

DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang

BERLIN, 22. September 1933

Heft 41

Alle Rechte vorbehalten.

Verbessertes Verfahren zur Setzungsbeobachtung.

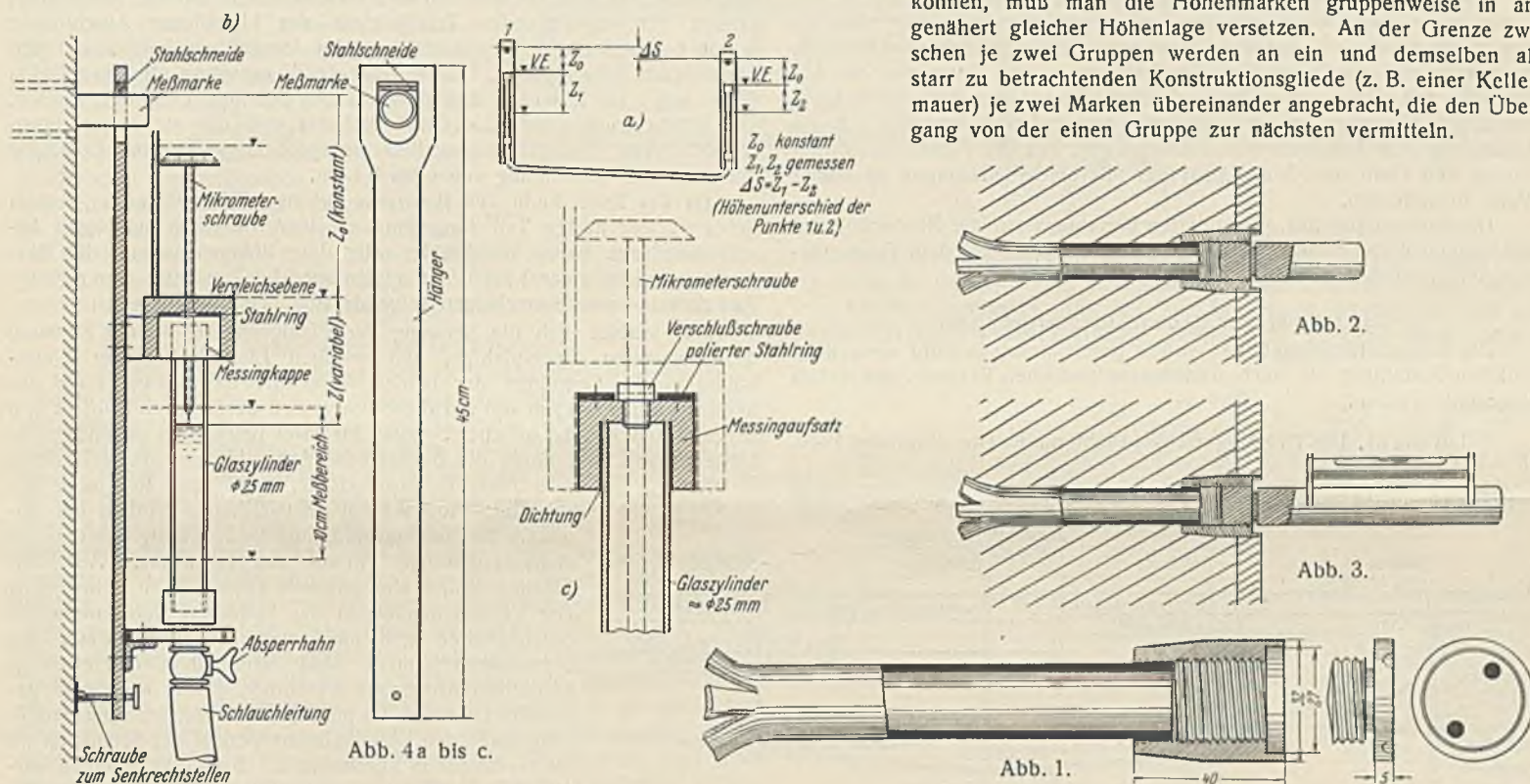
Von Ing. Dr. K. v. Terzaghi, o. ö. Prof. an der Technischen Hochschule, Wien.

Zahl und Art der Höhenmarken.

An praktisch starren Bauwerken (Brückenpfeiler, Silos mit bescheidener Länge) genügt es, in jeder Ecke eine Höhenmarke anzubringen. Bei Hochbauten und bei Industriebauten mit fachwerkartiger Tragkonstruktion ist es hingegen unerlässlich, für je 20 bis 30 m² der überbauten Fläche eine Höhenmarke vorzusehen, denn nur auf diesem Wege bekommt man ein klares Bild von der Größe und der Verteilung der Setzungsdifferenzen.

Die Erfahrung hat gezeigt, daß die aus Rundeisenbolzen bestehenden Höhenmarken schon während der Fertigstellungsarbeiten verschlagen oder gänzlich zerstört werden. An manchen vom Verfasser überwachten Bauten waren nach Beendigung des Baues von etlichen zwanzig Höhenmarken

Standrohren 1 und 2 (Abb. 4 a), die durch einen Schlauch miteinander verbunden und mit Hilfe von Hängern auf die als Höhenmarken dienenden Bolzen aufgehängt werden. Das System ist mit Wasser gefüllt. Die oberen Enden der Glasrohre sind mit einem aufge kitteten Messingaufsatz versehen. Bei aufgehängtem Standrohr ist die Entfernung zwischen der Oberseite des Bolzens und der polierten Oberseite des Messingaufsatzes für jedes Rohr eine konstante Größe, z_0 (Abb. 4 a). Die lotrechte Entfernung z_1 bzw. z_2 zwischen dieser Oberseite und dem freien Flüssigkeitsspiegel wird mit Hilfe der Mikrometerschraube (Abb. 4 b u. c) (ein Teilstrich des Teilkreises = $\frac{1}{100}$ mm) und des an der Schraube befestigten Spitzenmaßstabes gemessen. — Um die beschriebene Vorrichtung verwenden zu können, muß man die Höhenmarken gruppenweise in angenähert gleicher Höhenlage versetzen. An der Grenze zwischen je zwei Gruppen werden an ein und demselben als starr zu betrachtenden Konstruktionsgliede (z. B. einer Kellermauer) je zwei Marken übereinander angebracht, die den Übergang von der einen Gruppe zur nächsten vermitteln.



nur mehr wenige oder gar keine vorhanden. Um diese Gefahr auszuschalten, verwendet der Verfasser Höhenmarken, die schon durch ihre Form die Aufmerksamkeit der mit dem Ausschalen und Verputzen betrauten Arbeiter auf sich ziehen, nach Fertigstellung des Baues keinen vorspringenden Teil aufweisen und durch ein nur mit Schlüssel abschraubbares Einsatzstück gegen boswillige Beschädigung geschützt sind.

Sie bestehen aus einem 14 bis 16 cm langen verzinkten Eisenrohr (Abb. 1), das an seinem vorderen Ende mit einer Messingmuffe versehen ist. Die luftseitige Öffnung der Muffe ist mit einem Verschlussstück ausgestattet, das nur mit Hilfe eines Schlüssels entfernt werden kann. Um das Nivellement auszuführen, ersetzt man das Verschlussstück durch einen abgedrehten Bolzen (Abb. 2), der nach Beendigung des Nivellements wieder durch das Verschlussstück ersetzt wird.

Um die Höhenmarken in waagerechter Stellung einzubauen, schraubt man in die Muffe einen längeren Bolzen (Abb. 3) und überprüft die Lage des Bolzens mit Hilfe einer Wasserwaage. Während des Einzementierens der Höhenmarke mit schnellblindendem Zement wird der Rohrstützen durch Keile in der waagerechten Lage festgehalten.

Das Setzungenivellement.

Beim Nivellieren von Höhenmarken muß man mit Fehlern von mindestens 1 mm rechnen. Beim Nivellieren in Kellerräumen sind die Fehler oft noch größer, und die Arbeit ist zeitraubend. Um die Fehlergrenze herabzusetzen und die Messung zu vereinfachen, benutzt der Verfasser das in Abb. 4 a bis c dargestellte Werkzeug. Es besteht aus zwei

Der Hauptfestpunkt.

Für die Anlage des Hauptfestpunktes liegen zwei Möglichkeiten vor: entweder versetzt man ihn an der Seitenmauer eines benachbarten, älteren, nachweislich im Ruhezustande befindlichen Bauwerks in einer Entfernung von mindestens 50 m von dem zu überwachenden Bauwerk, oder man versetzt den Hauptfestpunkt am Boden von einem der Probebohrlöcher (Grundpegel), sofern die Bohrlöcher eine praktisch unzusammendrückbare Schicht erreicht haben.

Im ersten Falle ist es sehr oft möglich, den Hauptfestpunkt derart anzubringen, daß man auch die Messung von dem Bauwerk zum Hauptfestpunkte, wenn nötig mit Hilfe eines Zwischenfestpunktes, mit der Schlauchwaage bewerkstelligen kann. Unter allen Umständen ist es unerlässlich, eine Höhenmarke an der Außenseite des neuen Bauwerks oberhalb der Straßenfläche und eine zweite im gleichen Mauerquerschnitt innerhalb des Bauwerks in einer Höhe von etwa 1 m oberhalb des Kellerfußbodens zu versetzen. Falls der Höhenunterschied zwischen diesen beiden Punkten einige Meter beträgt, soll man während des Baues diesen Unterschied mindestens zweimal nachmessen, weil die Mörtelschichten im Laufe der Zunahme der Auflast eine nennenswerte Zusammen-drückung erfahren können. Die Messung geschieht mit Hilfe einer Schublehre, die mit einem Nonius versehen ist (Lesung $\frac{1}{10}$ mm). Das erste Nivellement der Innenmarken soll gemacht werden, bevor noch das Kellergeschoß fertiggestellt ist.

Falls man es vorzieht, den Höhenfestpunkt im Innern des Gebäudes, in einem Bohrloch anzulegen, bedient man sich des gleichen Verfahrens

weiteren Zusatzlast an tragfähigere Nachbarpfähle abgab. Die Abbildung zeigt, daß die Setzung eines Bauwerks auch bei einer „stehenden“ Pfahlgründung bedeutend größer sein kann, als man nach dem Ergebnis der Probebelastung erwarten würde. Allerdings ist ein Teil des Unterschiedes auf den Umstand zurückzuführen, daß die Probebelastung (obere Kurve) bloß zwei Tage dauerte, während die durch das Bauwerk bewirkte Belastung im Laufe von drei Monaten aufgebracht wurde.

Infolge der Geringfügigkeit der am Bauwerk aufgetretenen Bewegungen wäre es wohl kaum möglich gewesen, mit Hilfe von Nivellements im Kellergeschoß ein ähnlich zutreffendes Bild von den Einzelheiten des Setzungsvorganges zu bekommen. Das Einmessen eines Satzes von 20 bis 30 Höhenmarken nimmt höchstens einen Tag in Anspruch.

Setzungen von der Größenordnung der in Abb. 7 dargestellten, müssen bei Hochbauten als unvermeidlich betrachtet werden und sind in der Regel wesentlich größer. Die Setzungsunterschiede sind nach den Erfahrungen des Verfassers als normal zu betrachten und haben keine sichtbare Wirkung auf die Konstruktion. Die obere Grenze der Setzungsunterschiede, die die Hochbauten verschiedener Konstruktion, ohne Schaden zu erleiden, ertragen können, ist noch nicht bekannt und läßt sich nur auf empirischem Wege, durch ähnliche Beobachtungen, ermitteln. Um z. B. den medizinischen Beruf erfolgreich ausüben zu können, muß man nicht bloß den kranken, sondern auch den gesunden Menschen studieren.

Beobachtungen an Grundpegeln.

In solchen Fällen, in denen man sich nicht bloß über die Größe, sondern auch über den Sitz der Setzungsbewegungen Rechenschaft geben will, werden in verschiedenen Tiefen unterhalb der Fundamentsohle Grundpegel eingebaut. Die Beobachtung kann mit Hilfe von Zeißschen Meßuhren geschehen, deren Spitze am oberen Ende des Gestänges aufrucht. Als Beispiel für den Wert der Aufklärungen, den die Grundpegel liefern, sei folgender Fall erwähnt: Ein praktisch starres Bauwerk, mit einer Grundrißfläche von etwa 40 auf 40 m, ruht auf einer etwa 7 m hohen, ziemlich weichen, von Sandlagen durchsetzten Tonschicht, die ihrerseits auf einer mächtigen Schicht homogenen, steifen Tones aufrucht. Das Bauwerk übt durch sein Eigengewicht einen Druck von etwa 1 kg/cm² aus. Unter dieser Auflast traten keine merkbar Senkungen auf. Viele Monate nach Fertigstellung des Bauwerks wurde die Belastung des Baugrundes in der aus Abb. 10 zu entnehmenden Weise gesteigert. Da wir schon zwei Monate vor Beginn der Zusatzbelastung mehrere Höhenmarken und in einer Tiefe von 8 m unter der Grundfläche des Fundamentes, also unterhalb der Oberfläche der steifen Tonschicht einen Grundpegel versetzt hatten, konnten wir die Wirkung der Belastungssteigerung durch Messung feststellen. Die Beobachtungen lieferten das in Abb. 10 graphisch dargestellte Ergebnis: Bei der Steigerung der Belastung verblieb das Bauwerk zunächst einige Monate in Ruhe. Dann entstand eine Senkung in der weichen, etwa 7 m dicken Oberschicht des Untergrundes, und nach einem weiteren Zeitraum von mehreren Monaten kam auch der steife Ton in einer Tiefe von mehr als 8 m in Bewegung. Etwa die Hälfte der gesamten Senkung vollzog sich im steifen Ton. Der Phasenunterschied zwischen der Belastung und der Senkung wurde vom Verfasser bei Gründungen auf Tonboden schon öfters beobachtet. Bemerkenswert ist im vorliegenden Falle der Umstand, daß der scheinbar steife, als guter Baugrund betrachtete Ton weit davon entfernt ist, einen unnachgiebigen Untergrund zu bilden. Das Beispiel zeigt, daß es beim Planen von Unterfangungsarbeiten in zweifelhaften Fällen unerlässlich ist, die Beobachtungen von einfachen Höhenmarken durch Grundpegelbeobachtungen zu ergänzen und auf diesem Wege den wahren Sitz der Bewegungen kennenzulernen. Andernfalls läuft man Gefahr, das Bauwerk auf einer Bodenschicht abzustützen, die ebenfalls in Bewegung ist. Dem Verfasser sind sogar mehrere Fälle bekannt, in denen sich der Sitz der Bewegung viele Meter unterhalb der Sohle der bei der Unterfangungsarbeit eingebauten Mauerwerkskörper befand. In solchen Fällen sind die Unterfangungsarbeiten vollkommen wirkungslos.

Wirtschaftliche Bedeutung der Setzungsbeobachtungen.

Da die vorstehend geschilderten Beobachtungen mit gewissen, wenn auch geringfügigen Kosten verbunden sind, ergibt sich die Frage: Wer

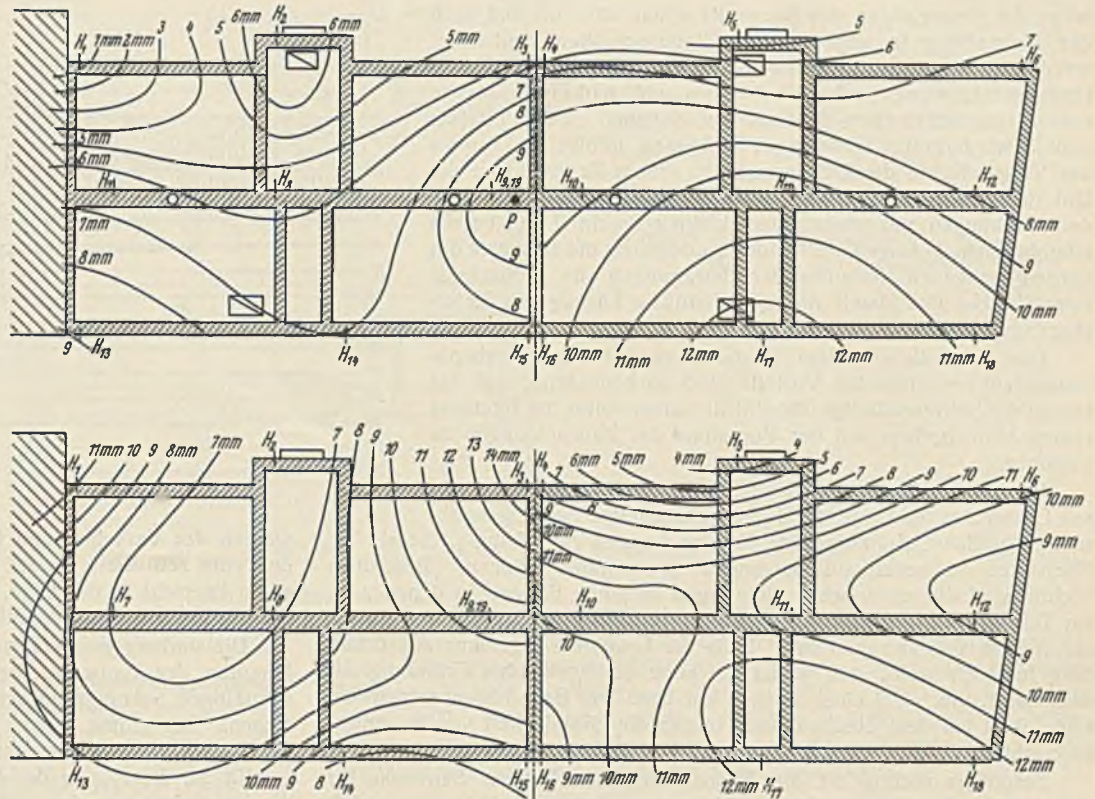


Abb. 7 a u. b.

zieht aus den Ergebnissen einen Nutzen? Die Antwort lautet: Der Bauherr, der Unternehmer, der Sachverständige und die Volkswirtschaft. Ein Baueigentümer, der über die Ergebnisse verlässlicher und ausreichender Setzungsbeobachtungen verfügt, hat im Falle einer späteren

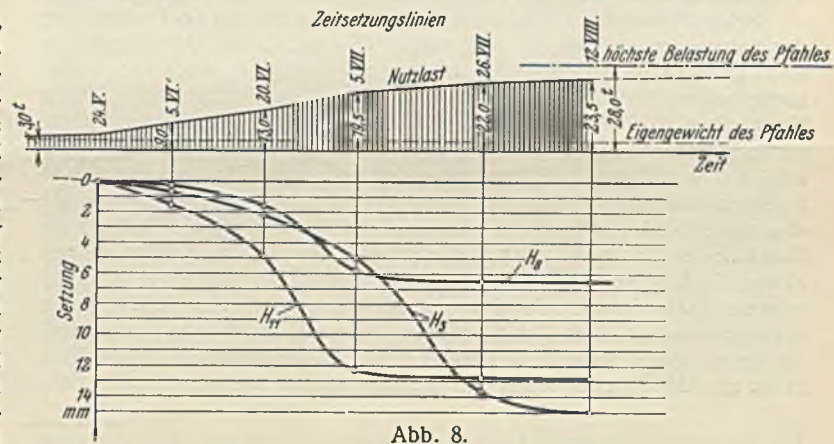


Abb. 8.

schädlichen Einwirkung durch Bauarbeiten am Nachbargrundstück eine unanfechtbare Grundlage für seine Rechtsansprüche in der Hand. Er ist durch bloßes Wiederholen der Einmessung seiner Höhenmarken in der Lage nachzuweisen, ob die Bauarbeiten eine Zunahme der Setzungen seines Eigentums bewirkt haben. Auch wenn er z. B. eine Erhöhung des Gebäudegewichts durch Aufsetzen eines Stockwerks, eine Vergrößerung

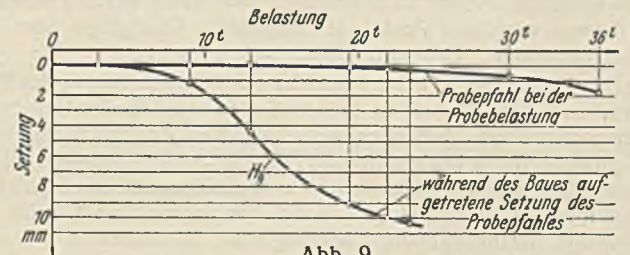


Abb. 9.

der Nutzlast oder ein Ersetzen des Gebäudes durch ein neues, schwereres vornehmen will, läßt sich die Wirkung der geplanten Veränderung auf Grund der Setzungsbeobachtungen am alten Bauwerk verlässlich beurteilen. Die Kenntnis des Verhaltens des Untergrundes unter dem Einfluß der Belastung erhöht den Wert des Bauwerks im Falle eines Verkaufs.

Wenn bei tonigem Untergrund mehrere Jahre nach Fertigstellung des Baues Rissebildungen auftreten, so läßt sich in der Regel das Ausmaß der in Zukunft zu erwartenden Bauschäden nur dann verlässlich beurteilen,

wenn die Bewegungen des Bauwerks schon während und nach der Herstellung in angemessenen Zeitabschnitten beobachtet wurden. Vor dem Auftreten der ersten Risse sind Unterfangungsmaßnahmen sehr oft billiger und wirksamer als in einem fortgeschrittenen Stadium der Setzung. Der Verfasser konnte wiederholt wahrnehmen, daß man infolge Unkenntnis der Vorgeschichte der Bewegungen zu einem Zeitpunkt an die Unterfangung eines Bauwerks schritt, zu dem die zu gewärtigen Senkungen nur mehr einen kleinen Bruchteil der bereits eingetretenen betragen. Obendrein erleichtert die Kenntnis des vorhergegangenen Verlaufes der Bewegungen die Aufdeckung ihrer Ursache und damit die wirtschaftliche Lösung des Unterfangungsproblems.

Die aufgezählten, dem Bauherrn aus den Setzungsbeobachtungen erwachsenden Vorteile sind so bedeutend, daß der technische Sachverständige die Pflicht haben sollte, im Interesse seines Auftraggebers auf der Vornahme der Beobachtungen zu bestehen.

Der Unternehmer und der beratende Ingenieur bekommen auf Grund der im Laufe der Jahre gesammelten Setzungserfahrungen greifbare Anhaltspunkte für das Ausmaß der Haftung, die sie bei Neubauten in bezug auf Setzungen übernehmen können. Besonders wichtig sind die empirischen Unterlagen in jenen Fällen, in denen z. B. ein Teil eines Neubaus auf einer mächtigen Sandschicht, der andere auf steifem Ton aufliegen soll. Falls der beratende Ingenieur aus Erfahrung lediglich weiß, daß weder bei einer durchgehenden Gründung auf dem Sand, noch bei einer solchen auf dem Ton Bauschäden aufgetreten sind, liegt bei dem Neubau noch immer die Möglichkeit von Setzungsunterschieden von einigen Zentimetern im Grenzgebiete vor.

Besonders wichtig ist die Beobachtung der fertigen Bauwerke für Bauunternehmungen, die „Spezialpfähle“ vertreiben. Die Behauptung, daß sich die nach Sondervorfahren ausgeführten Gründungen überhaupt nicht setzen, wird wohl schon in wenigen Jahren niemand mehr glauben, und wer über das reichere Erfahrungsmaterial verfügt, hat einen Vorsprung vor seinem Wettbewerber. Man wird mit zunehmender Einsicht in die Größe, Mannigfaltigkeit und allgemeine Verbreitung der Setzungserscheinungen an Stelle der Versicherungen ziffernmäßige Angaben fordern.

Schließlich ergibt sich auch für die Volkswirtschaft aus der Beobachtung der Setzungserscheinungen bedeutender Gewinn. Jedes Jahr werden in allen Ländern große Kapitalien infolge ungenügender oder übertrieben kostspieliger Gründungsmaßnahmen verschwendet. Die behördlichen Vorschriften, die einer solchen Verschwendung vorbeugen und die Güte der Gründungen gewährleisten sollen, sind im Gegensatz zu den Vorschriften im Hochbau und Brückenbau unzureichend. Eine der wichtigsten Eigenschaften mancher Fundierungen, nämlich die über viele Jahrzehnte sich erstreckende, mit nahezu gleichmäßiger Geschwindigkeit auftretende Zunahme der Setzungsunterschiede wurde erst in den letzten Jahren entdeckt! Das gleiche gilt von den Setzungen, die erst einige Monate oder einige Jahre nach Aufbringung der Last eintreten. Um die Ergebnisse der bodenmechanischen Forschung dem Bauwesen nutzbar zu machen und die Grundlage für eine Verbesserung der Tiefbauvorschriften zu schaffen, ist es unerlässlich, zum mindesten in Stadtgebieten und an wichtigen Bau-

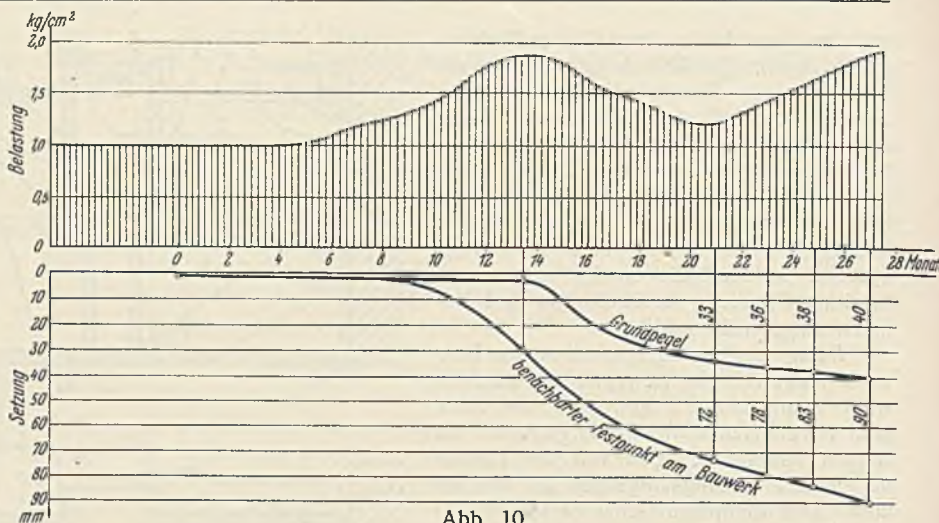


Abb. 10.

werken der Verkehrslinien in der Provinz ein klares Bild von der Größe und vom zeitlichen Verlauf der Setzungen zu bekommen. Die Theorie allein ist nicht in der Lage, die breiten Lücken in unserem einschlägigen Wissen befriedigend zu schließen.

Die vorhergehende Zusammenstellung zeigt, daß alle am Zustandekommen der Bauwerke beteiligten Partelen aus den Ergebnissen von sorgfältigen Setzungsbeobachtungen bedeutenden und vielseitigen Nutzen ziehen. Der größte Nutzen fällt dem Bauherrn zu. Nun ist es gerade der Bauherr, der infolge seines Mangels an Sachkenntnis am wenigsten gewillt ist, die Kosten der Beobachtungen zu tragen. Wenn er späterhin die Ergebnisse brauchen sollte, lassen sie sich nicht mehr beschaffen. Für einen mittleren Hochbau mit einer Grundfläche von 400 m² stellen sich die Kosten, reichlich gerechnet, etwa wie folgt:

20 Festpunkte, Lieferung und Versetzen	40 RM
4 Einmessungen bis zur Beendigung des Baues und	
6 Einmessungen bis zum Erreichen des Gleichgewichts, zusammen 10 Arbeitstage einer technischen Hilfskraft je 10 RM	100 "
Verarbeitung der Messungsergebnisse 6 Tage je 10 RM	60 "
Zusammen 200 RM.	

Die Kosten betragen demnach höchstens 50 Pf. je m² der bebauten Fläche. Die Ergebnisse der Beobachtungen sichern dem Bauherrn ein wertvolles Dokument für den Fall künftiger Rechtsstreitigkeiten wegen Beschädigung seines Eigentums durch Eingriffe von Nachbarn und für den Fall eines geplanten Umbaus. Die Stadtgemeinde bekommt eine Unterlage von unschätzbarem Werte für den Ausbau der Vorschriften für die Gründung der Hochbauten im Stadtbereich. Infolgedessen wäre es gerechtfertigt, wenn die Stadtgemeinden bei jedem Neubau einen geringfügigen Betrag von etwa 50 Pf. je m² der bebauten Fläche in der Form einer mit der Erteilung der Konzession verbundenen Steuer einheben würden und mit dem Erlös einige Hilfskräfte ausschließlich in den Dienst der Setzungsbeobachtungen stellen würden.

Umbau der Koblenz-Pfaffendorfer Eisenbahnbrücke zu einer Straßenbrücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbauführer Reiner Genevriere, Koblenz (Rhein).

Örtliche Verkehrsverhältnisse.

Die Stadt Koblenz, die bekanntlich an der Mündung von Mosel und Lahn in den Rhein liegt, ist durch ihre geographische Lage der Knotenpunkt des mittelrheinischen Straßennetzes. Man sollte deshalb annehmen, daß an diesem wichtigen Punkte leistungsfähige Übergänge über Rhein und Mosel beständen. Das trifft jedoch bislang nicht zu.

Von Bonn bis Mainz ist keine brauchbare feste Überquerung des Rheins vorhanden, und doch liegen zu beiden Seiten des Rheins Gebiete, die auf einen gegenseitigen lebhaften wirtschaftlichen Austausch angewiesen sind. In gleicher Weise besteht für den Nord-Südverkehr, der von Holland, Norddeutschland, den Industriezentren in Westfalen und am Niederrhein durch das Rheintal nach Süddeutschland, der Schweiz und Italien geht, nur ein einziger unzureichender Übergang über die Mosel.

Dieser Übergang über die Mosel geschieht auf der im 14. Jahrhundert erbauten, für den neuzeitlichen Verkehr durchaus unzulänglichen und zudem wenig standsicheren Balduinbrücke. Der Zugangsverkehr zu ihr muß sich durch die engen Straßen der alten Festungsstadt Koblenz winden.

Die einzige Überquerung des Rheins im mittelrheinischen Gebiet ist die Koblenzer Schiffbrücke, die ein dauerndes Hindernis für die Schifffahrt wie für den Landverkehr darstellt. Die alte Pfaffendorfer Eisenbahnbrücke, für den Straßenverkehr nur behelfsweise eingerichtet,

kann in ihrem jetzigen Zustande als ordnungsmäßige Straßenbrücke nicht angesehen werden.

Eine durchgreifende Verbesserung dieser veralteten und unzulänglichen Verkehrseinrichtungen wird nunmehr einerseits durch die seit einem Jahre im Bau befindliche Eisenbetonbrücke über die Mosel geschaffen, die in einer Breite von 18 m den Strom überquert, und andererseits durch den Umbau der Pfaffendorfer Eisenbahnbrücke zu einer Straßenbrücke.

Umbau der eisernen Überbauten.

1. Die bestehende Konstruktion.

Die Rheinbrücke zwischen Koblenz und Pfaffendorf wurde in ihrer heutigen Gestalt in den Jahren 1862 bis 1864 von der Rheinischen Eisenbahn-Gesellschaft erbaut (Abb. 2). Mit drei Zweigelenbogen von je 96,62 m Spannweite überquert die Brücke den Strom¹⁾. Die Tragkonstruktion besteht aus drei Hauptträgern im Abstände von 5,12 m. Die Trägerhöhe der Bogen beträgt 10 Fuß (3,14 m), der Krümmungshalbmesser der Mittellinie 5303 Zoll (138,695 m). Als Baustoff wurde Schmiedeeisen verwendet, dessen größte Beanspruchung 10 000 Pfd./Zoll (730 kg/cm²) nicht übersteigen sollte. Die für ein Gleis in Rechnung gestellte Belastung war $p = 2000 \text{ Pfd./lfd. Fuß (3,18 t/lfd. m)}$. Der Ausdehnungsbeiwert

¹⁾ E. Hartwig, Die Rheinbrücke bei Koblenz, Berlin 1864, W. Ernst & Korn.

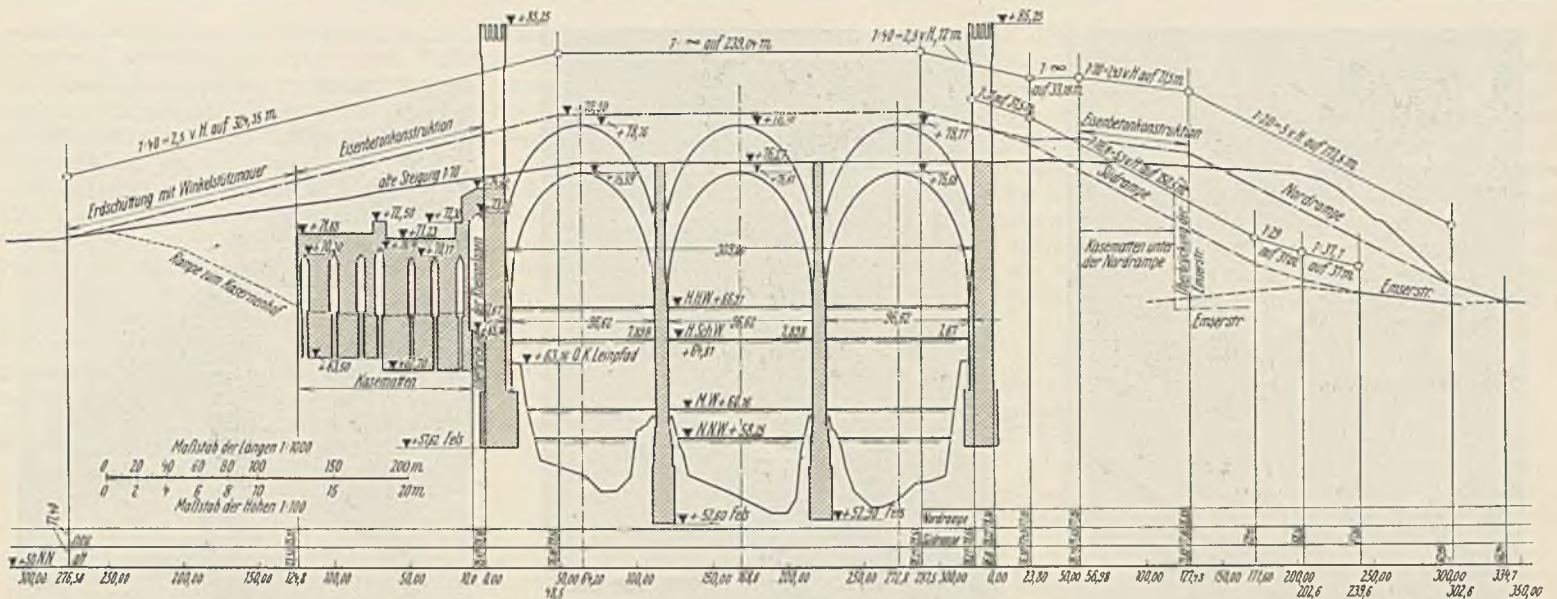


Abb. 1. Längsschnitt.

wurde zu $\frac{1}{67800}$ (für 1°R) und als größter Temperaturunterschied $\pm 25^\circ$ über Aufstellungstemperatur bzw. beim Schließen der Bogen angenommen. Die sich hieraus ergebende größte Scheitelbewegung betrug 3 Zoll (7,62 cm). Die Gleise waren auf hölzernen Querschwellen verlegt, und der Bohlenbelag war so angeordnet, daß die Brücke auch zur Überführung von Fahrzeugen und Fußgängern dienen konnte. Für die eisernen Überbauten wurden 1820 t Schmiedeisen und 108 t Gußeisen verwendet. Die Gesamtkosten der Brücke einschließlich der Pfeiler und Widerlager, jedoch ohne Rampen, betragen 900 000 Taler.

insgesamt 16 m breit wird. Die Querträger haben Dachform, um das erforderliche Fahrbahnquergefälle von 1:50 zu erzielen. Die Fahrbahnabdeckung besteht aus Weichholzpflaster von 10 cm Höhe auf einer Feinzementschicht mit Drahtnetzelnlage, darunter befindet sich eine Isolierschicht aus Bleifolie zwischen bitumengetränkten Wollfilzplatten. Die Fahrbahndecke ruht auf Belageisen NP 9. Die Decke der Gehwege be-



Abb. 2. Ansicht der bestehenden Strombrücke.

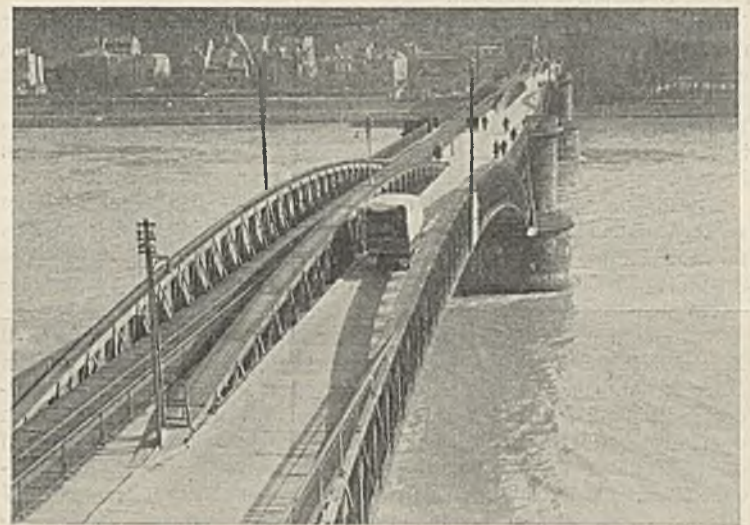


Abb. 3. Brückenfahrbahn vor dem Umbau.

2. Der Umbau.

Wegen der eingangs geschilderten Verkehrsverhältnisse müssen die Bauarbeiten unter Aufrechterhaltung des Verkehrs durchgeführt werden. Der Umbau kann also nur halbseitig durchgeführt werden. Diese erschwerende Maßnahme ist um so mehr verständlich, als bei der Abfassung dieses Berichtes die Schiffbrücke, neben der umzubauenden Brücke die einzige Übergangsmöglichkeit über den Rhein, innerhalb weniger Tage von zwei schweren Unfällen, darunter Brand eines Dampfjoches heimgesucht wurde, durch die der Verkehr jedesmal längere Zeit völlig lahmgelegt war. Der Bauplan sieht vor, daß zunächst die südliche Hälfte (stromauf) der Brücke und der Rampen und nach deren Fertigstellung und Inbetriebnahme die nördliche Hälfte (stromab) umgebaut wird (Abb. 1).

Solange die Brücke dem Eisenbahnverkehr diene, störte es nicht, daß die Scheitel der Bogen die Fahrbahn zum Teil überragten. Im Gegenteil wurde dies als Sicherheit beim Entgleisen von Fahrzeugen angesehen. Erst durch die Benutzung als Straßenbrücke traten hierdurch erhebliche Schwierigkeiten auf. Aus Abb. 3 ist zu ersehen, daß die Brückenhälfte unterstrom dem Straßenbahn- und Fußgänger-, die Hälfte oberstrom dem Fahrzeugverkehr diene. Da diese Fahrbahn nur 4 m breit war, konnten Fuhrwerke jeweils nur in einer Richtung verkehren.

Diese Verkehrsverhältnisse werden nunmehr durch Höherlegung der Fahrbahntafel über die Scheitel der Bogen gründlich verbessert. Die neue Fahrbahn ist vierspürig und hat eine Breite von 12 m; zu beiden Seiten sind je 2 m breite Gehwege angeordnet, so daß die Brückentafel

steht aus 9 cm dicken, 1,80 m weit gespannten Eisenbetonplatten, auf die eine 2 cm dicke Schicht aus Gußasphalt aufgebracht wird (Abb. 4).

Über sämtlichen Gelenken sind Fahrbahnunterbrechungen vorgesehen. Ihre konstruktive Ausbildung ist aus Abb. 7 zu ersehen.

Das Brückengeländer wird so standfest ausgebildet, daß es bei Verkehrsunfällen eine genügende Sicherheit gegen Durchbrechen von Fahrzeugen bietet.

Bei der Ausbildung der Fahrbahnkonstruktion, der die DIN-Normen

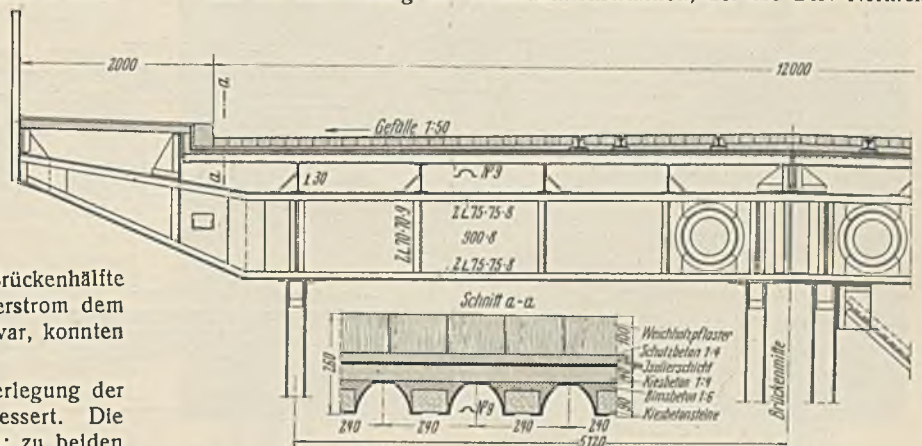


Abb. 4. Querschnitt der Brückenfahrbahn nach dem Umbau.



Abb. 5.
Kämpfergelenk mit Hilfskeilen.

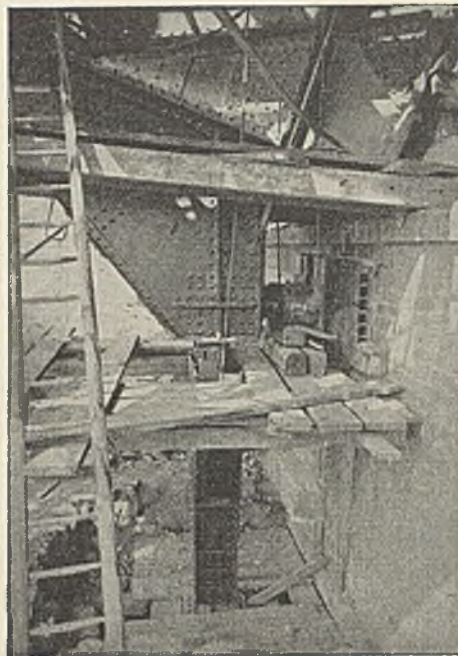


Abb. 6. Anordnung der Öldruckpressen zum Abheben eines Bogens.

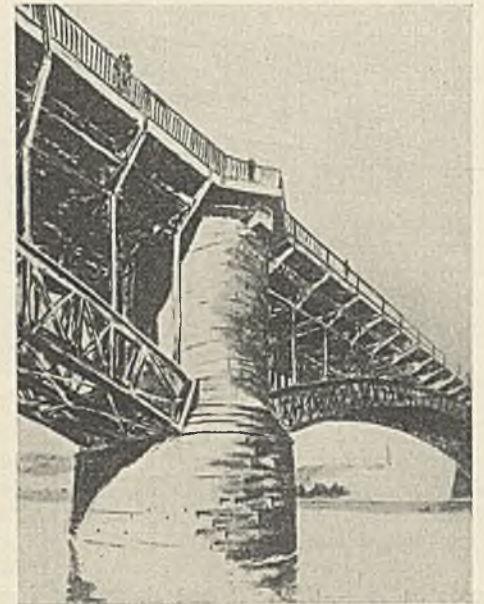


Abb. 9.
Brückenfeller nach dem Umbau.

1071/73 zugrunde liegen, war der Gedanke leitend, eine möglichst leichte Fahrbahnplatte zu erhalten, um der vorhandenen Eisenkonstruktion nicht zu hohe Spannung zuzumuten.

Daher war ursprünglich beabsichtigt, des geringeren Gewichtes der Fahrbahnplatte wegen eine nur 13 cm hohe Rillenschleife zu verwenden, die früher in Berlin auf Straßenbrücken häufig verlegt wurde. Diese Schleife hat sich jedoch nicht bewährt, da sie wegen ihres geringen Widerstandsmomentes ohne Verankerung nicht festliegt. Die Gewichtserhöhung der Fahrbahnplatte durch Verwendung der normalen 16 cm hohen Rillenschleife Profil III mußte daher in Kauf genommen werden.

Die nunmehr bei ungünstigster Verkehrsbelastung in der verstärkten Eisenkonstruktion zu erwartenden Spannungen betragen 1220 kg/cm², was man unbedenklich zulassen kann. Die frühere Besitzerin der Brücke, die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft, vertritt bezüglich der Festigkeitseigenschaften den Standpunkt:

zu können, je drei Hilfskeile angeordnet worden. Nach dem Ablassen der Bogen hatten sich diese Keile so eingefressen, daß sie nicht mehr entfernt werden konnten. Es ist anzunehmen, daß hierdurch die Zweigelenkbogenwirkung zum Teil aufgehoben wurde (Abb. 5).

„Anlässlich des Abbruchs der alten Hochfelder Rheinbrücke sind Zerreißversuche vorgenommen worden. Dieses Bauwerk entsprach im Baustoff, Aufbau und in der Konstruktionsart ganz genau der Pfaffendorfer Rheinbrücke und diente vom Jahre 1873 bis 1927 ausschließlich dem Eisenbahnverkehr, ohne daß Ermüdungserscheinungen während dieser Zeit an dem Baustoff beobachtet wurden. Es ist daher anzunehmen, daß auch bei der Pfaffendorfer Rheinbrücke, die seit 1887 nur als Straßenbrücke benutzt wird, die ursprünglichen Festigkeitseigenschaften des Baustoffes sich nicht geändert haben.“

Die bestehende Eisenkonstruktion wird nur soweit unumgänglich notwendig verstärkt. Um eine möglichst klare Kraftverteilung zu erzielen, wird unmittelbar vor den äußeren vorhandenen Hauptträgern, und zwar ober- und unterstrom noch je ein Bogen gleicher Abmessung angeordnet. Die mittleren Bogen bleiben in ihrer bisherigen Form bestehen.

Das statische System der bestehenden Eisenkonstruktion ist der Zweigelenkbogen. Oberhalb und unterhalb der Gelenkbolzen waren jedoch, um den Bogentangenten beim Aufstellen die vorgesehene Neigung geben

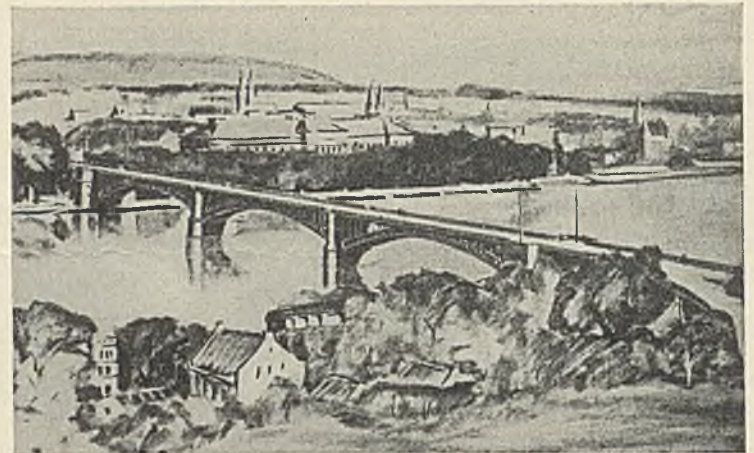


Abb. 8. Strombrücke nach dem Umbau.

Die Umänderung der Konstruktion machte die Auswechslung der vorhandenen Lager notwendig. Zu diesem Zwecke wurden am Kämpfer der Bogen an beiden Gurten vorübergehend Knaggen angeietet und mittels Öldruckpressen die Bogen von ihren Lagern abgehoben (Abb. 6). Aus Gründen der Standfestigkeit werden in jeder Stromöffnung jeweils nur die Gelenke eines der drei Hauptträger ausgewechselt.

Nachdem die erwähnten Hilfskeile schon vor dem Abheben der Bogen durch Abstemmen des hinter ihnen liegenden Mauerwerks entfernt worden waren, kommen nunmehr nach Einbau der neuen Gelenke die Bogen tatsächlich als Zweigelenkbogen zur Wirkung.

Umbau der Pfeiler und Widerlager.

Die Pfeiler und Widerlager, die beim Umbau infolge vorhandener, ausreichender Breite nur wenig verändert werden, sind auf festen Grauwackenschiefer gegründet. Mittels Unterwasser-

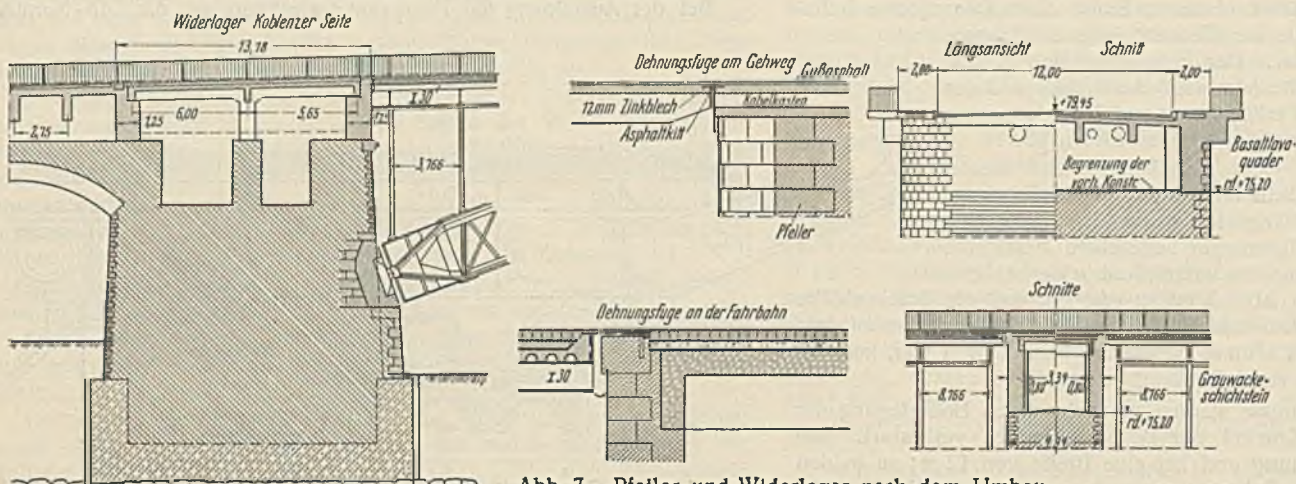


Abb. 7. Pfeiler und Widerlager nach dem Umbau.

schüttung wurden bei der Erbauung Fundamente aus Traß-Portlandzement hergestellt, auf denen die Pfeiler bzw. Widerlager hochgemauert wurden. Ihre Verkleidung besteht aus Basaltlava, das Innere ist Bruchsteinmauerwerk aus Grauwacke. Dieses Mauerwerk ist, wie durch Bohrungen festgestellt wurde, in gutem Zustande und sehr widerstandsfähig.

Umbau. Beim Umbau werden die Schäfte der beiden Strompfeiler infolge Hebung der Fahrbahn um rd. 3 m erhöht. Die Brückentürme über den Widerlagern werden abgetragen, weil sie den Verkehr behindern. Die Ausbildung der Eisenbetonfahrbahnplatte und der Dehnungsfugen an Pfeilern und Widerlagern ist aus Abb. 7 zu entnehmen.

Da beim Abheben der Bogen von ihren Lagern senkrechte Auflagerkräfte entstehen, mußten an Pfeilern und Widerlagern unter jedem Hauptträger Betonfundamente hergestellt werden. Die Anordnung der Öldruckpressen am rechten Widerlager zeigt Abb. 6, auf der am Boden zwischen den Bohlen eins der Fundamente zu erkennen ist.

Abb. 8 u. 9 geben ein Bild der beabsichtigten Umgestaltung von Strombrücke und Pfeilern.

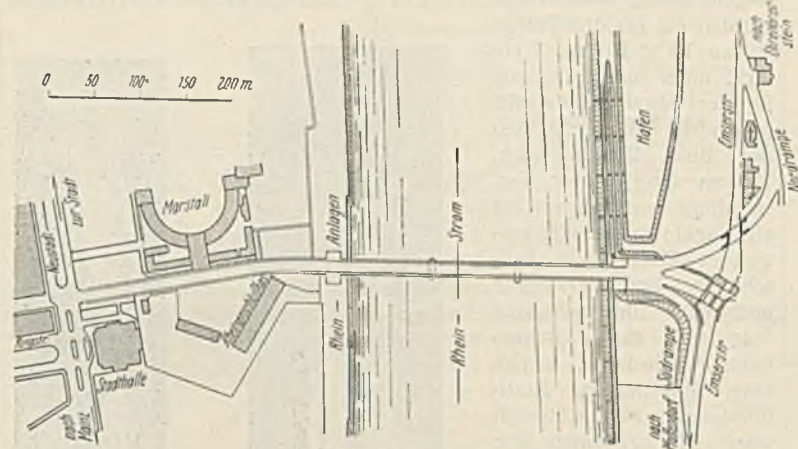


Abb. 10. Lageplan.

Umbau der Rampen.

1. Koblenzer (linke) Rampe.

Die vorhandene Rampe besteht aus zwei Abschnitten. Der erste reicht vom Rampenfuß bis zu den Kasematten und wurde in Erdschüttung hinter Schwergewichtmauern ausgeführt, den zweiten bilden die tiefgegründeten Kasematten. Die Steigung der Rampe betrug 1:70, ihre Breite 10 m.

Umbau. Beim Umbau wird die Rampe nur auf der stromaufgelegenen Seite, und zwar von 10 m auf 16 m verbreitert. Am linken Widerlager jedoch wird die Verbreiterung symmetrisch zur Achse der Strombrücke. Die Rampensteigung wird infolge Höherlegung der Brückenfahrbahn von 1:70 auf 1:40 erhöht.

Bauabschnitt I.

Im ersten Bauabschnitt, vom Rampenfuß bis zu den Kasematten, wird stromauf 6 m vor der bestehenden Schwergewichtmauer eine neue Winkelstützmauer in Eisenbeton errichtet und die vorhandene Erdschüttung durch weitere Bodenmassen verbreitert und erhöht. Die Massen werden aus der Erdüberschüttung der Kasematten und zum Teil durch Baggerung aus dem Rhein gewonnen.

Bauabschnitt II.

Der zweite Bauabschnitt bringt mit dem Umbau der Kasematten erhebliche Schwierigkeiten. Für die Umgestaltung der Rampe waren verschiedene Vorschläge gemacht worden. Jedoch mußten sämtliche Entwürfe, bei denen die vorhandene Erdüberschüttung der Gewölbe noch erhöht wurde, ausscheiden. Denn die Bodenpressungen der dem Hochwasser ausgesetzten Fundamente liegen mit 3,5 kg/cm² an der Grenze des Zulässigen.

In dem zur Ausführung bestimmten Entwurf wird deshalb in gleichem Maße, wie die neue Eisenbetonkonstruktion hergestellt wird, die Überschüttung der Gewölbe entfernt. Hierdurch bleibt die Bodenbeanspruchung immer in den zulässigen Grenzen.

Konstruktion. In den Gewölbezwickeln der Kasematten (Abb. 1) wird jeweils unterstrom eine kräftige, 1,50 m breite Eisenbetonstütze, oberstrom ein Stützenpaar von je 1 m Breite angeordnet. Eine vierte Stützenreihe befindet sich stromauf in 4 m Abstand von der Stirnwand der Kasematten. Die Entfernung dieser Stützen in Rampenlängsachse ist gleich der Spannweite der Gewölbe, wodurch ein befriedigender architektonischer Zusammenklang der alten mit der neuen Konstruktion erreicht werden soll. Über dem Stützenpaar sind die Querträger aus Eisenbeton unterbrochen. Die Fahrbahndecke ruht auf neun Eisenbetonlängsträgern. In Fahrbahnmitte ist eine durchgehende Längsfuge angeordnet. Hierdurch werden beim Betonieren und Abbinden der stromab gelegenen Hälfte Erschütterungen durch den Verkehr tunlichst vermieden (Abb. 11).

2. Rechtsrheinische Rampen.

Am rechten Rheinufer bestand bisher für den Fahrzeug- und Personenverkehr die nach Ehrenbreitstein führende Nordrampe. Die südliche Stellrampe wurde allein von der Straßenbahn benutzt. Von Pfaffendorf (Süden) kommende Fahrzeuge konnten nur in einer Spitzkehre auf die zur Strombrücke führende Nordrampe gelangen. Das war besonders für Lastwagzüge schwierig und hat häufig zu Unfällen geführt. Zur Beseitigung dieses Gefahrenpunktes und zur besseren Verkehrsregelung wird nunmehr eine zweite nach Süden führende Rampe gebaut. Während ihrer Herstellung wird der Verkehr wie bisher auf der Nordrampe und auf der stromab gelegenen Hälfte der Strombrücke und der linken Rampe durchgeführt.

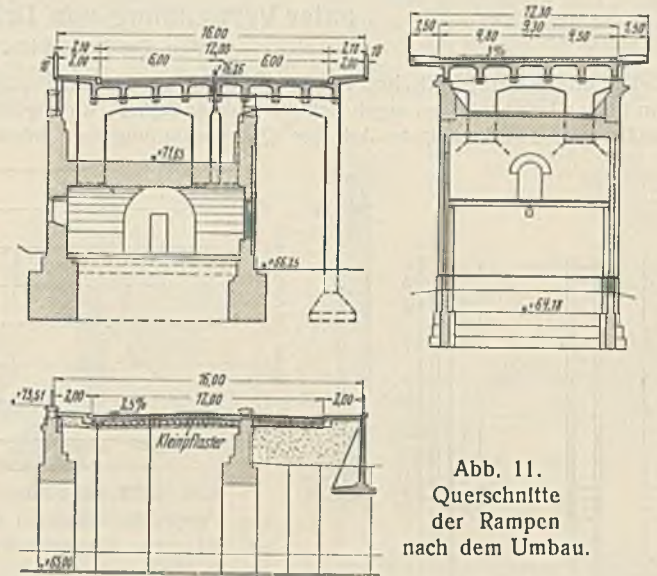


Abb. 11. Querschnitte der Rampen nach dem Umbau.

Nach Fertigstellung der Südrampe übernimmt diese vorerst den gesamten Verkehr, um den ungehinderten Umbau der Nordrampe zu ermöglichen (Abb. 10).

Umbau der Nordrampe. Eine Verbreiterung dieser Rampe ist nicht erforderlich, da sie künftig nur etwa die Hälfte des jetzigen Verkehrs bewältigen muß. Die Änderung der Gradienten wird wie folgt durchgeführt:

Zwischen dem rechten Widerlager und dem Viadukt (Kasematten) wird die vorhandene Erdschüttung um rd. 2,10 m erhöht. Über dem sich anschließenden Bruchsteinviadukt von rd. 63 m Länge wird die Fahrbahnerhöhung in der gleichen Weise durchgeführt wie über den Kasematten der linken Rampe. Auch hier werden die Gewölbe durch Wegnahme der Erdüberschüttung entlastet. Die Gewölbezwickel werden 60 cm hoch ausbetoniert, um den Stützenfüßen ein sicheres Auflager zu geben. Die Emser Straße wird durch eine Balkenbrücke von rd. 11 m Stützweite überbrückt. Die alten bogenförmigen schmiedeeisernen Überbauten werden entfernt (Abb. 12). Von der Überbrückung der Emser Straße bis zu ihrem Fußpunkte bestand die vorhandene Rampe aus Erdschüttung mit Seitenböschung. Die größte Steigung betrug 1:12. Durch Abtrag von 3750 m³ Boden wird diese Steigung auf 1:20 verringert. Die Fahrbahn wird mit Großsteinpflaster befestigt, wobei das gut erhaltene alte Pflaster zum Teil wieder benutzt wird.



Abb. 12. Viadukt (Kasematten) und vorhandene Überbrückung der Emser Straße.

Südrampe.

Unmittelbar hinter dem rechten Widerlager wendet sich die neu anzulegende Rampe in einem Winkel von rd. 90° und einem Halbmesser von $r=50$ m nach Süden. Ihre Länge beträgt 238 m, ihre Breite einschließlich Fußgängerweg 9 m. Das Gefälle beträgt 1:18,8. Zum Rhein hin wird eine Böschung, zur Emser Straße eine Schwerkgewichtstützmauer angeordnet. Die erforderlichen Bodenmassen von 14 300 m³ werden in einer Entfernung von rd. 100 m durch Abtrag

eines Erdhügels und zum Teil aus dem Rhein durch Baggerung gewonnen.

Es sei noch ausdrücklich bemerkt, daß durch die Höherlegung der Fahrbahn und durch die Beseitigung der „zinnenbekrönten Ritterburgen“ an den Widerlagern die Pfaffendorfer Rheinbrücke auch architektonisch außerordentlich gewinnt, nachdem sie in ihrer bisherigen Gestalt wegen der Durchschneidung der Bogen durch die tiefliegende Fahrbahn ästhetisch weniger befriedigen konnte.

Alle Rechte vorbehalten.

Druckversuche mit gegliederten Holzstäben unter Verwendung von Drahtstiften als Holzverbindungsmitel.

Von Dr.-Ing. Wilh. Stoy, Holzminden-Braunschweig.

Gelegentlich der praktischen Ausführung von genagelten Fachwerkbindern in den letzten Jahren ergab sich die Notwendigkeit, für gegliederte Druckstäbe die zweckmäßigste Art der Querverbindung zu finden und

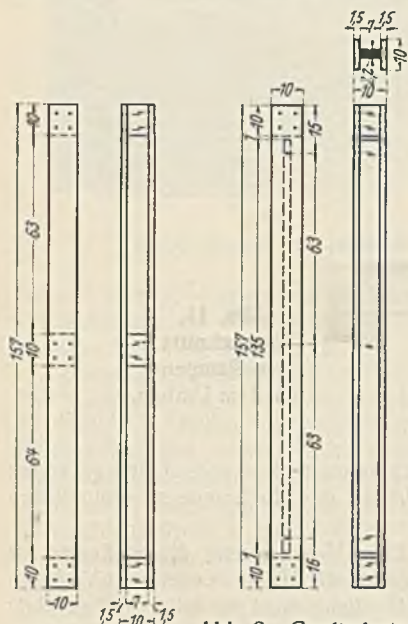


Abb. 1. Gegliederte Druckstäbe aus Holz unter Verwendung eines Futterstückes.
Abb. 2. Gegliederte Druckstäbe aus Holz unter Verwendung eines durchgehenden Steges mit je drei Nägeln $\circ 25 \times 55$.

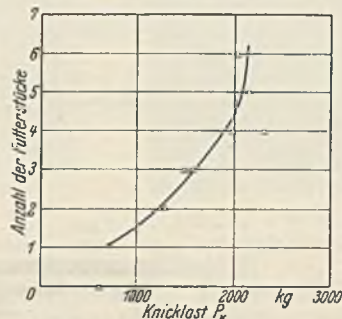


Abb. 4. Ergebnisse von Vergleichsversuchen mit ein bis sechs Futterstücken.

einwandfreie Unterlagen für die Berechnung zu schaffen. Die zu diesem Zwecke angestellten Versuche bilden eine Ergänzung zu denen, die Prof. Graf zum Teil im Auftrage der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft mit gegliederten Holzstäben an der Materialprüfungsanstalt Stuttgart durchgeführt hat¹⁾.

Da die vorhandenen Versuchseinrichtungen nicht ausreichten, um Stäbe in natürlicher Größe zu prüfen, wurden solche im ungefähren Maßstabe 1:2 hergestellt.

Verwendet wurden Bretter aus Solling-Fichtenholz aus dem Forstamtsbezirk Holzminden I von ungefähr 35 cm Breite. Daraus wurden Streifen von 10 cm Breite, 157 cm Länge und 1,5 cm Dicke heraus-

gestellt. Die Druckfestigkeit der beiden seitlichen Bretter — kurz „Seitenholz“ genannt — betrug i. M. 435 kg/cm², die des mittleren Brettes — „Mittelholz“ — 330 kg/cm² bei 15% Feuchtigkeit. Als Querverbindung wurden ein bis drei Futterstücke 10×10 cm, 7 cm dick, unter Benutzung von je vier Nägeln beiderseits oder aber ein durchgehendes Brett 2,2 cm dick, 135 cm lang, unter Verwendung von je drei bis elf Nägeln beiderseits verwendet (Abb. 1 u. 2). Zwischen den Endfutterstücken und dem durchgehenden Steg war ein Zwischenraum von je 1 cm, so daß eine unmittelbare Kraftübertragung ausgeschlossen war. Die Ergebnisse der Knickversuche sind in Abb. 3 dargestellt. Bestätigt wird wieder die alte Regel, daß „ein“ Futterstück „kein“ Futterstück ist. Die Höchstlast bei drei Futterstücken betrug bei „Mittelholz“ rd. 1600 kg, bei „Seitenholz“ rund 2200 kg, während bei einem durchgehenden Steg die Höchstlast bei je sieben Nägeln beiderseitig, d. h. bei einem Abstände von 21 cm rund 4800 kg erreichte. Werden die Nägel enger gesetzt, so ließ sich keine Steigerung der Knicklast mehr erzielen. In Abb. 4 sind die Ergebnisse von späteren Vergleichsversuchen dargestellt. Verwendet wurde wieder Solling-Fichtenholz, allerdings „Seitenholz“ mit 18% Feuchtigkeit und einer Druckfestigkeit von 340 kg/cm². Bei ein bis drei Futterstücken fällt die Kurve mit der von „Mittelholz“ bei 15% Feuchtigkeit und 330 kg/cm² Druckfestigkeit (Abb. 3) vollständig zusammen. Es hat den Anschein, als ob auch hier eine Steigerung der Anzahl der Futterstücke über fünf bis sechs ohne Einfluß auf die Höhe der Knicklast ist. Das Ausknicken aller Probestäbe trat in der Regel ähnlich wie bei solchen mit eingeleimten Beihölzern plötzlich ein.



Abb. 5. Gegliedertes Druckstab aus Holz mit durchgehendem Steg und je fünf Nägeln beiderseits unter der Höchstlast.



Abb. 6. Gegliedertes Druckstab aus Holz mit durchgehendem Steg und je elf Nägeln beiderseits unter der Höchstlast.

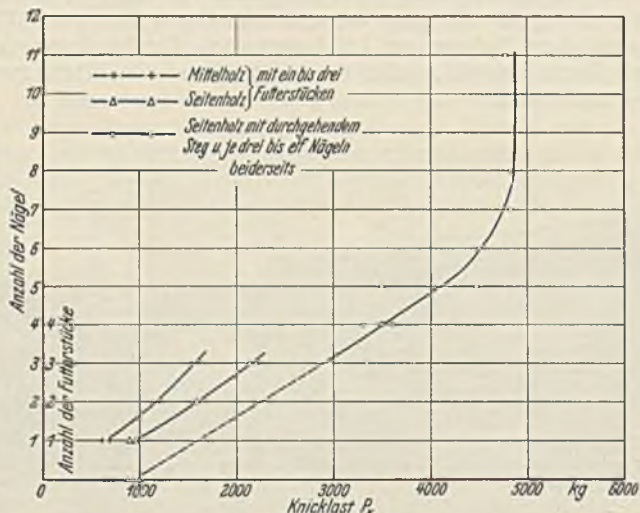


Abb. 3. Ergebnisse der Knickversuche in Abhängigkeit von der Anzahl der Futterstücke bzw. der Anzahl der Nägel bei durchgehendem Steg.

geschnitten und an beiden Enden durch Futterhölzer 10×10 cm, 7 cm dick, mit je vier Nägeln zusammengenagelt. Verwendet wurden allgemein Drahtstifte $\circ 25 \times 55$, die zweckmäßigste Dicke bei einer Brettstärke von

¹⁾ Schaechterle, Druckversuche mit vollen und gegliederten Holzstäben, Bautechn. 1932, Heft 37 u. 38, S. 460 u. 481.

Rechnet man bei einer Höchstlast von 4800 kg nach DIN 1052, so ergeben sich folgende Verhältnisse:

$$J_0 = \frac{10 \cdot 3,0^3}{12} = 22,5 \text{ cm}^4,$$

$$J_1 - J_0 = \left[2(10 \cdot 1,5 \cdot 4,25^2) + 10 \cdot \frac{1,5^3}{12} \cdot 2 - 22,5 \right] \frac{1}{4} = 131,2 \text{ cm}^4,$$

$$J = J_0 + \frac{J_1 - J_0}{4} = 154 \text{ cm}^4,$$

$$i = \sqrt{\frac{154}{2 \cdot 1,5 \cdot 10}} = 2,26 \text{ cm},$$

$$\lambda = \frac{157}{2,26} = 69,4.$$

Einem λ von 69,4 entspricht nach DIN 1052 ein $\sigma_K = 161 \text{ kg/cm}^2$, während auf Grund der Versuche $\sigma_K = \frac{4800}{2 \cdot 10 \cdot 1,5} = 160 \text{ kg/cm}^2$ ist. Die Übereinstimmung ist sehr gut.

Ordnete man statt des Steges in der Mitte zwei seitliche Bretter an, d. h. bildete man einen vollständigen Kastenquerschnitt, so ließ sich die

Höchstlast noch um 20% steigern, wobei die übrigen Verhältnisse unverändert blieben. — Bei Verwendung von Drahtstiften ist hiernach der durchgehende Steg der Anordnung von Futterstücken weit überlegen, und nur für diesen Fall stimmt die in DIN 1052 angegebene Berechnungsweise mit den tatsächlichen Verhältnissen überein. Eine Steigerung der Knicklast ist nur möglich bei Anordnung eines geschlossenen Kastenquerschnittes.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Twenthe - Kanäle

dehnen das holländische Wasserstraßennetz über das bedeutende Industriegebiet aus, das der deutschen Grenze zunächst gelegen ist. Mit ihren Abzweigungen haben sie eine Gesamtlänge von 120 km. Sie werden nicht nur verkehrstechnisch von besonderer Bedeutung für die Erschließung dieses Gebietes sein, sondern dienen auch der Entwässerung weiter Strecken. Den Veröffentlichungen in De Ingen.¹⁾ entnehmen wir über den Fortschritt dieses Bauvorhabens folgende Einzelheiten.

Schiff (1000 t) verkehren kann. Der Querschnitt ist diesem deutschen Kanal nachgebildet (Abb. 2). Zunächst soll er auf 108 m² (Verhältnis des eingetauchten Schiffsquerschnittes zum Wasserquerschnitt = 1 : 4,5), im Einschnitt auf 95 m² (Verhältnis 1 : 4) gebracht werden. Bei dem Grunderwerb wird jedoch auf eine spätere Verbreiterung um 13 m bei einem Querschnitt von 179 m² Rücksicht genommen. Der geplante Querschnitt gestattet dann den Verkehr von 2000-t-Schiffen. Im ersten Ausbau wird



Abb. 1.

Der Entwurf (Abb. 1) sieht die Abzweigung des Kanals bei Lobith nächst der deutschen Grenze vor, wo der Rhein noch eine genügende Fahrwassertiefe besitzt und günstige Verbindungen nach Rotterdam, Süd-Limburg und zum deutschen Rhein gewonnen werden. Abzweigungen des Kanals führen nach Almelo, Borne, Hengelo, Oldenzaal und Enschede und ferner nach Zutphen, von wo über die Zuidersee Amsterdam und der Norden des Landes erreicht werden. Dieses Kanalnetz muß Höhenunterschiede bewältigen, die für Holland ungewöhnlich groß sind. Doch gelingt es auf die größte Länge, d. i. zwischen Lobith und Almelo, mit einer einzigen Haltung auf + 10 N.A.P. durchzukommen. Der weitere

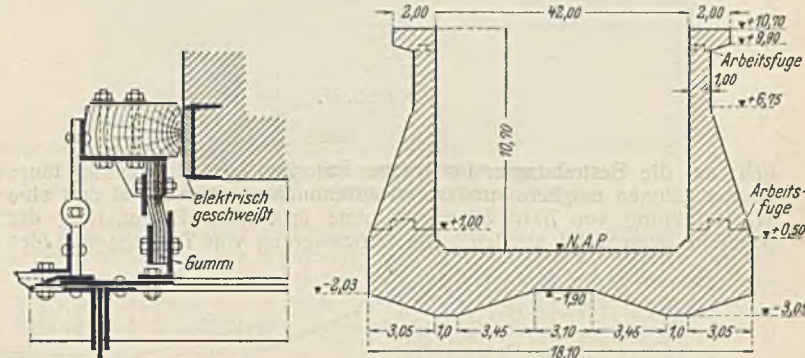


Abb. 5.

Abb. 4.

der Kanal in die Mitte gelegt, obwohl dann die spätere Verbreiterung nach beiden Seiten hin stattfinden muß. Man tut dies mit Rücksicht auf die zwanglosere Kreuzung mit den Brücken, aus ästhetischen Gründen und um beiderseits Anlegemöglichkeiten zu schaffen. Die Schleusen erhalten, wie dies bei den neueren Anlagen in Deutschland und Holland der Fall ist, eine Lichtweite von 12 m. Die Häupter und die Kammer werden gleich weit. Die nutzbare Länge soll 140 m, die Drempeltiefe 3,25 m betragen. Bei diesen Abmessungen können gleichzeitig 1200 bis 2000 t geschleust werden. Der Platz für eine zweite Schleuse wird mit-erworben. Die Brücken sind als fest vorgesehen; nur bei Almelo erfordert die vorhandene Bebauung eine Abweichung von diesem Grundsatz. Sie erhalten eine freie Durchfahrhöhe von 5,50 m. Einer später etwa notwendigen Hebung um 1,50 m wird bei den gewöhnlichen Brücken bereits Rechnung getragen.

Versuche mit einem Probefelde haben ergeben, daß es weit billiger ist, den Kanal im allgemeinen unverkleidet zu lassen und den Wasserbedarf hochzupumpen, als die Wände mit Kleie zu dichten, die von weither angeführt werden müßte. Den täglichen Quellverlust ermittelte man bei diesen Versuchen je nach der Bodenbeschaffenheit zu 2200 bis 18 000 m³/km. Die Speisung des Kanals geschieht von Zutphen aus.

Die Absicht, den Kanal auch der Entwässerung dienstbar zu machen,

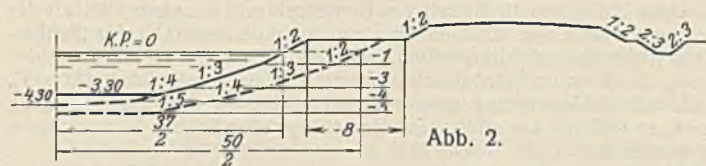


Abb. 2.

Anstieg auf 16, 23, 27,5 und 35 m soll jeweils mit einer Schleuse überwunden werden. Die Linienführung der Kanäle nimmt auf die Bebauungsmittelpunkte, die vorhandenen Verkehrswege und die künftige Erweiterung der Industrieanlagen Rücksicht.

Der Kanal wird so groß bemessen, daß das sogenannte Rhein-Herne-Kanal-

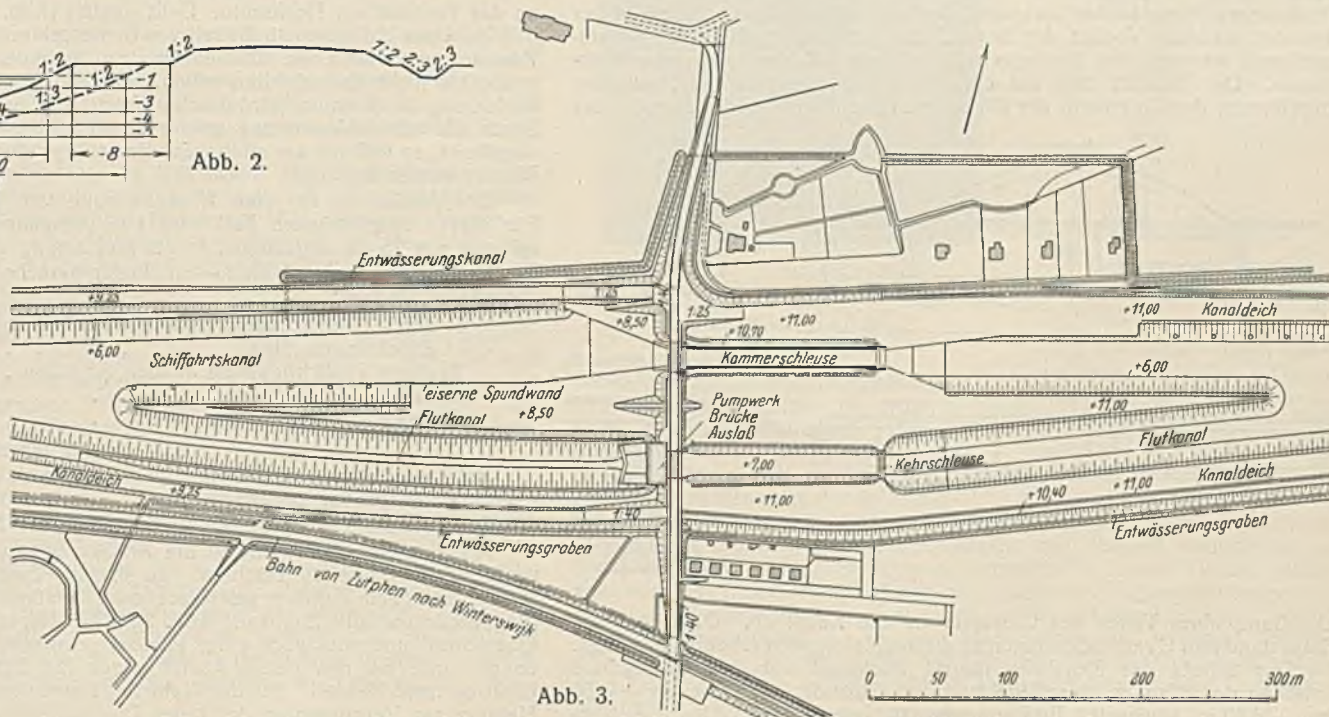


Abb. 3.

¹⁾ De Ingen. 1931, Nr. 25; 1932, Nr. 22 u. 23.

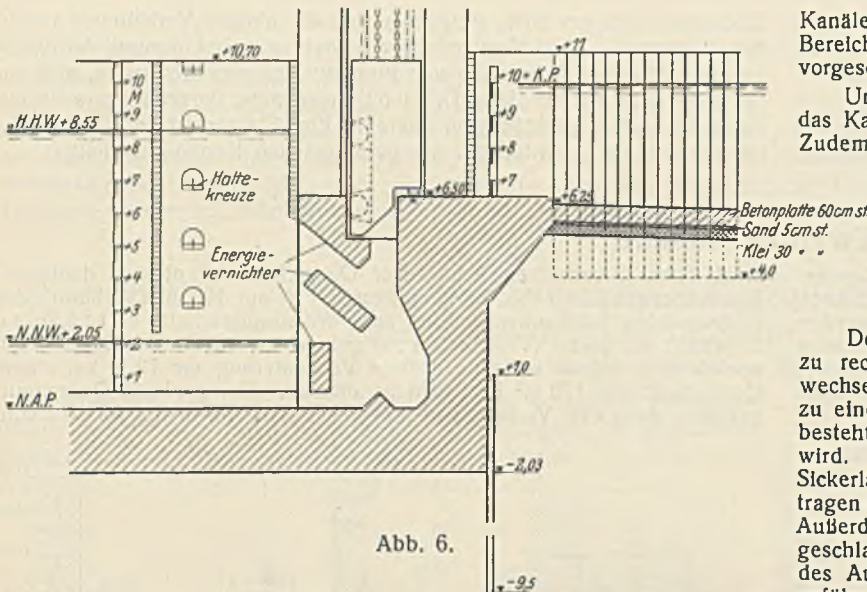


Abb. 6.

Kanälen von 1 m unter bis 0,5 m über dem Wasserspiegel. In diesem Bereich sind die Uferbefestigungen in verschiedener Ausführungsweise vorgesehen (Pflaster, Faschlnen, Holzspundwände).

Um den Anschluß der Twenthe möglichst rasch zu erreichen, wurde das Kanalstück von Zutphen nach Enschede zuerst in Angriff genommen. Zudem muß es als Vorflut für die Entwässerung und der Kanalspeisung dienen. Die Durchleitung des Kanals zwischen Zutphen und Eefde stellte vor besonders schwierige Aufgaben, da auf die bestehenden Verkehrslinien der Eisenbahn und der Straßen Rücksicht genommen werden mußte. Die Arbeiten wurden hier 1930 aufgenommen. Sie stehen vor dem Abschluß. Das 30 km lange Stück bis Enschede wird nicht vor 1936 fertig sein.

Der Schleusenabstieg zur IJssel (Abb. 3) hat mit Flußwasserständen zu rechnen, die zwischen 2,0 N.A.P. (NNW) und 8,5 N.A.P. (HHW) wechseln können. Die Schleuse ist mit dem Pumpwerk und dem Auslaß zu einer großen Baugruppe vereinigt. Der Untergrund an der Baustelle besteht in den oberen Lagen aus feinem Sand, der nach abwärts gröber wird. Bei dem Entwurf ging man von dem Grundsatz aus, daß die Sickerlänge nicht weniger als den 15fachen Wasserspiegelunterschied betragen dürfe. Der Schleusenboden wurde daher massiv ausgeführt (Abb. 4). Außerdem wurde beim Oberhaupt eine eiserne Spundwand bis auf 0 N.A.P. geschlagen und mit der Spundwand für die Kehrschleuse oberhalb des Auslasses zusammengeschlossen. Um an dem teureren, weit heranzuführenden Kies zu sparen, wurden die Kammerwände in Eisenbeton ausgeführt. Der größte Bodendruck beträgt 1,5 kg/cm². Die Kammermauern wurden in neun gegenseitig verzahnten und besonders abgedichteten Abschnitten ausgeführt. Hierzu war eine Grundwasserabsenkung erforderlich. Man wählte hierfür eine große Anzahl kleiner Pumpenaggregate mit unmittelbar auf einer Achse gekuppeltem Elektromotor. Sie können sich bei den verschiedenen Baustellen den örtlichen Verhältnissen anpassen. Ein durchlaufender Balken, der als Laufpfad dient, verbindet die Kammermauern der Länge nach.

geht auf die Bestrebungen in der neueren Zeit zurück, derartig teure Baumaßnahmen möglichst umfassend auszunutzen. Dem Kanal darf eine Wasserführung von 70 bis 80 m³/sek ohne erhebliche Behinderung der Schifffahrt zugemutet werden. Die Entwässerung von Twenthe und des

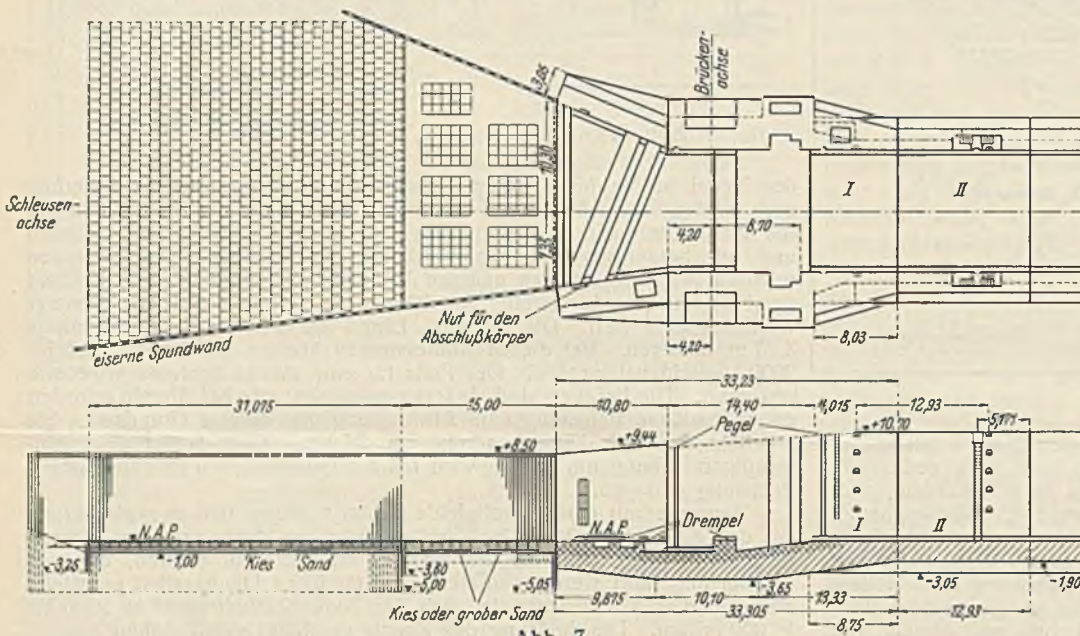


Abb. 7.

Gelderschen Hinterlandes zwischen Lochem und Enschede litten bisher darunter, daß die Vorflut der Berkel, der Schipbek und der Regge ungenügend war und ihre Einzugsgebiete in nassen Zeiten ineinander überflossen. Der Entwurf zielt auf eine Trennung dieser Gebiete, auf eine Regulierung der Unterläufe der Bäche mit Unterdükerung des Kanals oder

an der Technischen Hochschule Delft geklärt (Abb. 6). Gefordert wurde, daß bei einer Hubgeschwindigkeit von 6 mm/sek und bei einer Füllzeit der Kammer von 7 min die Trossenzüge im allgemeinen $\frac{1}{800}$ des Schiffsgewichtes nicht überschreiten sollen. Die Stoßkraft des Wassers bei der Entleerung der Kammer wird durch mehrere Schwellen gemildert (Abb. 7). Durch die schiefe Anordnung zweier dieser Schwellen wird die Strömung abgelenkt, so daß die am südlichen Ufer anliegenden Schiffe in ruhigerem Wasser warten können.

Der Auslaß ist für eine Wasserführung von 115 m³/sek bemessen. Für diesen ungünstigsten Fall wird eine Anspannung des Kanalwasserspiegels um 25 cm zugelassen, wobei gleichzeitig die IJssel HHW führt.

Durch das Pumpwerk sind — ungünstig gerechnet — folgende Wasserverluste zu decken:

1. durch Schleusungen, von denen zehn am Tage angenommen sind	125 000 m ³ /Tag
2. durch Undichtigkeiten an den Schützen	5 000 "
3. durch Verdampfung	30 000 "
4. durch Quellverluste	230 000 "

zusammen 390 000 m³/Tag.

Bei Dauerbetrieb muß danach das Pumpwerk auf eine Leistung von 4,5 m³/sek ausgebaut werden.

Die Ausführung dieser Bauwerke wurde im Jahre 1930 eingeleitet.

Als vordringliche Arbeit ist die Anpassung der Verkehrswege an die neuen Verhältnisse zu erachten. Zu diesem Zweck entstanden in der Strecke zwischen Zutphen und Goor zehn Straßenbrücken in Eisenbeton (Bogenbrücken mit Zugband, Abb. 8). Die Bogen haben rechteckigen Querschnitt und sind nach einer Parabel gekrümmt. Das stählerne Zugband wurde bei den ersten Ausführungen mit Beton ummantelt, später blieb es unverkleidet. Bei der Wahl der Konstruktion ist einer etwaigen Hebung zur Vergrößerung der freien Durchfahrthöhe Rechnung getragen.

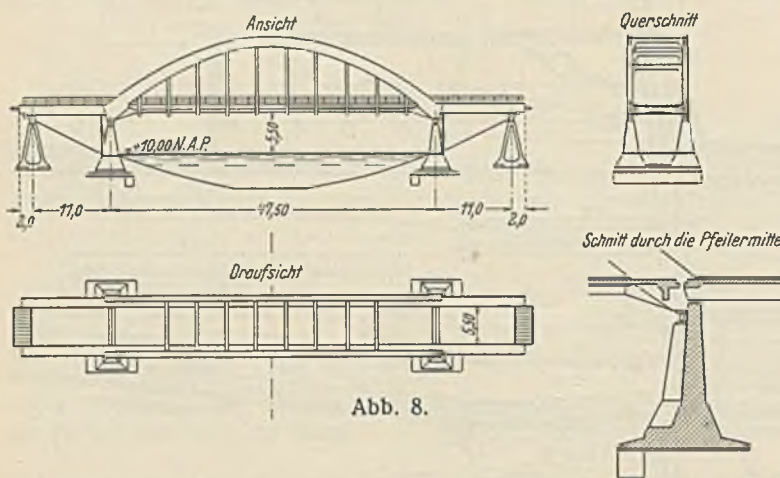


Abb. 8.

Einleitung eines Teiles der Gewässer in den Kanal ab. Die Provinzen Gelderland und Overijssel nehmen an diesen Mehrkosten erheblichen Anteil.

Der Schutz der Kanalufer nimmt Rücksicht auf den Unterschied zwischen dem Kanalwasserspiegel und dem Gelände, der zwischen - 3,50 und + 6,20 m wechselt. Erfahrungsgemäß reicht der Wellenbereich in



Abb. 9. Brücke bei Almen.



Abb. 10. Brücke bei Exel.

Lediglich die Übertragung der Windkräfte ist konstruktiv verschieden behandelt: im einen Falle (Abb. 9) sind die Querträger zwischen den beiden Bogen biegefest mit den kräftig gebauten Hängesäulen verbunden, die die Windkräfte in die Tragdecke und die Auflager übertragen. Bei den späteren Ausführungen wurden die Fußwege ausgekragt (Abb. 10).

Um den Verkehr nicht zu behindern, wurden die Hängesäulen möglichst schlank gehalten. Die Windkräfte werden durch ein Gitterwerk längs der Bogen in die Auflager übergeleitet. An die Bogenbrücke schließen zur Überbrückung der Böschungen beiderseits Balkenträger an. Je nach dem Bodenbefund sind die Pfeiler auf Betonpfähle gegründet. van Rinsum.

Vermischtes.

Technische Hochschule Berlin. Prof. Dr.-Ing. Dr. Randzio ist beauftragt worden, vom W.S. 1933/34 ab die Lehrfächer Steilbahnen und Tunnelbau in Vorlesungen und, soweit nötig, in Übungen zu vertreten.

Technische Hochschule Hannover. Der Strombaudirektor Dr.-Ing. chr. Willy Zander in Magdeburg ist zum Honorarprofessor in der Fakultät für Bauwesen ernannt worden.

Technische Hochschule Karlsruhe. Prof. Dr.-Ing. Dr. techn. h. c. Adolf Ludin an der Technischen Hochschule Berlin ist mit Wirkung vom 1. April 1934 zum ordentlichen Professor des Wasserbaues an der Technischen Hochschule Karlsruhe ernannt worden.

Zur Gebührenordnung der Ingenieure vom 1. März 1932. In neuerer Zeit werden für Bauwerke außer den üblichen statischen Berechnungen auch sog. dynamische und Schwingungsberechnungen vom Auftraggeber verlangt oder erweisen sich aus Gründen der Sicherheit als notwendig, so daß der Beratende Ingenieur sie durchführen muß. Derartige Berechnungen sind schwierig und mühevoll, ihre Ausführung kann daher nicht durch die in Ziff. 11 festgesetzte Gebühr als abgeglichen betrachtet werden. Der Vorstand des AGO hat daher folgenden Zusatz zu Ziff. 11 beschlossen:

„Werden vom Auftraggeber besondere dynamische und Schwingungsberechnungen verlangt oder durch den besonderen Zweck des Bauwerks nötig, so ist diese Leistung dem Ingenieur nach vorheriger Vereinbarung besonders zu vergüten. Sie ist nicht eingeschlossen in die Gebühr für die rein statische Berechnung.“

Deutscher Baupolizeitag in Hannover am 30. September und 1. Oktober 1933 (Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands). Am 30. September findet um 16 $\frac{1}{2}$ Uhr eine Vorstandssitzung, um 19 $\frac{1}{2}$ Uhr eine Mitgliederversammlung im Neuen Rathaus statt. Am 1. Oktober, 9 Uhr, ist eine öffentliche Versammlung im Alten Rathaus. In dieser sprechen Architekt Friedr. Paulsen, Berlin, über „Die Sanierung der Altstadt“; Stadtbaurat Labes, Kassel, über „Erhaltung und Gesundung der Altstadt in Kassel“; Oberbaurat Hespeler, Lübeck, über „Baupolizei und Zeitströmungen im Bauwesen“. Am 29. und 30. September findet ferner in Hannover die Tagung der Vereinigung der Bauverwaltungen Deutscher Städte statt. — Gäste willkommen. Anmeldungen bis zum 21. September bei der Geschäftsstelle, Hamburg, Gr. Bleichen 23, IV. Stock, Zimmer 419.

Neue Druckluftrammen. Die schnellschlagenden Rammhämmer, die auch in Deutschland in letzter Zeit selbständig (von den Vereinigten Stahlwerken AG, Dortmund Union in Verbindung mit der Demag AG) entwickelt wurden (Abb. 1), halten die Bohle oder den Pfahl durch eine rasche Schlagfolge in steter Abwärtsbewegung. Durch das hohe Gewicht einer Druckluftramme wird sowohl die Bohle heruntergedrückt, als auch der Rückschlag des Kolbens aufgenommen, so daß sich die Bohle in dauernder Bewegung befindet und leicht in den Boden eindringt. Außerdem werden beim schnellschlagenden Rammhammer die inneren Spannungen in der Bohle geringer.

Gebaut ist der Rammhammer wie folgt (Abb. 2): Der Schlagkolben (b) bewegt sich in dem feststehenden Zylinder (a), der nach unten durch einen Zwischenzylinder (c) mit dem Zwischenkolben (d) und durch den Rammblock (f) zum Aufsetzen auf den zu rammenden Pfahl oder das Spundwandisen abgeschlossen ist. Oben ist der Zylinder (a) durch den

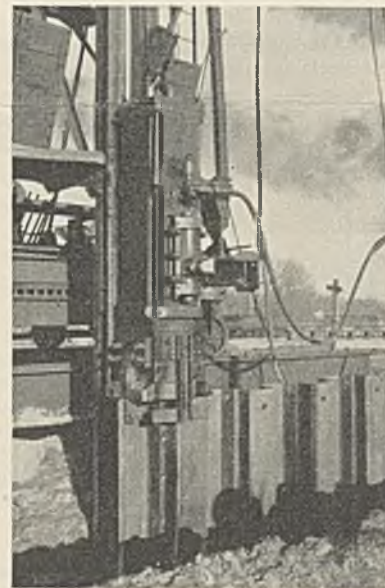


Abb. 1. Druckluftramme beim Rammen von Doppelbohlen „Larssen“ (Rammtiefe 14,5 m).

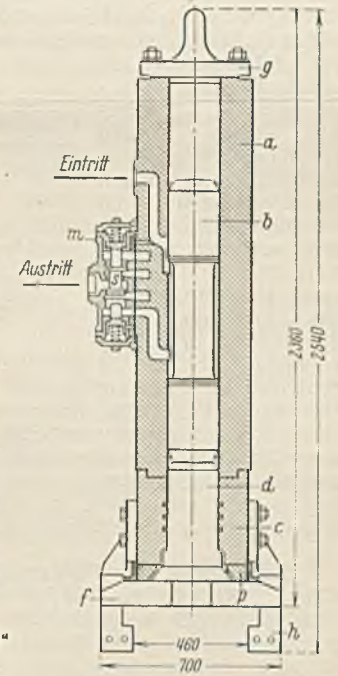


Abb. 2. Schnitt durch die Druckluftramme (Demag-Union). a Zylinder. b Schlagkolben. c Zwischenzylinder. d Zwischenkolben. f Rammblock. g Zylinderdeckel. h Untersatz. m Steuergehäuse. p Prellscheibe. s Expansionskolbenschieber.

Deckel (g) mit einer Einhängöse abgedeckt. Der Untersatz (h) wird je nach der auszuführenden Rammarbeit ausgebildet. Zur Steuerung des Schlagkolbens (b) dient der Expansionskolbenschieber (s), der im Steuergehäuse (m) untergebracht ist. Der Einlaß für die Druckluft oder den Dampf liegt oberhalb des Steuergehäuses, der Auspuff unmittelbar am Steuergehäuse. Der Hammer wird entweder in einem Gerüst geführt oder von einem Hebezeug auf den zu rammenden Gegenstand aufgesetzt, wobei der Rammblock (f) an der Prellscheibe (p) angelegt wird. Öffnet man das Einlaßventil, so beginnt der Kolben zu schlagen (215 bis 130 Schläge/min, je nach Größe des Gerätes). Die Schläge werden dann vom Zwischenkolben und Rammblock auf den zu rammenden Gegenstand übertragen.

Je nach Größe der Ramme betragen die Gewichte 200 bis 700 kg. Die Rammlösungen schwanken bei Larssen-Spundwandbauten für mittellange Bohlen (16 m Länge, 6 bis 8 m Rammtiefe) zwischen 30 und 60 Stück/8 h.

Für Abbrucharbeiten (Brückenpfeiler u. dgl.) haben die Meißel einen Durchmesser von 150 bis 200 mm. In wenigen Sekunden werden sie leicht in das abzubrechende Material eingetrieben. R.—

Die Jahresversammlung 1933 der Deutschen Gesellschaft für Photogrammetrie e. V. wird vom 11. bis 14. Oktober 1933 in Essen stattfinden. Am 11. und 12. Oktober soll das Luftbild und seine Verwertung für das Vermessungswesen und die verschiedenen Wirtschaftsgebiete behandelt werden. Nach einem Überblick über Entwicklung, Verwertung und Bedeutung der Photogrammetrie wird auf Grund des neuen Luftbild-Erlasses des Reichsministers der Luftfahrt die jetzige Organisation im Luftbildwesen besprochen werden.

Am 12. Oktober werden Vertreter der Gemeinden und Gemeindeverbände einen Überblick über die Erfahrungen geben, die sie vornehmlich im Vermessungs- und im Bauwesen mit dem Gebrauch des Luftbildwesens gemacht haben; auch soll über die Verwendung des Luftbildes für topographische Karten gesprochen werden.

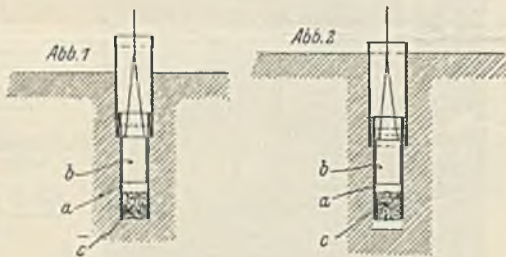
Am 12. und 13. Oktober nachmittags, finden Vorträge und Besichtigungen beim Siedlungsverband Ruhrkohlenbezirk und bei der Emschergenossenschaft statt. Außerdem sind vorgesehen: ein Sprechabend für Röntgenbildmessung (12. Oktober) und Vorträge über die Photogrammetrie im Dienste der Architektur u. a. m. Am 14. Oktober sind Besichtigungen von Bergwerken, dem Krupp-Werk u. dgl. beabsichtigt.

Die anlässlich der Jahresversammlung stattfindende Ausstellung wird von den im Luftbildwesen tätigen Behörden, wissenschaftlichen Instituten der Hochschulen, von den ausführenden Luftbildgesellschaften und der Gerätebauenden Industrie besichtigt werden.

Das Programm der Veranstaltung ist in „Bildmessung und Luftbildwesen“ Nr. 1/33 (Märzheft) veröffentlicht. Abdrucke hiervon werden kostenlos vom Schriftführer, Oberreg.-Rat O. Koerner, Berlin-Halensee, Karlsruher Str. 1, übersandt.

Patentschau.

Verfahren zum Niederbringen von Vortreibrohren für Ortpfähle. (Kl. 84 c, Nr. 550 484 vom 16. 12. 1926 von Cie Jntle des Pleux Armés Frankignoul Sté. Ame. in Lüttich, Belgien.) Vor Beginn des Eintreibens wird in den unteren Teil des Vortreibrohres *a* eine Betonmischung, der eine Füllung aus groben Steinen gleichzusetzen ist, eingebracht, auf die unmittelbar durch den Rammhaken *b* Schläge ausgeübt werden, die die Füllung so verdichten und seitlich gegen die Innenwandung des Vortreibrohres pressen, daß am Fuße des Rohres ein Boden *c* entsteht, der an der Rohrwandung anhaftet. Bei dem darauf folgenden Eintreiben des Rohres werden die Rammschläge ausschließlich auf diesen Boden *c* ausgeübt, der mit dem Rohr in die Erde vordringt und als Vortreiber wirkt, gleichzeitig aber auch ständig das Eindringen von Wasser in das Rohr verhindert (Abb. 1). Ist das Rohr auf die gewünschte Tiefe eingetrieben, hebt man es etwas an, so daß unter seinem Boden *c* ein hohler Raum entsteht (Abb. 2). Das Rohr wird, z. B. durch Aufhängen, festgehalten, und nun werden wiederum Schläge durch den Rammhaken auf den Boden ausgeübt, der sich nun vom Rohr ablöst, worauf der Betonpfahl in der üblichen Weise hergestellt wird. Das Verfahren ist einfach und billig, da es nicht erforderlich ist, nur für den Zweck des Vortreibens eine später wieder zu beseitigende Rohrfüllung auszuführen.



Einrichtung zur Förderung von Schiffen auf einer geneigten Ebene. (Kl. 84 b, Nr. 536 531 vom 4. 5. 1929 von Gutehoffnungshütte Oberhausen AG in Oberhausen, Rhld.) Die Förderung von Schiffen geschieht mittels eines Förder- und Triebwagens, wobei die Wagen so



ausgestaltet sind, daß der Triebwagen während eines Förderganges unter den Förderwagen hindurch verfahrbar ist. Der Förderwagen *1* mit dem Trog, in dem sich der Schiffskörper *2* befindet, ist vom Triebwagen *5* vom Unterwasser aus die Steigung *3* der Fahrbahn hinaufgezogen worden. Der Triebwagen läuft beim Hochziehen vor dem Förderwagen und ist durch Kuppelstangen *4* mit diesem verbunden. Im Scheitel der Fahrbahn werden

die Verbindungsstangen *4* zwischen Förder- und Triebwagen gelöst und der Triebwagen auf die andere Seite des Troges gefahren. Würde sich nun der Triebwagen beim Überschreiten des Scheitels gleichfalls vor dem Trog befinden, so müßte er zum Einbringen des Schiffes in das Wasser in dieses eintauchen. Um dies zu vermeiden, ist auf der Scheitelstrecke zwischen den Gleisen für den Förderwagen eine Vertiefung *6* vorgesehen. Nun werden die Kuppelstangen *4* wieder eingebaut, und der Förderwagen wird vollständig über den Scheitel in das Oberwasser geschoben.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Bestätigt: der Herr Reichspräsident hat die Ernennung des Reichsbahndirektionspräsidenten Kleinmann zum Direktor der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und ständigen Vertreter des Generaldirektors bestätigt.

Ernannt: Reichsbahndirektor und Mitglied der Hauptverwaltung Dr.-Ing. Steuernagel in Berlin zum Präsidenten der RBD Frankfurt (Main), Reichsbahndirektor und Mitglied der Gruppenverwaltung Bayern Angerer in München zum Präsidenten der Reichsbahndirektion Ludwigshafen (Rhein), Direktor bei der Reichsbahn Dr. jur. Goudefroy, Reichsbahnbeauftragter bei der Kraftfahrerbetriebsleitung Süd-West in Frankfurt (Main), zum Präsidenten der RBD Mainz, und Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Remy, Referent der Hauptverwaltung in Berlin, zum Präsidenten der RBD Köln.

Versetzt: die Reichsbahnoberräte Dintelmann, Dezernent und Vorstand des Betriebsamts Bremen 1, als Reichsbahnbeauftragter zur Kraftfahrerbetriebsleitung West in Dortmund, Ruge, Dezernent der RBD Königsberg (Pr.), als Dezernent zur RBD Berlin, Lettau, Vorstand des Betriebsamts Duisburg 3, als Dezernent zur RBD Essen, und Frankenberger, Vorstand des Betriebsamts Berlin 5, als Dezernent zur RBD Königsberg (Pr.); die Reichsbahnräte Schelkle, Vorstand des Neubauamts Steintz 1, als Vorstand zum Betriebsamt Königsberg (Neum.), Beer, Vorstand des Betriebsamts Eisenach, als Vorstand zum Betriebsamt Leipzig 2, Maager, bisher bei der RBD Essen, als Vorstand zum Betriebsamt Eisenach, Heydt, bisher beim RZR in Berlin, als Vorstand zum Betriebsamt Glückstadt, Bader, Vorstand des Betriebsamts Belzig, als Vorstand zum Betriebsamt Magdeburg 3, Neußer, bisher bei der RBD Frankfurt (Main), zur RBD Essen, Mengewein, bisher bei der RBD Stettin, zum Betriebsamt Koblenz 1, Zucker, bisher beim Betriebsamt Koblenz 1, zur RBD Stettin, Otto Werner, bisher bei der RBD Stettin, zum RZB in Berlin, Graupner, bisher beim Betriebsamt Leipzig 4, als Vorstand zum Betriebsamt Oppeln 2, Kraner, bisher beim Betriebsamt Chemnitz 1, zur RBD Berlin, Fritz Ebel, bisher bei der RBD Dresden, als Vorstand zum Betriebsamt Schweinfurt, Hans Wolf, bisher beim Betriebsamt Freiberg (Sa.), als Vorstand zum Neubauamt Stettin 1, Roller, bisher beim Betriebsamt Heilbronn, zur RBD Berlin, Scherrer, bisher beim Betriebsamt Calw, zum Betriebsamt Heilbronn, Daser, bisher beim Betriebsamt Böblingen, als Vorstand zur Kraftfahrerbahn-Bauabteilung Darmstadt, Eitel, bisher beim Neubauamt Horb, als Vorstand zur Kraftfahrerbahn-Bauabteilung Frankfurt (Main), Reichardt, bisher beim Betriebsamt Sigmaringen, zur RBD Berlin, Krafft, bisher beim Betriebsamt Karlsruhe 1, als Vorstand zur Kraftfahrerbahn-Bauabteilung Mannheim, und Gerstl, bisher bei der RBD Ludwigshafen (Rhein), als Vorstand zum Bauamt Nürnberg Hochbau; die Reichsbahnbaumeister Trlebel, bisher beim Betriebsamt Wittenberg, zur Obersten Bauleitung für den Bau von Kraftfahrbahnen in Frankfurt (Main), Dr.-Ing. Bartsch, bisher beim Betriebsamt Oelsnitz (Vogtl.), zum RZB in Berlin, und Heyd, bisher beim Neubauamt Stuttgart-Cannstatt, zum Neubauamt Düsseldorf 2.

Überwiesen: die Reichsbahnoberräte Wiskott, Dezernent der RBD Essen, als Dezernent zur Oberbetriebsleitung West daselbst, und Wilhelm Fröhlich, Dezernent der RBD Berlin, als Dezernent zur Oberbetriebsleitung Ost daselbst.

Übertragen: dem Reichsbahnoberrat Frorath, Vorstand des Betriebsamts Berlin 3, die Geschäfte eines Dezenten bei der RBD Berlin.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnrat Holland, Vorstand des Betriebsamts Münster 2.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Reimann, Vorstand des Betriebsamts Berlin 7.

Preußen. Versetzt: die Regierungsbauräte (W.) Anderson vom Wasserbauamt in Rendsburg an das Wasserbauamt Stralsund-West als Vorstand, Schütz vom Wasserbauamt Stralsund-West an das Hafenbauamt Swinemünde als Vorstand, Gramberg II vom Bauamt für den Pregel Ausbau in Insterburg an das Wasserbauamt in Rendsburg als Vorstand, Breuer (beurl.) an das Bauamt für den Pregel Ausbau in Insterburg als Vorstand, der Regierungsbaumeister (W.) Georg Müller vom Staubeckenbauamt in Ottmachau an das Wasserbauamt in Magdeburg.

Der Regierungsbaumeister (W.) Jenner in Potsdam ist zum Regierungsbaurat ernannt und als solcher planmäßig angestellt worden.

INHALT: Verbessertes Verfahren zur Setzungsbeobachtung. — Umbau der Koblenz-Pfaffen-dorfer Eisenbahnbrücke zu einer Straßenbrücke. — Druckversuche mit gegliederten Holzstäben unter Verwendung von Drahtstiften als Holzverbindungsmitel. — Die Twenthe-Kandlle. — Vermischtes: Technische Hochschule Berlin. — Technische Hochschule Hannover. — Technische Hochschule Karlsruhe. — Zur Gebührenordnung der Ingenieure vom 1. März 1932. — Deutscher Baupolizeltag in Hannover am 30. September und 1. Oktober 1933. — Neue Drucklufttrassen. — Jahresversammlung 1933 der Deutschen Gesellschaft für Photogrammetrie e. V. — Patentschau. — Personalmeldungen.

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