

DIE BAUTECHNIK

18. Jahrgang

BERLIN, 14. Juni 1940

Heft 25

Alle Rechte vorbehalten.

Speichergründung auf Rüttelfußpfählen.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. habil. A. Scheidig, Beratender Ingenieur VBI in Naumburg (Saale).

1. Allgemeines.

Unmittelbar neben einem vorhandenen Hafenspeicher wird zur Zeit durch die Bauunternehmung Carl Brandt ein weiterer Getreidespeicher errichtet. Das Grundstück wird nach dem Hafen zu durch eine Stahlspundwand begrenzt, die in einem Abstand von jeweils 1,6 m mit 24 m langen Stahlankern an Ankerplatten aus Eisenbeton befestigt ist. Die Platten bilden eine Ankerwand, die aber in Abständen von 4,8 m durch Fugen unterbrochen ist. Die Ankerplatten liegen im gewachsenen Boden hinter der alten Uferböschung (Abb. 1). Der Bauplatz für den Speicherneubau ist von der alten Uferböschung bis zur Spundwandhöhe aufgefüllt.

oder Holzpfählen, konnten aus Gründen der Stahlersparnis keine Anwendung finden.

Die Wahl mußte daher auf Bohrpfähle fallen, bei denen das Pfahlloch mit Hilfe eines Vortreibrohres ausgebohrt und der Pfahl selbst im Boden hergestellt wird. Bei den vorhandenen Bodenverhältnissen konnte für Bohrpfähle üblicher Bauart, die ihre Last vorwiegend durch Spitzendruck übertragen, die Tragfähigkeit wie bei den Rüttelfußpfählen mit 35 t angesetzt werden, so daß ebenfalls rund 950 Pfähle unter der Grundplatte notwendig gewesen wären.

Die Anzahl der Pfähle war jedoch wiederum durch die Aufteilung der Spundwandanker beschränkt, die in 1,6 m Abstand voneinander liegen. Zwischen den Ankerankern konnte jeweils nur eine Reihe von Pfählen, im ganzen also höchstens 400 Pfähle angeordnet werden. Auf jeden Pfahl entfielen daher mindestens 80 t Last. Bei Ausführung von achteckigen Pfählen von 42 cm Dicke hätte sich zwar die Tragfähigkeit eines Pfahls auf 60 t steigern lassen, wobei aber immer noch 550 Pfähle für die Gründung notwendig gewesen wären. Die Tragfähigkeit von 80 t konnte jedoch nur durch beträchtliche Erhöhung des Spitzenwiderstandes erreicht werden.

Daher wurde vorgeschlagen, die Bodenschicht unter den Bohrpfählen mit Hilfe des Verfahrens der Bauunternehmung Johann Keller in Frankfurt a. M. zu verdichten. Die Gründung mit Hilfe der sogenannten „Rüttelfußpfähle“¹⁾ gab die Möglichkeit, Pfähle von 60 cm Durchm. mit 80 t und mehr zu belasten. Die Pfahlanzahl konnte daher auf 400 beschränkt werden.

Belastungsversuche, die unter Leitung des Verfassers durchgeführt wurden, hatten ein so ausgezeichnetes Ergebnis, daß man nach Ansicht des Verfassers die zulässige Tragfähigkeit je Pfahl auf 120 t hätte steigern können. Die Aufsichtsbehörde ließ eine Belastung von 100 t je Pfahl zu. Somit hätten 330 oder gar 270 Pfähle für die Gesamtgründung ausgereicht. In Wirklichkeit wurden, da ein großer Teil der Pfähle bereits bei Vornahme der Probelastungen ausgeführt war, insgesamt 380 Pfähle hergestellt.

Die Gründung wurde so ausgeführt, daß eine Bodenschicht von 2 m über der Hafensohle bis ungefähr 2 bis 3 m darunter, also in einer Mächtigkeit von 4 bis 5 m mit Hilfe des Rütteldruckverfahrens verdichtet wurde (Abb. 1). Die verdichtete Bodenschicht vermag infolge ihrer tiefen Lage keinen Druck mehr auf die Spundwand auszuüben. Die Gebäudelast wird durch eisenbewehrte Betonbohrpfähle von etwa 9 m Länge auf die verdichtete Bodenschicht übertragen.

2. Das Rütteldruckverfahren.

Die Bodenverdichtung mit Hilfe des Rütteldruckverfahrens beruht auf der Tatsache, daß sich unter dem Einfluß von Erschütterungen bei gleichzeitiger Wasserdurchtränkung Sandböden, die nicht ihre dichteste Lagerung haben, umlagern und in eine dichtere Lagerungsform übergehen. Dadurch wird eine Verminderung des Hohlraumgehaltes gegenüber dem Ausgangszustand erzielt, so daß der Boden eine größere Tragfähigkeit bei geringerer Zusammendrückbarkeit hat. Die Verdichtung wird durch eine Schwingungsmaschine, den sogenannten Rüttler, erreicht, der bis in die gewünschte Tiefe in das Erdreich eingebracht wird. Das Einbringen des Rüttlers bis in den unteren Bereich der zu verdichtenden Erdschicht geschieht durch die Rüttelbewegung der Maschine unter gleichzeitigem Einspülen von Wasser, das am Fußende des Rüttlers in das Erdreich eingeführt wird. Durch den Druck des aufsteigenden Wassers verlieren die Bodenkörner ihren Zusammenhang und der Sand geht vorübergehend in breiigen Zustand über (Schwimmingsand), so daß sich der Rüttler mit seinen kurzen und raschen Schwingungen sehr rasch in das Erdreich versenken läßt. Nach Erreichen der Endtiefe wird die Wasserzuführung an dem Gerät so umgeschaltet, daß statt eines Spülstromes von unten nach oben ein von oben nach unten gerichteter Wasserstrom auf die Sandkörner einwirkt. Unter der Wirkung der Schwerkraft, des Strömungsdruckes dieses Wasserstromes und der Rüttelschwingung des Gerätes erreicht der Sand fast die dichteste Lagerung, die möglich ist. Die Maschine verdichtet einen kugelförmigen Erdbereich von etwa 2 bis 3 m Durchm. Sodann wird der Rüttler in der zu ver-

¹⁾ DRP. angemeldet.

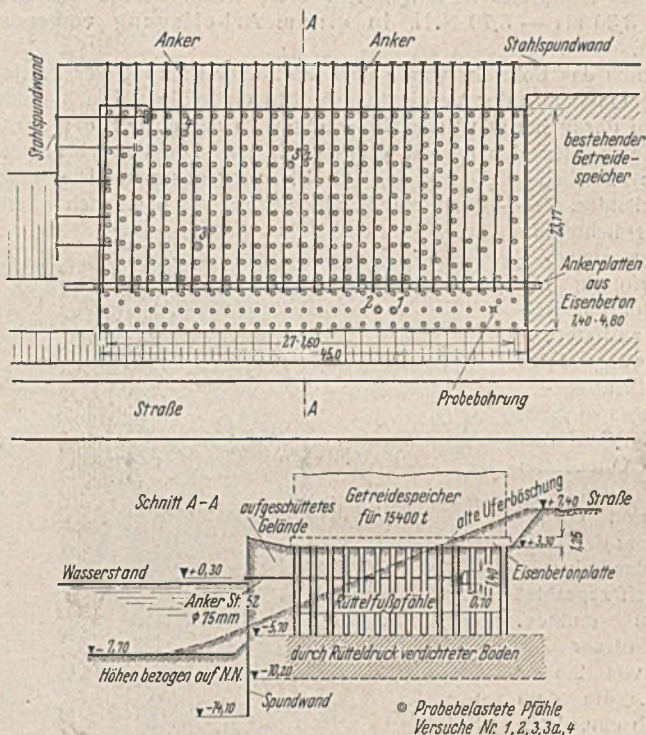


Abb. 1. Lageplan und Querschnitt.

Der vordere Teil der Anker liegt im Hinterfüllungsboden der Spundwand. Die Spundwand ist an ihrem Ende im Grundriß rechtwinklig abgebogen und begrenzt dort das Grundstück des Speichers.

Der Speicher ist für die Aufnahme von 15 400 t Getreide geplant. Das Eigengewicht des Gebäudes selbst beträgt 15 000 t. Das Gebäude wird auf einer durchgehenden Eisenbetonplatte von 1,25 m Dicke errichtet. Die Größe der Platte entspricht dem Grundriß des Speichers mit 45 m Länge und 23,17 m Breite. Aus dem Gewicht des Speichers bei Vollast mit 30 400 t und dem Gewicht der Platte mit 2 600 t ergibt sich eine Belastung des Untergrundes mit 3,16 kg/cm².

Für die Gründung des Gebäudes schiednen alle Verfahren aus, bei denen die Möglichkeit bestand, daß unzulässige Kräfte auf die Stahlspundwand ausgeübt wurden. Da durch das Aufsetzen der Grundplatte unmittelbar auf den Untergrund die Spundwand oder ihre Verankerungen zwangsläufig aus ihrer Lage gebracht worden wären, mußte dieses einfachste Gründungsverfahren außer Betracht bleiben. Aus denselben Gründen war es auch nicht möglich, die Platte auf Rüttelfußpfähle, die eine Verdrängung des Bodens hervorrufen, abzusetzen, weil bei einer Pfahllast von 35 t rund 950 Pfähle hätten gerammt werden müssen. Bei einer Pfahlänge von 8 m und einem Pfahlquerschnitt von 34 × 34 cm würde nach Beendigung der Rammarbeiten eine Bodenverdrängung von 880 m³ entstanden sein. Die Rüttelfußpfähle hätten dabei zwischen Spundwand und Ankerwand wie Keile gewirkt, die Anker angespannt und die Spundwand hinausgetrieben. Es wäre fraglich gewesen, ob die Pfähle überhaupt planmäßig hätten gerammt werden können.

Pfähle aus Stahlträgern, deren Verwendung nahelag, weil ihre Bodenverdrängung beim Rammen ungleich geringer ist als die von Beton-

dichtenden Sandschicht stufenweise hochgezogen, wobei er den Sandboden immer wieder verdichtet und dadurch einen verfestigten zylindrischen Erdkörper bis zur Oberkante der gewünschten Verdichtungsschicht allmählich herstellt. Durch die Anordnung von Verdichtungsachsen in regelmäßigen Abständen nebeneinander kann auf diese Weise Sanduntergrund beliebiger Ausdehnung und Tiefe gleichmäßig verdichtet werden.

Durch die Verdichtung erfährt das Gelände rings um die Rüttlerachse eine ausgiebige Setzung in Form eines Senkungstrichters, der ständig durch Zugabe von Sand aufgefüllt werden muß. Die Stärke des Rüttelns in der unteren Bodenschicht war so groß, daß die Rüttelwirkung bis in die oberen Bodenschichten hineinreichte. Dabei mögen die oberen von den Pfählen durchfahrenen Schichten durch das Nachrutschen des Sandes anfänglich etwas aufgelockert worden sein, um sich dann in sich zu setzen und fester zu lagern. Bei diesen Setzungsvorgängen konnte ein erhöhter Erddruck auf die Spundwand nicht eintreten, da der Sand durch die wesentliche Verkleinerung seines Hohlraumgehaltes in sich standfester und der Erddruck auf die Spundwand eher kleiner wurde.

Die Anwendung des Rütteldruckverfahrens in Verbindung mit der Herstellung der Bohrpfähle (Rüttelfußpfähle) hat außer der Verringerung der Pfahlanzahl für das Gebäude den wesentlichen Vorteil, daß auftretende Setzungen und vor allem Setzungsunterschiede sehr gering gehalten werden können, ja praktisch sogar ausgeschlossen worden sind, wie die Belastungsversuche gezeigt haben.

Da nach der Verdichtung nur unwesentliche, kaum meßbare Einsenkungen der Pfähle entstehen, bedeutet das Rütteldruckverfahren eine Vorwegnahme der Setzungen vor Errichtung des Gebäudes, was den weiteren Vorteil hat, daß die schweren und empfindlichen Maschinen, die in dem Neubau aufgestellt werden, von vornherein genau gesetzt werden können, ohne daß es notwendig ist, sie später auszurichten. Gerade dieser Tatsache kommt besondere Bedeutung zu, weil das neue Gebäude an das schon bestehende angebaut wird und die alte und die neue Maschinenanlage miteinander in Verbindung stehen.

3. Herstellung der Rüttelfußpfähle.

Die bei der Gründung des Gebäudes ausgeführten Bohrpfähle sind im Lageplan (Abb. 1) eingetragen. Für ihre Herstellung stand nur eine verhältnismäßig kurze Zeit zur Verfügung. Es wurde daher für die

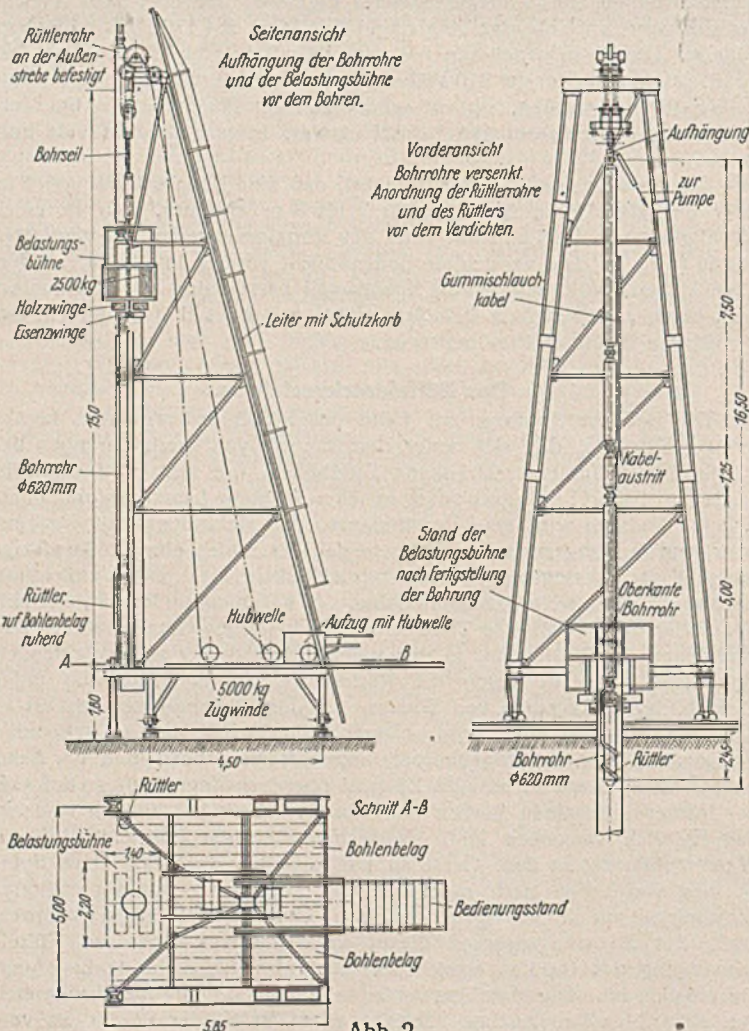


Abb. 2. Bohr- und Verdichtungsgerät.

rasche Abwicklung der Bauarbeiten ein Gerät (Abb. 2 u. 3) entwickelt, dem drei Arbeitsgänge für die Herstellung der Rüttelfußpfähle zufielen:

1. das Bohren der Pfähle,
2. das Verdichten der 4 bis 5 m dicken Sandschicht unter der Bohrlochsohle,
3. das Betonieren der Pfähle.

Um das zeitraubende Verschrauben der Bohrröhre unnötig zu machen und um die Herstellung der Bohrungen in einem Arbeitsgang vornehmen zu können, mußte das Gerät eine Mindesthöhe von 15 m aufweisen, wobei ein Spielraum für die feste Belastungsbühne und für das Ausfahren der Bohrwerkzeuge eingerechnet ist. An das Gerät war die weitere Forderung gestellt, daß eine Seite des Turmes senkrecht angeordnet sein sollte, um Bohrungen unmittelbar neben dem schon bestehenden alten Gebäude vornehmen zu können. Der in Stahl ausgeführte Bohrturm (Abb. 2) fährt auf Schienen, so daß er ohne besondere Maßnahmen auf Gleisen von Bohrpunkt zu Bohrpunkt leicht verschoben werden konnte.

Für die Ausbildung des Gerätes waren die einzelnen Arbeitsvorgänge für die Herstellung der Pfähle und das Verdichten maßgebend. Für das Bohren der Rüttelfußpfähle sind die Bohrröhre von 620 mm Durchm. am Gerät aufgehängt. Die Belastungsbühne mit den zum Versenken der Bohrröhre erforderlichen Belastungseisen ist am oberen Ende des Rohrsatzes befestigt. Auf diese Weise konnte die Bohrung von + 3,30 bis - 5,70 N.N. in einem Arbeitsgang vorgenommen werden.

Durch das Bohrröhr wurde nach beendeter Bohrung der Rüttler bis auf die Oberkante der Verdichtungsschicht eingeführt. Die Maschine ist mit den dazugehörigen Verbindungsrohren so aufgehängt, daß nur wenig Zeitaufwand für den Einbau erforderlich ist. Die Verdichtung wurde jeweils zwischen - 5,70 und - 10,20 N.N. vorgenommen. Die Setzungen des Geländes, die — durch eine Sandbewegung von oben nach unten nach dem Verdichten hin hervorgerufen — trichterförmig um eine Bohrung herum auftraten, waren während des Verdichtungs-

vorganges so groß, daß 2 m³ Boden an der Oberfläche rings um das Bohrröhr und 0,5 m³ Boden in der Tiefe durch das Bohrröhr hindurch zugesetzt werden mußten. Trotz dieser Zugabe von 2,5 m³ Boden, die dem Aushub einer Bohrung entsprach, lag die Baugrubensohle nach Einebnung noch 10 cm unter ihrer ursprünglichen Höhenlage.

Mit Hilfe des geschilderten Gerätes konnte der Zeitaufwand für die einzelnen Arbeitsgänge auf ein Mindestmaß beschränkt werden.

Das Bohren der Pfähle war weitgehend von auftretenden Bohrhindernissen abhängig, so daß eine Bohrzeit von 2 bis 25 Stunden für die Versenkung des Rohrsatzes notwendig war. Die auf - 3,70 N.N. beginnende Kies-schicht (Abb. 4) ist stellenweise mit



Abb. 3. Ansicht des Bohr- und Verdichtungsgerätes.

großen Steinen durchsetzt, die den Bohrfortgang wesentlich zu stören imstande waren.

Nach der Verfestigung des Bodens unter der Bohrlochsohle und nach dem Ausbau des Rüttlers wurde der Eisenbetonbohrpfahl hergestellt.

Hierzu wurde zunächst das Eisengeflecht der Bewehrung in das Bohrrohr gehängt und zum Einbringen des Betons ein Schüttrohr eingebaut, das an seinem unteren Ende mit einem Deckel verschlossen war, der das Schüttrohr vor eindringendem Grundwasser schützen sollte. Nachdem einige Kübel Beton in das Schüttrohr eingekippt waren, löste sich der

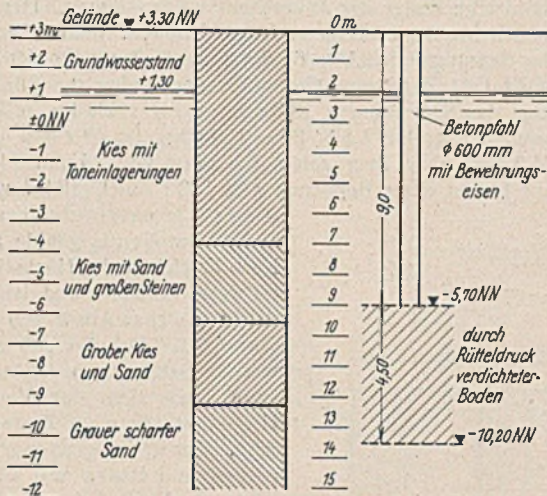


Abb. 4. Baugrundschnittung.

Deckel und der Pfahl wurde unter Ziehen des Schüttrohres hochbetoniert. Das Mischungsverhältnis des Betons betrug 1 Teil hochwertigen Zements zu 3 R.-T. Kiessand, das sind etwa 350 kg hochwertiger Zement auf 1 cbm fertigen Beton. Die Eisenbewehrung bestand aus 8 R.-E. von 12 mm Durchm.

Für den Einbau des Geflechts sowie der Schüttvorrichtung und für den Ein- und Ausbau der Betoniereinrichtung waren am Gerät die notwendigen Vorrichtungen angebracht, die eine rasche Abwicklung der Arbeitsvorgänge ermöglichten. Nach Beendigung der Betonarbeiten wurde das Gerät zum nächsten Pfahl verfahren.

Das Verfahren war in zwei Arbeitsrichtungen möglich, und zwar gleichgerichtet und senkrecht zur Hauptspundwand und Ankerwand. Die unmittelbar neben dem alten Gebäude gelegenen drei Pfahlreihen mußten infolge der Bauart des Geräts unter allen Umständen in Reihen senkrecht zur Hauptspundwand hergestellt werden. Für alle übrigen Pfähle war es des besseren Arbeitsfortschrittes wegen zweckmäßig, sie in Reihen gleichgerichtet zur Hauptspundwand auszuführen, da bei dieser Herstellungsweise die Verschiebungen des Gerätes von einer Reihe zur anderen auf ein Mindestmaß beschränkt werden konnten.

Zunächst wurden die sechs neben dem bestehenden Speicher liegenden Pfahlreihen hergestellt und anschließend die Reihen a bis e (Abb. 1) vor der Ankerwand ausgeführt. Um dem Beton des eben fertiggestellten Pfahls genügend Zeit zum Abbinden zu geben, wurden die Pfähle einer Reihe nicht hintereinander hergestellt, sondern es wurde jeweils ein Pfahl übersprungen, so daß alle Pfähle einer Pfahlreihe bei einem Hin- und Hergang des Gerätes fertiggestellt wurden.

Bei der Herstellung der der Ankerwand zunächst liegenden Pfahlreihen d und e zeigte sich, daß die Hauptspundwand in der Mitte anfänglich 10, später bis zu 20 cm nach außen auswich. Die Untersuchung des Vorganges hatte das folgende Ergebnis. Die Ankerwand bestand nicht — wie ursprünglich angenommen — aus einer durchgehenden Wand, sondern aus einzelnen Platten von 4,8 m Länge. Durch das Arbeiten des Rüttlers zwischen 13,5 m und 9 m unter Geländeoberkante wurden auch die oberen 9 m Boden, wie bereits erwähnt, beeinflußt; es fand auch hier ein Setzungsvorgang statt. Das Setzen des Bodens bewirkte offenbar, daß einzelne Ankerplatten sich nach vorn und unten verschoben und daß die Spundwand ihnen folgte. Die Gefahr des Nachgebens der Ankerplatten wurde um so größer, je mehr Rüttelpfähle an der Ankerwand entlang hergestellt wurden. Außerdem mußte befürchtet werden, daß durch das Absacken des Bodens auch die Anker selbst nach unten gezogen und dadurch unzulässige Spannungen erhalten würden. Um diesen Gefahren zu begegnen, wurden folgende Maßnahmen getroffen:

1. Die unmittelbar neben der Hauptspundwand liegenden Pfähle wurden hergestellt, bevor die Arbeiten in der Nähe der Ankerwand weitergeführt wurden. Man wollte dadurch erreichen, daß der auf die Spundwand wirkende Erddruck infolge der Verdichtung des Bodens kleiner wurde und infolgedessen die von den Anker zu übertragenden Kräfte zurückgingen. Aus dem gleichen Grunde wurde der zwischen der Spundwand und der eigentlichen Pfahlgründung liegende freie Streifen von 5 m Breite von der Gründungssohle bis zur Spundwandoberkante zusätzlich verdichtet, ohne daß in diesem Bereich Pfähle herzustellen waren.

2. Die Pfähle wurden nicht mehr in zur Spundwand gleichlaufenden Reihen, sondern in Reihen senkrecht zur Spundwand hergestellt.

Hierdurch wurde erreicht, daß jeweils nur an einer Stelle der Spundwand eine vorübergehende Lockerung eintrat, so daß die hierbei auftretenden Zusatzkräfte von den benachbarten Strecken der Spundwand und von der Ankerwand ohne weiteres aufgenommen werden konnten.

3. In dem noch nicht fertiggestellten Teil der Gründung neben der Hauptspundwand wurden außerdem die Anker freigelegt. Die Anker wurden nach oben gekellt und erhielten so eine Vorspannung, die beim Setzen des Erdreichs und bei dem damit verbundenen Abwärtsbewegen des Ankers wieder zurückgehen sollte, während sie ohne diese Maßnahme infolge der Bodensetzungen Zusatzspannungen erhalten hätten. Schon diese Änderungen in der Reihenfolge der Arbeiten hatten vollen Erfolg. Die Gründung konnte einwandfrei zu Ende geführt werden, ohne daß noch eine nennenswerte Bewegung der Hauptspundwand gemessen wurde.

Um jede weitere Abwärtsbewegung der Ankerwand zu verhindern, schrieb die Aufsichtsbehörde zunächst vor, daß die Reihen g, h, i unmittelbar hinter der Ankerwand als Bohrpfähle üblicher Bauart hergestellt werden sollten, daß also die Verdichtung unterhalb der Pfahlfüße und die damit verbundene Auflockerung des darüberliegenden Bodens für diese Reihen zu unterbleiben habe. Man hoffte, daß diese Pfähle, die ausschließlich in gewachsenem Boden standen (Abb. 1), vielleicht auch ohne die Verdichtung des Untergrundes in der Lage wären, die erforderlichen Kräfte zu übertragen, verlangte aber, daß der Nachweis hierfür durch Probelastungen zu erbringen sei. Der Belastungsversuch, der im nächsten Abschnitt beschrieben ist, hatte aber ein so ungünstiges Ergebnis, daß man sich doch zu zusätzlichen Maßnahmen entschließen mußte. Es bestand sonst die Gefahr, daß infolge der stark verminderten Tragfähigkeit der Pfähle in den Reihen g, h, i gegenüber den übrigen Pfählen außerordentlich ungleiche Setzungen in das Bauwerk kommen konnten, die sogar zu einer leichten Schiefstellung des Gesamtbaues hätten führen und die insbesondere für die Becherwerke sehr unangenehm hätten werden können. Es wurde zunächst erwogen, die geringe Tragfähigkeit der Randpfähle dadurch auszugleichen, daß man die Grundplatte für das Gebäude als Kragplatte über drei Pfahlreihen ausbildete. Das hätte jedoch zu einer Überlastung der Pfähle unter dem Mittelteil des Gebäudes geführt, so daß hierdurch wieder eine Verstärkung der ungleichen Setzungen zu befürchten war. Man entschloß sich deshalb, den Zwischenraum zwischen den Bohrpfählen nachträglich zu verdichten und dadurch ihre Mantelreibung zu erhöhen. Für die Ankerplatte, die nunmehr zwischen den fertigen Pfählen verkeilt war, entstand dadurch keine Gefahr mehr. Der Einfluß der nachträglichen Verdichtung zwischen den Pfählen, deren Wirkung sich teilweise wohl auch unter die Pfähle erstreckte, war außerordentlich günstig. Auch hierüber sind die Ergebnisse in dem nächsten Abschnitt niedergelegt.

4. Durchführung der Pfahlprobelastungen.

Für die vorstehend beschriebene Gründung hatte der Verfasser vorher in einem Gutachten, das auch der Behörde als Grundlage für die Wahl dieses neuen Gründungsverfahrens diente, die Belastbarkeit eines Rüttelfußpfahls mit vorerst 80 t als zulässig erachtet. Dabei sollten die Setzungen bei $1\frac{1}{2}$ facher Pfahllast — also bei 120 t — 25 mm nicht übersteigen und bei einer Belastung von 80 t nicht mehr als 10 bis höchstens 20 mm betragen. Die Zuverlässigkeit der neuartigen Gründung sollte ferner durch Probelastungen an verschiedenen Pfählen überprüft werden. Die Belastungsversuche lieferten den Nachweis, daß die Pfähle noch weit mehr als 80 t tragen. Auf Grund der Ergebnisse der Probelastungen wurde von der Aufsichtsbehörde schließlich eine Belastung von 100 t zugelassen. Die der Probelastung unterworfenen Pfähle sind auf dem Lageplan (Abb. 1) hervorgehoben.

Die einwandfreiesten Messungen der Tragfähigkeit eines Pfahls lassen sich durch eine Plattform mit unmittelbar aufgepackter Last durchführen. Diese Belastungsart ist aber auch die umständlichste, teuerste und langwierigste. Bei den hier in Frage kommenden hohen Belastungen von 200 t und mehr, die erwünscht waren, um möglichst die Versinkungsgrenze festzustellen, und bei den kurzen Baufristen schied deshalb diese Belastungsart aus. Als praktisch durchführbar erschien nur eine Belastungsvorrichtung mit Wasserdruckpressen, die sich gegen sechs benachbarte Pfähle abstützte. Dabei mußte die Gefahr in Kauf genommen werden, daß der Versuch beim Eintritt meßbarer Hebungen der Zugpfähle oder bei der Pressenhöchstkraft von 200 t vor Erreichen der Versinkungsgrenze abgebrochen werden mußte. Außer den Setzungen des belasteten Druckpfahls sollten daher auch die Hebungen der Ankerpfähle beobachtet werden.

Abb. 5 zeigt die Anlage der gewählten Belastungsvorrichtung; auf dem Probepfahl, dessen Kopf bearbeitet und durch Dachpappe geschützt wurde, waren auf einer gemeinsamen Platte vier Wasserdruckpressen aufgestellt. Das Widerlager der Pressen bildeten Längsträger, die über vier Zugstangen an sechs Pfählen verankert wurden. Einem Druck von 1 kg/cm^2 in den Pressen entsprach 1,9 t Belastung auf den Probepfahl. Die Setzungen wurden mit zwei oder drei Nivellierinstrumenten beobachtet,

die je in etwa 15 m Entfernung vom Probepfahl aufgestellt waren. Beobachtet wurden außer den Bewegungen der Zuganker und der Pressen besonders genau zwei Beobachtungsstäbe A und B, die unmittelbar am Pfahlkopf befestigt waren. Die Beobachtungen wurden zahlenmäßig an Maßstäben nach jeder Laststufe vorgenommen, außerdem zur Nachprüfung durch unmittelbare Messung an aufgeklebten Papierstreifen durch Angabe des Anfang- und Endpunktes vor und nach der Belastung.

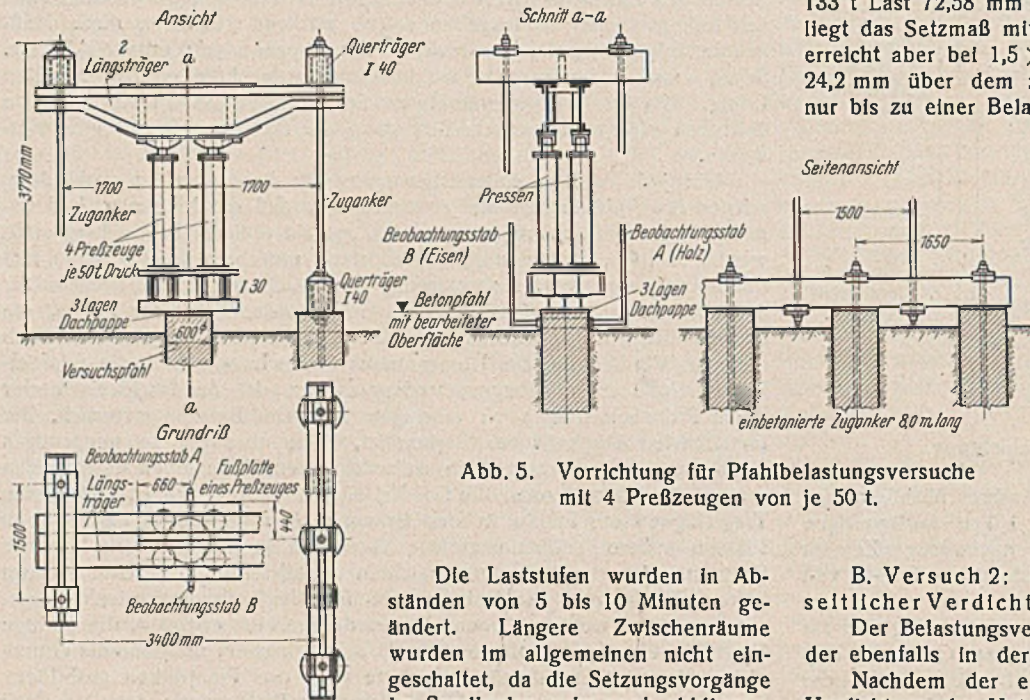


Abb. 5. Vorrichtung für Pfahlbelastungsversuche mit 4 Preßzeugen von je 50 t.

Die Laststufen wurden in Abständen von 5 bis 10 Minuten geändert. Längere Zwischenräume wurden im allgemeinen nicht eingeschaltet, da die Setzungsvorgänge im Sandboden sehr rasch abklingen.

Die Beobachtung der Zuganker ergab, daß die Verankerungspfähle während der Belastungsversuche nur in einem Falle — Pfahl ohne jede Rüttelverdichtung (Versuch 1) — geringe Hebungen erfahren haben. Nach Feststellung der gerade meßbaren Bewegung der Verankerungspfähle wurde dieser Versuch sofort abgebrochen. Geringe Bewegungen der Zugstangen, die bei allen Versuchen auftraten, waren rein elastisch, verursacht durch die Durchbiegungen der Längs- und Querträger und die Dehnung der Zugstangen selbst. Sie gingen nach Entlastung vollständig zurück. Geringe Unterschiede, die in der Bewegung der Pressen und der am Pfahlkopf befestigten Beobachtungsstäbe festgestellt wurden, sind darauf zurückzuführen, daß bei den Pressen die Zusammenpressung der Dachpappe und die Pressung des Pfahlkopfes selbst mit in Erscheinung trat. Die Unterschiede lagen jedoch schon an der Grenze der Meßgenauigkeit.

Um Vergleichswerte für die Verbesserung der Tragfähigkeit der Pfähle durch die Verdichtungsmaßnahmen zu erhalten, wurden nicht nur Belastungsversuche an den Rüttelfußpfählen durchgeführt — Versuch 3 und 3a — sondern auch an Pfählen ohne jegliche Verdichtung (Versuch 1), mit nur seitlicher Verdichtung punktuell um den Pfahlmantel (Versuch 2) sowie an Rüttelfußpfählen mit seitlicher Verdichtung am Pfahlschaft (Versuch 4). Ein Vergleich der dabei gemessenen Setzungen ergibt ein klares und übersichtliches Bild über die Verbesserung der Tragfähigkeit der durch das Rüttel-druckverfahren verdichteten Sandschicht.

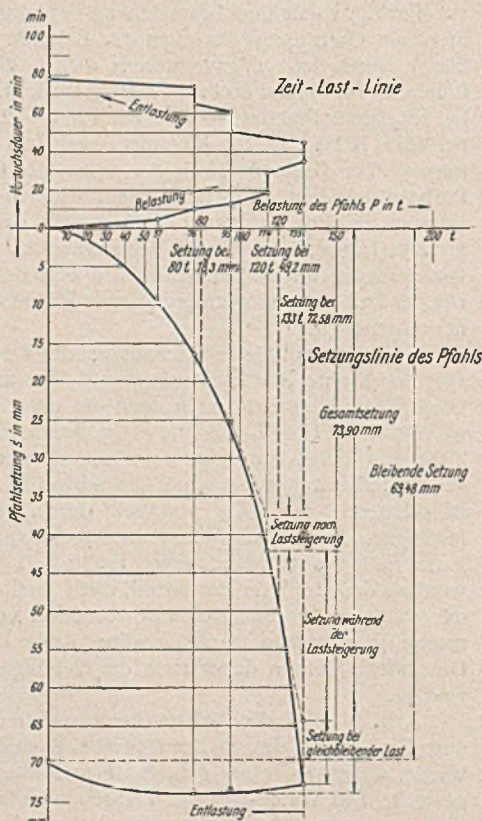


Abb. 6. Belastungsversuch 1 mit Pfahl Nr. 275 ohne jede Verdichtung.

5. Ergebnis der Pfahlbelastungsversuche.

A. Versuch 1: Belastungsversuch an einem Bohrpfahl ohne Verdichtung des Untergrundes.

Der Belastungsversuch wurde mit dem Bohrpfahl Nr. 275 der zweiten Pfahlreihe hinter der Ankerwand vorgenommen. Der Pfahl stand in dem natürlich gelagerten (gewachsenen) Boden. Man erkennt aus dem Verlauf der Setzungslinie (Abb. 6) die geringe Tragfähigkeit des Pfahls, der bei 133 t Last 72,58 mm Gesamtsetzung aufweist. Für die Last von 80 t liegt das Setzmaß mit 18,3 mm gerade noch im zulässigen Bereich. Es erreicht aber bei $1,5 \times 80 = 120$ t bereits 49,2 mm und liegt somit um 24,2 mm über dem zulässigen Wert von 25 mm. Der Versuch konnte nur bis zu einer Belastung von 133 t durchgeführt werden, da sich die ebenfalls in unverdichtetem Boden befindlichen sechs Verankerungspfähle zu heben begannen. Nach Erreichen der Höchstlast von 133 t wurde teilweise entlastet und dann die Belastung wieder in zeitlichen Abständen von 5 bis 10 Minuten verringert. Dabei ergab sich anfänglich eine weitere Setzung, so daß angenommen werden kann, daß sich der Versuchspfahl bei der Höchstlast schon im Zustand des Gleitens befand. Der Reibungswiderstand zwischen Pfahlmantel und Boden war überwunden und der Widerstand unter dem Pfahlfuß war durch die Bodenverdrängung unwirksam. Die Setzungslinie verläuft daher auch bei 133 t nahezu senkrecht. Bei weiterer Entlastung trat eine geringe Hebung des Versuchspfahls ein. Die bleibende Setzung betrug 70 mm.

B. Versuch 2: Belastungsversuch an einem Bohrpfahl mit seitlicher Verdichtung des Untergrundes um den Pfahlmantel.

Der Belastungsversuch wurde mit dem Pfahl Nr. 261 vorgenommen, der ebenfalls in der zweiten Pfahlreihe hinter der Ankerwand liegt.

Nachdem der erste Versuch gezeigt hatte, daß ohne irgendeine Verdichtung des Untergrundes die Pfahlsetzungen die zulässigen Maße überschritten, wurde vor diesem Pfahlversuch der Boden rings um den Pfahlmantel verdichtet. Die Verdichtung hatte den Zweck, die Mantelreibung des Pfahls, der auf unverdichtetem Baugrund steht, zu erhöhen und dadurch die Tragfähigkeit der Pfähle der Reihen g, h und i der übrigen Pfähle anzupassen. Es ist allerdings anzunehmen, daß sich die neben dem Pfahl durchgeführte Rüttelverdichtung auch auf den Boden unter dem Pfahl erstreckt hat. Der Erfolg dieser Verdichtung durch Erhöhung des Reibungswiderstandes um den Pfahlmantel zeigt sich in dem weitaus flacheren Verlauf der Setzungslinie (Abb. 7) gegenüber dem vorangegangenen Versuch. Bei 167 t Belastung ergab sich nur eine Gesamtsetzung von 16,37 mm. Die Setzungen bei 80 t und 120 t betragen 2,3 mm und 5,75 mm gegenüber 18,3 mm und 49,2 mm beim Versuch 1. Die Setzungen selbst liegen weit unter den zulässigen Maßen. Gegenüber dem Belastungsversuch auf unverdichtetem Untergrund ist das Ergebnis der Probebelastung wesentlich verbessert.

Bei der Entlastung in Zeitabständen von 2 Minuten ging die Setzung des Pfahls sofort zurück. Der Pfahl war, wie der Verlauf der Linie zeigt, bei der Endbelastung von 167 t noch nicht in den Zustand des Gleitens übergegangen. Nach vollkommener Entlastung betrug die bleibende Setzung 12 mm.

C. Versuch 3: Belastungsversuch mit Verdichtung der 4,5 m mächtigen Sandschicht unter dem Pfahlfuß (Rüttelfußpfahl).

Der Belastungsversuch wurde mit dem Pfahl Nr. 89 durchgeführt, der in der 3. Pfahlreihe vor der Ankerwand liegt. — Der Pfahl war auf die verdichtete 4,5 m mächtige Sandschicht unter dem Pfahlfuß abgesetzt und entsprach der Herstellung und Verdichtung für die gesamte Gründung. Eine besondere Verdichtung des Bodens im Bereich des Pfahlmantels war daher nicht ausgeführt. Der Pfahl wurde bis zu 190 t belastet und

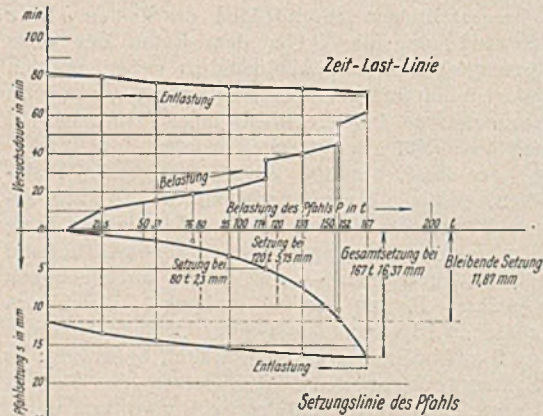


Abb. 7. Belastungsversuch 2 mit Pfahl Nr. 261 mit seitlicher Verdichtung um den Pfahlmantel, aber ohne Verdichtung unter dem Pfahlfuß.

zeigte hierbei eine Pfahlsetzung von 16,6 mm (Abb. 8). Die Setzung betrug bei 80 t Last 0,75 mm, also 1,55 mm weniger als bei Versuch 2 und war bei 120 t Last mit 4,3 mm um 1,45 mm günstiger. Die Setzungslinie verläuft daher noch flacher als bei Versuch 2 und zeigt somit, daß die Verdichtung unter dem Pfahlfuß für die Tragfähigkeit der Pfähle wirksamer ist als nur die Verdichtung des Bodens um den Pfahlmantel. Die Last wird mit der Grundfläche des Pfahls unmittelbar auf den tragfähigen Untergrund übertragen. Man erkennt daraus die starke Wirkung der verdichteten Sandschicht.

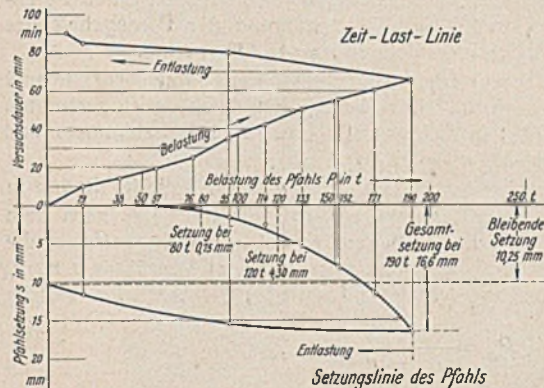


Abb. 8. Belastungsversuch 3 mit Pfahl Nr. 89 mit Verdichtung unter dem Pfahlfuß, aber ohne seitliche Verdichtung. Gewöhnlicher Rüttelfußpfahl.

Nach der Entlastung des Pfahls ging die Setzung zurück. Die bleibende Setzung betrug 10 mm. Ein Versinken des Pfahls war noch nicht eingetreten.

Versuch 3a:

Der Versuch 3a ist als Vergleichsversuch zu dem Versuch 3 anzusehen. Er wurde absichtlich an einem Pfahl angesetzt, der beim Bohren und beim Rütteln besondere Schwierigkeiten bot, und zwar an Pfahl Nr. 168 in der vierten Reihe hinter der Spundwand. Die Ursache der Schwierigkeiten waren Bohrhindernisse, die zum größten Teil in Überresten alter Böschungbefestigungen aus Bruchsteinen und in Bauschutt aus Betonplatten bestanden. Diese Steine erschwerten das Bohren außerordentlich und verhinderten, daß die beim Rütteln entstehenden Hohlräume durch das Nachrutschen des Sandes außerhalb des Bohrröhres vollständig verfüllt werden konnten. Die Hindernisse können außerdem die Setzungserscheinungen in den obersten Bodenschichten und damit die Mantelreibung stark vermindern. Der Pfahl Nr. 168 erforderte eine sehr lange Bohrzeit, die Hindernisse waren hier besonders groß und deshalb die Wirkung des Rüttelns besonders klein. Auch hatte sich der Rüttler einmal festgeklemmt, wahrscheinlich an Steinen, die infolge der Rüttelwirkung in den Sandwasserbrei abgesunken waren. Schließlich

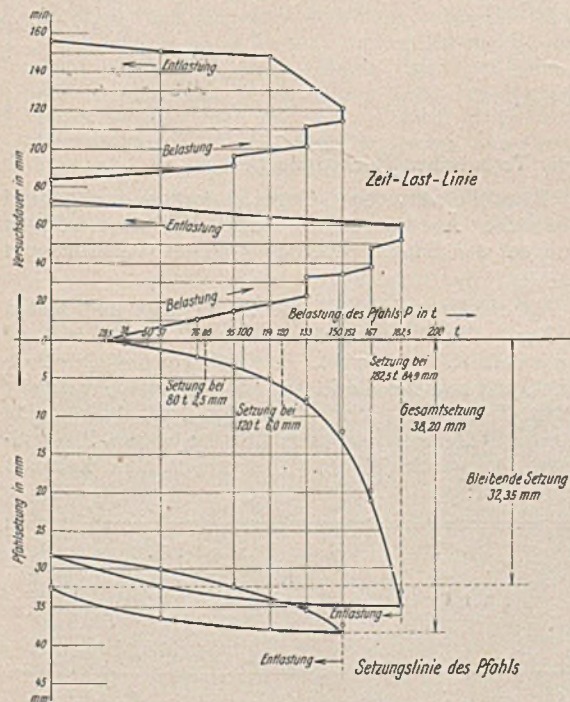


Abb. 9. Belastungsversuch 3a mit Pfahl Nr. 168 mit Verdichtung unter dem Pfahlfuß, aber ohne seitliche Verdichtung. Gewöhnlicher Rüttelfußpfahl.

war die Sandzugabe bei diesem Pfahl gering. Die Setzungen des Pfahls (Abb. 9) sind aus diesem Grunde auch etwas mehr als doppelt so groß gegenüber dem Pfahl 3. Sie liegen jedoch mit 2,5 mm bei 80 t und mit 6 mm bei 120 t weit unter den zulässigen Setzungen.

D. Versuch 4: Verdichtung der Sandschicht unter dem Pfahlfuß und Verdichtung des Bodens um den Pfahlmantel.

Der Belastungsversuch, bei dem nicht nur die Verdichtung unter dem Pfahlfuß, sondern auch um den Pfahlmantel vorgenommen worden war, wurde am Pfahl Nr. 68 in der zweiten Reihe hinter der Umfassungspundwand durchgeführt. Der Versuch zeigt gegenüber dem Versuch 3 wiederum eine wesentliche Verbesserung der Tragfähigkeit des Versuchspfahls (Abb. 10.) So konnte der Pfahl mit 209 t belastet werden, wobei eine Gesamtsetzung von nur 14,6 mm festgestellt wurde. Die Setzungen bei 80 t mit 0,5 und bei 120 t mit 2 mm liegen um 0,25 bzw. 2,3 mm günstiger als beim Versuch 3. Die bleibende Setzung nach vollkommener Entlastung des Pfahls betrug nur 9,79 mm.

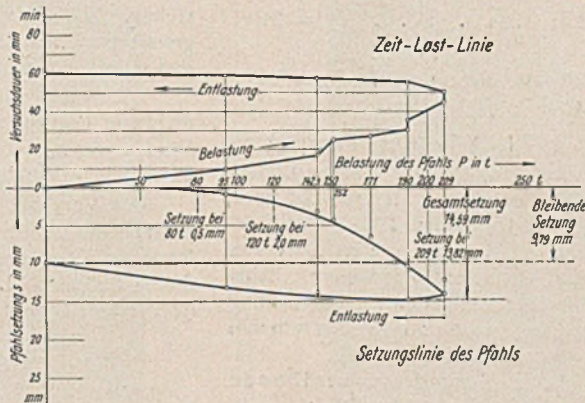


Abb. 10. Belastungsversuch 4 mit Pfahl Nr. 68 mit Verdichtung unter dem Pfahlfuß und um den Pfahlmantel.

Bei keinem der Versuche wurden die Verkürzungen, die auf elastische Verformung des Pfahls zurückzuführen sind, abgezogen; die Setzungen des Pfahlfußes würden also noch ein günstigeres Bild ergeben, da bei 200 t die elastische Verkürzung allein etwa 3 mm beträgt.

Aus dem Versuch 2 ist zu ersehen, daß jeder auf irgendeine beliebige Art in Sanduntergrund eingebrachte Pfahl durch eine Verdichtung des umgebenden Sandbodens eine wesentliche Erhöhung seiner Mantelreibung und damit seiner zulässigen Tragkraft erfährt. Das gilt für Betonpfähle und gerammte Holzpfähle in gleicher Weise wie für Ramm- und Stahlpfähle. Gerade in Fällen, in denen Stahlpfähle aus besonderen Gründen nicht umgangen werden können, bietet das Verfahren eine Möglichkeit, die Anzahl der zu rammen Pfähle auf ein Mindestmaß zu verringern.

Eine weitere Feststellung durch die Versuche (Abb. 11) ist von Bedeutung. Bei reinen Standpfählen (Versuch 1 und 3) zeigt die Lastsetzungslinie eine stetig zunehmende Krümmung, ein gradliniger Verlauf und eine „Proportionalitätsgrenze“ sind nicht vorhanden. Bei halb stehenden Pfählen mit teilweiser Mantelreibung, wie sie bei Versuch 2 und 4 infolge der seitlichen Verdichtung vorhanden ist, streckt sich die Lastsetzungslinie im ersten Bereich und nähert sich einer Geraden. Damit sind frühere Beobachtungen erneut bestätigt worden¹⁾. Das Verfahren, die Tragfähigkeit aus der Proportionalitätsgrenze (z. B. mit zweifacher Sicherheit) feststellen zu wollen, versagt im Sandboden.

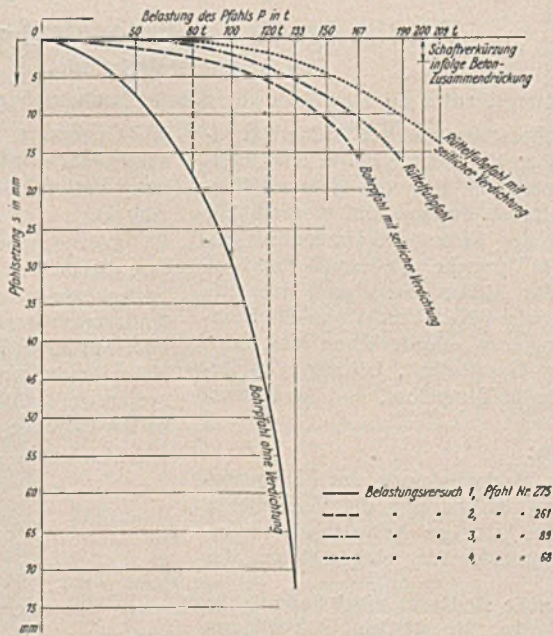


Abb. 11. Ergebnisse der Belastungsversuche 1, 2, 3, 4. Pfahlsetzungslinien.

6. Schlußfolgerungen aus den Belastungsversuchen.

Ein Vergleich der Ergebnisse der Pfahlbelastungsversuche (Abb. 11) zeigt den Vorteil der Rüttelfuß-

pfähle und der Verdichtungsmaßnahmen im Boden mit voller Klarheit. Während die Pfahlsenkungslinie des Versuchs 1, bei dem die Belastung an einem Bohrpfahl ohne irgendeine Verdichtung vorgenommen worden war, schon bei 133 t Belastung mit einer Einsenkung von 70 mm abgebrochen werden mußte, zeigen die weiteren Versuche an dem wesentlich flacheren Verlauf ihrer Lastsetzungslinien den Erfolg einer Verdichtung überhaupt. In je größerem Umfang die Verdichtung vorgenommen wird, desto größer wird die Tragfähigkeit des Pfahls und desto flacher wird der Verlauf der Lastsetzungslinien. Die größte erreichte Belastung betrug beim Versuch 4 209 t mit einer Gesamteinsenkung von 14,6 mm und 10 mm bleibender Setzung.

Bei keinem der Versuche wurden die Verkürzungen, die auf elastische Verformung des Pfahls zurückzuführen sind, abgezogen; die Setzungen des Pfahlfußes würden also noch ein günstigeres Bild ergeben, da bei 200 t die elastische Verkürzung allein etwa 3 mm beträgt.

¹⁾ Kögler-Scheidig, Baugrund und Bauwerk, 2. Aufl., S. 242/43, Abb. 252. Berlin 1939, Wilh. Ernst & Sohn.

Die Versinkungsgrenze Q_v (stärkeres Abfallen der Lastsenkungslinie oder mehr als 25 mm bleibende Einsenkung) liegt etwa bei folgenden Werten:

- Versuch 1 (ohne jede Verdichtung) $Q_v = 90$ t
 $Q_{zul} = 0,4 Q_v = 36$ t
- Versuch 2 (nur seitliche Verdichtung) $Q_v = 170$ t
 $Q_{zul} = 0,4 Q_v = 68$ t
- Versuch 3a (Rüttelfuß in steinigem Boden) $Q_v = 170$ t
 $Q_{zul} = 0,4 Q_v = 68$ t
- Versuch 3 (Rüttelfuß in Kiessand) $Q_v = 210$ t
 $Q_{zul} = 0,4 Q_v = 84$ t
- Versuch 4 (Rüttelfuß und seitliche Verdichtung) $Q_v = 260$ t
 $Q_{zul} = 0,4 Q_v = 104$ t.

Die Werte $Q_{zul} = 0,4 Q_v$ dürfen nach DIN 1054 (neue Fassung) erhöht werden, wenn durch mehrere Probelastungen und genaue Bodenuntersuchungen, wie im vorliegenden Falle geschehen, festgestellt wird, daß eine gleichmäßige Tragfähigkeit und Setzung der Pfähle des Bauwerks zu erwarten ist. Für den Rüttelfußpfahl wurden hier 100 t von der Aufsichtsbehörde auf Vorschlag des Verfassers zugelassen. Ausgenutzt wurden nur 87 t, weil bei Durchführung der Probelastung bereits der größte Teil der Pfähle hergestellt war und es sich um die erste Anwendung eines neuen Bauverfahrens handelte.

Geht man von dem Merkmal aus, daß z. B. nur 5 mm bleibende Setzung zulässig sein sollen, so ergibt sich etwa folgendes Bild:

- Versuch 1 (ohne jede Verdichtung) $Q_{zul} = 42$ t
- Versuch 2 (nur seitliche Verdichtung) = 130 t
- Versuch 3a (Rüttelfuß in steinigem Boden) = 120 t
- Versuch 3 (Rüttelfuß im Kiessand) = 160 t
- Versuch 4 (Rüttelfuß und seitliche Verdichtung) = 190 t.

In jedem Falle der Auswertung ergeben sich sehr günstige Ergebnisse für die Tragfähigkeit der Rüttelfußpfähle.

Die Tragfähigkeit des Sandes kann durch das Rütteldruckverfahren so weit gesteigert werden, daß er die zulässige Belastung des Betons erreicht. Der bewehrte Betonbohrpfahl von 60 cm Durchm. mit $F = 2827$ cm² Betonquerschnittfläche erhält ohne Berücksichtigung der Eisen folgende Druckbeanspruchungen:

- bei $Q = 80$ t (hier angewendet) $\sigma_b = 28,4$ kg/cm²
- bei $Q = 120$ t (zulässig) $\sigma_b = 42,8$ kg/cm²
- bei $Q = 200$ t (Probelastung) $\sigma_b = 74,0$ kg/cm².

Da es sich um nahezu reine Spitzenpfähle handelt, wird der verdichtete Sand unter dem Pfahlfuß ebenfalls mit 40 bis 50 kg/cm² belastet. Die dem Pfahl zumutbare Belastung ist also nur noch durch die Festigkeit des Pfahlbaustoffes selbst begrenzt. Es versteht sich, daß bei hochbelasteten, längeren Pfählen der Knickfrage erhöhte Bedeutung zukommt. Doch vermag die seitliche Verdichtung neben dem Pfahl die Knickgefahr zu bannen.

Schließlich steigert die seitliche Verdichtung, wie Versuch 4 und insbesondere Versuch 2 gezeigt haben, die Mantelreibung derart, daß sich die Pfähle bei 30 t Zugkraft für einen Pfahl noch nicht meßbar bewegt haben.

7. Bestimmung des Porengehalts und der Verdichtung.

Auf der Baustelle wurden aus verdichtetem Sand Proben entnommen und auf ihre Dichte untersucht. Die Entnahme aus dem Bereiche der Verdichtung unter den Betonpfählen ist technisch nicht ausführbar. Dagegen war es möglich, von einer Stelle Proben zu entnehmen, wo die Verdichtung bis Gelände-Oberkante geführt worden war. Um hier möglichst ungestörte Proben entnehmen zu können, wurde eine 2,5 m tiefe Grube ausgehoben. In dem verdichteten Boden blieb die Grube in nicht ausgesteiftem Zustand mit senkrechten Wänden einwandfrei stehen. Die Proben aus dem Verdichtungsbereich ergaben einen Porengehalt von $n = 33,5\%$ und $n = 36,3\%$, während der Porengehalt des gewachsenen, nicht verdichteten Bodens $n = 41,4\%$ betrug.

Der Boden wurde ferner laboratoriumsmäßig auf seine lockerste und dichteste Lagerung untersucht. Der Porengehalt des lose eingestreuten Sandes war $n_0 = 57,32\%$; in dichtester Lagerung nach Einschlämmen und Einrütteln ergab er sich zu $n_d = 32,3\%$.

Der Vergleich der Werte n_0 und n_d mit n zeigt, daß der Boden in seiner natürlichen Lagerung „mitteldicht“ gelagert ist. Der nach dem Rütteldruckverfahren verdichtete Boden erreicht jedoch belnahe die dichtestmögliche Lagerung. Berechnet man aus dem Verhältnis n zu n_0 (lockerste Lagerung) und n_d (dichteste Lagerung) die Verdichtungsziffer

$$P_v = \frac{n_0 - n}{n_0 - n_d} \cdot 100\%$$

so ergibt sich eine erreichte Verdichtung von 84 bis 95%, während die Dichte der unverdichteten natürlichen Lagerung 63,6% beträgt.

Obwohl angenommen werden muß, daß in größerer Tiefe die Rüttelwirkung noch günstiger ist, in 2,5 m Tiefe also noch nicht die günstigste Verdichtung erreicht worden ist, bestätigen auch diese Versuche die hervorragende Wirkung des Rütteldruckverfahrens.

8. Schlußbemerkungen.

Das Rütteldruckverfahren ist imstande, Sandböden von der Oberfläche aus bis in größere Tiefen in so hohem Maße zu verfestigen, daß an Stelle von Tief- oder Pfahlgründungen weitgehend Flachgründungen ausgeführt werden können. Es hat daher im Bauwesen mannigfache Anwendung gefunden. Mit seinem neuesten Anwendungsgebiet, dem Rüttelfußpfahl, gibt es dem Ingenieur ein neues wertvolles Gründungsverfahren in die Hand, das in Kles- und Sandboden die Herstellung von Standpfählen sehr hoher Tragfähigkeit gestattet. Ebenso wird es auch dort von besonderer Bedeutung sein, wo bei dem gewählten statischen Tragwerk nur besonders geringe Setzungen oder Setzungsunterschiede zugelassen werden können. In manchen Fällen wird es auch von großer Wichtigkeit sein, daß sich durch das Verfahren eine gleichmäßige Beschaffenheit des Bodens erzielen läßt. Das neue Verfahren wird sich zweifellos rasch durchsetzen.

Bei der hier beschriebenen ersten Gründung auf Rütteldruckpfählen bei einem 15 000-t-Speicher hat das Verfahren in einem durch die örtlichen Verhältnisse gegebenen schwierigen Gründungsfalle zu einer glücklichen Lösung geführt.

Alle Rechte vorbehalten.

Fließfertigung im Betonstraßenbau.

Von Dr.-Ing. Rolf Schade,

Mitarbeiter am Forschungsinstitut für Maschinenwesen beim Baubetrieb an der Technischen Hochschule Berlin.

In den Jahren 1938 und 1939 sind im Forschungsinstitut für Maschinenwesen beim Baubetrieb an der Technischen Hochschule Berlin mit Unterstützung der Deutschen Forschungsgemeinschaft und des Heereswaffenamtes umfangreiche Versuche mit Rüttelbeton durchgeführt worden, die insbesondere die maschinelle Fertigung des Betons im Straßenbau einschließlichsich vergleichsweise durchgeführter Versuche mit Stampf- und Naßbeton betrafen¹⁾. Die Bereitstellung der hierbei benötigten Baustoffe übernahm in großzügiger Weise der Deutsche Beton-Verein und die Fachgruppe Zementindustrie, die Überlassung der erforderlichen Maschinen und Geräte die Firmen Baumaschinen-Gesellschaft, Leipzig, Dingler-Werke AG, Zweibrücken, Ed. Linnhof, Berlin-Tempelhof, und das Hüttenwerk Sonthofen.

A. Durchführung der Versuche:

Um die Möglichkeit einer weiteren Mechanisierung des Fertigungsvorganges im Straßenbau zu erforschen, sollten sich die Versuche in erster Linie auf die ununterbrochene, stetige Arbeitsweise erstrecken. Dabei wurde der laboratoriumsmäßige Weg eingeschlagen, der

¹⁾ Anm. der Schriftleitung: Die Versuche sind ausführlich beschrieben in einer Arbeit des Verfassers: „R. Schade, Die maschinelle Fertigung des Betons im Straßenbau unter besonderer Berücksichtigung des Rüttelverfahrens“. (Berlin-Charlottenburg 1940, Zementverlag). Die wesentlichen Ergebnisse dieser Versuche werden hier ihrer großen Bedeutung wegen kurz wiedergegeben.

im Gegensatz zu Baustellenversuchen Ungenauigkeiten weitgehend ausschließt und bauliche Änderungen an den Versuchsmaschinen ohne Rücksichtnahme auf den Baustellenbetrieb gestattet (Versuchsstand Abb. 1).

Die einzelnen Probefelder waren 3,0 und 2,4 m lang und hatten eine Breite von 1,53 m. Die Deckendicke betrug 22 cm. Auf 1 m³ Fertigbeton entfallen jeweils 350 kg Zement. Es wurde gewöhnlicher Portlandzement verwendet, und zwar für die Rüttel- und Stampfbetonversuche vom Misburger Portland-Zementwerk Teutonia, für die Naßbetonversuche außerdem vom Rittergut Rüdersdorf und von der Dyckerhoff-Portlandzementwerke AG, Werk Lengerich (Westf.). Die verwendeten Zemente hatten folgende Siebfeinheit:

Zementart	Siebfeinheit Rückstand auf dem Siebe von	
	900 Maschen/cm ²	5000
Portlandzement Teutonia Misburg . . .	0,6 %	10,7 %
Portlandzement Dyckerhoff	0,5 %	10,6 %
Portlandzement Rittergut Rüdersdorf . .	2,4 %	18,4 %

Handwritten signature: R. Schade

Die Zuschlagstoffe bestanden in der Regel aus Grubensand und Basaltpplitz, Kiesbeton wurde im allgemeinen nicht untersucht. Die Sieblinie lag zwischen den Sieblinien *E* und *D* der Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken 1936²⁾. Im einzelnen wurden folgende Werte für die Anteile der Körnungen gewählt (Abb. 2):

0/0,2	0/1	0/3	0/7	0/15	0/30 mm
5	18	33	50	71	100 %



Abb. 1. Versuchsstand mit Probefeldern.

Die Wassermenge (Wassermengefaktor) wurde bei den Versuchen mit erdfeuchtem Beton innerhalb der Grenzen 0,42 und 0,45 verändert. Bei den Naßbetonversuchen entsprachen die gewählten Wassermengenziffern von 0,50 und 0,525 dem auf dem Normtisch ermittelten Ausbreitmaß von 36 und 41 cm.

Die Zuschlagstoffe wurden ausnahmslos nach Gewicht zugegeben. Die Mischzeit betrug 1 1/2 min. Der Beton wurde in einer Schicht aufgebracht, von Hand verteilt und in einem einzigen Übergang verdichtet. Versuche mit zweimaligem Fertigerübergang dienten nur Vergleichszwecken.

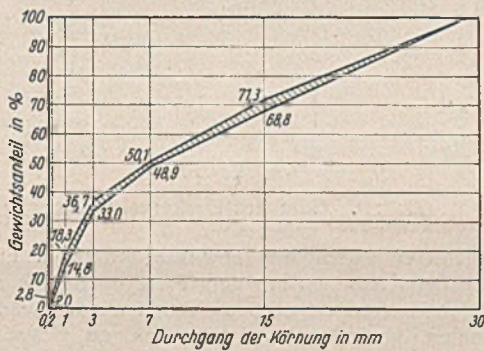


Abb. 2. Grenzsieblinien der Versuche.

Aus den Probefeldern wurden jeweils vier Platten quer zur Fahrtrichtung von 0,4 oder 0,5 m Breite und 1,53 m Länge entnommen. Dies geschah durch Einrütteln von dünnen Blechen in den frisch verdichteten Beton mittels eines kleinen handbedienten Rüttlers, der über eine biegsame Welle durch einen schnell laufenden Elektromotor angetrieben wurde (Unterteilung eines Feldes sowie die entstandenen Fugen Abb. 3 u. 4). Nach Herstellung und Unterteilung der Probefelder und nach Entnahme von Probewürfeln und -balken wurden die Felder und die Probewürfel und -balken sieben Tage lang durch Abdecken mit Matten feucht gehalten. Nach 21 tägiger

²⁾ Ausgearbeitet und herausgegeben von der Direktion der Reichsautobahnen im Einvernehmen mit dem Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen.

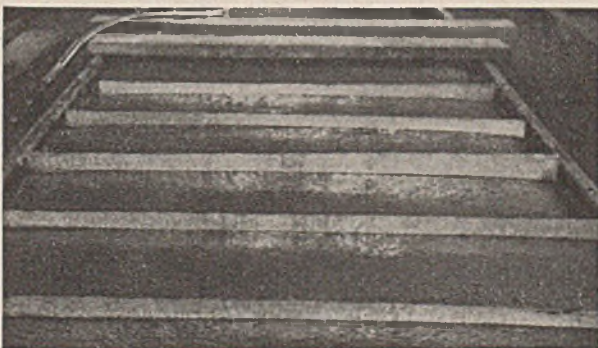


Abb. 3. Durch Bleche unterteiltes Probefeld.

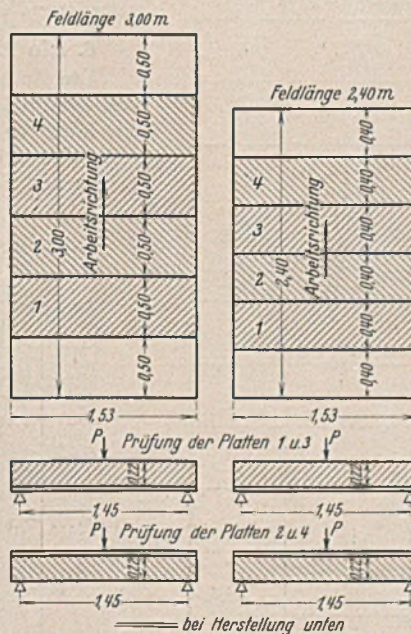


Abb. 5. Auswahl und Prüfungsart der Probeplatten.

Trockenlagerung wurden die 28 Tage alten Probekörper auf Biegezug- und Druckfestigkeit in der in Abb. 5 dargestellten Weise geprüft. Die Probewürfel hatten im Durchschnitt eine Druckfestigkeit von ungefähr 400 bis 450 kg/cm², die Probekörper eine Biegezugfestigkeit von ungefähr 50 bis 55 kg/cm².

Die bei den Versuchen eingesetzten Fertiger (Abb. 6) arbeiteten

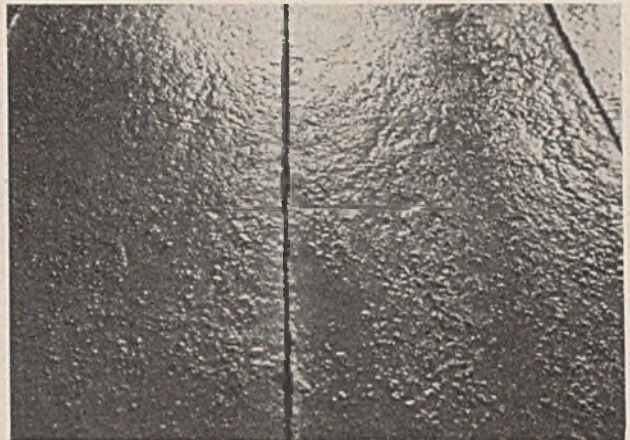


Abb. 4. Fugen im Frischbeton nach dem Herausziehen der Bleche.

- nach dem Rüttelverfahren, wobei ein Rüttler mit einer Schwungmasse von 12,2 kg und einer Außermitteigkeit von 5 mm fest auf der 1,48 m langen und 220 kg schweren Rüttelbohle angeordnet war,
- als Stampffertiger, und zwar mit großen Hieben und geringer Schlagzahl (die Anzahl der Stampfbohlenschläge betrug im Mittel 160/min) und
- als Putzfertiger unter Verwendung eines 30 cm breiten Glättbleches, das schuhförmig mit leichtem Anzug nach vorn ausgebildet war und mit einem beiderseitigen Ausschlag von 15 cm bei 52 Hin- und Hergängen in der Minute arbeitete.

Die Rüttelbetonversuche wurden mit Schwingzahlen zwischen $f = 55$ und 114 Hz durchgeführt. Schwingzahl und Schwingweite wurden durch Tastschwingungsschreiber überwacht. Die Fertigergeschwindigkeiten schwankten dabei zwischen $c = 0,4$ und $1,5$ m/min. Bei den unter gemeinsamem Einsatz von Rüttel- und Stampffertiger durchgeführten Versuchen wurden zunächst die Fertigergeschwindigkeiten innerhalb $c = 0,5$ und $1,5$ m/min und die Schlagzahl gleichzeitig, dann bei unveränderter Geschwindigkeit nur die Schlagzahl und schließlich bei unveränderter Schlagzahl und Fertigergeschwindigkeit nur die Schwingzahl von $f = 26$ bis 100 Hz verändert. Die anschließenden Versuche mit Naßbeton wurden unter Verzicht auf jegliche Verdichtungsarbeit nur mit waagrecht arbeitender Abziehbohle oder mit lotrecht und mit niedrigen Schwingzahlen ($f = 25$ Hz) arbeitender Rüttelbohle durchgeführt.

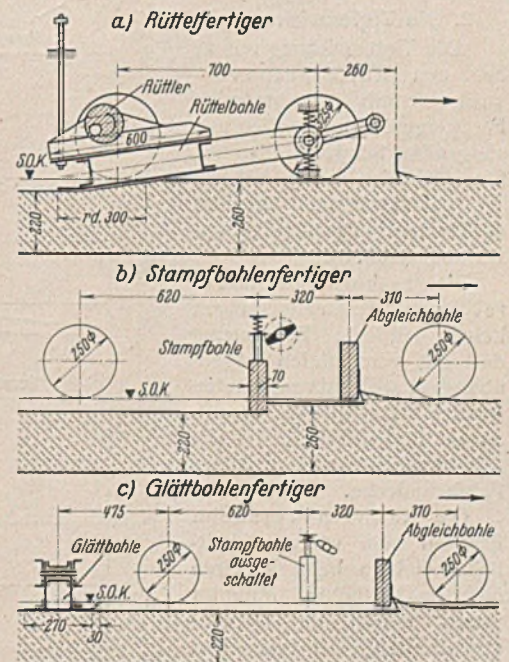


Abb. 6. Die Versuchsfertiger.

B. Ergebnisse der Versuche:

Die Probeplatten wurden beurteilt:

1. auf Biegezugfestigkeit sowohl an der unteren als auch an der oberen Seite,
 2. durch Feststellung des augenscheinlich gut verdichteten Bereiches (der Tiefenwirkung) an den Bruchflächen,
 3. nach der Güte des Deckenschlusses,
 4. nach an der Oberfläche entstehenden Wellen und
 5. unter Berücksichtigung des Einflusses etwaigen Quergefälles.
- Dabei konnte folgendes festgestellt werden:

1. Die Biegezugfestigkeit.

Bei den Rüttelbetonversuchen (Abb. 7) nehmen innerhalb der gewählten Vortriebsgeschwindigkeiten die Biegezugfestigkeiten mit wachsenden Geschwindigkeiten ab. Steigende Schwingzahlen liefern höhere Biegezugfestigkeiten. Höhere Wasserzementziffern bewirken bei niedrigen Schwingzahlen und hohen Geschwindigkeiten größere Biegezugfestigkeiten, bei hohen Schwingzahlen und niedrigen Geschwindigkeiten kleinere Biegezugfestigkeiten als die entsprechenden Ergebnisse mit niedriger Wasserzementziffern. Die Biegezugfestigkeiten schwankten zwischen $\sigma = 34$ und 56 kg/cm^2 .

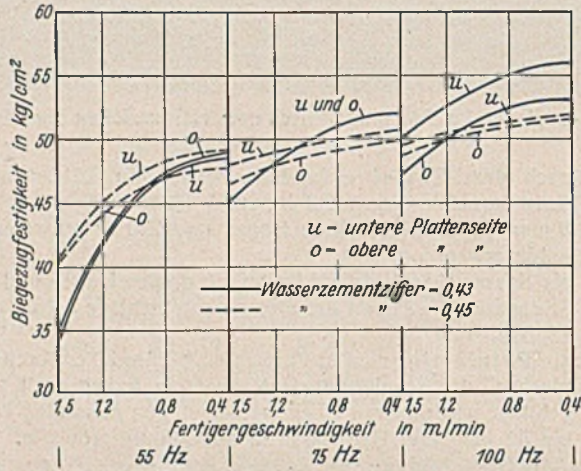


Abb. 7. Einfluß des Rüttelns auf die Biegezugfestigkeit.

Die Vergleichsversuche mit gestampftem Beton lieferten je nach der auf 1 m Fahrbahndecke entfallenden Schlagzahl verschieden hohe Festigkeiten. Beim Arbeiten mit nassem Beton und einer großen Anzahl von Schlägen für 1 m ($n = 320/m$) entsprachen die Festigkeiten etwa den mit gerütteltem Beton bei $f = 100 \text{ Hz}$ erzielten Ergebnissen; bei weniger Schlägen für 1 m lagen sie ungleich tiefer.

Die Naßbetonversuche ergaben im allgemeinen niedrigere Festigkeiten. Sie entsprachen den Rüttelbetonergebnissen bei $f = 55 \text{ Hz}$ für Geschwindigkeiten innerhalb 0,4 und 1,0 m/min. Die Biegezugfestigkeit lag knapp über $\sigma = 45 \text{ kg/cm}^2$.

2. Die Tiefenwirkung.

Die Tiefenwirkung nimmt bei den Rüttelbetonversuchen mit abnehmenden Fertigergeschwindigkeiten und steigenden Schwingzahlen zu. Ein Arbeiten mit höherer Wasserzementziffer bewirkt durchweg eine größere Tiefenwirkung (Abb. 8).

Die gestampften Probefelder zeigten im allgemeinen keine deutliche Begrenzung des gut verdichteten gegenüber dem schlecht verdichteten Bereich. Der porige Bereich an der Bodenfläche steigt mit fallender Schlagzahl je Meter Fahrbahndecke.

Die Naßbetonversuche lieferten kein völlig einheitliches Gefüge beim Arbeiten mit der Glättbohle. Mitunter waren mitten im Deckenquerschnitt Nester erkennbar. Beim Abgleichen durch die Rüttelbohle ist dagegen das Gefüge völlig einheitlich und gleichmäßig gut.

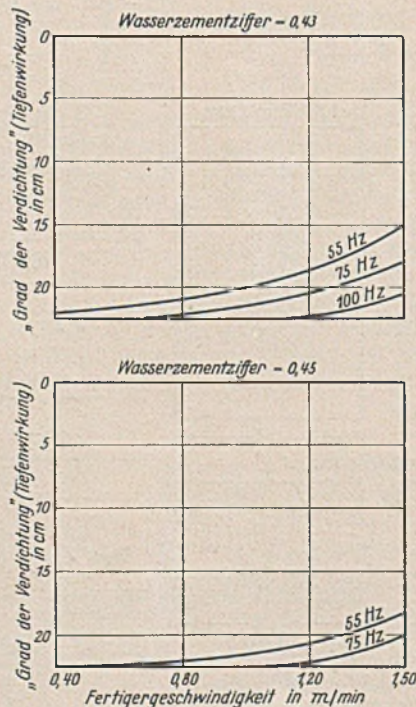


Abb. 8. Tiefenwirkung.

3. Die Güte des Deckenschlusses.

Abnehmende Geschwindigkeiten, steigende Schwingzahlen und höhere Wasserzementziffern bewirken bei den Rüttelbetonversuchen unter sonst gleichen Bedingungen ein stärkeres Ansammeln von Mörtelschlempen an der Oberfläche (Abb. 9). Bohlenausschläge über $2a = 0,3 \text{ mm}$ verursachen, besonders in Verbindung mit hohen Schwingzahlen, ein nachträgliches Überspritzen der schon verdichteten Decke mit Mörtelklümpchen. Die Wasserempfindlichkeit steigt stark mit wachsenden Schwingzahlen.

Das vorherige Abstampfen macht sich hier meist günstig bemerkbar. Die Wasserempfindlichkeit nimmt bedeutend ab.

Die Naßbetonversuche zeigen durchweg gute Ergebnisse. Die gerüttelten Felder waren besonders gut.

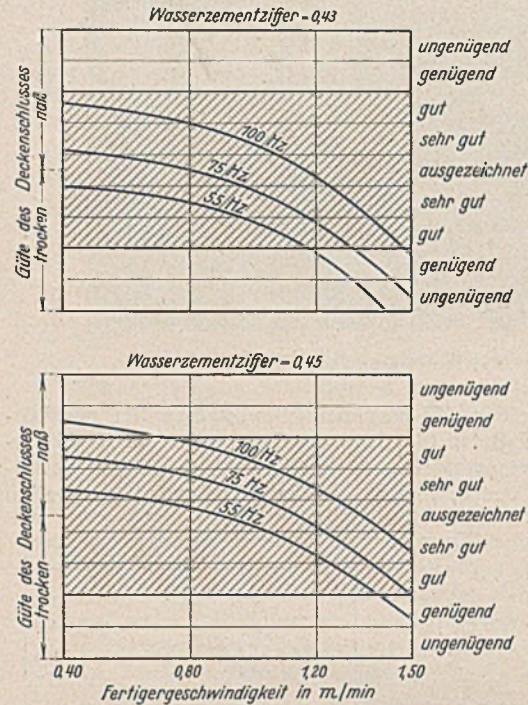


Abb. 9. Güte des Deckenschlusses.

4. Die Wellenbildung.

Die Wellenbildung ist abhängig von dem Kraftaufwand für die Verdichtung und von dem Fortschritt des Verdichtungsgerätes in der Zeiteinheit.

Beim Rüttelfertiger liefern daher hohe Schwingzahlen sowie große Fertigergeschwindigkeiten meist eine wellige Oberfläche. Dies gilt vor allem beim Arbeiten mit nasserem Mischungen.

Die Versuche mit dem Stampffertiger zeigen im allgemeinen ein weniger günstiges Ergebnis. Selbst nachträgliches Rütteln konnte die entstandenen Wellen nicht einwandfrei beseitigen. Die Verwendung eines

feuchteren Mischgutes bewirkte allerdings etwas bessere Ergebnisse.

Beim Arbeiten mit dem Putzfertiger können wiederum sehr gute Ergebnisse erzielt werden. Dabei werden beim Abgleichen mit Rüttelbohlen und Arbeiten mit niedrigen Schwingzahlen augenscheinlich günstigere Ergebnisse erzielt als mit waagrecht arbeitenden Glättbohlen.

5. Die Querneigung.

Beim Arbeiten mit dem Rüttelfertiger sind hohe Schwingzahlen ungünstig. Beim Stampfen ist die Querneigung von untergeordneter Bedeutung. Das Abstampfen vermindert den Einfluß des Quergefälles auf das seitliche Abfließen ganz erheblich. Beim Arbeiten mit Naßbeton ist infolge der geringen äußeren Einwirkungen der Glättbohle die geforderte Neigung der Oberfläche leicht einzuhalten.

6. Die Anzahl der Schwingungen je Meter Fahrbahndecke.

Die Anzahl der Schwingungen je Meter Fahrbahndecke ist abhängig von der Bohlenbreite, der Fertigergeschwindigkeit und der Schwingzahl des Rüttlers (Abb. 10). Sie gestattet also eine einwandfreie Vergleichsmöglichkeit der bei den Versuchen mit verschiedenen Schwingzahlen und Fertigergeschwindigkeiten erzielten Festigkeiten.

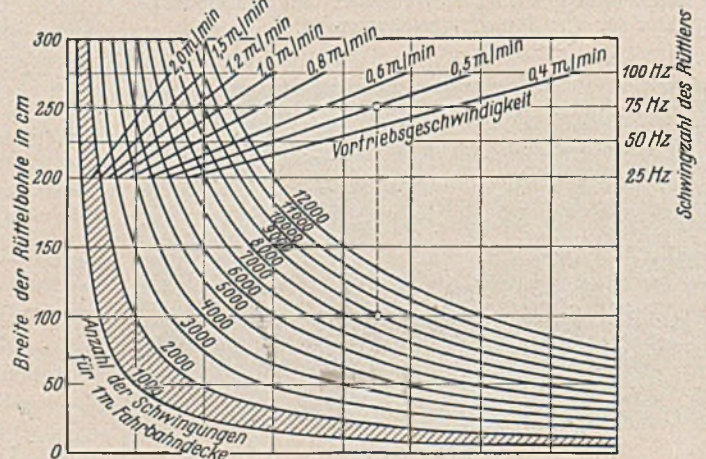


Abb. 10. Einfluß der Schwingzahl, der Fertigergeschwindigkeit und der Breite der Rüttelbohle auf die Anzahl Schwingungen je Meter Fahrbahndecke.

Während beim Arbeiten unterhalb von 1000 Schwingungen je Meter Fahrbahndecke unabhängig von der verwendeten Schwingzahl des Rüttlers mit steigender Gesamtschwingungszahl große Festigkeitssteigerungen erzielt werden, bringt ein Arbeiten mit steigender Schwingungszahl

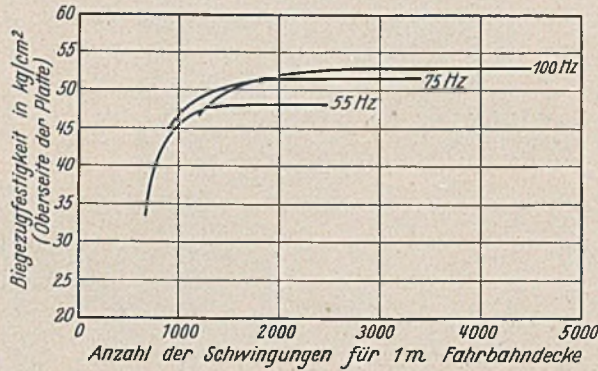


Abb. 11. Einfluß der Anzahl der Schwingungen je Meter Fahrbahndecke auf die Biegezugfestigkeit an der Oberseite der Platte bei der Wasserzementziffer 0,43.

oberhalb 2000 Schwingungen je Meter Fahrbahndecke keine Festigkeitszunahme (Abb. 11). Der wirtschaftliche Arbeitsbereich liegt demnach zwischen 1000 und 2000 Schwingungen je Meter Fahrbahndecke.

7. Die Verdichtungskosten beim Rüttelfertiger.

Je größer der Kraftaufwand, um so stärkere Verdichtung und um so höhere Festigkeiten sind erreichbar. Über eine bestimmte Grenze hinaus, die bei $\sigma = 50 \text{ kg/cm}^2$ (Abb. 12) liegt, ist jedoch ein weiteres Einwirken der Verdichtungsgeräte zur Erzielung höherer Festigkeiten unwirtschaftlich.

C. Schlußfolgerungen:

Auf Grund der Versuchsergebnisse müssen hauptsächlich folgende Forderungen an die Praxis gestellt werden:

1. Von der Fließfertigung einschichtiger Betondecken, die einwandfrei durchführbar ist, sollte in stärkstem Maße Gebrauch gemacht werden, um unter Vereinfachung des Geräteinsatzes eine Leistungssteigerung zu erreichen.

2. Sowohl die Verdichtung des erdfeuchten Betons als auch die Abgleichung des Naßbetons geschieht hierbei durch Rüttelbohlen.

3. Die Verdichtungsbohle arbeitet zweckmäßig mit $f = 70 \text{ Hz}$, die größten Ausschläge dürfen $2a = 0,3 \text{ mm}$ nicht überschreiten. Die Putzbohle arbeitet zweckmäßig mit $f = 35 \text{ Hz}$, die größten Ausschläge betragen $2a = 0,2 \text{ mm}$. Dadurch kann ein und derselbe Fertiger sowohl zum Verdichten von erdfeuchtem Beton als auch zum Abziehen von Naßbeton bei ausgeschalteter Verdichtungsbohle verwendet werden.

4. Die Vortriebsgeschwindigkeit soll für erdfeuchten Beton $c = 1 \text{ m/min}$, für Naßbeton $c = 2 \text{ m/min}$ möglichst nicht überschreiten.

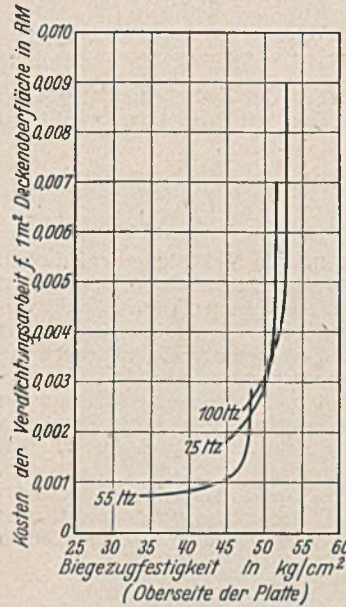
5. Aus 3. und 4. ergibt sich die wirksame wirtschaftliche Bohlenbreite zu ungefähr 30 cm .

6. Die Putzbohle muß in Arbeitsrichtung gesehen nach vorn und nach hinten leicht aufgewölbt sein.

7. Zwischen die Verdichtungs- und Putzbohle ist eine Abgleichbohle einzuschalten. Diese soll etwaige Unebenheiten oder ein Abfließen des Betons beim Arbeiten in starkem Quergefälle ausgleichen. Sie ist zu diesem Zweck vorteilhaft schräg zur Straßenachse anzuordnen.

8. Der Abstand der Verdichtungs- und Putzbohle soll nicht kleiner als 2 m sein.

Abb. 12. Der Kostenanstieg der Verdichtungsarbeit zur Erzielung höherer Biegezugfestigkeiten.



9. Unter Beibehaltung der in den „Anweisungen“ geforderten Sieblinie, unter Verwendung von Splitt als Grobzuschlag, und bei einem Zementgehalt von 350 kg/m^3 Fertigbeton sind bei der Fließfertigung folgende Wasserzementziffern zu wählen:

- a) Verdichtung von erdfeuchtem Beton 0,43,
- b) Abgleichen von Naßbeton 0,49.

Vermischtes.

Berechnung des Trägers auf 3 Stützen mit veränderlicher Lage der Mittelstütze bei Dreiecksbelastung¹⁾. Für die Lösung dieser Aufgabe, die bei Spundwänden, Wasserbehältern, Stützwänden, aber auch bei Gratsparren u. dgl. vorkommt, wird nachstehend ein einfaches Verfahren entwickelt und ein Schaubild als einfaches Hilfsmittel gegeben. Mit den Bezeichnungen der Abb. 1 ergibt sich folgende Entwicklung:

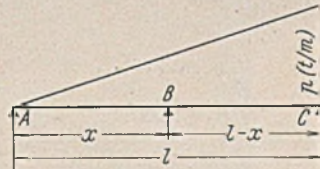


Abb. 1.

$$(I) \quad M_0 = \frac{pl^2}{6} \left(\frac{x}{l}\right) \left[1 - \left(\frac{x}{l}\right)^2\right]$$

Die Gleichung der Biegelinie ist²⁾:

$$y_0 = \frac{pl^4}{360 EJ} \left(\frac{x}{l}\right) \left[7 - 10 \left(\frac{x}{l}\right)^2 + 3 \left(\frac{x}{l}\right)^4\right]$$

Die Durchbiegung infolge einer Einzellast B ist³⁾:

$$y_B = \frac{Bl^3}{3 EJ} \frac{(x)^2 (l-x)^2}{l^2}$$

Mit $y_0 = y_B$ ist:

$$B = \frac{pl \left(\frac{x}{l}\right) \left[7 - 10 \left(\frac{x}{l}\right)^2 + 3 \left(\frac{x}{l}\right)^4\right]}{120 \left(\frac{x}{l}\right)^2 \left(1 - \frac{x}{l}\right)^2}$$

Das durch B erzeugte Moment ist²⁾:

$$(II) \quad M_{B_0} = Bx \left(1 - \frac{x}{l}\right) = \frac{pl^2}{120} \left(1 + \frac{x}{l}\right) \left[7 - 3 \left(\frac{x}{l}\right)^2\right]$$

Trägt man Gl. (I) u. (II) nach Ausrechnung einzelner Punkte auf, so erhält man das Schaubild der Abb. 2, dessen Ordinaten mit $\frac{pl^2}{120}$ zu vervielfältigen sind. Die beiden Auflertangenten an die Linie I schneiden die Linie II bei $\frac{x}{l} = 0,465$ [Punkt (1)] und $\frac{x}{l} = 0,77$ [Punkt (2)]. Liegt B außerhalb dieser Punkte, so treten in dem kürzeren Teilstück des Trägers keine positiven Momente mehr auf.

Beispiel: Ein Träger mit der Spannweite $l = 8,45 \text{ m}$ soll im Abstände $x = 5,0 \text{ m}$ vom Auflager A (Abb. 1) eine Zwischenunterstützung B erhalten. Die Dreiecksbelastung beträgt bei C $p = 2,50 \text{ t/m}$.

Es ist $\frac{x}{l} = \frac{5,0}{8,45} = 0,59$. Man schiebt das Schaubild der Abb. 1 am besten unter ein durchsichtiges Papier und zeichnet die Linie $x/l = 0,59$ ein, wie es in Abb. 2 angegeben ist. Sie schneidet die Linie II im Punkte d. Verbindet man d mit A und C, so erhält man die Momente zwischen der Linie I und den Verbindungslinien Ad und Cd, wenn man die Ordinaten mit $\frac{pl^2}{120}$ vervielfältigt. Das Stützenmoment ist:

$$M_B = -1,79 \cdot \frac{2,5 \cdot 8,45^2}{120} = -2,66 \text{ tm.}$$

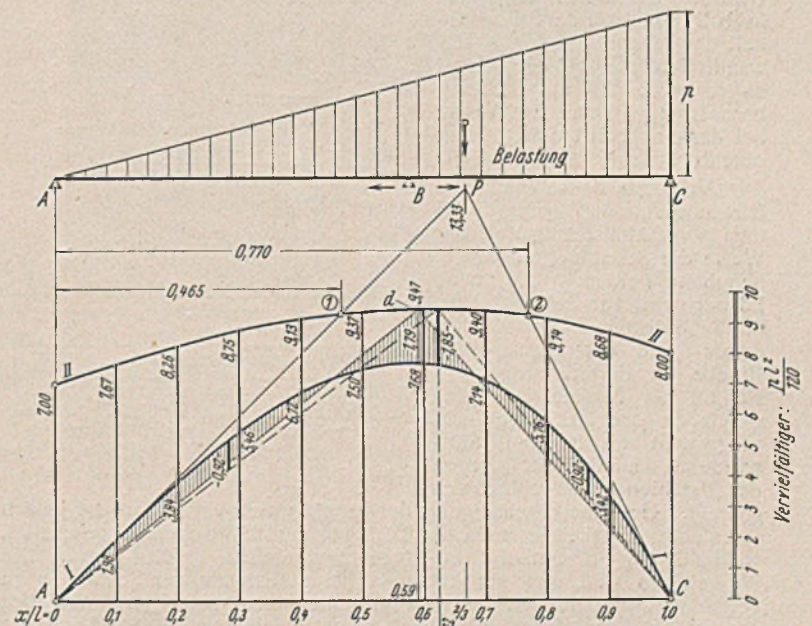


Abb. 2.

¹⁾ Vgl. Faerber, Statische Gebrauchswerte. Stuttgart 1939, Verlag Konrad Wittwer.

²⁾ Hütte, 26. Aufl., I. Bd., S. 616, Fall 12. Berlin 1931, Wllh. Ernst & Sohn.

³⁾ Desgl. S. 613, Fall 3.

Es kann die Frage gestellt werden: Wie muß der Unterstützungspunkt *B* gewählt werden, damit die beiden positiven Größtmomente einander gleich werden. Durch den Versuch erhält man hierfür $x/l = 0,622$, wobei

$$\text{das Feldmoment } M_{\max} = +0,92 \cdot \frac{p l^2}{120} \approx \frac{p l^2}{130}$$

$$\text{das Stützenmoment } M_{\min} = -1,85 \cdot \frac{p l^2}{120} \approx -\frac{p l^2}{65} = -2 M_{\max}$$

Erwähnt sei noch, daß das Verschieben der Zwischenaufleger nach *A* oder *C* den einseitig eingespannten Balken mit Dreieckslast ergibt mit den Einspannmomenten

$$M_A = -\frac{7 p l^2}{120} \quad \text{und} \quad M_B = -\frac{8 p l^2}{120}$$

J. Faerber.

Dichtungsabschluß auf Stahlbrücken. Die Abdichtung der Brücken, und zwar besonders der Stahlbrücken, ist in Erkenntnis des schnellen Verfalls der dem Wasserangriff besonders ausgesetzten Teile ständig verbessert worden. Während man sich vor nicht allzu langer Zeit selbst bei Stahlbrücken noch damit begnügte, die Dichtung, die üblicherweise aus mehrfacher, mit Bitumen od. dgl. zusammengeklebter Papplage besteht, als Abschluß einfach hochzublegen und gegen einen Betonwulst zu kleben, ist man jetzt fast durchweg dazu übergegangen, die Papplagen unmittelbar gegen die abschließenden Stahlteile zu pressen. Hierbei wird entweder die Dichtung von Hand gegen den Stahl gepreßt und, da man des Erfolges doch nicht sicher ist, ein Winkel od. dgl. über dem oberen Dichtungsende als Schutz gegen Wasserandrang angebracht, oder man versucht, durch Festklemmen der Dichtung mittels Schrauben einen wasserdichten Abschluß zu erhalten.

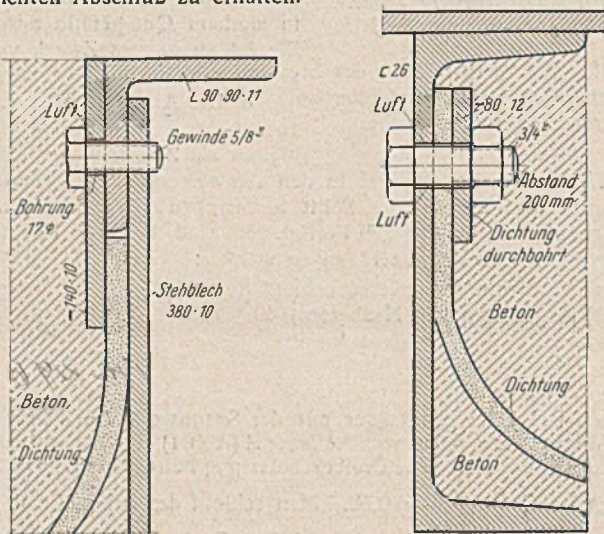


Abb. 1.

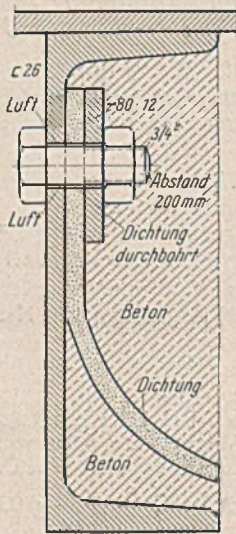


Abb. 2.

In der Praxis sind bisher insbesondere die auf Abb. 1 u. 2 dargestellten Lösungen ausgeführt worden, sie bereiten aber dem sachgemäßen Einbau erhebliche Schwierigkeiten. Außerdem kann, wenn die Schraube oberhalb der Dichtung angebracht wird (Abb. 1), kein wirklich festes Anlegen der Dichtung erreicht werden. Wird dagegen die Dichtung unmittelbar angepreßt (Abb. 2), so ist bei der Schwierigkeit der Herstellung eines einwandfreien Anschlusses damit zu rechnen, daß die Dichtung beschädigt wird und das Wasser bei der durchbohrten Stelle hindurchtritt.

Auf Abb. 3 ist nun ein Dichtungsabschluß gezeigt, bei dem in verhältnismäßig einfacher Weise die geschilderten Mängel behoben werden. Die neue Lösung wird zur Zeit bei zwei Straßenbrücken, der Königsdamm- und der Tegeler-Weg-Brücke zu Berlin, ausgeführt, sie ist als Muster (DRGM.) gesetzlich geschützt. Die Dichtung wird durch eine Stiftschraube unmittelbar gegen das stählerne Abschlußblech gepreßt. Um eine Beschädigung der Papplagen zu vermeiden, ist jedoch ein starkes Flacheisen zwischen Dichtung und Stiftschraube geschaltet, während die Stiftschraube in einem Winkeleisen geführt wird. Die Winkeleisen sind, um ein Abbiegen beim Anziehen der Schrauben zu vermeiden, mit Rippen an dem Abschlußblech befestigt. Wie sich gezeigt hat, genügt es, bei Wahl eines Flacheisens 40×20 mm die

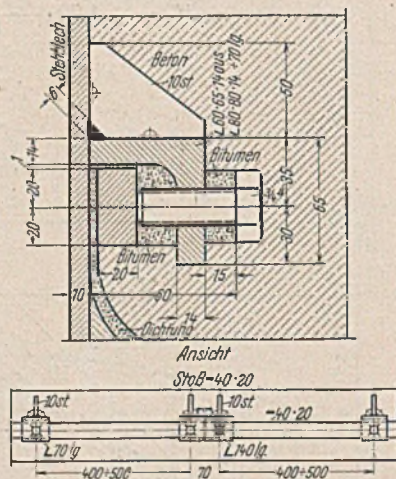


Abb. 3.

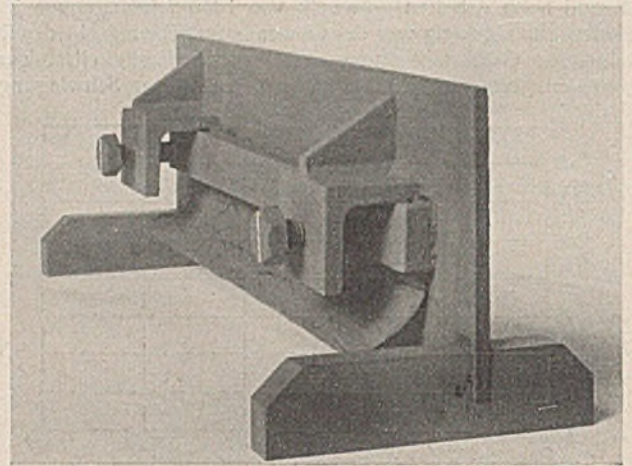


Abb. 4.

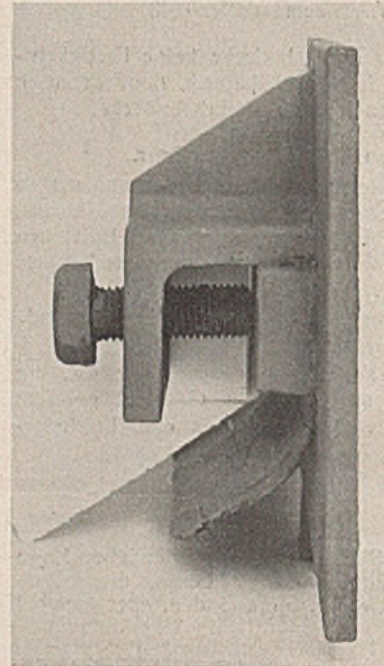


Abb. 5.

Schrauben und Rippen in 400 bis 500 mm Abstand anzubringen. Um die Stiftschraube bei Erneuerung der Dichtung besser lösen zu können, wird der Stift von einer Asphalt- oder Bitumenmasse umhüllt. Statt des Flacheisens 40×20 mm kann auch ein Eisen 60×18 mm verwendet werden. Das Gewicht der Schiene einschließlich der Winkel, der Rippen und der Schrauben beträgt etwa 10 kg/m. Für alle Teile mit Ausnahme der Schiene können Abfallstücke verwendet werden.

Wenn man ein fribiges tun will, kann man den Winkel durchlaufend anordnen; doch ist das durchaus nicht erforderlich, da bei über 30 Stunden ausgedehnten Versuchen unter Druck stehendes Wasser zwischen Dichtung und Stahlblech nicht einzudringen vermochte. Der Versuch wurde über 50 Stunden an demselben Probstück nach 2 Monaten mit dem gleichen Erfolg wiederholt.

Abb. 4 u. 5 zeigen ein Modell, das den Grundgedanken des Dichtungsabschlusses veranschaulicht. Abb. 6 stellt ein weiteres Beispiel aus der Praxis dar.

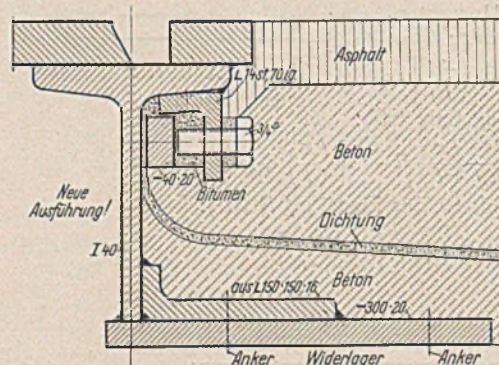


Abb. 6.

Auch bei bestehenden Brücken wird sich gelegentlich der Wiederherstellungsarbeiten an undichten Abschlässen die neue Bauweise oft noch nachträglich mit Erfolg anbringen lassen.

Erwähnt sei noch, daß auch bei massiven Brücken mit Gelenken der Dichtungsabschluß an den Fugen zum Längenausgleich grundsätzlich in gleicher Weise ausgebildet werden kann.

Ingenieur Fr. Bee,
Berlin-Tempelhof.

Verfahren zur Beurteilung des Bodens mit Hilfe von Dünn-schliffen. Seit etwa sieben Jahren versucht man, in die Zusammensetzung und die Eigenschaften der Bodenarten genaueren Einblick zu gewinnen, indem man Dünn-schliffe des Bodens in ungestörter Lagerung herstellt und mikroskopisch untersucht. Dr.-Ing. Redlich gibt in der Zeitschrift *De Ingen.* 1940, Heft 6, S. B. 19, einen Überblick über die Möglichkeiten, die dieses Verfahren eröffnet, er beschreibt die Arbeitsweise, wie sie in der Landbauchemischen Versuchsanstalt in Wageningen entwickelt wurde, und berichtet über die dabei erzielten Ergebnisse. Der zu untersuchende Boden wird mit einem kleinen Stahlzylinder ausgestochen, dessen Rand sorgfältig abgedreht und geschärft ist. Er hat 3,8 cm Höhe und einen Durchmesser von 4,7 cm. Die zwei Enden werden mit einem Messer glatt geschnitten und mit Blechdeckeln geschlossen, die durch ein Gummiband zusammengehalten werden. Zum Versand werden die Zylinder in hölzernen Kistchen mit Fächern ver-

packt. Aus dem Inhalt eines Zylinders sollen höchstens zwei Dünnschliffe hergestellt werden, für die nur der innerste ungestörte Kern von 1½ cm Dicke verwendet wird. Aus diesem Teil werden Stückchen von 2 × 1 × 0,5 cm vorsichtig herausgeschnitten. Bei losen Bodenarten, z. B. Sand, wird der Zylinder zuvor in ein Schälchen mit Zaponlack gestellt, bis der Boden sich vollgesaugt hat. Will man störende Schrumpfungen vermeiden, vor allem bei schweren Kleiböden, dann muß man die Proben nach einem eigenen Verfahren behandeln, für das der Verfasser eine gesonderte Veröffentlichung in Aussicht stellt. Die getrockneten Bodestückchen werden mit einem bei 140° flüssig werdenden Kunstharz getränkt, wozu sich das Kollolith der Firma Voigt & Hochgesang in Göttingen mit einer Brechungsnummer von 1,5354 am besten bewährt hat.

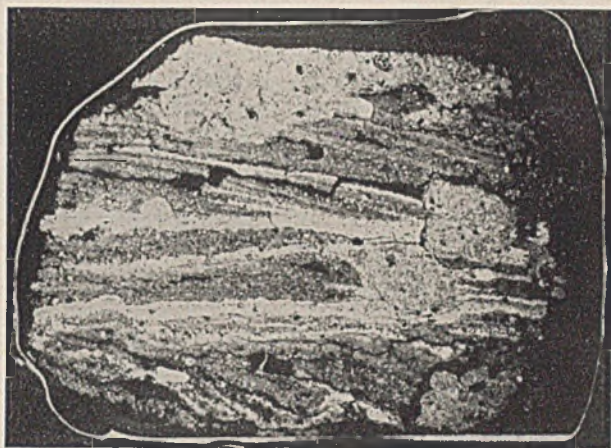


Abb. 1. Durch Ablagerung sind Schichten von Sand und Klei entstanden, die unvermischt nebeneinander liegen. Die Wasserdurchlässigkeit ist ganz anders, als nach der Schlämprobe zu erwarten wäre.

Daß diese Temperatur auf die Proben nachteiligen Einfluß hätte, wurde nicht festgestellt. Getrocknet und abgekühlt können die Proben nunmehr wie Stein geschliffen werden. Zu diesem Zweck werden sie zuerst auf einer Seite mit Schleifmitteln von zunehmender Feinheit behandelt und poliert. Die polierte Seite wird dann auf eine Glasplatte geklebt, die andere Seite in der gleichen Weise behandelt, bis der Schliff die gewünschte Dicke hat, und mit einem Deckglas versehen.

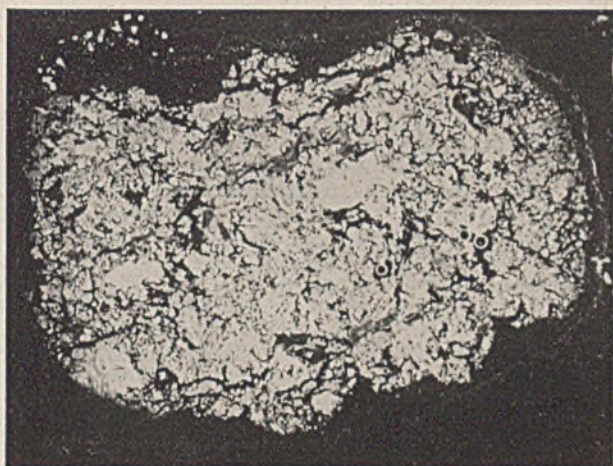


Abb. 2.

Humusreicher Kleiboden von überwiegend feiner Krümelung. Abb. 1 u. 2. Die Bilder sind negativ, da die Dünnschliffe unmittelbar als Negative verwendet sind. — Vergrößerung 5 malig.

Die Dünnschliffe geben Auskunft über den Aufbau der Böden (ihre Zusammensetzung, Körnung, Dichte und Gefüge) und über die sonstige Beschaffenheit der Bodenarten. Eine wichtige Untersuchung zur Ermittlung des Gefüges des Bodens war bisher die Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit. Dabei konnten aber, wenn es sich — wie es meist der Fall ist — um nicht durchaus gleichmäßigen Boden handelte, grobe Fehler entstehen. Die Untersuchung einer Kleiprobe habe z. B. eine geringe Wasserdurchlässigkeit ergeben. Kann man diesen Wert als das Mittel für das gesamte Vorkommen gelten lassen? Ist es nicht möglich, daß ein kleiner Riß, ein Wurzelgang u. dgl. die Wasserdurchlässigkeit stark beeinflusst? Bei Sandböden mit Tongehalt wird nunmehr auch die Lagerung des Gemisches erkannt. Schlämproben würden hierüber keinen Aufschluß geben. Ferner ist es nicht gleichgültig, ob der Klei ausgefällt zwischen den Sandkörnern liegt, ob er zwischen den Sandkörnern Brücken bildet oder diese ganz umhüllt. Neben den physikalischen Eigenschaften der Bodenarten, die das alleinige Ergebnis der Schlämverfahren sind, kommen also auch die chemischen zum Vorschein. Wenn bisher verschiedene Setzungserscheinungen an Böden unerklärlich ge-

blieben sind, so macht es jetzt die mikroskopische Untersuchung möglich, auch die feinste Schichtung von Sand und Klei oder von Klei allein im polarisierten Licht zu unterscheiden.

Weiter gibt das neue Verfahren auch über die Bodenarten Aufschluß. Im Kleiboden wird das Vorkommen von Eisen in der Form von Einsprengungen oder Lagen sichtbar. Bei Dünnschliffen von Torf kann man die Art, die Entstehung und die Herkunft der pflanzlichen Bestandteile feststellen. So ist es möglich geworden, Torf auf Grund der Farbenunterschiede in zwei Gruppen einzuteilen, die sich physikalisch völlig verschieden verhalten. Von besonderem Einfluß auf die Eigenschaften von Klei ist der Anteil an Kieselsäure. Nur mit dem neuen Untersuchungsverfahren war es möglich geworden, bei den schweren Klei-

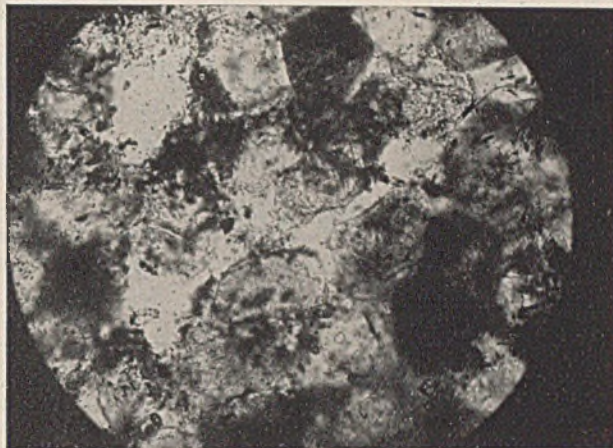


Abb. 3. Der Klei liegt ausgefällt zwischen den Sandkörnern, die davon nicht umhüllt sind, so daß die gegenseitige Haftung nur sehr gering ist. — 75fache Vergrößerung.

böden aus Gelderland, Seeland oder von anderen aus dem Meere entstandenen Poldergründen Unterschiede aufzuklären, deren Ursache bisher nicht bekannt war. Mit Hilfe der Dünnschliffe kann neben den anderen Grundstoffen auch die Kieselsäure in Form von Diatomeen oder anderen kieselsäurehaltigen organischen Bestandteilen nachgewiesen und damit die Herkunft des Bodens bestimmt werden. Große Unterschiede lassen sich in der Form und Lagerung der Kleiteilchen erkennen: wir finden Böden, bei denen der Klei aus feinen Plättchen oder Stäbchen besteht,



Abb. 4. Teil eines Dünnschliffes von Torf. An den ungestörten pflanzlichen Bestandteilen erkennt man, daß die Vorbehandlung durch Erhitzung ohne nachteilige Folgen blieb. — 75fache Vergrößerung.

Bilder: Versuchsanstalt Wageningen, Niederlande.

daneben kommen auch wieder runde Teilchen und wieder gleichgeformte, aber um vieles kleinere Teilchen vor. Diese Unterschiede drücken sich auch in den allgemeinen Eigenschaften der Böden aus. Bei Sand wieder kann man unterscheiden, ob er scharfe Kanten hat oder rund abgeschliffen ist.

Schon an diesen wenigen Beispielen erkennt man den vielseitigen Wert der mikroskopischen Untersuchung von Bodenproben: mit dem neuen Verfahren gewinnt man einfach, besser und auf unmittelbarem Weg Einblick in die Eigenschaften der Böden. Die tägliche Beschäftigung mit dieser Aufgabe eröffnet immer wieder neue Ausblicke, die die Ausbaufähigkeit des Verfahrens erkennen lassen. Dr.-Ing. van Rinsum.

Neuere Schalungsschienen für den Straßenbau. Die Schalungsschienen für den Straßenbau bestehen aus einer Schalung, die zur seitlichen Begrenzung der Straßendecke während des Baues dient, und einer auf der Schalung befestigten Schiene, nach der die Arbeitshöhe (Deckendicke) der auf den Schienen fahrenden Straßenbaumaschinen eingestellt wird.

Schalungsschienen kamen erstmalig im Jahre 1936 auf. Seitdem sind die Schalungsschienen von der Fried. Krupp AG. (Friedrich-Alfred-Hütte), die sie auch zuerst baute, weiter vervollkommen worden. Zunächst entstanden die beiden Ausführungen Nr. 21 und 22 (Abb. 1 u. 2). Während bei der Schalungsschiene Nr. 21 auf dem Schalungskasten die leichte Fahrtschiene K 12a, 80/12 verlegt ist, wird bei der Schalungsschiene Nr. 22 die schwere Fahrtschiene K 27c aufgebaut. Die beiden Schalungsschienen fanden im Jahre 1939 eine ständig zunehmende Verbreitung.

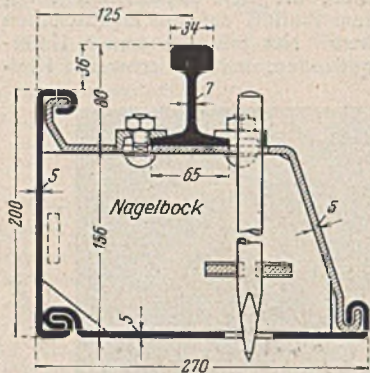


Abb. 1. Schalungsschiene Nr. 21 mit einer leichten Schiene, die die Schalungswand um 36 mm überragt.

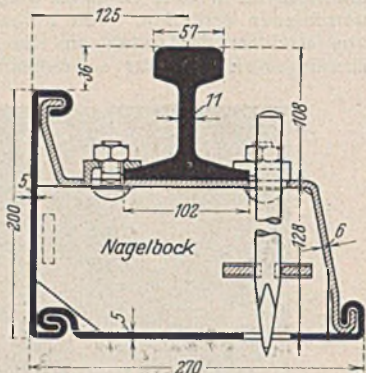


Abb. 2. Schalungsschiene Nr. 22 mit einer schweren Schiene mit 36 mm Überragung.

Durch eine Vereinigung der Schalungsschiene Nr. 22 (Abb. 2) mit der leichten Fahrtschiene K 12a, 80/12 entstand die Schalungsschiene Nr. 23 (Abb. 3), bei der die Schiene nicht um 36 mm, sondern nur um 8 mm über den Schalungsrand hinausragt.

Aus den drei Schalungsschienen Nr. 21, 22 und 23 wurden drei weitere Arten Nr. 24, 25 und 26 entwickelt, bei denen die genormten Maße beibehalten sind. Lediglich die Höhe der Schalungswand wurde von 200 auf 220 mm vergrößert, weil neuerdings die Straßendecken auch 20 mm dicker als früher ausgeführt werden. Die neuen Schalungsschienen Nr. 24 und 25 entsprechen den Schienen Nr. 21 und 22 (Abb. 1 u. 2), bei denen die Schienenköpfe die Schalungswände um 36 mm überragen.

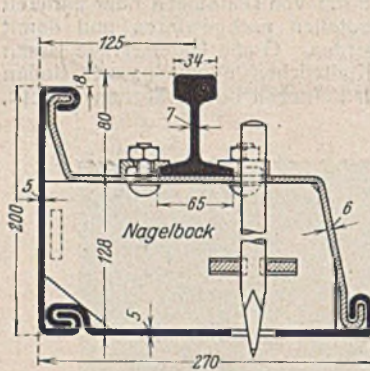


Abb. 3. Schalungsschiene Nr. 23 (leichte Schiene) mit 8 mm Überragung des Schienenkopfes über die Schalungswand.

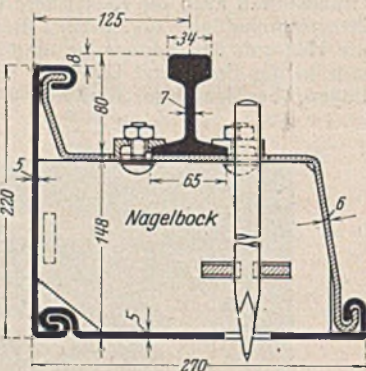


Abb. 4. Schalungsschiene Nr. 26 mit 220 mm hoher Schalungswand und leichter Schiene mit 8 mm Überragung.

Die Schalungsschiene Nr. 26 (Abb. 4) ist, abgesehen von der höheren Schalungswand (220 mm), genau so wie die Schiene Nr. 23 mit 8 mm Überragung ausgeführt.

Schalungsschienen werden heute nicht nur beim Bau von Autobahnen, sondern auch beim Bau anderer Straßen verwendet, nachdem zum Bau gewöhnlicher Straßen leichtere Straßenbaumaschinen geschaffen worden sind.

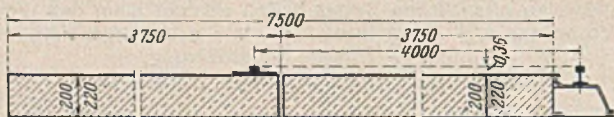


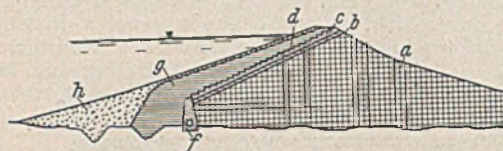
Abb. 5. Anordnung der Schalungsschiene bei halbseitiger Deckenbauweise. In der Mitte ist eine Ausgleichsschiene verlegt. Vorlagen (5): Fried. Krupp AG. (Friedrich-Alfred-Hütte).

Die Schalungsschienen mit einer Überragung des Schienenkopfes um 36 mm über die Schalungswand kommen auch für eine halbseitige Deckenbauweise in Betracht. In diesem Falle wird in der Mitte der Straße eine Ausgleichsschiene verlegt (Abb. 5), die mit ihrer breiten Auflagerfläche nicht besonders befestigt zu werden braucht. Die Verbindungen der Ausgleichsschienenstücke werden durch Federn und Nuten gesichert. Riedig.

Patentschau.

Erddamm für Stauanlagen mit einer inneren, nach der Luftseite des Dammes geneigt verlaufenden Dichtungswand aus Stahlblech. (Kl. 84a, Nr. 657 817, vom 2. 12. 1934, von Hochtief AG für Hoch- und

Tiefbauten vorm. Gebr. Helfmann in Essen.) Um die durch ungleichmäßiges Setzen und durch Rutschen der Dichtungsschicht entstehenden Risse in der Dichtungserdschicht zu beseitigen, ist die Dichtungswand aus einzelnen stufenförmig gebogenen Blechen zusammengesetzt, die mit ihren waagerechten Schenkeln auf entsprechend ausgebildeten Stufen des Dammstützkörpers ruhen. Auf der dem Wasser zugekehrten Schrägfläche *b* des Stützkörpers *a* des Dammes ist eine Filterschicht *c*



gelagert, deren Oberfläche stufenförmig ausgebildet ist. Auf der gestuften Filterfläche ist eine Dichtungswand gelagert, die gebogenen Stahlbleche *d* der Dichtungswand greifen an den Vorderkanten der Stufen hakenartig ineinander. Die Bleche können auch zusammengepreßt oder verschweißt sein. Die stirnseitigen Stoßstellen der Bleche sind durch angeschweißte Blechstreifen überbrückt, so daß die Blechschicht vollständig wasserdicht ist. Die Kiesschicht *c* und die Dichtungswand *d* sind an ihrem unteren Ende an einer festen Betonschwelle *f* verankert. Auf den Stahlblechen *d* ist eine Dichtungsschicht *g* aus Lehm oder Ton gelagert, und über dieser Schicht liegt die Schutzschicht *h*. Alle Schichten werden in waagerechten Lagen nebeneinander gleichmäßig aufgetragen und gestampft.

Einrichtung zur Erleichterung des Rammens von doppelwandigen Spundbohlen. (Kl. 84c, Nr. 656 581, vom 4. 11. 1936, von Ilseder Hütte in Peine, Hannover.) Um die beim Rammen hinderliche Verdichtung der

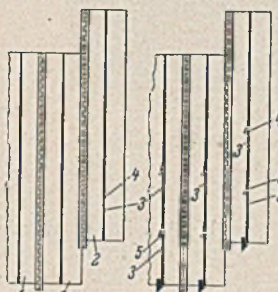


Abb. 1. Abb. 2.

erfaßten Erde zu beseitigen und die Pfropfbildung in der Zelle und damit den Stirn- und Widerstand möglichst herabzusetzen, werden im unteren Teile der an die gerammte Bohle *1* anschließenden zu rammenden Bohle *2* ein Loch *3* im Steg oder mehrere Löcher mit Ausbeulung *5* übereinander oder in den Flanschen sich gegenüberlegend vorgesehen, durch die das zusammengepreßte Erdreich entweichen kann. In den Flanschen sind die Löcher sich gegenüberlegend anzuordnen, um keinen einseitigen Druck auf die Bohle quer zur Wandrichtung hervorzurufen. Die obere Kante des Loches wird durch einen Schrägschnitt begrenzt, so daß eine Anschärfung *4* entsteht, die mit der Rammrichtung einen spitzen Winkel bildet. Bei vorgenommenen Rammungen verminderte sich die Zahl der Rammschläge nach Anbringung eines Loches im Steg um durchschnittlich 10 %, wobei sich Rammersparnisse zeigten.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichswasserstraßenverwaltung. Ernannt: die Regierungs- und Bauräte Reinhardt und Momber bei der Wasserstraßendirektion Breslau zu Oberregierungs- und -bauräten; — die Regierungsbauräte Berstecher beim Wasserstraßenamt Stuttgart und Löffler beim Wasserstraßenamt Heilbronn zu Oberregierungsbauräten; — Regierungsbaurat Goedecke bei der Wasserstraßendirektion Stettin zum Regierungs- und Baurat; — die Regierungsbaureisenden Th. Roth beim Wasserstraßenbauamt Cuxhaven, Habrich beim Wasserstraßenamt Ratibor, Baumgarten beim Wasserstraßenamt Emden, Inhülsen beim Wasserstraßenamt Kiel-Ostsee, Pilz beim Wasserstraßenamt Gleiwitz, Neumann beim Wasserstraßenamt Wesel, Altwasser beim Wasserstraßenamt Meppen, Schütz beim Wasserstraßenamt Fürstenwalde a. d. Spree, Pupp beim Wasserstraßenamt Posen (Außenstelle Konin) und Klimke beim Wasserstraßenbauamt Hafen Peise in Pillau zu Regierungsbauräten; — der Vermessungsingenieur Schewior beim Wasserstraßenamt Ratibor zum Vermessungsrat.

Versetzt: die Regierungs- und Bauräte Rente (M) von der Wasserstraßendirektion Magdeburg an die Regierung in Aurich, Gerstenberg (M) vom Wasserstraßenmaschinenamt Magdeburg an die Wasserstraßendirektion Magdeburg; — die Regierungsbauräte Schaerig von der Wasserstraßendirektion Magdeburg nach Berlin zur aushilfsweisen Beschäftigung im Reichsverkehrsministerium, Urmes vom Wasserstraßenamt Dorsten an das Wasserstraßenamt Potsdam, Buzengeiger vom Wasserstraßenbauamt Münden i. Hann. an das Wasserstraßenbauamt Koburg, F. Witt vom Wasserstraßenamt Berlin an das Wasserstraßenamt Rathenow, Michael vom Wasserstraßenamt Rathenow an das Wasserstraßenamt Berlin, Hermandung vom Wasserstraßenbauamt Datteln an das Wasserstraßenschleppamt Emden, Engelbrecht (M) von der Wasserstraßendirektion Kiel an das Wasserstraßenmaschinenamt Rendsburg-Saatsee.

INHALT: Spelchergründung auf Rüttelbohrpfählen. — Fließertigung im Betonstraßenbau. — Vermischtes: Berechnung des Trägers auf 3 Stützen mit veränderlicher Lage der Mittelstütze bei Dreiecksbelastung. — Dichtungsabschluß auf Stahlbrücken. — Verfahren zur Beurteilung des Bodens mit Hilfe von Dünnschliffen. — Neuere Schalungsschienen für den Straßenbau. — Patentschau. — Personalmeldungen.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin. Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.