DIE BAUTECHNIK

8. Jahrgang BERLIN, 28. November 1930 Heft 51

Über die Ausbreitung von Bodenschwingungen in Abhängigkeit von der Beschaffenheit des Untergrundes.[1])

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Alfred Heinrich, Breslau.

Die folgenden Untersuchungen knüpfen an die Arbeiten an von Mintrop: „Über die Ausbreitung der von den Massendrücken einer Großgasmaschine erzeugten Bodenschwingungen", Dissertation, Göttingen 1911, und Sauer: „Messung und Rechnung der Fundamentschwingungen von einfachwirkenden Viertakt-Maschinen", Dissertation, Darmstadt 1916, mit dem besonderen Ziele, den Einfluß der Beschaffenheit des Untergrundes auf die Ausbreitung der Bodenschwingungen genauer zu erfassen.

Der Gedanke dieser Abhängigkeit der Ausbreitung der Schwingungen vom Untergrund ist in der Erdbebenkunde insbesondere bei Beurteilung der Bebenwirkungen schon oft herangezogen worden. Sieberg gibt in seiner „Erdbebenkunde" für Erdbebenwellen die allgemein gültige Regel, daß die Bebenwirkungen um so geringfügiger seien, je verbandsfester ein Gestein ist, und begründet dies damit, daß in festem Gestein lediglich die Erschütterungen zur Geltung kommen, während in lockerem oft Massenverlagerungen in Form von Sackungen und Rutschungen hinzutreten. Im Zusammenhang mit Bebenwirkungen bei verschiedener Beschaffenheit des Untergrundes gibt Sieberg einige von H. F. Reid ermittelte Untergrundkoeffizienten. Einem vollkristallinen Fels schreibt Reid z. B. die Bebenwirkung 1 zu und kommt dabei z. B. für festen, trockenen Sand zu dem Wert 1 bis 2,4, für lockeren Sand zu 2,4 bis 4,4, und in Marschboden sogar bis zu einem Werte von 12.

Die Angaben stellen nur ungefähre Werte dar, geben aber trotzdem einen wertvollen Maßstab für den großen Einfluß des Untergrundes auf die Übertragung elastischer Schwingungen.

Versuche einer absoluten Erfassung des Untergrundkoeffizienten sind von Mintrop angestellt worden und in einem Referat: „Über künstliche Erdbeben" auf dem Internationalen Kongreß für Bergbau, Hüttenwesen, angewandte Mechanik und praktische Geologie, Düsseldorf 1910, ausführlich beschrieben:

Durch ein Fallwerk — eine mehrere tausend Kilogramm schwere Kugel fällt aus einer gewissen Höhe auf den Erdboden — wird der Boden in Schwingungen versetzt, die durch Seismographen in verschiedenen Entfernungen registriert werden. Der Abfall der Amplituden y im Boden findet annähernd nach dem Gesetze statt:

$$y_n = y_1 \cdot \frac{x_1}{x_n} \cdot e^{-\alpha (x_n - x_1)},$$

d. h. die Ausbreitung der Schwingungen geschieht kugelförmig und wird im Boden je nach dessen Beschaffenheit absorbiert. In der Formel bedeuten x_1 und x_n die Entfernungen von der Energiequelle, e die Grundzahl der natürlichen Logarithmen und α den Absorptionskoeffizienten. Für α ergab sich für sandigen Untergrund im Leinetal der Wert von 0,00231.

In der angewandten Geophysik findet man in der Literatur in neuester Zeit vielfach Bestrebungen, bei der Erforschung des Untergrundes mit Hilfe seismischer Methoden neben der bisher allein üblichen Messung der Laufzeiten auch Perioden- und Amplitudenmessungen zur Beurteilung des Untergrundes heranzuziehen, z. B. Rellensmann: „Über elastische Hauptwellen", Dissertation, Göttingen 1928, Brand: „Ein Beitrag zum Studium der Bodenbewegungen nicht seismischen Ursprungs", Dissertation, Göttingen 1925, F. Hubert: „Bodenerschütterungen durch fallende Gewichte", Dissertation, Göttingen 1925 und Mothes: „Gletschereisdickenbestimmungen", Dissertation, Göttingen 1927. Als Bebenquelle werden in den genannten Arbeiten einmalige Impulse — Sprengung oder Fall eines Gewichts — benutzt.

Die vorliegenden Untersuchungen stellen in der Hauptsache Amplitudenmessungen bei periodischen Schwingungen dar. Sie wurden mit einem Dreikomponentenpendel von Mintrop ausgeführt, das mir in liebenswürdiger Weise von der Erdbebenwarte der Westfälischen Berggewerkschaftskasse durch Vermittlung von Prof. Dr. Mintrop leihweise zur Verfügung gestellt worden war.

Auf Grund der Registrierungen in drei zueinander senkrechten Komponenten können Angaben über die Schwingungsrichtung und Schwingungsform der Bodenteilchen gemacht werden. Die Beobachtungen werden mit ähnlichen Untersuchungen in der Erdbebenforschung verglichen.

Die Geländeaufnahmen sind im Juni und Juli 1929 in der Umgebung der Schlesischen Zellulose- und Papierfabriken AG., Maltsch a. d. Oder, von mir ausgeführt worden, und ich möchte an dieser Stelle der Direktion für ihr Entgegenkommen bei der Durchführung meiner Arbeiten danken.

[1]) Als Dissertation von der Techn. Hochschule Breslau genehmigt.

I. Örtliche Verhältnisse.

Für die beabsichtigte Untersuchung war es schwierig, ein geeignetes Objekt zu finden, denn einmal mußte die Energiequelle möglichst stark sein, um eine große Reichweite zu erzielen, und anderseits mußte ein Gebiet mit bekannten Bodenverhältnissen in der Umgebung der Energiequelle gewählt werden.

Für die Praxis sind Erschütterungen im allgemeinen unerwünscht, und man wird daher, wenn es sich um Erzeugung großer Leistungen und einen stetigen Betrieb der Kraftanlage handelt, die beim Hin- und Hergang des Kolbens auftretenden Massendrücke nach Möglichkeit auszugleichen suchen, um schädliche Erschütterungen zu vermeiden, oder überhaupt die Anwendung einer Turbine vorziehen.

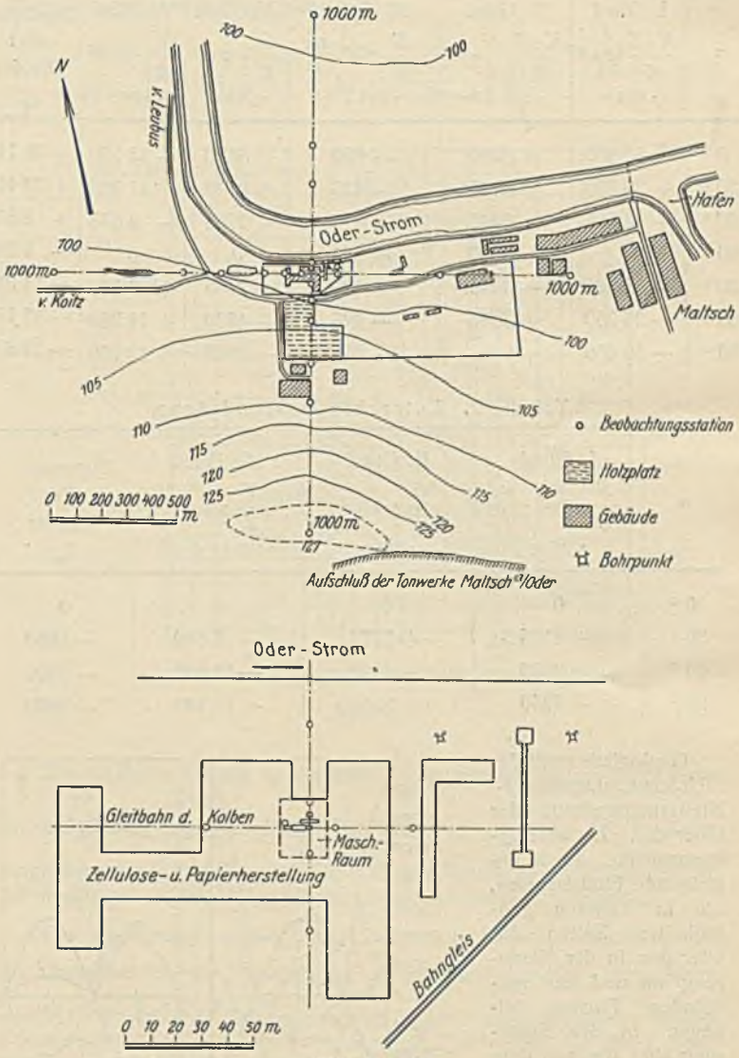


Abb. 1 u. 2.

Die Lage der Schlesischen Zellulose- und Papierfabrik, Maltsch a. d. Oder und auch die Energiequelle, eine Heißdampfmaschine mit einer Leistung von 1400 PS, schien dem beabsichtigten Zweck durchaus zu entsprechen. Das Fabrikgelände ist etwa 1 km außerhalb des Städtchens Maltsch gelegen und weist in seiner näheren und auch weiteren Umgebung bis zu 1 km Entfernung verhältnismäßig wenig Baulichkeiten auf. Nur nach Osten in Richtung Maltsch (s. Lageplan, Abb. 1) stehen rechts und links der Straße vereinzelt Gebäude und in rd. 500 m Entfernung von der Fabrik die Anlagen einer Zuckerfabrik, deren Betrieb aber während der Monate Juni-Juli, als die Aufnahmen gemacht wurden, still gelegen hat, so daß wesentliche Störungen von dieser Seite her nicht vorlagen.

Das Maschinengebäude der Schlesischen Zellulose- und Papierfabrik liegt ungefähr in der Mitte der Baulichkeiten der Fabrik parallel zum Flußlauf der Oder. Die Entfernung von der Maschine bis zum Flußrand beträgt etwa 60 m. Die Oder macht 300 m westlich der Fabrik einen scharfen Knick nach Norden (s. Lageplan, Abb. 1 u. 2).

Die Maschine, deren Erschütterungen registriert worden sind, ist eine liegende Einkurbel-Verbunddampfmaschine der „Sächsischen Maschinenfabrik, vorm. Rich. Hartmann AG.". Die Umlaufzahl war geringen Schwankungen unterworfen und betrug im Mittel $n = 150$/min.

Die Ursache für die auftretenden Bodenschwingungen liegt hauptsächlich in den Massendrücken der hin- und hergehenden und exzentrisch umlaufenden Teile der Maschine. Ihre Berechnung ist nach den aus der Mechanik bekannten Formeln für die vorliegende Maschine durchgeführt worden.

Zu beachten ist, daß neben der Grundschwingung von 0,4 sek für einen Hin- und Hergang des Kolbens infolge der endlichen Länge der Schubstange eine Oberschwingung auftritt mit der Periode 0,2 sek.

Nachstehend ist eine Zusammenstellung der errechneten Massendrücke für die verschiedenen Kurbelstellungen wiedergegeben. Es ist dabei eine Gliederung in waagerecht und lotrecht gerichtete Drücke vorgenommen worden. Die Oberschwingung kommt in den Gliedern mit 2α zum Ausdruck.

Tabelle 1. Waagerechte Massendrücke.

α	I. Glied $\frac{K+S}{g} \cdot r\omega^2 \cdot \cos\alpha$	II. Glied $\frac{K+S}{g} \cdot \frac{r^2}{l} \cdot \omega^2 \cdot \cos 2\alpha$	III. Glied $-\frac{S}{g} \cdot r\omega^2 \cdot \frac{r\sigma}{l^2} \cdot \cos 2\alpha$	IV. Glied $\frac{G}{g} \cdot a\omega^2 \cdot \cos\alpha$	V. Glied $\frac{V}{g} \cdot \varrho\omega^2 \cdot \cos(\alpha+\pi)$	Superpos. aller Glieder kg
0°	+ 30 450	+ 6090	— 850	+ 5570	— 13 150	+ 28 110
30°	+ 26 350	+ 3045	— 425	+ 4820	— 11 380	+ 22 410
60°	+ 15 225	— 3045	— 425	+ 2785	— 6 575	+ 8 815
90°	0	— 6090	+ 850	0	0	— 5 240
120°	— 15 225	— 3045	+ 425	— 2785	+ 6 575	— 14 055
150°	— 26 350	+ 3045	— 425	— 4820	+ 11 380	— 17 170
180°	— 30 450	+ 6090	— 850	— 5570	+ 13 150	— 17 630

Tabelle 2. Lotrechte Massendrücke.

α	I. Glied $\frac{S}{g} \cdot r\omega^2 \cdot \frac{\sigma}{l} \cdot \sin\alpha$	II. Glied $\frac{G}{g} \cdot a\omega^2 \cdot \sin\alpha$	III. Glied $\frac{V}{g} \cdot \varrho\omega^2 \cdot \sin(\alpha+\pi)$	Superpos. aller Glieder kg
0°	0	0	0	0
30°	+ 2125	+ 2775	— 6 580	— 1680
60°	+ 3680	+ 4800	— 11 400	— 2920
90°	+ 4250	+ 5550	— 13 160	— 3360

Geologisch stellt das Untersuchungsgebiet Niederungsgelände der Oder dar. Es wird gekennzeichnet durch ansteigende Flußterrassen, die in früheren geologischen Zeiten die Ufer des in der Niederung hin und her pendelnden Flusses bildeten. In der Niederung sind die aus dem Gebirge mitgeführten Geschiebe, bestehend aus Kiesen und Sanden, abgelagert und zum Teil auch wieder abgetragen worden. Der südliche Ast des Nord-Süd-Profils (Abb. 1) liegt z. B. auf einer solchen Flußterrasse, die in einer Höhe von fast 20 m durch den Baggerbetrieb einer Ziegelei erschlossen ist: vorwiegend trockene Sande mit stark wechselnden Einlagerungen von Tonen. Der nordliche Teil dieses Profils, gleichzeitig der am tiefsten gelegene, liegt hauptsächlich jenseits der Oder in einem Gebiete, das oft von der Oder überschwemmt ist und deshalb einen sehr durchfeuchteten Untergrund aufweist. Infolge seiner tiefen Lage ist dieser Gebietsteil Sammelbecken für die von den Hängen der Flußterrasse herabkommenden Wassermengen und für die Sickerwässer der Oder.

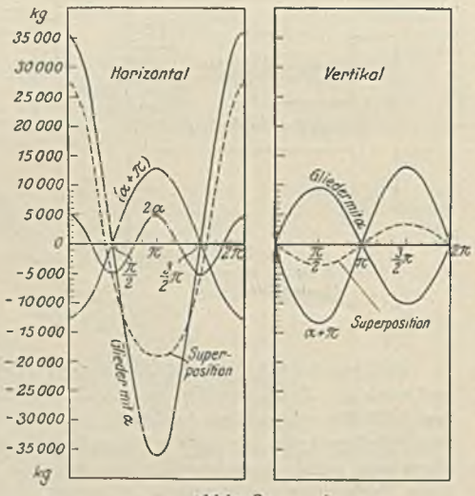


Abb. 3.

Das Ost-West-Profil (Abb. 1) liegt am Hang der nach Süden hin ansteigenden und nach der Oder hin abfallenden Flußterrasse. Zwei Bohrungen im Fabrikgelände von mehr als 100 m Tiefe haben bis zu 20 m überwiegend Sande und darunter fast ausschließlich Tone als Untergrund ergeben. In der näheren Umgebung der Fabrikgebäude liegt über dem eigentlichen Untergrund eine Aufschüttung von grobkörniger Schlacke, deren Höhe durchschnittlich 2 m beträgt.

II. Das Aufnahmegerät und seine Konstanten.

Die Aufnahmen wurden mit einem Dreikomponentenpendel von Mintrop ausgeführt. In der Literatur sind bereits mehrfach Untersuchungen mit einem Pendel dieser Bauart beschrieben worden (z. B. Galitzin, „Vorlesungen über Seismometrie").

Abb. 4 gibt eine Abbildung der Apparatur.

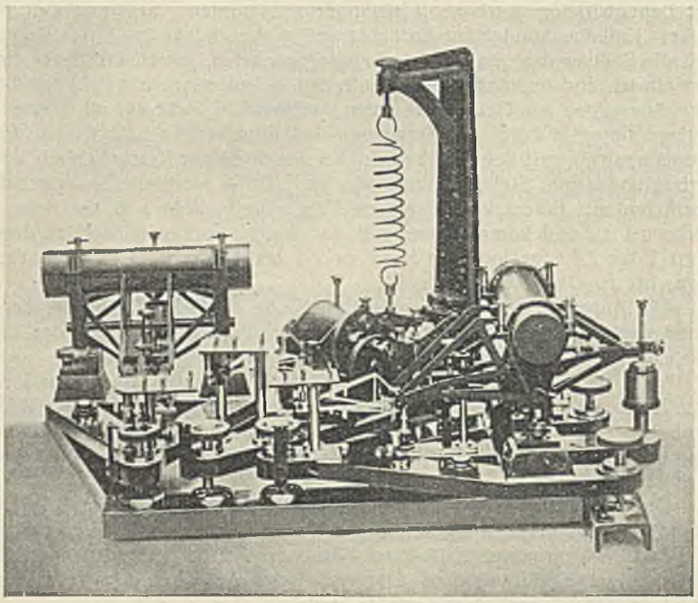


Abb. 4.

Drei Pendel sind auf einer massiven Grundplatte angeordnet. Rechts und links rechtwinklig zueinander die beiden liegenden Pendel und in der Mitte das hängende Pendel.

Das hängende Pendel besteht aus einer an einer Spiralfeder aufgehängten Masse, deren Bewegungen durch einen waagerecht gerichteten Hebel auf ein Spiegelgehänge übertragen werden. Auf den Spiegel fällt von einer im Registrierapparat R (Abb. 5) befindlichen elektrischen Glühbirne ein Lichtstrahl, der in den Registrierapparat zurückgeworfen wird und auf photographischem Papier die stark vergrößerten Bewegungen des Lichtpunktes aufzeichnet. Zur Verschärfung des Bildes ist vor dem Spiegel, der meistens ein Hohlspiegel ist, noch eine Linse von 1 m Brennweite angeordnet und unmittelbar vor das Registrierpapier eine Zylinderlinse in den Gang des Lichtstrahls ein-

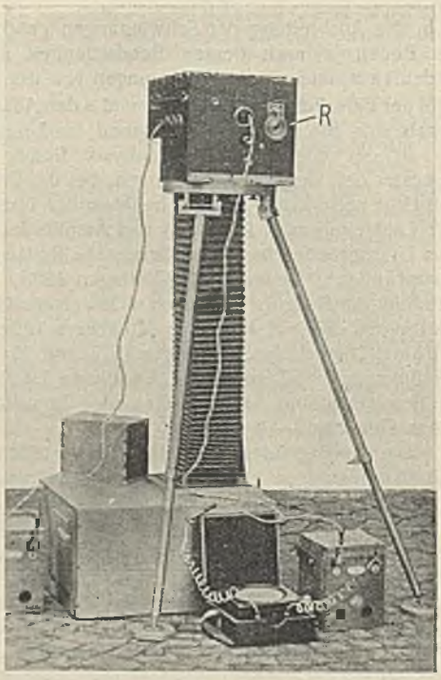


Abb. 5.

geschaltet. Die Bewegungen der Masse erfahren also sowohl eine mechanische wie eine optische Vergrößerung. Durch Anwendung verschiedener Spiegelgehänge kann die Gesamtvergrößerung des Instruments in ziemlich weiten Grenzen verändert werden.

Die liegenden Pendel (H_1 und H_2) übertragen genau wie das hängende Pendel die Bewegungen der Massen auf ein Spiegelgehänge, und durch Ablenkung eines Lichtstrahls von derselben Glühbirne kann die Bewegung der Pendelkörper in den verschiedenen Richtungen gleichzeitig registriert werden.

Eine Dämpfungsvorrichtung, die bei den liegenden Pendeln hinter der Masse und bei dem hängenden Pendel unter der Masse angeordnet ist, ermöglicht, je nach der Viskosität der dazu benutzten Flüssigkeit, die verschiedensten Dämpfungsgrade für die einzelnen Instrumente.

Die Eigenperiode der Instrumente wurde unter Ausschaltung der Dämpfung bestimmt und ergab im einzelnen: $H_1 = 0{,}41$ sek, $H_2 = 0{,}28$ sek und $V = 0{,}30$ sek. Die Indikatorvergrößerung betrug für die Instrumente: $V_1 = 2640$ fach, $V_2 = 2900$ fach und $V_v = 3480$ fach.

Die Instrumente waren bei den Untersuchungen sehr wechselnden Dämpfungsverhältnissen unterworfen, so daß die wirkliche aufgezeichnete Vergrößerung durch Reduktion des Dämpfungseinflusses unter Berücksichtigung des Verhältnisses Eigenperiode zu Störungsperiode ermittelt werden mußte. Es ist dabei auf die Wiechertsche Darstellung aus seiner „Theorie der automatischen Seismographen", die an anderer Stelle wiedergegeben ist, zurückgegangen worden (Abb. 7).

III. Die Arbeiten im Gelände.

Die Messungen wurden mit einigen Vorversuchen in der näheren Umgebung der Fabrik eingeleitet, die hauptsächlich den Zweck verfolgten, die Instrumente auf ihre Zuverlässigkeit zu prüfen und festzustellen, in welcher Anordnung die Instrumente zur Registrierung der waagerechten Erschütterung am zweckmäßigsten benutzt wurden. Zur Steigerung der Empfindlichkeit war es auch notwendig, mit der Dämpfung bis auf 1,7 : 1 herunterzugehen, allerdings nur an einzelnen Stationen, an denen die Komponente in der Richtung der Kurbelwelle besonders schwach war. Im allgemeinen wurde eine starke Dämpfung benutzt.

Zur Aufzeichnung der Bodenbewegungen in der Richtung der Gleitbahnebene des Kolbens wurde das Instrument H_1 benutzt und für die Komponente in der Kurbelwellenrichtung das Instrument H_2. Bisweilen wurden an einer Station die Komponenten mit beiden Instrumenten aufgenommen, wobei immer die wesentlich geringere Empfindlichkeit des Pendels H_2 für die Periode der Maschine sehr stark zum Ausdruck kam. Ein Vergleich mit den Vergrößerungen, wie sie aus der Wiechertschen Darstellung (Abb. 7) für die verschiedenen Verhältnisse hervorgehen, führte zu angenäherter Übereinstimmung. Mehrere Stationen sind an verschiedenen Tagen wiederholt worden und haben keine wesentlichen Schwankungen in den Ergebnissen gezeigt. Der Umlaufzähler der Maschine wies Schwankungen von 147 bis 152 auf, die aber auf die Amplitude der Bodenschwingungen so gut wie ohne Einfluß waren. Sie machten sich nur in der nächsten Umgebung der Maschine bemerkbar und konnten dann durch Beobachtungen über einen größeren Zeitintervall vollkommen ausgeschieden werden.

Für die Aufzeichnung der lotrechten Komponente traten bisweilen die Erschütterungen einer Holzhackmaschine, die allerdings mit viel höherer Periodenzahl lief, unangenehm in Erscheinung, und es wurde zur Registrierung nach Möglichkeit ein Zeitpunkt gewählt, an dem diese Maschine nicht in Betrieb war. An den entfernteren Stationen war der Einfluß der Maschine nicht mehr zu spüren — wahrscheinlich infolge der stärkeren Absorption der kurzperiodischen Schwingungen.

Als Meßpunkte wurden in der Kurbelwellenrichtung und in der Gleitbahnrichtung des Kolbens Punkte in gleicher Entfernung von der Maschine gewählt (s. Lageplan, Abb. 1). Die Stationen 350 m östlich und 40 m südlich konnten wegen ungünstiger örtlicher Verhältnisse nicht aufgenommen werden. Es sind dafür zwei weitere Stationen in 180 m Entfernung südlich und westlich der Maschine aufgenommen worden. Insgesamt wurden an 23 verschiedenen Stationen die Bodenbewegungen registriert, und zwar in den Entfernungen: 8 m, 40 m, 100 m, 350 m, 500 m und 1000 m. Auf jeder einzelnen Station wurde im allgemeinen auch der augenblickliche Dämpfungsgrad der Instrumente aufgezeichnet. Die Aufstellung der Apparatur, insbesondere die Einstellung der Optik war bisweilen sehr zeitraubend, und bei größeren Entfernungen konnten an einem Tage kaum mehr als zwei Registrierungen vorgenommen werden.

IV. Rechnerische Auswertung der Meßergebnisse.

Das photographisch aufgenommene Schwingungsbild (Abb. 6) läßt auf den ersten Blick die vorherrschende Periode der Maschine erkennen, zeigt aber dennoch teilweise starke Überlagerung anderer Perioden, die zur Ermittlung der wahren Amplitude der Grundschwingung eine Analyse der Seismogramme notwendig machten.

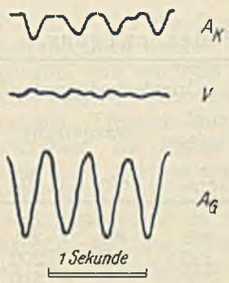


Abb. 6.

Die aufgezeichneten Bewegungen können als eine Summe reinperiodischer Vorgänge, Sinuswellen, aufgefaßt werden und als solche durch periodische Funktionen ausgedrückt werden. Die Fouriersche Theorie ermöglicht bekanntlich, jede beliebige periodische Kurve durch eine Anzahl von Sinuswellen zu ersetzen, deren Amplituden als Koeffizienten der Glieder der Fourierschen Reihe ermittelt werden. Die auf diese Weise analysierten Seismogramme liefern Amplitudenwerte, die zunächst nicht vergleichbar sind. Es müssen erst für jede Station und jedes Instrument die augenblicklichen, wirklichen Vergrößerungen ermittelt werden, die bei den vorliegenden Versuchen besonders infolge von Veränderungen in der Dämpfung teilweise starken Schwankungen unterworfen waren. Bei den Messungen ist darauf besondere Rücksicht genommen und die Dämpfung täglich nachgeprüft worden.

Zur Ermittlung der anzubringenden Reduktionen müssen wir auf die bei der Besprechung der Apparatur angeführte Wiechertsche Darstellung über die Beziehungen zwischen wirklicher Vergrößerung des Instruments und seiner Indikatorvergrößerung in Abhängigkeit von $\frac{T}{T_0}$ und der Dämpfung $\varepsilon : 1$ zurückgreifen. Es sei kurz auf die Formel, die der Darstellung zugrunde liegt, hingewiesen:

$$\mathfrak{V} = \frac{V}{\sqrt{\left[1-\left(\frac{T}{T_0}\right)^2\right]^2 + 4\cdot\frac{(\ln\varepsilon)^2}{\pi^2+(\ln\varepsilon)^2}\left(\frac{T}{T_0}\right)^2}} = \frac{V}{\sqrt{S}}.$$

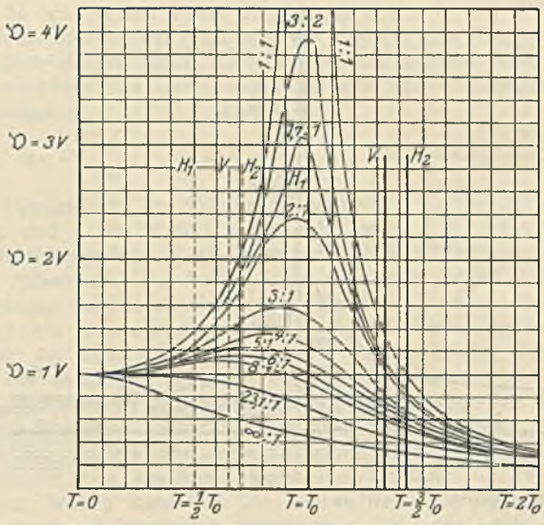


Abb. 7.

Die Ordinate für ein bestimmtes $\frac{T}{T_0}$ bis zum Schnittpunkte der Kurve mit der betreffenden Dämpfung stellt den Wert $\frac{1}{\sqrt{S}}$ dar. Die Indikatorvergrößerung des Instruments ist mit diesem Werte zu multiplizieren, um die jeweilige wirkliche Vergrößerung des Instruments zu erhalten.

Die stark ausgezogenen Linien in der graphischen Darstellung sind die Ordinaten für die Beziehungen $\frac{T}{T_0}$ der angewandten drei Instrumente V, H_1 und H_2. Es ergeben sich bei einer aufgezwungenen Periode $T = 0{,}4$ sek für die Grundschwingung und $T = 0{,}2$ sek für die I. Oberschwingung als Abszissen folgende Werte:

	Grundschwingung	Oberschwingung
V	1,33	0,66
H_1	1,0	0,50
H_2	1,43	0,72

Die Schnittpunkte der Senkrechten mit den Kurven liefern für die verschiedenen Dämpfungsverhältnisse die Faktoren, mit denen die Indikatorvergrößerung zu multiplizieren ist.

Unter Berücksichtigung dieser Reduktionen ergeben sich als Amplituden der Bodenbewegung für die drei Komponenten die in Tabelle 3 zusammengestellten Werte.

Tabelle 3.
Tabelle der Amplituden der wahren Bodenbewegung.

Station	Grundschwingung lotrecht A_v	Grundschwingung waagerecht A_G	Grundschwingung waagerecht A_K	Station	Grundschwingung lotrecht A_v	Grundschwingung waagerecht A_G	Grundschwingung waagerecht A_K
Nord	μμ	μμ	μμ	West	μμ	μμ	μμ
1000 m	90	3 300	230	1000 m	190	380	200
500 „	230	4 670	1180	500 „	550	1 330	510
350 „	210	5 620	250	350 „	—	1 700	850
—	—	—	—	180 „	820	630	720
40 „	700	10 800	640	100 „	1150	1 700	520
8 „	4370	19 400	1140	40 „	1800	7 130	150
Süd				8 „	6050	26 200	—
1000 m	130	30	290	Ost			
500 „	330	240	480	1000 m	220	220	250
350 „	210	3 580	250	500 „	260	550	220
180 „	510	5 380	710	—	—	—	—
100 „	320	4 450	310	100 „	1390	2 880	770
—	—	—	—	40 „	1510	4 040	220
8 „	4500	18 900	630	8 „	2530	11 400	110

Deutung der Ergebnisse.

Die Ausbreitung der Bodenschwingungen ist in den einzelnen Richtungen sehr verschieden. In Abb. 8 ist eine graphische Darstellung der größten Amplitude in Abhängigkeit von der Entfernung und der

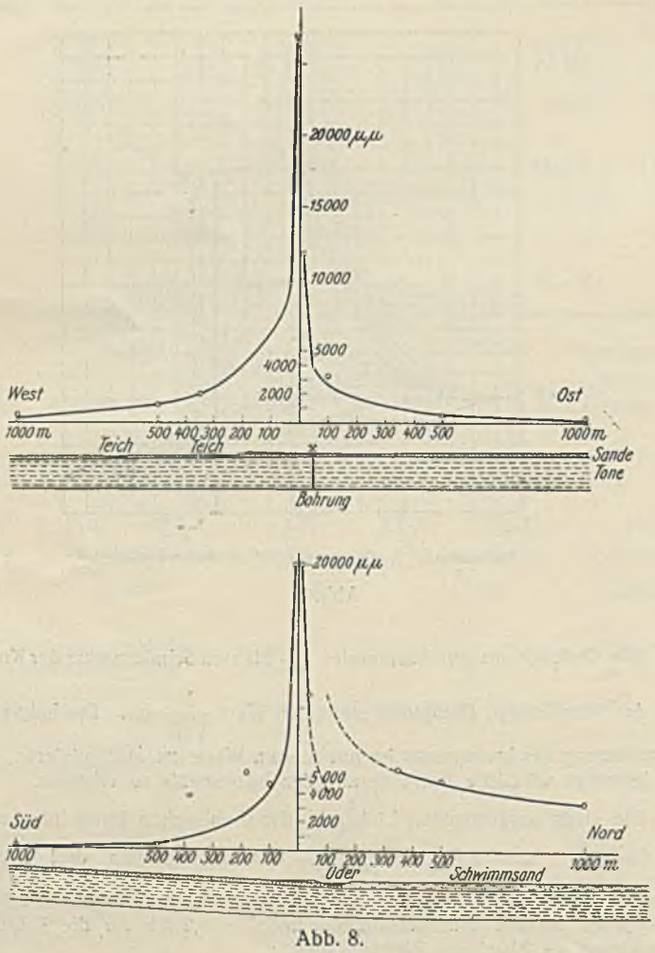


Abb. 8.

Beschaffenheit des Untergrundes wiedergegeben. Im Süden beobachten wir z. B. in 500 m Entfernung nur noch ganz geringe Bodenbewegungen, im Osten sind sie in derselben Entfernung noch verhältnismäßig gut zu spüren, im Westen in 1000 m Entfernung noch wahrnehmbar und im Norden schließlich in 1000 m Entfernung noch sehr stark.

In der Nähe der Energiequelle ist der Abfall der Energie und damit der Amplitude der Bodenbewegung groß. Außerdem sind die Meßergebnisse hier Schwankungen unterworfen, weil eine genaue Verfolgung der Ausbreitung in allernächster Nähe durch andere Betriebsanlagen außerordentlich erschwert wurde. Immerhin ist in allen vier Richtungen zunächst ein steiles Abfallen der Amplitude zu beobachten. Die weitere Ausbreitung läßt alsdann eine starke Abhängigkeit von der Beschaffenheit des Untergrundes erkennen.

Im Süden in der Richtung der stärksten Absorption der Schwingungen herrschen bei ansteigendem Gelände trockene Sande mit Einfallen nach Norden, d. h. der Oder hin, vor. Die Absorption ist also hauptsächlich auf die trockene Beschaffenheit der Sande zurückzuführen. Möglicherweise wirken außerdem die unterlagernden Tone infolge ihrer Mächtigkeit stark dämpfend auf die Schwingungen, und auch die Tatsache, daß das Gelände ansteigt, scheint die Absorption im Boden zu erhöhen. Das im allgemeinen gleichmäßige Kurvenbild erfährt in 180 m und 350 m Entfernung von der Maschine eine ziemlich bedeutende Störung, für die anfänglich keine Erklärung zu finden war. Wiederholungen der Messungen zeitigten immer wieder dasselbe Ergebnis: ein Ansteigen der Amplituden der Bodenbewegung gegenüber der nur 100 m von der Maschine entfernt gelegenen Station. In 500 m Entfernung ist dann bereits fast nichts mehr von der starken Bewegung in 350 m Entfernung zu beobachten. Die Erklärung für die auffallende Erscheinung wurde in folgenden Verhältnissen gefunden:

Zwischen 350 m und 500 m liegen einige zur Fabrik gehörende Siedlungen (s. Lageplan, Abb. 1), die durch eine Wasserleitung mit der Fabrik in Verbindung stehen. Die beiden Stationen mit den hohen Amplitudenwerten liegen, wie nachher festgestellt worden ist, in unmittelbarer Nähe dieser Leitung, und es unterliegt kaum einem Zweifel, daß darin die Ursache für die Störung zu suchen ist.

Nach Norden in der entgegengesetzten Verlängerung der Kurbelwellenrichtung ist die Abnahme der Amplituden diesseits und jenseits der Oder verschieden stark. Jenseits des Flusses beobachten wir bis in 1000 m Entfernung ein auffallend starkes Mitschwingen des Untergrundes und nur ein ganz allmähliches Abklingen der Bodenbewegung.

In der Ost-West-Richtung, d. h. der Verlängerung der Kolbengleitbahn ist die Ausbreitung nach beiden Seiten hin annähernd die gleiche.

Die Stationen in 8 und 40 m Entfernung liegen zum größten Teil in Gebäuden, die im einzelnen die Erschütterungen je nach der Größe ihrer Masse und damit im Zusammenhang nach der Größe ihrer Eigenschwingungsdauer verschieden stark wiedergeben werden. Die Meßergebnisse an diesen Stationen werden aus diesem Grunde nur ein ungenaues Bild von den wahren Bodenbewegungen des Untergrundes geben. Es kommt hinzu, daß eine kleine Unsymmetrie der Beobachtungsstation, wie sie infolge örtlicher Verhältnisse kaum zu vermeiden sind, in der nächsten Umgebung der Maschine schon beträchtliche Unterschiede in der Amplitude zur Folge haben.

Allgemein kann für die vorliegenden Untergrundverhältnisse gesagt werden, daß die Abnahme der Energie annähernd linear mit der Entfernung stattfindet und von der Beschaffenheit des Untergrundes, die eine mehr oder minder starke Absorption bedingt, in weitem Maße abhängig ist. Mintrop gab für diese Absorption — Dämpfung der Schwingung im Untergrunde — auf dem „Internationalen Kongreß für Bergbau, Hüttenwesen, angewandte Mechanik und praktische Geologie", Düsseldorf 1910, den Wert:

$$e^{-\alpha(x_n - x_1)} \quad \text{(s. Einleitung).}$$

Für lineare, ringförmige Ausbreitung und unter Berücksichtigung, daß die Amplitude proportional dem Quadrate der Energie ist, lautet das Abnahmegesetz:

$$A_n = A_1 \sqrt{\frac{r_1}{r_n}} \cdot e^{-\alpha(r_n - r_1)}.$$

A_1 ist die beobachtete Amplitude in der Entfernung r_1. Unter Zugrundelegung der Werte einer zweiten gemessenen Station für die Amplitude A_n und r_n läßt sich das zugehörige α in der betreffenden Richtung ermitteln. Das durch dieses Gesetz dargestellte Kurvenbild schmiegt sich am besten dem Verlauf der gemessenen Stationswerte an. Für die vier Richtungen ist auf diese Weise folgender mittlerer Wert für den Absorptionskoeffizienten ermittelt worden:

Süd . . . . $\alpha = 0{,}0033$;
Nord . . . $\alpha_1 = 0{,}0033$, $\alpha_2 = 0{,}000\,01$;
West . . . $\alpha = 0{,}002$;
Ost . . . . $\alpha = 0{,}002$.

Der von Mintrop für die Sande des Leinetals bei Göttingen angegebene Wert für α war 0,002 31, so daß also eine sehr gute Übereinstimmung in der Größenordnung mit den von mir ermittelten Werten vorliegt.

Jenseits der Oder ist α sehr klein infolge des äußerst feuchten Untergrundes. Die Ausbreitung scheint nahezu ungedämpft zu sein und geschieht hier unter Vernachlässigung des Dämpfungsgliedes nach dem Gesetze:

$$A_n = A_1 \sqrt{\frac{r_1}{r_n}}.$$

Die Amplitudenwerte in 350, 500 und 1000 m Entfernung kommen fast genau auf die Kurve zu liegen.

Eine Darstellung, die das Störungsgebiet im Norden besonders anschaulich zeigt, ist in Abb. 9 wiedergegeben.

Nach Süden zeigt die Darstellung ein Zusammendrängen der Linien, d. h. ein schnelles Abfallen der Energie infolge starker Dämpfung im Boden ($\alpha = 0{,}0033$). Der Osten und Westen zeigt ein annähernd sym-

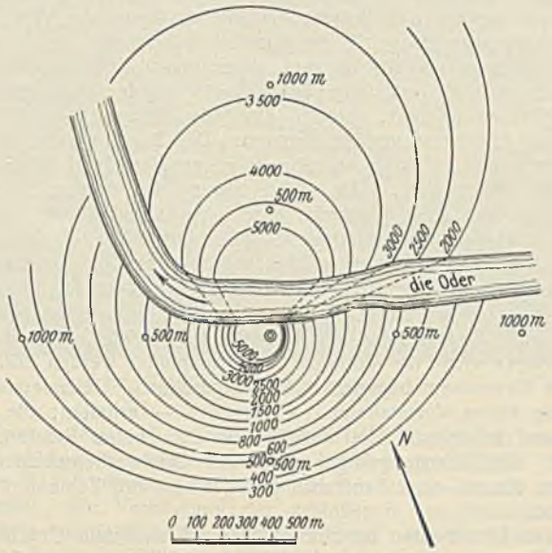


Abb. 9.

metrisches Bild ($\alpha = 0{,}002$). Auffallend ist in der Abbildung die Verschiebung der Achse nach Westen. Sie ist hauptsächlich auf die angeführten Schwierigkeiten einer genauen Verfolgung der Schwingungen in der nächsten Umgebung der Maschine zurückzuführen.

Die von Sieberg (Erdbebenkunde) aufgestellte Regel über die Bebenwirkungen in Abhängigkeit vom Untergrund werden durch die Beobachtungen an dem vorliegenden „künstlichen Beben" vollauf bestätigt: Die Bebenwirkungen sind um so geringfügiger, je verbandsfester ein Gestein ist. Die von H. F. Reid ermittelten Werte (Sieberg, Erdbebenkunde) der Bebenwirkung für trockenen Sand 1 bis 2,4 und Marschboden 12, in denen der bedeutende Einfluß der Feuchtigkeit schon stark zum Ausdruck gebracht ist, könnten auf Grund der auf dem Nordprofil erhaltenen Meßergebnisse eher zu einer noch höheren Bewertung der Feuchtigkeit führen.

In Abb. 10 sind vier Seismogramme wiedergegeben, die in den vier Profilrichtungen in 500 m Entfernung von der Maschine aufgenommen worden sind. Mit dem liegenden

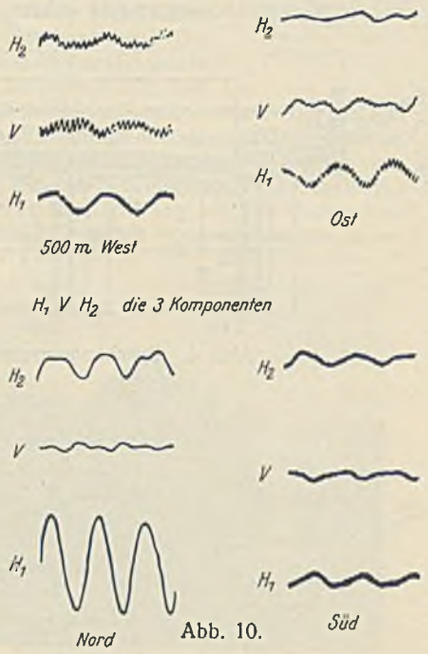


Abb. 10.

Pendel H_1 ist die Komponente in der Richtung der Kolbengleitbahn aufgenommen worden, mit H_2 die dazu winkelrechte waagerechte Komponente und mit dem hängenden Pendel V die lotrechte Komponente. Ein Vergleich der Amplituden läßt deutlich die großen Unterschiede in den einzelnen Richtungen, besonders gegenüber der Nordrichtung, erkennen. Die Dämpfung der Instrumente war auf allen vier Stationen sehr stark und nur wenig voneinander verschieden, so daß durch die Reduktion dieses Einflusses die Amplitude nur unwesentlich verändert wird. Besonders im Norden wurde eine fast aperiodische Dämpfung benutzt, weil die Schwingungen der Pendel im Rhythmus der Maschine an den Spiegelgehängen bereits mit bloßem Auge beobachtet werden konnten.

H. Schminke hat für Erdbebenwellen aus einer großen Anzahl von Bebenaufzeichnungen des Geophysikalischen Instituts Göttingen Richtungsbestimmungen angestellt und diesen die Aufzeichnungen einer einzelnen Station zugrunde gelegt. Er vergleicht die Amplituden der Komponenten und ermittelt durch die Beziehungen:

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{H_E}{H_N} \quad \text{und} \quad \operatorname{tg}\beta = \frac{V}{H}; \qquad H = \sqrt{H_E^2 + H_N^2}$$

die Hauptschwingungsrichtungen der Bodenteilchen. Für 80 % der untersuchten Bebenaufzeichnungen findet er eine Übereinstimmung dieser Richtung mit der Richtung Herd—Azimut. In den genannten Formeln bedeuten H_E und H_N die waagerechten Komponenten in Ost-West- und Nord-Süd-Richtung und V die lotrechte Komponente. O. Reilensmann (Dissertation, Göttingen 1928) kommt für die Schwingungsrichtung der Oberflächenwellen, die bei einer Sprengung auftreten, zu denselben Ergebnissen.

Stellen wir dieselben Betrachtungen mit den vorliegenden Schwingungen an und setzen dabei die Komponenten in der Richtung der Kurbelwelle und in der Gleitbahn des Kolbens den Komponenten der Bebenaufzeichnungen gleich, so finden wir nur auf den Stationen in der Gleitbahnrichtung eine Übereinstimmung mit diesen Beobachtungen. In den Ausdrücken:

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{A_K}{A_G}, \qquad \operatorname{tg}\beta = \frac{A_V}{A_H}, \qquad A_H = \sqrt{A_K^2 + A_G^2}$$

ist die Amplitude in der Gleitbahnrichtung von ausschlaggebender Bedeutung, und α wie β sind immer sehr klein, d. h. die so ermittelte Hauptschwingungsrichtung fällt annähernd mit der Gleitbahnrichtung des Kolbens zusammen. Der Boden führt also auch seitlich der Maschine Schwingungen parallel zur Kolbengleitbahn aus. Trotzdem besteht wahrscheinlich ein Unterschied zwischen der Bodenbewegung in der Verlängerung der Kolbengleitbahn und der Bewegung der Bodenteilchen seitlich der Maschine. Bei den vorliegenden Messungen ist in den beiden Komponenten eine fortgesetzte Verschiebung der Phase von Station zu Station zu beobachten, die ein Grund dafür sein könnte, daß es sich bei den in den verschiedenen Richtungen aufgenommenen Schwingungen von annähernd konstanter Richtung um verschiedene Arten von Wellen handelt. Die einwandfreie Klärung dieser Frage müßte durch Geschwindigkeitsmessungen an den aufgezwungenen Schwingungen erreicht werden können. Allerdings werden solche Messungen mit gewissen praktischen Schwierigkeiten verbunden sein, sollten sich aber dennoch, z. B. durch Anwendung von zwei Apparaturen und gleichzeitiger Registrierung, gut durchführen lassen, wenn man Unregelmäßigkeiten im Gang der Maschine als Vergleichspunkte wählt.

Sicherlich werden bei solchen Geschwindigkeitsmessungen an aufgezwungenen Schwingungen ebenfalls in Abhängigkeit vom Untergrund große Unterschiede, wie sie bei den Amplitudenmessungen aufgetreten sind, zu beobachten sein, und es wird interessant sein, diese Messungen mit den in der angewandten Geophysik bei Sprengungen gefundenen Werten zu vergleichen.

Alle Rechte vorbehalten.

Neubau der Ruther Leinebrücke im Kreise Hildesheim.

Von Landesbaurat Heß, Hildesheim.

Die aus dem Jahre 1870 stammende einspurige, rd. 72 m lange Holzbrücke über die Leine bei Ruthe im Zuge der Landstraße Schlickum—Ruthe (Abb. 1) war seit längerer Zeit dem Verkehr nicht mehr gewachsen und mußte für schwere Lasten gesperrt werden. Sie besaß nur eine 3,5 m breite Fahrbahn und bildete ein Verkehrshindernis.

Die Übergangstelle lag im Schutze einer alten Königsburg, einer Wasserburg, deren Teiche zum Teil noch vorhanden sind. Hier führte die sich von Minden über Pattensen hinziehende alte Heerstraße vorbei. Die Landstraße Schlickum—Ruthe verbindet die hannoverschen Kreise Hildesheim und Springe und ist für den Durchgangsverkehr von Bedeutung.

Die preußische Domänenverwaltung war als Eigentümerin der alten Holzbrücke zum Neubau verpflichtet, während der Kreis Hildesheim die genannte Landstraße unterhält und daher am Brückenneubau besonders interessiert war. Die ungünstige Lage des alten Bauwerks — niedrige Höhenlage, Eintauchen der Tragbalken in das Hochwasser, stark gekrümmte Anschlußstrecken — machte eine Verbesserung der Linienführung und der Hochwasserabführung notwendig.

Nach langen, zwischen Domänenverwaltung und Kreis gepflogenen Verhandlungen wurde die in Abb. 2 u. 3 dargestellte neue, günstige Linie gewählt und vom Kulturbauamt Hildesheim bearbeitet. Infolge der Verlegung der Brückenstelle mußten neue Brückenrampen ausgeführt werden,

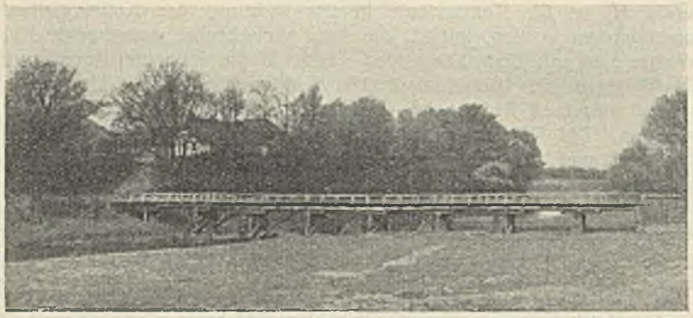


Abb. 1. Alte Holzbrücke.

welche Aufgabe nach den für die Provinz Hannover gültigen gesetzlichen Bestimmungen dem Wegeunterhaltungspflichtigen, hier dem Kreise, zufiel.

Zur Verbesserung des Wasserabflusses der Leine wurden Abgrabungen im Vorlande ober- und unterhalb der Brücke auf domänenfiskalischem Grund und Boden vorgesehen, und der Abgrabungsboden wurde zum Schütten der rechten Rampe verwendet. Der Schüttboden für die linke Rampe konnte auf der linken Uferseite ganz in der Nähe ebenfalls auf Domänengelände gewonnen werden. — Gesamtbodenmenge rd. 13 000 m³.

Das Bauwerk ist als Eisenbetonbalkenbrücke mit drei durchlaufenden Balken und drei Öffnungen von je 26 m Lichtweite ausgeführt; das Landesbauamt für Brückenentwürfe Hannover hat den Entwurf aufgestellt. Ausschreibung, Bauleitung und Abrechnung lagen in den Händen des Landesbauamts Hildesheim. Gemäß vertraglicher Abrede trat der Kreis Hildesheim als Bauherr auf und ließ das Bauwerk nach dem Entwurfe auf Kosten der Domänenverwaltung ausführen. Die Unterhaltungspflicht geht nach Zahlung der noch zu ermittelnden Ablösungssumme auf den Kreis über.

Die Angebote schwankten zwischen 106 000 und 222 000 RM. Die Ausführung wurde dem Baugeschaft für Hoch- und Tiefbau de Vries & Sohn, Heisfelde b. Leer, übertragen. Die die Abgrabungen und Dammschüttungen umfassenden Erdarbeiten wurden besonders vergeben und sind von kreiseingesessenen Unternehmern ausgeführt.

Die Untergrundverhältnisse sind, abgesehen vom rechten Widerlager, günstig. In geringer Tiefe unter der Flußsohle wurde festgelagerter, tragfähiger Tonboden erbohrt, auf den das linke Widerlager und der linke Strompfeiler aufgesetzt werden konnten. Die Betonfundamente wurden zur Erzielung eines dichten Abschlusses gegen Wasser mit einer Larssenspundwand umschlossen. Der rechte Strompfeiler konnte in günstiger Tiefe auf grobem Kies gegründet werden, während an der Stelle des rechten Widerlagers die tragfähige Grobkiesschicht so tief liegt, daß zur Pfahlrostgründung geschritten werden mußte (Abb. 3). Die Baugruben dieser beiden Bauteile wurden mit hölzernen Spundwänden umschlossen.

Das aufgehende Mauerwerk ist mit dicht gesinterten Wasserbauklinkern unter Verwendung von Sicamörtel verkleidet, und die Ecken der Widerlager sowie die Vorköpfe der Strompfeiler werden durch Werksteine aus blaugrauem bayerischen Granit geschützt. Geländersockel und Postamente haben Vorsatzbeton — Silberkies — erhalten; die Ansichtflächen sind scharriert. Die Sichtflächen der beiden Randträger sind gekrönelt. Die Böschungskegel sind mit Grauwackebruchsteinen abgepflastert, die auf einer Sandbettung liegen und mit Zementmörtel ausgefugt sind.

Zu den Unterbauten ist Hochofenzement und zum Überbau hochwertiger Zement verwendet. Als Zuschlagstoffe für den Eisenbeton wurden Langelsheimer Diabassplitt und Coldinger Leinesand gewählt, der in der Nähe der Baustelle gewonnen werden konnte. Auf die Erzielung eines dichten Betongemisches durch günstige Kornzusammensetzung wurde der größte Wert gelegt, und das maschinelle Mischen wurde sorgfältig überwacht. Die vom Landesbauamt für Brückenentwürfe vorgenommenen Druck- und Biegungsergebnisse waren günstig.

Der Eisenbetonüberbau liegt im durchgehenden Gefälle 1 : 100; die Konstruktionsunterkante erhebt sich am rechten Widerlager um 0,4 m über HHW. Um die Wirkung der waagerechten Linie nicht zu beeinträchtigen, ist auf die Ausbildung von senkrechten Vouten verzichtet und den Stützmomenten in der Weise Rechnung getragen, daß die Balken nach den Strompfeilern hin breiter werden und über diesen $0{,}32 + 2 \cdot 0{,}25 = 0{,}82$ m breit sind. Die Balken ruhen auf $3 \times 4 = 12$ Stück Stahllagern auf, die auf dem rechten Widerlager fest und sonst beweglich angeordnet sind. Zur Versteifung ist je eine Querrippe über den Widerlagern und Strompfeilern ausgebildet.

Der Brückenquerschnitt ist in Abb. 4 dargestellt. An die 6 m breite Kleinpflasterbahn schließen sich ausgekragte Fußsteige von 1,5 und 2 m Breite an; der breitere Fußsteig trägt ein Rülengleis. Die Fußsteige werden durch ein halbhohes, schwarz gestrichenes eisernes Geländer abgeschlossen, das aus kräftigen Vierkanteisen besteht und auf einem Eisenbetonsockel ruht. Auf den Widerlagern werden die hier breiter ausgebildeten Fußsteige durch eine Eisenbetonbrüstung begrenzt.

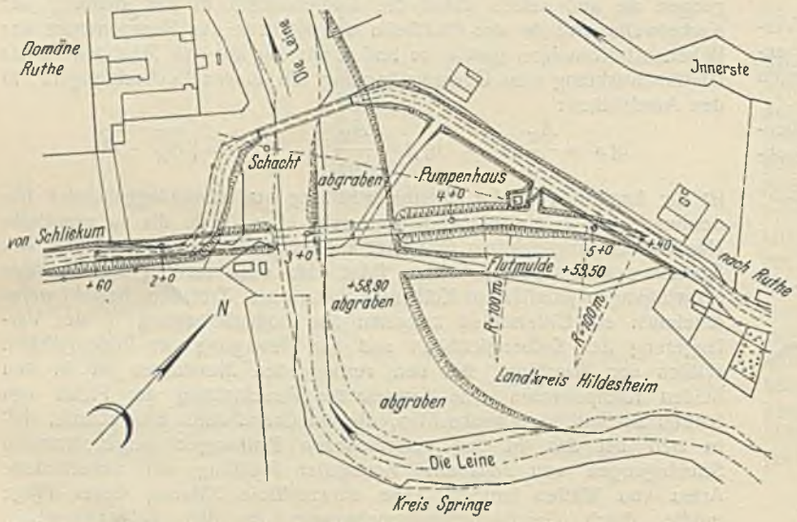


Abb. 2. Alte und neue Linienführung. Maßstab 1 : 5000.

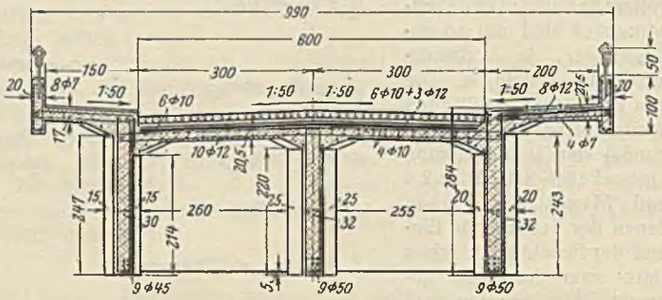


Abb. 4. Brückenquerschnitt. Maßstab 1 : 125.

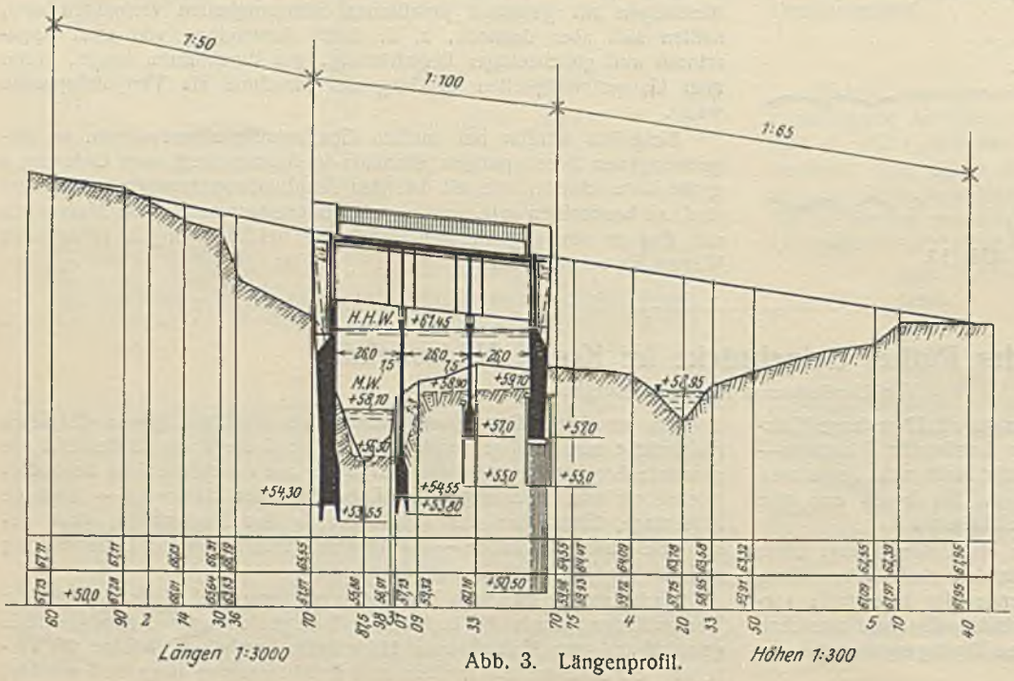


Abb. 3. Längenprofil.

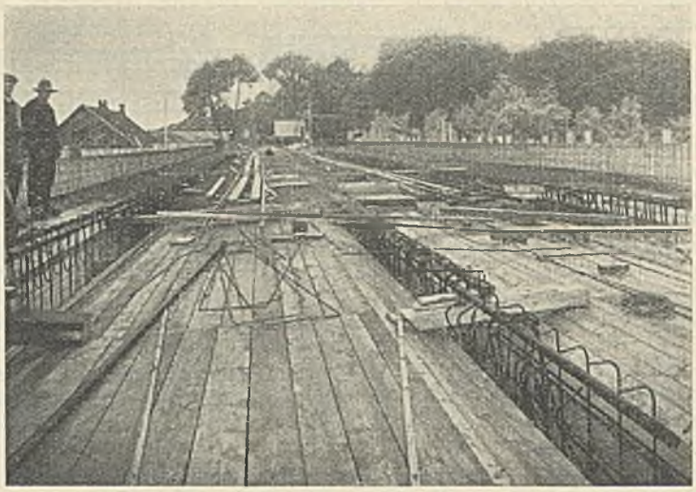


Abb. 5. Schalung und Eiseneinbau.

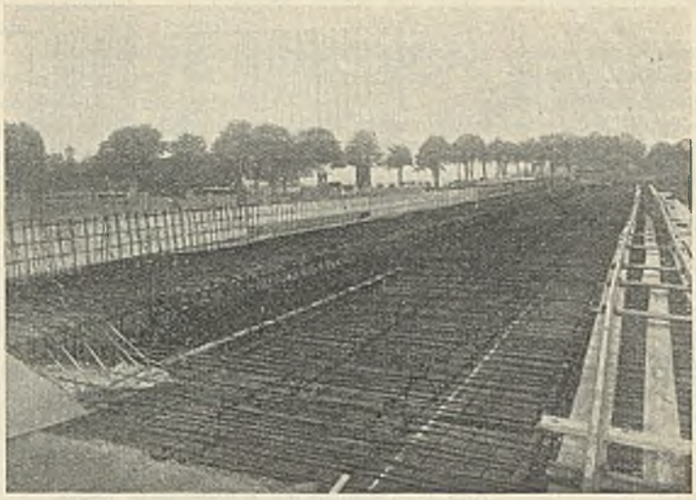


Abb. 6. Eisengerippe der Fahrbahnplatte und Fußsteige.

Abb. 5 u. 6 lassen die Schalung und den Eiseneinbau erkennen. Die Eisen sind kalt unter Benutzung einer Biegemaschine gebogen worden; das Biegen erforderte bei den starken Rundeisen — bis 50 mm ⌀ — große Sorgfalt. Zur Verbindung der gestoßenen Trägerrundeisen sind Spannschlösser aus Stahlmuffen St 48 verwendet. Bei der großen Höhe und geringen Breite der Balken waren die Herrichtung der Schalung, sowie das Einbringen und Festlegen der schweren Trageisen schwierig und zeitraubend. Abb. 7 zeigt die Rippenbewehrung.

Die verfüllten Flächen sind mit einem doppelten Inertolanstrich versehen, und die Fahrbahn hat eine $2^1/_2$ mm starke Ruberoid-Isolierung erhalten, die an den Seitenrändern hochgeführt und sicher abgeschlossen ist.

Mit den Erdarbeiten — Abgrabung und Dammschüttung — wurde im August 1928 begonnen. Die Gründungsarbeiten konnten aber erst Anfang Oktober in Angriff genommen werden, so daß bis Weihnachten 1928 nur die Unterbauten bis Auflagerhöhe fertiggestellt wurden. Der strenge und lang andauernde Winter 1928/29 zwang zu einer langen Unterbrechung sämtlicher Arbeiten. Im April 1929 wurde mit dem Hochführen der Kammer- und Flügelmauern, sowie mit den Rüstungs- und Schalungsarbeiten begonnen. Das Lehrgerüst mit Schalung für den Eisenbetonüberbau ist in Abb. 8 dargestellt; es hat mit Rücksicht auf die zu erwartenden bleibenden Durchbiegungen, und um den Eindruck des Durchhängens zu vermeiden, etwa 4 cm Überhöhung erhalten. Anfang Juni wurde mit der Herstellung des Eisenbetons des Überbaues begonnen. Zunächst wurden die drei Balken betoniert, dann wurde die Fahrbahnplatte eingestampft. Die Gesamtbetonmenge des Überbaues beträgt 486 m³. Ende August war das Bauwerk fertiggestellt.

Die Rampen wurden angeschlossen, und die Steinschlagbahn, die inzwischen auf den fertigen Rampenstrecken ausgebildet war, wurde bis an die Widerlager herangeführt. Nach einer dreiwöchigen Erhärtungszeit konnte der Verkehr über die neue Brücke geleitet werden. Der aus kräftigen Steinsäulen mit Kreuzeisen bestehende Seitenschutz ist im Laufe des Winters 1929/30 geschaffen; die Bepflanzung der Rampen soll zur Zeit stattfinden.

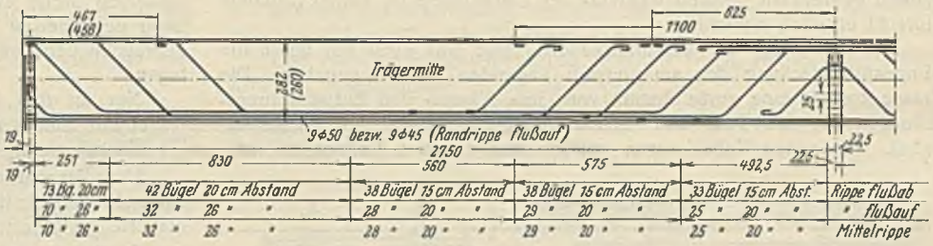


Abb. 7. Rippenbewehrung. Maßstab 1 : 250.

Die reinen Brückenbaukosten betragen 180 000 RM, während für die Rampen rd. 70 000 RM aufgewendet werden.

In landschaftlich schöner Lage verleiht die gerade Linienführung der wuchtig wirkenden Eisenbetonbalken mit den weit auskragenden Fußsteigen dem Bauwerk ein vollendet harmonisches Aussehen, und das Auge erfreut sich an dem Zusammenspiel der treffend aufeinander abgestimmten Farbentöne der einzelnen Bauglieder und der Umgebung (Abb. 9).

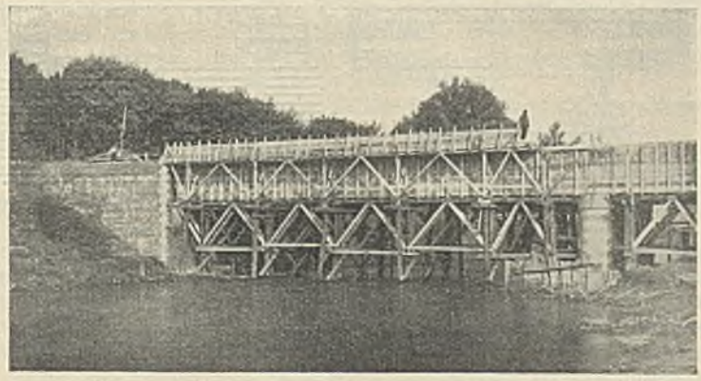


Abb. 8. Lehrgerüst mit Schalung.

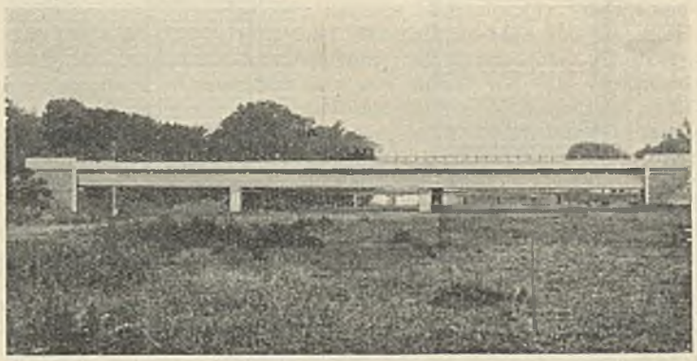


Abb. 9. Neue Brücke.

Kabelunterführung bei Betriebsbahnhof Rummelsburg in km 4,2 + 95 m der Strecke Berlin—Erkner.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Heinrich Preß, Berlin.

Die erforderliche Verlegung mehrerer Hochspannungskabel von der Cöpenicker Chaussee durch die Saganer Straße nach der Zobtener und Fischerstraße in Berlin-Lichtenberg bedingte die Kreuzung der Gleisanlagen des Betriebsbahnhofs Rummelsburg.

Bei Wahl der Trasse wurde mit kleinster geradliniger Kreuzungsbreite die Unterfahrung einer möglichst geringen Anzahl von Gleisen angestrebt. Anderseits war auf die vorhandenen und von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft geplanten Bauwerke und Betriebseinrichtungen Rücksicht zu nehmen. Auch durften die zur Zeit der Ausführung in Nähe der gewählten Trasse bereits begonnenen Bauarbeiten für eine Ölabscheideranlage westlich des Lokomotivschuppens keinerlei Behinderung erfahren. Der Bahnbetrieb schließlich mußte auf sämtlichen von den

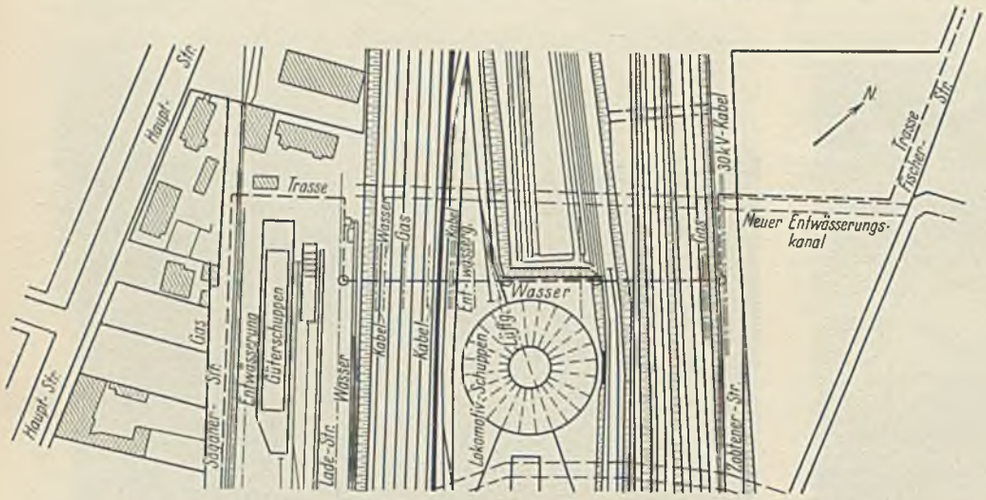


Abb. 1. Lageplan mit eingetragener Trasse.

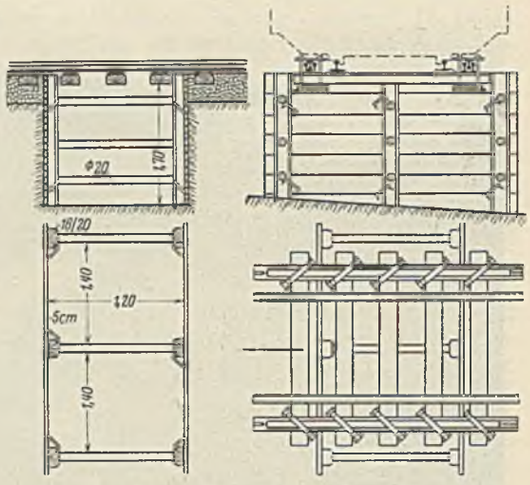


Abb. 3. Obere Gleisabfangung und Baugrube zur Herstellung eines Auflagers der Gleisbrücken.

Abb. 2. Längsschnitt durch die Trasse.

Kabeln gekreuzten Gleisen während der Bauarbeiten im vollen Umfange aufrecht erhalten werden.

Die Höhenlage der auszuführenden Trasse war nicht nur durch die Mindestüberdeckung der am tiefsten liegenden Strecke gegeben. Die Trasse kreuzte eine große Anzahl von Gas-, Wasser- und Entwässerungsleitungen wie auch Post- und reichsbahneigene Schwach- und Starkstromkabel. Die neuen Kabel waren mithin unter diesen Leitungen mit ausreichender Deckung zu verlegen. Auch die Höhenlage des in der Zobtener Straße geplanten Stichkanals des Tiefbauamtes Lichtenberg war zu beachten.

Nach Feststellung der Lage aller zu kreuzenden Leitungen an Ort und Stelle wurde schließlich unter Berücksichtigung des Vorerwähnten als wirtschaftlichste Trasse die der Abb. 1 gewählt.

Um auch späterhin die unter den Gleisen liegenden Kabel leicht auswechseln und anderseits künftig neue noch erforderliche Kabel an derselben Stelle einbringen zu können, wurde beschlossen, die Kabel unter den Gleisen in die handelsüblichen, bei der Deutschen Reichspost gebräuchlichen, mit Eiseneinlagen versehenen Betonkabelkanäle zu verlegen.

Nur an den jederzeit aufgrabbaren Stellen der Trasse sollten die Kabel mit zum Schutze auf ihnen liegenden Mauersteinen in der nötigen Überdeckung eingebracht werden.

Überdies wurden zur Auswechslung schadhafter Teile und zur dauernden Kontrollmöglichkeit an den Enden der beiden Kabelkanalstrecken noch gemauerte Kabelbesichtigungsschächte angeordnet (Abb. 2).

Die Arbeiten sind unter den westlichen Gütergleisen begonnen worden. Zunächst wurde zu beiden Seiten jedes Gleises die aus drei Schienen bestehende, mit den Schwellen durch Bügel verbundene obere Gleisabfangung (Abb. 3) angebracht.

Unter dem Schutze dieser Abfangung konnten sodann die aus Schwellenstapeln bestehenden Trägerauflager während des Betriebes am Tage hergestellt werden. Die Gleisabfangung selbst (Abb. 4), gebildet aus je zwei Trägern P 22 unter jeder Schiene, die mit Stegrohrbolzen unter sich und miteinander verbunden waren, wurde unter den von Personenzügen befahrenen Gleisen während der nächtlichen Betriebspause, unter den Gütergleisen während der Verkehrsruhe am Sonntag ein- bzw. ausgebaut.

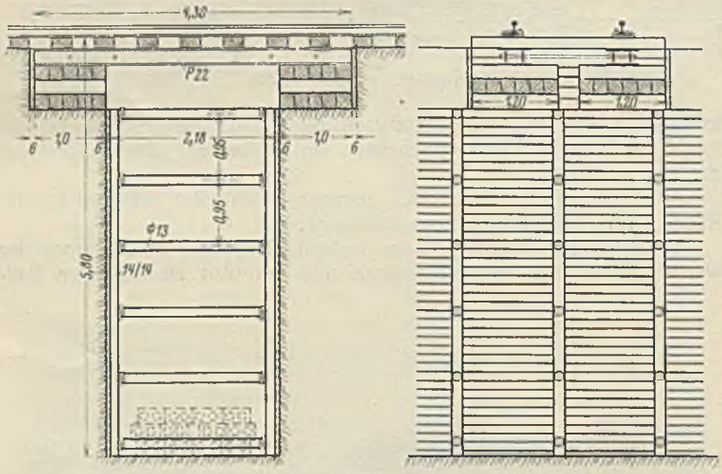


Abb. 4. Querschnitt durch die Baugrube mit Gleisbrücke.

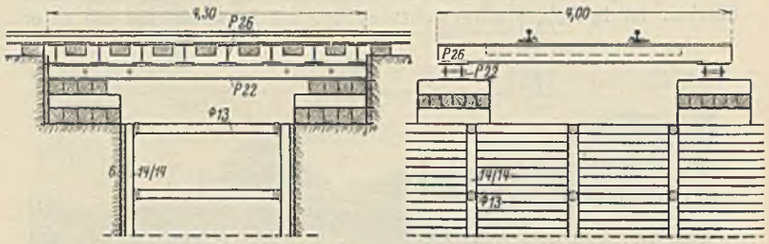


Abb. 6. Gleisbrücke unter den Gleisen der elektrischen Vorortstrecke.

Bei den von D-Zügen befahrenen, im Gefälle liegenden Strecken, wurden die Gleisbrücken zur weiteren Sicherheit mit einem eisernen Dreieckverband versehen (Abb. 5).

Die ebenfalls zu unterfahrende elektrische Vorortstrecke Berlin—Erkner ermöglichte bei Freihaltung des Profils nicht das Anbringen einer oberen Gleisabfangung zur Herstellung der Trägerauflager. An Stelle der beschriebenen Abfangung mußte daher die der Abb. 6 mit zwischen den Schwellen liegenden Querträgern, die auf neben den Schienen verlegten Trägerkonstruktionen befestigt wurden, durchgeführt werden.

Die Berechnung der Gleisbrücken wurde auf Grund der Vorschriften für Eisenbauwerke (B E) durchgeführt. Um eine waagerechte

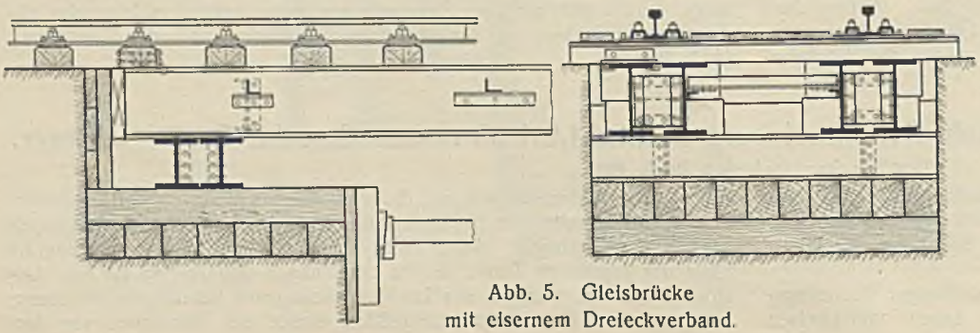


Abb. 5. Gleisbrücke mit eisernem Dreieckverband.

Komponente des Auflagerdrucks nicht berücksichtigen zu müssen, wurden die Bremskräfte durch die Abfangeträger, die gegen die Stirnverbohlung der anschließenden Schotterbettung fest verkeilt waren, auf den Bahndamm übertragen.

Die zur Verlegung der Kabelformstücke erforderliche Breite der Baugrube betrug einschl. der Verbohlung 2,30 m; die größte Tiefe wurde auf etwa 6 m unter S.-O. festgelegt.

Der Berechnung der aus Bohlen, Kant- und Rundhölzern bestehenden Baugrubenaussteifung wurde unter Berücksichtigung der durch die Gleisbrücken hervorgerufenen Streckenlasten eine nach Krey ermittelte Erddruckverteilung längs der Bohlwand zugrunde gelegt.

Die gemäß der Abb. 4 ausgebildete Baugrubenaussteifung wurde mit dem Erdaushub eingebaut und mit der Verfüllung des Bodens wieder ausgebaut. Da ein Lagern des Bodens nicht möglich war, wurde der auszuhebende Boden unter den Gleisen durch Förderbänder in den jeweils fertiggestellten Bauabschnitt gefördert und dort eingebaut.

Die mit Flaschenzügen in die Baugrube und dort weiter bewegten Kabelformstücke von je rd. 1 m Baulänge wurden auf der Sohle in Sand verlegt.

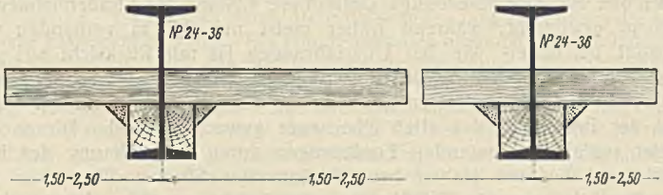


Abb. 7. Rammträgerbohlwand der Baugrube. Bohlwand zwischen den Trägerflanschen.

Mit dem Verlegen der je zwei asphaltierte Öffnungen von 150 mm Durchm. besitzenden Formstücke wurden in jeder der 24 Kabelöffnungen durchlaufende Drähte für die später durchzuführenden Kabelseile eingezogen.

Das zu durchfahrende Gelände bestand zum größten Teil aus vor Jahrzehnten aufgeschüttetem feinen Sand mittlerer Dichte, der auf Feinsand größerer Dichte lagerte. Lediglich am Bahndamm der Strausberger Strecke wurde auf einer Länge von etwa 18 m und einer Tiefe von 4,50 m schwerer Lehmboden, der nur mit der Picke zu lösen war, und eine darunterliegende 50 cm starke gewalzte Landstraße vorgefunden.

Mit der durch das Bauwerk gegenüber dem verdrängten Boden gering erhöhten Mehrbelastung war der Baugrund ohne weitere Untersuchungen beanspruchbar. Zur Sicherheit wurde alle 25 m die Trasse unter Sohle bis zu rd. 8 m abgebohrt.

Die vorgesehenen Einsteigeschächte wurden auf einer mit Entwässerung versehenen Betonsohle aufgemauert. Sie erhielten befahrbare, durch Gummi abgedichtete Abdeckplatten. Die Herstellung der Schächte geschah in den mit Ringversteifung ausgestatteten verbohlten Baugruben. Allein der in Nähe des unter Grundwasserhaltung hochgeführten Ölabscheiders liegende Schacht wurde zwischen Rammträgerbohlwänden und Ringversteifung hergestellt. Abb. 7 u. 8 zeigen die Befestigung der Bohlen an den zur Erleichterung der Arbeit in vorgebohrten und später zugeschlämmten Löchern rd. 2 m im ungestörten Boden eingerammten Trägern.

Die Kabel wurden von der Saganer Straße aus verlegt, da ein Aufstellen von Kabelrollen auf den Ladestraßen nicht zugelassen wurde.

Durch den Einbau von gut und stark im Erdreich verankerten Rollen in den Krümmungen der Trasse wurden die beim Einziehen der Kabel auftretenden Reibungswiderstände bedeutend vermindert und somit Arbeitskräfte erspart.

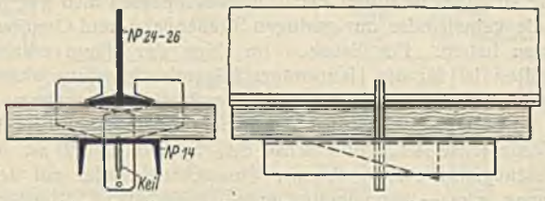


Abb. 8. Rammträgerbohlwand der Baugrube. Bohlwand vor den Trägerflanschen.

Für die Befehlserteilung bei der Verlegung der Kabel waren vier Streckentelefonstellen im Gebrauch.

Die von der Bauunternehmung Gottlieb Tesch, Berlin, ausgeführten Arbeiten beanspruchten rd. 75 Arbeitstage.

Im Mittel waren beschäftigt: 1 Polier, 3 Maurer, 3 Zimmerer und 8 Arbeiter.

Der von Hand vorgenommene Einbau einer der beschriebenen Gleisbrücken erforderte einschl. der Nebenarbeiten rund:

1 Polier je 4 Std.
3 Zimmerer je 4 Std.
10 Arbeiter je 4 Std.

Der Einfluß der Entwicklung des Verkehrs auf die Straßenbrücken der Großstädte.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. H. Fauck, Berlin.

In Zusammenhang mit der Zunahme der Industrialisierung wächst der Verkehr, insbesondere der Güterverkehr, nicht nur auf den Eisenbahnen, den Flüssen und Kanälen und in der Luft, sondern jetzt wieder besonders auf den eine Zeitlang vernachlässigten Straßen. Und überall geht das Bestreben dahin, möglichst große Lasten in einen Transport zusammenzufassen, um den Anteil des Eigengewichtes der Transportmittel und die personellen Kosten herabzudrücken.

Die Reichsbahn baut allmählich ihre Hauptstrecken für den sehr weitgehenden Anforderungen genügenden Lastenzug N der Zukunft aus.

Der Schiffsverkehr strebt danach, die Größe des einzelnen Schiffsraumes, sowie die Anzahl der Kähne bei Schleppzügen zu vergrößern. Das Ziel auf den Hauptwasserstraßen ist die Freizügigkeit für das auf dem Mittellandkanal zulässige 1000-t-Schiff.

Am schwierigsten zu kontrollieren und in der weiteren Entwicklung zu übersehen ist jedenfalls der Verkehr auf den Straßen. Früher auf kürzere Entfernungen beschränkt, gehen heute die Transporte hochwertiger Güter auch über größere Strecken immer mehr auf das Auto über. In den alten Industrieländern sind die Eisenbahnen so weit ausgebaut, und werden auch durch Privilegien mancher Art so weit gestützt, daß sie dem Wettbewerb wohl noch auf lange Zeit gewachsen sind. In industriell weniger aufgeschlossenen Ländern jedoch hat das Auto schon heute den Hauptverkehr an sich gezogen, und auch wir müssen damit rechnen, daß die Bedeutung der Überlandschwertransporte zunimmt, so bedauerlich diese Entwicklung in volkswirtschaftlichem Sinne auch sein mag.

Was ergibt sich aus dieser Entwicklung für unsere Straßenbrücken? Vergegenwärtigen wir uns zunächst einmal den Einfluß auf die Belastung der Brücken an Hand der früher üblichen und jetzt geforderten Belastungsannahmen. Die große Anzahl der im letzten Drittel des vorigen Jahrhunderts gebauten Brücken wurde berechnet mit einer Verkehrslast von 350 kg/m² Menschengedränge und meist außerdem mit einem 20-t-Wagen (mit 1,50 m Radstand und etwa 4,50 m Achsstand). Die Unsicherheit auf statischem und technologischem Gebiet, sowie die Stoßwirkung der bewegten Lasten wurde durch Herabsetzung der zulässigen Spannung in meist ausreichendem Maße ausgeglichen. Die im Oktober 1927 festgelegten Normen der Belastungsannahmen für Straßenbrücken, DIN 1072, legen für die im Großstadtverkehr allein in Frage kommende Brückenklasse I als Normenlasten fest: In ungünstigster Stellung eine Dampfwalze von 23 t Gesamtgewicht, daneben Lastkraftwagen von 9 t und vor und hinter diesem Verkehrsband Menschengedränge von 500 kg/m² als Ersatz für sonstige auf dem Fahrdamm befindliche Lasten. Bei der Aufstellung dieser Normen ließ man sich einmal von dem Gesichtspunkte leiten, daß die in die Berechnung eingesetzten Verkehrslasten nicht die tatsächlichen Lasten zu enthalten brauchen, sondern nur geeignet sein sollen, alle möglichen Lastkombinationen in möglichst einfacher Form zu vertreten. Anderseits wurde vorausgesetzt, daß es nur sehr selten vorkäme, daß zwei schwere Fahrzeuge in für ein bestimmtes Konstruktionsglied ungünstigster Stellung sich auf einer Brücke begegnen. Dieser Belastungsfall wäre damit als außergewöhnlich anzusehen, und es wären unbedenklich hierfür höhere Spannungen zuzulassen. Nach DIN 1072 ist die Tragfähigkeit einer Brücke ausreichend, wenn die zulässige Spannung bei Belastung durch ein schweres Fahrzeug (23-t-Dampfwalze) und daneben fahrende verhältnismäßig leichte Lastkraftwagen (9-t-Auto), außerdem Menschengedränge nicht überschritten wird. Um die Eignung dieser Normen für Hauptverkehrsstraßen in Großstädten zu beurteilen, müssen wir uns erst ein Bild von der Belastung einer solchen Straße machen. Das Gewicht des Berliner Straßenbahnmotorwagens beträgt normal besetzt 19,6 t, bei Überfüllung, wie sie sehr häufig vorkommt, bis zu 22 t. Der zweigeschossige Omnibus wiegt bis zu 15 t. Die zulässigen Höchstgewichte der Lastkraftwagen sind festgelegt durch die „Verordnung über Kraftfahrzeugverkehr" vom 16. März 1928 zu 6 t Achsdruck bei zweiachsigen Wagen und zu 5 t Achsdruck bei Dreiachsern mit Luftbereifung. Die „Berliner Verkehrsordnung" vom 15. Januar 1929 schreibt bei Zweiachsern 9 t und bei Dreiachsern 15 t Höchstgewicht vor. In einem soeben erlassenen Reichsgesetze sind diese Lasten auf 12 t bzw. 16 t erhöht worden. Auch diese neuen — schon recht hoch gegriffenen — zulässigen Lasten werden in der Praxis oft wesentlich überschritten. Bei Kontrollen über die Gewichte der in Berlin ver-

kehrenden Autos sind zweiachsige Wagen mit über 16 t, ja bis zu 19,5 t festgestellt worden.

Bei Brücken im Zuge von Hauptverkehrsstraßen in Großstädten mit Straßenbahn- und Omnibuslinien und daneben starkem Lastkraftwagenverkehr ist das Belastungsschema nach DIN 1072 also ungeeignet, denn es ist hier keine Ausnahme mehr, wenn zwei schwere Lasten gleichzeitig in ungünstigster Stellung nebeneinander auf der Brücke stehen, sondern es ist ein stündlich mehrfach wiederkehrender Belastungsfall, für den die Spannungen unter allen Umständen innerhalb der vorgeschriebenen Grenzen bleiben müssen. Hier liegt also der auf den ersten Blick befremdende Fall vor, daß nicht nur das Gewicht des schwersten Fahrzeuges (auf das allein es in Verbindung mit der Bereifung bei den Straßen ankommt) für die Tragfähigkeit und Bemessung unserer Straßenbrücken maßgebend ist, sondern in mindestens ebenso hohem Maße die Anzahl der schweren und mittelschweren Fahrzeuge, die in dem betreffenden Straßenzuge verkehren. Denn es läßt sich praktisch weder durch allgemeine Verkehrsordnungen, noch durch an den Brücken angebrachte Verbotstafeln verhindern, daß z. B. neben der Straßenbahn gleichzeitig ein 17-t-Auto über die Brücke fährt.

Die Belastungsvorschriften nach DIN 1072 passen also gut für solche Brücken, die keinen oder nur geringen Straßenbahn- und Omnibusverkehr aufzunehmen haben. Für Brücken im Zuge der Hauptverkehrsstraßen in Großstädten ist für die Hauptträger folgende Belastung anzunehmen:

In ungünstigster Stellung nebeneinander zwei Straßenbahnmotorwagen oder eine 23-t-Dampfwalze, daneben soviele zweiachsige 12-t-Lastkraftwagen (Vorderachse 4 t, Hinterachse 8 t, Spurweite 1,60 m, Achsstand 4 m, Belastungsfläche 7,0 × 2,5 m), wie nebeneinander auf der Brücke stehen können, oder — wenn ungünstiger — dreiachsige 17-t-Lastkraftwagen (Vorderachse 4 t, Hinterachsen je 6,5 t, Spurweite 1,80 m, Achsstand 5,7 und 1,3 m, Belastungsfläche 10 × 2,5 m); vor und hinter diesem Verkehrsband Menschengedränge als Ersatz für die übrigen Fahrzeuge von 700 kg/m² (bei größeren Spannweiten abnehmend bis auf 600 kg/m²). Auf den Gehwegen ist Menschengedränge von 500 kg/m² einzusetzen. Als Stoßzahlen gelten die in DIN 1072 festgesetzten, die von 1,1 bis auf 1,4 anwachsen, jedoch kann bei den 17-t-Wagen (mit Luftbereifung) als Stoßzahl $\varphi = 1{,}1$ für alle Spannweiten beibehalten werden. Um auch ganz schwere Transporte von Großmaschinen und Kesseln, deren Gewichte einschließlich Wagen bis zu 50 t betragen können, über die Brücken leiten zu können, müßten einzelne Brücken so bemessen werden, daß auch für einen 30-t-Wagen mit den Achs- und Radständen des 17-t-Wagens auf sonst leerer Brücke die zulässigen Spannungen nicht überschritten werden.

Eine weitere Folge des zunehmenden Verkehrs ist naturgemäß auch, daß die erwünschte bzw. erforderliche Breite der Verkehrswege wächst. Während man früher mit vier- oder sechsspurigen Straßen mit beiderseitigen Fußwegen von 2 bis 4 m auskam, erfordert eine Hauptverkehrsstraße heute bei eigenem Gleiskörper für die Straßenbahn, zwei Richtungsfahrdämmen von je 8 m und zwei Bürgersteigen von je 5 m schon 32 m Breite, die bei eigenen Radfahrwegen auf 38 m wächst. In dichtbebauten Straßenzügen kann die Verbreiterung nur durch rechtzeitige Zurückverlegung der Baufluchtlinien für die Zukunft vorbereitet werden. Bei Brückenneubauten, die für viele Menschenalter bestehen bleiben sollen, wird man jedoch die erwünschte Breite schon jetzt ausführen, oder man wird, wenn es irgend möglich ist, um die nutzlose Festlegung von Kapital zu vermeiden, die Konstruktion so durchbilden, daß die Brücke später leicht unter Verwendung der bestehenden Konstruktion entsprechend dem Ausbau der Straße verbreitert werden kann.

Große Schwierigkeiten und Kosten bereiten sowohl bei Brücken über schiffbaren Wasserläufen wie auch bei Kreuzungsbauwerken von Straßen mit der Eisenbahn die regelmäßig auftretende Forderung größerer Spannweite und gleichzeitig größerer Durchfahrthöhe und größerer Tragfähigkeit des Überbaues. Für die Schiffahrt ist jeder Einbau in das normale Strombett ein Hindernis, und die häufige Beschädigung der Prellböcke beweist, daß die Gefahr besonders bei Brücken mit Zwischenpfeilern in Flußkrümmungen für die schwer manövrierfähigen Kähne und Schleppzüge recht erheblich ist. Ebenso beschränkt eine geringe Durchfahrthöhe den Verkehr besonders der Leerkähne bei hohen Wasserständen. Bei Straßenunterführungen unter der Eisenbahn ist die erforderliche Durchfahrthöhe für zweigeschossige Omnibusse 4,20 m, für Straßenbahnen ist 4,60 m erwünscht, während früher meist nur 3,70 m vorhanden war. Sowohl bei Unter- wie bei Überführungen ist mit Rücksicht auf gute Übersichtlichkeit eine möglichst geringe Anzahl von Stützen erwünscht, während die Verkehrslasten sowohl auf der Bahn, wie auf der Straße seit der Errichtung des alten Überbaues gewachsen sind. Diesen drei meist zugleich auftretenden Forderungen durch Vergrößerung der Konstruktionshöhe und Heben bzw. Senken der Straßenordinate zu entsprechen, ist aber im Stadtinnern meist nicht möglich, denn dadurch würden die angrenzenden Grundstücke stark entwertet, wenn die Gebäude nicht ganz niedergelegt werden müßten.

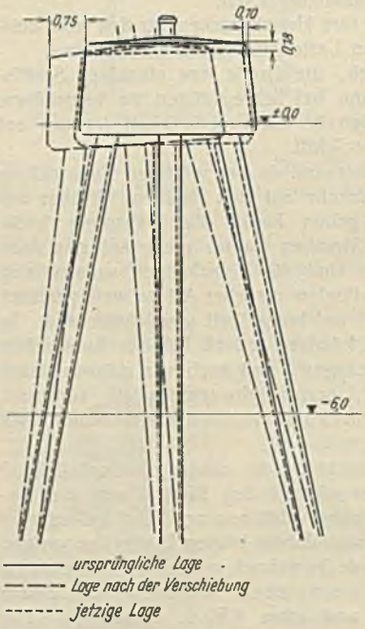
Zur Lösung dieser schwierigen technischen Aufgaben stehen uns die gegen früher wesentlich höheren und gleichmäßigeren Festigkeiten des hochwertigen Stahls und Zementes und die Fortschritte in der Erfassung der in hochgradig statisch unbestimmten Systemen auftretenden Spannungen zur Verfügung. Der Träger auf zwei Stützen wird durch durchlaufende Träger, Zweigelenkrahmen oder Bogen oder ähnliche Gebilde ersetzt. Ist das Ziel auch damit noch nicht zu erreichen, so bleibt als letztes die Möglichkeit, das ganze Tragwerk über den oberen Verkehrsweg zu legen und eine verhältnismäßig leichte Fahrbahn an hoch liegenden Querträgern anzuhängen. Die damit verbundenen Mehrkosten fallen gegenüber einem sonst nötigen Abriß von Gebäuden kaum ins Gewicht. Eine ästhetisch voll befriedigende Lösung wird man auf diesem Wege allerdings kaum erreichen können.

Dem Brücken- und nicht minder dem Straßenbau stehen in den nächsten Jahren gewaltige Aufgaben bevor, die nicht aufgeschoben werden dürfen, wenn nicht schwere Stockungen des Verkehrs eintreten sollen, denn der Verkehr ist schon heute sowohl der Stärke wie der Schwere nach weit größer als der beim Bau der meisten Brücken und Straßen zugrunde gelegte und ist noch in ständigem Wachsen begriffen.

Vermischtes.

Ein eigenartiges Brückenwiderlager. Beim Neubau einer 61 km langen Eisenbahn in der Nähe von Pittsburgh ist eine eigenartige Bauart für die Brückenwiderlager gewählt worden. Sie bestehen aus Eisenbeton ohne Flügelmauern. Die Auflagerkammern sind seitlich mit 30 cm starken Wänden abgeschlossen, die rückwärts über das Widerlager hinaus verlängert sind, so daß sie ohrenartig nach hinten frei stehen (s. Abbildung nach Railway Age vom 16. August 1930). Sie bilden so die Begrenzungsfläche für den oberen Teil des Böschungskegels, der auf diese Art ohne Flügelmauern von der Auflagerkammer ferngehalten wird. Vergleichende Kostenberechnungen haben ergeben, daß ein solches Widerlager um 40 % billiger ist als ein solches der sonst üblichen Bauart in Beton ohne Bewehrung und mit Flügelmauern. Wkk.

Betonkopf-Dalben. In meiner Abhandlung „Von Dalben und Fendern", Bautechn. 1930, Heft 36, S. 545, habe ich einen Versuch mitgeteilt, abgängige Holzdalben zu erhalten. Es handelt sich um neunpfählige Dalben in etwa 7 m Wassertiefe, die in allen Überwasserteilen so vermorscht waren, daß sie bei üblichem Vorgehen durch neue hätten ersetzt werden müssen. Statt dessen wurden die vermorschten Teile entfernt und die bis etwa



+ 0,3 m über MW gut erhaltenen Pfähle durch einen neuen Dalbenkopf aus Eisenbeton zusammengefaßt. Dabei war durch besondere Baumaßnahmen eine möglichst sichere und vollständige Einspannung der Pfahlköpfe angestrebt worden.

Da durch solches Herrichten abgängiger Dalben bedeutende Ersparnisse möglich sind, dürfte ein Vorgang von Interesse sein, der ein Urteil über die Widerstandsfähigkeit der umgebauten alten Dalben ermöglicht.

Durch den schweren Stoß eines 6000-t-Kreuzers war einer der umgebauten Dalben um 0,75 m seitlich verschoben und in eine schräge Lage gebracht worden. Dabei hatte sich die Oberfläche des Betonkopfes in der Mitte um etwa 15 cm gesenkt, woraus hervorging, daß die beim Stoß gedrückten Pfähle etwas in den Boden eingesunken, die gezogenen Pfähle aber nicht merklich angelüftet waren. Da der Dalben, wie Zugversuche ergaben, noch recht fest stand, war anzunehmen, daß keine Pfähle im Boden gebrochen waren. Es wurde nun versucht, den Dalben wieder gerade

zu richten, um ihn weiter benutzen zu können. Dazu wurde der schwerste Arsenaldampfer „Norder", ein Schiff von 566 t Wasserverdrängung und 1000 PS Maschinenkraft an den Dalben gespannt. Gleichmäßiger Zug mit großer Fahrt hatte keinen Erfolg. Nachdem eine 18 cm Manilatrosse gerissen und nach Ausbringen einer 9-cm-Stahlleine der Trossenhaken des Dalbens aufgebogen war, wurde die Leine am Dalbenpoller belegt und wiederholt ruckweise eingefahren. Der Dalben gab bei jedem Ruck 8 bis 10 cm nach und federte dann etwa 4 cm zurück. Nachdem der Dalben so bis auf 10 cm zurückgebracht war, brach auch die 9-cm-Stahlleine. Die Arbeit wurde nun eingestellt, da der Dalben nach diesem Ergebnis als völlig fest und zuverlässig erachtet werden konnte. Beim Zurückbringen des Dalbens zeigte sich wieder, daß die vorher in den Boden eingedrückten Pfähle dem nunmehr auf sie wirkenden Zug nur wenig nachgaben, während die gedrückten Pfähle in den Boden eindrangen, so daß die endgültige Lage des Dalbens etwa 20 cm tiefer war, als die ursprüngliche (s. Abb.).

Wenn der Versuch bei sehr festem Boden vermutlich auch nicht in dieser Weise geglückt wäre, also nicht überall wiederholt werden kann, so beweist er doch die große Widerstandsfähigkeit des Betonkopfdalbens. Diese beruht hauptsächlich auf der gleichmäßigen festen Einspannung der Pfahlköpfe und der damit erreichten festen Verbindung des ganzen Bauwerks in sich, die eine gleichmäßige Verteilung und Aufnahme der Beanspruchungen gewährleistet. Dabei wird durch die freistehenden langen Pfahlschäfte eine gewisse Elastizität gewahrt. Bei einem normalen neunpfähligen Holzdalben wären vermutlich durch den Schiffstoß wenigstens einige Pfähle gebrochen, weil die hölzerne Verzimmerung die Kräfte nicht auf alle Pfähle gleichmäßig verteilen kann, so daß einige überlastet, andere nicht voll ausgenutzt werden. Wahrscheinlich wäre aber solch Dalben ganz zerstört worden.

Einen aus der Lage gebrachten Holzdalben in der hier durchgeführten Art wieder gebrauchsfähig zu machen, wird meist nicht möglich sein. Besonders wird die Verzimmerung, wenn nicht zerstört, so doch so verschoben und gelockert sein, daß sie erneuert werden muß.

Der beschriebene Vorgang zeigt, daß das Herrichten der abgängigen Holzdalben durch Aufsetzen eines Betonkopfes sie nicht minderwertig, sondern widerstandsfähiger gemacht hat, als sie vorher waren. Danach wird es in vielen Fällen gerechtfertigt sein, neue Dalben von vornherein mit Betonköpfen auszuführen. Tiburtius.

Beton aus Schlacke und Lösche. Steinkohlenschlacke und Lokomotivlösche empfehlen sich durch ihre Leichtigkeit in gewissen Fällen als Zuschläge zum Beton, ihre Verwendung hat aber wegen der schädlichen Einwirkung, die sie auf die Eiseneinlagen haben, auch manches Bedenkliche. Die Bauforschungstelle des englischen Amts für wissenschaftliche und gewerbliche Forschung hat sich daher veranlaßt gesehen, nach früheren Festigkeitsversuchen mit Schlackenbeton neuerdings eine weitere Reihe von Versuchen anzustellen, um zu ermitteln, ob durch die Verwendung von Schlacke und Lösche das Rosten der Eiseneinlagen im Beton verursacht oder gefördert wird, so daß gegebenenfalls die Verwendung dieser Zuschläge zum Beton ganz zu verbieten wäre. Über das Ergebnis dieser Versuche ist ein Bericht veröffentlicht worden, aus dem nach Engng. 1930, vom 11. Juli, S. 41, hier einiges mitgeteilt sei.

Der Bericht bestreitet, daß der Gehalt der Schlacke an schwefliger Säure Rost auf den Eiseneinlagen hervorrufen könne; die schweflige Säure werde vielmehr durch den freien Kalk, der anfangs im Beton vorhanden ist, unschädlich gemacht. Das Rosten hat vielmehr andere Ursachen, und diese bringt der Bericht in eine Anzahl Gruppen. Da ist zunächst die Durchlässigkeit des Betons, die es ermöglicht, daß Feuchtigkeit und Sauerstoff aus der Luft an die Eiseneinlagen herantreten. Außerdem spielen sich in dichtem Beton die von der Oberfläche ausgehenden Vorgänge beim Erhärten des Betons viel langsamer ab als in durchlässigem, so daß bei diesem die Rost verursachenden Einflüsse viel schneller einsetzen. Kohlerückstände in der Schlacke brauchen keinen schädlichen Einfluß zu haben. Tritt aber zwischen diesen, dem Sauerstoff aus der Luft, dem Kalk unter dem Einfluß von Feuchtigkeit eine chemische Einwirkung ein, so können Raumvergrößerungen entstehen, die den Beton sprengen, und dabei wird den schädlichen Einflüssen auf das Eisen, Sauerstoff und Wasser, der Weg geöffnet. Die Schlacken mancher Kohlenarten enthalten auch lösliche Schwefelsalze, die schädlich auf die Eiseneinlagen einwirken, und schließlich können manche Schlacken große Mengen von Wasser aufnehmen, durch das die Einlagen in ihrem Bestande gefährdet werden können.

Die schädlichen Einflüsse von Schlacken im Beton können nach den in England angestellten Versuchen sehr erheblich herabgemindert werden, wenn die feinen Bestandteile durch Sand ersetzt werden. Jedenfalls läßt sich dadurch die Rost erzeugende Wirkung verzögern. Immerhin warnt der hier besprochene Bericht vor der Verwendung von Kohlerückständen als Zuschlag zum Beton, wenn dieser mit Eisen in Berührung kommt, da Schlacke und Lösche nur selten von solcher Beschaffenheit zu haben seien, daß sie keine schädliche Wirkung auf den Beton auszuüben vermögen. Wkk.

Landstraßenbrücke über den Red River. Zwischen Grand Fortes (North Dakota) und East Grand Fortes (Minnesota) wurde nach Eng. News-Rec. 1930, Bd. 104, Nr. 22, vom 29. Mai, S. 898, über den Red River eine neue Landstraßenbrücke errichtet, die im September 1929 dem Verkehr übergeben wurde. Die Brücke, die nach dem verstorbenen Gouverneur von Nord-Dakota den Namen Sorlie-Straßenbrücke erhalten hat, besteht aus zwei Parabelträgern von je 84,5 m Stützweite. Wie aus Abb. 1 zu erkennen, trägt der im Fluß auf einem Pfahlrost gegründete Mittelpfeiler

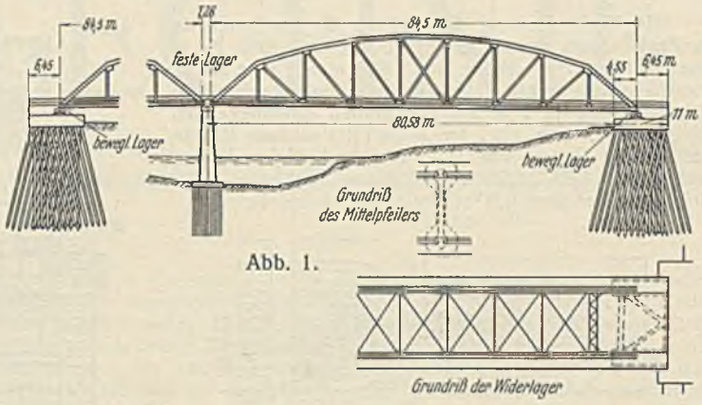


Abb. 1.

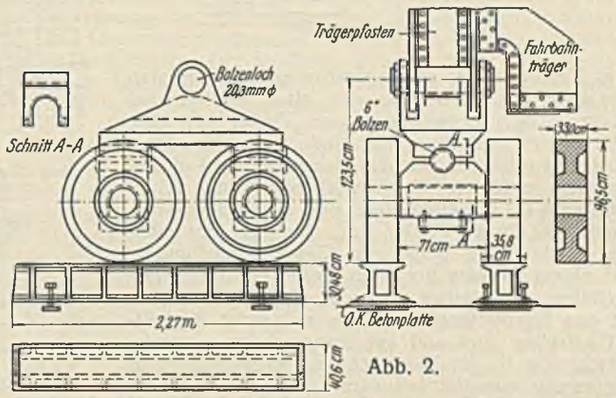


Abb. 2.

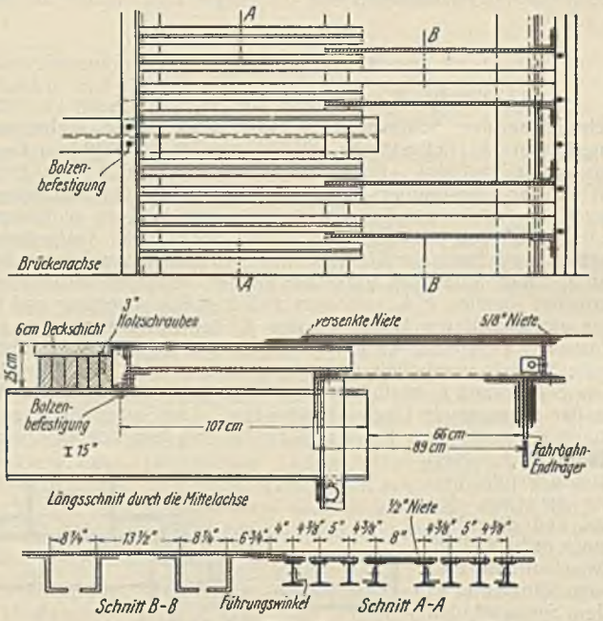


Abb. 3.

die beiden festen Lager der Brücke, während die beweglichen Lager an den Ufern angeordnet sind (Abb. 1). Da wegen des Baugrundes (Ton) mit erheblichen Bewegungen der Endlager zu rechnen war, so mußten diese eine besondere Ausbildung erhalten. Der Pfahlrost besteht aus 43 Stück mit Kreosot getränkten Holzpfählen von etwa 21,5 m Länge, die in fünf Reihen angeordnet sind. Auf den Pfählen ruht ein nach unten offener, mit seitlichen und schrägen Rippen verstärkter Betonkoffer von etwa 11 m Länge und 2,50 m Höhe. Die Seitenwände sind 3 m stark. Der theoretische Auflagerpunkt liegt außermittig nach dem Fluß hin. Die Anordnung gestattet jedoch, ohne die Pfähle zu überlasten, im Höchstfalle Verschiebungen des Auflagerpunktes bis zu 3 m.

Die Brückenenden ruhen mit Kreuzkipplagern auf schweren Fahrgestellen, deren Rollen auf mit Rippen verstärkten Kastenschienen laufen, die ihrerseits im Beton verankert sind (vgl. Abb. 2).

Um an den Brückenenden eine Verschiebung von etwa 0,61 m zwischen der Fahrbahn und den Rampenenden zu ermöglichen, wurde die Dehnungsfuge durch einen Rost von Schleppträgern gebildet, deren Anordnung im einzelnen aus Abb. 3 ersichtlich ist. Die Achsen der Brückenträger liegen im Abstande von 13,4 m. Der Obergurt läuft in Trägermitte etwa 13,6 m über dem Untergurt. Die Feldweiten betragen 9,4 m. Der 12,1 m breite Fahrdamm sowie die beiderseitigen, auf Kragarmen ruhenden, je 2,15 m breiten Fußwege bestehen aus Betondecken. Zs.

Die Verbreiterung der Brücke De La Concorde in Paris. Nach einem Bericht in Gén. Civ. 1930, Nr. 6, wurde die nutzbare Breite von 14,75 m auf eine solche von 35 m vergrößert. Hiervon entfallen 21 m auf die Fahrbahn und je 7 m auf die beiden außenliegenden Bürgersteige. Die alte, im Jahre 1792 erbaute Brücke besitzt fünf Bogen von 23,4, 26,0 und 28,6 m Spannweite und 1,95, 2,26 und 2,99 m Pfeilhöhe. Die Brückenpfeiler sind 2,90 m breit (Abb. 1 bis 4).

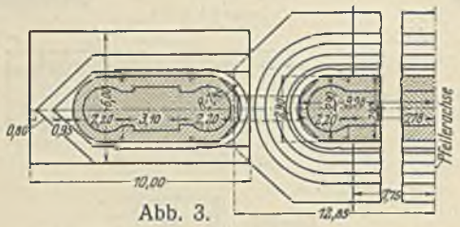


Abb. 3.

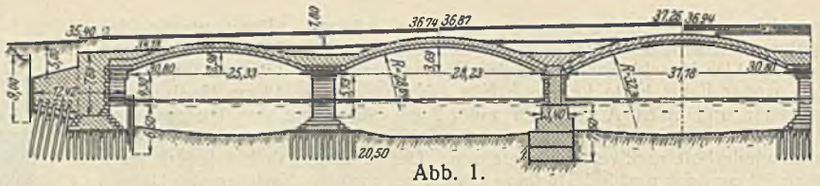


Abb. 1.

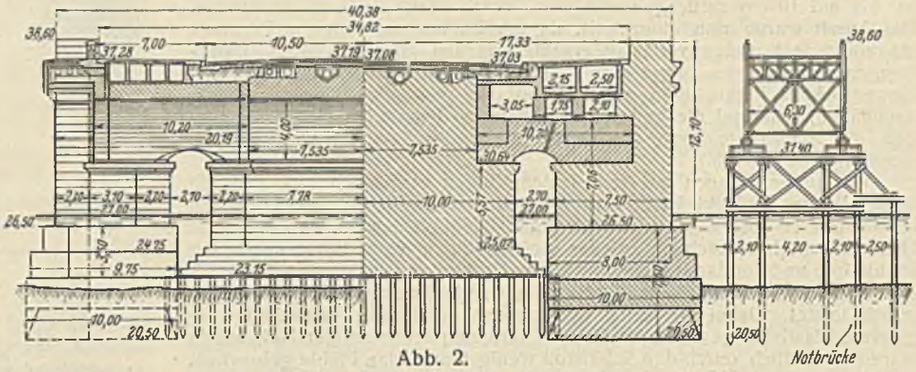


Abb. 2.

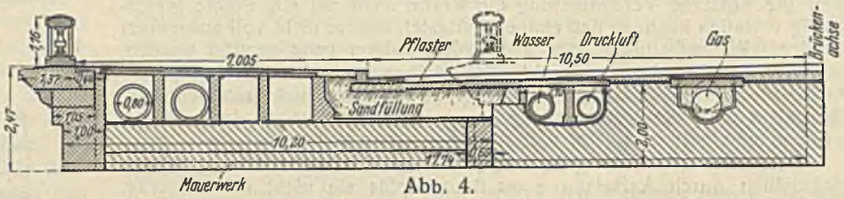


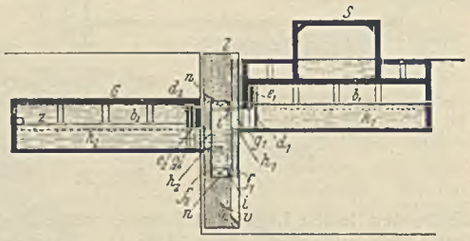
Abb. 4.

Zur Verbreiterung wurden stromauf und stromab im Abstande von 2,7 m von den alten Pfeilern auf 10 × 6 m großen Senkkasten neue Pfeiler errichtet, die 2,92 m breit und 7,5 m lang sind. Die beiden Endwiderlager wurden in offenen Baugruben auf Eisenbetonpfeilern errichtet; die Gewölbebogen mit 1,1 m Scheitel- und 1,3 m Seitenstärke sind aus Bruchsteinen gemauert. Die neuen Pfeiler sind oben mit der alten Brücke durch kleine gemauerte Gewölbe verbunden, die auf einem Absatze der alten Pfeiler aufruhen. Die Bürgersteige und teilweise auch die Fahrbahn bestehen aus Eisenbetonplatten, die mit einer Asphaltschicht versehen sind und auf Betonmauern aufruhen, die gleichzeitig in der Längsrichtung einzelne Abteile zur Verlegung von Rohrleitungen, Kabeln u. dgl. bilden. Der übrige Teil der Fahrbahn ist gepflastert. Schm.

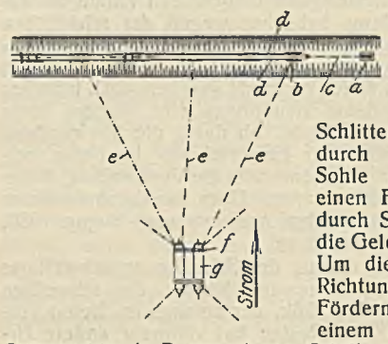
Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

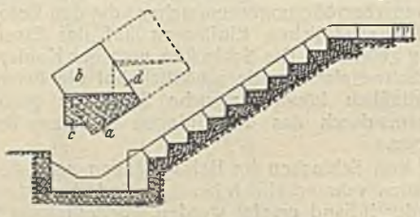
Schwimmender Schleusentrog mit einer oder mehreren Belastungskammern. (Kl. 84b, Nr. 501 686 vom 23. 11. 1928 von Leopold Rothmund in Stuttgart. Zusatz zum Patent 457 466.) Die Erfindung besteht in der Herstellung einer einfachen und betriebssicheren Verbindungsleitung zwischen den Belastungskammern eines schwimmenden Schleusentroges und seinen festen oder beweglichen Gegenbehältern. Die Verbindungsleitung von Schleusentrog S zu dem festen Gegenbehälter G besteht aus den unter der Sohle der beiden Pendelwasserbehälter b_1 b_2 angeordneten Kanälen k_1 k_2 und dem zwischen Schleusentrog und Gegenbehälter eingeschalteten Leitungskasten Z, der zwischen einem rundum geschlossenen Rahmen $n—n$ ein lotrechtes Leitungsstück m enthält, das gegen die Pendelwasserbehälter hin durch Seitenwände f_1 f_2 abgeschlossen ist. Die Seitenwand f_1 ist in lotrechter Richtung beweglich, die Wand f_2 ist wie der angrenzende Gegenbehälter fest. Die Seitenwände enthalten Öffnungen g_1 g_2, die nach Form und Größe mit dem lichten Querschnitt der Kanäle k_1 k_2 übereinstimmen und die Verbindung zwischen den Kanälen und dem Leitungsstück m herstellen. Der Zwischenraum zwischen den Kanälen k_1 k_2 und den Seitenwänden f_1 f_2 ist überbrückt durch Dichtungsrahmen h_1 h_2, die an den Seitenwänden f befestigt und als elastische Preßkolbendichtung ausgeführt sind. Die Verbindungsleitung besteht aus den Abschlußvorrichtungen d_1 e_1 sowie d_2 e_2, von denen die einen als Hauptverschlüsse und selbsttätig arbeitende Sicherheitsverschlüsse, die anderen als Notverschlüsse vorgesehen sind. Die beweglichen Seitenwände machen die Ein- und Austauchfahrten der Tröge und schwimmenden Gegenbehälter mit. Nach Eintauchen des Schwimmtroges ist die Belastungskammer ganz gefüllt, sie bedarf jetzt keines Verschlusses mehr und kann von der Verbindungsleitung losgelöst jeden beliebigen Höhenweg in der Unterwasserfahrt zurücklegen. Die Loslösung des Troges geschieht selbsttätig durch Zurückziehen des Preßkolbenrahmens mittels Druckluft oder Druckwasser. Ebenso vollzieht sich bei Beginn der Austauchfahrt der Anschluß des Troges an die lotrechte Seitenwand der Verbindungsleitung mit Hilfe der Preßkolbendichtung wieder selbsttätig durch Andrücken des Preßkolbenrahmens. Der Leitungskasten Z wird als selbständiger Bauteil ausgeführt und mit Belastungskammern v versehen, durch deren Füllung er auf seine feste Grundlage abgesetzt werden kann.



Verfahren zum Verlegen von Dükern in Gewässern. (Kl. 84a, Nr. 483 754 vom 20. 11. 1927 von Grün & Bilfinger AG. in Mannheim.) Bei den bekannten Verfahren werden in der Längsrichtung des Dükers verschiebliche Lager, z. B. Schlitten, verwendet, und die auf der einen Landseite zusammengesetzten Dükerteile werden von der gegenüberliegenden Landseite her durch ein Zugmittel durch das Gewässer auf der Sohle herübergezogen. Erfindungsgemäß werden die Rohrschüsse des Dükers gelenkig miteinander verbunden, die Schlitten hintereinander gekuppelt, und der Düker dann durch das am vordersten Schlitten angreifende Zugmittel bewegt. Die auf Schlitten b gelagerten Düker d werden durch eine Zugvorrichtung a auf der Sohle einer gebaggerten Rinne durch einen Fluß gezogen. Die Schlitten sind durch Seile c miteinander verbunden, um die Gelenke nicht auf Zug zu beanspruchen. Um die Verlegung der Düker in gerader Richtung zu sichern, werden einzelne Fördermittel durch Halteglieder e von einem seitlich des Dükers angeordneten Stützpunkte (z. B. verankerte Schiffe g) gehalten. Winden f regeln die Längen der Seile bei der Vorwärtsbewegung der Düker.



Treppenartige Wasserrinne für Böschungen. (Kl. 84a, Nr. 499035 vom 28. 7. 1927 von Otto Krüger in Münster, Westf.) Die treppenartigen Wasserrinnen zur Herabführung von Wasser an den Böschungen werden entweder aus natürlichen oder künstlichen Steinen gemauert oder aus Beton gestampft. Dies bereitet Schwierigkeiten, weil die Fugen an Stellen liegen, die dem Wasseraufschlag ausgesetzt sind, so daß dadurch leicht Anlaß zum Eindringen von Wasser und zur Unterspülung der Bauwerke besteht. Um dies zu vermeiden, werden die Rinnen aus einzelnen, einander teilweise übergreifenden Formsteinen zusammengesetzt. Der Formstein vereinigt die Stufe a und die Wangenansätze b zu einem trogartigen Baukörper derart, daß ein vor die Wangenansätze vorspringender Teil c der Stufe zwischen den Wangen des jeweils darunterliegenden Formsteines greift und die Fuge bei d überdeckt. Dies bietet eine hohe Sicherheit der Rinne gegen Unterspülung und Zerstörung, da die Zahl der Fugen äußerst eingeschränkt und diese so gelegt sind, daß sie nicht vom auffallenden Wasser getroffen werden.



INHALT: Über die Ausbreitung von Bodenschwingungen in Abhängigkeit von der Beschaffenheit des Untergrundes. — Neubau der Ruther Leinebrücke im Kreise Hildesheim. — Kabelunterführung bei Betriebsbahnhof Rummelsburg in km 4,2 + 95 m der Strecke Berlin—Erkner. — Der Einfluß der Entwicklung des Verkehrs auf die Straßenbrücken der Großstädte. — Vermischtes: Eigenartiges Brückenwiderlager. — Betonkopf-Dalben. — Beton aus Schlacke und Lösche. — Landstraßenbrücke über den Red River. — Verbreiterung der Brücke De La Concorde in Paris. — Patentschau.

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