haben gezeigt, daß die von mir eingangs aufgestellten Anforderungen, die an einen Rammstahlpfahl zu stellen sind, von dem Stahlpfahl erfüllt werden können. Wir müssen allerdings mit den Rammstahlpfählen noch weitere Bauwerke bei den verschiedensten Untergrundverhältnissen zur Ausführung bringen und besonders erproben, ob sich die Verspannung des Bodens auch bei bindigem Untergrund in der geschilderten Weise einstellen wird, wie ich es nach meinen Erfahrungen bei der Verwendung von Stahlschraubbohlen in bindigem Boden festgestellt habe.

Vermischtes.

Technische Hochschule Dresden. Am 25. Januar fand in der Bauingenieur-Abteilung eine akademische Feier zu Ehren des achtzigsten Geburtstages, des Geheimen Rats Professor Dr.-Ing. chr. Hubert Engels (s. Bautechn. 1934, Heft 5, S. 60) statt. Hierbei wurde die von den früheren Schülern des Altmeisters auf dem Gebiete des Wasserbaues gestiftete Denkmünze in Bronze an die Studierenden verliehen, die im Laufe des letzten Jahres die besten Studienerfolge aufzuweisen hatten, nämlich Dipl.-Ing. Helmut Hums und Dipl.-Ing. Oskar Nissen.

Außerdem wurde in diesem Jahre die Denkmünze in Silber verliehen an Regierungsbaurath Rudolph, in Würdigung seiner Verdienste um den sächsischen Wasserbau.

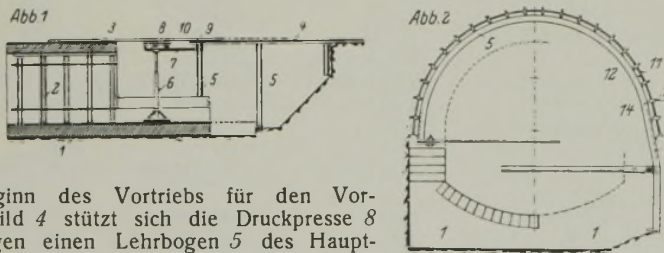
Reichskammer der Technik. Der mit den Vorarbeiten für die Bildung einer „Reichskammer der Technik“ beauftragte Ausschuß gibt bekannt, daß jede überleitete Zwischenlösung für den Aufbau einer Kammer abzulehnen ist und die deutschen Ingenieure nur einen Entwurf vorlegen werden, der die Vielgestaltung der Technik in allen Teilen gerecht wird und alle Auswirkungen von vornherein berücksichtigt. Hierzu sind umfangreiche Feststellungen und Vorarbeiten im Ausschuß und mit führenden Männern der Technik erforderlich. In der Zwischenzeit hat keine Organisation und kein Verband das Recht, die Technikerschaft unter Anwendung von Druckmitteln zum Eintritt aufzufordern. Auch die Werbung technischer Vereine und Verbände unter Hinweis auf die spätere Reichskammer der Technik ist unstatthaft.

Elektrogeschweißte Rohre beim Bau des Hooverdammes in den V. St. A. Wie „Hoover Dam Bulletin“, Babcock & Wilcox Co., N. Y., berichtet, soll das durch die Hoovertalsperre, die einen Fassungsraum von etwa 50 Milliarden m³ hat, aufgespeicherte Wasser durch je zwei Rohrleitungen aus Stahlblech auf jeder Seite der 360 m langen Stauwand dem am Dammfuß gelegenen Kraftwerk zugeleitet werden. Die Hauptrohre erhalten 9 m Durchm. und sind etwa 400 m lang. Am unteren Ende dieser Rohre sind Zweigrohre von 4 m Durchm. angesetzt. Alle Rohre werden aus Stahlplatten von 45 bis 70 mm Dicke durch Elektro-schweißung hergestellt. Da die fertigen Rohrstücke infolge ihrer Größe nicht gut auf größere Entfernungen verfrachtet werden können, ist in der Nähe des Dammes eine Werkstelle errichtet, in der die Rohrstücke in Längen von je 3,65 m hergestellt werden. Zu einem Rohrstück von 9 m Durchm. werden drei Stahlplatten von je 9,75 m Länge und 3,65 m Breite verwendet, die in der Werkstelle gebogen und durch Elektro-schweißung miteinander verbunden werden. Die Rohrstücke werden mittels Kabelkranes an Ort und Stelle gebracht, wo sie aneinander-schweißend werden. Jedes Rohrstück von 9 m Durchm. wiegt etwa 23 t. Alle Schweißnähte werden durch Röntgenstrahlen (300 kV und 10 mA) auf Dichtigkeit und etwa verborgene Fehler sorgfältig untersucht. Das Hooverkraftwerk wird, wenn es vollständig ausgebaut ist, etwa 1,84 Mill. PS liefern (vgl. Bautechn. 1932, S. 273 u. 555).

N. B.

Patentschau.

Vorrichtung zum abwechselnden Vortreiben des den Tunnelschild bildenden Vor- und Hauptschildes. (Kl. 19 f, Nr. 567 122 vom 9. 4. 1930 von Joseph Lengert in Berlin.) Die Einzelmesser des Vor- und des Hauptschildes sind durch einfache Mittel abwechselnd vortreibbar, wobei der von der Vortriebpresse ausgelöste Gegendruck nicht auf das hinter dem Schild aufgeführte Mauerwerk übertragen, sondern abwechselnd von den Einzelmessern des Vor- oder Hauptschildes unmittelbar aufgenommen wird. Über dem Mauerwerk 1 ist die Schalung 2 angeordnet. Bei



Beginn des Vortriebs für den Vorschild 4 stützt sich die Druckpresse 8 gegen einen Lehrbogen 5 des Hauptschildes 3, und der Vortriebstempel drückt unmittelbar gegen ein zwischengelegtes Stück, das sich gegen das Ende eines Einzelmessers 12 legt. Die Einzelmesser 12 werden nacheinander vorgetrieben. Darauf wird der Hauptschild 3 so vorgetrieben, daß die Einzelmesser 11 mittels eines Ansatzstückes 10 vorgetrieben werden, wobei der Druck der Presse durch einen Bügel 7 von dem letzten Lehrbogen des Vorschildes 4 aufgenommen und von diesem durch Winkel 9 auf den Vorschild 4 übertragen wird. Der Bügel 7 ruht auf einer versetzbaren und in der Höhe verstellbaren Stütze 6. Die äußeren Messer besitzen Verstärkungen 13, die inneren Messer Verstärkungen 14, die gleichzeitig als Führung der Bleche dienen.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt: a) in der Hauptverwaltung zum Reichsbahnoberrat: Reichsbahnrat Dr.-Ing. Hardt; zum Reichsbahnrat: Reichsbahnoberamtmann Marschner; —

b) in der Betriebsverwaltung zum Direktor bei der Reichsbahn: die Reichsbahnoberräte Kreß in Stettin und Brademann in Berlin; zum Reichsbahnrat: Reichsbahnbaumeister Kreidler bei der RBD Karlsruhe, Reichsbahnrat Gummich, Vorstand des Betriebsamts Glogau 2, die technischen Reichsbahnoberräte Ernst Schmidt, Vorstand des Betriebsamts Goldap, und Toedt, Vorstand des Betriebsamts Lüneburg, sowie technischer Reichsbahninspektor Radtke bei der RBD Berlin.

Versetzt: Direktor bei der Reichsbahn Hilleke, Abteilungsleiter der RBD Wuppertal zum RZB in Berlin, die Reichsbahnoberräte Eggert, Dezerent der RBD Köln, als Dezerent zur Oberbetriebsleitung Ost in Berlin, August Hammer, Vorstand des Betriebsamts Kassel 2, als Dezerent zur RBD Halle (Saale), Paulsen, Vorstand des Betriebsamts Berlin 4, als Dezerent zur RBD Erfurt, Bokelberg, Vorstand des Betriebsamts Halberstadt, als Dezerent zur RBD Frankfurt (Main), Riemenschneider, Vorstand des Betriebsamts Sorau, als Dezerent zur RBD Köln, Schulte, Vorstand des Betriebsamts Küstrin, als Dezerent zur RBD Altona, Rabenalt, Vorstand des Betriebsamts Oppeln 1, als Dezerent zur RBD Berlin, Spanaus, Vorstand des Betriebsamts Gera, als Dezerent zur RBD Mainz, Riemann, Vorstand des Betriebsamts Beuthen (Oberschl.), als Dezerent zur RBD Hannover, Wendland, Vorstand des Betriebsamts Breslau 1, als Dezerent zur RBD Münster (Westf.), Bühl, Vorstand des Betriebsamts Frankfurt (Main) 1, als Dezerent zur RBD Dresden, Heyden, Vorstand des Betriebsamts Köln-Deutz 2, als Dezerent zur RBD Wuppertal, Hieber, Vorstand des Betriebsamts Osnabrück 1, als Dezerent zur RBD Augsburg, Dr.-Ing. Nierhoff, Vorstand des Betriebsamts Köln, als Dezerent zur RBD Erfurt und Nagel, Dezerent der RBD Erfurt als Dezerent zur RBD Mainz, die Reichsbahnräte Schneider, bisher beim Betriebsamt Friedrichshafen, zur RBD Altona, Löble, Vorstand des Betriebsamts Detmold, als Dezerent zur RBD Erfurt, Bruno Zimmermann, Vorstand des Betriebsamts Marienburg, als Dezerent zur RBD Kassel, Ammon, Vorstand des Betriebsamts Calw, als Vorstand zum Betriebsamt Ludwigslust 1, Hübner, Vorstand des Neubauamts Hamburg-Barmbeck, als Vorstand zum Betriebsamt Berlin 4, Elmar Hoffmann, bisher bei der RBD Stettin, als Vorstand zum Schmalspurbahnamt Beuthen (Oberschl.), Stroh, Vorstand des Neubauamts Bergedorf, als Vorstand zum Betriebsamt Oppeln 1, Kellberg, Vorstand des Betriebsamts Weimar, als Vorstand zum Betriebsamt Kassel 2, Schenkelberg, Vorstand des Betriebsamts Neiß, als Dezerent zur Obersten Bauleitung für den Bau einer Kraftfahrbahn in Breslau, Achtelik, bisher bei der RBD Halle (Saale), als Vorstand zum Betriebsamt Breslau 1, Richter-Devroe, bisher bei der RBD Breslau, als Vorstand zum Betriebsamt Gera, Kirsch, Vorstand des Betriebsamts Wesel, als Vorstand zum Betriebsamt Frankfurt (Main) 1, Höpner, bisher beim Betriebsamt Dresden 3, als Vorstand zum Betriebsamt Marienburg, Hacke, bisher bei der RBD Frankfurt (Main), als Vorstand zum Betriebsamt Detmold, Bettmann, Vorstand des Betriebsamts Ludwigslust 1, als Vorstand zum Betriebsamt Küstrin, Dr.-Ing. Ballof, bisher bei der RBD Essen, als Vorstand zum Betriebsamt Osnabrück 1, Renz, bisher bei der RBD Hannover, als Vorstand zum Betriebsamt Halberstadt, Meißner, bisher beim Betriebsamt Chemnitz 1, als Vorstand zum Betriebsamt Schweidnitz, Winde, Vorstand des Betriebsamts Wittenberge 1, als Dezerent zur RBD Breslau und Borchert, Vorstand des Betriebsamts Schweidnitz, als Vorstand zum Betriebsamt Sorau, sowie Reichsbahnbaumeister Kukielka, bisher bei der RBD Kassel, zur RBD Stettin.

Ausgeschieden: Reichsbahnrat Adams, bisher beim Betriebsamt Duisburg 3.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Weikusat, Dezerent der RBD Königsberg Pr.)

Bayern. Mit Wirkung vom 1. Januar 1934 wird der Regierungsbaurath I. Kl. bei der Regierung von Unterfranken und Aschaffenburg Arnold Schneider zum Bauamtsdirektor und Vorstand des Straßen- und Flußbauamtes Kaiserslautern in etatmäßiger Weise ernannt, der Regierungsbaurath I. Kl. beim Straßen- und Flußbauamt Kempten Ludwig Welzenbach in gleicher Diensteseigenschaft an die Regierung von Unterfranken und Aschaffenburg in etatmäßiger Weise berufen.

Preußen. Versetzt: Regierungsbaurath (W.) von Hanffstengel vom Wasserbauamte in Köpenick an die Elbstrombauverwaltung in Magdeburg.

Der Regierungsbaurath (W.) Jehn, Vorstand des Wasserbauamts in Meppen, und der Regierungsbaurath (W.) Ludwig Weinrich beim Wasserbauamte in Frankfurt a. M. sind gestorben.

Württemberg. Der Reichsstathalter hat im Namen des Reichs den Oberbaurath Heyd, Vorstand des Straßen- und Wasserbauamts Ulm, sowie die Bauräte Binder, Vorstand des Straßen- und Wasserbauamts Ludwigsburg, und Fuchs beim Straßen- und Wasserbauamt Ravensburg ihrem Ansuchen entsprechend in den Ruhestand versetzt.

INHALT: Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1933. (Fortsetzung.) — Folgen der Erdbeben in der Krim und die Wiederaufrichtung der Gebäude. — Sicherung von Fels-Anschnitten. — Über die Zulässigkeit höherer Beanspruchungen des Betons unter den Fußplatten von Stahlstützen und einfacher Ausbildung der Stützenfüße. — Der Rammstahlpfahl für Pfahlrostbauwerke. (Schluß.) — Vermischtes: Technische Hochschule Dresden. — Reichskammer der Technik. — Elektrogeschweißte Rohre beim Bau des Hooverdammes in den V. St. A. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.