DIE BAUTECHNIK

13. Jahrgang BERLIN, 10. Dezember 1935 Heft 53

Alle Rechte vorbehalten.

Die Schutzbauten auf der Insel Borkum.*)

Von Regierungsbaurat Hibben, Breslau.

I. Einleitung.

1. Allgemeines.

Unter den der deutschen Nordseeküste vorgelagerten ost- und nordfriesischen Inseln darf die zur erstgenannten Gruppe gehörige Insel Borkum insofern erhöhte Aufmerksamkeit beanspruchen, als sie bei ihrer Lage im Mündungsgebiet der Ems zwischen der Wester- und Osterems und den unmittelbar vor ihrem Seestrande vorhandenen tiefen Seegaten (Stromrinnen) (Abb. 1), insonderheit dem für die Insel bedeutungsvollen Strandgatje, ein lehrreiches Beispiel für die Verteidigung einer Nordseeinsel gegen die Angriffe der See unter besonders schwierigen Verhältnissen bietet.

Über die Schutzbauten zur Erhaltung der ost- und nordfriesischen Inseln hat erstmalig der Geheime Oberbaurat Fülscher in der Zeitschrift für Bauwesen 1905 einen Aufsatz veröffentlicht, in dem unter anderem die Geschichte und der Werdegang der auf der Insel Borkum bis zum Jahre 1895 errichteten Schutzbauten kurz geschildert sind[1]).

Nachdem inzwischen durch mehr als ein Vierteljahrhundert neue Schutzwerke geschaffen und mit den schon vorhandenen unterhalten und gegen die See verteidigt sind, erscheint eine eingehende Darstellung der bautechnischen Entwicklung der Schutzbauten, der beim Neubau, der Unterhaltung und der Verteidigung der Bauten gegen die See gewonnenen Erfahrungen, der auf den Inselstrand wirkenden Kräfte und der zum Schutze der Insel zu ergreifenden weiteren Maßnahmen um so mehr erwünscht, als sie bei der Bedeutung der Insel als stark besuchtes Nordseebad nicht nur von allgemeinem Interesse ist, sondern vor allem auch dem Ingenieur, insbesondere aber dem an der See tätigen, durch die Bekanntgabe der Erfahrungen Anregungen geben dürfte.

2. Veranlassung zum Bau der Schutzwerke.

Die Gründe, die den preußischen Staat veranlaßten, die Insel Borkum durch Schutzwerke zu sichern, sind in der Fülscherschen Abhandlung dargelegt[1]). In erster Linie war es die Sicherung des vor allem auch für die Entwicklung des Seebades wertvollen Grund und Bodens, zumal er zum größten Teil im Eigentum des Staates stand.

Während Fülscher aber auf Grund seiner Untersuchungen eine besondere Bedeutung der Inseln als Schutzwehr für die Festlandküste bestreitet und die Notwendigkeit von Schutzbauten an solchen Inseln, bei denen der Wert des zu schützenden Grund und Bodens an sich zu gering ist, um die für die Schutzbauten aufzuwendenden Kosten zu rechtfertigen, nicht anerkennt, muß insonderheit die erstgenannte Feststellung, wie u. a. Dr.-Ing. Heiser[2]) in eingehenden Untersuchungen nachgewiesen hat, als unzutreffend bezeichnet werden.

Eine Verteidigung der Inseln — sie sind als Bollwerke anzusprechen, die den ersten unmittelbaren Ansturm der See auffangen, und damit die Wucht des Angriffs auf die Festlandküste und ihre Schutzbauten abschwächen und den Landanwachs begünstigen — ist demnach grundsätzlich als notwendig anzuerkennen und naturgemäß vor allem dort durchzuführen, wo wertvoller Grund und Boden der Insel zu sichern ist, oder andere triftige Gründe, wie z. B. insonderheit die Erhaltung eines für die Schiffahrt wichtigen Fahrwassers, sie zwingend erheischt.

Für die Insel Borkum ist die Notwendigkeit einer Sicherung und Verteidigung gegen die Angriffe der See schon in den sechziger Jahren des vorigen Jahrhunderts bejaht worden. Auf eine auch nicht im Rahmen dieser Abhandlung liegende, zudem äußerst schwierige, wenn nicht gar undurchführbare Untersuchung der Wirtschaftlichkeit der Schutzbauten muß verzichtet werden.

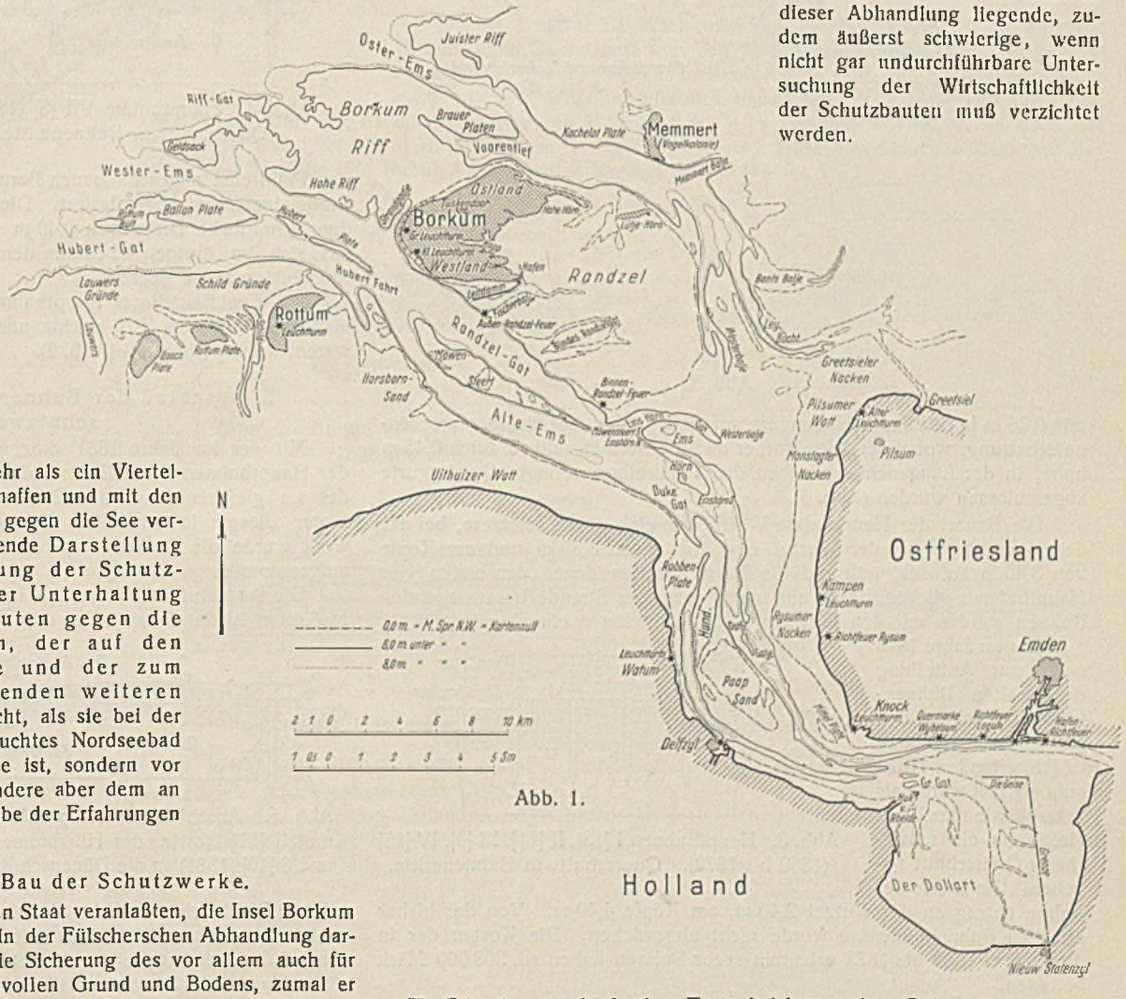


Abb. 1.

II. Die bautechnische Entwicklung der Schutzbauten.

A. Die Strandbuhnen.

1. I. Buhnenbauabschnitt (1869 bis 1879).

Die in den sechziger Jahren des vorigen Jahrhunderts beobachtete erhebliche Abnahme des Weststrandes der Insel, die mit einem verstärkten Abbruch der Randdünen verbunden war, gab zur Erbauung der ersten Strandbuhnen Veranlassung.

In den Jahren 1869 bis 1872 wurden zunächst vier als Hauptbuhnen bezeichnete Strandbuhnen, die Hauptbuhnen I [13]*) (1869/70), II [11] (1870), III [9] (1871/72) und IV [15] (1872) erbaut. Dieses Buhnensystem wurde im folgenden Jahre nach Süden durch den Bau der Hauptbuhne V [16] (1873) ergänzt (Abb. 2).

Der Hauptkörper wie die beiden Bermen der Buhnen I bis IV bestanden aus einem mit Quadern abgedeckten Faschinenpackwerk. Der von zwei Längspfahlreihen eingefaßte Haupt- oder Mittelkörper wies an der Wurzel eine Breite von 4,70 m, am Kopf von 5,80 m auf, während die Breite der Bermen — auch Bankette genannt —, die an der Außenseite

*) Von der Fakultät für Bauwesen der Techn. Hochschule zu Breslau genehmigter Dissertationsdruck.

[1]) Fülscher, Schutzbauten zur Erhaltung der ost- und nordfriesischen Inseln. Z. f. Bauwes. 1905, S. 306 ff.

[2]) Dr.-Ing. Heiser, Landerhaltung und Landgewinnung an der deutschen Nordseeküste. Bautechn. 1933, H. 13, S. 186/87.

*) Die eckig eingeklammerten arabischen Zahlen geben die heutige Bezeichnung der Buhnen an.

ebenfalls von einer Pfahlreihe begrenzt waren, von 1,25 m an der Wurzel auf 1,80 m am Kopfe zunahm. Der Buhnenkopf wurde durch zwei im Abstand der Bermenbreite von 1,80 m im Halbkreis geschlagene Pfahlreihen, die sogenannten Rundschläge, nach See zu abgeschlossen und außerdem durch quergeschlagene Pfahlreihen unterteilt. Die senkrecht zur Buhnenachse gepackte Faschinenbuschunterlage ragte etwa 0,30 m über die äußeren Pfahlreihen hervor. Die Abpflasterung der Buhnen geschah

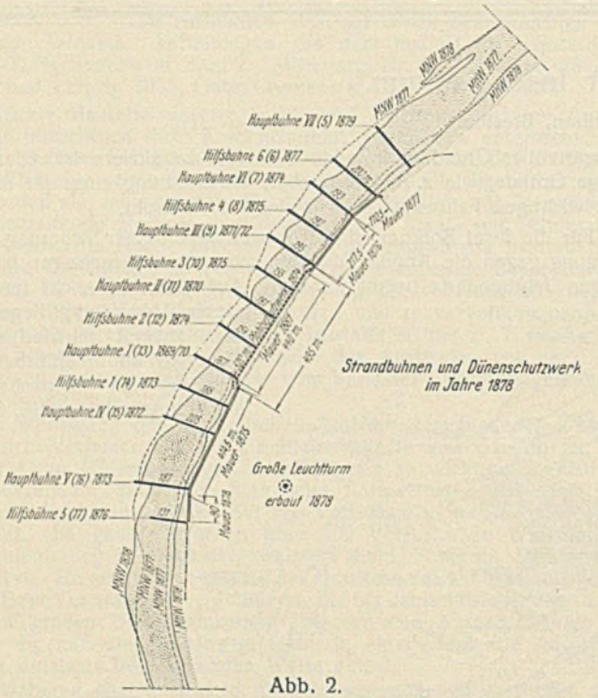


Abb. 2.

mit 0,36 m hohen Sandsteinquadern auf einer 0,15 m dicken Ziegelbrockenunterbettung, wobei der Mittelkörper und die Bermen seitlich durch 0,45 m hohe, in der Längsrichtung neben den Pfahlreihen verlegte Quadergurte abgeschlossen wurden (Abb. 3).

Die Bauart der Hauptbuhne V [16] war eine etwas leichtere, bei der der Hauptkörper an der Wurzel eine Breite von 3,30 m und am Kopfe von 3,40 m aufwies, während die Bermenbreiten denen der ersten vier Hauptbuhnen glichen. Die nur wenig aus dem Strande herausragenden Buhnen wurden mit den Wurzeln in die Randdünen eingebunden.

Der im Jahre 1873 noch zur Aufteilung des breiten Buhnenfeldes zwischen den Hauptbuhnen I [13] und IV [15] erbauten Hilfsbuhne 1 [14] wurde als untergeordnetem Werk gleichfalls ein schwächerer Querschnitt gegeben. Die Breite der Buhne betrug an der Wurzel 2,40 m, am Kopfe 4,40 m. Von der bisher üblichen Buhnenbauweise wurde nicht abgewichen. Die Kosten der in den Jahren 1869 bis 1873 erbauten sechs Buhnen haben rd. 308 000 Mark betragen.

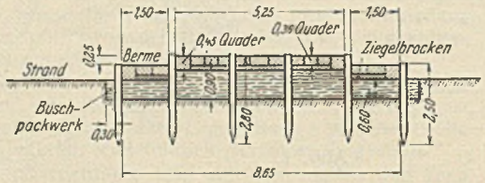


Abb. 3. Hauptbuhnen I [13], II [11], III [9], IV [15] (1869 bis 1872). Querschnitt in Buhnenmitte.

In Ausdehnung des Buhnensystems nach Norden schuf man im Jahre 1874 noch die Hauptbuhne VI [7]. Sie erhielt einen an der Wurzel 3,30 m, am Kopfe 4,00 m breiten Mittelkörper mit beiderseitigen Bermen, die an der Wurzel eine Breite von 1,30 m und am Kopfe von 1,60 m besaßen.

Die Erkenntnis eines zu großen Abstandes auch der anderen Hauptbuhnen voneinander — die Feldbreiten waren größer als die Buhnenlängen — führte in den Jahren 1874 bis 1877 dazu, drei Hilfsbuhnen 2 [12] (1874), 3 und 4 [10 und 8] (1875) zwischen die Hauptwerke einzuschieben, sowie zwei Hilfsbuhnen 5 [17] (1876) und 6 [6] (1877) südlich der Hauptbuhne V [16] bzw. nördlich der Hauptbuhne VI [7] zu errichten (Abb. 2). Die nur als Zwischenwerke geschaffenen Hilfsbuhnen hatten an der Wurzel eine Breite von 2,60 m, die nach dem Kopf bis auf 4,00 m zunahm, und bestanden wie die Hilfsbuhne 1 [14] aus einer Buschunterlage und der darauf zwischen Längspfahlreihen auf einer Ziegelbrockenunterbettung verlegten Quaderabdeckung.

Für die Buhnenneubauten der Jahre 1874 bis 1879 sind rd. 77 000 Mark verausgabt.

In Berücksichtigung der mit den Borkumer Buhnen inzwischen gesammelten Erfahrungen wurde die in der Vervollständigung des Systems im Jahre 1879 mit einem Kostenaufwand von rd. 45 000 Mark erbaute Hauptbuhne VII [5] in der bereits seit einer Reihe von Jahren auf der Insel Norderney erprobten und sich dort bewährten sogenannten Norderneyer Bauart ausgeführt (Abb. 4).

Der auf ganzer Länge eine gleichmäßige Breite von 5 m aufweisende, von zwei Längspfahlreihen eingefaßte und etwa alle 10 m noch durch eine Querpfahlreihe unterteilte Mittelkörper der Buhne erhielt, in Abweichung von der bisherigen Bauart der Borkumer Bauwerke, eine schwach gewölbte und damit eine sanfte Überströmung gewährleistende Form. Die Pflasterdecke bestand aus einem mit Ziegelbrocken unterbetteten Bruchsteinpflaster, das an den Längsseiten von Quadergurten begrenzt war. Dem Buhnenkopf wurde eine breitere, nach der Seeseite im Halbkreis abgerundete Form gegeben und durch Unterteilung mittels Längs- und Querpfahlreihen sowie Rundschlägen größtmögliche Widerstandsfähigkeit gegen die Angriffe der See verliehen. Die Abpflasterung des Kopfes geschah lediglich mit Quadern ohne Ziegelbrockenunterbettung.

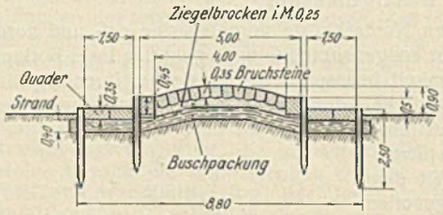


Abb. 4. Hauptbuhne VII [5] (1879). Querschnitt in Buhnenmitte.

Die beiderseits des Buhnenhauptkörpers als Sturzbett und zum Übergang in den Strand angeordneten 1,50 m breiten, an der Außenseite durch eine Pfahlreihe abgeschlossenen Bermen wurden mit waagerecht verlegten Sandsteinquadern abgepflastert. Die Faschinenbuschunterlage besaß eine durchschnittliche Dicke von 0,40 m und war auch bei diesem Bauwerk, das sich im übrigen ebenfalls dem Strande anschmiegte, senkrecht zur Buhnenlängsachse gepackt.

Mit dem Bau dieser Hauptbuhne fand der I. Bauabschnitt, der somit vom Jahre 1869 bis 1879 reichte und in dem rd. 430 000 Mark verbaut waren, seinen Abschluß (Abb. 2).

2. Anschluß der Buhnen 10 bis 13 an das Dünenschutzwerk (1881).

Mit der im Jahre 1881 durchgeführten rückwärtigen Verlängerung der Hauptbuhnen I und II und der Hilfsbuhnen 2 und 3 [10 bis 13] an das im gleichen Jahre als Ersatz eines abgängigen Pfahlschutzwerkes hinter diesem in etwa 20 m Abstand errichtete massive Dünenschutzwerk wurde die Bautätigkeit bereits nach kurzer Unterbrechung wieder aufgenommen.

Die Anschlußstücke wurden in dichter Bauweise hergestellt, indem in 8,60 m Abstand zwei 4 cm dicke und 2 m lange hölzerne Spundwände als seitlicher und eine Querspundwand als Abschluß gegen den bereits bestehenden Buhnenkörper gerammt wurden. Die Seitenspundwände waren verholmt und durch Rundeisenanker miteinander verbunden. Außerdem erhielten die Wände noch in 2,5 m Abstand durch 3 m lange senkrechte und schräge Pfähle eine seitliche Abstützung. Den von den Spundwänden umschlossenen Raum füllte man mit Dünensand auf und deckte ihn mit einer 0,50 m dicken Kalksandschicht und einem darauf versetzten 0,35 m dicken und mit Zementmörtel verfugten Bruchsteinpflaster ab (Abb. 5).

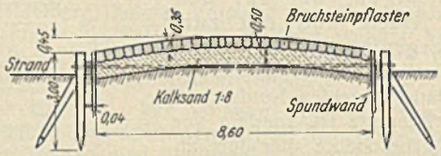


Abb. 5. Anschluß der Hauptbuhnen I [13] und II [11] sowie der Hilfsbuhnen 2 [12] und 3 [10] (1881) an die Dünenschutzmauer.

Infolge fehlender Unterlagen lassen sich die Kosten dieser Anschlüsse, die in den Jahren 1927 bis 1929 erneuert sind, nicht mehr angeben.

3. Verstärkung der Strandbuhnen (1878 bis 1888).

Der Bau der in den Jahren 1869 bis 1879 errichteten sechs Haupt- und sechs Hilfsbuhnen hatte nicht die erhoffte Aufhöhung oder auch nur Erhaltung des Inselstrandes zur Folge. Seine fortschreitende Abnahme und die sich daraus ergebende stärkere Belastung der Bauwerke machte bereits in den Jahren 1878 bis 1880 einen Umbau der am meisten beanspruchten Hilfsbuhnen notwendig, die in den Jahren 1879/80 mit 1,50 m breiten, mit Bruchsteinpflaster und einem Quadergurt abgedeckten Buschbermen versehen wurden. Die Hilfsbuhne 5 [17] wurde außerdem um 45 m verlängert.

Im Jahre 1883 ergab sich sodann auch die Notwendigkeit einer Verbreiterung der Hauptbuhnen III [9] und IV [15]. Zwei Jahre später wurde eine Verstärkung der Köpfe der Hauptbuhnen III [9] und VI [7], in den Jahren 1886/87 eine Verbreiterung und Instandsetzung der Hilfsbuhne 4 [8] und im Jahre 1888 eine Verstärkung der Köpfe der Hauptbuhnen V [16] und VII [5] vorgenommen. Die Verbreiterung der Werke geschah in der üblichen Art durch Vorbau von Bermen an die bestehenden Buhnenkörper, die Verstärkung der Köpfe in der gleichen Weise.

4. II. Buhnenbauabschnitt (1886 bis 1894).

Als auch der noch nicht durch Buhnen gesicherte Südweststrand in den achtziger Jahren stärker angegriffen wurde, entschloß man sich zu einer Erweiterung des in den Jahren 1869 bis 1879 am Weststrande geschaffenen Buhnensystems.

Der Bau der demzufolge zum Schutze des Südweststrandes in den Jahren 1886 bis 1894 errichteten acht Buhnen kann als II. Buhnenbauabschnitt bezeichnet werden.

Als erstes Werk entstand die Buhne VIII (18) im Jahre 1886. Es folgte der Neubau der Buhne IX [19] 1889, der Buhne X [20] 1890, der Buhnen XI und XII [21 und 22] 1891, der Buhne XIII [23] 1892, der Buhnen XIV [24] und XV [25] 1894 (Abb. 6).

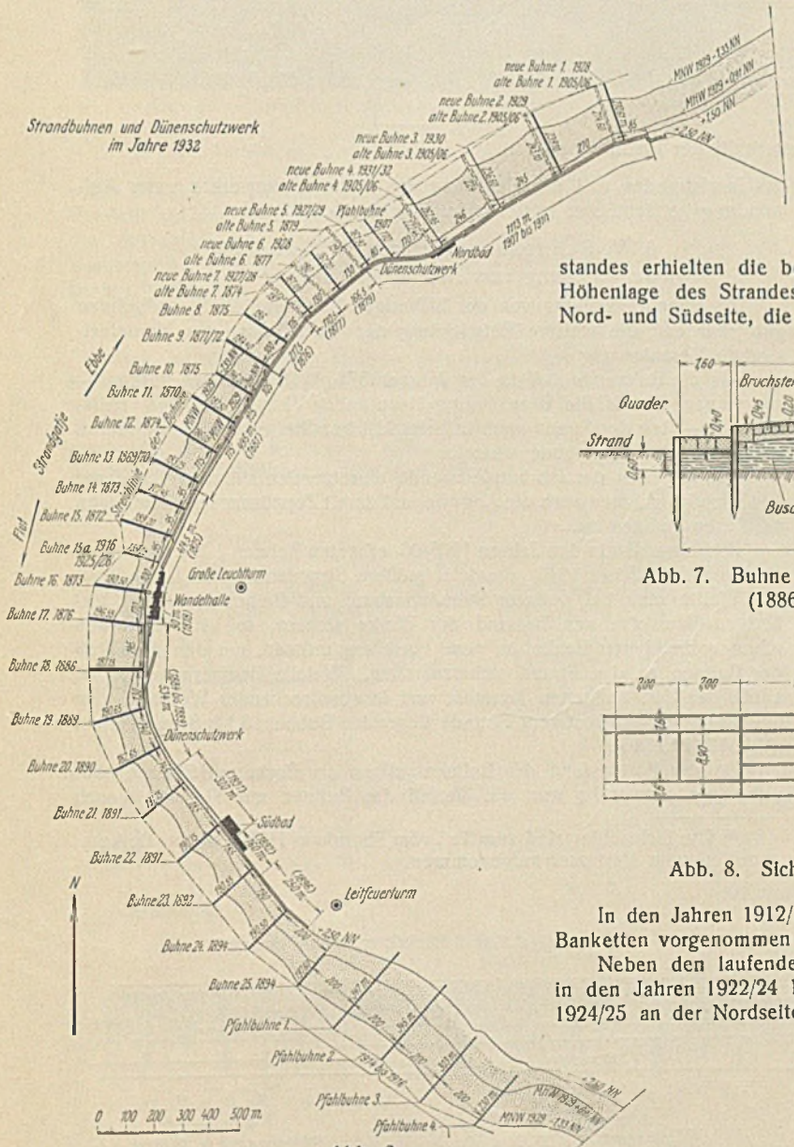


Abb. 6.

Von diesen Buhnen wurden die erstgenannten sechs nach dem Norderneyer Vorbilde gebaut. Der etwa alle 7 m durch eine Querpfahlreihe unterteilte Mittelkörper erhielt eine Breite von 5,30 m, die Bermen eine solche von 1,60 m (Abb. 7). Die Bauweise der Buhnen glich im übrigen der der im Jahre 1879 erbauten und vorstehend bereits beschriebenen Hauptbuhne VII [5]. Nur bei den Buhnen IX [19] bis XI [21] wurden die Köpfe noch durch Sinkwalzen besonders gegen Unterspülung gesichert (Abb. 8).

Die Buhnen XIV [24] und XV [25] erhielten in Berücksichtigung ihrer geschützteren und damit geringeren Angriffen ausgesetzten Lage eine leichtere Bauart, die bei der Buhne XV [25] nur aus einer von zwei Längspfahlreihen eingefaßten Buschunterlage mit einer Abdeckung aus schweren Basaltsäulen bestand (Abb. 9).

Die Kosten der schweren Buhnen VIII [18] bis XIII [23] lagen zwischen rd. 44 000 und 49 000 Mark und betrugen für die leichteren Buhnen XIV [24] und XV [25] rd. 39 400 bzw. 11 200 Mark. Die Gesamtkosten der im II. Buhnenbauabschnitt (1887 bis 1894) erbauten acht Strandbuhnen stellten sich auf rd. 331 000 Mark.

5. III. Buhnenbauabschnitt (1905 und 1906).

Die nach der Jahrhundertwende auch am Nordweststrande einsetzende Strandabnahme führte in den Jahren 1905/06 zum Bau von vier neuen Buhnen, denen die Bezeichnung 1 bis 4 gegeben wurde (Abb. 6). Die Buhnen erhielten eine Breite von 9 m. Neben dem 5,50 m breiten Mittelkörper war beiderseits ein den Anschluß an den Strand vermittelndes 1,50 m breites Bankett angeordnet. Mittelkörper und Bermen wurden durch Längspfahlreihen abgeschlossen und die Buhnen durch erstmalig auch durch die Bermen geschlagene Querpfahlreihen im Abstande von rd. 7,50 m in einzelne Felder unterteilt. Auch bei diesen Bauten fand Faschinenbusch als Unterlage für die in Basaltpflaster auf Ziegelbrockenunterbettung durchgeführte Abpflasterung Verwendung. An den Außenkanten der Bermen wurde als seitlicher Abschluß ein Quadergurt verlegt (Abb. 10).

Die Herstellungskosten betrugen je Buhne rd. 65 000 Mark, mithin für den Neubau der vier Buhnen rd. 260 000 Mark.

6. Verstärkung der Strandbuhnen des I. und II. Bauabschnitts (1906 bis 1924).

Die im I. und II. Bauabschnitt am West- und Südweststrande erbauten und in ihrem Querschnitt zum Teil verstärkten Buhnen litten infolge fortschreitender Strandabnahme auch weiterhin sehr und wurden vor allem auch an ihren Wurzeln erheblich beschädigt. Zur Sicherung ihres Bestandes erhielten die besonders gefährdeten Buhnen 5 bis 8 in den Jahren 1906/07, je nach der Höhenlage des Strandes, 1,70 bis 2,30 m breite Bermen, und zwar die Buhnen 5 bis 7 auf der Nord- und Südseite, die Buhne 8 nur auf der Nordseite.

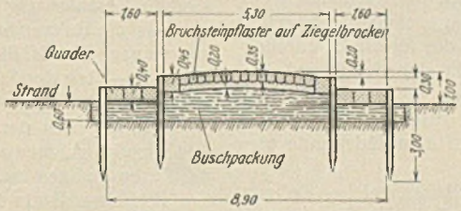


Abb. 7. Buhne VIII [18] bis XIII [23] (1886 bis 1892).

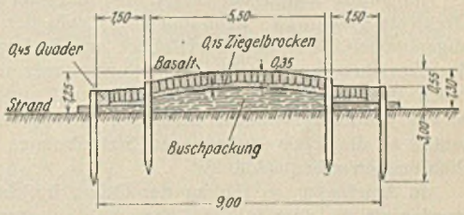


Abb. 10. Buhnen 1 bis 4 (1905 u. 1906).

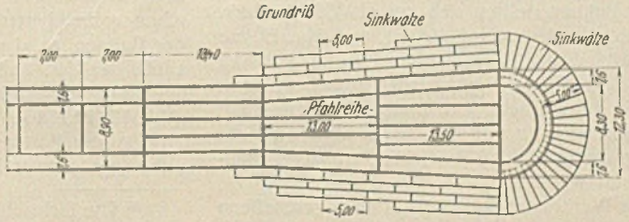


Abb. 8. Sicherung des Kopfes der Buhne X [20].

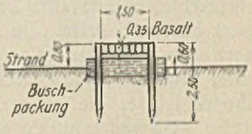


Abb. 9. Buhne XV [25] (1894).

In den Jahren 1912/13 mußte erneut eine Verbreiterung der Buhnen 5 bis 8 durch Vorbau von Banketten vorgenommen werden (Abb. 11 u. 12).

Neben den laufenden Instandsetzungsarbeiten an fast allen Buhnen versah man die Buhne 16 in den Jahren 1922/24 beiderseits mit 3,60 m breiten Bermen und die Buhne 17 in den Jahren 1924/25 an der Nordseite mit einer solchen von 2,40 m Breite.

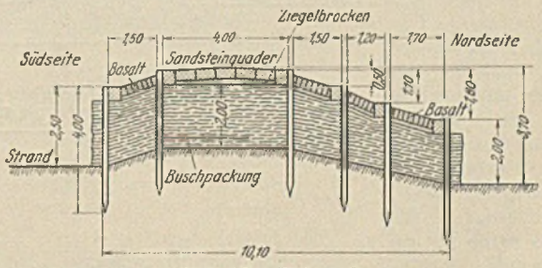


Abb. 12. Buhne 6. Querschnitt am Kopf nach der Verstärkung.

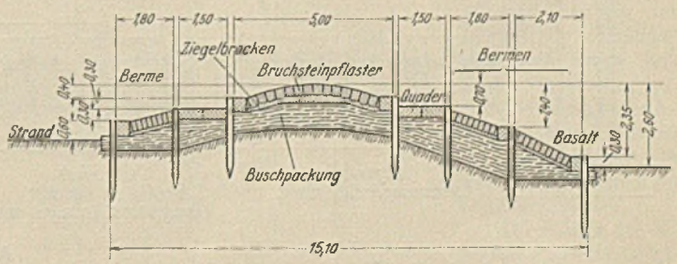


Abb. 11. Buhne 5. Mittlerer Querschnitt nach der Verstärkung.

7. Bau von Zwischenbuhnen am Nordweststrande (1907 bis 1909).

Der Vollständigkeit halber sei auch die im Jahre 1907 zwischen den Buhnen 4 und 5 mit einem Kostenaufwande von rd. 18 000 Mark erbaute Pfahlbuhne — doppelte Pfahlreihe mit beiderseitiger Verholmung — erwähnt. Da sie einer weiteren Strandabnahme nicht entgegenwirkte,

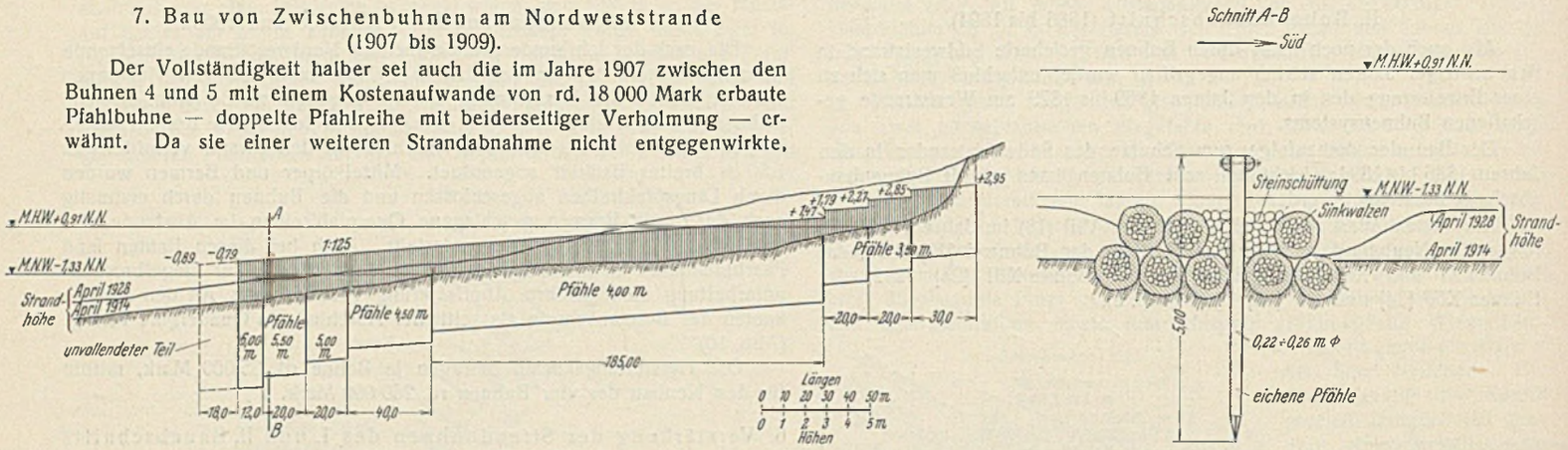


Abb. 13. Längsschnitt und Querschnitt der Pfahlbuhne 1.

wurden in den Jahren 1908/09 zwischen ihr und der Buhne 5 noch weitere fünf kurze Buschbuhnen von 20 bis 45 m Länge und 1 m Kronenbreite mit Basaltsäulendecken hergestellt (Abb. 18). Die Werke entsprachen jedoch in der Folgezeit weder in ihrer Bauart noch in ihrer Wirkung den in sie gesetzten Erwartungen.

8. IV. Buhnenbauabschnitt (1904 bis 1916).

Im Süden hatten der Strand und mit ihm auch die nicht durch ein Deckwerk geschützten Randdünen im Laufe der Jahre ebenfalls merklich abgenommen. Um dem im Hinblick auf die Lage des für die Befeuerung des Emsfahrwassers wichtigen Leitfeuerturmes nicht unbedenklichen Abbruch des Dünengürtels vorzubeugen und um den verlorengegangenen Strand wiederzugewinnen, wurden in den Jahren 1914 bis 1916 im Anschluß an die schon vorhandenen Strandbuhnen auf dem Südstrande vier Pfahlbuhnen erbaut (Abb. 6).

In Anlehnung an die an der Ostsee übliche Bauart solcher Buhnen wurden sie aus einer in ihrem oberen Teil vierkantig bearbeiteten eichenen Pfahlreihe gebildet, die man durch beiderseits angebrachte Halbhölzer verholmte (Abb. 13).

Die Neubaukosten der vier Buhnen stellten sich auf rd. 358 000 Mark.

Auch am Weststrande ergab sich die Notwendigkeit, noch eine Buhne einzuschieben, da sich der Abstand der Strandbuhnen 15 und 16 als zu groß erwiesen hatte. Im Jahre 1916 baute man daher zwischen ihnen noch eine 100 m lange, mit 15a bezeichnete, 2 m breite Buschbuhne mit einer Bruchsteinpflasterdecke, deren Bauart von der bisher üblichen nicht abwich. Über die Erneuerung dieser Buhne in dichter, massiver Bauweise wird weiter unten berichtet werden.

Das nach Vollendung dieses Werkes am Borkumer Strande geschaffene System von Buhnen wurde nunmehr bis zum Jahre 1927 zum Schutze des Inselstrandes und der Sicherung des Dünenschutzwerkes unter Aufwendung beträchtlicher Mittel unterhalten (Abb. 14)*).

9. V. Buhnenbauabschnitt (1925 bis 1932).

a) Veranlassung zum Neubau der Buhnen 1 bis 7.

Zu einer Abwendung von der bisherigen Bauweise der Strandbuhnen gab aber erst die weitere Entwicklung der Verhältnisse am Nordweststrande Veranlassung.

Als die Buhnen 5 bis 7 in den Jahren 1874 bis 1879 gebaut wurden — sie trugen damals die Bezeichnung Hauptbuhne VI bzw. VII und Hilfsbuhne 6 —, lag der Strand noch in beträchtlicher Breite vor dem Dünenfuß und überdeckte die Buhnenwurzeln.

Mit der nach der Jahrhundertwende einsetzenden stärkeren Abnahme des Strandes nahmen auch die Angriffe und damit Zerstörungserscheinungen an diesen Buhnen zu.

Zwischen den in den Jahren 1905/06 erbauten Buhnen 1 bis 4 machten sich seit dem Jahre 1913 ebenfalls größere Strandabnahmen bemerkbar.

Wollte man bei weiterer Strandabnahme und Beibehaltung der bisherigen Bauweise den Bestand der Werke sichern, so hätte man den schon vorhandenen Banketten neue vorsetzen müssen, um den Anschluß der Buhnen an den Strand sicherzustellen. Welche Bauwerke dann im Laufe der Zeit entstehen konnten, war in abschreckender Weise an den auf besonders ungünstigem Strande liegenden Buhnen 5 bis 8 zu ersehen (Abb. 11, 12 u. 15).

Da der Fortbestand des Buhnensystems am Borkumer Strande aber unbedingt notwendig war, ein Verfall der Buhnen mit Sicherheit auch

*) Die Lichtbilder sind zum Teil vom Photohaus H. Wessels, Borkum, zum Teil vom Verfasser aufgenommen.

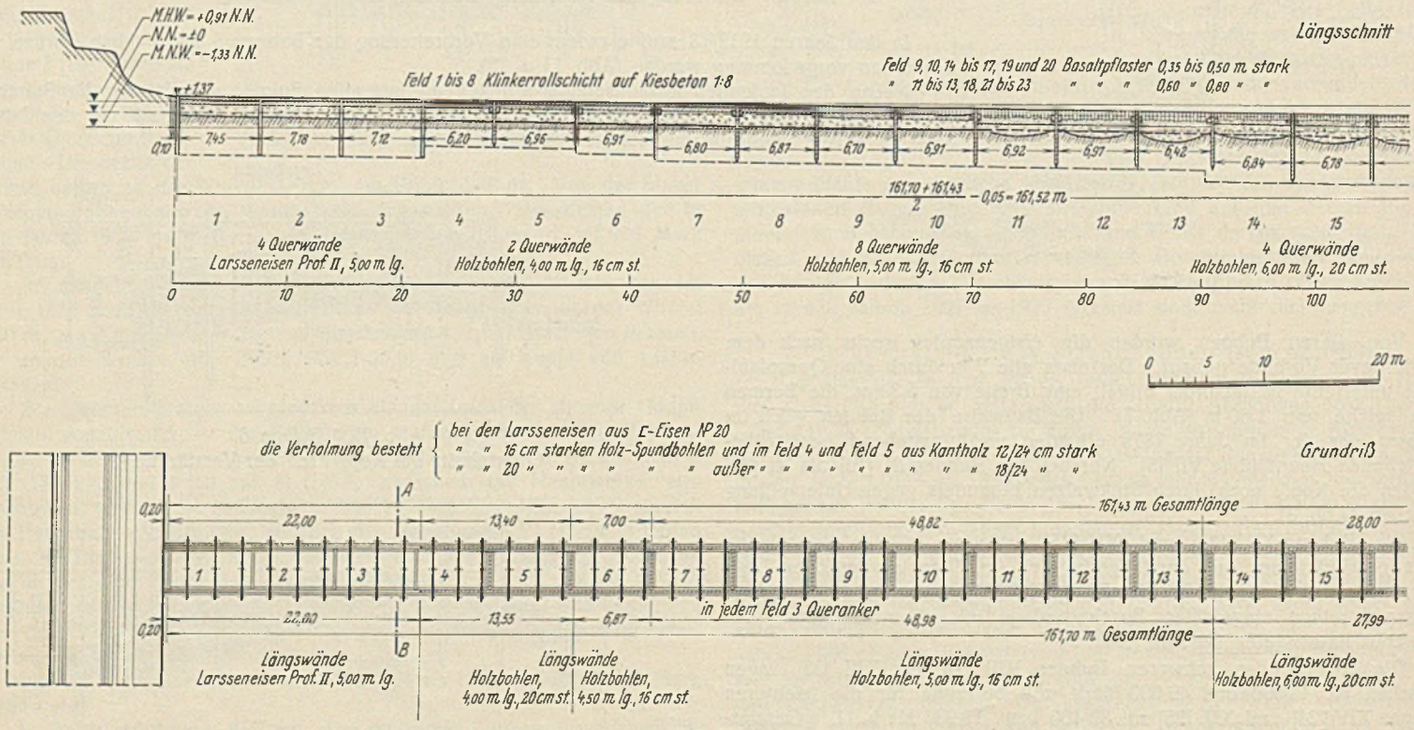


Abb. 16.
Kastenbuhne 6 (1928).

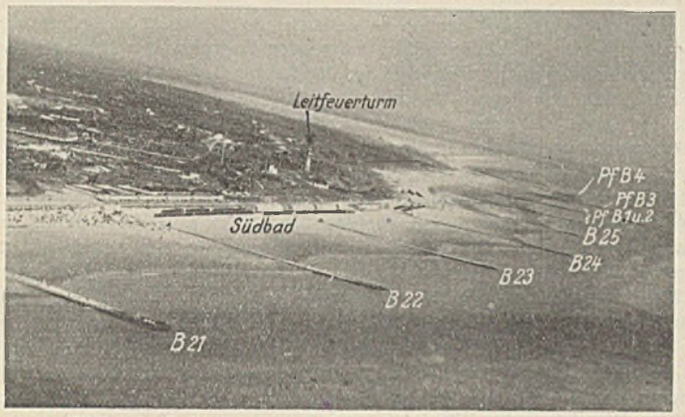


Abb. 14. Luftbild vom Südwest- und Südstrande (1928).
Aufnahme bei MNW.
Freigegeben durch Verfügung des RLM Nr. 8249/35.

einen solchen des Dünenschutzwerkes zur Folge gehabt und damit einen Verzicht auf den Inselschutz selbst bedeutet hätte, waren unter Aufgabe der bisherigen, unter den im Laufe der Jahre eingetretenen veränderten Verhältnissen nicht bewährten Bauweise, neue Wege im Strandbuhnenbau zu beschreiten[3]).

b) Neubau der Buhne 15a (1925 und 1926).

Man entschloß sich, den für den Inselschutz wichtigen Teil des Buhnensystems am Nordweststrande nach einer zunächst beim Neubau der Buhne 15a in den Jahren 1925/26 erprobten massiven dichten Bauweise umzubauen.

Die im Jahre 1916 als Zwischenwerk zwischen den Buhnen 15 und 16 eingeschaltete Buhne 15a bedurfte im Jahre 1925 wegen völligen Abganges der Erneuerung. Die neue Buhne wurde in Abweichung von der bisherigen Bauart aus zwei parallel im Abstande von 2,50 m gerammten kiefernen, jedoch noch ungetränkten Spundwänden auf 100 m Länge hergestellt. Die durch Querspundwände in 7 m Entfernung gebildeten Buhnenfelder erhielten eine Sandfüllung, die in den oberen sechs Feldern durch eine auf einer Magerbetonschicht in schwacher Wölbung verpflasterte Klinkerrollschicht, in den übrigen Feldern durch ein auf einer Splitt- und Schotterunterlage versetztes Basaltsäulenpflaster von 0,35 m Höhe abgedeckt wurde. Der 49,25 m lange Buhnenkopf wurde auf Sinkstücken aufgebaut, die mit Pfahlreihen durchrammt waren. Zur Herstellung der gewölbten Form des Kopfes brachte man zwischen den Pfahlreihen noch eine Buschpackung ein und pflasterte den ganzen Buhnenkopf auf einer Schotter- und Splittunterlage mit 0,65 m hohen Basaltsäulen ab. Die seewärts der MNW-Grenze gelegenen Teile der Außenspundwände wurden durch eine vorgebaute Packwerklage gegen Angriffe der Holzschädlinge gesichert, während man vor dem eigentlichen Buhnenkopf noch einige Sinkstücke versenkte, die mit einer etwa unter 1:6 abgeböschten Schüttung aus Basaltsteinen im Gemenge mit Bleischlacken versehen wurden.

Die Kosten der insgesamt rd. 140 m langen Buhne lassen sich nicht angeben, da man die

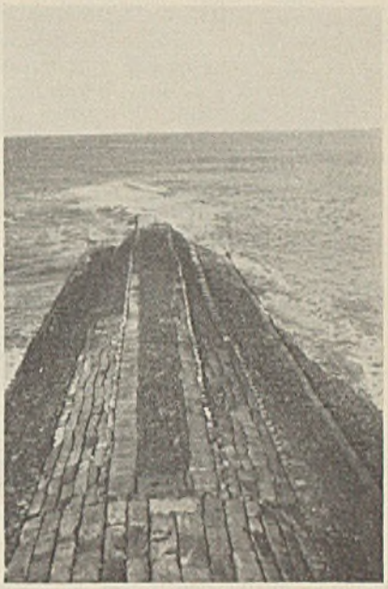
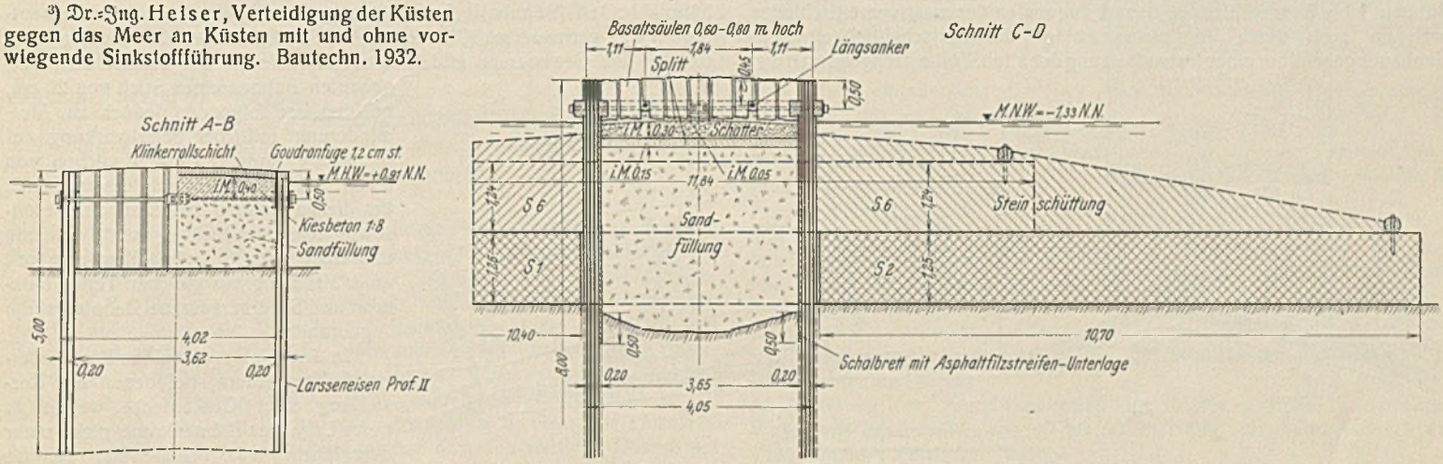
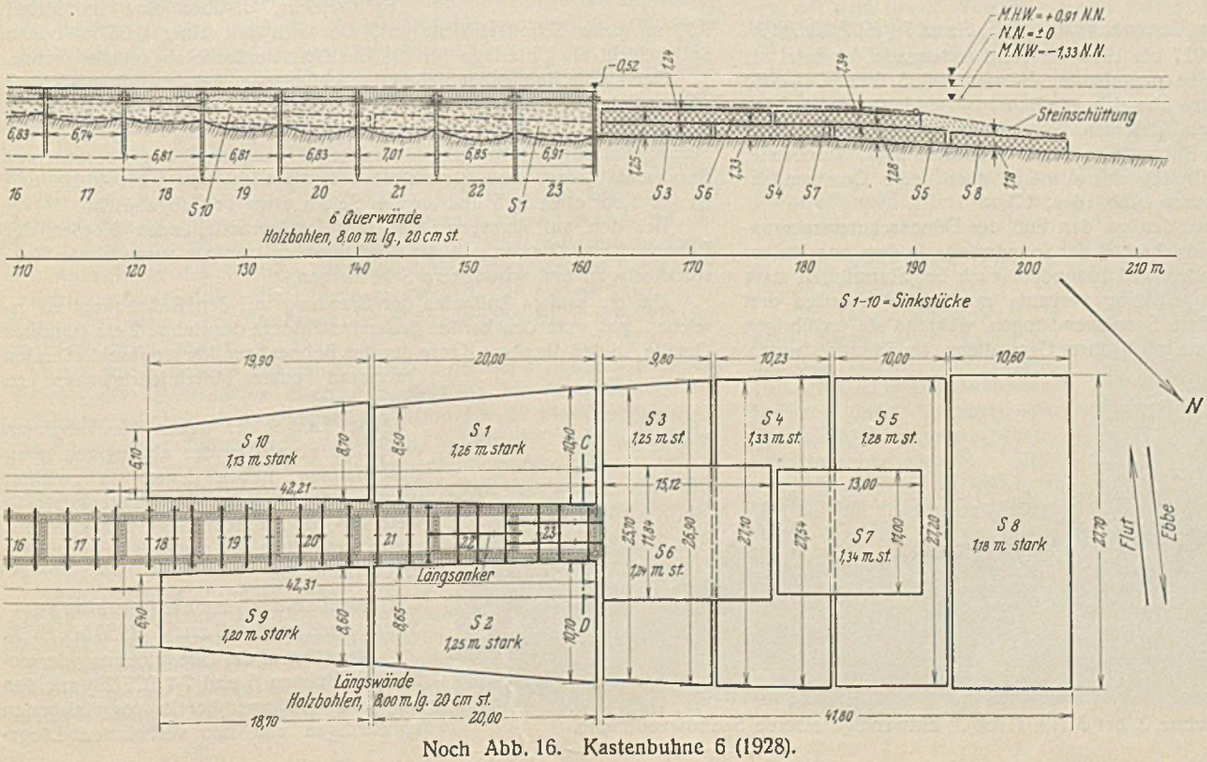


Abb. 15. Buhne 8 bei MHW (1933).
Buschbuhne mit Pflasterdecke.

[3]) Dr.-Ing. Heiser, Verteidigung der Küsten gegen das Meer an Küsten mit und ohne vorwiegende Sinkstoffführung. Bautechn. 1932.



Zu Abb. 16. Querschnitte der Kastenbuhne 6.



Noch Abb. 16. Kastenbuhne 6 (1928).

Abb. 17. Buhne 6 bei MNW (1928).
Eiserne und hölzerne Spundwandkasten.

Löhne — für die Beschaffung der Spundbohlen, Kanthölzer und Basaltsäulen wurden rd. 26 300 RM verausgabt — auf die Unterhaltung der Strandbuhnen verbuchte.

Nachdem sich diese Probebuhne in den Winterstürmen 1925/26 gut bewährt hatte, während die abgepflasterten alten Buschbuhnen erneut starke Zerstörungen erlitten hatten, war die Frage der beim Neubau der Buhnen 1 bis 7 zu wählenden Bauart zugunsten der massiven entschieden, nachdem auch durch Vergleichsanschläge die Wirtschaftlichkeit eines Neubaues gegenüber einer Instandsetzung der alten Werke nachgewiesen war.

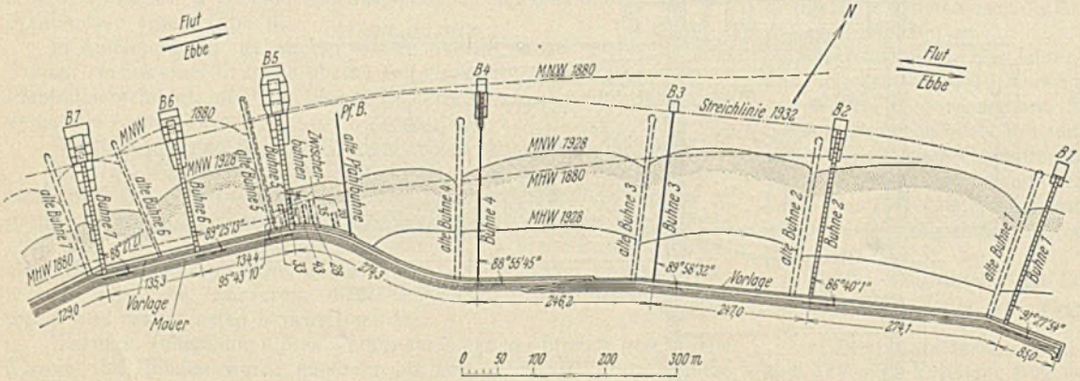


Abb. 18. Lageplan der Strandbuhnen 1 bis 7 am Nordweststrande Borkums.

c) Neubau der hölzernen Kastenbuhnen 1, 2, 5, 6 und 7 (1927 bis 1929).

Die in den Jahren 1927 bis 1929 am Nordweststrande der Insel als Ersatz der abgängigen alten neuerbauten Buhnen 1, 2, 5, 6 und 7 — die Buhnen 3 und 4 zeigen eine abweichende Bauart — erhielten demzufolge einen von teerölgetränkten kiefernen bzw. eisernen Spundwänden der Bauart Larssen begrenzten Buhnenhauptkörper (Buhnen 5 und 7 5 m Breite, Buhnen 1, 2 und 6 4 m Breite), der alle 7 m durch eine Querwand in Buhnenfelder unterteilt wurde (Abb. 16 u. 17).

Die Buhnenwurzeln wurden an den Fuß der Dünenschutzmauer angeschlossen. Um die Standsicherheit der Spundwände in dem unmittelbar vor dem Mauerfuß liegenden und besonders auch bei Sturmfluten stark aufgewühlten Strande zu erhöhen, verbaute man bei den ersten drei Buhnenfeldern etwas größere Spundwandlängen, während sie im übrigen so bemessen wurden, daß sie mit $^2/_3$ ihrer Gesamtlänge im Strande standen.

In Berücksichtigung der vor dem Mauerfuß im Strande eingebetteten, aus Mauer- und Buhnenschäden stammenden Trümmer der Schutzwerke wurden die ersten drei Buhnenfelder der Buhnen 5, 6 und 7 aus eisernen Spundbohlen der Bauart Larssen, Profil II (ohne Cu-Zusatz), hergestellt. Bei der Buhne 2 wurden durch Verwendung eines vorhandenen Bestandes gebrauchter Spundbohlen die ersten sieben Felder aus solchen gerammt.

Um ein Auslaufen des zur Füllung der Spundwandkasten eingebrachten feinkörnigen Dünensandes zu verhindern, dichtete man die Fugen zwischen den einzelnen hölzernen Spundbohlen bis 0,50 m unter der jeweils im Kasten vorhandenen Strandhöhe durch 0,15 m breite, mit einem 0,20 m breiten Asphaltfilzpappenstreifen unterlegte Schalbretter ab. In den Ecken jedes Feldes setzte man ebenfalls mit der Filzunterlage versehene Kanthölzer 10/10 ein, die mit der Spundwand vernagelt wurden.

Diese zur völligen Abdichtung der Felder durchgeführten Maßnahmen waren bei den von eisernen Bohlen umschlossenen Kasten nicht erforderlich, da hier aus der Rostbildung in den Schloßverbindungen eine völlige Dichtigkeit der Wände zu erwarten war.

Um den Längsverband der Spundwände sicherzustellen, versah man sie beiderseitig mit kräftigen Zangen, die bei den eisernen Wänden durch Schrauben, bei den hölzernen durch einzöllige feuerverzinkte Schraubenbolzen und eichene Holznägel miteinander verbunden waren. Zur Erhöhung der Steifigkeit des Bauwerks erhielten die Längswände ferner in jedem Feld eine Verbindung durch drei feuerverzinkte und mit Spannschlössern versehene Rundeisenanker von 50 mm Durchm., während in den beiden äußersten Feldern zur Sicherung der Querspundwände außerdem noch Längsanker eingezogen wurden.

Der in die Spundwandkasten eingebrachte Dünensand wurde in den ersten acht bis elf Feldern durch eine Sandbetonschicht im Mischungsverhältnis 1 : 8 (Buhnen 5 und 7) bzw. eine Kiesbetonschicht im Verhältnis 1 : 3 : 5 (Buhnen 1, 2 und 6) abgedeckt, die mit einer in Zementmörtel 1 : 2 vermauerten Klinkerrollschicht verkleidet wurde. Zum glatten Ablauf des Seewassers erhielt die Klinkerdecke bei den beiden erstgebauten Buhnen einen Stich von 20 cm, bei den nachfolgenden jedoch zur Verminderung seitlicher Schubwirkung auf die Spundwände nur einen solchen von 5 cm. Aus letzterem Grunde wurde auch bei diesen Buhnen zwischen der Betonsowie Klinkerabdeckung und den sie umschließenden Spundwänden eine mit einer Mischung aus gleichen Teilen Goudron und Sand-vergossene Dehnungsfuge angeordnet.

In den mit Basaltsäulen abgepflasterten Buhnenfeldern, bei denen die Herstellung einer Klinkerdecke wegen zu tiefer Lage der Buhnenkrone nicht mehr durchführbar war, brachte man auf die Sandfüllung zunächst eine 0,15 m hohe Splittschicht, darüber eine im Mittel 0,30 m dicke Schotterschicht auf, die noch mit einer 0,05 m hohen Splittschicht als Unterlage für die Basaltpflasterdecke abgeglättet wurde.

Der an die Buhnenhauptkörper anschließende, bei den Buhnen 5 bis 7 auf ausgedehnten Sinkstückunterlagen ruhende Schüttungskörper, der in der Verlängerung der Buhnenachsen auf 25 bis 40 m Länge — je nach der Mächtigkeit der Schüttungen — annähernd waagerecht liegt, besteht aus Basaltschüttsteinen und Bleischlacken im Gewicht von 5 bis 40 kg und ist vor Kopf etwa 1 : 5 und an den Seiten etwa 1 : 4 abgeböscht.

Bei den auf geringeren Wassertiefen herzustellenden Köpfen der Buhnen 1 und 2 erforderte die Kopfsicherung weniger ausgedehnte Sinkstückvorlagen und schwächere Schüttungen.

Um ein sanftes Auflaufen der Brandung auf den Buhnenkopf zu erreichen, gab man den beiden äußersten Feldern der Buhne 2 ein stärkeres Gefälle, so daß die obere Kante der den Buhnenhauptkörper abschließenden Querwand unter Mittelniedrigwasser zu liegen kam.

Die Länge der neuen Kastenbuhnen entspricht etwa der der abgängigen alten Buschbuhnen, neben denen sie errichtet wurden, doch wurden die Buhnenköpfe so weit vor- bzw. zurückverlegt, daß sich eine glatte Streichlinie des neuen Buhnensystems ergab (Abb. 18).

d) Neubau der einwandigen eisernen Spundwandbuhnen 3 und 4 (1930 bis 1932).

Die während der Überwinterung der unfertigen Buhnen 5 und 7 (1927/28) mit den auf größere Längen bereits vorgetriebenen einwandigen und nur verholmten Längs-

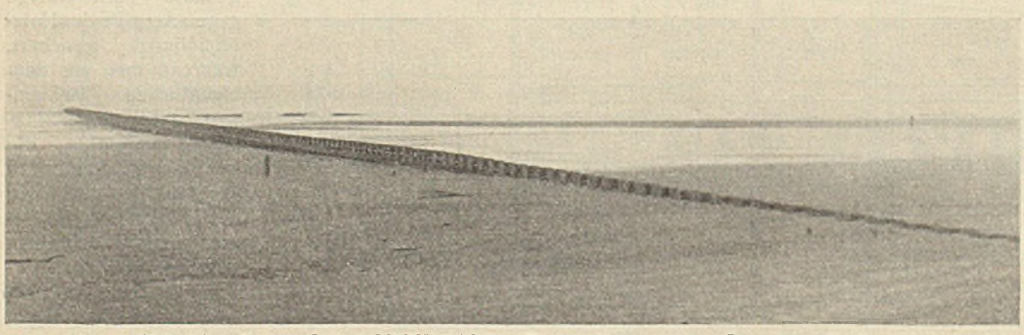


Abb. 19. Buhne 3 bei MNW (1930). Einwandige eiserne Spundwandbuhne.

spundwänden gesammelten günstigen Erfahrungen ließen den Entschluß reifen, die beiden letzten Buhnen 3 und 4 des neuen Buhnensystems als einwandige eiserne Spundwandbuhnen (Abb. 19 u. 20) auszubilden, zumal sie eine geschütztere Lage aufwiesen und die

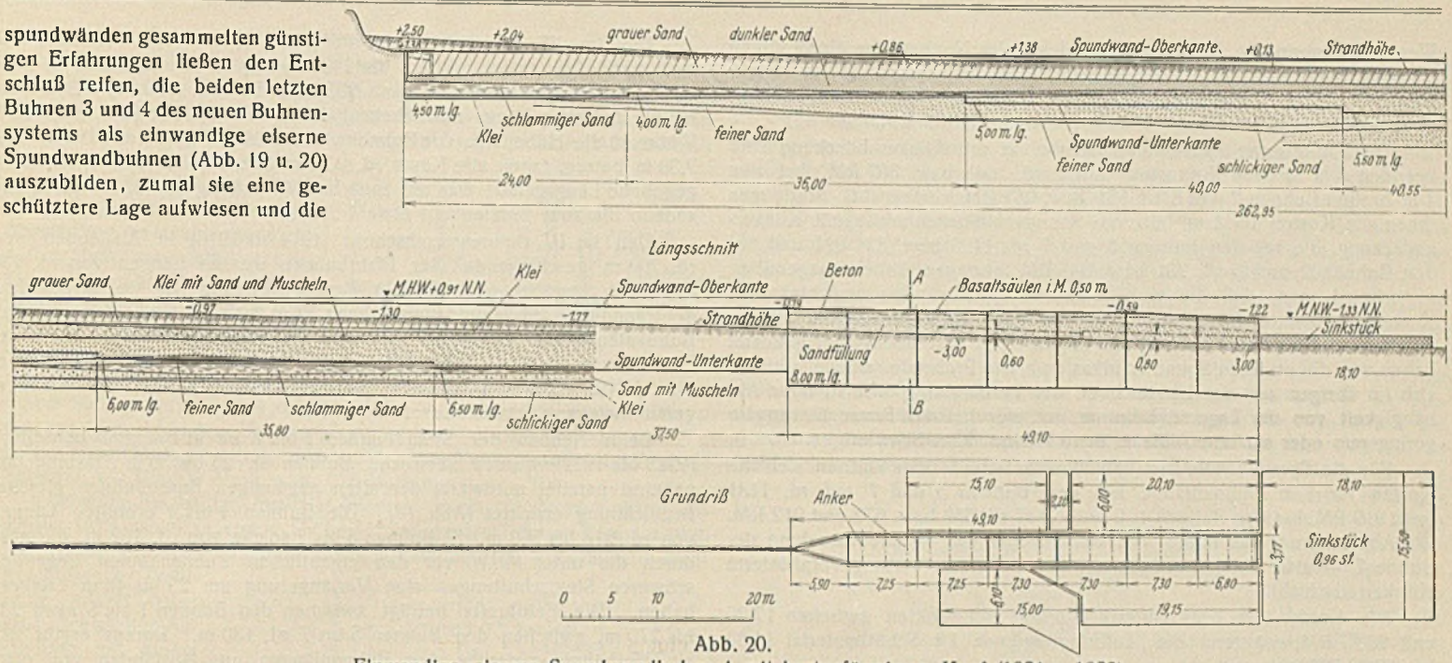
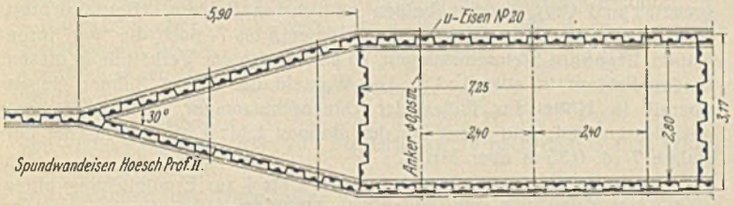


Abb. 20.
Einwandige eiserne Spundwandbuhne 4 mit kastenförmigem Kopf (1931 u. 1932).



Zu Abb. 20. Übergang der einwandigen Spundwandbuhne zum Buhnenkopf. Grundriß.

Verwendung eiserner Spundwände unbedingte Sicherheit gegen die Angriffe des Bohrwurms und der Bohrasssel bot. Der Verrostung des Eisens war nach den inzwischen am Borkumer Strande an Versuchswänden gemachten Erfahrungen bei Verwendung kupferhaltiger Spundwandeisen keine ausschlaggebende Bedeutung beizumessen, da sie sich nach den vom Spundwandlaboratorium der Dortmunder Union durchgeführten Untersuchungen als äußerst gering erwiesen hatte. Recht günstige Ergebnisse ergab auch die Untersuchung der nicht gekupferten Versuchsbohlen.

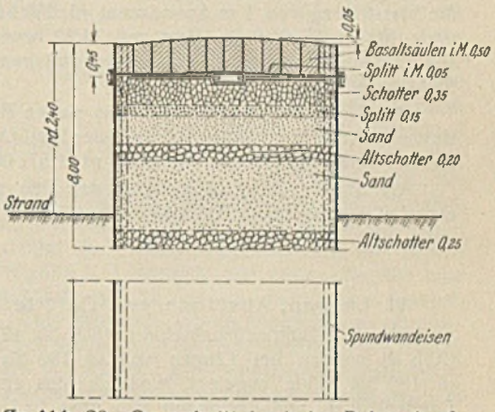
Auch wurde festgestellt, daß der Zusammenhang einer aus einzelnen Bohlen bestehenden Wand infolge der aus dem feinkörnigen Dünensand und der Verrostung des Eisens eingetretenen völligen Verkittung der Schlösser ein ausgezeichneter und damit eine einwandige eiserne Spundwandbuhne als eine durch die Schloßverbindungen nicht unterbrochene durchlaufende Eisenwand anzusprechen war.

Nicht zuletzt konnten auch durch den Bau eiserner Spundwandbuhnen gegenüber den bisher gebauten 5 bzw. 4 m breiten Kastenbuhnen erhebliche Kosten erspart werden.

Demzufolge wurde die Buhne 3 im Jahre 1930 als einwandige eiserne Spundwandbuhne aus 3,50 bis 6 m langen Spundwandeisen mit Kupferzusatz (Bauart Hoesch, Profil II) errichtet (Abb. 19). Zur Erhöhung der Längssteifigkeit erhielt die Wand eine beiderseitige Verholmung aus ⊏ 20. Vor dem Fuß der Dünenschutzmauer wurden auch hier in Berücksichtigung der Aufwühlung des Strandes bei Sturmfluten etwas längere Bohlen gerammt, im übrigen aber die Längen so gewählt, daß sie mit etwa $^2/_3$ im Strande standen. Zur Sicherung des Spundwandkopfes wurde vor ihn ein Sinkstück geworfen.

Bei der letzten, in den Jahren 1931/32 gebauten Buhne 4 (Abb. 20) wurde einer einwandigen eisernen Spundwand ein kastenförmig ausgebildeter Buhnenkopf vorgerammt, um damit sowohl die Standsicherheit des Bauwerks in diesem, den Angriffen der See am stärksten ausgesetzten Teile zu erhöhen, wie auch durch Massenbildung dem Buhnenkopf genügende Widerstandsfähigkeit zu geben (Abb. 21). Die beiden äußersten Buhnenkopffelder erhielten, wie bei der Buhne 2, ein stärkeres Gefälle nach See zu, um ein glattes Auflaufen der Brandung auf den flach ansteigenden Buhnenkopf sicherzustellen.

Sämtliche Spundwände wurden durch beiderseitig angeschraubte ⊏-Eisen verholmt und die Längswände des kastenförmigen Kopfes durch Queranker miteinander verbunden. Die von den eisernen Spundwänden umschlossenen sieben Buhnenfelder des Kopfes, die bis auf das dreieckige Anschlußfeld eine Länge von rd. 7,25 m bei einer Breite von rd. 3,17 m besitzen, wurden mit Dünensand aufgefüllt, dessen nacheinander eingebrachte Schichten man jeweils zur Erschwerung eines Herausschlagens durch die in die einzelnen Felder über die Querwände bei steigendem Wasser einfallende Brandung mit — aus Baustoffen der alten Buhnen gebrochenem — Altschotter abdeckte. Auf die oberste Sandlage wurde eine 0,15 m hohe Splitt-, darüber eine 0,35 m hohe Schotterschicht und darauf zur Abgleichung nochmals eine 0,10 m dicke Splittschicht aufgebracht. Die Abpflasterung der Spundwandkasten des Kopfes geschah in bewährter Weise mit Basaltsäulen von 40 bis 50 cm Höhe, die beim Abbruch der alten Buhne 4 gewonnen waren.



Zu Abb. 20. Querschnitt durch den Buhnenkopf.

Der Buhnenkopf wurde ringsum durch Sinkstücke gesichert, die aber nur mit dem für die Versenkung und spätere feste Lage auf dem Grunde erforderlichen Belastungsmaterial versehen wurden.

Mit der Fertigstellung dieses Bauwerks im Jahre 1932 war die auf Grund der gesammelten Erfahrungen nach neuzeitlichen Gesichtspunkten vorgenommene Erneuerung der Buhnen am Nordweststrande der Insel beendet.

10. Neubaukosten der Buhnen 1 bis 7.

Die Herstellungskosten der neuen Strandbuhnen haben bei den 5 m breiten, rd. 162 bzw. 161 m langen Spundwandkastenbuhnen 5 und 7 mit ihren ausgedehnten, durch schwere Steinschüttungen abgedeckten Sinkstückvorlagen rd. 381 000 bzw. 357 000 RM, für die in gleicher Bauart errichtete, jedoch nur 4 m breite Buhne 6 rd. 281 000 RM betragen. Die auf höherem Strande und geringeren Wassertiefen erbauten, ebenfalls 4 m breiten, rd. 210 bzw. 240 m langen Buhnen 1 und 2 kosteten rd. 166 000 bzw. 203 000 RM.

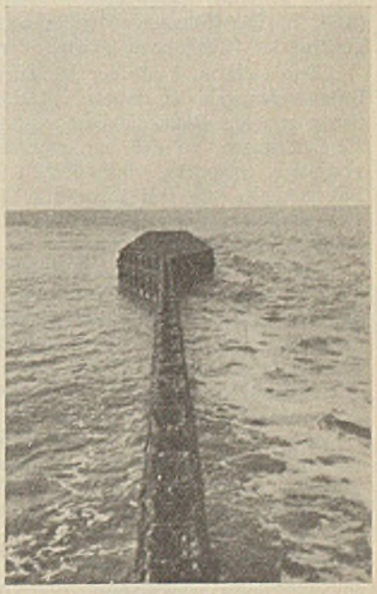


Abb. 21.
Kopf der Buhne 4 bei MNW (1932).

Wesentlich geringere Baukosten erforderte der Neubau der einwandigen eisernen Buhnen 3 und 4; sie beliefen sich bei der rd. 237 m langen Buhne 3 auf rd. 62 000 RM und bei der mit einem kastenförmigen Kopf versehenen rd. 263 m langen Buhne 4 auf rd. 121 000 RM.

Für 1 m eiserne Spundwandkastenbuhne mit Klinkerabdeckung sind bei den 5 m breiten Buhnen 5 und 7 rd. 1048 bzw. 867 RM, bei den 4 m breiten Buhnen 2 und 6 rd. 551 bzw. 961 RM verausgabt. Stellt man ihnen die Kosten für 1 m hölzerne Spundwandkastenbuhne mit Klinkerabdeckung, die bei den Buhnen 5 und 7 rd. 1196 bzw. 821 RM und bei den Buhnen 2 und 6 rd. 731 bzw. 945 RM betragen haben, gegenüber, so erkennt man, daß die von hölzernen Spundwänden umschlossenen Kasten, auch unter Berücksichtigung der nach dem Buhnenkopf hin zunehmenden Länge der Bohlen, im allgemeinen fast ebensoviel gekostet haben wie die eisernen Spundwandkasten. Die Preisunterschiede erklären sich im übrigen aus der Ungleichheit der Verdingungspreise in ihrer Abhängigkeit von der Lage der Buhne und der bei der Bauausführung in geringerem oder stärkerem Maße zu überwindenden Schwierigkeiten.

Für die Spundwandkasten mit Basaltpflasterdecken stellten sich die Kosten für 1 m Buhnenlänge bei den Buhnen 5 und 7 auf rd. 1131 bzw. 919 RM, bei den Buhnen 1, 2 und 6 auf rd. 659 bzw. 672 und 912 RM. Die Abpflasterung der Felder mit Basaltsäulen war — mit Ausnahme der Buhne 7 — also billiger als die auf der Betonunterbettung verpflasterte Klinkerrollschicht.

Die Kosten für 1 m³ Sinkstückvorlage schwankten zwischen 17,20 und 23,67 RM, während die Aufbringung von 1 t Schüttmaterial 14,80 bis 19,03 RM gekostet hat.

Bei den einwandigen eisernen Spundwandbuhnen 3 und 4 erforderte die Herstellung von 1 m Spundwand rd. 230 bzw. 228 RM. Der Einheitspreis für die Sinkstücke liegt mit 24,20 bzw. 25,27 RM über dem der anderen Buhnen und erklärt sich aus der geringen Masse der herzustellenden Sinkstücke.

Die Gesamtneubaukosten des aus sieben Buhnen bestehenden neuen Buhnensystems am Nordweststrande der Insel (Abb. 18) — die alten Buschbuhnen sind abgebrochen — haben rd. 1 571 000 RM betragen.

Auf die im Jahre 1933 durch den Bau zweier Unterwasserbuhnen eingeleiteten weiteren Maßnahmen zur Sicherung der Insel wird weiter unten noch eingegangen werden.

11. Längen, Abstände und Gefälle der Strandbuhnen.

Die im I. Buhnenbauabschnitt (1869 bis 1879) erbauten Hauptbuhnen (Abb. 2) wurden bei Längen von rd. 180 bis 200 m in Abständen von rd. 180 bis 200 m angelegt, wodurch sich ein Verhältnis zwischen den Buhnenlängen und Abständen von etwa 1 : 1 bis 1 : 1 $^1/_4$ ergab. Die in die Randdünen eingebundenen Buhnenwurzeln lagen etwa 1,40 bis 1,60 m über MHW, die Köpfe etwa 1,40 m über MNW. Das Längsgefälle war von der Wurzel aus auf rd. 80 m Länge 1 : 40 bis 1 : 50 und sodann bis zum Buhnenkopf 1 : 70 bis 1 : 80, mit Ausnahme der Buhnen VI [7] und VII [5], die ein durchgehendes Längsgefälle von etwa 1 : 60 erhielten.

Die Notwendigkeit einer Verringerung der Feldbreiten führte in den Jahren 1873 bis 1877 zur Einschiebung leichterer, ebenfalls 180 bis 200 m langer Hilfsbuhnen zwischen die Hauptbuhnen, wodurch sich das Verhältnis zwischen Länge und Abstand der Buhnen in etwa 1 : $^1/_2$ änderte (Abb. 2). Die Höhenlage der Buhnenwurzeln und Köpfe wie das Längsgefälle der Hilfsbuhnen glichen denen der ersten fünf Hauptbuhnen.

Durch die im Laufe der Jahrzehnte vorgenommenen Umbauten und Instandsetzungen der Haupt- und Hilfsbuhnen, wie vor allem durch die Sackungen des Buhnenkörpers erfuhr auch das Längsgefälle mancherlei Veränderungen, so daß es heute nicht mehr dem beim Neubau hergestellten entspricht. Insonderheit hat sich auch die Höhenlage der Buhnenköpfe zum Teil sogar erheblich geändert, da die den Angriffen in besonderem Maße ausgesetzten Köpfe im Laufe der Jahre mehr oder weniger stark versackt sind.

Den im II. Buhnenbauabschnitt (1886 bis 1894) auf dem Südweststrande erbauten acht weiteren Buhnen wurden Längen von 180 bis 190 m gegeben. Da dieser Teil des Strandes den Angriffen der Naturgewalten aber nicht so stark wie der Weststrand ausgesetzt war, konnten die Buhnen in größeren Abständen errichtet werden. Die ersten vier Buhnenfelder besitzen demzufolge Breiten von rd. 140 m, die bei den nach Süden anschließenden von rd. 185 auf rd. 200 m zunehmen (Abb. 6). Zwischen Buhnenlängen und -abständen bestand somit bei den ersten vier Buhnenfeldern ein Verhältnis von etwa 1 : $^3/_4$, bei den übrigen von etwa 1 : 1. Die Buhnenwurzeln wiesen gleichfalls Verschiedenheiten in ihrer Höhenlage auf, die zwischen rd. 1,30 und 2,00 m über MHW schwankte, während die Buhnenköpfe 0,80 bis 0,90 m über MHW angeordnet waren. Die Buhnen 18 bis 20 sowie 24 und 25 erhielten ein durchgehendes Längsgefälle von etwa 1 : 60, während die Rücken der Buhnen 21 bis 23 zunächst auf 35 m Länge unter etwa 1 : 50 und sodann bis zum Buhnenkopf unter etwa 1 : 90 abfielen.

Die im III. Buhnenbauabschnitt (1905/06) auf dem breiten Nordweststrande erbauten, rd. 215 bis 240 m langen Strandbuhnen 1 bis 4 teilten ihn in Feldbreiten von rd. 235 bis 255 m auf (Abb. 6). Das Verhältnis zwischen Länge und Abstand der Buhnen ist demnach etwa 1 : 1. Während die Höhenlage der Buhnenwurzeln über MHW rd. 2,0 bzw. rd. 2,30 m betrug, lagen alle Köpfe rd. 0,70 m über MNW. Das den Buhnen gegebene Längsgefälle war auf zunächst 100 m Länge 1 : 60 bis 1 : 70 und sodann bis zum Buhnenkopf etwa 1 : 90.

Den im IV. Buhnenbauabschnitt (1914 bis 1916) in Abständen von rd. 200 m geschlagenen vier Pfahlbuhnen wurden Längen von rd. 230 bis 347 m gegeben (Abb. 6). In Berücksichtigung der tief in den Fuß der Randdünen eingebundenen Buhnen kann man das Verhältnis zwischen Buhnenlänge und Feldbreite mit etwa 1 : 1 angeben. Die Wurzeln der Pfahlbuhnen waren 1,50 bis 2,00 m über MHW, die Köpfe etwa 0,60 m über MNW gelegt. Das durch mehrere Absätze unterbrochene Längsgefälle schwankte zwischen etwa 1 : 90 bis 1 : 140.

Beim Neubau der Strandbuhnen 1 bis 7 im V. Buhnenbauabschnitt (1925 bis 1932) wurden sämtliche Buhnen in 25 bis 30 m Abstand annähernd parallel nordwärts der alten abgängigen Buschbuhnen gleicher Bezeichnung errichtet (Abb. 18). Die Buhnen 1 bis 4 erhielten Längen von rd. 210 bis 260 m, die Buhnen 5 bis 7 solche von rd. 162 m, die aber durch die unter MNW vor den eigentlichen Buhnenköpfen liegenden schweren Steinschüttungen eine Verlängerung um 25 bis 40 m erfahren haben. Die Feldbreite beträgt zwischen den Buhnen 1 bis 5 etwa 245 bis 270 m, zwischen den Buhnen 5 bis 7 rd. 130 m. Daraus ergibt sich ein Verhältnis zwischen den Buhnenlängen und Abständen von etwa 1 : 1$^1/_4$ im nördlichsten, etwa 1 : 1 in den von den Buhnen 2 bis 4 begrenzten und 1 : $^4/_5$ in den beiden südlichsten Feldern. Berücksichtigt man jedoch bei den Längen der Buhnen 5 bis 7 noch die vor ihren Köpfen liegenden Steinschüttungen, so ändert sich das Verhältnis in diesen beiden Feldern in etwa 1 : $^2/_3$. Die Wurzeln der neuen Buhnen liegen überall in Höhe des Fußes der Dünenschutzmauer, an die sie angeschlossen sind, und somit bei den Buhnen 1 bis 6 rd. 0,45 m, bei der Buhne 7 rd. 0,35 m über MHW.

Während die Köpfe bei den Buhnen 2 bis 4 zur Ermöglichung eines sanften Auflaufens der Brandung bis MNW-Höhe herabgezogen sind, weisen sie bei den Buhnen 1 sowie 5 bis 7 Höhenlagen von 0,40 bis 1,00 m über diesem Wasserstande auf.

Über das Längsgefälle der Buhnen bleibt zu berichten, daß es bei den Buhnen 1 bzw. 5 bis 7 ein von der Wurzel bis zum Kopfe gleichmäßiges von etwa 1 : 95 bzw. 1 : 90 ist. Bei den Buhnen 2 und 3 liegt der Buhnenrücken zunächst auf 26 bzw. rd. 42 m waagerecht und fällt sodann wie bei den anderen Buhnen etwa unter 1 : 90 bis 1 : 100 ab. Der eigentliche Buhnenkopf weist bei diesen beiden Buhnen auf rd. 14 m Länge ein Gefälle von etwa 1 : 19 bzw. 1 : 18 auf. Der Rücken der eisernen Spundwandbuhne 4 endlich senkt sich gleichmäßig unter annähernd 1 : 135 und fällt nur im kastenförmigen Buhnenkopf mit einem Gefälle von etwa 1 : 50 bis etwa auf MNW-Höhe ab.

Zusammenfassend ergibt sich, daß das Verhältnis zwischen den Buhnenlängen und Feldbreiten an dem den Angriffen der See am meisten ausgesetzten Weststrande etwa 1 : $^1/_2$ ist und, nach einem solchen von etwa 1 : $^3/_4$ zwischen den Buhnen 17 bis 21, am günstiger gelegenen Borkumer Südstrande etwa 1 : 1 beträgt. Am stark bedrohten Übergange vom West- zum Nordweststrande ist zwischen den Längen der Buhnen 5 und 7 und den Breiten der von ihnen begrenzten Buhnenfelder ein Verhältnis von etwa 1 : $^4/_5$ — bei Berücksichtigung der Steinschüttungen vor den Buhnenköpfen sogar von 1 : $^2/_3$ — vorhanden. Auf dem eigentlichen Nordweststrande ändert sich das Verhältnis wieder in etwa 1 : 1 und ist im nördlichsten Buhnenfeld etwa 1 : 1$^1/_4$. Die von R. Schmidt und Dr.-Ing. Heiser[4]) entwickelten Grundsätze über das Verhältnis zwischen Buhnenlängen und Abständen an Küsten ohne vorwiegende Sinkstoffführung finden somit in dem auf dem Borkumer Inselstrande geschaffenen Gesamtbuhnensystem eine Bestätigung.

Es ergibt sich ferner, daß die von den Buhnenköpfen gebildete Streichlinie — mit Ausnahme der des neuen Buhnensystems am Nordweststrande — infolge der verschiedenen Längen der Werke nicht die Form einer leicht geschwungenen und damit für die Tideströmungen günstigen Kurve, sondern eine zickzackförmige Gestalt besitzt (Abb. 6).

Da auch die Höhenlage der Wurzeln und Köpfe wie das Längsgefälle der Strandbuhnen zum Teil sogar erhebliche Unterschiede aufweisen, ist auch die Streichlinie des Mittelhochwassers auf den Buhnenrücken ein unregelmäßig verlaufender, bald vor- bald zurückspringender Linienzug. Diese Unregelmäßigkeiten im Gesamtbuhnensystem haben nachteilige Wirkungen der angreifenden Kräfte auf den Inselstrand zur Folge gehabt.

---

[4]) R. Schmidt u. Dr.-Ing. Heiser, Verteidigung der Küsten gegen das Meer an Küsten mit oder ohne vorwiegende Sinkstoffführung. XV. Internationaler Schiffahrtkongreß 1931. Zweite Abteilung Seeschiffahrt, zweite Frage.

B. Die Dünenschutzwerke.

1. Neu- und Umbau eines Pfahlschutzwerkes (1874 bis 1878).

Eine in den Herbststürmen des Jahres 1873 eingetretene Hinterspülung der in die Randdünen eingebundenen Wurzeln der in den Jahren 1869 bis 1873 auf dem Weststrande erbauten Strandbuhnen und Abbrüche an den Randdünen führten im folgenden Jahre zum Bau eines rund 520 m langen Pfahlschutzwerkes, das sich von der Hauptbuhne I [13] bis zur Hauptbuhne III [9] vor dem Dünenfuß erstreckte (Abb. 2.) Dieses erste, nach einem aus Holland übernommenen Vorbild errichtete Schutzwerk bestand aus einer Pfahlreihe, die in einem Steindamm stand, an den die vor ihm liegenden Buhnen sofort angeschlossen wurden (Abb. 22). Die Neubaukosten des Werkes betrugen rd. 195 000 Mark = rd. 375 Mark/m.

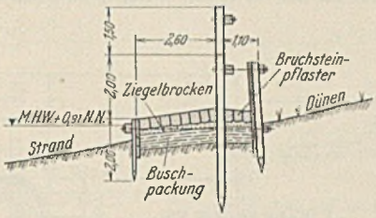


Abb. 22. Pfahlschutzwerk (1874).

Schwere Beschädigungen des Werkes durch die Märzsturmflut des Jahres 1878 gaben zu einem Umbau in schwererer Bauart Veranlassung. Die in ihren Zwischenräumen durch Einfügung von Rundhölzern dicht geschlossene Pfahlreihe erhielt dabei eine rückwärtige Absteifung mit einem durch Fußpfähle festgelegten Schwellenwiderlager. Der Steindamm wurde verstärkt, durch eine vordere und hintere hölzerne Spundwand von 1,50 m Länge abgeschlossen (Abb. 23) und zwischen der Hauptbuhne I [13] und der Hilfsbuhne 2 [12] noch durch eine 2,50 m breite Vorlage gesichert. Für den Umbau wurden rd. 38 000 Mark verausgabt.

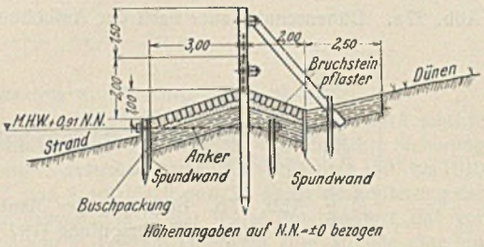


Abb. 23. Pfahlschutzwerk nach dem Umbau (1878).

2. Dünenschutzmauer.

a) Neubau und Umbauten (1875 bis 1932).

Inzwischen waren auf Grund der mit dem Pfahlschutzwerk gesammelten ungünstigen Erfahrungen zum Schutze der Randdünen gegen weitere Abbrüche beiderseits des Pfahlwerks Dünenschutzmauern errichtet (Abb. 2).

Das erste Teilstück war im Jahre 1875 im Anschluß an das Pfahlschutzwerk nach Süden in 414,50 m Länge zwischen den Hauptbuhnen I [13] und V [16] erbaut, dem im folgenden Jahre an das Pfahlschutzwerk nach Norden anschließend ein weiteres von 217,50 m Länge zwischen den Hauptbuhnen VI [7] und III [9] folgte. In Erweiterung dieser Schutzwerkteile schuf man im Jahre 1877 noch ein Mauerstück von 110,50 m Länge zwischen der Hauptbuhne VI [7] und der Hilfsbuhne 6 [6] (Abb. 2).

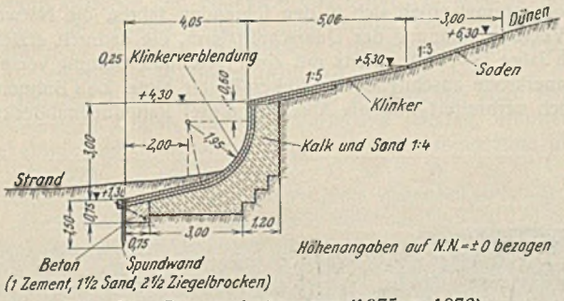


Abb. 24. Dünenschutzmauer (1875 u. 1876).

Den Schutzmauern der Jahre 1875 und 1876 war ein Profil gegeben, das aus dem Strande unter einer Neigung 1 : 5, die einen guten Übergang in den Strand schaffen sollte, zunächst anstieg, nach einem im Halbmesser von 1,95 m gekrümmten und bis 2,40 m über dem Mauerfuß reichenden Übergangsstück in 0,60 m Höhe senkrecht bis zur scharfkantig ausgebildeten Mauerkrone hochgeführt war und sodann in einer Neigung 1 : 5 an die auf 3 m Breite noch mit Grassoden abgedeckten Randdünen Anschluß fand (Abb. 24).

Das Dünenschutzwerk bestand aus einer Kalksandschale (1 T. Kalk, 4 T. Dünensand), die mit einer ein Stein dicken Klinkerverblendung versehen war. Der Stützung des Mauerfußes diente eine Betonschwelle im Mischungsverhältnis 1 Zement, $1^1/_2$ Dünensand und $2^1/_2$ Steinbrocken, vor die zur Sicherung gegen Unterspülung eine 1,50 m lange und 7 cm dicke, mit der Schwelle durch kurze Eisen verankerte Holzspundwand gerammt war.

Während der Mauerfuß auf + 1,30 NN, d. h. rd. 0,40 m über MHW, und die Bauwerkskrone 3 m darüber lag, führte man die die Dünen abdeckende Klinkerabpflasterung um ein weiteres Meter hoch.

Der Mauerquerschnitt des Jahres 1877 ähnelte dem vorstehend beschriebenen. Um jedoch eine bessere Abweisung der auf die Mauerschale auflaufenden Brandung zu erzielen, wurde dem 0,60 m hohen, bisher senkrecht aufgehenden Teil der Mauerschale eine geringe Neigung nach See zu gegeben, eine Maßnahme, die sich in der Folge allerdings als bedeutungslos erwies. Eine weitere Änderung bestand in der Höherlegung des Mauerfußes und damit des ganzen Profils um 0,08 m.

Die Kosten der bis zum Jahre 1877 in einer Gesamtlänge von 742,50 m Länge erbauten Schutzmauer stellten sich auf rd. 168 000 Mark = rd. 223,50 Mark/m.

Das Jahr 1878 brachte den Neubau einer Mauer von 90 m Länge zwischen der Hauptbuhne V [16] und der Hilfsbuhne 5 [17]. In Verlängerung nach Norden wurde im folgenden Jahre das Schutzwerk um 166,50 m bis zur Hauptbuhne VII [5] fortgeführt. Die mit den bereits bestehenden Mauerstrecken insonderheit während der Märzstürme des Jahres 1878 gesammelten Erfahrungen gaben Veranlassung, den Neubauten der Jahre 1878/79, die Aufwendungen in Höhe von rd. 55 000 Mark = rd. 214,50 Mark/m erforderten, einen anderen Querschnitt zu geben (Abb. 25), bei dem der Mauerkopf um 0,75 m höher gelegt und die anschließende Klinkerabpflasterung bis zu einer Höhe von 5 m über dem Mauerfuß hochgeführt war. Der Halbmesser des Übergangsstückes wurde von 1,95 auf 2,50 m vergrößert, die Mauerkrone abgerundet, die Dünenabpflasterung in einer Neigung 1 : 4 verlegt, der Kalksandschale eine andere Form und Stärke gegeben und die Klinkerverblendung in Zementmörtel 1 : $1^1/_2$ vermauert. Der Mauerfuß lag im Anschluß an die bestehenden Schutzwerkteile bei der Mauer vom Jahre 1878 auf + 1,30 NN, bei der vom Jahre 1879 auf + 1,38 NN. Zur Sicherung der unmittelbar an den Mauerfuß anschließenden Strandfläche gegen die Angriffe der vom Schutzwerk zurückgeworfenen Brandung wurde erstmalig eine 2,50 m breite, mit Bruchsteinen abgepflasterte Buschvorlage hergestellt und im Laufe des Jahres 1883 nachträglich auch vor den übrigen Teilen des Schutzwerkes auf einer Gesamtlänge von 742,50 m mit einem Kostenaufwande von rd. 33 000 Mark = rd. 44,50 Mark/m geschaffen.

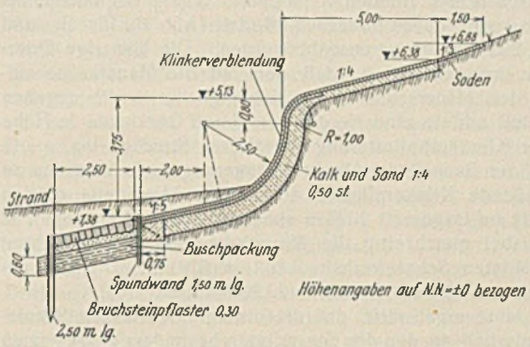


Abb. 25. Dünenschutzmauer (1878 bis 1881).

Als Ersatz des durch eine Sturmflut im Dezember 1881 schwer mitgenommenen Pfahlschutzwerkes wurde die noch zwischen den Hauptbuhnen I [13] und III [9] vorhandene Mauerlücke durch eine Dünenschutzmauer von rd. 495 m Länge geschlossen (Abb. 2). Dem etwa 20 m hinter dem Pfahlwerk erbauten Zwischenstück, dessen Neubau einschließlich des Anschlusses der Wurzeln der Buhnen 10 bis 13 an den Mauerfuß rund 108 000 Mark = rd. 218,50 Mark/m kostete, gab man die Form der im Jahre 1879 erbauten Mauer.

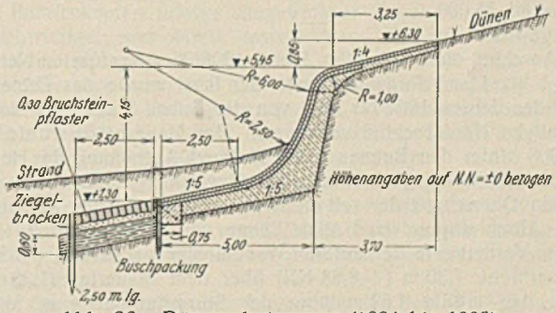


Abb. 26. Dünenschutzmauer (1884 bis 1889).

Nach Fertigstellung dieses Bauwerks reichte das Dünendeckwerk von der Hauptbuhne VII [5] bis zur Hilfsbuhne 5 [17], war also hinter den um diese Zeit vorhandenen Strandbuhnen auf rd. 1494 m Länge ausgebaut.

Nach mehrjähriger Pause wurde im Jahre 1884 zur Sicherung der Randdünen eine Verlängerung des Werkes nach Süden in Angriff genommen, die man in den Jahren 1888/89 noch fortsetzte und damit einen neuen, rd. 534 m langen Mauerteil schuf, der, hinter der Hilfsbuhne 5 [17] an

das bestehende Werk anschließend, bis etwa zur Mitte zwischen den Buhnen X [20] und XI [21] reichte (Abb. 6). Die Neubaukosten beliefen sich auf rd. 149 300 Mark = rd. 279,50 Mark/m. Die Strandbuhnen VIII [18] bis X [20] wurden erst nachträglich in den Jahren 1887 bis 1890 vor dem neuen Dünenschutzwerk angeordnet. Die Querschnittform der Mauerverlängerungen (Abb. 26) wich von den vorhergehenden insofern ab, als die Mauerkrone 4,15 m über dem auf + 1,30 NN angeordneten Mauerfuß lag und dem Schutzwerkskörper eine an sich standfestere Form gegeben wurde. Den vordem üblichen Krümmungshalbmesser der Mauer von 2,50 m behielt man nur im unteren Teil bei, vergrößerte ihn im oberen aber auf 6 m und gab damit die bisherige steile Form des Mauerkopfes auf.

Nach diesem Profil baute man in den Jahren 1886/87 auch die in den Jahren 1875 bis 1877 in einer Gesamtlänge von 742,50 m errichteten und noch eine scharfe Kronenausbildung aufweisenden Teile des Schutzwerks mit einem Kostenaufwande von rd. 17 000 Mark = rd. 22,90 Mark/m um.

Mit dem weiteren Ausbau des Buhnensystems am Südweststrande fand in den Jahren 1891 bis 1896 eine nochmalige Verlängerung des Dünenschutzwerkes nach Süden um 730 m (1891 320 m, 1893 160 m, 1896 250 m), von der Mitte zwischen den Buhnen X [20] und XI [21] beginnend, bis zu dem noch heute vorhandenen Südabschluß statt (Abb. 6), für die rund 213 900 Mark = rd. 293 Mark/m verausgabt wurden. Die bisherige Querschnittform änderte man dahin ab, daß dem an die Mauerkrone anschließenden Teil der Mauerschale eine Neigung von 1 : 12 gegeben wurde. Den Abschluß bildete eine Herdmauer, deren Oberkante in Höhe des Kantsteines der Klinkerabpflasterung der älteren Strecken lag.

Noch während der Bauzeit der Mauerverlängerung legte man das an die Krone anschließende Klinkerpflaster der älteren Mauerteile in den Jahren 1892 bis 1894 auf insgesamt 2028 m ebenfalls in eine Neigung 1 : 12 um und erhöhte dabei gleichzeitig die Mauerkrone der in den Jahren 1878 bis 1881 errichteten Schutzwerkstrecken um 0,40 m. Die Umbaukosten beliefen sich auf rd. 59 300 Mark = 29,20 Mark/m.

Im Laufe der Jahre ergab sich, daß die bisher ausgeführten Schutzmauerformen insonderheit an den den Sturmfluten besonders ausgesetzten Strecken ihren Zweck nicht voll erfüllten.

Eine besonders schwere Sturmflut im März 1906, die große Schäden hervorrief, gab Veranlassung, die Querschnittform an der den Angriffen der See am meisten ausgesetzten Mauerstrecke hinter den Buhnen 5 bis 11 auf rd. 750 m Länge durch eine auf die Herdmauer aufgesetzte 2,30 m hohe Betonwand mit Klinkerverblendung zu vervollständigen und hinter ihrer Krone noch die Sandhinterfüllung auf 3 m Breite mit einer Klinkerflachschicht abzudecken (Abb. 27a).

Die Aufhöhung der Herdmauer und ihre Hinterfüllung mit Dünensand kostete rund 75 000 Mark = 750 Mark/m.

Im Anschluß an den in den Jahren 1905/06 ausgeführten Neubau der Buhnen 1 bis 4 am Nordweststrande der Insel wurde das Dünenschutzwerk in den Jahren 1907 bis 1910 von der Buhne 5 aus nach Norden bis zum heutigen Nordabschluß verlängert. Das Mauerprofil wurde dem im Jahre 1906 hinter den Buhnen 5 bis 11 durch Aufhöhung der Herdmauer vervollständigten angeglichen mit der Abweichung, daß die Sandbetonschale den Querschnitt der seit dem Jahre 1884 erbauten Mauerstrecken und die Abschlußspundwand eine Länge von 2,50 m erhielt. Die abgerundete Vorderkante der unteren Wandelbahn war 4,05 m (+ 5,43 NN), die Mauerkrone 7,30 m (+ 8,68 NN) über dem Mauerfuß (1,38 NN) angeordnet, lag mithin 4,62 m über der Sturmfluthöhe vom März 1906 (+ 4,06 NN) bzw. 7,77 m über MHW (+ 0,91 NN).

Die Neubaukosten der rd. 1113 m langen Mauer stellten sich auf rd. 621 600 Mark = 558,50 Mark/m.

Nachdem in den Winterstürmen 1926/27 umfangreiche Schäden infolge Hinterspülung auch an dem aufgehöhten Profil zwischen den Buhnen 7 und 10 aufgetreten waren, wurde die als obere Wandelbahn genutzte 3 m breite Klinkerflachschicht auf einer 0,10 m starken Magerbetonunterlage verlegt und dahinter zur Abdeckung der Randdünen noch ein bis zu 12,90 m breites und 0,40 m hohes Schotterbett eingebracht (Abb. 27b). Für diese im Jahre 1927 durchgeführten Sicherungsmaßnahmen wurden rd. 14 200 RM verausgabt.

Nördlich der Wandelhalle am Weststrande erhielt die Mauer hinter den Buhnen 15 bis 15a auf rd. 100 m Länge im Jahre 1927 durch Verbreiterung der Wandelbahn von 3,65 auf 10 m und den Bau einer kräftigen Betonherdmauer zur Verhinderung erneuter Hinterspülung ebenfalls ein zweckmäßigeres Profil. Der aus Basaltinplatten bestehende Wandelbahnbelag wurde auf einer Magerbetonunterlage verlegt und die an die Herdmauer anschließende Dünenböschung mit Grassoden abgedeckt (Abb. 28). Die Bauarbeiten erforderten einen Betrag von rd. 27 000 RM = rd. 270 RM/m.

In grundsätzlich gleicher Art führte die Gemeinde Borkum im folgenden Jahre eine Verbreiterung der Wandelbahn um 10 m hinter den Buhnen 17 bis 22 auf rd. 750 m Länge zur Verbesserung der Zuwegung zum süd-

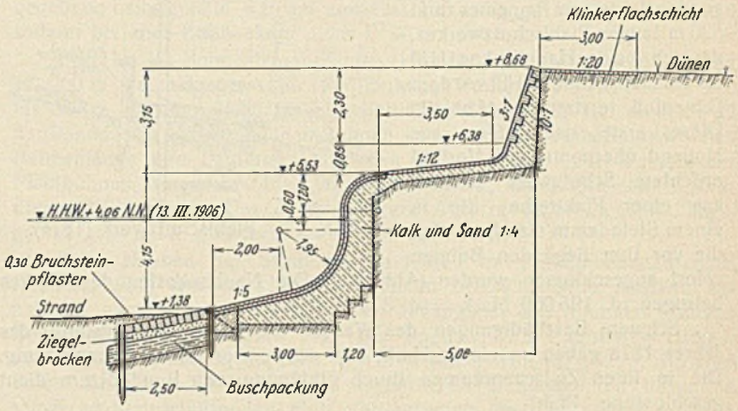


Abb. 27a. Dünenschutzmauer nach der Aufhöhung (1906).

Abb. 27b. Sicherung der Mauerkrone gegen Hinterspülung (1927).

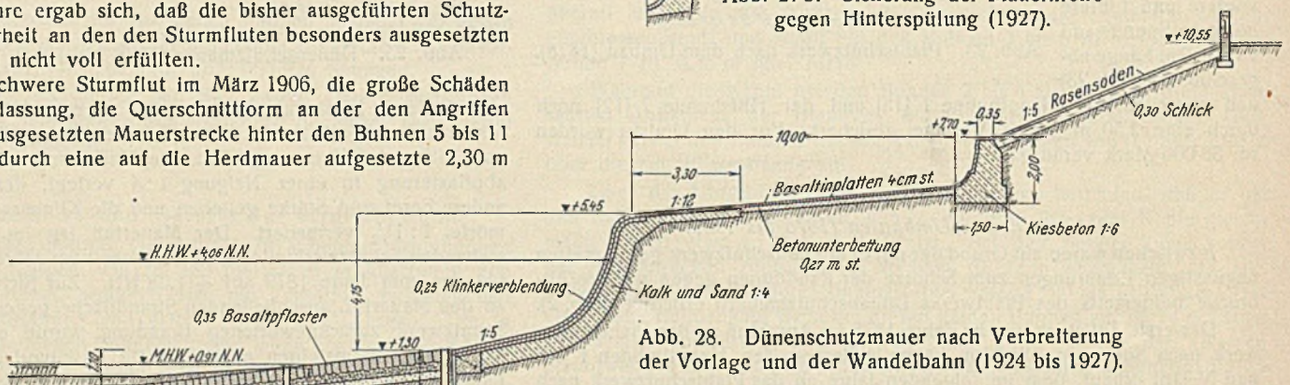


Abb. 28. Dünenschutzmauer nach Verbreiterung der Vorlage und der Wandelbahn (1924 bis 1927).

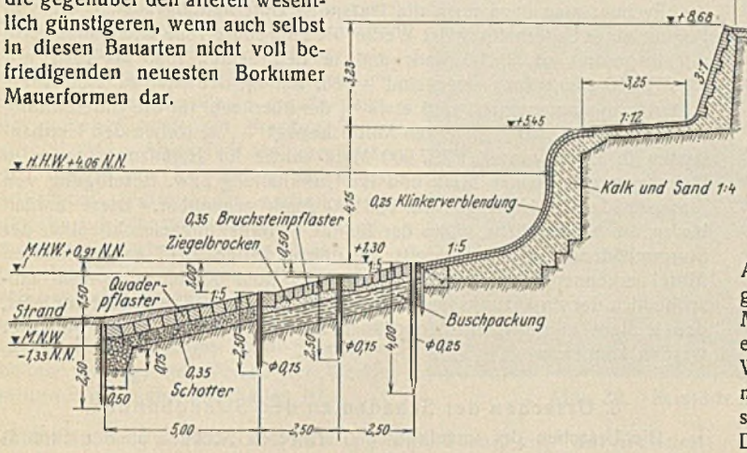
lichen Badestrand aus (Abb. 29). Die von der Gemeinde aufgebrachten Kosten, zu denen die Reichswasserstraßenverwaltung in Anerkennung der erzielten Verbesserung des Mauerprofils einen Zuschuß von 30000 RM leistete, betrugen rd. 171000 RM = rd. 228 RM/m.

Noch einmal ergab sich in den folgenden Jahren die Notwendigkeit einer Vervollkommnung der Querschnittsform, die dadurch erzielt wurde, daß im Jahre 1931 das bereits mit einer Betonunterbettung versehene, an die Mauerkrone anschließende Klinkerpflaster hinter den Buhnen 7 und 9 erheblich verbreitert und als Abschluß dieser Randdünenabdeckung eine

Abb. 29. Verbreiterung der Wandelbahn um 10 m südlich der Wandelhalle hinter den Buhnen 17 bis 22 (1928).
Aufnahme bei MNW.

Herdmauer errichtet wurde, die zur Abführung der vom Sturm über die Mauerkrone landwärts geschleuderten Spritzwassermengen durch drei Abflußrinnen unterbrochen war (Abb. 30).

Die im Jahre 1927 durch Verbreiterung der unteren Wandelbahn beiderseits der Wandelhalle, wie der oberen, in den Jahren 1931/32 zwischen den Buhnen 7 und 9 geschaffenen Dünendeckwerkprofile stellen die gegenüber den älteren wesentlich günstigeren, wenn auch selbst in diesen Bauarten nicht voll befriedigenden neuesten Borkumer Mauerformen dar.



b) Verbreiterung der Vorlage (1907 bis 1932).

Die starke Abnahme des Strandes vor dem Dünenschutzwerk machte im Laufe der Zeit an verschiedenen Stellen auch eine verstärkte Sicherung des Mauerfußes notwendig. Sie wurde erstmalig in den Jahren 1907 bis 1910 zwischen den Buhnen 5 und 8 sowie 15 und 17 durch Verbreiterung der Vorlage von 2,50 auf insgesamt 5 m in der Weise durchgeführt, daß vor die bestehende Fußsicherung in flachem Übergang zum Strande eine mit Bruchsteinen auf einer Schotterunterlage abgepflasterte Buschvorlage von 0,60 m Dicke eingebaut wurde. Den vorderen Abschluß bildete ein von einer Pfahlreihe begrenzter Saumquadergurt (Abb. 30). Die Kosten dieser Arbeiten lassen sich nicht mehr ermitteln, da sie seinerzeit nicht besonders gebucht sind.

Als man im Jahre 1924 zur Erneuerung der im Laufe der Jahre stark mitgenommenen Vorlage zwischen den Buhnen 15 und 17 schreiten mußte, entschloß man sich zu einer von der bisher üblichen abweichenden Ausbildung der Vorlage (Abb. 28). Auf der nur aus einer 0,25 m hohen Splitt- und 0,35 m hohen Schotterschicht bestehenden und an der Außenseite kofferartig in den Strand eingreifenden Unterbettung — auf rd. 100 m Länge wurden Senkfaschinen eingebracht — wurde eine durch Längs- und Querpfahlreihen unterteilte Pflasterdecke aus 0,35 m hohen Basaltsäulen versetzt. Als vorderer Abschluß der 10 m breiten Vorlage wurde eine dicht geschlossene Pfahlreihe eingespült.

Die Herstellungskosten der neuen Vorlage betrugen rd. 209 000 RM = rd. 663,50 RM/m = rd. 66,35 RM/m².

Bei der in den Jahren 1931/32 durchgeführten nochmaligen Vorlagenverbreiterung zwischen den Buhnen 6 und 8 um 5 m fand für die Herstellung der Unterbettung lediglich Steinschotter Verwendung. Die aus Sandsteinquadern gebildete Pflasterdecke erhielt gegen den Strand eine Begrenzung durch eine Pfahlreihe (Abb. 30).

Da sämtliche Baustoffe aus den beim Abbruch der alten Buhnen 1 bis 7 gewonnenen Altmaterialien zur Verfügung standen, erforderte die Vorlagenverbreiterung nur Aufwendungen für die Arbeitslöhne in Höhe von rd. 20 000 RM.

Im Herbst 1932 wurde auch die vor dem Mauerfuß vorhandene Vorlage von der Buhne 1 bis zum nördlichen Mauerabschluß auf 125 m Länge um 2,50 m verbreitert. Als seeseitiger Abschluß wurden erstmalig 4 m lange Spundwandeisen der Bauart Larssen, Profil X, gerammt, für deren Beschaffung man rd. 6500 RM verausgabte, während die sonstigen Baustoffe den Beständen entnommen und die Arbeitslöhne aus dem Unterhaltungsfonds bestritten wurden.

III. Die beim Neubau, der Unterhaltung und Verteidigung der Bauten gegen die See gewonnenen Erfahrungen.

A. Die Strandbuhnen.

1. Buschbuhnen mit Pflasterdecken und Pfahlbuhnen (1869 bis 1916).

Als man Ende der sechziger und Anfang der siebziger Jahre des vorigen Jahrhunderts mit dem Bau der ersten Strandbuhnen am Weststrande der Insel begann, besaß dieser noch eine solche Breite, daß die 180 bis 200 m langen, mit ihren Wurzeln in die Randdünen eingebundenen Buhnen mit den Köpfen etwa in der Linie des MNW lagen (Abb. 2). Ein Vorbau über diese Linie hinaus wurde nicht für erforderlich gehalten, da man nur den eigentlichen Inselstrand durch Buhnenbauten festlegen wollte, und galt auch nach den damaligen Anschauungen als kostspielig und technisch gewagt.

Die somit fast in voller Länge auf einem bei MNW trockenen Strande durchgeführten Buhnenneubauten bereiteten keine Schwierigkeiten.

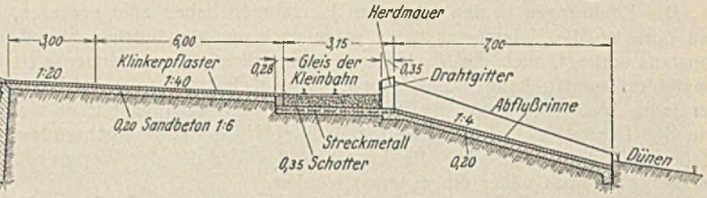


Abb. 30. Dünenschutzmauer mit verbreiterter Vorlage und vervollkommneter Sicherung gegen Hinterspülung (1931 und 1932).

Die Anfuhr der Baustoffe gestaltete sich schwierig und teuer — die Anfuhrkosten betrugen etwa $^1/_3$ des Preises der frei Borkumer Reede gelieferten Baustoffe —, da die auf dem Wasserwege herangeschafften Materialien aus den bei Ebbe trockenfallenden Küstenfahrzeugen im Hopp, einem von der Wattfläche der Insel in die Fischerbalje einmündenden Wasserlaufe, entlöscht werden mußten. Die ausgeladenen Baustoffe lagerte man sodann zunächst in den Wolde- oder Bantjedünen (Abb. 48) und fuhr sie von dort mit Pferdefuhrwerken zu den Baustellen am Strande ab. Die schweren Sandsteinquader wie die beim Neubau der Hauptbuhne VII [5] sowie der Verbreiterung der Hilfsbuhnen verwendeten Bruchsteine, wurden in tieferem Wasser von den Küstenfahrzeugen auf flachgehende Prahme umgeladen und am Ufer des Hopps durch eine auf einem Ladegerüst aufgestellte Winde an Land abgesetzt.

Durch die im Jahre 1878 von der Reede an der Fischerbalje bis zum Dorf angelegte Pferdebahn, die dem Antransport der zum Bau eines neuen Leuchtturmes benötigten Baustoffe diente, wurde auch die Anfuhr der Baustoffe für die Schutzbauten am Strande erheblich verbessert und diese später durch einen Kleinbahnbetrieb ersetzte Transportgelegenheit seither fast ausschließlich für die Heranschaffung der Baustoffe benutzt.

Die bei ihrer Erbauung dem Strande sowohl im Längs- wie im Querprofil möglichst angeschmiegten Buhnen erhielten im Laufe der Jahre infolge Abnahme des Strandes eine höhere Lage über der Strandfläche und boten damit der See günstigere Angriffsmöglichkeiten. Insonderheit wurden dabei die Buschunterlagen der Buhnen unterspült, sackten ab und brachten damit auch Teile der Pflasterdecke zum Einsturz. Diese Schäden wurden vor allem an den Buhnenköpfen wahrgenommen und zeigten sich in beträchtlichem Umfange schon nach einer nicht einmal besonders schweren Sturmflut im Herbst 1873.

Im Jahre 1878 mußten für die Instandsetzung einer Anzahl von Haupt- und Hilfsbuhnen bereits rd. 68 000 Mark und in den beiden folgenden Jahren für die Vervollkommnung der Querschnitte der Hilfsbuhnen durch Verbreiterung rd. 121 000 Mark aufgewendet werden. Erneute Beschädigungen der Buhnen gaben ferner in den Jahren 1883 bis 1889 zu einer Verstärkung verschiedener Hauptbuhnen und der Hilfsbuhne 4 [8] Veranlassung. Die Arbeiten, die insgesamt rd. 82 700 Mark erforderten, gestalteten sich nur an den Buhnenköpfen infolge eingetretener Zunahme der Wassertiefen etwas schwieriger und damit kostspieliger. Für die Beseitigung von Sturmschäden sind außerdem im Jahre 1884 rd. 19 500 Mark verausgabt. Diesen Kosten sind noch die nach den Angaben Fülschers[1]) im ersten Jahrzehnt nach der Vollendung der im I. Buhnenbauabschnitt (1869 bis 1879) errichteten Werke für die Unterhaltung jährlich aufgewendeten Kosten in Höhe von rd. 2000 Mark hinzuzurechnen.

Der im Jahre 1881 durch Spundwandkasten mit Pflasterdecken vorgenommene Anschluß der Buhnenwurzeln der Hilfsbuhnen 2 [12] und 3 [10] sowie der Hauptbuhnen I [13] und II [11] (Abb. 5) an dem in diesen Jahren vollendeten Schutzmauerteil bot auf dem hochwasserfreien Strande keine Schwierigkeiten.

Auch die im II. Buhnenbauabschnitt in den Jahren 1886 bis 1894 in Ausdehnung des bereits bestehenden Buhnensystems nach Süden errichteten sechs Haupt- und zwei leichteren Buhnen VIII [18] bis XV [25] (Abb. 7 u. 9) wurden auf einem breiten, für die Bauarbeiten günstigen Strande errichtet. Die Herstellung der in die MNW-Zone vorgebauten Köpfe konnte bei den noch geringen Wassertiefen ohne nennenswerte Behinderung des Bauvorgangs durchgeführt werden.

In seiner Abhandlung[1]), die mit der Vollendung dieser Buhnenneubauten abschließt, gibt Fülscher das Werturteil ab, daß von den verschiedenen Bauarten sich die Norderneyer am besten bewährt und nur geringe Unterhaltung gefordert hat. Diese Angabe trifft bis zum Zeitpunkte der Veröffentlichung Fülschers im Jahre 1905 zu, da die Strandverhältnisse im vorhergehenden Jahrzehnt, mit einem Höhepunkte etwa um die Jahrhundertwende, noch recht günstige waren. Sie hatten zur Folge, daß neben erträglichen Unterhaltungskosten — sie betrugen einschließlich der für die Dünenschutzmauer erforderlichen Unterhaltungsmittel von 1895 bis 1905 rd. 193 200 Mark —, die die Feststellungen

Fülschers bestätigen, für die Beseitigung ausgesprochener Sturmschäden an den Strandbuhnen ebenfalls nur verhältnismäßig geringe Mittel, und zwar in den Jahren 1897 bis 1905 für sämtliche Buhnen rd. 51 800 Mark verausgabt wurden.

Die Erfahrungen in den folgenden Jahrzehnten haben aber erwiesen, daß dort, wo die Neigung zu einer, wenn auch nur allmählichen Strandabnahme vorliegt, auch die Norderneyer Bauart nicht als nachahmenswert empfohlen werden kann, zumal wenn, wie auf Borkum, sich im Laufe der Jahre noch andere, für die Bauwerke besonders schädliche Einflüsse, wie der Bohrwurm- und Bohrasselbefall aller Holzteile, in wachsendem Maße geltend machen. Auf die Ursachen des Verfalls der Werke soll weiter unten noch näher eingegangen werden.

Den zur Sicherung des Nordweststrandes im III. Buhnenbauabschnitt in den Jahren 1905/06 errichteten Buhnen 1 bis 4 wurde, da die vorgenannten Erfahrungen nicht vorlagen, noch die Norderneyer Bauart gegeben (Abb. 10).

Beim Bau der Buhnen, die bis auf die in die MNW-Zone vorgetriebenen Köpfe auf hochwasserfreiem bzw. bei Ebbe trockenfallendem Strande durchgeführt werden konnten, traten besondere Erschwernisse nicht auf. Nur wirkte der Antransport der Baustoffe zu der vom Dorfe entfernt gelegenen Baustelle, die keinen Anschluß an die Inselbahn hatte, auf die Herstellungskosten verteuernd ein. Die im Jahre 1907 am Nordweststrande zwischen den Buhnen 4 und 5 geschlagene Pfahlbuhne und die anschließend in den Jahren 1908/09 erbauten fünf kurzen Buschbuhnen (Abb. 18), deren Neubau nichts Bemerkenswertes bot, erwiesen sich den Angriffen der See und Holzschädlinge nicht gewachsen.

Nach den Winterstürmen 1921/22 waren von den kurzen Buschbuhnen nur noch Pfahlstümpfe nebst Resten der Buschpackung und der Pflasterdecke vorhanden. Auch die Pfahlbuhne war bereits stark mitgenommen. Die Buhnen sind seitdem ihrem Schicksal überlassen, mit dem Ergebnis, daß die Buschbuhnen inzwischen vollkommen verschwunden sind und die Pfahlbuhne sich besonders in ihrem seewärts gelegenen Teil in der Auflösung befindet.

Mit der von Jahr zu Jahr fortschreitenden Abnahme des Strandes wuchsen auch die Unterhaltungskosten der Strandbuhnen, vor allem an den besonders beanspruchten Buhnen 5 bis 8 — in jenen Jahren wurde dieses Strandgebiet auf Grund der dort auftretenden schweren Brandung als „Sturmecke" der Insel bezeichnet —, die mehrfach durch Bermen verbreitert werden mußten, um den Anschluß der Werke an den Strand wiederzugewinnen (Abb. 11).

In den Jahren 1906 bis 1914 wurden für die Unterhaltung der Schutzwerke einschließlich der Dünenschutzmauer rd. 201 300 Mark bereitgestellt, während im gleichen Zeitraum für die Beseitigung ausgesprochener Sturmschäden an den Buhnen rd. 129 600 Mark erforderlich waren.

Die im IV. Buhnenbauabschnitt (1914 bis 1916) zum Schutze des im Abbruch liegenden Südstrandes erbauten vier einreihigen Pfahlbuhnen (Abb. 13) wurden, da sich die bisher beim Strandbuhnenbau verwendeten kiefernen Pfähle — berindete waren geschälten überlegen — gegen die Angriffe der Holzschädlinge nicht genügend widerstandsfähig erwiesen hatten, aus eichenen berindeten Pfählen hergestellt, deren Gehalt an Gerbsäure den Befall durch Holzschädlinge wenn auch nicht verhinderte, so doch ihr Eindringen in das Holz verzögerte und damit eine Erhöhung der Lebensdauer der Pfähle bedeutete.

Die entwurfsmäßige Herstellung der Buhnen gelang nur annähernd bei der Pfahlbuhne 1. Infolge der Durchlässigkeit und der dadurch ermöglichten Durchströmung der Pfahlbuhne traten erhebliche Auskolkungen neben den Buhnen ein, denen durch Verlegung mehrerer Sinkwalzen von 0,80 m Durchm. und 4 bis 5 m Länge beiderseits der Pfahlreihen begegnet wurde. Diese bis in das Jahr 1918 fortgesetzten Dichtungsarbeiten führten schließlich zum Erfolge, doch erforderten sie derart beträchtliche Mittel, daß sich die Pfahlbuhnen teurer stellten als die am Nordweststrande in den Jahren 1905/06 erbauten Basaltbuhnen 1 bis 4. Während diese Buhnen rd. 260 000 Mark kosteten, erforderte der Bau der vier Pfahlbuhnen rund 358 000 Mark.

Die Buhnen haben ihren Zweck insofern erfüllt, als der Südstrand nach ihrem Bau den Angriffen der See nicht mehr ungeschützt ausgesetzt war und demzufolge annähernd in seiner Höhenlage erhalten werden konnte. Die Pfahlbuhnen sind daher bis zum heutigen Tage durch Auswechselung der von den Holzschädlingen angegriffenen Pfähle unterhalten worden.

Mit dem Neubau der Buschbuhne 15a mit Steindecke im Jahre 1916, der bei nur 100 m Länge auf einer bei Ebbe fast völlig trockenfallenden Strandfläche ohne Schwierigkeit errichtet werden konnte, fanden die durch den Bau verschiedenartiger Strandbuhnen zur Sicherung des Nordwest-, West- und Südweststrandes ergriffenen Maßnahmen ihren vorläufigen Abschluß.

2. Zusammenstellung der Kosten des Neubaues und der Unterhaltung der Strandbuhnen bis zum Jahre 1916.

Die Neubaukosten des aus 26 Buschbuhnen mit Pflasterdecken und fünf Pfahlbuhnen bestehenden Gesamtsystems haben rd. 1 397 000 Mark betragen, wobei noch die Kosten der fünf kurzen Buschbuhnen an der Sturmecke und der Buhne 15a außer Ansatz geblieben sind.

Für Ergänzungsbauten und Sicherungsmaßnahmen an den Strandbuhnen — einschließlich eines im Jahre 1915 für die Sicherung der Köpfe der Buhnen 15 und 16 durch Sinkstücke verwendeten Betrages von rd. 42 700 Mark — sind bis zum Jahre 1916 rd. 246 400 Mark verausgabt, während die Beseitigung ausgesprochener Sturmschäden im gleichen Zeitraum einen Betrag von rd. 268 900 Mark erfordert hat.

Rechnet man dazu noch die laufenden Unterhaltungskosten, die von Beginn einer Unterhaltung der Werke bis zum Jahre 1894 schätzungsweise mit insgesamt rd. 50 000 Mark und in den Jahren 1895 bis 1916 mit rd. 370 000 Mark anzusetzen sind — ein Betrag, der eher zu niedrig als zu hoch angenommen ist und etwa $^3/_4$ der überhaupt für die Unterhaltung der Schutzwerke bereitgestellten Mittel beträgt —, so stehen den Neubaukosten in Höhe von rd. 1 397 000 Mark solche für Ergänzungsbauten in Höhe von rd. 246 400 Mark und für Unterhaltung bzw. Beseitigung von Sturmschäden in Höhe von rd. 688 900 Mark gegenüber. Diese Zahlen lassen die beträchtliche Höhe der für die Unterhaltung einschließlich der Sturmschädenbeseitigung bereits bis zum Jahre 1916 aufgewendeten Mittel erkennen, die etwa 42% der gesamten Kosten der Neu- einschließlich der Ergänzungsbauten erreicht haben, wobei zu beachten bleibt, daß letztere in gewissem Sinne auch als Unterhaltungskosten gewertet werden können.

3. Ursachen der Schäden an den Strandbuhnen.

Die Ursachen der unaufhörlichen schweren Schäden an den Strandbuhnen, insonderheit an den am Weststrande gelegenen, sind einmal darin zu erblicken, daß sowohl die vor den Buhnenköpfen entlangstreichenden und infolge der ungleichmäßigen Längen der einzelnen Buhnen auf sie auftreffenden Tideströmungen, wie auch die längsseits der Buhnenkörper auftretenden Grundströmungen den außerordentlich feinkörnigen Sand unter den Buschpackungen, von außen nach innen fortschreitend, nach und nach ausspülen. In Auswirkung der dadurch hervorgerufenen Strandabnahme, in Verbindung mit der in der Zone des Wasserwechsels aus starken Fäulniserscheinungen sich ergebenden Raumschwundes des Buschpackwerks, sacken die Pflasterdecken unregelmäßig ab. Sie verlieren dabei ihr Gefüge und bieten den Brandungswellen vorteilhafte Angriffsmöglichkeiten.

Zum anderen treiben die vor allem an den Buhnenköpfen hohen Buschpackungen mit steigendem Wasser auf, geraten durch die Wellen in schwingende Bewegungen und begünstigen dadurch die stoßende und saugende Wirkung der Brandung, durch die im Laufe der Zeit nicht nur die 500 bis 700 kg schweren Steinquader, sondern auch die an verschiedenen Buhnen bis auf 0,50 m Höhe verstärkten Basaltpflasterdecken aus den Buhnenkörpern herausgeschleudert werden.

Dazu kommt noch, daß die die Buhnenkörper begrenzenden und unterteilenden Pfahlreihen durch den Bohrwurm- und Bohrasselbefall in

Abb. 31. Beginn der Zerstörung der Berme einer Buschbuhne am Weststrande (1933).
Aufnahme bei MNW.

kürzester Zeit derart verfallen, daß sie mit ihren durch die Zerstörungsarbeit der Holzschädlinge stark geschwächten Pfahlquerschnitten den Pflasterdecken keinen ausreichenden Halt mehr bieten und infolge des auf sie ausgeübten Druckes der sich unregelmäßig setzenden Steindecken abbrechen (Abb. 31). Das nun ohne bzw. unvollständige Begrenzung und Einfassung durch Pfahlreihen mehr oder weniger frei auf dem Packwerkunterbau aufliegende und nicht mehr unterteilte Pflaster fällt überraschend schnell völliger Zerstörung anheim (Abb. 32).

Die Erfahrung hat gelehrt, daß derartig beanspruchte Buhnen auch mit schweren Steindecken weder durch Verbreiterung mittels Bermen noch durch Verstärkung der Pflasterdecken gesichert und erhalten werden können.

Die mit zunehmender Strandabnahme durch den Anbau der Bermen wachsende Größe der zu unterhaltenden Buhnenkörper erfordert naturgemäß auch von Jahr zu Jahr ansteigende Unterhaltungskosten, und zwar um so höhere, je mehr die Werke aus dem Strande herausragen. Für derartige Buhnen sind schon etwas höher als normal auflaufende Fluten besonders gefährlich, da die Werke gerade dann der vollen Gewalt der Brandung ausgesetzt sind. Anfänglich kleinere Schäden vergrößern sich bei anhaltendem schlechten Wetter sehr schnell und gestalten die Ausbesserungsarbeiten oftmals recht schwierig. Es kann sogar der Fall eintreten, daß die Beseitigung der Schäden an den Buhnen den immer wieder von neuem auftretenden Zerstörungen nicht Schritt zu halten vermag, der Verfall der Werke mithin nicht mehr aufzuhalten ist.

Abb. 32. Zerstörte Buhnenwurzel der Buhne 17 (1921/22). Aufnahme bei MNW.

4. Maßnahmen zur Unterhaltung und Sicherung der Buhnen in den Jahren 1917 bis 1927.

Die infolge der weiteren Abnahme des Strandes zunehmenden Angriffe der See und ein verstärktes Auftreten der Holzschädlinge machten auch nach dem Jahre 1916 ständige Unterhaltungsarbeiten an den Buhnen insonderheit des Weststrandes durch Ersatz abgängiger Pfähle, Ergänzung und Aufarbeitung der Buschpackungen und Wiederherstellung der Pflasterdecken, wie eine Verbreiterung der Buhnen mittels Bermen zur Gewinnung des Anschlusses an den Strand erforderlich.

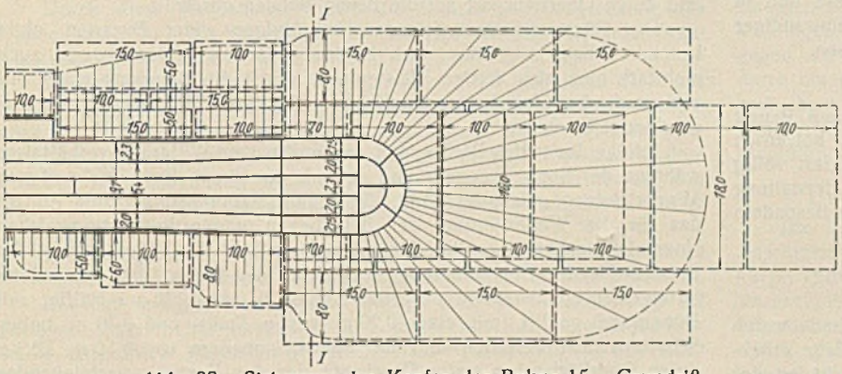
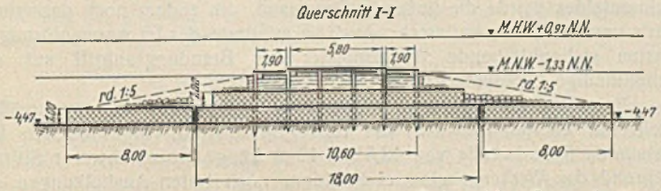


Abb. 33. Sicherung des Kopfes der Buhne 15. Grundriß.



Zu Abb. 33. Sicherung des Kopfes der Buhne 15. Querschnitt.

Der trotz aller Anstrengungen in der Unterhaltung nicht verhinderte Verfall der Buhnenköpfe, der durch die schweren Sturmfluten im Winter 1921/22 noch beschleunigt wurde, führte in den Jahren 1924 bis 1927 zum Neubau der Köpfe der Buhnen 14 bis 18 — die der Buhnen 15 und 16 waren schon im Jahre 1915 gründlich überholt und durch einige Sinkstücke gegen Unterspülung gesichert — auf Sinkstückunterlagen (Abb. 33). Die Kosten der umfangreichen Arbeiten, die sich bei den in größeren Wassertiefen zu erbauenden Buhnenköpfen nicht sehr einfach gestalteten, wobei auch das Einbringen der Sinkstücke nicht immer glatt vonstatten ging, betrugen rd. 522200 RM. In gleicher Weise wurden die durch die Sturmfluten des Winters 1925/26 stark mitgenommenen Köpfe der Buhnen 11 bis 13 im Jahre 1926 mit einem Kostenaufwand von rd. 90000 RM umgebaut und durch Vorlagen gesichert. Im Anschluß an diese Arbeiten wurden in den Jahren 1926/27 vor und neben den Köpfen der Buhnen 8 bis 10, deren Unterhaltung gleichfalls fortlaufend beträchtliche Aufwendungen erfordert hatte, zur Verhinderung weiterer Unterspülung Sinkstücke versenkt. Die Kosten der letztgenannten Arbeiten lassen sich nicht mehr genau angeben.

Der Erfolg der Maßnahmen blieb insofern leider aus, als zwar die Sinkstücke den Bestand der Buhnenköpfe an sich gewährleisteten, die Pflasterdecken aber mit den sie umschließenden Pfahlreihen unerwartet schnell wieder der Zerstörung anheimfielen (Abb. 34), so daß die Unterhaltung der Köpfe der Buhnen 8 bis 17 auf 40 bis 50 m Länge völlig aufgegeben werden mußte, da sie mit vertretbaren Mitteln nicht mehr durchführbar war.

5. Bewährung der Baustoffe.

Über die Bewährung der bei den Strandbuhnenbauten verwendeten sonstigen Baustoffe ist zu berichten, daß die aus den Bentheimer Steinbrüchen in den ersten Jahren des Buhnenbaues bezogenen roten, gelben und grauen Sandsteinquader sich als zu weich und den Witterungseinflüssen nicht gewachsen erwiesen haben. Eine bessere Eignung für den Buhnenbau besitzen die aus den Steinbrüchen bei Ibbenbüren und an der Porta Westfalica gelieferten Quader, die auch heute noch im allgemeinen gut erhalten sind.

Als nicht vorteilhaft hat sich die Abpflasterung der Buhnen mit Bruchsteinen aus Sandsteinbrüchen erwiesen, da sie durch die Brandung stark abgeschliffen werden, so daß das Pflaster sein Gefüge und damit auch seine Widerstandsfähigkeit gegen die Angriffe der See verliert. Recht gut haben sich dagegen die auf einigen Buhnen zur Erprobung verpflasterten künstlich hergestellten Säulen aus fetten Betonmischungen bewährt.

Es hat sich ferner gezeigt, daß Ziegelbrocken als Unterbettungsstoff für die Pflasterdecken der Buhnen wegen unzureichender Härte nicht zu gebrauchen sind. Für die Abpflasterung müssen Basaltsäulen von ausreichender Länge als bester und dauerhaftester Baustoff bezeichnet werden, während für die Unterbettung nur die Verwendung von Basalt- und Grauwackeschotter bzw. Splitt empfohlen werden kann.

Abb. 34. Zerstörter Kopf einer Weststrandbuhne (1933).
Aufnahme bei MNW.

Die nach dem Auftreten der Holzschädlinge mit geschälten und auch berindeten kiefernen Pfählen gesammelten ungünstigen Erfahrungen haben seit dem Jahre 1924 dazu geführt, bei Instandsetzungen an den Buhnen zunächst versuchsweise und vom Jahre 1927 ab nur noch mit Teeröl getränkte kieferne und vor allem auch buchene Pfähle zu verwenden, die sich den Angriffen der Holzschädlinge gegenüber als widerstandsfähiger erwiesen haben.

6. Kosten der Unterhaltung und Sicherung der Strandbuhnen in den Jahren 1917 bis 1926.

Für die reine Unterhaltung der bis zum Jahre 1916 zum Schutze des Borkumer Strandes erbauten Buhnen sind in den Jahren 1917 bis 1926

a) in den Jahren 1917 und 1918 . . . . . rd. 82 000 Mark
b) in den Jahren 1919 bis 1921 (Markentwertung) „ 643 000 „
c) in den Inflationsjahren 1922 und 1923 . . . „ 1 750 000 „
d) in den Jahren 1924 bis 1926 . . . . . „ 505 000 RM,

d. h. etwa $^3/_4$ der in diesen Zeitabschnitten insgesamt verfügbaren Unterhaltungsmittel vorausgabt. Zu diesen Kosten treten noch die für die Beseitigung von Sturmschäden und für die Sicherung der Buhnenköpfe aufgewendeten Mittel, sie betragen im einzelnen:

a) im Jahre 1918 für Beseitigung von Sturmschäden . . . . . rd. 97 000 Mark
b) in den Jahren 1920 und 1921 für Beseitigung von Sturmschäden (Markentwertung) . . . . „ 258 900 „
c) in den Jahren 1924 und 1925 für Beseitigung von Sturmschäden . . . . . „ 811 800 RM und
d) in den Jahren 1924 bis 1926 für die Sicherung der Buhnenköpfe 11 bis 18 . . . . . „ 642 200 RM.

Addiert man die Mark- und Reichsmarkbeträge — unter Ausschluß der Inflationsbeträge —, so ergibt sich die Höhe der in den Jahren 1917 bis 1926 insgesamt für die Unterhaltung, Beseitigung von Sturmschäden und Sicherung der Buhnenköpfe verausgabten Mittel zu 1 080 900 Mark und 1 959 000 RM. Ein Vergleich mit den bereits angegebenen, bis zum Jahre 1916 schätzungsweise rd. 924 300 Mark betragenden Kosten der Ergänzungsbauten, Beseitigung von Sturmschäden und Unterhaltung zeigt das starke Anwachsen der in den Jahren 1917 bis 1926 für die Erhaltung der Strandbuhnen aufgewendeten Beträge.

7. Kastenbuhnen und einwandige eiserne Spundwandbuhnen (1925 bis 1932)[5].

Die Gründe, die zur Abkehr von der bisherigen Bauweise und in den Jahren 1925 bis 1932 zum Neubau massiver dichter bzw. einwandiger eiserner Buhnen geführt haben, sind eingangs bereits angegeben.

a) Neubau der Kastenbuhne 15a (1925/26).

Bei der in den Jahren 1925/26 zur Erprobung der dichten Bauart an Stelle der abgängigen neuerbauten Buhne 15a, deren aus hölzernen Spundwandkasten bestehender Hauptteil auf einem bei Ebbe fast völlig trockenfallenden Strande errichtet werden konnte, wie bei der Herstellung des auf Sinkstückunterlagen aufgebauten Buhnenkopfes, waren besondere Schwierigkeiten nicht zu überwinden.

b) Gegenüberstellung der Kosten einer Instandsetzung und eines Neubaues der Buhnen 1 bis 7.

Für die Unterhaltung der Buhnen 1 bis 7 am Nordweststrande waren in den Jahren 1913 bis 1919 rd. 142 000 Mark verausgabt. Ganz erhebliche Mittel mußten für die Beseitigung der starken Sturmschäden des Winters 1921/22 verwendet werden. Sie betrugen — ohne Berücksichtigung der Inflationsbeträge der Jahre 1922/23 — in den Jahren 1924/25 rd. 500 000 RM, die aber fast nutzlos ausgegeben waren, da die Buhnen erneut durch die Stürme des Winters 1925/26, und zwar zum Teil noch umfangreicher als vordem zerstört wurden.

Eine überschlägliche Ermittlung der Kosten der Instandsetzung der Bauwerke einschließlich des Baues neuer Seitenbankette und der Sicherungen der Buhnenköpfe durch Sinkstücke ergab einen Betrag von rd. 1 587 000 RM, von dem rd. 342 000 RM auf die Beseitigung der Sturmschäden des Winters 1925/26, rd. 650 000 RM auf die Seitenbankette und rd. 595 000 RM auf die Sinkstückvorlagen entfielen. Die Kosten eines vollständigen Neubaues der Buhnen 1 bis 7 in der neuen Bauweise stellten sich demgegenüber anschlagmäßig einschließlich der rd. 376 000 RM betragenden Abbruchkosten der alten Buhnen auf rd. 2 386 000 RM. Ein Kostenvergleich rechtfertigte in Berücksichtigung der Erkenntnis, daß durch Beseitigung der vorhandenen Schäden und Verbreiterung der Buhnen mittels Bermen eine dauernde Sicherung der alten Werke nicht zu erreichen war, den Neubau der Buhnen 1 bis 7 in massiver, dichter Bauweise.

c) Neubau der Kastenbuhnen 5 und 7 (1927 bis 1929).

Mit dem Neubau der Buhnen 5 und 7 wurde Anfang Juni 1927 begonnen. Da der Strand, auf dem die beiden Buhnen zu erbauen waren, bei jeder Tide bis auf einen schmalen Streifen vor dem Dünenschutzmauerfuß überflutet wurde, wurden die gesamten Rammarbeiten von einem Gerüst aus vorgenommen.

Als Rammgerät wurden für den Neubau der Buhne 5 zwei Dampframmen schwerer Bauart und eine leichtere Kragramme zum Schlagen der Gerüstpfähle, bei der Buhne 7 zwei Dampfkunstrammen einfacher Bauart aufgestellt. Mit der Spundwandrammung wurde bei beiden Buhnen von der Wurzel aus begonnen, da man bei nicht sofortigem Anschluß der neuen Buhnen an das Dünenschutzwerk ein Ausreißen einer Gefahren in sich bergenden Längsrinne unmittelbar vor dem Mauerfuß befürchtete.

Die Rammleistungen entsprachen zunächst nicht den Erwartungen, da einmal nur bei fallendem Wasser gearbeitet werden konnte und zum anderen auch das Einarbeiten der Rammkolonnen, insonderheit in den Spülbetrieb, eine gewisse Zeit erforderte. Der Bauvorgang gestaltete sich nach Überwindung der ersten Schwierigkeiten wie folgt.

Nach Rammung, Verholmung, Verbolzung und Verankerung der beiden Längsspundwände auf ausreichende Länge wurden die Querspundwände eingeschlagen, wobei sich die Notwendigkeit herausstellte, sie unbedingt sofort in voller Breite einzubringen, da sonst die auflaufende Flut durch die in der Querwand verbleibende Lücke im Spundwandkasten Wirbelströmungen erzeugte, die zu Auskolkungen im Kasten und stets noch in derselben Tide zu einem Herausschlagen der ganzen Querwand führten.

Auch erwies es sich als unmöglich, die nach Einbringen und Verzimmerung der Querwände ringsum geschlossenen Spundwandkasten, wie vorgesehen, sofort mit Dünensand zu füllen und in derselben Tide durch eine Abdeckung mit Sparbeton oder Splitt gegen ein Herausschlagen durch die über die Oberkante der Querwand einfallende Brandung zu sichern. Die auf die Sandfüllung der ersten acht bis elf Kasten aufgebrachte Magerbetonschicht wurde bei auflaufender Flut durch die Brandung wellenförmig zusammengeschoben und mußte vor der Abpflasterung mit Klinkern erneut geglättet werden. Auch die Klinkerdecke wurde verschiedentlich durch die Brandung herausgeschlagen, so daß diese Bauweise Mehrkosten erforderte.

Die Abpflasterung der weiter seewärts gelegenen Buhnenfelder geschah mit Basaltsäulen auf einer Schotter- und Splittunterlage. Das Säulenmaterial wurde aus dem Abbruch der alten Buhnen 5 und 7 gewonnen und durch Quertransport auf die neuen Buhnen geschafft.

Die Pflasterarbeiten gelangen im übrigen wider Erwarten ohne besondere Schwierigkeiten auch in den äußersten Feldern, wenn auch mehrfach eine nicht fertige Pflasterdecke durch die Brandung aufgerollt und auch die Unterbettungsstoffe zum Teil aus den Kasten herausgeschleudert wurden.

Infolge des späten Baubeginns, der ungünstigen Witterungsverhältnisse während der Sommermonate und der mit der Einarbeitung verbundenen Minderleistung gelang es nicht, die Spundwandbuhnen bis zum Eintritt des für die Weiterführung der Bauarbeiten ungünstigen sturmreichen Novembermonats in voller Länge herzustellen. Die Herrichtung der Buhnen für die Überwinterung geschah in der Weise, daß das zuletzt fertiggestellte Buhnenfeld nur zum Teil, d. h. etwa bis zur Hälfte, mit Dünensand gefüllt, mit einer 0,20 m hohen Splitt- und 0,30 m hohen Schotterschicht versehen und mit Sandsteinquadern von 0,50 m Dicke, deren Oberfläche 1 m unter Oberkante der den Kasten umschließenden Spundwände lag, abgedeckt wurde. Durch diese Herrichtung des letzten Buhnenfeldes wurde die äußerste Querwand, die zudem noch nach rückwärts verankert war, entlastet. Auch verminderte das im wannenförmigen Kasten stehenbleibende Wasserpolster den Brandungsangriff auf die behelfmäßige Quaderdecke.

Die getroffenen Sicherungsmaßnahmen erwiesen sich als zweckmäßig. Nicht nur erlitten die über das letzte Buhnenfeld vorgetriebenen frei stehenden Spundwände von 13,5 bis 19 m Länge trotz schwerer Stürme während des Winters keinerlei Schäden, noch traten Auskolkungen am Strande und Beschädigungen der Pflasterdecke im letzten Spundwandkasten ein. Zwischen den frei stehenden Spundwänden konnte vielmehr im Frühjahr 1928 auch vor der äußersten Querwand eine Aufhöhung des Strandes festgestellt werden.

Zur Ausnutzung der Ostwindperiode des Frühjahrs mit ihren bei ruhiger See niedrigen Wasserständen wurden die Arbeiten an der Buhne 7 bereits im Februar 1928 wieder aufgenommen. Für die Rammung der Spundwände fanden nur noch leichte Kunstrammen mit Handwinden bzw. elektrischem Windenantrieb Verwendung, die sich gut bewährten. Die Herstellung der Spundwandbuhne wie die Versenkung der Sinkstücke ging glatt vonstatten.

Infolge Verzögerung der Arbeitsaufnahme an der Buhne 5, die erst im März 1928 folgte, mußten die Bauarbeiten unter ungünstigen Witterungsverhältnissen durchgeführt werden. Für die Rammarbeiten waren auch bei dieser Buhne auf Grund der im Vorjahre mit den schweren Dampframmen gesammelten Erfahrungen nur noch leichte Kunstrammen gewählt. Die Sinkstückarbeiten, bei denen erhebliche Verluste an Sinkstücken eintraten, zogen sich bis Ende August hin.

In dem Entwurf für den Neubau der Buhnen war vorgesehen, den Buhnenhauptkörper gegen den Bohrwurmbefall und die Angriffe sonstiger Schädlinge durch eine bis zur Oberkante der Spundwände reichende Stein- und Bleischlackenschüttung auf Sinkstückunterlagen zu schützen. Das

[5]) Dr.-Ing. Gährs, Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung; Bautechn. 1928, H. 3; 1929, H. 5; 1930, H. 2; 1931, H. 2; 1932, H. 2. 1933, H. 1/2; 1934, H. 3.

Aufbringen der Schüttungen, deren Basalt- und Bleischlackenanteile im Emdener Hafen auf Küstenfahrzeuge verladen wurden, erstreckte sich über einen langen Zeitraum — bei der Buhne 7 bis November 1928, bei der Buhne 5 sogar bis in das Frühjahr 1929 hinein —, da die Fahrzeuge ihre Ladungen nur bei ruhiger See auf die Buhnenköpfe entlöschen konnten und daher oftmals längere Liegezeiten zum Abwarten günstiger Wetterverhältnisse in Kauf nehmen mußten.

Die Umschüttung des Buhnenkopfes bis zur Spundwandoberkante blieb, soweit sie über MNW-Höhe lag, unter der Einwirkung der Brandung nicht liegen und begann sofort nach Beendigung der Arbeiten unter Abnahme an Höhe auf den Strand zu zu wandern. Dabei bildeten sich landwärts der wandernden Steinschüttung Kolke.

Um die sich aus der Wanderung ergebenden Mißstände zu beseitigen, wurden die Schüttungen, soweit noch erforderlich, bis MNW-Höhe nachträglich wieder abgetragen.

d) Neubau der Kastenbuhnen 1 und 6 (1928).

Unter Berücksichtigung der beim Bau der ersten beiden Kastenbuhnen gewonnenen Erfahrungen wurde mit dem Neubau der Buhnen 1 und 6 zur vollen Ausnutzung der Sommermonate bereits Ende April 1928 begonnen. Als Rammen fanden bei der Buhne 6 (Abb. 16) Dampfkunst- und Kunstrammen mit elektrisch angetriebenem Windwerk, bei der Buhne 1 auf Grund der günstigen Strandverhältnisse nur Kunstrammen einfachster und leichtester Bauart Verwendung.

Um die frühzeitige Herstellung der auf dem Vorstrande im Wasser zu errichtenden Bauwerkteile sicherzustellen, wurden die Längswände zunächst seewärts vorgetrieben, die durch Einfügen der Querwände entstehenden Buhnenfelder sofort ordnungsgemäß verzimmert, verbolzt, verankert und mit Dichtungsleisten versehen und nur bis etwa zur halben Höhe mit Dünensand gefüllt, um ein Herausschlagen des Füllsandes durch die Brandung möglichst einzuschränken. Sofern die Wetterlage Arbeiten an diesem Teile der Buhne nicht zuließ, wurde die Spundwand zum Anschluß der Buhnen an den Dünenschutzmauerfuß auf dem über MNW liegenden Strande gerammt.

Durch diese Maßnahmen wurde die frühzeitige Fertigstellung des Buhnenkopfes und die Versenkung der der Kopfsicherung dienenden Sinkstückvorlagen bezweckt und erreicht.

Da die Erfahrung des Wanderns der über MNW liegenden Teile des Schüttungskegels noch nicht vorlag, wurde er auch bei den Buhnen 1 und 6 noch bis zur Spundwandoberkante hochgezogen. Nach Einsetzen der Wanderung schoben sich ebenfalls Kolke geringeren Ausmaßes vor dem Fuß der Schüttungen vor, die aber im Laufe der Zeit durch das auf den Strand vorrückende Steinmaterial aufgefüllt wurden und damit wieder verschwanden.

Die Buhne 6 war bis auf geringfügige Nachschüttungen am Buhnenkopf Ende November, die Buhne 1 bereits Mitte September 1928 fertiggestellt.

Bei der letztgenannten Buhne wurden die zur Kopfsicherung auf geringen Wassertiefen versenkten und daher mit ihrer Oberfläche nur wenig unter MNW liegenden Sinkstücke bald nach Beendigung des Baues von der Brandung zerschlagen. Die Erneuerung der Sinkstückvorlagen durch dünne Sinkmatten mit einer nicht über MNW hinausragenden Schüttung ist geplant, der geringen Wassertiefen am Kopfe wegen aber bisher nicht vorgenommen worden.

e) Neubau der Kastenbuhne 2 (1929).

Bei dem im Jahre 1929 durchgeführten Neubau der Buhne 2 wurde die Fertigstellung des Bauwerks nach See zu ebenfalls mit Nachdruck betrieben und der Anschluß an die Schutzmauer bei schlechter Wetterlage vorgenommen. Da die Bauarbeiten zeitig im Frühjahr in Angriff genommen waren, konnten sie ohne Störung in der günstigen Jahreszeit durchgeführt und bis zum Herbstanfang beendet werden. Wie bei der Buhne 1 trat überraschend schnell eine Verkittung der Basaltpflasterdecken der Buhnenfelder durch Miesmuschelbewuchs ein, durch den sie ein außerordentlich festes Gefüge erhielten.

Die neuen Kastenbuhnen (Abb. 35) haben bisher allen Angriffen der See recht gut widerstanden und auch keine irgendwie ins Gewicht fallenden Unterhaltungskosten erfordert.

f) Neubau der eisernen Spundwandbuhnen 3 (1930) und 4 (1931/32).

Mit dem Bau der ersten, als einwandige eiserne Spundwandbuhne auf Borkum errichteten Buhne 3 (Abb. 19) wurde Anfang April 1930 begonnen. Die Spundwand wurde von der MNW-Grenze zunächst seewärts vorgetrieben, wobei die Rammung der längeren und damit schwereren Spundbohlen von einem Gerüst mit einer Kunstramme mit Handwinde, der leichteren kürzeren Bohlen und vor allem auch der auf trockenfallendem Strande errichteten Wand mit einer Handzugramme ausgeführt wurde (Abb. 36). Die Bohlen wurden unter Spülung eingerammt, bedurften aber nur leichter Schläge, die die Verwendung einer Rammhaube überflüssig machten. Der Bau konnte planmäßig durchgeführt und schon Ende Juni beendet werden.

Als letzter Neubau wurde im Jahre 1931 die Buhne 4 als einwandige eiserne Spundwandbuhne mit kastenförmig ausgebildetem Kopfe errichtet (Abbild. 20 u. 21). Mit den Bauarbeiten wurde Mitte Juni begonnen. Bei der Herstellung des kastenförmigen Kopfes bereitete die Schließung einzelner Kasten insofern einige Schwierigkeiten, als das Einschieben der Schlußbohle eine Richtungsschwenkung bereits gerammter Bohlen nötig machte, die aber durch Nachspülen mittels Druckwassers gelang. Eine Zerstörung der Rammgeräte durch schwere Brandung bei einem Sturm Ende Oktober machte die Einstellung der Arbeiten notwendig. Die Buhne mußte mit einem nur in zwei Feldern ausgebauten Kopfe überwintern, überstand aber die Belastungsprobe sehr gut. Nachdem die Bauarbeiten Mitte Februar 1932 wieder aufgenommen waren, konnten sie bis Ende Mai abgeschlossen werden. Bei der Einbringung der den Buhnenkopf sichernden Sinkstückvorlagen traten Schwierigkeiten nicht ein.

Abb. 35. Kastenbuhne 7 bei MHW (1933).

Auch die einwandigen eisernen Spundwandbuhnen haben den in sie gesetzten Erwartungen, insonderheit auch geringer Unterhaltungskosten, voll entsprochen und auch durch schwere Sturmfluten keinerlei Beschädigungen erlitten. Besonders hervorzuheben bleibt, daß bei den eisernen Buhnen weder vor Kopf noch beiderseits der Spundwand Auskolkungen in der Strandfläche eingetreten sind. Wegen ihrer Bewährung gegen die Angriffe der See, der Ausschaltung der Holzschädlinge, ihrer durch einen Kupferzusatz erhöhten Widerstandsfähigkeit gegen Verrostung und ihrer verhältnismäßig geringen Herstellungskosten dürften sie in Zukunft beim Bau von Strandbuhnen an Küsten ohne ausgesprochene sandführende Küstenströmungen bevorzugt Verwendung finden.

8. Unterhaltung der alten Strandbuhnen (1927 bis 1932).

Die im Jahre 1881 in dichter Bauart hergestellten rd. 20 m langen Anschlüsse der Buhnen 10 bis 13 hatten sich, bis auf den bereits nach kurzer Zeit eintretenden Abgang der Schrägpfähle und den durch die stark wechselnden Witterungseinflüsse auf der Insel begünstigten Verschleiß der hölzernen Spundwände und Holme, durch Jahrzehnte hindurch gut bewährt. Nachdem jedoch ein Buhnenanschluß bei einer Sturmflut im Winter 1921/22 infolge von Undichtigkeit der schwachen Spundwände unterspült und zerstört war, der Verfall der Wände in den folgenden Jahren auch weitere Fortschritte machte, wurden die Anschlüsse in den Jahren 1927 bis 1929 unter Verwendung stärkerer und mit Teeröl getränkter hölzerner Spundbohlen, sonst aber in der bisherigen Bauart erneuert (Abb. 37). Die Kosten in Höhe von rd. 45 000 RM wurden, bis auf einen für den Anschluß der Buhne 13 bereitgestellten Zuschuß in Höhe von 12 600 RM, dem Unterhaltungsfonds entnommen.

Größere Instandsetzungsarbeiten an den Strandbuhnen, bei denen in Berücksichtigung der Vergänglichkeit in der Zone des Wasserwechsels

Abb. 36. Einwandige eiserne Spundwandbuhne 3 (1930).
Aufnahme bei MNW.

und der sonstigen Nachteile Buschwerk nur noch in Form von Faschinenwürsten zum seitlichen Abschluß der Buhnen in Längsrichtung neben den äußeren Pfahlreihen eingebaut wurde, kamen in den Jahren 1929/30 bei den Buhnen 11, 12, 15, 16, 17 und 18 zur Durchführung. Das noch in den Buhnenhauptkörpern über der Strandfläche vorhandene Packwerk wurde dabei restlos entfernt. Sämtliche entstehenden Hohlräume wurden mit Schotter ausgefüllt, der in dem noch im feuchten Strande eingebetteten und daher nicht verfaulten Faschinenbusch eine gute Unterlage fand (Abb. 38). Bei der Erneuerung der Pfahlreihen wurden nur noch mit Teeröl getränkte kieferne und buchene Pfähle verbaut. Die im Unternehmerbetriebe durchgeführten Arbeiten erforderten rd. 23 300 RM an Arbeitslöhnen. Die Gesamtkosten der Instandsetzungsarbeiten wurden aus Unterhaltungsmitteln bestritten.

Abb. 37. Erneuerung der Anschlüsse der Buhnen 10 bis 13 an die Dünenschutzmauer (1927 bis 1929).

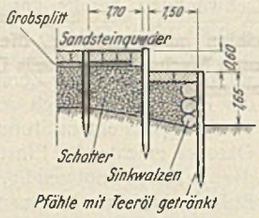


Abb. 38. Instandsetzung der Strandbuhnen (1929 u. 1930). Querschnitt.

Im Jahre 1930 fanden an den Buhnen 16 und 17 Ausbesserungen vorhandener Schäden statt, während im Winter 1931 für die Beseitigung von Sturmschäden rd. 31 500 RM als Zuschuß überwiesen wurden, von denen allein rd. 10 000 RM zur Wiederherstellung des Anschlusses des durch einen völligen Durchbruch vom Buhnenhauptkörper getrennten, auf Sinkstückunterlagen aufgebauten Kopfes der Buhne 11 verbraucht werden mußten.

Auch bei der in den Jahren 1931/32 durchgeführten gründlichen Instandsetzung der Köpfe der Buhnen 19 bis 25, bei denen infolge Zerstörung der äußeren Pfahlreihen durch Bohrwurm- und Bohrasselfraß Schäden an der Pflasterdecke eingetreten waren, wurden bei der Erneuerung der Pfahlreihen getränkte Pfähle eingebaut und Faschinenbusch nur zum Abschluß der Schotterfüllungen verwendet. Zur Wiederherstellung der Köpfe der Buhnen 21 bis 23 war ein besonderer Zuschuß von 29 600 RM verfügbar, während die darüber hinausgehenden Kosten — von denen rd. 8300 RM auf Arbeitslöhne entfielen — aus den Unterhaltungsfonds der beiden Jahre bestritten wurden.

Von den in den Jahren 1927 bis 1932 für die Unterhaltung der Schutzbauten — also einschließlich der Dünenschutzmauer — auf Borkum verausgabten rd. 1 237 400 RM sind schätzungsweise etwa $^3/_4$, mithin rd. 930 300 RM für die Unterhaltung der Buhnen — einschließlich eines Betrages von 32 400 RM für die Erneuerung der Anschlüsse der Buhnen 10 bis 13 — verwendet, so daß die in den Jahren 1927 bis 1932 einschließlich der einmaligen Zuschüsse für die Instandsetzung der Strandbuhnen verbrauchte Summe sich auf rd. 1 004 000 RM beläuft, aus deren Höhe man ersieht, in welchem Umfange die alten Buhnen durch die Angriffe der See auch weiterhin mitgenommen worden sind.

9. Gesamtaufwendungen für die Borkumer Strandbuhnen (1869 bis 1932).

Von Beginn des Buhnenbaues im Jahre 1869 bis zum Jahre 1932 sind für die Buhnenneubauten rd. 1 397 000 Mark + rd. 1 571 000 RM, für die Um- bzw. Ergänzungsbauten rd. 246 400 Mark + rd. 687 200 RM und für die Beseitigung von Sturmschäden und für die Unterhaltung rund 1 769 800 Mark + rd. 2 565 000 RM verausgabt. Rechnet man die Umbaukosten den für die Neubauten aufgewendeten hinzu, so stehen ihnen in Höhe von rd. 1 643 400 Mark + rd. 2 258 200 RM solche für Unterhaltung und Sturmschäden von rd. 1 769 800 Mark + rd. 2 565 000 RM gegenüber. Letztere übersteigen somit die Höhe der ersteren. Die Gesamtaufwendungen für die am Borkumer Strande errichteten und unterhaltenen Buhnen belaufen sich bis zum Ende des Rechnungsjahres 1932 (31. März 1933) auf rd. 3 413 200 Mark + rd. 4 823 200 RM.

B. Die Dünenschutzwerke.

1. Pfahlschutzwerke (1874 bis 1878).

Der Neubau des im Jahre 1874 als erstes Bauwerk vor dem Fuß der Randdünen am Weststrande errichteten Pfahlschutzwerkes (Abb. 22) gestaltete sich einfach, da das Werk in voller Länge auf dem hochwasserfreien Dünenfuß hergestellt werden konnte. Die an den Bau geknüpfte Hoffnung einer Aufsandung und dadurch erzielten natürlichen Sicherung des Dünenfußes durch Sandflug vom Strande aus erfüllte sich jedoch nicht.

Bei höher auflaufenden Fluten brach das Schutzwerk zwar die Gewalt der Wellen, doch verursachten die durch die Zwischenräume der Pfähle hinter das Werk gelangenden und beim Ablaufen der See zurückflutenden Wassermengen Abbrüche des Dünenfußes und Unterspülungen des Steindammes.

Um das Ablaufen des das Werk durchströmenden Seewassers günstiger zu gestalten, legte man nachträglich einige Überlaufstellen im Steindamm an. Eine wesentliche Verbesserung wurde dadurch jedoch nicht erreicht, vielmehr litt das Werk auch weiterhin stark unter den Brandungsangriffen und vermochte auch einen weiteren Abbruch der Randdünen, die durch Helmpflanzungen gesichert wurden, nicht aufzuhalten. Dem durch den starken Witterungswechsel auf der Insel begünstigsten Fäulnisvorgang an allen Holzteilen des Werkes begegnete man durch eine alljährlich vorgenommene Teerung.

Als durch die Sturmflut vom März 1878 große Teile der Pfahlwand übergewichen und die Pflasterdecke des Steindammes an vielen Stellen versackt war, wurde das Pfahlschutzwerk umgebaut (Abb. 23), erfüllte aber auch in der verstärkten und verbesserten Form seinen Zweck nicht. In der Sturmflut vom Dezember 1881 wurde es infolge von Unterspülung der vorderen, 1,50 m langen Spundwand und der dadurch hervorgerufenen Zerstörung des Steindammes bei verhältnismäßig geringen Beschädigungen der Pfahlwand doch in so erheblichem Umfange mitgenommen, daß von einer Instandsetzung wegen Nichtbewährung Abstand genommen wurde.

2. Dünenschutzmauer.

a) Neubau und Umbauten (1875/76).

Mit dem Bau der Dünenschutzmauer ist im Jahre 1875 begonnen worden. Der Neubau der bis zum Jahre 1877 in einer Gesamtlänge von 742,50 m hinter den Buhnen 6 bis 9 und 13 bis 16 erbauten Mauerstrecken (Abb. 2) bot auf dem vom gewöhnlichen Hochwasser nicht überfluteten Dünenfuße keine bemerkenswerten Schwierigkeiten, doch machte sich, wie bei den Buhnenneubauten dieser Jahre, das Fehlen einer guten Transportgelegenheit zum Strande für das Heranschaffen der Baustoffe, die im Hopp entlöscht werden mußten, recht unangenehm und die im Unternehmerbetriebe durchgeführten Neubauten verteuernd bemerkbar.

Schon die erste schwere Belastungsprobe durch eine Sturmflut im März 1878 ließ Nachteile der gewählten Querschnittform (Abb. 24) erkennen. Die gegen das Schutzwerk anrollenden Brandungswellen wurden beim Aufprall auf die Mauer hochgeschleudert und erhebliche Spritzwassermengen vom Sturmwind nicht nur auf die unter 1 : 5 geneigte Abpflasterung der Randdünen, sondern auch auf die anschließenden ungeschützten Dünen geworfen. Neben Beschädigungen des Klinkerpflasters riefen sie starke Ausrisse in den Dünen hervor. Durch den Wellenstoß wurde ferner die scharfe Mauerkante beschädigt und zeigte Rissebildungen.

In Berücksichtigung der Erfahrungen gab man den in den Jahren 1878, 1879 und 1881 erbauten Schutzmauerstrecken ein auch durch eine abgepflasterte Buschvorlage vervollkommnetes Profil (Abb. 25). Mit einer solchen Vorlage wurden im Jahre 1883 auch die älteren Schutzmauerteile versehen.

Die aus der Formänderung und Höherlegung des Mauerkopfes erhoffte bessere Abweisung der anbrandenden See geschah jedoch auch bei der neuen Mauerform nicht. Vielmehr traten auch weiterhin Ausspülungen in den an die Mauerschale anschließenden, nicht geschützten Randdünen ein.

Wenn auch technische Schwierigkeiten besonderer Art beim Neubau des abschnittweise entstandenen Dünenschutzwerkes nicht zu überwinden waren, so wird doch aus jener Zeit berichtet, daß die Entscheidung über die Art des Abschlusses des jeweils im Laufe eines Baujahres fertiggestellten Mauerteils schwierig zu treffen war, da bei Beendigung des Baues im allgemeinen noch nicht feststand, ob eine Verlängerung des Schutzwerkes im folgenden Jahre notwendig werden würde. Demzufolge entschied man sich bei einer voraussichtlichen Fortsetzung der Arbeiten zu einem behelfmäßigen Abschluß in Form einer Abdeckung der an das Werk anschließenden und nicht mehr geschützten Randdünen durch eine Spreutlage mit Bruchsteinbelastung, während im anderen Falle ein massiver Abschluß unter Einbindung der Mauer in die Dünen geschaffen wurde.

Die bis zum Jahre 1884 gewonnene Erkenntnis gewisser Mängel der bisher ausgeführten Schutzmauerformen führte dazu, den in den Jahren 1884 bis 1889 am Südstrande durchgeführten Neubauten ein neues Mauerprofil zu geben (Abb. 26) und die in den Jahren 1875 bis 1877 errichteten Mauerstrecken diesem Querschnitt durch Umbau anzugleichen.

Nachdem bei den weiteren Mauerverlängerungen der Jahre 1891 bis 1896 bis zum Südabschluß der an die Mauerkrone anschließenden Klinkerschale zur besseren Begehbarkeit und der daraus sich für die Unterhaltung ergebenden Vorteile eine Neigung 1 : 12 gegeben war, wurde nach diesem Vorbild in den Jahren 1892 bis 1894 auch die übrige Schutzmauer bis zum Nordabschluß hinter der Buhne 5 umgestaltet, so daß nunmehr auch eine Benutzung der Mauer auf ganzer Länge als Wandelbahn für die in den Sommermonaten auf der Insel Erholung suchenden Badegäste möglich war.

b) Werturteil über die bis zum Jahre 1896 erbaute Dünenschutzmauer.

In den Schlußbemerkungen über den Bau von Dünenschutzwerken gibt Fülscher in seiner Abhandlung[1]) ein Werturteil über das vorbeschriebene und auch heute noch hinter den Buhnen 11 bis 15 und 22 bis zum Südabschluß vorhandene Borkumer Mauerprofil ab, das er neben

Abb. 39. Brecher an der Dünenschutzmauer vor der Wandelhalle bei Nordweststurm. Aufnahme bei Springflut.

Abb. 40. Einsturz der Dünenschutzmauer infolge Unterspülung des Mauerfußes (1926).

dem Wangerooger als das zweckmäßigste und dem Norderneyer Profil unbedingt überlegene bezeichnet. Nach den inzwischen gemachten Erfahrungen muß dieses Urteil als anfechtbar bezeichnet werden. Gerade das Norderneyer Profil hat sich erheblich besser bewährt, da die auflaufenden Wellen bei dem bis zur Krone in leicht geschwungener Kurve ansteigenden Schutzwerk nicht wie bei der in ihrem oberen Teil steilen Borkumer Mauer plötzlich gebrochen, sondern allmählich in ihrem Fortschreiten abgebremst werden und sich sodann auf der in späteren Jahren noch verbreiterten Wandelbahn auslaufen können.

Neben den bereits erwähnten Beschädigungen der bei dem zuerst gebauten Borkumer Profil noch scharfkantig ausgebildeten Mauerkrone durch den Wellenanprall, ist nach den Angaben Fülschers auch der abgerundete Kopf trotz vorgenommener Aufhöhung nicht unbeschädigt geblieben. Auch wird berichtet, daß schon bei den mit einer Hinterpflasterung in einer Neigung 1 : 4 hergestellten Teilen des Schutzwerkes ein Ausweichen des Mauerkopfes nach außen stattgefunden hat, dessen Erklärung seinerzeit in einer Schubwirkung der Hinterpflasterung oder auch in Frostwirkungen gesucht wurde.

Dieses Vorschieben wird auch heute noch in der Form beobachtet, daß die der Kalksandunterlage vorgemauerte Klinkerschale sich in ihrem oberen Teil loslöst und dieser nicht mehr auf seiner Unterlage festaufliegende und mit ihr verbundene Mauerteil sodann durch die Wucht der anrollenden Brandung leicht abgehoben wird. Da sich das Ausweichen aber auch nach Umlegung der Abpflasterung in eine Neigung 1 : 12 gezeigt hat, ist vermutlich weniger eine aus der Mauerform sich ergebende Schubkraft, als vielmehr die unter der starken Sonnenbestrahlung eintretende Ausdehnung des Klinkermauerwerks, wie eine im Sommer 1932 bei großer Hitze eingetretene besonders starke Rissebildung erwiesen hat, Ursache dieser Erscheinung.

Wesentlich schwerwiegendere Folgen haben sich aber — und zwar mit fortschreitender Strandabnahme wachsend — aus dem durch die steile Mauerform bewirkten Hochschleudern der bei den Sturmfluten anbrandenden Wellen ergeben (Abb. 39), deren Wassermengen durch den Sturm — die Richtung der heftigsten Stürme, bei denen die höchsten Fluten, schwerster Seegang und stärkste Brandung auftreten, ist Nordwest — hinter die den Dünenfuß schützende Herdmauer getrieben werden und nun nicht nur die Dünen aufreißen, sondern auch nach Versickerung einen Innendruck auf die schwache Mauerschale ausüben. Diese Druckwirkung erzeugt in Wechselwirkung mit den durch die Brandung von außen auf die Mauer ausgeübten Stößen Einbrüche im Schutzwerk. Durch die so geschaffenen und sich schnell erweiternden Brechen dringt die See unaufhörlich ein und führt je nach der Stärke und Dauer der Sturmflut infolge von Hinter- und Unterspülung des solchen Angriffen nicht gewachsenen Werkes zum Einsturz mehr oder weniger langer Mauerstrecken.

Schwere Beschädigungen des eigentlichen Mauerfußes, der bei starker Strandabnahme durch die 1,50 m lange Spundwand und 2,50 m breite Vorlage keineswegs ausreichend gegen Unterspülung gesichert war, haben ebenfalls zur Zerstörung des ganzen Werkes auf größere Längen geführt (Abb. 40).

Auch die bei Sturmfluten auf die schwach geneigte Wandelbahn mit großer Wucht niederfallenden Brecher fanden in den an manchen Stellen infolge der im Laufe der Jahre eingetretenen Setzung der Sandhinterfüllung hohlliegenden Mauerschale nicht den nötigen Widerstand, schlugen sie ein und wirkten sich dann oftmals zum Einsturz größerer Mauerstrecken aus (Abb. 41).

c) Unterhaltungskosten bis zum Jahre 1905.

Über die bis zur Veröffentlichung Fülschers[1]) im Jahre 1905 für die reine Unterhaltung — also ausschließlich der Kosten der Um- bzw. Ergänzungsbauten — der insgesamt 2758 m langen, von der Buhne 5 bis zum heutigen Südabschluß sich erstreckenden Dünenschutzmauer verausgabten Beträge fehlen bis zum Jahre 1895 genaue Unterlagen. Erheblich

Abb. 41. Zerstörungen an der Dünenschutzmauer vor der Wandelhalle (1926).
Aufnahme bei Springflut.

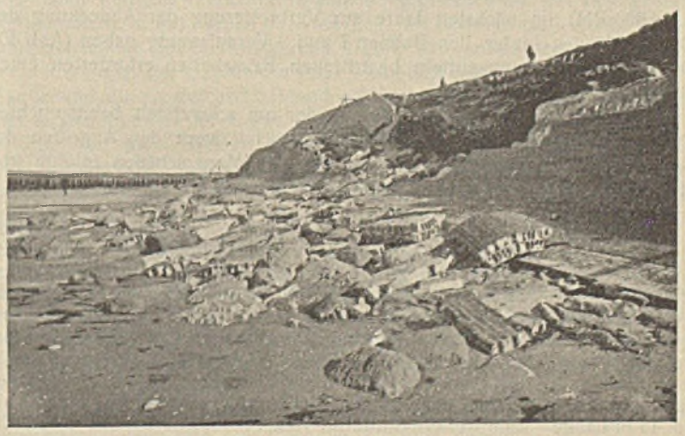


Abb. 42. Sturmflutschaden an der aufgehöhten Dünenschutzmauer (1926).
Einbruchstelle bereits durch Buschpackungen abgedeckt.

dürften sie allerdings nicht gewesen sein, da für die Mauer bis zu diesem Zeitpunkte kritische Belastungszustände noch nicht eingetreten waren. Für die folgenden elf Jahre (1895 bis 1905) ist für die Unterhaltung des Dünenschutzwerkes eine Summe von rd. 48 000 Mark anzusetzen. Sie hält sich also, auf das Jahr umgerechnet, in bescheidenen Grenzen.

d) Umbau und Neubau (1906 bis 1910).

Als durch die kritische Sturmflut im März 1906 — sie war die schwerste seit dem Jahre 1825 und wies eine Höhe von 3,15 m über MHW auf — Mauereinstürze in bisher nicht beobachtetem Ausmaße auf rd. 300 m Länge eingetreten waren — der Neubau der eingestürzten Mauerstrecken kostete rd. 68 000 Mark —, glaubte man, durch eine Erhöhung der Herdmauer und eine an die Mauerkrone anschließende Abpflasterung der Randdünen (Abb. 27a) die Möglichkeit einer Hinterspülung des Schutzwerkes und der darauf zurückzuführenden Zerstörungserscheinungen auszuschalten, und gab diese Querschnittform mit einigen Änderungen auch dem in den Jahren 1907 bis 1910 am Nordweststrande errichteten rd. 1113 m langen Dünenschutzwerk.

Der Neubau konnte unter erheblichen Erdbewegungen, die insonderheit auch für die Auffüllung eines Dünendurchbruches nördlich der Buhne 5 erforderlich waren, ohne Schwierigkeiten durchgeführt werden.

e) Weitere Erfahrungen und Umbauten (1911 bis 1931).

Die in das durch Aufhöhung der Herdmauer zwischen den Buhnen 5 und 11 vervollkommnete Mauerprofil gesetzten Erwartungen erfüllten sich in den folgenden Jahren nicht. Infolge eines verstärkten Angriffes der Brandung auf die vorgenannte Mauerstrecke — bei der nördlich anschließenden, von 1907 bis 1910 erbauten Mauer blieben die Strandverhältnisse wesentlich günstiger —, deren Ursachen in der weiteren Strandabnahme zu suchen sind, wurde das bei Sturmfluten in den Brechern hochgeschleuderte Seewasser in zunehmender Menge hinter die Mauerkrone getrieben. Dort rief es neben Ausrissen im Dünengelände Unterspülungen der an die Mauerkrone anschließenden Pflasterbahn und damit Hinterspülungen der aufgehöhten Herdmauer hervor, die in Verbindung mit den bereits beschriebenen, an den älteren Mauerquerschnitten beobachteten Zerstörungserscheinungen, mehrfach wiederum zum Einsturz des ganzen Schutzwerkes auf größere Längen führte (Abb. 42).

Beträchtliche Mauerschäden dieser Art im Winter 1926/27, zu deren Beseitigung rd. 45 000 RM benötigt wurden, gaben zu einer Sicherung des an die Mauerkrone anschließenden Dünengeländes durch eine leichte, mit einer Klinkerflachschicht belegte Betonabdeckung und eine breite Beschotterung Anlaß (Abb. 27b).

Die im gleichen Winter auch an der Mauer hinter den Buhnen 15 bis 15a infolge von Hinterspülung eingetretenen leichteren Schäden führten zu einer Verbreiterung der Wandelbahn hinter diesen Buhnen und dienten der im folgenden Jahre gleichfalls vorgenommenen Wandelbahnverbreiterung hinter den Buhnen 17 bis 22 als Vorbild. Diese Verbesserungen der Mauerquerschnitte haben sich bisher recht gut bewährt.

Die Winterstürme der Jahre 1928/29 und 1929/30 hinterließen kleinere Schäden an der Mauer hinter den Buhnen 6 bis 7 und 12 bis 13, die vor allem in einem Herausschlagen hohlliegender Teile der Klinkerverblendung bestanden. Sie konnten ohne Schwierigkeiten, wenn auch immerhin mit einem Kostenaufwande von rd. 12 300 RM, die aus Unterhaltungsmitteln bestritten wurden, beseitigt werden.

Unangenehmer war die Feststellung, daß sich die zur Sicherung der Mauer hinter den Buhnen 5 und 15 im Jahre 1927 ergriffenen Maßnahmen nicht als ausreichend erwiesen. Bei den Sturmfluten der folgenden Jahre traten erneut erhebliche Hinter- und Unterspülungen des Schutzwerkes ein, die nach Ausbesserung geringer Schäden des Jahres 1930 (rd. 1800 RM) im nächsten Jahre zur Verbreiterung der Abdeckung des Dünengeländes hinter den Buhnen 7 und 9 Veranlassung gaben (Abb 30). Die aus Unterhaltungsmitteln bestrittenen Bauarbeiten erforderten einen Betrag von rd. 10 000 RM.

Es steht zu erhoffen, daß das an der am schwersten beanspruchten Strecke in dieser Weise gesicherte Dünenschutzwerk den Angriffen der See wenigstens insofern gewachsen ist, als Mauerschäden infolge von Hinterspülung zukünftig nicht mehr eintreten werden*).

*) Durch den schweren Sturm vom 24. bis 27. Januar 1935 wurde der noch aus Bruchsteinpflaster auf einer Buschunterlage bestehende 5 m breite alte Teil der Vorlage vor dem Mauerfuß an der den Angriffen der See infolge besonders ungünstiger Strandverhältnisse am meisten ausgesetzten Strecke zwischen den Buhnen 7 und 8 auf 16 m Länge herausgeschlagen. Dieser Schaden führte bei der Sturmflut vom 2./3. Februar infolge von Unterspülung des Mauerfußes und des Brandungsangriffes auf die Mauerschale zum Einsturz zunächst des unteren und sodann auch des aufgehöhten Teiles der Dünenschutzmauer auf rd. 45 m Länge. Eine weitere Sturmflut vom 14./15. Februar rief erhebliche Ausrisse in dem hinter der Mauerlücke liegenden Dünengelände hervor und brachte — neben einer Erweiterung des Mauerschadens — auch die im Winter 1931/32 verbreiterte obere Wandelbahn zum Einsturz (Abb. 43).

f) Bewährung der Baustoffe.

Über die Bewährung der beim Bau der Schutzmauer verwendeten Baustoffe ist zu berichten, daß sich die aus Kalksand im Mischungsverhältnis 1 : 4 bzw. in magerem Sandbeton im Mischungsverhältnis 1 : 8 hergestellten Mauerschalen als wenig widerstandsfähig erwiesen und nicht zuletzt auch eine Ausdehnung einmal eingetretener Mauerschäden begünstigt haben. Den Witterungseinflüssen nicht voll gewachsen haben sich auch die in den ersten Jahrzehnten für die Mauerverblendung verwendeten Klinker nicht erstklassiger Art gezeigt. Demzufolge sind bei allen Mauerinstandsetzungen seit dem Jahre 1906 nur noch oldenburgische Wasserbauklinker I. Sorte aus den Bockhorner Ziegeleien verbaut worden, die sich vorzüglich bewährt haben und als für derartige Schutzwerke besonders geeignet bezeichnet werden müssen. Auf die unbedingte Notwendigkeit der Verwendung eines fetten Zementmörtels für jegliches Mauerwerk wie auch für die Verfugung sei besonders hingewiesen.

g) Verbreiterung der Vorlage, Sicherung des Nordabschlusses der Mauer und Erneuerung zweier Spundwandstrecken vor dem Mauerfuß (1907 bis 1933).

Außer den im Laufe der Jahre durchgeführten Umbauten des Dünenschutzwerkes mußte zwischen einer Anzahl von Buhnen am West- und Nordweststrande auch eine durch die Strandabnahme bedingte Verbreiterung der seit dem Jahre 1878 vor dem Mauerfuß angeordneten Vorlage zur Wiederherstellung des Anschlusses an den Strand vorgenommen werden.

Die in der alten Bauart als Buschvorlagen mit einer Bruchsteinabpflasterung in den Jahren 1907 bis 1910 hergestellten Vorlagenverbreiterungen bewährten sich nicht, da jede, insbesondere auch nach den Sturmfluten unmittelbar vor der Vorlage beobachtete Strandabnahme zu Versackungen der Buschunterlage infolge von Unterspülung und damit zu Zerstörungen in der Pflasterdecke führte, die zudem durch den fortgesetzten Angriff der Brandung abgenutzt war und im Laufe der Zeit ihr festes Gefüge verloren hatte.

Bei der im Jahre 1924 durchgeführten Erneuerung der am stärksten mitgenommenen Vorlage zwischen den Buhnen 15 bis 17 wurde daher von einer Verwendung von Faschinenbusch völlig abgesehen und für die Unterbettung der aus Basaltsäulen hergestellten Pflasterdecke nur noch Steinmaterial genommen (Abb. 28). Diese Bauart hat sich bisher auch den Angriffen schwerer Sturmfluten voll gewachsen gezeigt und keinerlei Unterhaltung erfordert.

Die Bauausführung der Vorlagenerneuerung zwischen den Buhnen 15 und 17 wie der Verbreiterung zwischen den Buhnen 6 und 8 gestaltete sich insofern nicht ganz einfach, als die Baustellen bei jedem Hochwasser überflutet wurden, doch gelang es, durch abschnittweise Fertigstellung der Vorlagen dieser Schwierigkeiten Herr zu werden.

Strandabnahmen und Dünenabbrüche am Nordabschluß des Dünenschutzwerkes, die im Jahre 1929 einsetzten und wahrscheinlich auf eine Verschiebung der Wasserscheide auf dem Borkum-Riff zurückzuführen sind, gaben in den Jahren 1929/1932 zur Sicherung des Mauerabschlusses gegen Hinterspülung durch einen in die Randdünen einbindenden, mit Basaltsäulen abgepflasterten Böschungskegel, wie zur Verbreiterung der Vorlage vom Fuße des Böschungskegels bis zur Buhne 1 Veranlassung. Um die Möglichkeit einer Unterspülung der Vorlage auszuschalten, wurde an Stelle der bisher üblichen hölzernen Pfahlreihe eine eiserne Spundwand der Bauart Larssen, Profil X, eingebaut, die im Jahre 1933 auch bei der Erneuerung einer abgängigen hölzernen, 1,50 m langen Spundwand vor dem Mauerfuß zwischen den Buhnen 13 und 14 Verwendung fand.

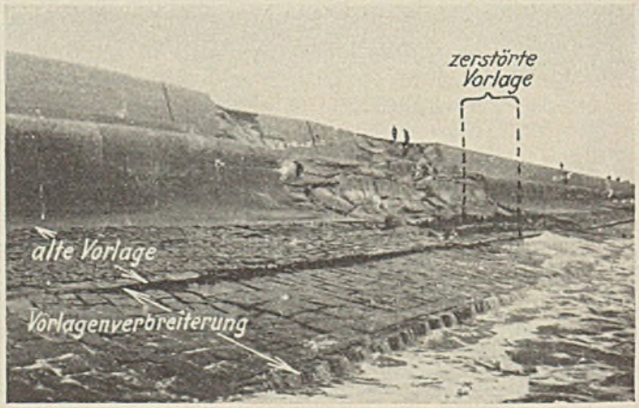


Abb. 43. Sturmflutschaden an der aufgehöhten Dünenschutzmauer hinter den Buhnen 7 bis 8 (Februar 1935).

3. Gesamtaufwendungen für die Borkumer Dünenschutzwerke (1874 bis 1932).

Die Neubaukosten der rd. 3871 m langen Dünenschutzmauer am Borkumer Strande haben, einschließlich der bis zum Jahre 1911 vorgenommenen Umbauten, rd. 1 313 800 + rd. 184 300 = rd. 1 498 100 Mark betragen. Ihnen sind noch die für die weitere Vervollkommnung des Mauerquerschnitts, die im Umbau der oberen Wandelbahn hinter den Buhnen 5 bis 10, der Wandelbahnverbreiterungen nördlich und südlich der Wandelhalle, sowie der Verbreiterung von Teilstrecken der Mauervorlage aufgewendeten Reichsmarkbeträge in Höhe von rd. 461 900 RM hinzuzurechnen.

Demgegenüber sind für die Unterhaltung der ganzen Schutzmauer einschließlich der Beseitigung von Sturmschäden

a) bis zum Jahre 1905	rd.	48 000 Mark
b) in den Jahren 1906 bis 1918	„	183 600 „
c) in den Jahren 1919 bis 1921 (Markentwertung)	„	214 000 „
d) in den Inflationsjahren 1922 und 1923 . . .	„	580 000 „
e) in den Jahren 1924 bis 1932	„	464 200 RM,

d. h. rd. $^1/_4$ der in diesen Zeiträumen insgesamt bereitgestellten Unterhaltungsmittel verausgabt.

Vom Beginn des Schutzbaues im Jahre 1874 bis zum Schluß des Rechnungsjahres 1932 (31. März 1933) sind für den Neubau und die Umbauten des Dünenschutzwerkes — ausschließlich des ausgesprochenen Inflationsbetrages — insgesamt rd. 1 731 100 Mark + rd. 461 900 RM und für die Unterhaltung einschließlich der Beseitigung der Sturmschäden rd. 445 600 Mark + rd. 464 200 RM verausgabt, so daß letztere fast die Hälfte der ersteren betragen haben.

IV. Die auf den Inselstrand wirkenden Kräfte.

1. Allgemeines.

Die bekannte Wanderung der west- und ostfriesischen Inseln und der ihnen vorgelagerten Sände in westöstlicher Richtung[6] [7] [8] [9], der vor dem Bau von Schutzwerken auf dem Westlande auch das nicht geschützte Borkum in vollem Umfange unterworfen war, hatten zur Folge, daß besonders der Südwest- und Westrand der Insel im Abbruch lagen, während am Strande des Ostlandes Anlandungen festzustellen waren. Nach der Festlegung einer Widerstandslinie an der im Angriff liegenden Strandstrecke des Westlandes durch Buhnen und Dünenschutzwerk hörte die Strandabnahme nicht — wie wohl erwartet — auf, nahm aber ein langsameres Tempo an.

2. Ursachen der Strandabnahme.

Maßgebend für den Grad der Strandabnahme sind die an dem gefährdeten Inselstrand jeweils nagenden Tideströmungen. Nach dem Bau der Buhnen ist ihre unmittelbare Einwirkung auf den Strand unter gewöhnlichen Verhältnissen naturgemäß eingeschränkt, wenn sich auch aus dem ungünstigen Verlauf der von den Buhnenköpfen gebildeten Streichlinie, die infolge der ungleichen Buhnenlängen nicht in einer glatten Kurve verläuft, sondern einen Linienzug mit Knickpunkten an den Buhnenköpfen darstellt (Abb. 6), bereits gewisse Nachteile ergeben.

Mit steigendem Wasser und der damit verbundenen Überströmung der Buhnen tritt bei normalen Tiden eine durch die nicht einheitliche Höhenlage der Buhnenrücken und die Unterschiede in ihrem Längsgefälle ungünstig beeinflußte, wenn auch im allgemeinen wohl nicht erhebliche Einwirkung der Längsströmung auf die Strandfläche ein. Bei Sturmfluten jedoch setzt der Strom in beträchtlicher und infolge der verschiedenen Höhenlage der Buhnenrücken wechselnder Stärke über diese hinweg und führt den durch die gleichzeitig auflaufende schwere Brandung aufgewühlten feinkörnigen Sand des Strandes mit sich fort, so daß erfahrungsgemäß gerade nach Sturmfluten in den Buhnenfeldern besonders starke, nunmehr aber zweifellos durch die ungleichmäßige Höhenlage der Buhnenrücken begünstigte Strandabnahmen zu beobachten sind.

Die unmittelbaren Ursachen der Abnahme des Inselstrandes sind in den durch die sich verschiedentlich von der Dünenschutzmauer nach See zu erweiternden Buhnenfelder noch verstärkten Einwirkungen der Brandung und des Windes auf den Strand zu erblicken. Die Brandung wühlt, besonders bei starken auflandigen Winden, den feinkörnigen Sand des Strandes auf, der von der rücklaufenden, bei fallendem Wasser besonders kräftigen Grundströmung erfaßt und seewärts verfrachtet wird. Der sich unter günstigen Verhältnissen auch in Form flacher Riffe auf dem Vorstrande ablagernde Sand ist nun, sobald er die Streichlinie der Buhnenköpfe seewärts überschreitet, der Schleppkraft der vor den Buhnen vorbeistreichenden Längsströmung im Strandgatje, die eine Höchstgeschwindigkeit von rd. 1,25 m/sek erreicht, ausgesetzt und wird von ihr in bald größerem, bald geringerem Umfange mit fortgeführt.

Tritt nach einer Schlechtwetterperiode, die eine Sandbewegung und Verlagerung in der geschilderten Weise verursacht hat, ruhiges Wetter mit ablandigen Winden ein, so bringen die auflaufenden Wellen bei einer nur schwachen rücklaufenden Grundströmung den seewärts verlagerten Sand, soweit er nicht von den Tideströmungen vor den Buhnenköpfen unwiderbringlich entführt ist, wieder zurück. Der Inselstrand erfährt während dieser Zeit eine Aufhöhung.

Am Strande des Borkumer Westlandes hat dieses Wechselspiel schließlich zu Sandverlusten geführt, die sich in ihrer Gesamtheit im Laufe der Jahre zu einer erheblichen Strandabnahme addiert haben. So hat z. B. der Weststrand in der Streichlinie zwischen den Buhnen 15 und 16 vom Jahre 1900 bis 1933 um nicht weniger als 4,15 m an Höhe abgenommen, während sich der obere Strand im gleichen Felde um das beträchtliche Maß von 1,40 m erniedrigt hat (Abb. 44).

Die Stärke, mit der der Flut- und Ebbestrom am Inselstrand entlangsetzen, muß — wie erwähnt — als Gradmesser der Strandabnahme bezeichnet werden, da kräftige Strömungen tiefe Stromrinnen im Riffgrunde ausreißen und auf den den Inselstrand bildenden und durch die Brandung aufgewühlten, äußerst feinkörnigen Sand anziehend wirken und ihn fortführen.

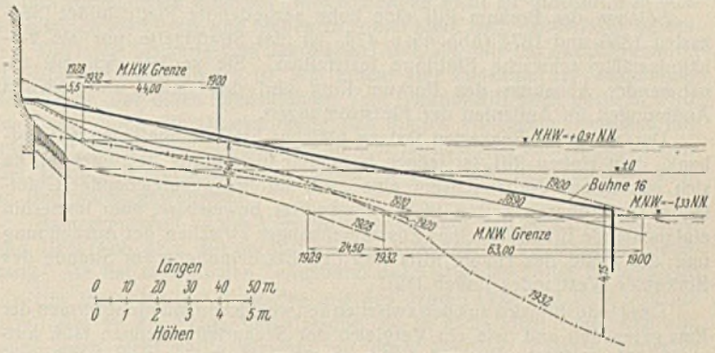


Abb. 44. Strandprofile am Weststrande zwischen den Buhnen 15 und 16 (1890 bis 1932).

Sie gefährden infolge der dadurch eintretenden Abnahme des Strandes die ihn mehr und mehr überhöhenden Buhnen und insonderheit auch durch unmittelbaren Angriff die Buhnenköpfe.

3. Veränderungen des Borkum-Riffs und Strandgatjes im Verlauf des vergangenen Jahrhunderts (1833 bis 1933) und Nachweis einer gewissen Gesetzmäßigkeit der Vorgänge.

Vor dem Strande der anderen ostfriesischen Inseln, bei denen allerdings die Verhältnisse einfacher liegen, ist nun ein gesetzmäßiger Wechsel der Lage der tiefen Stromrinnen (Seegaten) im Laufe der Jahrzehnte festgestellt worden, der auf das Wandern und die Umbildung der den Inseln vorgelagerten Außensände zurückzuführen ist[10].

Mit großer Wahrscheinlichkeit ist anzunehmen, daß ähnliche, für die Beurteilung der auf den Inselstrand und damit auf die auf ihm errichteten Schutzwerke wirkende Kräfte äußerst wichtigen Erscheinungen auch vor Borkum vorhanden sind, obwohl sie an Hand der zur Verfügung stehenden Unterlagen nicht unbedingt einwandfrei nachgewiesen werden können.

Eine Prüfung des über einen Zeitraum von hundert Jahren vorliegenden und zur Erleichterung eines Vergleiches auf das heutige Seekartennull, d. h. auf MSprNW — es liegt für Borkum auf — 1,565 NN —, umgezeichneten Seekartenmaterials ergibt, daß neben den eingetretenen Veränderungen der Gestalt der Insel besonders auch die ihr vorgelagerten Sände und die sie durchschneidenden Mündungsarme der Ems im Verlaufe der letzten hundert Jahre gewaltige Umbildungen erfahren haben.

Bei der Insel Borkum haben diese Umbildungen, insonderheit die des Borkum-Riffs, mit der die der Insel unmittelbar vorgelagerte ausgedehnte Sandbank bezeichnet wird, und der Westerems sich nachteilig auf den West- und Nordweststrand des Westlandes ausgewirkt und auch dem Südstrande seine frühere Ausdehnung genommen.

Soweit an Hand der vorhandenen Seekarten festzustellen ist, ist nur einmal während der letzten hundert Jahre, und zwar auf der Seekarte vom Jahre 1874 (Abb. 47), nach vorangegangener Abnahme seit 1833, eine allgemeine Wiederaufhöhung des Borkum-Riffs eingetreten, die auch zur Verflachung des Strandgatjes, der Stromrinne vor dem Westlande, Veranlassung gegeben hat.

Aus dem vorhandenen Planmaterial und den dadurch belegten Veränderungen lassen sich nun folgende Schlüsse ziehen.

[6]) W. Krüger, Meer und Küste bei Wangeroog. Z. f. Bauwes. 1911.
[7]) Gaye, Entwicklung und Erhaltung der ostfriesischen Inseln. Ztrlbl. d. Bauv. 1934.
[8]) Walther, Die Gezeiten und Meeresströmungen im Norderneyer Seegat. Bautechn. 1934.
[9]) Dr.-Ing. Janssen, Über die Kräfte, die die ostfriesischen Inseln, insbesondere den östlichen Strand der Insel Spiekeroog, gestalten. Bergland-Druckerei Schweidnitz 1933.
[10]) Gaye u. Dr.-Ing. Walther, Die Wanderung der Sandriffe vor den ostfriesischen Inseln. Bautechn. 1935, Heft 41.

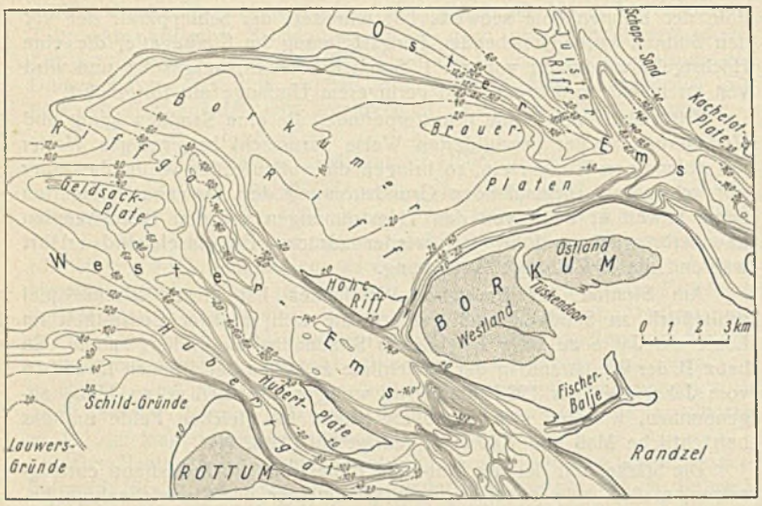


Abb. 45. Seekarte 1833.
Tiefenangaben auf M. Spr. NW = Seekartennull bezogen.

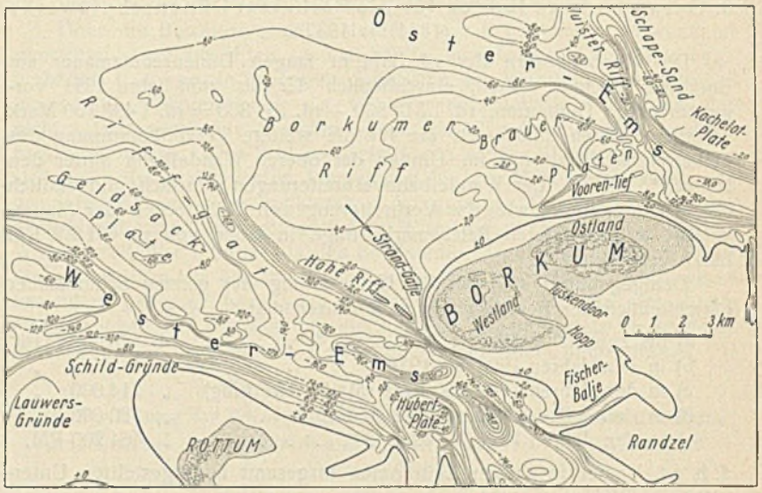


Abb. 46. Seekarte 1859.
Tiefenangaben auf M. Spr. NW = Seekartennull bezogen.

Solange das Borkum-Riff eine hohe ausgedehnte Platte bildet [Seekarten 1833 und 1874 (Abb. 45 u. 47)], ist das Strandgatje nur als verhältnismäßig schwache Flutrinne feststellbar. Sie vertieft sich mit zunehmender Abnahme des Borkum-Riffs und den damit verbundenen Änderungen im Auflaufen der Flutströmungen.

Der auf allen Seekarten fast an gleicher Stelle eingetragenen Sandbank, dem Hohen Riff, ist jedoch besondere Bedeutung beizumessen, da sich aus ihrem Vorhandensein eine zwar infolge unzureichender Unterlagen aus früheren Zeiten nicht einwandfrei beweisbare, aber immerhin einleuchtende Erklärung eines Zusammenhanges zwischen der Ausdehnung und der Höhe des Hohen Riffs und den Erscheinungen am Strande des Borkumer Westlandes finden läßt.

Das Hohe Riff wird aus den zwischen den westlichen Mündungsarmen der Ems gelegenen und, wie ein Vergleich der Seekarten erkennen läßt, fortwährenden Umbildungen unterworfenen Sänden ständig gespeist, indem im Rahmen der West-Ost-Wanderung der Küstensände die vom Emsstrom mitgeführten und infolge der abnehmenden Schleppkraft der Ebbeströmung bei Austritt in die See zur Ablagerung gelangenden Sandmassen vom Flutstrom und der Brandung über den Nordwestauslauf des Borkum-Riffs auf das Hohe Riff geschoben werden und es aufhöhen.

Es nimmt an Ausdehnung und Höhe zu und drängt dabei das Strandgatje unter Schwenkung aus der ursprünglich nordwestlichen in eine nordöstliche Lage an die Insel heran. Der bei steigendem Wasser über das Borkum-Riff setzende Flutstrom — er ist von ausschlaggebender Bedeutung — wird durch das auf den Inselstrand vordringende Hohe Riff in seinem Einfallen in die Westerems immer mehr behindert und zu größeren Umwegen gezwungen, bis er in ihm eine neue Stromrinne einreißt, die zur Abschnürung eines Riffteils führt. Dieser abgetrennte Teil beginnt nun nach Osten zu wandern und zieht, teils in einiger Entfernung vom Inselstrand, über das Borkum-Riff und füllt die an seinem Ostrande liegenden Brauer-Platen bzw. auch den Nordstrand des Ostlandes auf, teils bewegt er sich mehr auf den Strand des Westlandes zu. Dieser letztere, von der neuen Trennrinne und dem Strandgatje begrenzte und neuerdings mit „Borkumer Platje" bezeichnete Teil des vom Hohen Riff abgeschnürten Wandersandes (Abb. 49) wird nun durch die sich im Laufe der Jahre vertiefende und erweiternde neue Stromrinne (Trennrinne) an das Strandgatje herangedrückt, das somit in zunehmendem Maße zwischen dem Platje und dem Inselstrande eingeengt wird.

Je stärker aber die Druckwirkung des sich im Laufe der Jahre durch Sandzufuhren vom Borkum-Riff noch beträchtlich aufhöhenden Platjes auf das sich infolge der Einschnürung vertiefende Gatje ist, um so mehr werden der Inselstrand und die auf ihm zum Schutze der Insel errichteten Werke angegriffen.

Die Weiterentwicklung kann dahin führen, daß das Gatje durch das zur Insel drängende Borkumer Platje langsam aufsandet und schließlich völlig verschwindet. Die damit eingetretene Anlandung des Riffes wird in der Strandzone, in der sie entsteht, eine wesentliche Verbesserung der Strandverhältnisse mit sich bringen.

Immerhin muß aber damit gerechnet werden, daß das Platje erst nach weiterer Wanderung am eingeengten Strandgatje entlang zur Anlandung kommt, die erwünschte und wichtige Zunahme am West- und Nordweststrande des Westlandes mithin ausbleibt.

Mit einer Anlandung des Borkumer Platjes und einem Verschwinden oder auch nur einer Verkümmerung des Strandgatjes wird jedoch ein Dauerzustand nicht eintreten.

Vom Hohen Riff, das im Laufe der Jahre aus der West-Ost-Wanderung der Küstensände an Ausdehnung und Höhe wieder zunehmen wird, wird die als neues Strandgatje anzusehende Trennrinne erneut unter langsamer Schwenkung aus ihrer zunächst nordwestlichen in eine nördliche und sodann in eine nordöstliche Richtung herumgeschwenkt und damit an den Inselstrand herangeschoben werden, soweit dieser Entwicklung nicht Einhalt geboten wird. Das geschilderte Kräftespiel wird sich wiederholen.

In welcher Zeitfolge ein solcher Wechsel eintreten kann, ließe sich nur an Hand eines in planmäßigen Aufnahmen gesammelten genauen Kartenmaterials, das sich über Jahrzehnte erstrecken müßte, beurteilen. Da es zur Zeit nicht vorliegt, sind die vorstehenden Darlegungen natur-

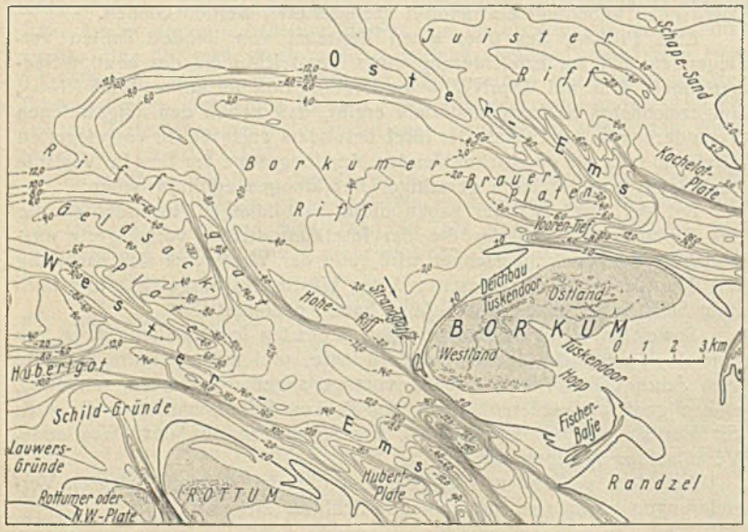


Abb. 47. Seekarte 1874.
Tiefenangaben auf M. Spr. NW = Seekartennull bezogen.

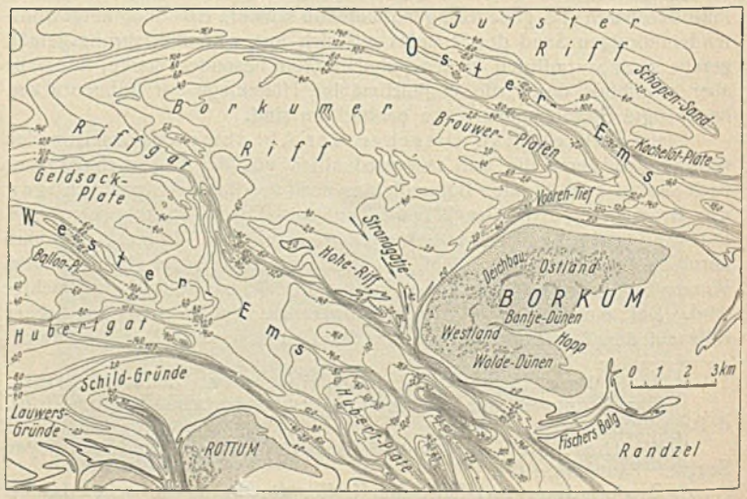


Abb. 48. Seekarte 1888.
Tiefenangaben auf M. Spr. NW = Seekartennull bezogen.

gemäß nur bedingungsweise gültig, im großen und ganzen aber zweifellos zutreffend.

Der Beweis läßt sich an Hand der vorhandenen Seekarten vom Jahre 1833 bis 1933 führen.

Wenn man auch der ältesten vorhandenen Seekarte aus dem Jahre 1833 (Abb. 45) — sie ist holländischen Ursprungs — in Anbetracht des zu jener Zeit noch nicht sehr entwickelten Vermessungswesens unbedingte Genauigkeit nicht zusprechen kann, so verschafft sie doch einen Überblick über die damaligen, im Mündungsgebiet der Ems und vor der Insel Borkum vorhandenen Verhältnisse.

Die Seekarte läßt eine von der Oster- zur Westerems durchgehende, unmittelbar vor dem Inselstrande entlanglaufende Stromrinne erkennen. Ein Wandersand von besonderer Ausdehnung ist zu dieser Zeit im Begriff, sich an den Inselstrand zu legen. Die Richtung der Rinne beweist das starke Andrängen der Sandmassen gegen die Stromrinne, die sie schon stark verflacht haben. Der Zeitpunkt, zu dem sich der Tidestrom einen neuen Weg zur Westerems suchen wird, scheint nicht mehr fern zu sein.

Auf der Seekarte vom Jahre 1859 (Abb. 46) ist dieser Zustand bereits eingetreten. Das Hohe Riff hat einen nach Osten wandernden Sand abgestoßen. Die nach Nordwesten abgebogene Trennrinne, Strandgatje genannt, läuft unmittelbar östlich des Rückens des Hohen Riffs vorbei in die Westerems und greift den Borkumer Südstrand zunächst nur im Südwesten an, wie auch durch Überlieferungen aus jener Zeit bezeugt ist. Die Abnahme des Südstrandes beträgt seit dem Jahre 1833 etwa 550 m.

Am Nordweststrande der Insel haben die wandernden Sände, deren Ausläufer in dem Verlauf der 2-m-Tiefenlinie zu erkennen sind, sich an den Strand gelegt und dabei auch die Stromrinne des Jahres 1833 völlig verfüllt und zum Verschwinden gebracht.

Auf Grund der Gesamterscheinungen darf wohl als sicher angenommen werden, daß zwischen den Jahren 1833 und 1859, gemittelt vielleicht um das Jahr 1845, das langgestreckte und ausgedehnte Sandriff vom Jahre 1833 Anschluß an den Borkumer Strand gefunden hat.

Die weitere, eingangs schon beschriebene Entwicklung der Verhältnisse läßt sich an Hand des Kartenmaterials gut verfolgen.

In den Jahren 1866 bis 1897 füllt sich das Hohe Riff langsam wieder auf. Es nimmt an Ausdehnung und Höhe zu. Sein östlicher Teil beginnt bereits um das Jahr 1866 auf das Strandgatje zu drücken und biegt es aus der ursprünglichen nordwestlichen in eine mehr nordsüdliche Richtung herum. Der Weststrand der Insel wird angegriffen. In dieser Zeit (1869) werden auf ihm auch die ersten Schutzwerke und, dem weiteren Strand- und Dünenabbruch folgend, dann auch auf dem nördlich und südlich anschließenden Strande errichtet.

Die Seekarte vom Jahre 1874 (Abb. 47) zeigt eine Verflachung des Strandgatjes, die auf eine inzwischen eingetretene allgemeine Aufhöhung des Borkum-Riffs zurückzuführen ist, deren Ursachen jedoch nicht klar zu erkennen sind. Der Nordstrand der Insel hat durch Heranlegen wandernder Sände an den Strand in großem Umfange zugenommen.

Die Seekarte vom Jahre 1888 (Abb. 48) weist wieder eine Verschlechterung der Verhältnisse auf dem Borkum-Riff auf, das an Höhe abgenommen hat. Das Hohe Riff ist weiter gewachsen, während das Strandgatje sich zwar nicht vertieft, wohl aber weiter nach Norden in den Riffgrund eingeschnitten hat. Östlich des Gatjes tritt eine aus den Sänden des Borkum-Riffs gespeiste dreieckförmige und den Fuß der Wasserscheide zwischen der Wester- und Osterems bildende Sandbank vor dem Inselstrande in die Erscheinung, die — wie die Seekarten der folgenden Jahre ergeben — als ein sich in Richtung auf den Nordstrand bewegendes Wanderriff anzusprechen ist.

Auf der Seekarte vom Jahre 1897 hat das Strandgatje eine ausgesprochene nordsüdliche Lage angenommen und sich infolge des vom Hohen Riff ausgeübten Druckes erheblich vertieft, ohne aber vorerst den Inselstrand und damit die auf ihm errichteten Werke besonders anzugreifen.

Während auf der Seekarte vom Jahre 1897 nur das Strandgatje als Stromrinne vorhanden ist, zeigt die Karte aus dem Jahre 1909 (Abb. 49) neben dem noch mehr an den Inselstrand herumgeschwenkten Gatje auch die inzwischen im Hohen Riff eingerissene neue Trennrinne. Zwischen den Jahren 1897 und 1909, gemittelt also etwa um das Jahr 1903, hat der über das Borkum-Riff auflaufende Flutstrom sich einen neuen Weg zur Westerems gebahnt und damit wiederum ein Wanderriff, Borkumer Platje genannt, vom Hohen Riff abgetrennt. Diese Sandbank drängt von nun ab in verstärktem Maße das Strandgatje in südöstlicher Richtung auf den Inselstrand zu, der im Nordwesten stark angegriffen wird und neben dem Bau neuer Buhnen auf dem Nordweststrande die Verlängerung des Dünenschutzwerkes von der Buhne 5 bis zum heutigen Nordabschluß zur Folge hat.

Die Seekarte vom Jahre 1922 weist bereits die nahezu vollendete Umbiegung und Einschnürung des Strandgatjes durch das an die Insel herandrängende, eine beträchtliche Ausdehnung aufweisende Borkumer Platje aus. Die sich in dieser Bank bewegenden Sandmassen schieben sich in den folgenden Jahren am Gatje entlang, das sie aber wegen der in ihm vorhandenen kräftigen Tideströmungen nicht zu durchdringen oder aufzuhöhen vermögen, und biegen es immer mehr nach Nordwesten herum.

Die letzte Seekarte vom Jahre 1933 (Abb. 50), mit der das Jahrhundert (1833 bis 1933) geschlossen ist, läßt erneut eine Zunahme der Ausdehnung des Platjes, das durch Sandzufuhren vom Borkum-Riff noch gespeist wird, und eine durch die Druckwirkung des Platjes vollzogene Einschnürung und Schwenkung des Strandgatjes in eine nordöstliche Richtung erkennen. Die Trennrinne hat sich stark erweitert und als mächtige Flutrinne noch an Bedeutung gewonnen.

Bemerkenswert ist das Verschwinden der auf den Seekarten von 1888 und 1909 (Abb. 48 u. 49) nordöstlich des Strandgatjes vorhandenen Sandbank. Sie hat sich an den Nordstrand des Ostlandes völlig herangelegt.

Ein Vergleich der Seekarten aus den Jahren 1833 und 1933 (Abb. 45 u. 50) gibt zu der Frage Veranlassung, ob in nicht allzu ferner Zeit ein, wenn auch nicht völlig gleicher, so doch ähnlicher Zustand eintreten kann, wie ihn die Karte von 1833 zeigt. Sie läßt sich jedoch nicht mit Bestimmtheit beantworten, da die Verhältnisse infolge des große Tiefen und starke Tideströmungen aufweisenden Strandgatjes und der bereits vor einer ganzen Reihe von Jahren stattgefundenen Durchbrechung des Hohen Riffs nicht so klar und übersichtlich liegen wie vor hundert Jahren, wenn auch eine Entwicklung in Annäherung an die Verhältnisse vom Jahre 1833 als möglich bezeichnet werden darf.

Werden die zur Zeit noch kräftigen Tideströmungen im Strandgatje nachlassen und wird der über das Borkum-Riff auflaufende Flutstrom mehr und mehr durch die Trennrinne zwischen dem Hohen Riff und dem Borkumer Platje in die Westerems einfallen? Steht eine völlige Ausschaltung des Strandgatjes als Stromrinne für die nächste Zukunft bevor? Werden sich sodann die Sandmassen des Platjes an den Strand legen und vielleicht auch noch die zur Zeit im starken Abbruch liegenden Strandteile auffüllen können, oder werden sie dann schon so weit nach Osten gewandert sein, daß sie dem West- und Nordweststrande keine Entlastung mehr bringen können?

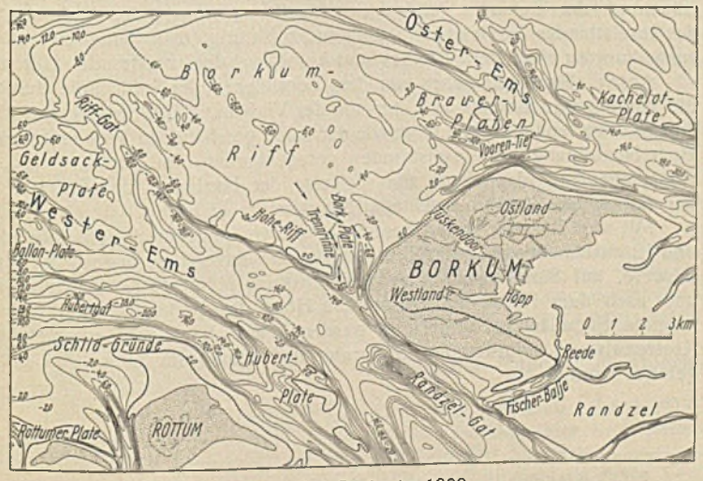


Abb. 49. Seekarte 1909.
Tiefenangaben auf M. Spr. NW = Seekartennull bezogen.

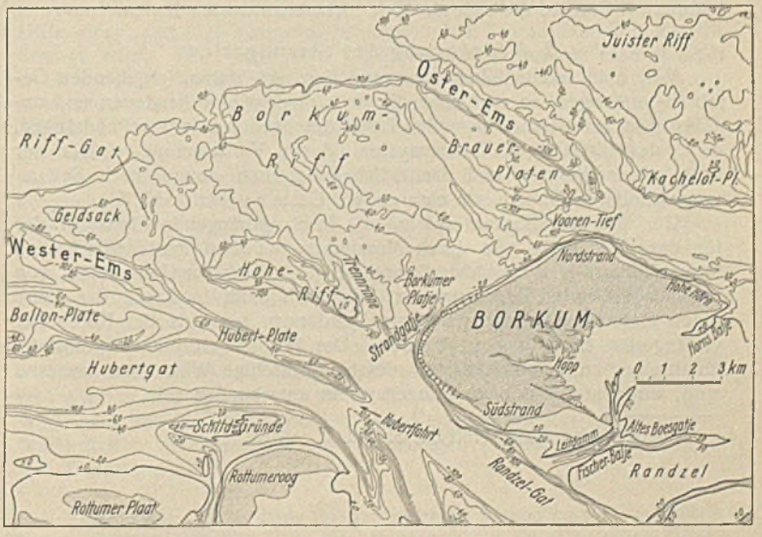


Abb. 50. Seekarte 1933.
Tiefenangaben auf M. Spr. NW = Seekartennull bezogen.

V. Die weiteren Maßnahmen zum Schutze der Insel.

Unter den für die nächste Zukunft zum Schutze der Insel Borkum zu ergreifenden Sicherungsmaßnahmen sind die sich auf eine reine Verteidigung der bestehenden Werke beschränkenden von jenen zu unterscheiden, die die Ursachen, die zu der starken Abnahme des Strandes und damit zur Beschädigung und Zerstörung der Schutzwerke geführt haben, beseitigen sollen.

1. Unterhaltung der bestehenden Schutzwerke.

Ließe man dem natürlichen Geschehen seinen Lauf, so würde sich das den Inselstrand stark gefährdende Strandgatje unter dem weiteren Druck des Borkumer Platjes aller Voraussicht nach noch mehr an den Inselstrand heranzulegen versuchen.

Ob nach Ablauf eines Zeitraumes, in dem äußerst kritische Zustände herrschen und zu schwersten Angriffen auf den Strand und die Schutzwerke führen würden, eine Entlastung durch Anlandung des Borkumer Platjes an der besonders gefährdeten Strandstrecke eintreten würde, ist, wie bereits erwähnt, möglich, aber nicht sicher.

Vor der Aufnahme des Inselschutzes traten infolge von Zunahme der Wassertiefen erhebliche Abbrüche des völlig ungeschützten Strandes und der Randdünen ein, bis durch Menschenhand eine bestimmte, durch Schutzwerke festgelegte Linie verteidigt wurde.

Die heutigen Schutzwerke sind bis auf die neuesten Buhnenbauten am Nordweststrande und die durch Umbau verstärkten Teile der Dünenschutzmauer keineswegs für die inzwischen bereits aufgetretenen Belastungsproben gebaut. Um sie weiterhin gegen die Angriffe der See zu verteidigen, wären zweifellos beträchtliche Kosten aufzuwenden.

Zunächst käme dabei ein Neubau der am meisten gefährdeten und fortwährende kostspielige Unterhaltung erfordernden Buhnen 8 bis 18 am Westrande, etwa in Form einwandiger eiserner Spundwandbuhnen in Frage, für die in Berücksichtigung der noch zu erwartenden weiteren Strandabnahme große Spundwandlängen zu wählen wären.

Weiter müßte die Fußsicherung der Dünenschutzmauer zunächst in den am stärksten bedrohten Abschnitten durch Erneuerung abgängiger und zu kurzer Holzspundwände sowie Verbreiterung der Vorlagen verstärkt werden. Unter Umständen müßte man sogar unterhalb der Niedrigwasserlinie durch Sinkstückvorlagen mit schweren Steinschüttungen oder sogar Blöcken den Anschluß der Fußsicherung an den abnehmenden Strand suchen.

Die Dünenschutzmauer selbst ist aber in ihrer jetzigen Bauart, als eine die Randdünen abdeckende Betonschale mit Klinkerverblendung, unter derartigen Verhältnissen mit Bestimmtheit den Angriffen der See auf die Dauer nicht gewachsen.

Während in früheren Jahren die Gewalt der anrollenden Brandung bereits in größerer Entfernung vom Schutzwerk auf dem breiten hochliegenden Strande gebrochen wurde, wird die Mauer jetzt schon bei etwas höher auflaufenden Fluten, in naturgemäß erhöhtem Maße aber bei Sturmfluten den Angriffen der Brandung, deren Brecher bei weiterer Zunahme der Wassertiefen auf dem vor der Mauer liegenden Strande aber noch erheblich an Wucht zunehmen werden, standhalten müssen, wozu sie, als leichtes Deckwerk gebaut, nicht in der Lage ist. Man wäre gezwungen, sie umzubauen und dabei eine zweckmäßigere, aber auch kostspieligere Bauart zu schaffen.

Die Gesamtaufwendungen für die Schutzwerke würden davon abhängig sein, wie lange die kritischen Zustände anhalten, bis zu welchem Grade sie sich auswirken und Sicherungsmaßnahmen erforderlich machen würden — Fragen, die sich zur Zeit nicht beantworten lassen.

2. Abdrängung des Strandgatjes.

Will man solchen Zuständen und den sich daraus ergebenden Gefahren vorbeugen, so muß man die im Strandgatje vorhandenen und unablässig am Inselstrande nagenden Tideströmungen von der Insel abdrängen, d. h. dem bisherigen Buhnensystem durch Verlängerung einiger der bestehenden Buhnen und damit Schaffung einer neuen, nach See zu vorgeschobenen Streichlinie eine andere Gestalt geben (Abb. 51).

Der über das Borkum-Riff auf die Insel andrängende Flutstrom, der für das Strandgatje, wie durch Messungen mit dem Rauschelbachschen Stromrichtungs- und Geschwindigkeitsmeßgerät[11]) einwandfrei geklärt, von ausschlaggebender Bedeutung ist, wird sich dann im Laufe der Jahre einen anderen Weg zur Westerems, und zwar seewärts der Köpfe der verlängerten Strandbuhnen bahnen. Das Heranlegen einer Stromrinne unmittelbar an den Inselstrand, dessen nachteilige Wirkungen erwiesen sind, wird durch das neue Buhnensystem unterbunden sein.

[11]) Bautechn. 1930, Heft 35, S. 530.

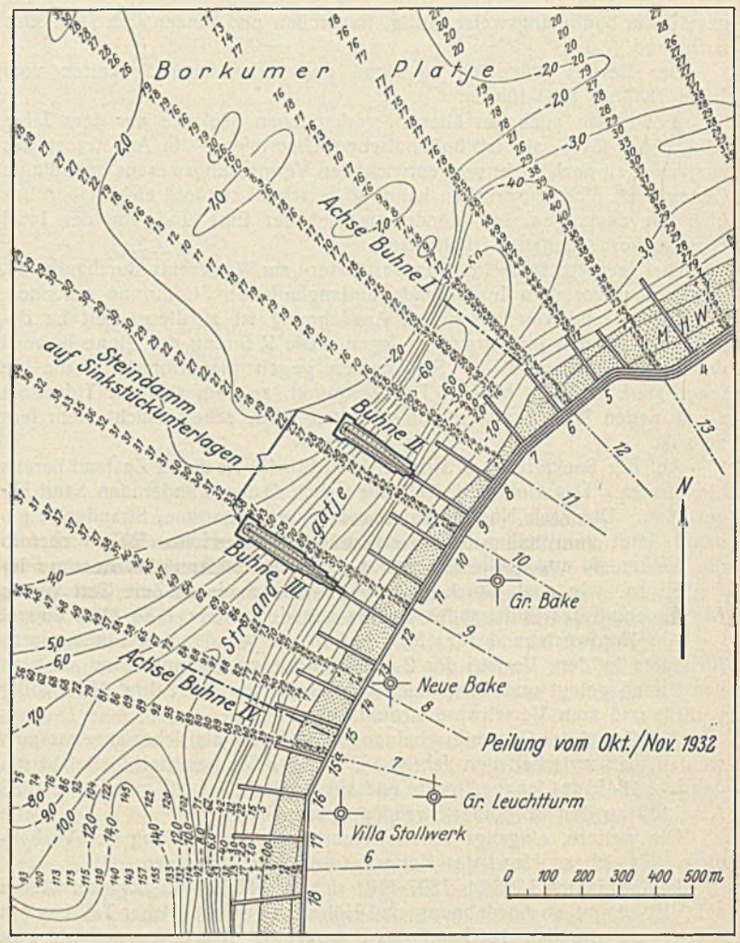


Abb. 51.
Tiefenangaben auf M. Spr. NW = Seekartennull bezogen.

Das Hohe Riff bzw. die von ihm abgetrennten Wanderriffe werden, soweit man aus den vorhandenen Unterlagen schließen kann, auch in Zukunft Stromrinnen gegen die Insel zu schieben versuchen. Die verlängerten Buhnen, deren Köpfe den Angriffen durch entsprechende bauliche Ausbildung, vor allem auch durch eine ausreichende Sicherung mittels Sinkstückvorlagen gewachsen sein werden, werden diesem Andrängen jedoch eine Grenze setzen.

Als weiteres Ergebnis der durch die Buhnenverlängerungen geschaffenen Verbauung des Strandgatjes darf eine allmähliche Aufsandung der von den neuen Werken abgeriegelten, wie auch der nordwestlich der Buhne I und südöstlich der Buhne IV gelegenen Teile des Strandgatjes erwartet werden.

Das Wechselspiel eines Auf- und Abbaues des Inselstrandes, wie es geschildert ist und infolge des Vorhandenseins einer tiefen Stromrinne unmittelbar vor dem Inselstrand zu einer Abnahme des Strandes geführt hat, wird allerdings nicht aufhören, nunmehr aber infolge der Verlegung der mehr oder weniger stark ausgeprägten Stromrinne vor die Köpfe der etwa um 200 m nach See zu verlängerten Buhnen und der aus der Abnahme der Tiefen im jetzigen Strandgatje zu erwartenden Aufhöhung des Inselstrandes durch die strandbildenden Naturkräfte in seiner Gesamtauswirkung zu einer Verbreiterung und Aufhöhung des Inselstrandes führen.

Abschließend darf daher von dem Vorschieben der Streichlinie durch die verlängerten Buhnen und der aus der Verbauung des Strandgatjes in ihm zu erwartenden Aufsandung, wie der damit geschaffenen Vorbedingung einer Neubildung des Inselstrandes gesagt werden, daß sie die erfolgversprechendste Maßnahme zum Schutze der Insel und zur Sicherung der auf ihrem Strande errichteten Schutzwerke bildet.

Mit dem Bau der ersten beiden, an die vorhandenen Strandbuhnen 9 und 12 anschließenden rd. 215 m langen Buhnenverlängerungen, die als schwere, auf Sinkstückunterlagen zunächst bis MNW-Höhe geschüttete und nach dem Kopfe hin bis auf die Höhe des Borkumer Platjes abfallende Steindämme hergestellt werden, sind die einen erheblichen Kostenaufwand erfordernden Sicherungsmaßnahmen im Jahre 1933 eingeleitet worden.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Einwirkung des Bergbaues auf die Eisenbahn.[1]

Von Reichsbahnoberrat Max Roloff, Oppeln.

Die Vorlesungen für Bauingenieure an den Technischen Hochschulen brachten in früheren Jahren über den Einfluß des Bergbaues auf die Erdoberfläche, auf die Gleise und Ingenieurbauten der Reichsbahn nichts. Das dürfte im allgemeinen auch heute noch so sein. Und was davon etwa die Vorträge für Markscheider lehren, bleibt dem Bauingenieur verborgen. Auffallend dünn gesät und wenig ergiebig sind denn auch die Auslassungen über dieses Gebiet in den technischen Zeitschriften. Hat man Glück, so kann man nach vielem Herumfragen allenfalls bei Eisenbetonfachleuten erfahren, daß Dr.-Ing. Mautner[2]) 1920 und 1922 in zwei kleinen Aufsätzen grundlegende Angaben über die Berechnung von Bauwerken in Bergbaugelände gemacht hat. Diese beiden Aufsätze sind besonders wertvoll durch ihren Hinweis auf eine Abhandlung des Markscheiders Dr. Lehmann[3]), der es sich angelegen sein läßt, die Gesetze, nach denen die Bewegung der Erdoberfläche im Bergbaugebiet vor sich geht, herauszuschälen. Gerade die braucht der Eisenbahningenieur. Lehmann vermittelt wenigstens gewisse Einblicke in die Zusammenhänge, wenn wir auch den Darlegungen, mit denen er die eigenartigen Erscheinungen erklären möchte, nicht zustimmen können. Aus dieser Arbeit erfahren wir dann auch, welche Männer sonst noch auf diesem Gebiete geschrieben haben. Wir hören den Namen Goldreich[4]), der zwar den Markscheidern und Bergkundigen, nicht aber dem Bauingenieur bekannt ist. In ihm haben wir den Wegbereiter, den der technische Dezernent einer Reichsbahndirektion braucht. Goldreich ist Bauingenieur und höherer Beamter der tschechoslowakischen Staatsbahnen. Er hat aus dem Schrifttum der Markscheider und Bergleute und aus dem Wenigen, aber Grundlegenden, das Bauingenieure[5]) darüber geschrieben haben, alles zusammengetragen, was irgendwie die Erscheinungen an der Erdoberfläche aufhellen könnte. Als ihm eine zehnjährige Beobachtung an der Montanbahn im Ostrau-Karwiner Revier zur Seite stand, schritt er zum Aufbau einer eigenen Theorie. Sie bedeutet einen Schritt vorwärts, wenngleich auch er geirrt hat. Wir erfahren bei ihm über Deckgebirge und Carbon, Mächtigkeit und Einfallwinkel der Flöze, Maß und Dauer der Senkung der Erdoberfläche bei Bruchbau und Versatz, Abbauverfahren zum Schutze wertvoller Bauwerke, Wesen und Unwesen der Sicherheitspfeiler, ungünstig liegende Markscheiden, sowie die Beziehungen zwischen Muldenrand, Abbaustoß und Teufe.

Verfasser stellt in seiner Dissertation die Ergebnisse des Quellenstudiums und dabei vor allem die verschiedenen Theorien über die Muldenbildung zusammen, würdigt sie auf Grund eigener Versuche, reiht daran eigene Erfahrungen und zeigt schließlich, wie unerläßlich für die Entwurfsbearbeitung neuer Kunstbauten im Bergbaugebiete die Verwendung der Grubenbilder ist. Die ersten drei Abschnitte (mit 11 Abbildungen), soweit sie die Ergebnisse des Quellenstudiums darbieten, bringt die „Bautechnik" nicht. Ebenso konnte sie hier nicht wiedergeben aus der zweiten Hälfte des Abschnittes betreffend Geltungsbereich der Erkenntnisse aus den Sandkastenversuchen die Versuche mit plastischem Ton, an elastischen Balken mit Potenzgesetz, geologische und tektonische Einflüsse, sowie schließlich den Abschnitt über die Berechnung von Bauwerken.

In der Dissertation dürfte der Eisenbahningenieur die Grundlagen finden, um Bauwerke in Grubengelände sachgemäß zu unterhalten und zu entwerfen. Er wird nun auch unschwer feststellen können, ob Einwirkungen des Grubenabbaues vorliegen, und wird auch seine Ansicht mit Sachkunde in die Waagschale werfen, wenn eine Grubenverwaltung mit der Reichsbahndirektion über die zweckmäßige Breite eines Sicherheitspfeilers oder die Unterbauung von Bahnanlagen verhandelt.

Neu dürften sein die Auslegung der Erscheinungen als Strömungsvorgang, die Versuche zur Frage, ob denn der Erdboden, wenn er beim Entstehen der Mulde seine eigenartigen Wege macht, sich in jedem Falle unter der Sohle eines auf ihm liegenden Körpers bewegt, also die Reibung überwindet[6]), und der Versuch darüber, wie sich der Erdboden an den Seiten und der Grundfläche eines in der Preßstrecke eingebetteten Körpers verhält.

Sandkastenversuche des Verfassers.

(Abb. 1 bis 6).

Er stellte sich einen auf Füßen stehenden Kasten her, dessen ungefähre Einrichtung Abb. 1 u. 2 wiedergeben: An den Längsseiten in 30 cm Abstand Glasscheiben, im hölzernen Boden eine viereckige Öffnung, deren Breite den ganzen Raum zwischen den Scheiben einnimmt und deren Länge von zwei waagerecht verschiebbaren und feststellbaren Holzknaggen begrenzt wird. Der Raum zwischen den letzteren und den Glasscheiben wird als die durch die Auskohlung entstandene Leere angesehen.

Als Deckgebirge wird ein kohäsionsloser Stoff (Sand oder Kies) eingefüllt. Auf seiner Oberfläche alle 25 mm verlegte Gipskörperchen von 2,5 mm Durchm., 12 mm Länge unterstützen Auge und Lichtbildplatte in der scharfen Erfassung der Vorgänge.

Der Fall, daß das Hangende des Carbons senkrecht absinkt, also an seinen Auflagern abschert, wird in der Weise vorgeführt (Versuch 1 in Abb. 12), daß ein zwischen die Holzknaggen eingepaßter Stempel mit Hilfe einer unter dem Kastenboden aufgestellten Schraubenspindel abwärts bewegt wird. Die Teufe und die Breite des ausgekohlten Raumes wählten wir je zu 150 mm, das Absinken des Stempels zu $3 \cdot 15 = 45$ mm. Betrachten wir den Versuch als Wiedergabe eines Großvorganges im Maßstabe 1 : 1000, so erhellt, daß wir mit leeren Räumen von einer Höhe arbeiteten, wie sie in Wirklichkeit nicht vorkommen. Das war nötig, um die Ergebnisse schärfer herauszuarbeiten. Der Weg, den die Gipskörperchen von ihrer ursprünglichen Lage bis zur Herausbildung der untersten, einer Absenkung von 45 mm entsprechenden Mulde zurücklegten, wurde durch die Glasscheiben genau verfolgt und in Abb. 1 dargestellt. Von einer Waagerechten aus wurden sodann über dem ursprünglichen Ort der Gipskörperchen die waagerechten Anteile ihrer Verschiebungen, z. B. y_1 u. y_2, nach oben aufgetragen und ihre Endpunkte durch einen Linienzug verbunden (Schaubild der Verschiebungen). Darunter trugen wir von einer zweiten Waagerechten, und zwar über der Mitte der ursprünglichen Entfernungen λ je zweier Gipskörperchen, $y_2 - y_1$ auf. Diese Werte bedeuten die Verlängerungen oder Verkürzungen der ursprünglichen Werte λ, d. h. die Zerrungen oder Pressungen (Schaubild der Zerrungen und Pressungen).

---

[1]) Von der Fakultät für Bauwesen an der Technischen Hochschule Hannover zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs genehmigte Dissertation des Verfassers.

[2]) Beiträge zur Frage der Gebäudesicherung im Bergbausenkungsgebiet. Bauing. 1920, S. 144, und Die Sicherung von Bauwerken im Bergbausenkungsgebiet unter besonderer Berücksichtigung der Eisenbetonbauweise. D. Bauztg. 1922, und zwar „Mitteilungen über Zement, Beton und Eisenbeton", Heft 6, S. 41.

[3]) Bewegungsvorgänge bei der Bildung von Pingen und Trögen. Glückauf 1919, Nr. 48.

[4]) Die Theorie der Bodensenkungen in Kohlengebieten. Berlin 1913, Julius Springer, und Die Bodenbewegung im Kohlenrevier und deren Einfluß auf die Tagesoberfläche. Berlin 1926, Julius Springer.

[5]) Korten, Der Einfluß des Bergbaues auf Straßenbahngleise und seine Bekämpfung. Glückauf 1909, S. 865 u. 1442.

[6]) Mautner, Die neuen bergbausicheren Wasserbehälter der Stadt Essen. Bericht über die XXX. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins im März 1927, S. 276.

Die Verschiebungen y und die Zerrungen oder Pressungen $y_2 - y_1 = \Delta y = \operatorname{tg} \alpha \lambda$ lassen sich als trigonometrische Funktionen darstellen. Es bedeute x den waagerechten Abstand eines beliebigen Punktes der Senkungsmulde vom Muldenrand, m den Abstand des Abbaustoßes vom Muldenrand und v den Wert y am Abbaustoß. Als Gleichung der oberen Kurve können wir schreiben:

$$y = A\left(1 - \cos \frac{\pi x}{m}\right).$$

Zur Bestimmung von A steht folgende Bedingung zur Verfügung:

für $x = m$ (Abbaustoß) ist $y = y_{max} = v$

$$v = A\left(1 - \cos \frac{\pi m}{m}\right)$$

$$= A \cdot [1 - (-1)]; \qquad A = \frac{v}{2}.$$

Hiermit lautet die Gleichung für die Kurve der Verschiebungen

$$y = \frac{v}{2}\left(1 - \cos \frac{\pi x}{m}\right)$$

und für die Kurve der Zerrungen und Pressungen

$$\frac{dy}{dx} \cdot \lambda = y' \lambda$$

$$= \lambda \cdot \frac{v}{2} \cdot \frac{\pi}{m} \cdot \sin \frac{\pi x}{m}.$$

Man vergesse bei der Auswertung nicht, daß $y' = \frac{dy}{dx}$ eine unbenannte Zahl ist.

Die beiden Linien sind in Abbild. 1 eingetragen. Man erkennt die Brauchbarkeit der angenommenen Funktionen.

Auf was für Kurven bewegen sich nun die Gipskörperchen?

Aus der Ruhelage bis zur untersten Mulde konnten wir sie durch die Glasscheiben verfolgen und danach in Abb. 1 kartieren. Wie die Fortsetzung dieser Kurven nach unten zu denken ist, sagt uns das Lichtbild. Wir sehen auf ihm die Kurven unterhalb der tiefsten Mulde eindeutig weitergeführt. Drei solcher Kurven haben wir in unsere Zeichnung übertragen und sie als Stromlinien[7]) bezeichnet. Ihr Aussehen weist auf Exponential-Funktionen. Deren ursprüngliche Gleichung

$$x = e^{+y}$$

wird ziemlich gut durch die Stromlinie erfüllt, die den Erdboden über dem Abbaustoß — nach unseren Sandkastenversuchen unter 45° — verläßt. Man kann sich davon durch Auftragen der Werte leicht überzeugen. Die erste Abgeleitete ergibt dort, wo $y = 0$ ist, ja auch $\operatorname{tg} \alpha = 1$.

Unsere Stromlinien veranlassen uns, einen Blick auf die Hydromechanik zu tun. Ihre neuere Strömungslehre hat sich Gesetze der Potentialtheorie, besonders ihr graphisches Verfahren, zunutze gemacht und dabei in der Verwendung der konformen Abbildungen dem Stahlwasserbau ein empfehlenswertes und anschauliches Hilfsmittel gegeben, den Druck des ruhigen und bewegten Wassers auf die Stauwände beweglicher Wehre zu bestimmen. Wir sind ja darum verlegen, den Druck des Deckgebirges auf eingebettete Baukörper wie Eisenbahntunnel zu bestimmen, erkennen aber bald, daß sich die Theorie der konformen Abbildungen und damit die Hydromechanik auf unseren Fall nicht anwenden läßt. Bei uns sind nämlich in jedem waagerechten Querschnitt die Abstände der Stromlinien äußerst verschieden, während sie im bewegten Wasser gleich sind. Das aus der Hydromechanik bekannte Netz von Quadraten (konforme Abbildungen), das von den Stromlinien und den sie rechtwinklig kreuzenden Linien gleichen Potentials gebildet wird, können wir hier demnach nicht zeichnen. Wir sind darüber nicht verwundert, denn die Gesetze der Hydromechanik, die sich auf den Eulerschen Bewegungsgleichungen aufbaut, gelten von Hause aus nur für die ideale, d. h. die reibungslose Flüssigkeit.

Wir kehren nun zurück zu der Kurve der Verschiebungen sowie der Zerrungen und Pressungen, wie sie sich bei Versuch 1 ergaben. Aus dem Umstande, daß die Lotrechte durch den Abbaustoß den Puls $2m$ halbiert, folgt, daß bei genügender Breite des ausgekohlten Raumes der mittlere Teil der Mulde weder Schiebungen, noch Zerrungen oder Pressungen erfährt. Wir fanden das bei dem Versuch mit $f = 300$ mm bei verschiedenen Teufen bestätigt.

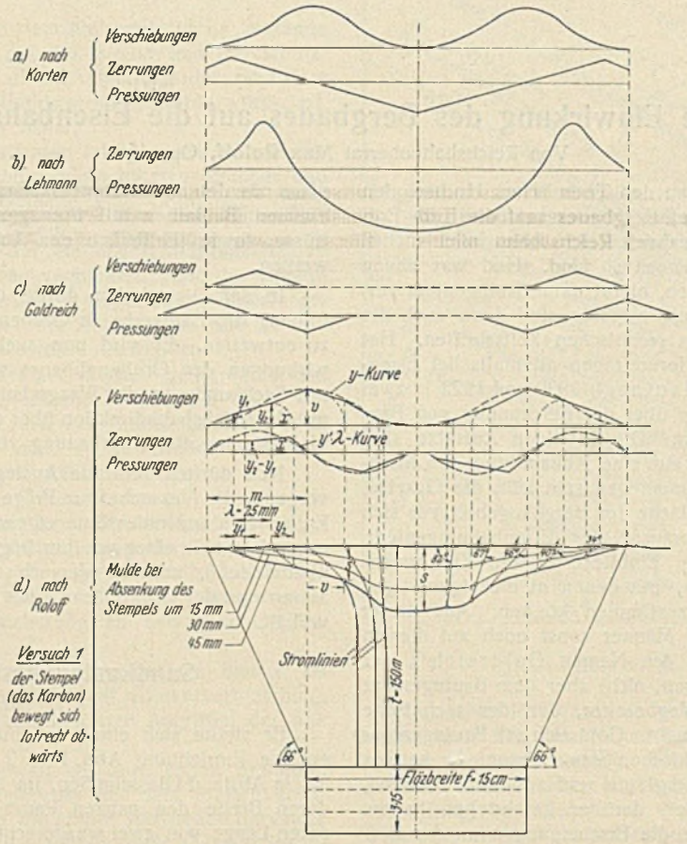


Abb. 1. Schaulinien der Verschiebungen, Zerrungen und Pressungen — d. h. der waagerechten Anteile — nach verschiedenen Theorien.

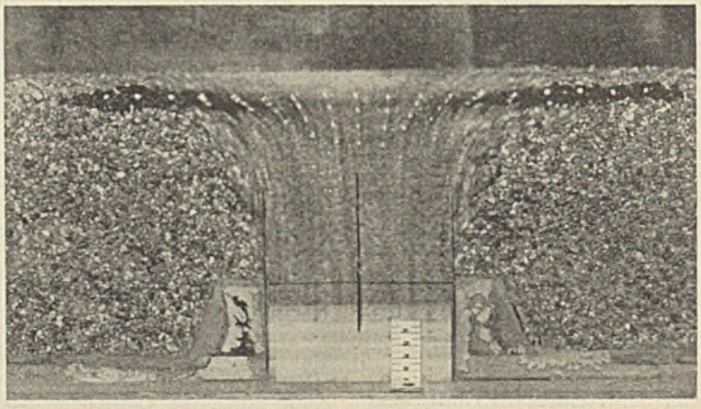


Abb. 1a. Lichtbild zu Versuch 1.

Anders in den Versuchen 2 und 3 nach Abb. 2. Um sie praktisch durchführen zu können, mußten wir $f = 300$ mm wählen. Für t nahmen wir ebenfalls 300 mm. Versuch 2 beruht darauf, daß die Flözdecke ABE in der Mitte um das Maß BD in zwei Stufen BC (20 mm) und CD (25 mm) herunterbricht, wobei sich die Hälften AB und EB um ihre Auflager A und E drehen. Dabei entsteht die Mulde ade mit einer verhältnismäßig geringen Tiefe in der Mitte. Die Stromlinien, die in ihrem oberen Teil denen nach Versuch 1 ähneln, schwenken etwa in halber Teufe um und nehmen dabei ungefähr die Richtung auf D zu an. In der Muldenmitte entstehen Pressungen im Gegensatze zu Versuch 1. In Versuch 3 (Abb. 2) haben wir dann die Flözdecke DE über DF in die Lage DG gebracht. Dabei kehrten sich die Stromlinien etwa auch in halber Teufe um, nun aber mit dem ungefähren Ziel auf G zu. Die bei der Wandlung der Mulde aus einer mit der Begrenzung de in die tiefere mit der Begrenzung ge festgestellten Verschiebungen, Zerrungen und Pressungen sind in den oberen Abbildungen zwischen den ausgezogenen Linien enthalten. Bei Versuch 3 steht also ebenso wie bei Versuch 2 der mittlere Teil der Mulde unter Pressung. Bei dem Versuch 2 und 3 liegt v und der Nullpunkt der Spannungsfläche ebenfalls über dem Abbaustoß.

Wir führten den Versuch 1 auch mit $f = t = 300$ mm durch. Das Ergebnis berechtigt zu folgern, daß gleiches f, gleiches t und dieselbe Höhe des leeren Raumes vorausgesetzt, bei Versuch 1 und bei Versuch 2 und 3 Form und Abmessungen der Mulde sowie v am Abbaustoß dieselben sind, daß jedoch Versuch 1 Zerrungen und Pressungen ergibt, die etwa 1,7 mal so groß sind als die bei Versuch 2 und 3.

In manchen Fällen wird ein Verfahren willkommen sein, die Senkungsmulde mit wenigen Strichen nur mit Hilfe gerader Linien und doch einigermaßen zutreffend darzustellen. In Abb. 3 haben wir ein solches aus zehn Versuchen 1 mit $f = 150$ mm, zehn Versuchen 1 mit $f = 300$ mm und einem Versuch 2 und 3 herausgeschält und erkennen nun, daß die Ersatzmulde Goldreichs für manche Fälle zu ungenau ist. Wir benötigen nichts als die Werte m, s und s'. Diese haben wir in Abb. 4a u. b lediglich aus Versuchen 1 — Absinken des Stempels 15 mm, $f = 150$ und 300 mm, $t = 100$, 200, 250 und 300 mm — zusammengestellt. m ist etwa halb so groß wie die Teufe. In Abb. 4b bleibt m etwas unter der Hälfte, aber nur weil wir es aus den wirklichen Muldenbildern wegen der schleifenden Schnitte kleiner abgreifen mußten, um größeren Ungenauigkeiten aus dem

[7]) Kaufmann, Hydromechanik, 1. Bd. Berlin 1931, Julius Springer.

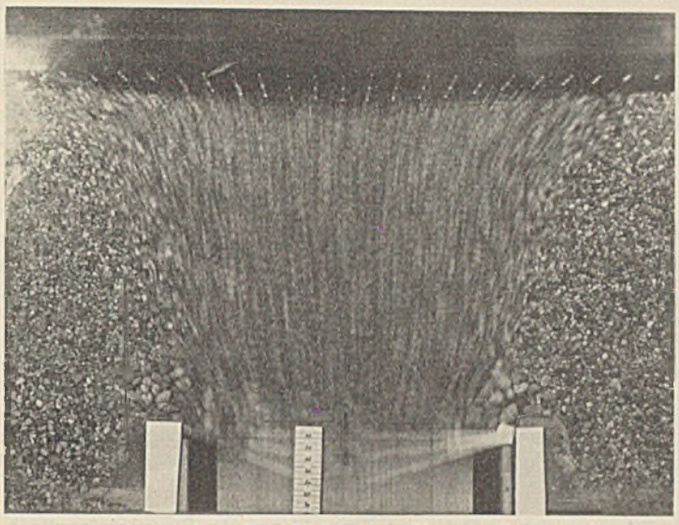


Abb. 2a. Lichtbild zu Versuch 2.

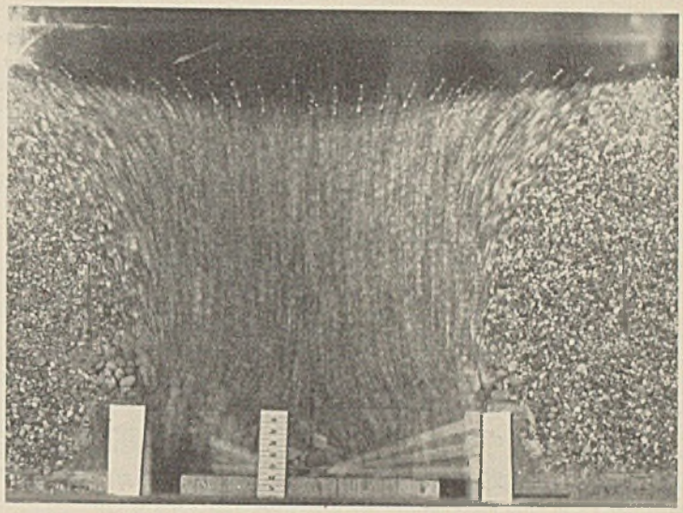


Abb. 2b. Lichtbild zu Versuch 3.

Wege zu gehen. Das Verhältnis 1:2 ergibt dann für die Grenzrichtung etwa die Neigung von 63°. Abb. 2 beweist, daß dieses Verhältnis auch bei einem Einbruch der Decke gemäß Versuch 2 und 3 vorhanden ist. Schließlich stellten wir noch fest, daß m bei gleichem t für die verschiedensten Höhen der leeren Räume, d. h. mit der Einschränkung auf die im Kohlenbergbau auftretenden Absenkungen, hinreichend genau gleich groß angenommen werden kann — s und s' sind aus Abb. 4a in % der Absenkung des Stempels zu entnehmen. Mit wachsender Teufe wird s kleiner, s' größer. In Abb. 4c bringen wir dann noch die einer Absenkung des Stempels um 15 mm entsprechenden Werte für v über dem Abbaustoß. Für $f = 300$ mm ermittelten wir fünf v-Werte. Sie scheinen darauf hinzudeuten, daß v für alle Teufen denselben Wert hat, also mit der Abszissen-Achse gleichläuft. Die fünf Versuche mit $f = 150$ mm, die mit außerordentlicher Sorgfalt durchgeführt wurden, zeigen dagegen für v eine mit wachsender Teufe fallende Kurve. Wir möchten uns zu letzterem Ergebnis bekennen, auch schon weil es bei der einfachen Versuchseinrichtung des Verfassers nicht immer möglich ist, ein Ecken des abwärts bewegten Stempels zu vermeiden, sobald f wesentlich über 150 mm hinausgeht. Wir sind nun imstande, die Verschiebungen an anderen Stellen der Mulde, wenigstens ungefähr, nach der früher entwickelten Gleichung zu ermitteln.

Verfasser mußte darauf verzichten, Versuche 1 für noch größere Teufen durchzuführen, weil sein Sandkasten nicht ausreicht. Ebenso gestattete seine Zeit nicht, die Versuche 2 und 3 auf andere f, t und andere Höhen der leeren Räume auszudehnen. Man wird bei weiteren Versuchen mit noch anderen Teufen danach trachten müssen, das Gesetz für die Neigung zu finden, unter der die Stromlinien die Erdoberfläche verlassen. Das gibt dann wahrscheinlich den einfachsten Weg, die Verschiebungen zu ermitteln.

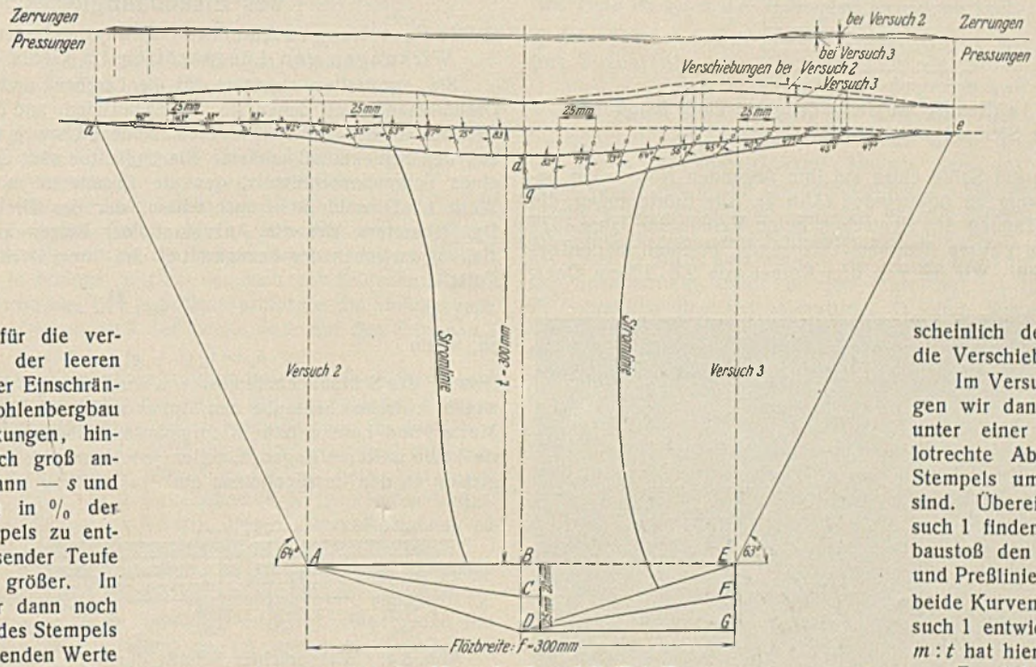


Abb. 2. Versuche 2 und 3 (Roloff).

Im Versuch 1a (Abb. 5) bringen wir dann noch drei Mulden unter einer Kuppe, die durch lotrechte Abwärtsbewegung des Stempels um 3 · 15 mm erzeugt sind. Übereinstimmend mit Versuch 1 finden wir über dem Abbaustoß den Nullpunkt der Zerr- und Preßlinie und $y_{max} = v$. Für beide Kurven gelten die aus Versuch 1 entwickelten Gleichungen. $m : t$ hat hier einen anderen Wert.

Zu einigen Versuchen 1 nahmen wir naturfeuchten Normensand. Wir fanden auch da die gewohnten Bilder, darüber hinaus in der Erdoberfläche lediglich einige Erdrisse.

Wir können jetzt sagen: Die Abbildungen Kortens und Lehmanns sind

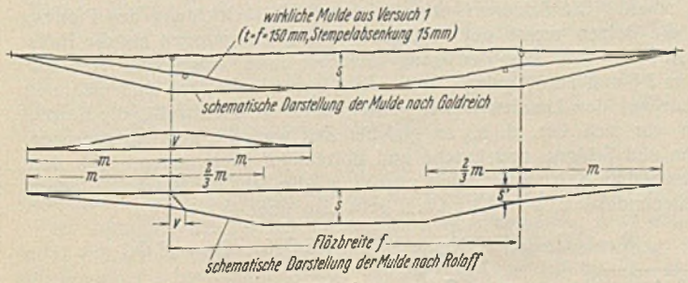


Abb. 3.
Zwei Arten einer schematischen Darstellung der Mulde.

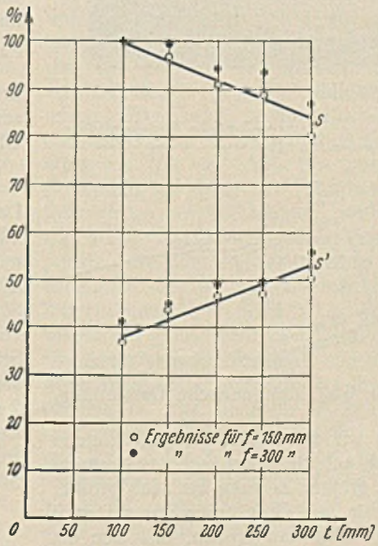


Abb. 4a. s und s' in % der Stempelabsenkung in Abhängigkeit von t.

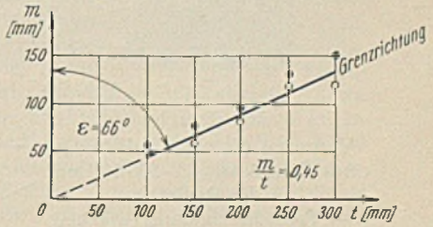


Abb. 4b. m in Abhängigkeit von t.

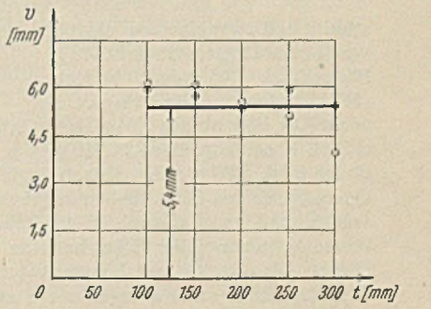


Abb. 4c. v in Abhängigkeit von t.

nur dann richtig, wenn sich unser Carbon nach Versuch 2 und 3 benimmt. Und wenn Goldreich das Muldentiefste grundsätzlich spannungslos annimmt, so trifft das nur für ein lotrechtes Abgehen des Deckgebirges zu.

Es drängt sich die Frage auf, ob denn der Erdboden, wenn er beim Entstehen der Mulde seine eigenartigen Wege macht, in jedem Fall im-

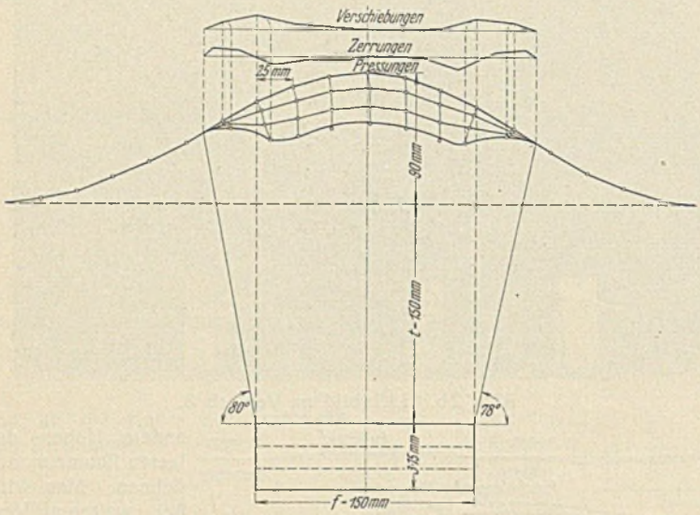


Abb. 5. Versuch 1 a (Roloff), Muldenbildung bei einer Bergkuppe — der Stempel wird lotrecht abgesenkt —.

stande ist, sich unter der Sohle eines auf ihm liegenden Körpers zu bewegen, also die Reibung zu überwinden (Abb. 7). Die Erörterungen, die sich darüber auf der Tagung des Deutschen Beton-Vereins im Jahre 1927 im Anschluß an einen Vortrag Mautners entspannen, brachten keinen befriedigenden Aufschluß. Wir nahmen drei Körper von 2,5 · 2,5 cm Quer-

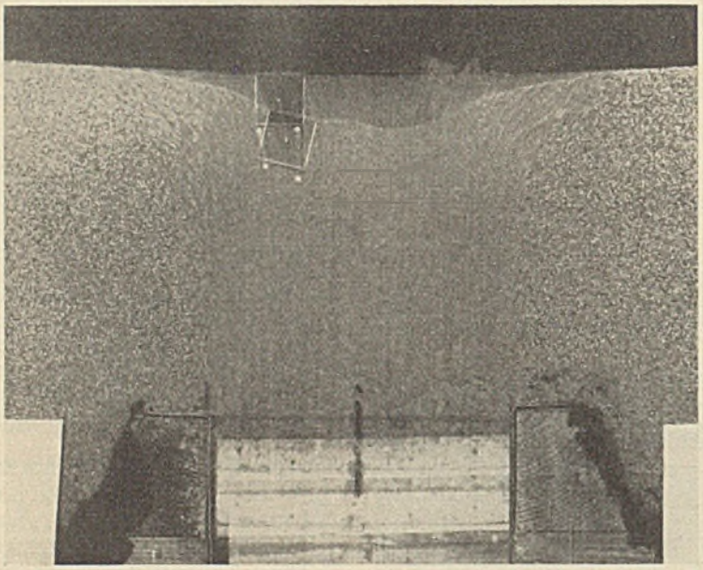


Abb. 6a. Lichtbild.

Abb. 6a u. b. Versuch 4 (Roloff), Einbettung eines Holzkörpers 25 · 25 · 100 mm in der Preßzone — Versuchsanordnung wie bei Versuch 1 —.

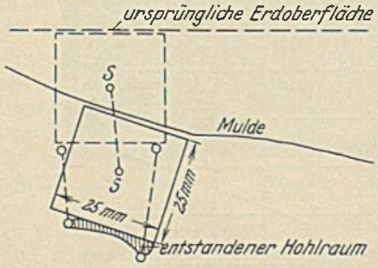


Abb. 6b. Zeichnerische Darstellung.

schnitt, und zwar einen aus a) Holz von 11 cm Länge, Gewicht 40 g, Bodendruck 1,45 g/cm²; b) Holz gleicher Länge mit Bleieinlage, Gewicht 70 g, Bodendruck 2,54 g/cm²; c) Blei, 10 cm lang, Gewicht 716 g, Bodendruck 2,86 g/cm². Sodann legten wir die drei Körper, die kleinen Querschnitte den Glasscheiben zugekehrt, auf die Oberfläche des Normensandes, und zwar sowohl in die Zone größter Zerrung als auch größter Pressung, unter jeder Ecke betteten wir ein Gipskörperchen. Darauf führten wir den Versuch 1 nach Abb. 1 durch und fanden, daß sich die Gipskörperchen unter *a* ungehindert, unter *b* zwar auch, jedoch gehemmter und unter *c* gar nicht bewegten. Darauf wiederholten wir die Versuche, nun aber so, daß die Körper am Ort der größten Pressung bis zu ihrer O.K. eingebettet wurden. Unter a) (Abb. 6, Versuch 4) entstand ein Hohlraum, der passive Erddruck klemmte ihn ein, die Gipskörperchen lösten sich von seiner Grundfläche. Unter *b* bildete sich kein Hohlraum, auch bewegten sich die Gipskörperchen ein wenig aufeinander zu. Unter *c* entstand ebenfalls kein Hohlraum, die Gipskörperchen blieben jedoch in voller Ruhe. Hieraus folgern wir für Körper, die auf der Oberfläche stehen, ohne eingebettet zu sein: Bei einer gewissen Baugrundpressung wird der volle Reibungsbeiwert nicht mehr erreicht. Über diesen Grenzwert können nur Großversuche in der Natur Auskunft geben. Weiter folgern wir für Körper, die in der Preßzone eingebettet sind: Sie werden nur dann mit ihrer Sohle dauernd aufstehen, also eine Reibungskraft an ihr erfahren, wenn ihr Gewicht sie befähigt, trotz des passiven Erddrucks auf die Seitenwände nach unten abzusinken.

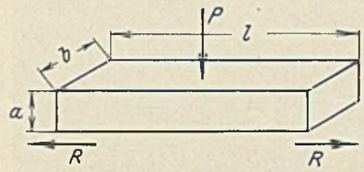


Abb. 7. Reibung zwischen Baugrund und Bauwerksohle.

Die neuesten Erkenntnisse über die Standsicherheit des Eisenbahngleises.

a) Die Forschungen Ammanns und von Gruenewaldts über die Wirkungen von Längskräften im Gleis (Abb. 7 bis 9)[8].

Sie ermittelten zunächst für die Laschen- und Hakenschrauben die Drehmomente, mit denen sie angezogen sind, und daraus die Anzugkraft, mit der sie auf die Laschen und auf dem Umweg über die Hakenplatte auf den Schienenfuß wirken. Sie bedienten sich dazu zweier Apparate: eines Schraubenschlüssels, den sie zusammen mit dem Losenhausen-Werk in Düsseldorf herausbrachten, der das Drehmoment, und eines Dynamometers, der die Anzugkraft der Bolzen anzeigt. Für die Beziehung zwischen der Anzugkraft Q und ihrem Drehmoment geben beide Forscher

$$Q_{kg} = \frac{M}{r\,\mu_2} \tag{1}$$

an, worin

$$\mu_2 = \operatorname{tg}(\alpha + \varphi) + 1{,}4 \cdot \mu_1,$$

ferner r der Schraubenhalbmesser, α ihr Steigungswinkel, φ der Reibungswinkel zwischen Schraube und Mutter und μ_1 die Reibungsziffer zwischen Mutter und Lasche bzw. Klemmplatte. Über den Wert von μ_2 machen sie keine weiteren Angaben, teilen jedoch mit, daß sie häufig in Betriebsgleisen an den Laschenbolzen ein $M = 3000$ kgcm und im Laboratorium

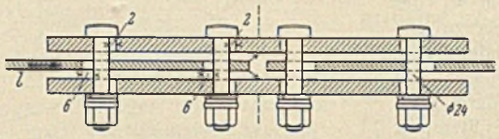


Abb. 8 a. Waagerechter Schnitt durch den Schienenstoß des Reichsoberbaues K.

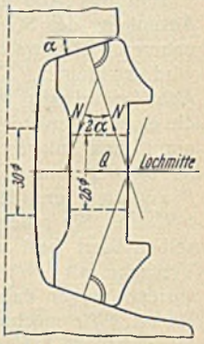


Abb. 8b. Querschnitt durch die Laschenkammer bei Reichsoberbau K.

für die zugehörige Anzugkraft den Mittelwert $Q = 5000$ kg festgestellt haben. Diese Mitteilung setzt uns in den Stand, an Hand der Gl. 1 auch für andere Drehmomente von Laschenschrauben auf ihre Anzugkraft zu schließen und, da $r = 1{,}2$ cm, μ_2 zu etwa 0,5 zu ermitteln.

Weiter bringen beide Forscher für die Reibungskraft, die beim Auseinanderziehen oder beim Zusammendrücken der Stöße zu überwinden ist, die Gleichung

$$R = n \cdot 4 \cdot \frac{Q}{2 \cdot \sin\alpha} \cdot \mu + n \cdot 2\,Q\,\mu. \tag{2}$$

Das erste Glied ist der Widerstand zwischen Schiene und Lasche, das zweite zwischen Bolzenkopf und Lasche. Beim Einsetzen der Bewegung mögen die Bolzen zu den Löchern die in Abb. 8a angedeutete Grenzlage haben. Die Schiene l erfahre eine Kraft in Richtung des Pfeiles. Sind die Bolzen rechts der Stoßlücke kräftiger angezogen als die links von ihr, so wird die Bewegung zunächst links einsetzen. Hat die Schiene l 6 mm zurückgelegt, stößt sie gegen die Bolzen, und während sie nun auf den Laschen weiter gleitet, treibt sie gleichzeitig die Bolzen 2 mm vor sich her, d. h. zu gleicher Zeit wird die Reibung zwischen Lasche und Schiene und Lasche und Bolzenkopf überwunden. Für den Reichsoberbau K ist $\operatorname{tg}\alpha \approx \sin\alpha = 0{,}33$, n (die Zahl der Bolzen an jedem Schienenende) $= 2$, $\mu = 0{,}3$. Gl. 2 geht also über in

$$R = 2\,Q \cdot 0{,}3\left(\frac{4}{2 \cdot \sin\alpha} + 2\right) = 0{,}6\,Q\,(6 + 2) = 4{,}8\,Q. \tag{3}$$

[8]) Ammann und von Gruenewaldt, Versuche über die Wirkung von Längskräften im Gleis. Org. Eisenbahn 1928, S. 308; 1932, S. 115.

Die Reibung zwischen der Schiene und den Laschen ist also dreimal so groß als die zwischen den Laschen und den Bolzenköpfen. Für

$M = 3000,\ 600,\ 300$ kgcm

gibt Gl. 3 $R = 24,\ 4{,}8,\ 2{,}4$ t.

Zwei Laschenbolzen von 2,4 cm Durchm. können, wenn wir die für Niete aus St 34.13 vorgeschriebene Scherfestigkeit von 25 bis 36 kg/mm² voraussetzen, einer Kraft von etwa

$$2 \cdot 2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 24^2 \cdot 25 = 48 \text{ t}$$

je Schiene widerstehen.

Mit Blick auf Abb. 9 seien nun hier Ergebnisse der Versuche Ammanns und von Gruenewaldts vom Jahre 1927 und 1928 über die Wirkungen von Längskräften im Eisenbahngleis umrissen. Ihr Prüfstand erstreckte sich über drei Gleisjoche des Reichsoberbaues B (stählerne Schwellen). Links und rechts kräftige Betonwiderlager, *P* Pressen. Vor den Stößen *A* und *B* Spannungsmesser.

Versuch 1. Die Laschen zwischen dem ersten und dem zweiten Joch entfernt, die Hakenschrauben mit $M = 300$ kgcm angezogen, also schwächer, als es bei frisch angezogenen Schrauben der Fall ist. Bei

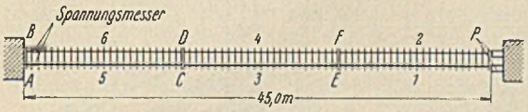


Abb. 9. Prüfstand von Prof. Dr.-Ing. Ammann und Dr.-Ing. von Gruenewaldt.

einem Druck von 6 t je Schiene, der bis auf 10 t stieg, setzte sich das erste Joch als ganzes unter knirschendem Geräusch in Bewegung. Die Schienen 1 und 2 bewegten sich also nicht gegen die Schwellen.

Versuch 2 sollte über die Längskräfte zum Verschieben des zweiten Joches Auskunft geben: Die Stöße *C*, *D*, *E* und *F* verlascht mit $M = 600$ kgcm, d. h. $R = 4{,}8$ t, und die Hakenschrauben angezogen mit $M = 300$ kgcm. 6 t je Schiene setzten das Joch der Schienen 1 und 2 unter Rauschen in Bewegung, 12 t je Schiene schlossen die Stoßlücken *E* und *F*, 20 t je Schiene trieben auch das zweite Joch mit den Schienen 3 und 4 vorwärts.

Versuch 3 steigerte den Pressendruck auf 26 t je Schiene und bewirkte damit auch die Bewegung des Joches mit den Schienen 5 und 6.

Im Teil III ihrer Veröffentlichung geben beide Forscher für den Oberbau B auf Stahlschwellen den Widerstand gegen Längsverschiebung übereinstimmend mit diesen Versuchen 1 bis 3 zu 1,2 t/m Gleis, den gegen Querverschiebung zu 1,2 t/m, beim Reichsoberbau K jedoch den Widerstand gegen Längsverschiebung zu 0,8 t/m, gegen Querverschiebung zu 0,8 t/m und — bei freigelegten Schwellenköpfen — zu 0,6 t/m an.

Im Anschluß an die Querverschiebung machten sie auch Versuche zur Feststellung des Reibungsbeiwertes zwischen Schwelle und Bettung. Die Schwellenköpfe wurden dazu teilweise freigelegt. Sie fanden ihn beim Oberbau B (stählerne Schwellen) zu 1,1 und beim Oberbau K (Holzschwellen) zu 0,9.

Versuch 4: Hierbei wurden die Haken- und Laschenschrauben mit $M = 1800$ kgcm angezogen und der Druck je Schiene weiter erhöht. Das 45 m lange Gleisjoch zeigte bei 45 t je Schiene eine geringe Änderung der Seitenlage und bei 60 t je Schiene eine leichte Emporwölbung. Seitliche Rammstöße, die man während dieses hohen Druckes gegen das mittlere Joch führte, brachten nur eine weitere geringe seitliche Ausbiegung, die sich auf wenige Schwellen beschränkte.

Versuch 5: Im Hinblick auf die erheblichen Spannungen, die die Schienen durch Temperaturerhöhung erfahren, sollte ermittelt werden, welche Kraft zum Ausknicken eines Gleises nötig ist. Die Versuche wurden im Verschiebebahnhof Karlsruhe mit Hilfe hydraulischer Pressen vorgenommen, und zwar an Gleisen, deren Schienen man zuvor durch Einlegen von Blechen in die Stoßfugen lückenlos gemacht hatte. Der Spannungsabfall vom Ort der hydraulischen Pressen bis zu dem der Spannungs-Dehnungs-Messer an den Schienen nahe der Knickstelle entsprach naturgemäß dem auf dieser Länge wirksamen Widerstand gegen Längsverschiebung, über den der Versuch 2 zahlenmäßig Aufschluß gibt. Der badische Oberbau mit 140 mm hohen Schienen auf Stahlschwellen im geraden Gleis knickte bei etwa 190 t Pressendruck und im Gleis mit 260 m Halbmesser bei 162 t Pressendruck aus. Beim Oberbau K auf Holzschwellen betrug beim Ausknicken der Pressendruck rd. 225 t und die Achskraft an der Knickstelle etwa 185 t.

b) Die Versuche Nemcseks bei der ungarischen Staatsbahn in den Jahren 1929 und 1930 über die Standsicherheit des Gleises[9]).

Er erstreckte den Versuch auf zwei zusammenhängende, je 12 m lange Joche mit 24 Holzschwellen 250 × 15 × 25 cm in Granitsteinschlag. Belastung einer Schwellenunterfläche aus Eigengewicht 158 kg. Er stellte fest, welcher waagerechte Druck je Schwelle aufgewendet werden mußte, um das Ende des zweiten Joches 1 bis 10 mm zu verschieben.

Versuch 1: Die Schwellen gut unterstopft und wie üblich eingebettet. Es entsprach einem Wege von 1 mm ein Druck von 330 kg auf eine Schwelle, einem Wege von 4 mm ein Druck von 434 kg und einem Wege von 10 mm ein Druck von 640 kg. Somit ist die Kraft abhängig vom Wege. Nemcsek weist auf das Verwickelte und Ungeklärte des Vorganges hin und glaubt, den Verschiebungswiderstand einer Schwelle zu $R = fN + H$ setzen zu sollen. *N* Normalkraft an U.K. Schwelle, *H* Widerstand der Bettung auf die vordringende Seitenfläche der Schwelle, *f* die Reibungsziffer zwischen Schwelle und Schotter, die nach Nemcsek nicht nur vom Verschiebungswege *s*, sondern auch von der Größe von *N* beeinflußt wird, also $f = \varphi(s, N)$. Auch *H* ist veränderlich.

Versuch 2 schaltete *H* aus, indem die Bettung bis U.K. Schwelle ausgeräumt wurde. Die beiden Joche wurden dabei in der Lage belassen, in die sie durch den vorhergehenden Versuch gekommen waren, d. h. die Schwellen waren nicht mehr ordnungsmäßig unterstopft. Nun entsprach einem Wege von 1 mm ein waagerechter Druck von 162 kg auf eine Schwelle, einem Wege von 4 mm ein Druck von 318 kg und einem Wege von 10 mm ein solcher von 358 kg. Wir finden nun nacheinander für *f* 1,0, 2,0 und 2,25. Nach Nemcsek wächst *f* bis 60 mm Verschiebung zu einem Größtwerte, fällt aber auch mitunter zurück. Zwischen Stein und Holz ist sonst die Reibungsziffer 0,4 bis 0,6.

c) Die Forschungen von Dr.-Ing. Saller hinsichtlich des aus der Befestigung der Schiene auf der Unterlage entspringenden Widerstandes gegen Wandern[10]).

Sie galten der Ermittlung der Längskraft, der die Befestigung einer Schiene auf der Schwelle widerstehen kann. Dazu tastete er zunächst mit einem Schraubenschlüssel ähnlich dem des Losenhausen-Werkes unter a) den Anzug der Hakenschrauben des Reichsoberbaues im gewöhnlichen Betriebszustand ab. Er fand bei 206 Hakenschrauben des Reichsoberbaues K auf Holzzschwellen die Anzugkraft zwischen 15 kg und 5400 und im Mittel zu 1152 kg. Bei 121 Schrauben des Reichsoberbaues B mit Spannmitteln stellte er den Mittelwert zu 1626 kg fest und bei 23 Schrauben des Reichsoberbaues B ohne Spannmittel zu 3130 kg. Von den zwei Stelzen der Klemmplatten drückt nur eine auf den Schienenfuß, so daß von diesen Drücken der Hakenschraube nur die Hälfte wirksam wird. Wir beschränken uns darauf, von den Werten, die Saller für den Reichsoberbau K auf Holzschwellen fand, nur die äußersten mitzuteilen. Bei einer Anzugkraft der Schrauben von 750 kg mußte er einen mittleren Druck je Schienenbefestigung von 279 kg ausüben, um die Schiene gegen ihre Unterlage zu verschieben, und bei einer Anzugkraft von 3000 kg einen Druck von 1191 kg. Beim Reichsoberbau B mit Federringen fand er fast genau dieselben Werte.

Die vorstehend unter a) bis c) mitgeteilten Werte über den Widerstand einer Laschenverbindung, über die Reibungsziffer zwischen der unteren Fläche der Schwelle und der Bettung und über die Kräfte, die nötig sind, die Schiene gegen ihre Unterlagsplatte zu verschieben, setzen uns in den Stand, die Betrachtungen der folgenden Abschnitte fruchtbar zu gestalten.

Die Erscheinungen an Reichsbahngleisen im Grubenabbaugebiet.

(Abb. 10 bis 15.)

Recht gute Aufnahmen von Zerstörungen an Gleisen konnte Verfasser vom Abstellbahnhof O (Abb. 10) heimbringen. Dicht hinter seinen Prellböcken fließt ein Bach. Um diese Aufnahmen zu verstehen, ist es nötig, daß wir uns mit den Grubenbildern befassen. Hier baut die Gewerkschaft E sechs Flöze ab. Das Tertiär ist etwa 170 m mächtig. Seine unteren 70 m bestehen aus schweren, nur hackbaren Tonen. Dann folgen nach oben Schwimmsand, Alluvialsand, Lehm und Kies. Die Flöze fallen etwa mit 26° ein. Abb. 11a gibt die mutmaßliche Senkungsmulde in Anlehnung an Goldreich. Man wird leicht verfolgen können, in welcher Reihenfolge wir die Mulden, die den einzelnen ausgekohlten Räumen zugehören, aneinander gesetzt haben. Indem wir jeden der vier Hilfspunkte, die zum Auftragen einer Mulde nötig sind, mit derselben Zahl benannten, wie sie der Nummer des Flözes entspricht, glaubten wir, das Zurechtfinden zu erleichtern. In welcher Reihenfolge die einzelnen Mulden aneinander gefügt werden, ist gleichgültig. Wir schrieben dann noch in jede einzelne Mulde die Prozente und die ihnen entsprechenden Meter für die Absenkung der Erdoberfläche. In wie weiten Grenzen sie sich bewegen können, ist uns bekannt. Abb. 11b zeigt die Höhenmessung, die der Landmesser in den Jahren 1924 bis 1928 im Streckenhauptgleis L—J von km 1,5 bis 2,1 ausgeführt hat. Die Ähnlichkeit zwischen seinem Senkungszug vom März 1934 und unserer nach Goldreich aufgetragenen Mulde ist vorhanden. Es liegt auf der Hand, daß die vom Landmesser ermittelten Senkungen geringer sein müssen als die, die wir auf Grund der Prozente einschrieben; denn die Hohlräume brauchen noch weitere

[9]) Org. Eisenbahn 1933, S. 105.

[10]) Blattfederoberbau nach Rüping. Org. Eisenbahn 1932, Heft 12.

Jahre, um sich auszuwirken. Den Grenzwinkel schätzten wir zu 55°. Wir können ihn nicht nachprüfen, weil durch Nivellement der Muldenrand nicht erfaßt worden ist.

Im Jahre 1928 war bei einigen Flözen die Auskohlung bereits durchgeführt, bei anderen im Gange. Die Bahnhofsanlagen glichen damals einem Trümmerfeld, wie Abb. 12, die den Blick auf die Gleise 16 bis 18 in Richtung auf die Prellböcke wiedergibt, beweist. Die Gleise waren erheblich gesunken und über dem Tief der Flöze 1 und 5 unter der Wirkung der dort herrschenden Bodenpressungen ausgeknickt, wie wir das in Abb. 12 an Gleis 18 sehen. Als das Lichtbild aufgenommen wurde, war man gerade dabei, die Gleise 16 und 17 durch Aufschüttung in ihre alte Höhe zurückzubringen. Nach Versuch 5 Ammanns und von Gruenewaldts dürfen wir die Achskraft an der Knickstelle des Gleises 18, das Schienen der Form 6 hat, ähnlich wie bei dem badischen Oberbau, wohl zu 150 t annehmen. Wir machen uns klar: Die Reibungskräfte an der Unterfläche der Schwellen und die Widerstände (*H* bei Nemcsek) an ihren Seitenflächen, die beide Forscher auslösten, indem sie das Gleisjoch durch Pressen vorwärts schoben, treten auch hier auf. Nur ist hier nicht das Gleis, sondern der von beiden Seiten her zum Tief strömende Schotter der tätige Teil. Wie der Stand der Auskohlung der Flöze 1, 4 und 5 im Jahre 1928 war, als das Gleis ausknickte, wissen wir nicht genau. Nehmen wir ihn angenähert so an, wie er in Abb. 11a dargestellt ist. Als resultierende Preßzone wird dann wohl die Entfernung zwischen dem nördlichen Abbaustoß 5 und dem nördlichen Muldenrand 4, also eine Länge von etwa 180 m, anzunehmen sein. Jedenfalls dürfte die nördliche Zerrzone 44 im Gefolge des seit 1927 im Bruchbau ausgekohlten Flözes 4 auf der ihr entsprechenden Länge die Pressung aus Flöz 5 abgedrosselt haben. Gegenüber dieser 1928 frisch aufgetretenen Preßzone wird anderseits die nördliche Zerrstrecke 11 des bereits 1925 verritzten Flözes 1 nicht mehr gewirkt haben. Mit Hilfe von je $\frac{180}{2}$ m links und rechts wird also der zum Tiefsten strömende Schotter eine Achskraft von $\frac{150}{90} = 1{,}67$ t/m Gleis herangetragen haben. Bei Oberbau Form 6 entfallen auf 1 lfdm 1,5 Schwellen, demnach auf ein Schienenlager $\frac{1{,}67}{2 \cdot 1{,}5} = 0{,}56$ t. Das ist eine Kraft, die nach Saller durchaus im Rahmen des Wahrscheinlichen liegt.

Sodann eine weitere Aufnahme vom 13. April 1933, nämlich Abb. 13, die sich auf das Ausziehgleis unterhalb der Doppelweiche 18/19 bezieht. Dieser Oberbauabschnitt liegt in der Schiebungszone der Flöze 5, 1, 6 und war deshalb einer Überzugwirkung[11]) nach rechts unterworfen. Der Schotter wanderte also unter den Schwellen nach rechts zum Tiefsten. Nach Abb. 13[12]) rückte er links von den Schwellen ab und kletterte rechts auf sie hinauf. Man denkt hierbei unwillkürlich an gemähtes Getreide und freut sich des Rhythmus. Indem der Schotter unter den Schwellen den Reibungswiderstand auslöste und auf ihre Längsseiten einen Druck ausübte, überwand er die Reibung in der Stoßverbindung und öffnete die Stöße. Zur Zerstörung der Laschenbolzen kam es nicht, weil die Bahnmeisterei die Gleise hier mehrfach überholt hat.

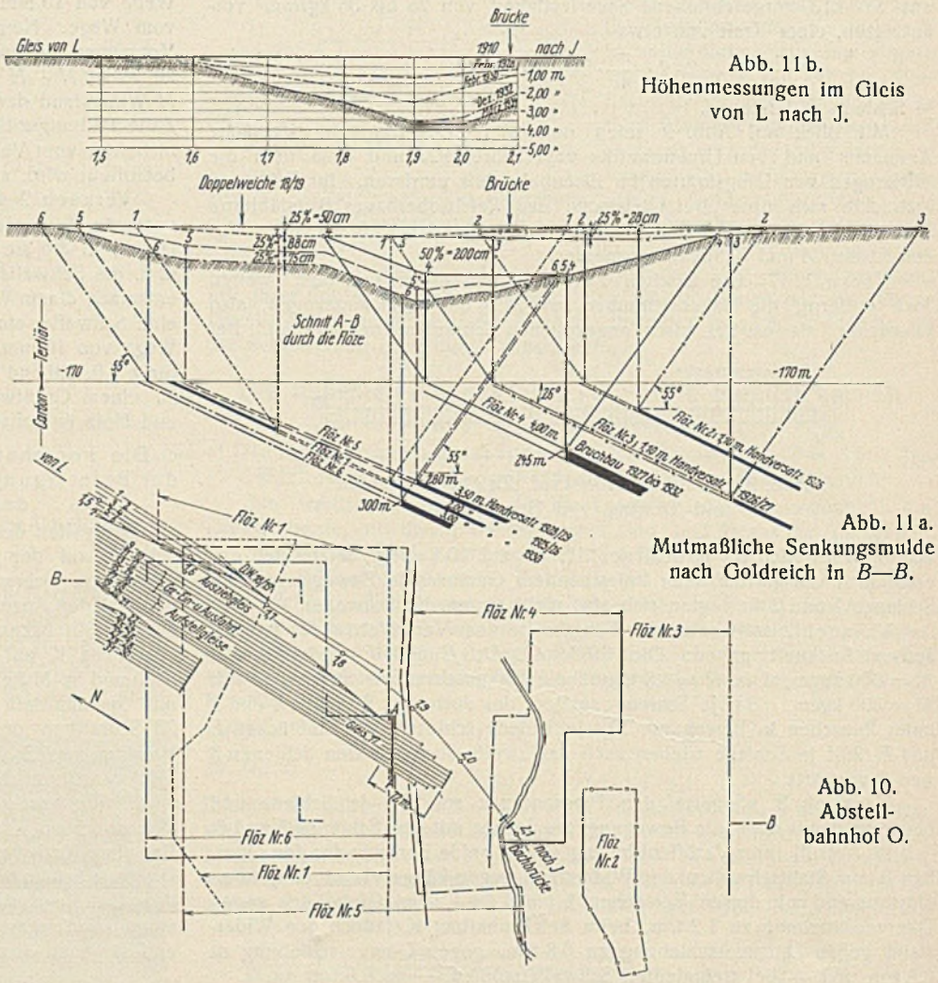


Abb. 11b. Höhenmessungen im Gleis von L nach J.

Abb. 11a. Mutmaßliche Senkungsmulde nach Goldreich in *B—B*.

Abb. 10. Abstellbahnhof O.

Schlimm waren die Verheerungen im Oberbau am 13. April 1933 längs der Linie A—A (Abb. 10) unmittelbar links vom nördlichen Abbaustoß des 4 m mächtigen im Bruchbau ausgekohlten Flözes 4. In der Gegend des Abbaustoßes sind die Verschiebungen recht groß. Der Schotter hat also hier unter dem Gestänge bedeutende Wege nach rechts zurückgelegt, die jenes zunächst nicht mitmachen konnte, weil es weiter nach links an gepreßtem Gestänge hing, das über dem Muldentiefsten von drei Flözen 5, 1 und 6 liegt. Schließlich kam es so weit, daß in den Gleisen 14 bis 18 etwa längs der Linie A—A, die bis zu 72 m von den Prellböcken entfernt ist, die Laschenbolzen abgescheert wurden und die Stöße sich um 30 cm öffneten (Abb. 14). Man konnte es hier, nachdem die Gleise 1928 wieder hochgehoben worden waren, so weit kommen lassen, d. h. man konnte auf die Unterhaltung verzichten, weil diese Gleise seit Jahren nicht mehr benutzt werden. Es ist kein Zufall, daß die Richtung der Linie A—A mit der des nördlichen Abbaustoßes vom Flöz 4 gleichläuft. Wir versuchen nun, uns über die Größe der Kräfte, die diese Zerstörung angerichtet haben, Rechenschaft zu geben. Nach S. 717 erfordert das Abscheren von vier Laschenbolzen 96 t. Wir haben

[11]) Bergmännischer Ausdruck für waagerechte Verschiebung der Erdoberfläche.

[12]) Die Aufnahme ist von Osten her gemacht. Man denke sich also das Spiegelbild.

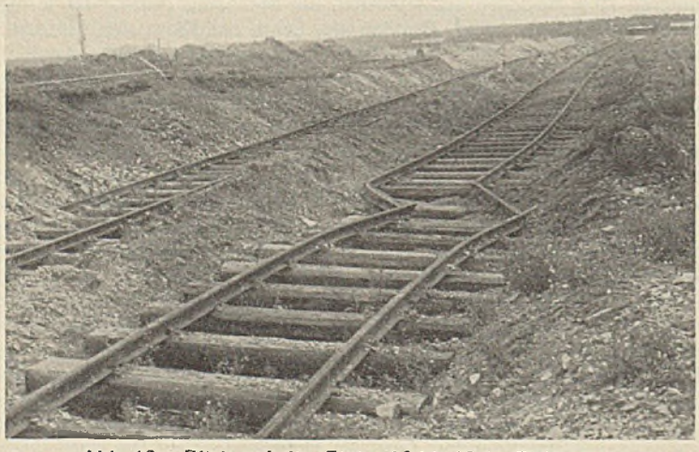


Abb. 12. Blick auf die Gleise 16 bis 18 in Richtung auf die Prellböcke.

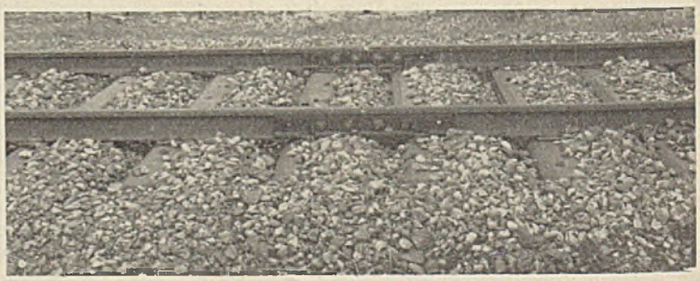


Abb. 13. Hinaufschieben des Schotters auf die Schwellen des Ausziehgleises gegenüber Weiche 18/19.

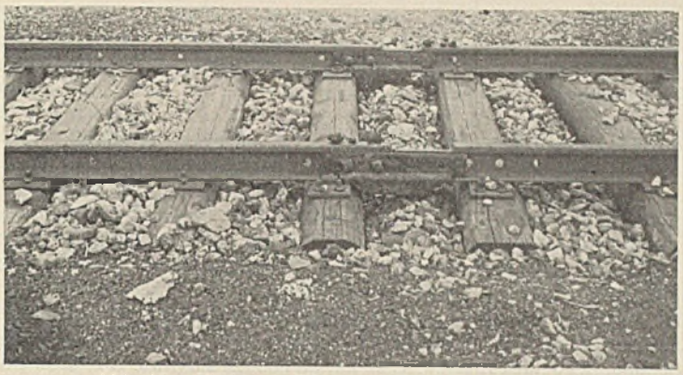


Abb. 14. Blick von Westen auf die Zerstörungen im Gleis 17 bei Linie A—A.

hier Oberbau Form 6 mit 9 m langen Schienen und einer größten Schwellenteilung von 68 cm. 72 m Gleis wiegen rd. 19,5 t und haben etwa 106 Schwellen. Wir können hier nach Nemczek die Reibungsziffer zwischen Schwellen und Schotter wohl zu 1 annehmen, weil die Bewegung außerordentlich langsam vor sich geht. Demnach haben wir auf 72 m mit einer Reibungskraft von 19,5 t zu rechnen. Der Schotter muß also auf die Längsseiten einer Schwelle mit $\geqq \frac{96-19{,}5}{106} = 0{,}72$ t gedrückt haben. Diese Zahl stellt die untere Grenze dar. Wo die obere liegt, wissen wir nicht. Deshalb ist es vor der Hand müßig, Betrachtungen darüber anzustellen, wie sich dieser Wert zu der Größe des aktiven und passiven Erddruckes verhält. Eines ist noch lehrreich im Hinblick auf die Versuche Sallers. Die vier Laschenbolzen wären nicht abgeschert worden, wenn weniger als 96 t ausgereicht hätten, die Schwellen unter den Schienen zu verschieben, d. h. wenn schon $\frac{96}{2 \cdot 106} = 0{,}45$ t an einem Schienenauflager die Reibung zwischen Schiene und Unterlagsplatte überwunden hätten.

Abb. 15 ist eine Aufnahme aus dem Grubenrevier der Gewerkschaft C, und zwar von der Schmalspurbahn B—G. Das Gleis führt etwa quer zur Schiebungsrichtung über den Rand einer Mulde. Der Schotter lag ursprünglich bis O.-K. der Schwellen. Er strömt nach links zum Muldentiefsten ab. Seine Oberfläche kommt dabei in eine nach links gerichtete Neigung. Beim Einsetzen der Bewegung gleitet der Schotter an der Sohle und an den beiden seitlichen Längsflächen der Schwellen und drückt an einer Seite vor Kopf. Wenn die Kuppe des Schotters zum Muldentiefsten abgeflossen ist, wird eine Reibungskraft nur noch an der unteren Lagerfläche der Schwellen ausgeübt (rd. 0,27 t/m Gleis). Im Falle der Abb. 15, wo die Kraft etwa vom Mittelpunkte des Bogens nach außen wirkt, verhält sich das Gleis wie ein Seil. Es öffnen sich nur die Stöße, Zerstörungen treten nicht ein.

Die Muldenränder sind nun nicht immer so sanft geneigt wie in Abb. 15. Auf einer dreigleisigen Strecke erlebten wir nach allmählicher Entwicklung im Jahre 1932, daß von den drei den Muldenrand bestreichenden Gleisen das linke — auch in seinem Schotter — unberührt blieb und die beiden rechten mit nach rechts fallender Stufenbildung im Querschnitt bis 59 cm unter die Höhe des linken absackten. Zwischen dem mittleren und dem rechten bildete sich eine unter 45° nach rechts fallende Böschung heraus, die in den Regellichtraum reichte und abgeschachtet werden mußte. Besondere Bodenarten, wie z. B. Tone, können zu solchen Erscheinungen in den Muldenrändern führen.

Einer auffallenden Erscheinung sei noch gedacht, die man an Gleisen im Preßgelände beobachten kann, sofern sie Doppelschwellen unter den Stößen haben. Der wandernde Schotter drückt auf die Langseiten der Schwellen und streicht an ihren Sohlen mit Reibung vorbei. Zunächst wandert das Joch als Ganzes. Die Reibung zwischen Schiene und Lasche sowie zwischen dieser und den Muttern ihrer Bolzen wird dabei überwunden, und die Stöße schließen sich. Läßt die Anzugkraft der Hakenschrauben zu wünschen übrig, und wandern schließlich die Schwellen infolge des pressenden Steinschlages unter der Schiene, so kann man beobachten, daß die Schienenstöße nicht mehr mittig zu den Stoßschwellen liegen und daß dort die Kuppen eines Laschenbolzens gegen die der entsprechenden zwei Hakenschrauben stoßen. Dabei werden dann entweder die ersteren oder die letzteren abrasiert. Die von Bäseler empfohlene Durchbildung des Oberbaues derart, daß auf die Hakenschrauben verzichtet und der Schienenfuß mit Hilfe zackiger Klemmstücke in den Hakenplatten verkeilt wird, könnte diesen Mißstand fernhalten.

Auf die theoretisch kaum zu beantwortende Frage, wie sich die Schienenspannung aus dem Grubenabbau mit der aus einer Änderung der Temperatur gegenüber der bei der Verlegung der Schiene überlagern, soll nicht eingegangen werden.

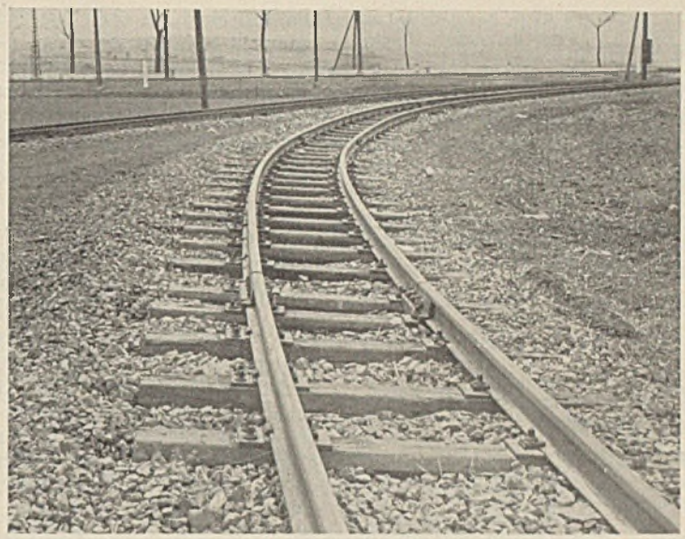


Abb. 15. Schmalspurbahn B—G.

So unterrichtende Fälle, wie wir sie in den Abb. 12 bis 14 zusammengetragen haben, wird man von Schnellzugstrecken fast nie herbeiholen können, einfach, weil man es soweit nicht kommen lassen darf. Der Bahnmeister tastet und horcht hier gewissermaßen Tag für Tag voll Sorge seine Gleise ab. Er stellt beizeiten wieder ordnungsmäßige Stoßlücken her, indem er die Schienen, wie er sich ausdrückt, zurückholt (nach dem Ort, wo Luft ist). Häufig muß die Säge helfen. Gegen die Gefahren einer Preßstrecke für schnellfahrende Züge kann man sich durch Schienenauszüge schützen.

Beobachtungen an Kunstbauten der Reichsbahn im Abbaugebiet.

A. Stählerne Eisenbahn-(Balken-)Brücken.

Im Muldentiefsten des 4 m mächtigen, im Bruchbau unter Bahnhof O ausgekohlten Flözes Nr. 4 liegt

a) die Bach-Brücke aus dem Jahre 1888 bei km 2,1 der Strecke L—J (Abb. 10, 11a, b, 16)

mit einem 6,6 m weit gespannten eingleisigen schweißeisernen Überbau (Abb. 16a bis e). Die Schwellen sind mit senkrechten Schrauben befestigt, deren waagerechte Haken unter den Obergurt fassen. Das Bauwerk, das bis März 1934 um 2,67 m abgesunken war, zeigt infolge seiner Lage in der Preßstrecke folgende Erscheinungen: Beide Widerlager aus Kalksteinen sind an die Enden der Hauptträger herangewandert — einen Maßstab für ihren Weg gibt in Abb. 16c die waagerechte weiße Marke am beweglichen Lager. Die Enden der Hauptträger haben sich als Schneiden in den Kalkstein hineingearbeitet. An dem einen festen Lager (Abb. 16d, e) sind die beiden Schrauben, die durch die waagerechten Schenkel der Gurtwinkel und die Grundplatte in den granitenen Auflagerstein greifen, abgeschert. Am zweiten festen Lager ist nur eine dieser Schrauben weggeschnitten, während die andere heil blieb und Luft erhielt, indem die dem Beschauer in Abb. 16d zugekehrte Ecke des Auflagersteines abgeschoben wurde. — Der Splitter, der sich dabei aus dem Spalt des Granitsteines löste, ist aufrecht an die Bettungswand gelehnt. — In beiden Widerlagern hat sich die Fuge des Mauerwerks in Höhe von U.-K. Lagerkörper geöffnet. Bei den beweglichen Lagern sind die waagerechten Schenkel der vier Winkel der Untergurte beider Hauptträger unregelmäßig nach oben abgebogen.

Wir versuchen, den Kräften, die diese Erscheinungen ausgelöst haben, zahlenmäßig näher zu kommen. Um an einem festen Lager die zwei Schrauben von je 2,6 cm Durchm. ($\tau_B = 30$ kg/mm²) abzuscheren und gleichzeitig die Reibung aus Eigengewicht ($Ag = 1$ t) zwischen dem Untergurt und der Grundplatte ($\mu = 0{,}2$) zu überwinden, sind 33 t nötig. Die Kraft, die erforderlich ist, um den auf ein Lager an seiner Unterkante entfallenden waagerechten Mauerquerschnitt ($F = 2{,}1$ m²) bei unbelasteter Brücke abzuscheren ($\tau_S = 1$ bis 3 kg/cm²), dürfen wir wohl zu 21 bis 63 t schätzen. Es erscheint angezeigt, eine Beziehung zwischen dieser Scherkraft und der Verformung des Untergurtes anzunehmen. In dem Augenblick, wo der nach dem Muldentiefsten vordrängende Erdboden die unteren Teile der Widerlager in der Linie A—B (Abb. 16a) unter den Bettungsmauern nach der Brückenmitte zu vorschob, traf eine Druckkraft auf die Stirn der Hauptträger, die etwa ebenso groß ist wie die Schneidekraft (21 bis 63 t). Auf der Seite der beweglichen Lager liegen, wie Abb. 16c zeigt, die Stirnen der Hauptträger auf ganze Höhe satt an, die Kraft wird also hier wohl in ganzer Größe unmittelbar in den Untergurt gegangen

sein. Auf der Seite der festen Lager (Abb. 16d) liegt nur der obere Teil der Endigung der Hauptträger dicht an, während am Untergurt ein Spielraum bis zum Kammermauerwerk besteht. Die Schneidekraft wird also hier erst oberhalb des Untergurtes in die Stirn gewandert sein. Daher ist eine Verformung der Untergurte in ihrem plattenlosen Teile auch nur im Anschluß an die beweglichen Lager festzustellen. Für einen ganzen Hauptträger ist $i = 3{,}64$ cm, $\lambda = \frac{690 \text{ cm}}{3{,}64 \text{ cm}} = 189{,}5$ und die Knickbelastung ohne Sicherheitszahl nach der Eulergleichung $P_k = \frac{\pi^2 E \cdot 2455{,}5}{690^2} = 103$ t. Beim plattenlosen 90 cm langen verformten Untergurt ist $F = 40{,}9$ cm², $i = 3{,}3$ cm, $\lambda = \frac{90}{3{,}3} = 27{,}3$, $\omega = 1{,}05$ und daher $S_{zul} = \frac{1400 \cdot 40{,}9}{1{,}05} = 54{,}4$ t und $S_k = 2200 \cdot 40{,}9 = 90$ t. Dieser Abschnitt des Untergurtes zeigt nur teilweise Verformungen, so daß wir als seine Belastung und damit als Schneidekraft des vordrängenden Erdreiches wohl die obenerwähnten 63 t annehmen dürfen. Es ist nicht ohne Wert,

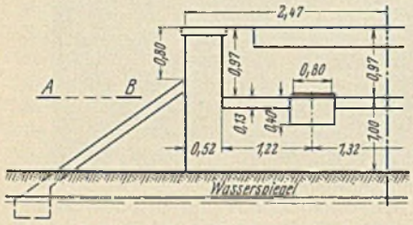


Abb. 16a. Vorderansicht der Widerlager.

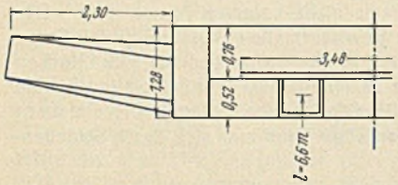


Abb. 16b. Aufsicht auf die Widerlager.

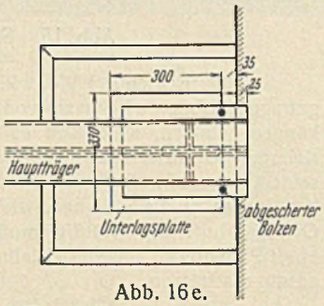


Abb. 16e. Grundriß des festen Lagers.

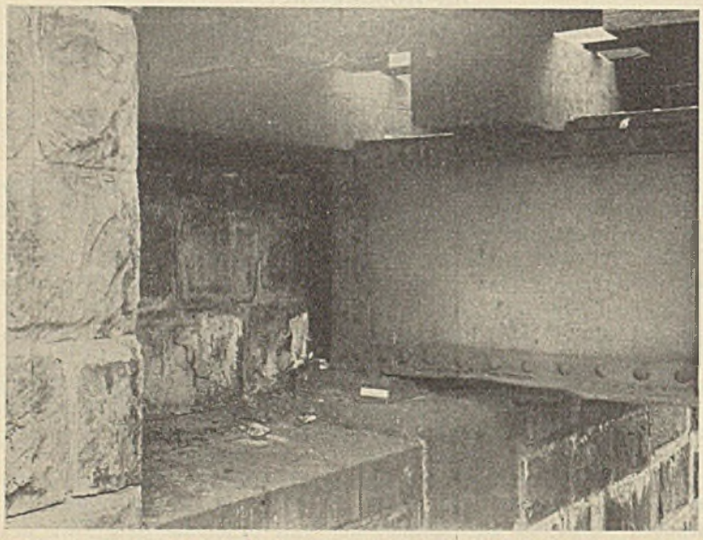


Abb. 16c. Blick auf das bewegliche Lager.

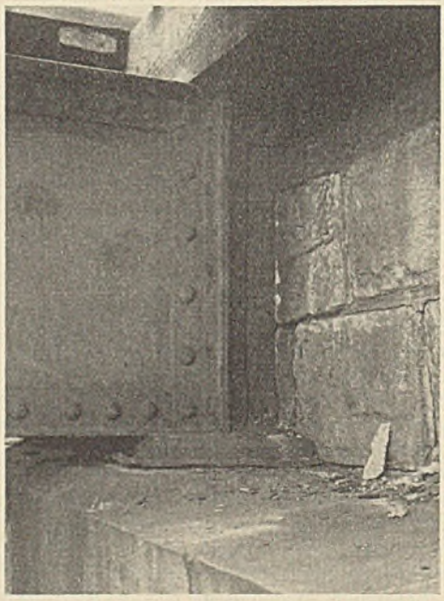


Abb. 16d. Blick auf das feste Lager.

Abb. 27a bis e. Bachbrücke bei km 2,1 der Strecke L—J.

diese 63 t an der Größe des aktiven Erddruckes zu messen, der auf eine Widerlagerfläche von rd. 4 m Länge und 4 m Höhe entfällt:

$$E = 4 \cdot \frac{1}{8} \cdot \gamma_e \cdot h^2 = 4 \cdot \frac{1}{8} \cdot 1{,}65 \cdot 4^2 = 13{,}2 \text{ t.}$$

Die vorwärts drängenden Erdmassen haben aber einen Widerstand von 63 t ($= 5 \cdot 13$ t) überwunden. Die 63 t bedeuten eine untere Grenze. Welchen Druck die Erdmassen wirklich äußern, wissen wir nicht.

Man kann nun einwenden: Der Marsch der Erdmassen hat vielleicht aufgehört, als die Schrauben abgeschert und die Stirnen der Hauptträger sich in die Bettungsmauern eingearbeitet hatten. Dann ist die Verformung der beiden Untergurte keine Folge der Preßstrecke, sondern einer Temperaturerhöhung in den Hauptträgern. Jeder von ihnen hätte dann außer den 63 t zum Öffnen der Fugen in Höhe A—B noch $> 2 \gamma h^2 \cdot 2{,}43 = 2 \cdot 1{,}65 \cdot 1^2 \cdot 2{,}43 = 8$ t aufwenden müssen, um den erforderlichen passiven Erddruck der Bettungsmauer zu leisten. Die Kraft, die die Untergurte verformte, wäre also nach beiden Überlegungen ungefähr die gleiche. Wir möchten aber doch annehmen, daß das Vorwärtsdrängen des Erdreiches unterhalb der Linie A—B die teilweise Ausknickung herbeigeführt hat, denn die Auskohlung von Nr. 4 wurde erst 1932 beendet, und der Boden wird also noch auf Jahre zum Tiefsten wandern. Es ist aber denkbar, daß Temperatur und Bewegung aus dem Grubenabbau sich überlagert haben.

b) Sandbahnunterführung in km 1,24 der Strecke L—R (Abb. 17a, b u. 18a bis h).

Das Revier der Gewerkschaft O (Abb. 17a) legt sich als breite Fläche in Halbmondform über die Schnellzugstrecke L—R, berührt im Süden auf deren Achse zwischen km 0,8 + 28 und km 1,2 auf schmaler Front das Abbaufeld der Gewerkschaft H und im Norden längs der Achse der Eisenbahn M—R das Abbaufeld der Gewerkschaft A. Die Strecke L—R, in der zwei Schnellzuggleise und das Hauptgleis der Schmalspurbahn nebeneinander laufen, hatte sich infolge des Grubenabbaues bis zum Sommer des Jahres 1929 zwischen km 0,8 und km 2,5 (Abb. 17b) in solchem Maße gesenkt, daß sie damals aus Gründen des Betriebes auf Kosten der Grube wieder annähernd auf die Sollhöhe gebracht werden mußte. Zu jener Zeit war die Unterführung der Sandbahn um 0,8 m heruntergegangen, ohne daß sich Schäden an ihr gezeigt hätten. Sie hat drei Blechträger mit 8 bis 8,82 m Stützweite und Fahrbahn oben (Abb. 18a, b). Diese wurden mit ihren granitenen Auflagersteinen um 0,64 m gehoben. Dabei erhielten die alten Bruchsteinwiderlager oben eine Aufhöhung aus Beton und, da sie dem vermehrten Erddruck nicht mehr gewachsen schienen, rückwärts einen Entlastungskörper. Selbst in der kurzen Ausführungszeit senkte der Grubenabbau die Widerlager um etwa 0,12 m. Im Juli 1931 gingen plötzlich die beiden östlichen granitenen Auflagersteine 8 und 7 unter den festen Lagern des mittleren Überbaues zu Bruch (Abb. 18c, d, e). Wir fanden in ihrer Oberfläche einen zur Vorderkante gleichlaufenden Spalt, der vor dem unteren Ansatz der Grundplatte begann, am Stein 7 in der Diagonale der Ansicht zutage trat, im Stein 8 dagegen sich als Ebene bis zur Grundfläche fortpflanzte. Die Rundung bei R in Abb. 18e, die der Beton bei der Zerstörung erfuhr, bewies, daß der abgespaltene Granitkörper sich um R gedreht und dabei den Beton zermalmt hatte. Verfasser überlegte zunächst so: „Beim Absinken hat sich wohl das eine Widerlager gegen das andere im Grundriß ruckartig und kaum meßbar gedreht. Dadurch hätten sich dann bei den beweglichen Lagern (Abb. 18c) die an den Untergurten sitzenden oberen Platten in den Gußkörpern festgeklemmt. Das Ostwiderlager mit den festen Lagern wurde in diesem Augenblick in seiner ruckweisen Drehbewegung gehemmt, schuf sich Luft, indem die unteren Ansätze der Stahlgußkörper die Auflagersteine sprengten." Die beiden granitenen Auflagersteine wurden durch spiralbewehrte aus Eisenbeton ersetzt. Am Westwiderlager wurden die unteren Körper der beiden beweglichen Lager herausgenommen und nach Beseitigen der bisherigen Mörtelfugen auf Bleiplatten gebettet, nachdem die Spielräume in den Granitsteinen rings um die Stahlgußzapfen erweitert und offen gelassen worden waren. Wenn sich nun die westlichen Untergurte durch eine ähnliche Drehbewegung wieder festgeklemmt hätten, wären die westlichen unteren Lagerplatten, soweit es die genannten Spielräume zuließen, auf den Bleiplatten gerutscht. Wider Erwarten traten an den beiden neuen östlichen Eisenbetonsteinen am 2. Januar 1932 ebenfalls Zerstörungen ein (Abb. 18f, g), ähnlich denen an den Granitsteinen im Juli 1931. Somit war die Überlegung nicht richtig gewesen. Die festen Lager wurden nunmehr ausgeschaltet, indem der östliche Endquerträger mit Balken unterfuttert wurde. Seine Nietverbindungen mit den Hauptträgern ließen das zu. In diesem Zustande blieb das Bauwerk den Winter hindurch. Mit Beginn der Frühjahrs durchschaute der Verfasser die Zusammenhänge, die die Schäden herbeigeführt hatten: Wir betrachten dazu zunächst den Höhenplan (Abb. 17b), darin die Höhen der S.O. nach der Hebung im Juli 1930 wie üblich von einem Horizont nach oben aufgetragen — und zwar unverzerrt —, ihre Senkung nach dieser Zeit dagegen von der S.O. nach unten gezeichnet, und zwar in

starker Verzerrung. Der Vorteil dieser Darstellung wird auf S. 724 u. 725 erörtert werden. Über dem Höhenplan die Zerrungen und Pressungen im Schienengestänge. Sehen wir von den nicht erheblichen Senkungen westlich km 1,1 ab, so erkennen wir eine ausgeprägte Senkungsmulde mit den Rändern etwa bei km 1,1 und 2,1 und dem Tiefsten zwischen km 1,3 und 1,9. Der starke kurze Absturz in der westlichen Randzone bei km 1,2 + 50, die Untermulde bei km 1,3, wo die Senkung im Mai 1932 bereits wieder 0,5 m betrug, und die bei km 1,8 deuten darauf hin, daß für die Art und Weise, wie der Abbau hier durchgeführt wurde, in erster Linie die Kosten und in zweiter Linie Rücksichten auf den Bahnkörper entscheidend waren. Die Untermulde zwischen km 1,7 und 1,9 ist so flach, daß sie bei km 1,8 den Gleisen keine Pressung aufzwingen konnte. Deshalb entstand im Gleis R—L eine spannungslose Stelle, und in den beiden andern Gleisen läuft die Zerrung ungestört über sie hinweg so, als wenn die östlichen Randzonen von km 1,5 bis 2,1 reichten. Schließlich wird die zur westlichen Untermulde gehörige Preßstrecke im Gleis L—R und im Schmalspurgleis zu unserer Überraschung gegenüber km 1,4 noch durch eine kurze Zerrstrecke unterbrochen. Sonst ist aber das Bild westlich km 1,5 in allen drei Gleisen das erwartete.

Auf der Westseite der Sandbahnunterführung (km 1,2 + 40) steht aus der Zeit vor 30 Jahren, als hier noch im Bruchbau gearbeitet wurde, und mit der Markscheide zusammenfallend, der Sicherheitspfeiler der Gewerkschaft H (Abb. 17a). Es ist klar, daß dieser in Verbindung mit dem Grubenabbau, den die Gewerkschaft O in den letzten Jahren unmittelbar östlich von diesem Bauwerk eingeleitet hat, die Überzugzone zwischen km 1,1 und 1,3 hervorrufen mußte. Die geringe Senkung westlich km 1,1 hängt wohl mit der Auskohlung eines schwachen Flözes der Gewerkschaft H zusammen.

Wir wollen nunmehr erklären, warum es zu den Zerstörungen am Bauwerk, wie sie in Abb. 18g nach den Aufmessungen vom 12. März 1932 zusammengestellt sind, kommen mußte.

Aus Abb. 17b lesen wir heraus, daß Schienengestänge, stählerner Überbau und Widerlager infolge der Ueberzugwirkung ihren Weg auf km 1,3 zu, d. h. nach dem Muldentiefsten nehmen mußten. Das Wandern der Schienen nach rechts war mit dem Augenblick erschöpft, in dem sich östlich km 1,2 eine ausgedehnte Preßstrecke herausgebildet hatte. Damit waren auch die stählernen Überbauten an ihrem Ort festgebannt, denn die Schienen kleben an den Balken und diese an den Überbauten. Die Widerlager, dadurch in ihrem Lauf zum Muldentiefsten gehemmt, schufen sich am Orte des schwächsten Widerstandes Luft. Wir wollen das Kräftespiel an jedem Überbau zahlenmäßig verfolgen (Abb. 18b, c, d, g, h).

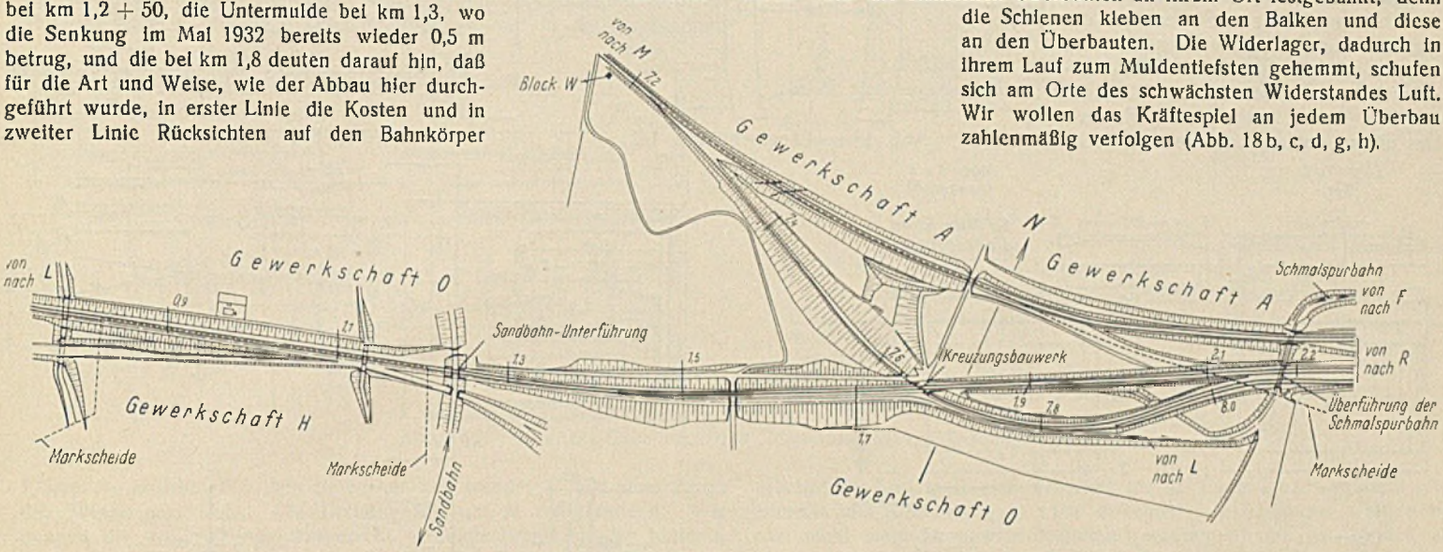


Abb. 17a. Lageplan der Brücken unter A. b), c), d) (S. 720ff.) und der Grubenreviere.

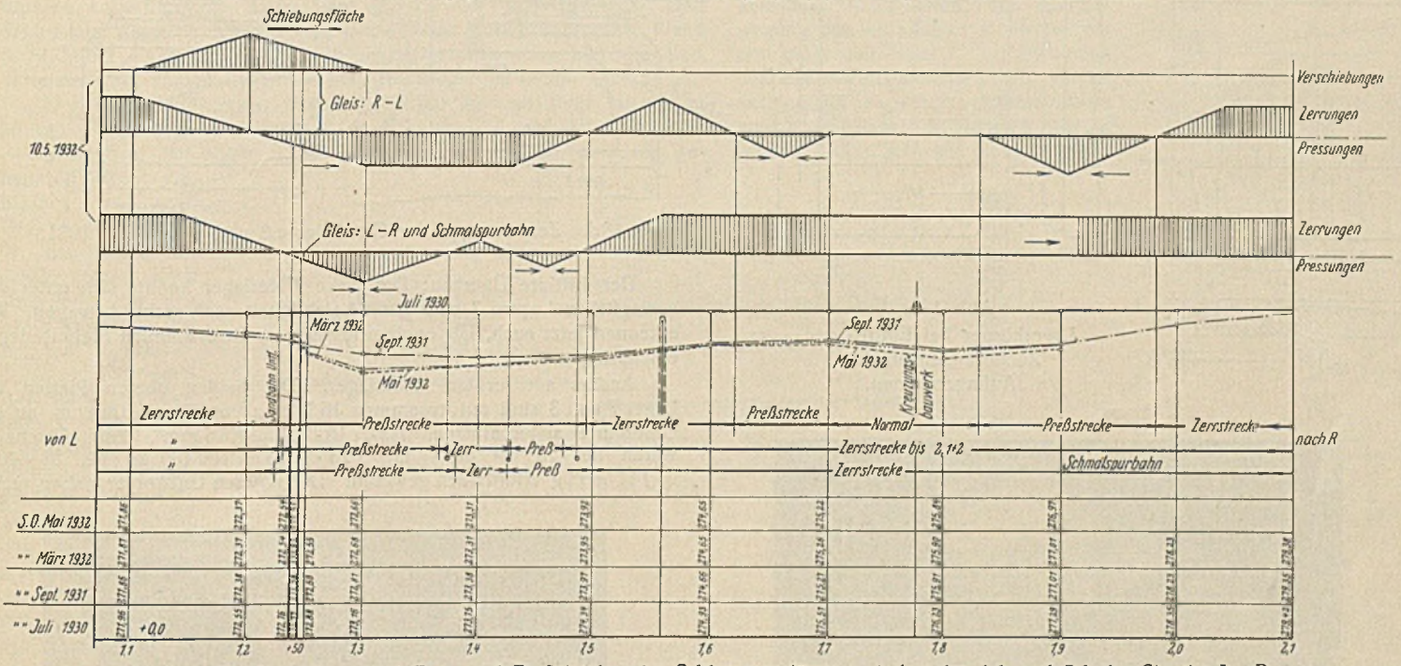


Abb. 17b. Muldenbildung und Zerr- und Preßstrecken im Schienengestänge zwischen km 1,1 und 2,1 der Strecke L—R.

Nordüberbau: An den festen Lagern 1 und 2 sind von den rechtseitigen oberen Führungsleisten alle acht Niete von 14 mm Durchm. abgeschert. $F_s = 8 \cdot 153{,}86 = 1230\ mm^2$. Scherfestigkeit 25 bis 36 kg/mm². Demnach waren zum Wegtrennen der vier oberen Führungsleisten 1230 · 25 bis 1230 · 36, d. h. 30,75 bis 44,3 t nötig. — Der Überbau trägt Reichsoberbau K, dessen Schwellenschrauben mit Sorgfalt angezogen waren, 17 Brückenbalken und damit 34 Schienenauflager. Bei letzteren dürfen wir nach Saller 34 · 1,19 = 40,5 t Widerstand gegen eine waagerechte Verschiebung der Brückenbalken und damit des Überbaues unter den Schienen voraussetzen. Würde der Überbau mit 40,5 t nach rechts unter dem gepreßten Schienengestänge vorgeschoben, so würden die rechten Schwellenwinkel von den Brückenbalken abrücken und die waagerechten Schwellenschrauben auf Abreißen beanspruchen. Eine solche Schwellenschraube hat bei 15,8 mm Kerndurchmesser 196 mm² Querschnitt und verträgt bei einer Zugfestigkeit von 38 bis 45 kg/mm² 7,5 bis 8,8 t, während nur 1,19 t anfallen können.

Die 4 mm dicke Unterlagscheibe der waagerechten Bolzen drückt infolge dieser 1,19 t auf die Brückenbalken mit $\frac{1190}{12{,}57 - 3{,}46} = \frac{1190}{9{,}1} = 130\ kg/cm^2$ senkrecht zur Faser. Dieser Wert dürfte nahe an der Quetschgrenze liegen.

In den 14,9 cm breiten Schwellen-⊥ 80 · 160 · 12 würden die 1,19 t die Biegungsbeanspruchung $\sigma = \frac{1190 \cdot 12 \cdot 6}{14{,}9 \cdot 1{,}2^2} = 4000$ kg/cm² hervorrufen, die an die Bruchgrenze heranreicht.

Bei dem gedachten Vorgang bewegen sich die linken Schwellen-⊥ auf die Brückenbalken zu. Sie erfahren die gleiche Biegungszugspannung wie die rechten. Die waagerechten Schwellenschrauben treten dabei nicht in Tätigkeit.

Wir sehen aus diesen Zahlen: Das untergeordnete Zubehör des Blechbalkens wäre im Rahmen der 3,4 · 1,19 = 40,5 t noch gerade widerstandsfähig gewesen. Zu einem Vortreiben des Überbaues unter der Preßstrecke, zu der 40,5 t nötig gewesen wären, kam es aber nicht, weil das nach rechts vorschreitende linke Widerlager eine Stelle traf, die bereits einem Aufwand von 30,75 bis 40,5 erlag, nämlich die vier rechten Führungsleisten des Untergurts.

Das rechte Widerlager des Nordüberbaues hatte bei seinem Fortschreiten nach rechts lediglich die gleitende Reibung $\mu \cdot A g$, nämlich 0,2 · 3,3 = 0,66 t zu überwinden.

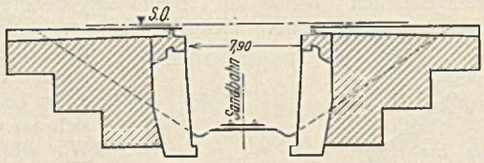


Abb. 18a. Längsschnitt.

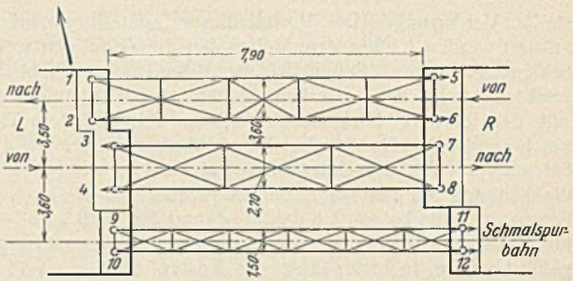


Abb. 18b. Grundriß.

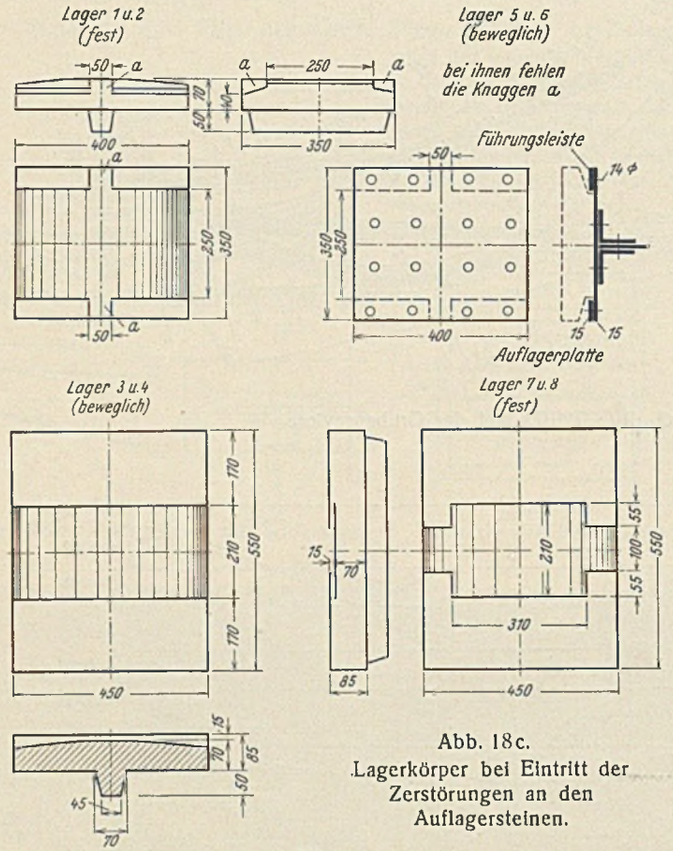


Abb. 18c. Lagerkörper bei Eintritt der Zerstörungen an den Auflagersteinen.

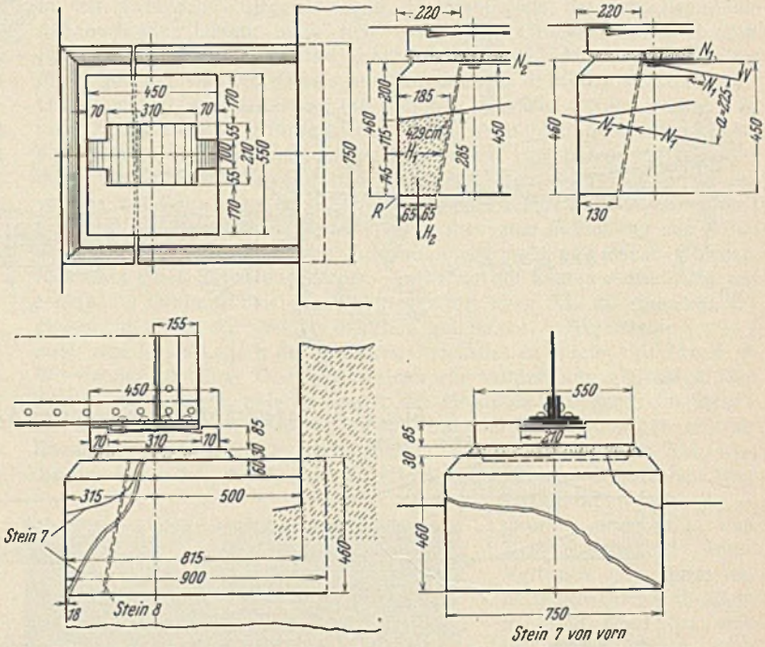


Abb. 18d. Zerstörungen der Granitsteine 8 und 7 vom Juli 1931.

Der mittlere Überbau: Das linke Widerlager konnte sich unter den beweglichen Lagern 3 und 4 mit Leichtigkeit nach rechts bewegen. Wir erkennen jetzt auch, daß es überflüssig war, die erwähnten Bleiunterlagen einzubringen.

Anders am rechten Widerlager. Die beiden oberen Platten der Lager 7 und 8 sind mit zusammen 16 Nieten von 20 mm Durchm. an die Untergurte angeschlossen. $Fs = 16 \cdot 251 = 4016$ mm². Zum Abscheren wären bei 25 bis 36 kg/mm² 25 · 4016 = 100 400 kg bis 36 · 4016 = 144 580 kg erforderlich gewesen. Die unteren Gußkörper haben rechts vier Ansätze mit $Fs = 4\ (70 \cdot 55 + 70 \cdot 15) = 19\,600$ mm². Bei Stg 52 · 81 S ist die Zugfestigkeit ≧ 50 kg/mm². Die vier Ansätze könnten also im Mittel $\frac{38 + 40}{2} \cdot 19\,600 = 764\,400$ kg aufnehmen.

Die Zerstörung ist, wie wir wissen, im Juli 1931 am Auflagerstein aus Granit, im Januar 1932 an dem aus Eisenbeton eingetreten. Sie muß durch eine Kraft ausgelöst worden sein, die nicht ausreichte, den Überbau unter dem gepreßten Schienengestänge nach rechts zu verschieben, d. h. durch eine Kraft ≦ 40,5 t. Der Vorgang ist so zu deuten. Der

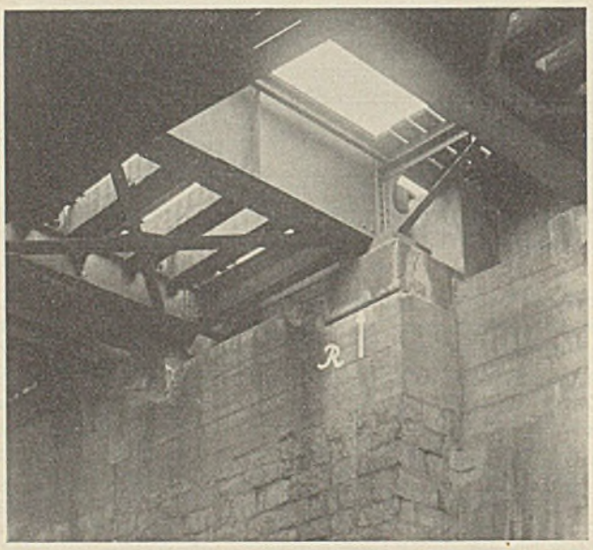


Abb. 18e. Blick vom Süden mit den Zerstörungen der Granitsteine 8 und 7 vom Juli 1931.

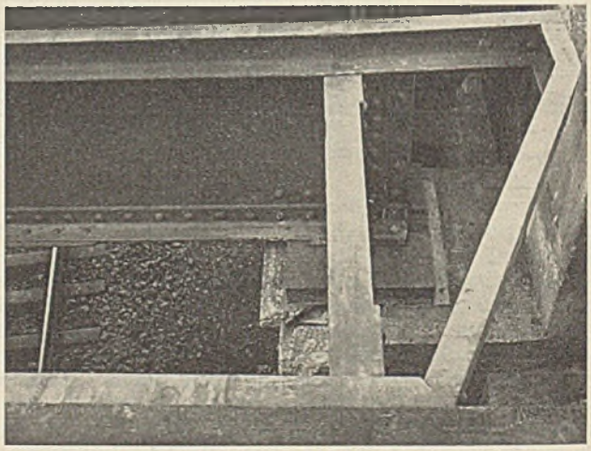
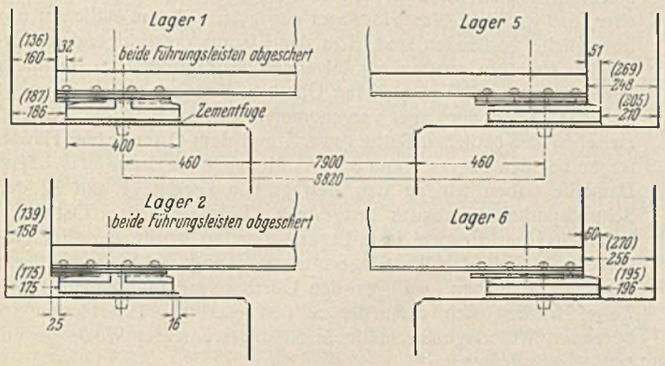


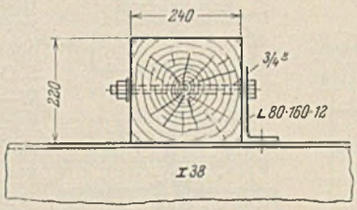
Abb. 18f. Aufsicht auf die Zerstörung vom 2. Januar 1932 bei Eisenbetonstein 8.

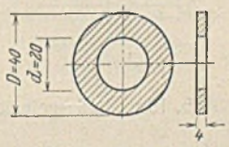
obere Stahlgußkörper ist durch den Überbau fest mit dem Schienengestänge verbunden. Bei dem Wandern des Widerlagers bewegte sich der Stein auf die Lagerrippe zu. Die linke Wand seiner Vertiefung kam an ihr zum Anliegen, nachdem er sich zusammen mit der Zementfuge unter dem Lagerkörper verschoben hatte. Dabei ergab sich das für Granitstein 8 in Abb. 18d angedeutete ungefähre Kräftespiel. N_2 möge der Anteil der waagerechten Kraft sein, der den abgespaltenen vorderen Teil des Steines in seiner unteren Lagerfuge und in der senkrechten



Fläche — in Abb. 18e dem Beschauer abgewendet — von dem Beton des Widerlagers löste. Die Drehung hat um R stattgefunden. Wir nennen die widerstehende waagerecht wirkende Scherkraft der hinteren senkrechten Fläche H_1 und die lotrecht einzuführende Haftkraft der unteren Lagerfuge H_2. Dann folgt $N_2 \cdot 45 = H_1 \cdot 14{,}5 + H_2 \cdot 6{,}5$. Den Widerstand gegen Abscheren wird man für die hintere senkrechte Wand nicht höher als zu etwa 10 kg/cm² ansetzen dürfen, da hier die Verhältnisse wohl ähnlich liegen wie bei Arbeitsfugen im Beton[13]).

Der Widerstand gegen Abreißen in der unteren Fuge werde zu 10 kg/cm² geschätzt. Dann folgt $N_2 = (429 \cdot 10 \cdot 14{,}5 + 13 \cdot 75 \cdot 10 \cdot 6{,}5) : 45$ = rd. 3 t und für beide Steine $2\,N_2 = 6$ t. Von den mehrfach genannten 40,5 t verbleiben dann noch $34{,}5\ \text{t} = 2\,N_1$, worin N_1 den Anteil der waagerechten Kraft bedeutet, die den Stein spaltete. Wir bringen im Schwerpunkte des unter der Sohle der Vertiefung liegenden Querschnittes des Steines 2 entgegengesetzte Kräfte N_1 an und erkennen, daß hier infolge Normalkraft und Biegung der Fall zusammengesetzter Festigkeit vorliegt.





$$\sigma = + N_1 : F \pm M : W,\ M = N_1 \cdot a$$
$$= + N_1 : F \pm N_1 \cdot a : W = N_1 (1 : F \pm a : W)$$
$$= \frac{34{,}5}{2} (1 : 45 \cdot 75 \pm 22{,}5 \cdot 6 : 75 \cdot 45^2)$$
$$\sigma = 17\,250 \cdot 0{,}00119 = 20{,}53\ \text{kg/cm}^2.$$

Diese Spannung erscheint uns auf den ersten Blick ungewöhnlich niedrig. Wir ließen nun aus den Resten des Steines durch einen Steinmetzen zwei Balken herausarbeiten, einen von 10,2 · 10,6 cm², den anderen von 15 · 15,2 cm² Querschnitt, und unterwarfen sie bei 43 cm Stützweite einem Biegeversuch. Der erste zerbrach bei 131 kg/cm², der zweite bei nur 41 kg/cm². Ferner schnitten wir aus den Resten mit der Steinsäge einen Würfel von 14 · 14 · 14 cm³ und zerdrückten ihn unter der 500-t-Presse. Wir fanden eine Druckfestigkeit von 720 kg/cm². Gaber[14]) ermittelte bei Granit die Biegefestigkeit etwa zu $^1/_{11}$ der Druckfestigkeit. Wir hätten also bei unseren Versuchen gegen 65 kg/cm² Biegefestigkeit erwarten dürfen. Statt dessen streuten die Werte zwischen 131 und 41 kg/cm². Man muß sich klar machen, daß bei Natursteinen die Art und Weise ihrer Gewinnung im Bruch (Schießen!), die steinmetzmäßige Bearbeitung und die rohe Behandlung auf dem Wege zur Baustelle bereits zu versteckten Anrissen führen können. In so einen Auflagerstein

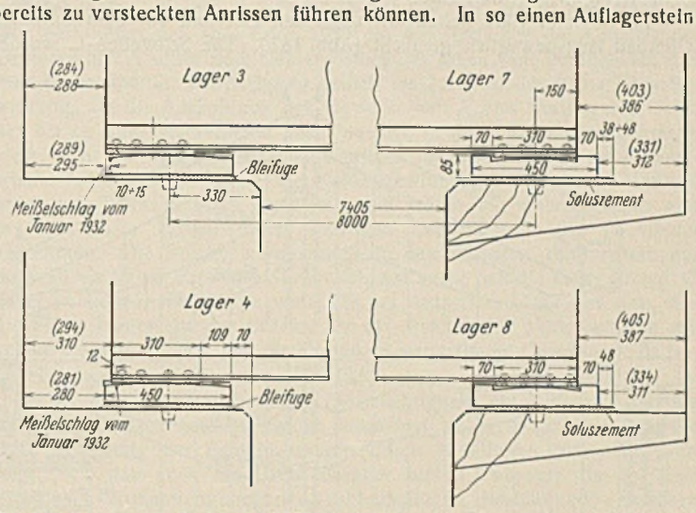
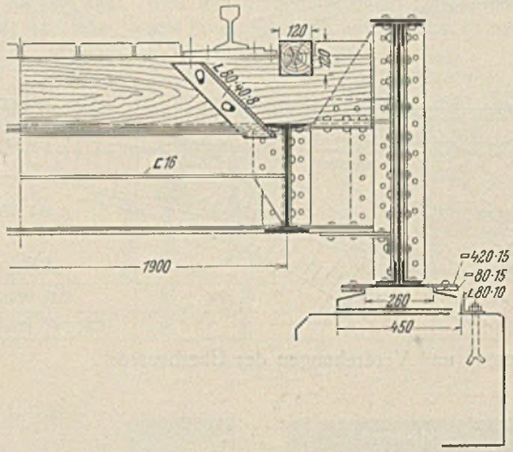
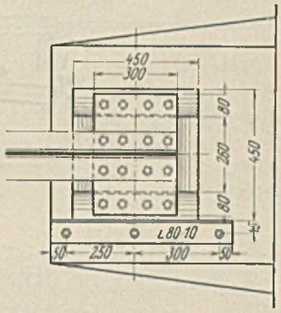
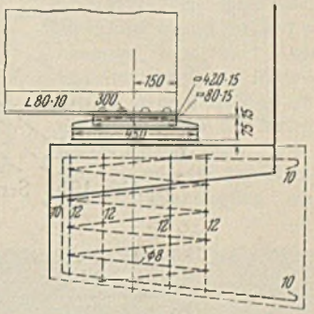


Abb. 18g. Seitenansichten nach den Zerstörungen vom 2. Januar 1932.

arbeitet der Steinmetz die Vertiefung für die Lagerrippe, was nicht ohne Einrisse und Kerben abgeht. Die errechneten 20,53 kg/cm² werden uns nun nicht mehr so unwahrscheinlich vorkommen, und wir können aus ihnen ohne Zwang etwa das Zweifache machen, denn wir sind durchaus berechtigt anzunehmen, daß die Bewegung des Widerlagers stoßweise vor sich ging, daß dabei N_1 vielleicht den doppelten Wert annahm. Wir kämen auch schon zu einem größeren Wert von N_1, wenn wir N_2 dadurch kleiner werden ließen, daß wir einen mangelhaften Verguß des Granitsteins voraussetzen.







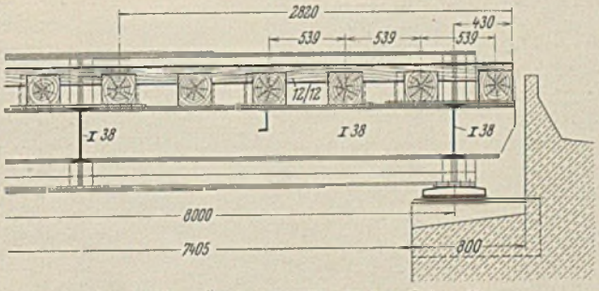


Abb. 18h. Änderung der festen Schwellen in längsverschiebliche und der Lager 7 und 8.
Abb. 29a bis h.
Sandbahnunterführung km 1,24 der Strecke L—R.

Der Schmalspurüberbau: Hier waren keinerlei Zerstörungen eingetreten. Das Westwiderlager mit den festen Lagern 9 und 10 hat den Überbau unter den Schienen der Form 6 nach Osten geschoben, wobei nach Saller 34 · 0,279 = 9,5 t Gleitwiderstand zu überwinden waren.

In Abb. 18g sehen wir die Stellung der Lager und der Überbauten zu den Bettungsmauern am 12. März 1932, als die Lager 7 und 8 ausgeschaltet und dafür ihre Querträger auf Holzstapel abgesetzt waren — Maße ohne Klammern —, und am 19. Mai 1932, nachdem die in Betrieb genommenen Eisenbetonsteine unter den Lagern 7 und 8 zu Bruch gegangen waren — Maße mit Klammern. Wir erkennen, daß sich während der zwei Monate die westliche Bettungsmauer dem Hauptträger bei den Lagern 1 bis 4 weiter genähert und daß sich die östliche von den Hauptträgern bei den Lagern 5 bis 8 noch mehr entfernt hat. Lehr-

[13]) Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 69: Versuche zur Feststellung der Scherfestigkeit usw. des Betons in den Arbeitsfugen bei verschiedener Fugenbehandlung. Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.

[14]) Schub- und Biegefestigkeit von Granit. Bauing. 1929, S. 358.

reich ist es auch zu sehen, daß vor Eintritt der schweren Zerstörungen an den festen Lagern 2, 7 und 8 die unteren Lagerkörper auf ihrem Zementverguß geglitten sind.

Im Sommer 1932 haben wir dann den Oberbau auf dem mittleren Überbau längsbeweglich gemacht (Abb. 18h). Die Schwellen-L wurden abgenietet, ihre Nietlöcher mit versenkten Nieten geschlossen, die Zuglaschen über den Querträgern nach jeder Seite durch ein Futter verlängert und innerhalb der Fahrfläche an jeder Schwelle nach dem Muster der RBD Stuttgart 2 L 80·40·8 angebracht, die an den Kanten der Längsträgerflansche gleiten. Wir haben dann noch etwas getan, was nicht unbedingt nötig war: Wir haben aus den beweglichen Lagern 3 und 4 durch Einziehen senkrechter Dorne feste gemacht und haben die festen Lager 7 und 8 gegen bewegliche ausgetauscht. Von den unteren Stahlgußkörpern dieser beweglichen Lager haben wir die übliche untere Rippe weggeschnitten, um die Platten bei Bedarf leicht verschieben zu können. Quer zum Gleis sind sie durch L 80·80·10 festgelegt. Indem wir die in der Fahrrichtung zuletzt angetroffenen Lager beweglich machten, wichen wir zwar von dem Üblichen ab, erreichten damit aber, daß auf dem Westwiderlager nur feste, auf dem östlichen nur bewegliche vorhanden sind. Um den hieraus entspringenden Vorteil zu erläutern, wollen wir folgendes vorwegnehmen: Nachdem der Oberbau auf dem mittleren Überbau längsbeweglich gemacht und der Tausch der Lager vorgenommen war, hat sich der Abstand zwischen der östlichen Bettungswand und dem Ostende der Hauptträger bei den Lagern 7 und 8 in 11 Monaten um 2 cm vergrößert. Dasselbe haben wir an den beweglichen Lagern 11 und 12 des Schmalspurbahnüberbaues festgestellt. Würde auf dem Ostwiderlager ein Überbau zwei feste Lager haben, so würde der ihm entsprechende Teil des Widerlagers einen geringeren Weg als 2 cm zurückgelegt haben, weil er den Überbau mitzuschleppen hätte. Dabei würden sich dann die zu den einzelnen Überbauten gehörenden Widerlagerabschnitte in nicht gewünschter Weise gegenseitig beeinflussen.

Ähnliche Erscheinungen wie an der Sandbahnunterführung sind auch an dem

c) Kreuzungsbauwerk in km 7,6 + 46 des Verbindungsgleises W—R und km 1,7 + 70 der Strecke L—R (Abb. 17a, b u. 19a bis e)

aufgetreten. Wir betrachten zunächst auf Abb. 19a die Senkungsmulde vom Juli 1928, die die schweren Schäden am Bauwerk auslöste, und die vom März 1932. Wir wählten dazu zwei Darstellungen. Die obere, in der sowohl die S.O., mit denen das Gleis W—R ursprünglich gebaut wurde, als auch die Höhenzahlen der Senkungsmulde von einer Bezugswaagerechten nach oben aufgetragen wurden, ist die dem Eisenbahnfachmann geläufige. Wir sehen aus ihr: Vor dem Grubenabbau war über dem Bauwerk eine waagerechte Zone, zu der das Gleis von beiden Seiten mit 1 : 200 anstieg, und im Jahre 1932 ist die Kuppe so gut wie verschwunden. In der zweiten Darstellung darunter sind die S.O. vor dem Grubenabbau unverzerrt aufgetragen. Die beiden Steigungen 1 : 200 sind dabei dem Auge nicht erkennbar. Die Senkungen aus dem Grubenabbau wurden dann von diesen ursprünglichen S.O. in starker Verzerrung nach unten gezeichnet. Wir erkennen, daß das untere Bild zu uns deutlicher spricht, ja, bei der hier vorliegenden Gegenneigung 1 : 200, die für unsere Betrachtungen der Waagerechten gleichzusetzen ist, das einzig berechtigte ist. — Die obere Darstellung könnte uns verleiten anzunehmen, daß hier der Sonderfall der Abb. 5 vorliege. — Die Senkungen wurden durch den seit 1928 mit Spülversatz durchgeführten Abbau der bis zu 5 m mächtigen Flöze I, II, III und IV herbeigeführt.

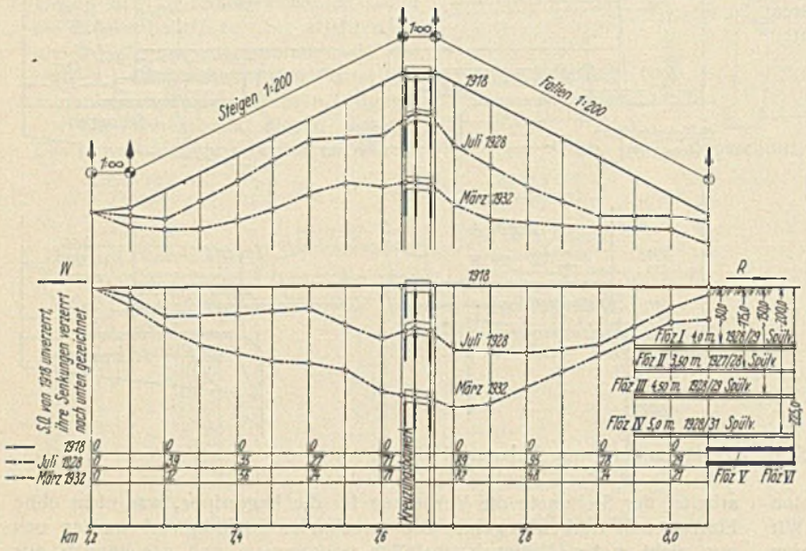


Abb. 19a. Fortschritt der Muldenbildung.

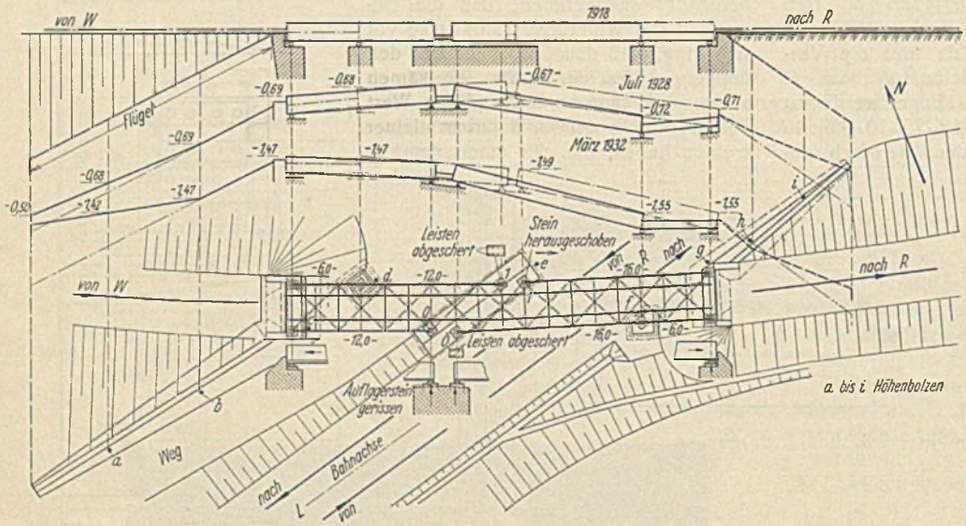


Abb. 19b. Senkungen und Verdrehungen der Überbauten.

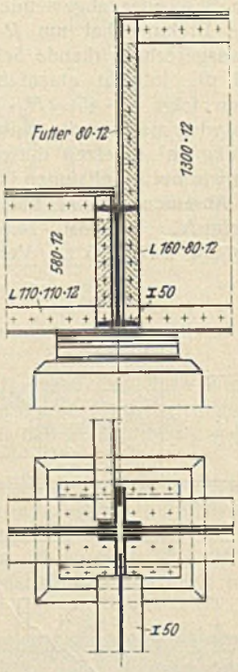


Abb. 19c. Federgelenk.

Abb. 19d. Widerlager bei g.

Abb. 19e. Blick auf die Lager O und Ō.

Abb. 19a bis e. Kreuzungsbauwerk in km 7,6 + 46 des Verbindungsgleises W—R und km 1,7 + 70 der Strecke L—R.

Ihre Teufe und Mächtigkeit ist rechts neben dem Höhenplan kenntlich gemacht. Dicht rechts vom Bauwerk bei km 7,7 senkte sich die S.O. im Juli 1928 bereits um 89 cm und bis März 1932 um weitere 82 cm. Welche Beobachtungen wurden nun am Bauwerk (Abb. 19 b bis e) gemacht? Auf dem großen Mittelpfeiler weist der zwischen den Endlagern 36 m lange Brückenzug entwurfsmäßig im Grundriß einen Knick auf, entsprechend dem überführten Gleisbogen. Hier sind vier getrennte feste Lager für zwei Hauptträger von 16 m und für zwei von 12 m. Alle übrigen Lager sind beweglich. Übereck stößt dann über je einem kleinen Pfeiler ein niedriger, 6 m langer Hauptträger mittels Federgelenkes an den höheren von 12 bzw. 16 m Stützweite. Längsträger und waagerechte Verbände gehen über den ganzen Brückenzug durch. Diese Anordnung gab ihm über den Lagern in der Lotrechten eine große Weichheit, so daß die Überbauten die in Abb. 19 b wiedergegebenen ungleichmäßigen Senkungen und Verdrehungen ohne wesentliche Zerstörungen mitmachen konnten. Solche sind nur an den vier festen Lagern des Mittelpfeilers zum Vorschein gekommen. Im Juli 1928 entdeckte man, daß von den oberen Körpern der Lager 0 und 1 die linken Führungsleisten weggeschert waren, daß der Granitstein 1 lose geworden war und das Ziegelmauerwerk der ihm am nächsten liegenden Pfeilerkanten herausgedrückt hatte, und schließlich, daß von der Kuppe des Granitsteins 0 die rechte Hälfte oberhalb der Klinkerrollschicht abgespalten war. Ferner fand man, daß die Bettungsabschlüsse beider Widerlager sich satt an die Enden der Hauptträger gelegt hatten (Abb. 19d), wobei sich dann — Widerlager bei *g* — die Bettungsmauer mit ihren kurzen Parallelflügeln von dem eigentlichen Widerlagerkörper unterhalb des Auflagersteins in einer nach rechts fallenden Fuge gelöst hatte. Das Bauwerk liegt, wenn man von den kleinen Untermulden absieht, nahe dem Muldentiefsten, also in der Preßstrecke. Die Widerlager mußten sich demnach auf die Überbauten zu bewegen. Weiter: Das Bauwerk stand 1928 noch auf einer kleinen Kuppe, deren linker Hang nach dem Tief bei km 7,6 und deren rechter Hang nach dem Tiefsten bei km 7,7 zeigt. Von jener Zeit ab wurde sie flacher und flacher, bis sie 1932 einer nach dem Muldentiefsten bei 7,7 hinweisenden Ebene Platz machte. Man ist wohl berechtigt, zu folgern, daß beim Marsch des Bauwerks nach dem Muldentiefsten bei km 7,7 der Mittelpfeiler einen etwas geringeren Weg nach rechts zurückgelegt hat als das rechte Widerlager, und daß er sich, da der Überbau eingeklemmt war in der beschriebenen Weise Luft machen mußte.

Hier hätte ein längsverschieblicher Oberbau die Zerstörungen nicht hintangehalten. Wohl hätte er es tun können, wenn bei der vorliegenden Lageranordnung der Brückenzug sich nicht in einer Preß-, sondern in einer Zerrstrecke befunden hätte, also die Widerlager von den Enden der Hauptträger weggewandert wären. Es fällt auf, daß an Widerlagern und Pfeilern Abweichungen vom Lot nicht gemessen werden können. Nach dem Eintritt der Zerstörungen an den Auflagersteinen und den Lagern im Jahre 1928 haben wir uns darauf beschränkt, den Granitstein 1 wieder festzumauern und die Geschwindigkeit der über den Brückenzug laufenden Züge — es sind nur Gz — auf 20 km zu drosseln. Die Lager 0 und 1 ließen wir dagegen beweglich, so daß wir einen schwimmenden Überbau erhielten. Daß wir diesen unerwünschten Zustand so lange duldeten, folgte aus mehreren Gründen: Einmal gelang es dem Verfasser, wie bereits a. a. O. mitgeteilt, erst im Laufe 1932, die Zusammenhänge zu erfassen, und zum anderen konnte die Frage, ob der Überbau um das Maß seiner Senkung, also um etwa 1,55 m zu heben war, erst jetzt endgültig beantwortet werden. Abb. 17b sagt uns, daß die beiden Schnellzuggleise L—R in km 1,8, d. h. unter dem Bauwerk, vom Juli 1931, wo sie nach S. 720 auf die Sollhöhe zurückgebracht worden waren, bis Mai 1932 wieder um 0,39 m abgesackt waren. Das ist (Abb. 19a) etwa die Hälfte der Absenkung zwischen den Jahren 1928 und 1932, die wir oben zu 0,82 m angegeben haben. Die steile Rampe, die sich dabei östlich km 1,8 herausgebildet hatte, mußte der Eisenbahnbetrieb auf die Dauer ablehnen. Nun zeichneten sich aber Ende 1932 die Auswirkungen des Abbaues der Gewerkschaft A unter dem Gebiet östlich km 2,0 so weit deutlich ab, daß man sagen konnte: Die Steigung östlich km 1,8 wird durch die Überzugwirkung, die die Auskohlung der Gewerkschaft A von Norden und Osten her bis zu ihrer Markscheide heran auslöst, in die Waagerechte gebracht, wenn nicht gar in ein Gefälle verwandelt. Hinzu kam, daß die Gewerkschaft O erklärte, sie hätte die Kohlengewinnung im weiteren Umkreis unter dem Bauwerk jetzt eingestellt und würde sie wahrscheinlich erst in etwa zehn Jahren durch Verritzen der Flöze V und VI wieder aufnehmen. Die Brücke werde somit in den nächsten zehn Jahren nur noch 10 bis 15 cm absacken. Lehrreich war auch, daß die Gewerkschaft O dabei ausführte, die Kuppe von 1928 sei dadurch bedingt gewesen, daß die Flöze beiderseits der Brücke für die Reichsbahn unzweckmäßig abgebaut werden mußten, um die Kosten in vertretbaren Grenzen zu halten. Der Bauingenieur sollte in allen Fällen, wo er der Grubenbilder, insonderheit der Angaben über die Flözmächtigkeit, die Abbauzeit und die Art des Versatzes habhaft werden kann und wo er den Eintritt und die stete Wandlung der Senkungsmulde durch Nivellieren planmäßig verfolgt, sich nun auch ein Urteil darüber bilden, wieweit die aus dem Schrifttum zusammengetragenen zahlenmäßigen Beziehungen zwischen der lotrechten Senkung der Erdoberfläche einerseits und der Höhe des ausgekohlten Raumes sowie der Art seines Versatzes anderseits stimmen. Wir lasen dort, daß man bei Spülversatz mit einer Senkung der Erdoberfläche von 1,5 bis 13% und ihrer Beruhigung nach 3 bis 5 Jahren rechnen könne. Im vorliegenden Falle waren von 1927 bis Ende 1931 übereinander vier Flöze von zusammen 17 m Mächtigkeit abgebaut. Sie hatten bis März 1932 eine Senkung von 1,71 m, also von 10% erzeugt. Zum Teil waren damals drei Jahre um, zum Teil war die Auskohlung eben erst beendet. Wenn also die Gewerkschaft O äußerte, das Bauwerk werde sich nur noch um weitere 15 cm senken, so ist das vielleicht doch in Zweifel zu ziehen. Die angezogenen 13% lassen noch etwa 0,5 m befürchten. Wie dem auch sein mag: Die weiteren Senkungen werden im Vergleich zu den bisherigen gering sein, und die Reichsbahndirektion wird nun umgehend daran gehen, das Bauwerk und das durch Zerrungen und Pressungen fast unbrauchbar gemachte Gleisgestänge der Verbindungskurve in Ordnung zu bringen. Die erste Sorge wird sein, die Bettungsabschlüsse gegenüber den Enden der Hauptträger zurückzusetzen, die Überbauten hoch zu klotzen und nach Erneuerung des einen Auflagersteins auf dem Mittelpfeiler im Grundriß so zu verrücken, daß die festen Lager instand gesetzt werden können. Ob der Oberbau längsbeweglich zu machen ist, wird davon abhängen, ob das Abbauprogramm die jetzige Preßstrecke in eine Zerrstrecke umwandeln wird.

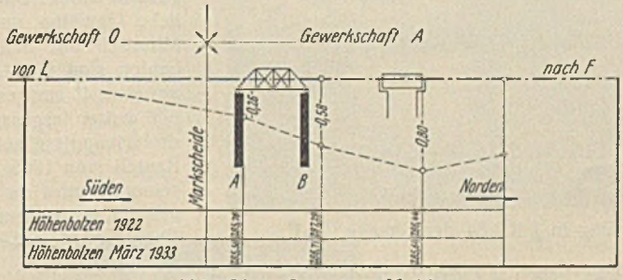


Abb. 20a. Lage zur Mulde.

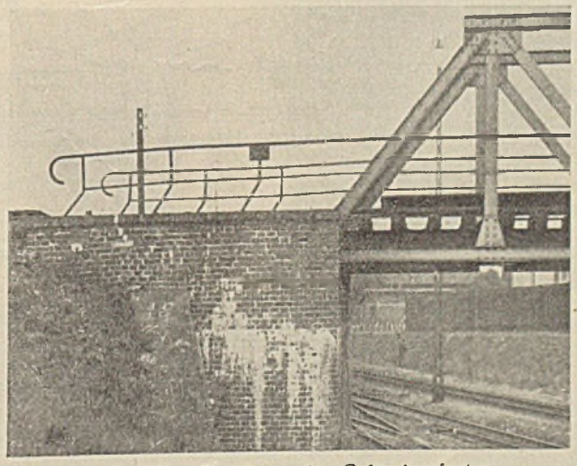


Abb. 20b. Knickung der Geländerpfosten.

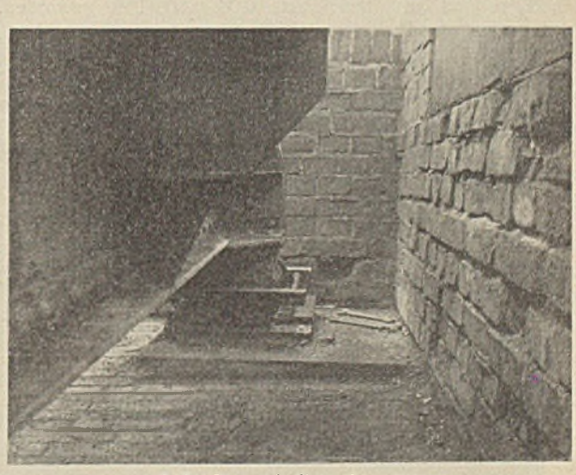


Abb. 20c. Auflagerkammer.

Abb. 20a bis c. Überführung der Schmalspurbahn F—L in km 2,1 + 81 der Strecke L—R.

Eine Beeinflussung durch den Grubenabbau finden wir dann weiter an der

d) Überführung der Schmalspurbahn F—L in km 2,1 + 81 der Strecke L—R (Abb. 17a u. 20a bis c).

Die Gewerkschaft A hat, nach dem Senkungsbild der Abb. 20a zu urteilen, den Abbau offenbar von Norden her bis dicht an die Markscheide vorgetragen. In den Jahren 1922 und 1933 hat sich die S.O. des 26 m weit gespannten Fachwerkträgers über dem Südwiderlager um 0,26 m und über dem Nordwiderlager um 0,58 m gesenkt. Das Bauwerk ist in eine Zone starker Verschiebung gekommen. Das nördliche Widerlager mit seinen Rollenlagern hat dabei einen größeren Weg zum Muldentiefsten im Norden zurückgelegt als das südliche. Wie der Blick in die Auflagerkammer der Abb. 20c zeigt, halfen wir uns im Februar 1928 in der Weise, daß wir den unteren Körper der Rollenlager hart an die Vorderkante der Granitsteine vorverlegten. Im Frühjahr 1933 hat die Wanderung des Nordwiderlagers beträchtlich zugenommen. Sie erreichte damals gegenüber der Anfangslage bereits 0,3 m. Wir sehen sie in Abb. 20b sehr augenfällig in der Knickung der Pfosten des Geländers, das ohne Unterbrechung von den Flügeln auf den Überbau führt. Mitte Januar 1934 war der rückwärtige Ansatz des oberen Lagerdeckels bereits auf die der Bettungsmauer zugekehrte Rolle geklettert (Abb. 20c). In kurzer Zeit wird er über sie hinweggleiten, so daß dann nur noch die vordere Rolle trägt. Bei der Instandsetzung werden wir ähnliche Wege gehen wie im folgenden unter B b beschrieben.

B. Stählerne Wege- (Balken-) Brücken.

Wir wollen die Zerstörung an zwei Bauwerken der Strecke G—F vorführen. Da ist zunächst die

a) Wegeüberführung in km 3,84 (Abb. 21).

Im Jahre 1924 fehlte nicht viel, daß der östliche Überbau von seinem Widerlager heruntergefallen wäre. Das Widerlager war nach Osten gewandert und hatte sich dabei gleichzeitig nach der Landseite zu beträchtlich geneigt. Wir verlängerten diesen Überbau im September 1924 um 0,45 m und im Jahre 1932, wo die ursprüngliche Stützweite bereits 0,57 m größer geworden war, bis zu 1,0 m, so daß ein Überschuß von 0,43 m vorhanden war. Seit dem Juni 1932, wo das genannte Widerlager nach der Landseite hin 0,35 m, der rechte Pfeiler nach der Gleisseite hin 0,03 m aus dem Lot war, haben wir das Bauwerk regelmäßigen Messungen unterworfen. Im Januar 1934 waren aus dem Werte 0,35 m 0,385 m und aus dem Werte 0,03 m 0,04 m geworden. An den Bekrönungen der Pfeiler und Widerlager konnten wir feststellen, daß ihre Eckpunkte in diesen $1^1/_2$ Jahren in kleinen Grenzen unregelmäßige Pendelbewegungen um die verschiedensten Achsen ausführten, wobei sich ihre Höhenlage in bezug auf eine als fest angenommene obere Ecke des Westwiderlagers bis zu 3,7 cm änderte.

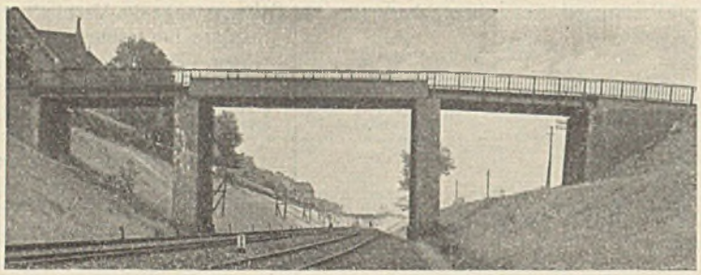


Abb. 21. Wegüberführung in km 3,84 der Strecke G—F.

Eine ähnliche starke Wanderung zeigt auf derselben Strecke das Ostwiderlager der

b) Kunststraßenüberführung in km 4,4 (Abb. 22a bis d).

Dieses Widerlager war Anfang April 1931 um 0,23 m ostwärts gegangen, wobei es sich gleichzeitig nach rückwärts geneigt und gesenkt hatte. In Abb. 22b sehen wir, daß damals der linke Ansatz des Lagerdeckels über die linke Rolle hinweggeglitten und die rechte Rolle auf die rechte Erhöhung der unteren Lagerplatte gestiegen war. Eine Walze war also ausgeschaltet. Abb. 22d gibt einen Blick auf die Straßenfläche über dem Ostwiderlager zu jener Zeit. Wir erkennen die große Stoßlücke in den Bordschwellen und die ungewöhnlich breiten Pflasterfugen. Um allen Möglichkeiten zu begegnen, brachten wir im Frühjahr 1931 an dem Widerlager vor jedem Auflager eine Vorlage aus Eisenbeton an und ersetzten die Grundplatte der Lager durch eine oben und unten ebene, die jederzeit vorgezogen werden kann, wenn es die Stellung der Rollen verlangt (Abb. 22a bis c). Auf diese Weise kann ein weiteres Wandern des Ostwiderlagers bis zu 74 cm gemeistert werden. Von April bis Ende Dezember 1933 hat sich das Widerlager um weitere 12,8 cm vom Überbau entfernt.

C. Massive und Eisenbeton-Eisenbahnbrücken.

Wir bringen zwei Bauwerke, die nur rd. 120 m auseinander liegen.

a) Steinerne gewölbte Unterführung eines Weges in km 7,5 der Eisenbahnlinie M—Z (Abb. 23 u. 24a bis f).

Dicht westlich von dem zu b genannten Bauwerk verläuft quer zu den Gleisen die Markscheide, die die Grubenfelder der Gewerkschaft C von denen der Gewerkschaft A trennt. Beide Unterführungen stehen auf einem Sicherheitspfeiler. Die ungefähren Grenzen der Auskohlung sind in Abb. 23 durch Schraffur gekennzeichnet. Der Abbau ist hier seit 1923 im Gange: im Norden Bruchbau und Spülversatz, im Westen Spülversatz und im Süden Bruchbau. Wir sehen davon ab, Querschnitte durch die Flöze zu bringen, um nicht zu ermüden.

Die Unterführung des Weges ist in drei Abschnitten in den Jahren 1872, 1899 und 1905 nacheinander entstanden und trägt baulich den Anforderungen des Grubenabbaues keinerlei Rechnung. Abb. 24a zeigt, wie sich seine Einflüsse bis zum Januar 1934 ausgewirkt haben: Das nördliche Gewölbe und der Mittelteil mit Stahlüberbauten sind fast lotrecht um etwa 40 cm gesunken und weisen insgesamt nur drei Hauptrisse auf. Der Bauteil von 1905 ist in seiner Südstirn um 84 cm gesackt, mit seinem Nordflügel von dem 1899 er-

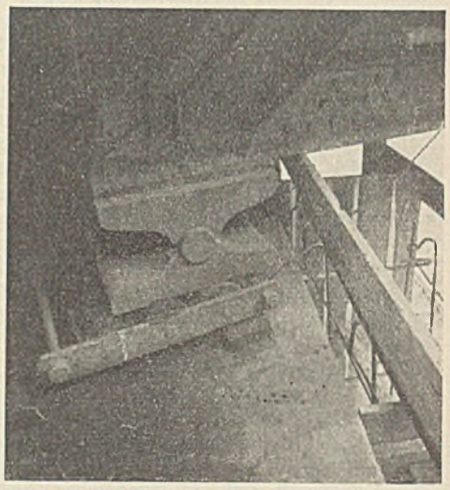


Abb. 22b. Blick auf die beweglichen Lager.

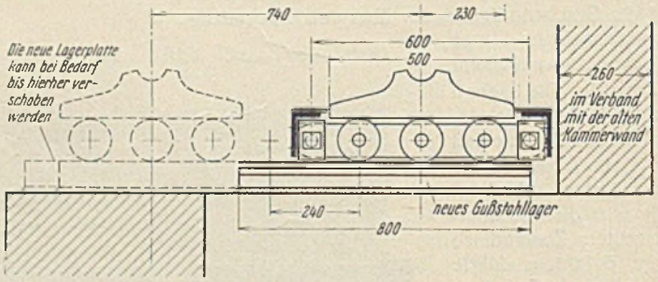


Abb. 22c. Stellung des Rollensatzes nach dem Umbau.

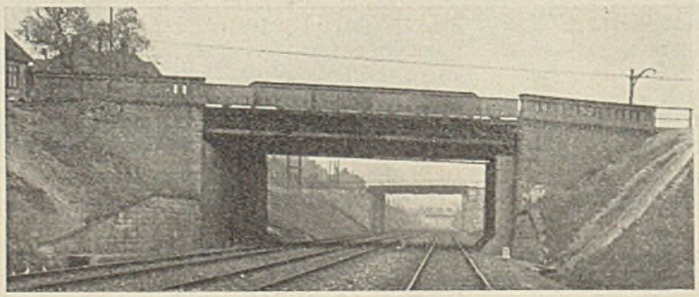


Abb. 22a. Südansicht.

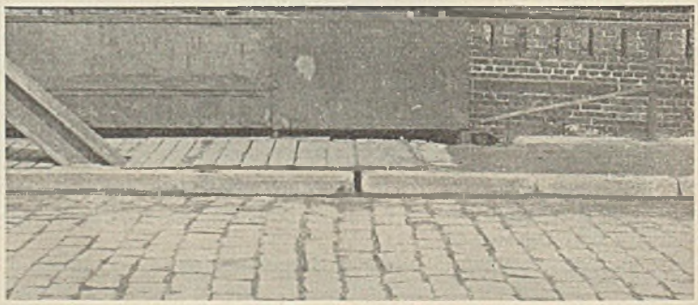


Abb. 22d. Blick auf die Straßenfläche über dem Ostwiderlager.

Abb. 22a bis d. Kunststraßenüberführung in km 4,4 der Strecke G—F.

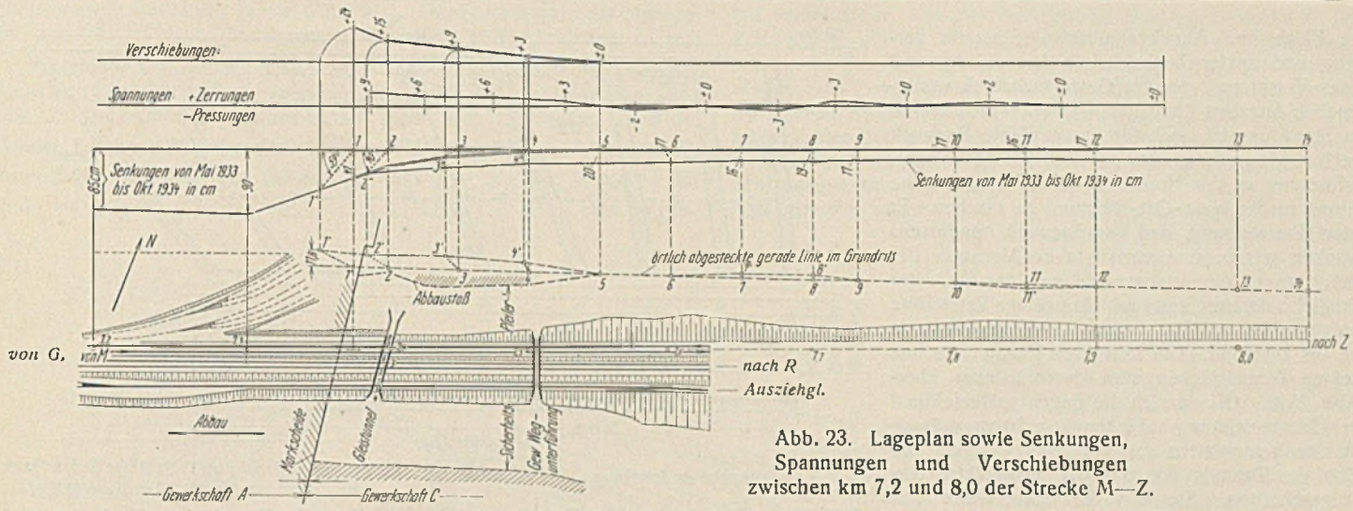


Abb. 23. Lageplan sowie Senkungen, Spannungen und Verschiebungen zwischen km 7,2 und 8,0 der Strecke M—Z.

richteten mittleren Teil der Unterführung 22 cm fortgewandert und in seinem Gewölbe an drei Stellen 7 bis 9 cm breit aufgerissen. Bei *B*, wo der Riß in unverminderter Breite über den ganzen Querschnitt läuft, entstand Anfang Oktober 1933 im Kämpfer eine Stufe von 6 cm. Die beiden Risse rechts von *B* verlieren sich in der Nähe des Firstes. Man vergleiche den Zustand des Risses bei *B* im Juli 1931 (Abb. 24e) und im Oktober 1933 (Abb. 24f). Der Spalt bei *C* war bereits im Juli 1931 etwa 20 cm breit, was das erste waagerecht geklappte Glied des Meterstabes in Abb. 24d andeuten soll. Er war damals mit Beton geschlossen worden, dem man äußerlich das Ansehen von Werksteinen gab. Der Beton löste sich aber bald wieder von dem Bruchsteinmauerwerk des Bauteils aus dem Jahre 1899. Aus Abb. 24c geht die Verformung der ursprünglich waagerechten Lagerfugen im Sinne der Senkungsmulde hervor. Das Ausziehgleis mußte im Spätherbst 1933 vor dem Bauwerk abgebunden werden, um zu verhüten, daß die Nordstirn des Gewölbes, die infolge des Spaltes *B* als eine auf den beiden Flügeln nunmehr frei aufliegende Platte zu betrachten ist, durch die Beanspruchungen des Betriebes zerbrach.

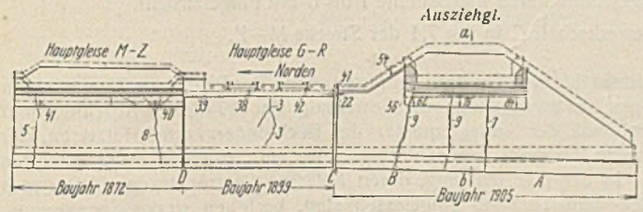


Abb. 24a. Längsschnitt mit dem Stande der Zerstörungen des Ostwiderlagers am 20. Januar 1934.

b) Gleistunnel in Eisenbeton der Gewerkschaft C in km 7,4 der Strecke M—Z (Abb. 25a bis d).

Mit dem Bau der Unterführung des Gleises wurde erst gegen Ende 1932 begonnen. Er wurde durch den Winter 1933/34 ununterbrochen in umschlossener und geheizter Baugrube fortgeführt. Der Entwurf entstand unter Oberleitung des Verfassers, wobei er die neueren Erkenntnisse über die Einwirkung des Grubenabbaues zu verwerten anstrebte. Von der Gewerkschaft C erhielt er Querschnitte

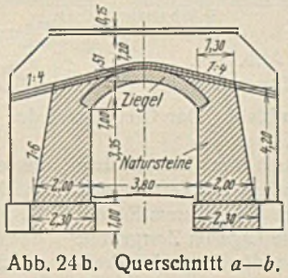


Abb. 24b. Querschnitt *a—b*.

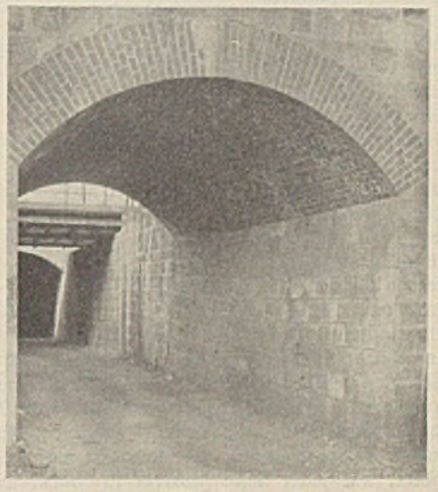


Abb. 24c. Blick am 6. Oktober 1933 von A nach D.

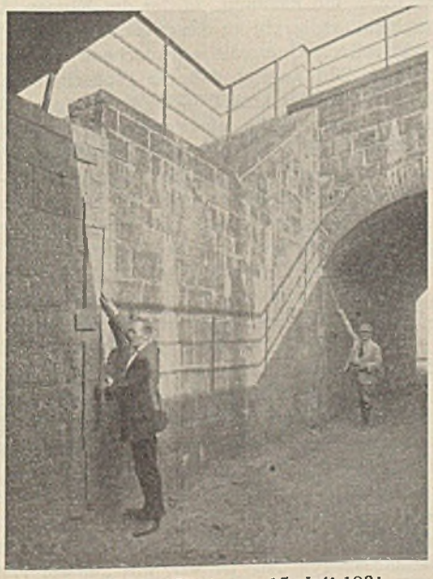


Abb. 24d. Blick am 15. Juli 1931 auf die Risse bei *C* und *B*.

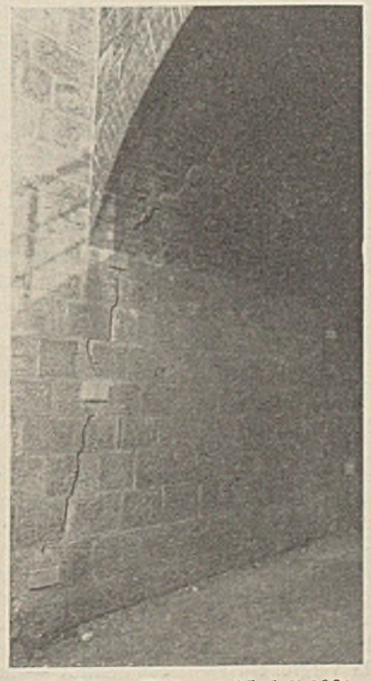


Abb. 24e. Blick am 15. Juli 1931 auf den Riß bei *B*.

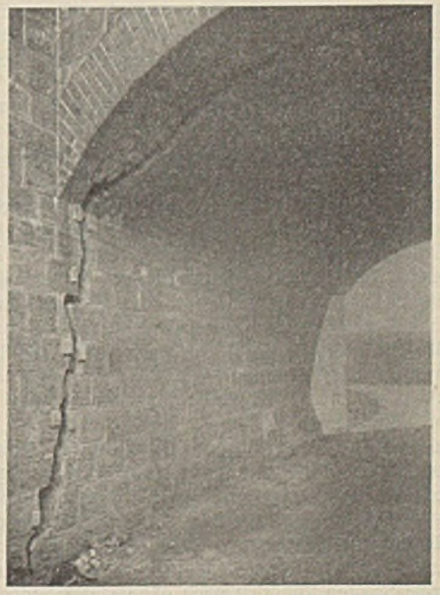


Abb. 24f. Blick am 6. Oktober 1933 auf den Spalt bei *B*.

Abb. 24a bis f. Unterführung des Weges in km 7,5 der Strecke M—Z.

durch die Flöze und Angaben über die bereits vorgenommene und später beabsichtigte Auskohlung und die Art des Versatzes, von der Gewerkschaft A wenigstens mündlich Angaben ähnlicher Art. Hierdurch wurde er in den Stand gesetzt, sich für das geplante Bauwerk eine ungefähre Vorstellung über das Maß der Absenkung, seine Verformung in der Nord-Süd-Richtung und seine Schiefstellung in der West-Ost-Richtung zu machen. Er kam zu der Überzeugung, daß das Bauwerk mindestens 1,5 m absinken werde, und verlangte als Vertreter der Reichsbahn, daß es eine spätere Hebung der S. O. der Reichsbahngleise dereinst gestattet. Auf seinen Rat wählte man einen geschlossenen Eisenbetonquerschnitt und kurze Baulängen bis zu 6,6 m. Die lotrechten Fugen zwischen den einzelnen Tunnelstücken sind durch Klinker überbrückt (Abb. 25d). Öffnen sich die Fugen später einmal infolge der Überzugwirkung auf mehr als ≈ 20 cm, müssen sie gegen Eisenbetonplatten ausgewechselt werden. Die lichte Höhe des Tunnels von 6 m ist auf elektrischen Betrieb zugeschnitten. Sie und die lichte Weite von 4,7 m enthalten so viel Überschuß, daß trotz einer Schiefstellung des Querschnitts in Richtung auf die Markscheide die Schwellen des Anschlußgleises gleichwohl in die Waage zurückgebracht und gewisse Gegensätze zwischen der Längsverformung des Tunnels, die infolge seiner Lage am Zusammenstoß zweier Mulden unausbleiblich ist, und einer betrieblich erträglichen Längsneigung des unterführten Gleises ausgeglichen werden können. Die einzelnen Tunnelteile sind einmal für die üblichen Belastungsfälle und dann für die durch den Grubenabbau bedingten berechnet worden. (Reibungskräfte am Umfang aus Zerrung und Pressung. Für die Erstreckung außerhalb der Mulde bis zu ihrem Rande: nur auf einer Seite — aktiver — Erddruck. Für die Lage im Zerrgebiet: Auflast ohne Erddruck auf die Seitenwände. Für die Lage im Preßgebiet: auf jeder Seite passiver Erddruck. Hohllage und Auskragung.)

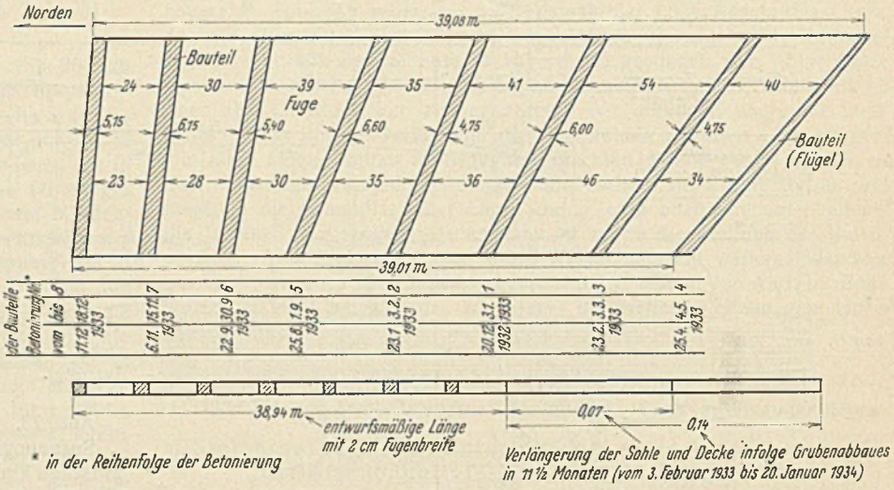


Abb. 25a. Fugenbreiten der Ostseite und Schrägstellung der Bauteile am 20. Januar 1934, dargestellt in einem verzerrten Längenschnitt. Fugenbreite in mm, sonstige Maße in m.

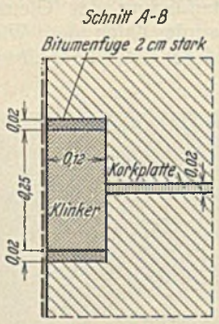


Abb. 25d. Lotrechte Bewegungsfuge der Wände.

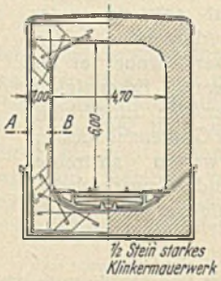


Abb. 25c. Querschnitt.

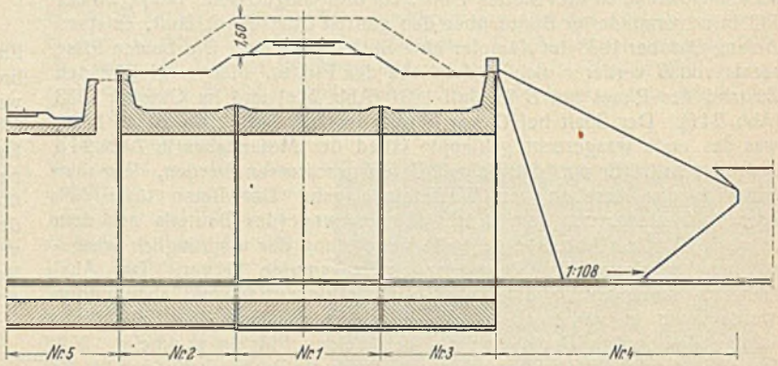


Abb. 25b. Längsschnitt durch die Bauteile 1 bis 5 mit Flügelansicht.

Abb. 25a bis d. Der Gleistunnel der Gewerkschaft C in km 7,4 der Strecke M—Z.

In den $11^1/_2$ Monaten ihres Bestehens haben sich die einzelnen Bauteile so betragen, wie das zu erwarten war. Schäden sind nicht aufgetreten. Das etwa 40 m lange Bauwerk hat sich (Abb. 25a) der fortschreitenden Muldenbildung angepaßt, d. h. die Querschnitte haben sich nach Süden geneigt, und die entwurfsmäßig mit 2 cm hergestellten Fugen haben sich bis auf 5,4 cm vergrößert, so daß das Bauwerk sich in seiner Sohle um 7 cm und in seiner Aufsicht um 14 cm verlängerte.

D. Lokomotivschuppen, Drehscheibe und Fußgängerbrücke im Lokomotivbahnhof Z (Abb. 26a bis f bis 30).

Recht aufschlußreich sind die Erscheinungen im Lokomotivbahnhof Z (Abb. 26a), den im Westen die Schmalspurbahn, im Norden die Bahnlinie B—Z und im Süden die Schnellzugstrecke L—Z einschließt. Die Bahnachse der letzteren fällt mit der Markscheide zwischen der Gewerkschaft C und der Gewerkschaft N zusammen. Das Deckgebirge ist 120 m stark. Die Auskohlung nördlich der Markscheide liegt so weit entfernt, daß sie sich unter normalen Verhältnissen auf den Lokomotivbahnhof nicht auswirken könnte. Anders im Süden, wo in den Jahren 1924 und 1925 die Flöze 2 und 3, 1929 und 1930 das Flöz 1 und 1931 das Flöz 4 unweit der Markscheide verritzt worden sind (Abb. 26a, b, e). Seit 1929 haben wir nun planmäßige Höhenmessungen vorgenommen, und zwar vor allem zunächst in der Markscheide und in der Achse der Hauptgleise B—Z — die daraus festgestellten Senkungen sind in den Umklappungen um diese Linien (Abb. 26a) angegeben — und ferner am Bolzen *c* in der Westwand des Lokomotivschuppens.

Der Lokomotivschuppen (Abb. 26a, 27a bis e) zeigt folgende Schäden: Die südliche Giebelwand neigt sich oben 4 cm nach außen. Die Rückwand 1—2 hat in dem Mauerwerk unter und über jedem der beiden Fenster große Spalten, die sich nach oben stetig bedeutend mehr vergrößern als nach unten. Zwischen dem linken stählernen Fensterrahmen und seinem Anschlag ist eine Öffnung entstanden, die sich nach unten erheblich verjüngt. Die steinerne Torwand gegenüber 1—2 hat sich entsprechend aus der ersten stählernen Torsäule herausgezogen. Der Pfeiler aus Ziegelsteinen bei 1 machte zwangläufig die Bewegung der südlichen Abschlußwand mit, während der Auflagerquader des Dachbinders durch letzteren, der durch seine Verbände mit den übrigen Bindern gekuppelt ist, festgehalten wurde. In der Dachschalung, deren hölzerne Sparren in das Mauerwerk der Rück- und Torwand eingelassen sind, bestehen starke Spannungen, die auf ihre gewaltsame Zerstörung hindrängen. Das im Norden angesetzte Übernachtungsgebäude (Abb. 26a) trennt sich von der äußeren Ringmauer in überaus breiten Fugen. Der Betonfußboden des Lokomotivschuppens hat zahlreiche Risse, deren Verlauf im Lageplan angedeutet ist. Sie sind, grob gesehen, der südlichen Giebelwand gleich gerichtet. Man könnte daraus folgern, daß die Richtung, in der das Kippen des südlichen Schuppenteiles geschieht, senkrecht zu dieser Giebelwand liegt, und daß es deshalb angebracht sei, ein Querprofil entsprechend zu legen. Anderseits fanden wir, wie Abb. 26d angibt, daß die Drehscheibe annähernd um eine Achse kippt, die zu der Linie 2′—6′ gleich läuft. Bei den zahlreichen Flözen die Kippachse völlig einwandfrei zu ermitteln, ist selbstverständlich nicht möglich. Es wird ihrer mehrere geben. Wir schätzten als Senkrechte zu der ungefähren Kippachse die Linie C—D (Abb. 26a), die bei Stein *X* durch die vorstehende Ecke des Flözes 1 und weiter durch den Mittelpunkt der Drehscheibe geht, und legten ein Profil durch sie (Abb. 26b). Dieses gestattet, den nach Norden am weitesten vorgeschobenen Muldenrand zum Abbaustoß des Flözes 1 in Beziehung zu setzen. Die Punkte *a*, *b* und *c* haben wir dabei so behandelt, als wenn sie auf der Linie C—D lägen. Die Senkungen bei *b* und *d* wurden nicht gemessen, sondern durch Zwischenschalten aus den Nachbarmessungen in den Bahnachsen gewonnen. Für die Auftragungen gingen wir wieder ähnlich vor, wie wir das in früheren Beispielen auch bereits mit Erfolg taten, d. h. wir kartierten die ersten Höhenmessungen, nämlich die von 1929, unverzerrt und trugen die Senkungen von der so gewonnenen Linie in sehr starker Vergrößerung nach unten an. Vom Mai 1933 ab bezogen wir noch weitere Punkte — an der Rückseite des Lokomotivschuppens 10, 8, 6, 4, 2, von der Drehscheibe die Punkte 1′ bis 6′ und von der Betriebswerkstatt 4″ und 1″ und über dem Abbaustoß von Flöz 1 den Stein *X* — in die Höhenmessungen ein. Da wir, was auf der Hand liegt, die Senkungen dieser Punkte nachträglich nur mit Auswahl in die Hauptdarstellung des Querschnittes C—D einfügen konnten, haben wir darüber ihre Höhen vom September 1933 und Mai 1933 noch besonders

zueinander in Beziehung gesetzt (Abb. 26c). Der Fortschritt in der Muldenbildung tritt im Haupt- und Nebenquerschnitt C—D ausgezeichnet hervor.

Schließlich bringen wir noch in selbständiger Darstellung die Höhen der einzelnen Punkte des Randmauerwerks der Drehscheibe im November 1932 und im Mai sowie im September 1933 (Abb. 26d). Es fällt auf, daß die scharfe Knickung von der Linie 2′6′ nach 1′ hin größer und der Höhenunterschied zwischen den Linien 2′3′ und 5′6′ kleiner geworden ist und daß sich der Buckel bei 5′ auf der Linie 4′5′6′ in sein Gegenteil verkehrt hat. Die durchschnittliche Neigung zwischen 4′ und 1′ hat sich von 1:460 im November 1932 auf 1:330 im September 1933 geändert. Im Sommer 1931 war der Kastenträger des Laufkranzes an vielen Stellen vom Beton entblößt und lag hohl. Wir lagerten ihn neu, indem wir gemäß Abb. 28 den dort schrafflerten, mit Stahl bewehrten Betonkörper unter ihm einbrachten. Wir wußten damals noch nicht, daß hier Grubenabbau umgeht, und konnten deshalb zu jener Zeit nicht die Ansicht aussprechen, daß ein großer Teil dieser Zerstörungen wohl auch ihm zugeschrieben werden muß. Im Frühjahr 1933 zeigten sich neue Schäden, die den Gebrauch der Drehscheibe stark behinderten: Zwischen den Enden der Schienenherzstücke und dem Rande der Drehscheibe waren Lücken bis zu 12 cm entstanden, die zur Entgleisung einer Lokomotive führten. Die Drehscheibe war also in Richtung auf C zu stärker gewandert als die Strahlengleise. Die Riegelstangen, die in Aussparungen des lotrechten Mauerwerks greifen müssen, um die Scheibe zum Befahren bereitzumachen, glitten hier und da über diese Löcher hinweg, d. h. der Grundriß des Mauerwerks, von Hause aus als Kreis angelegt, war in Richtung der Überzugwirkung ein wenig länglich geworden. Dem entsprachen auch senkrechte und waagerechte Risse in der lotrechten Wand vornehmlich bei 2′ und 6′. Die starke Neigung von der Linie 2′6′

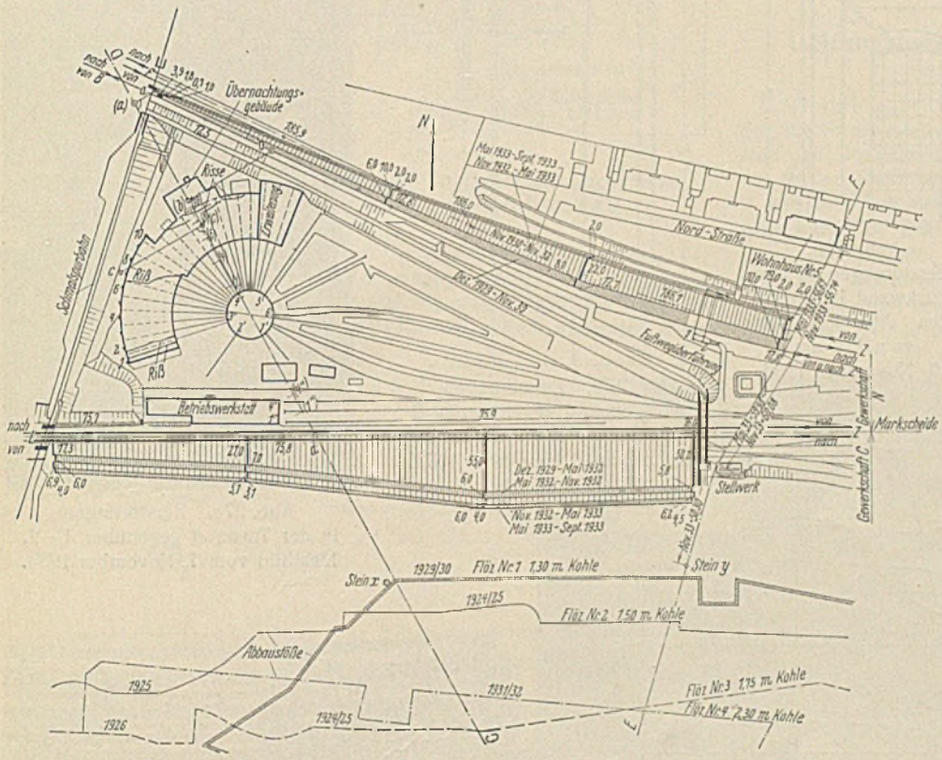


Abb. 26a. Lokomotivbahnhof Z.

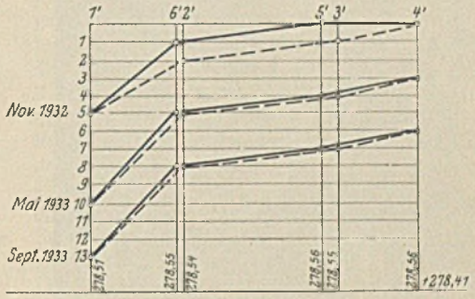


Abb. 26d. Senkungen des Randmauerwerks der Drehscheibe vom November 1932 bis September 1933.

Abb. 26c. Nebenquerschnitt *C—D* mit den Höhenmessungen vom Mai 1933 und September 1933.

Abb. 26f. Nebenquerschnitt *E—F* mit den Höhenmessungen vom Mai 1933 und September 1933.

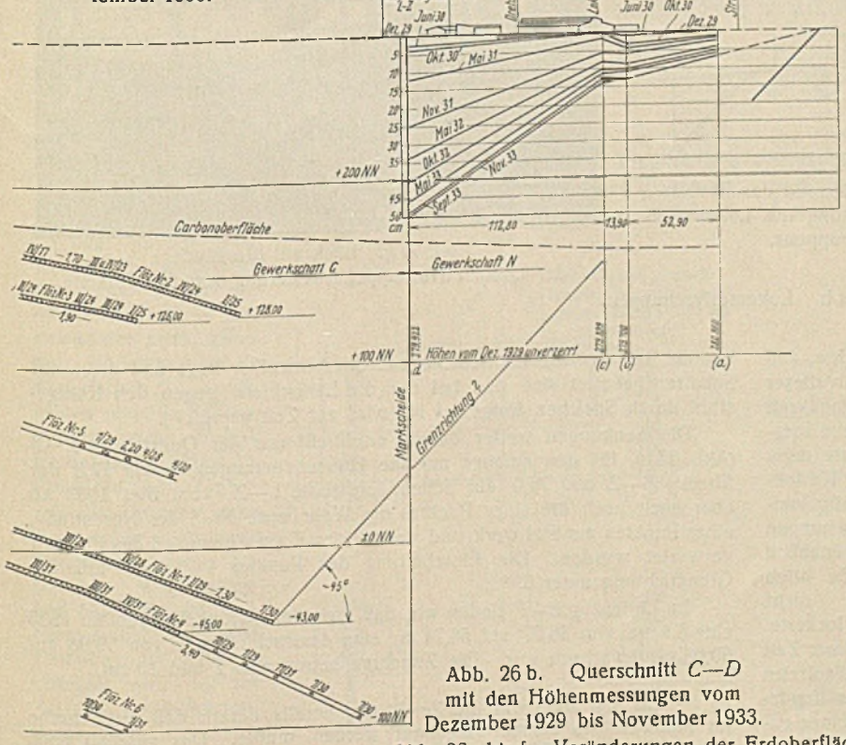


Abb. 26b. Querschnitt *C—D* mit den Höhenmessungen vom Dezember 1929 bis November 1933.

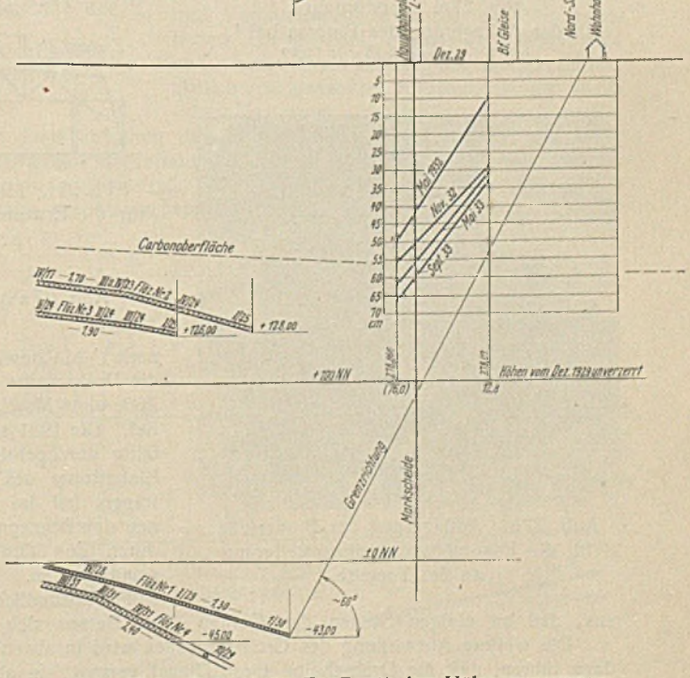


Abb. 26e. Querschnitt *E—F* mit den Höhenmessungen vom Dezember 1929 bis September 1933.

Abb. 26a bis f. Veränderungen der Erdoberfläche im Lokomotivbahnhof Z.

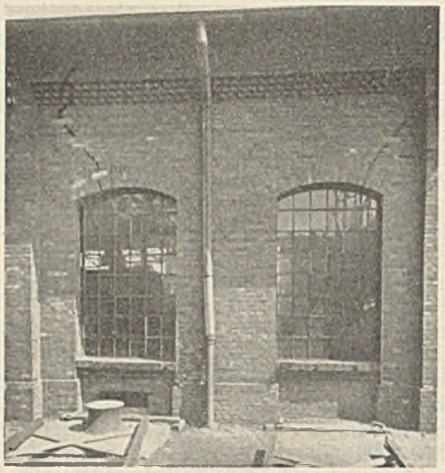


Abb. 27a.
Zerstörungen in der Rückwand 1—2, Lichtbild vom 27. August 1932.

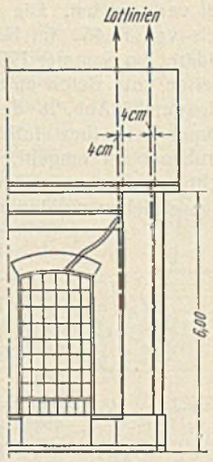


Abb. 27b.
Zerstörungen in der Rückwand 1—2 mit den Abweichungen vom Lot am 10. November 1933.

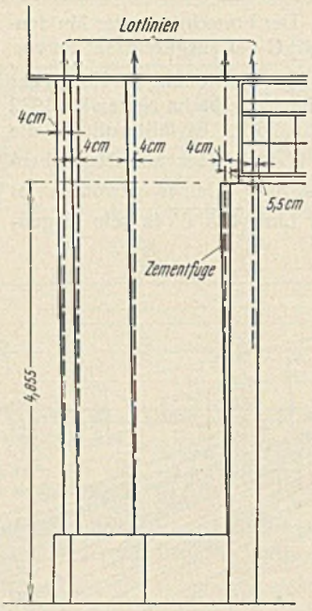


Abb. 27d. Zerstörungen in der Torwand gegenüber 1—2 mit den Abweichungen vom Lot am 10. November 1933.

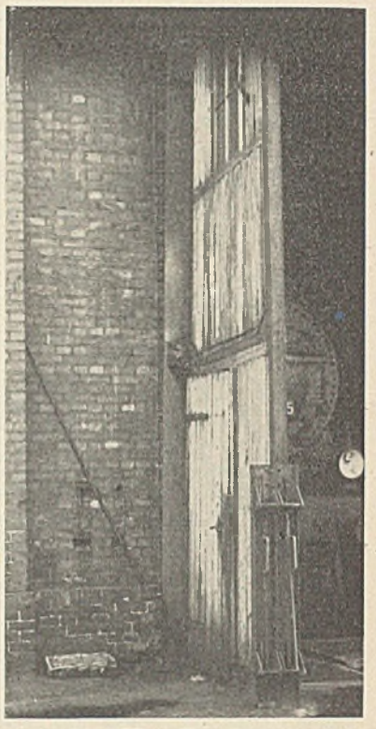


Abb. 27c. Zerstörungen in der Torwand gegenüber 1—2, Lichtbild vom 7. November 1933.

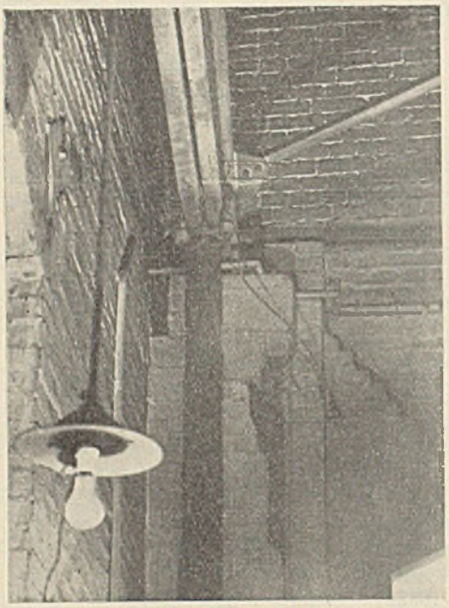


Abb. 27e. Zerstörungen an der Auflagerung des Binders bei 1, Lichtbild vom 8. April 1932.

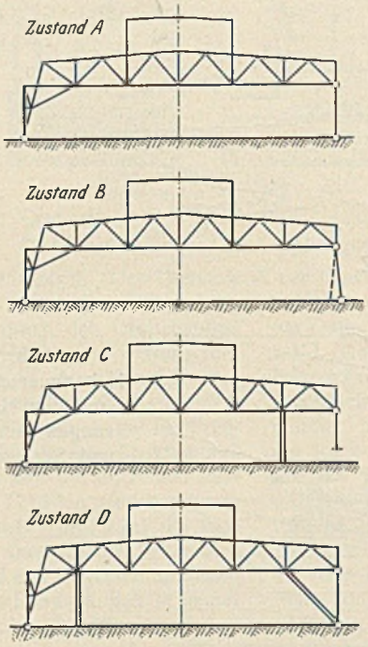


Abb. 27f. Linienbild des Binders für die Erweiterung des Lokomotivschuppens.

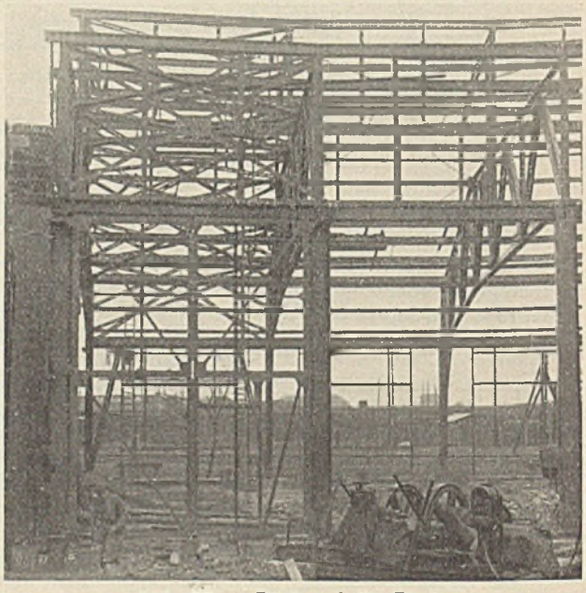


Abb. 27g. Blick auf die Binder der Lokomotivschuppenerweiterung von der Torseite.

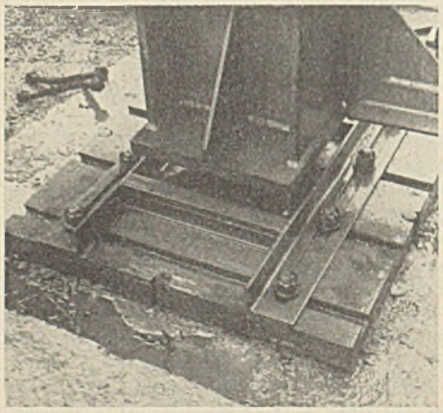


Abb. 27h. Auflagerung der Binderfüße für die Lokomotivschuppenerweiterung an der Torseite.

Abb. 27a bis h. Lokomotivschuppen.

nach 1' hin bewirkte, daß die Drehscheibe in dieser Zone ohne Maschinenkraft lief. Die 1931 sehr sorgfältig durchgeführte neue Einbettung des Kastenträgers hat im allgemeinen den Beanspruchungen durch den Grubenabbau standgehalten. Es blieb selbstverständlich nicht aus, daß an einigen Stellen das Gefüge ihres Betons sich lockerte.

Die weitere Auswirkung des Grubenabbaues wird in absehbarer Zeit dazu führen, daß die Drehscheibe ihren Dienst versagt. In abbaufreies Gelände kann sie nicht verlegt werden. Welche Bauart für die Ersatzscheibe zu wählen sein möchte, insbesondere ob vielleicht mit einer gewissen Abänderung die Schotterscheibe von Vögele in Mannheim in Frage kommt, bei der die Laufschiene auf Querschwellen liegt und diese auf Schotter gebettet sind und bei der die Laufschiene gegen den Königsstuhl durch Speichen festgelegt ist, wird zur Zeit geprüft[15]).

Die Senkungen weiter östlich erschließt uns der Querschnitt E—F (Abb. 26e), für den anfangs nur die Höhenänderungen in km 12,8 der Strecke B—Z und 76,0 der Schnellzugstrecke L—Z, vom Mai 1933 ab aber auch noch die eines Punktes am Wohnhause Nr. 5 der Nordstraße, eines Punktes am Stellwerk und des Steines *Y* am Abbaustoß des Flözes 1 verwertet wurden. Die Einschaltung des Punktes 1 lieferte uns die Grenzrichtung unter 60°.

Im Linienzug E—F finden wir, daß zwischen Mai und November 1933 eine Länge von 56,67 auf 56,74 m, eine daranschließende von 59,98 auf 60,08 m gewachsen war. Die Zunahme betrug also 7 und 10 cm.

[15]) Im Mai 1935 war die Zerstörung bereits derart, daß die Scheibe im Sommer des Jahres umgebaut werden mußte. Das geschah nach diesen Gesichtspunkten.

Nach alledem konnte nicht ausbleiben, daß die Beamtenwohnhäuser der Reichsbahn an der Nordstraße mehr oder weniger Risse, und zwar vornehmlich an den Giebeln, aufweisen.

An der kleinen Fußwegüberführung bei km 186,12 der Strecke B—Z (Abb. 29a bis c) lösten sich von zwei Pfeilern aus Ziegelsteinen die unteren Teile, sackten ab und wanderten nach Süden, während ihre oberen Teile infolge des trefflichen Vergusses der Lager an dem Fachwerk der stählernen Böcke haften blieben.

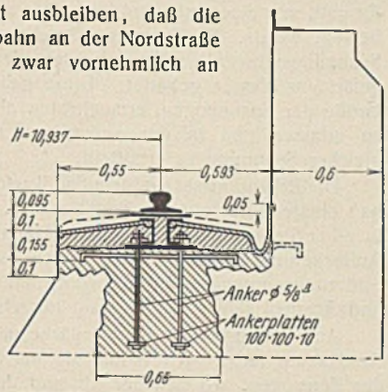


Abb. 28. Laufkranz der Drehscheibe im Lokomotivbahnhof Z.

Im Herbst 1933 haben wir den Lokschuppen auf der Ostseite um drei Stände erweitert Abb. 26a, 27f bis h). Verfasser wählte stählerne Dreigelenkbogenbinder mit dem dritten Gelenk über der Torsäule. Ein Firstgelenk war in der Schiebungszone nicht am Platze, weil es das durchgehende Oberlicht gefährdet. Das Fußgelenk der Torsäulen ist in zwei Richtungen verstellbar. Das kann sehr vorteilhaft werden, wenn sie durch die Überzugwirkung in irgendeiner Richtung aus dem Lot gebracht sind. Die Binder sind so durchgebildet, daß sie an zwei Punkten des Untergurtes durch Stempel abgefangen werden können (Abb. 27f), um die Stellung der Torsäulen oder die Höhenlage der Binder zu berichtigen. Es liegt auf der Hand, daß es bei der gewählten Bauart darauf ankam, ein Feld — hier das an den alten Schuppen stoßende — als Raumfachwerk auszubilden und die Knotenpunkte der übrigen Binder gegen dieses abzustützen (Abb. 27g).

Wir bringen dann noch einen Querschnitt durch den im Bau befindlichen Wagenschuppen (Abb. 30) auf dem Personenbahnhof Z. Das Gelände, auf dem er errichtet wird, ist zur Zeit den Einwirkungen des Grubenabbaues noch nicht unterworfen. Wenn er einsetzen wird, so wird die Überzugswirkung voraussichtlich senkrecht zur Längswand des Schuppens vor sich gehen. Verfasser stand hier auch vor der Frage, ob er ebenso wie beim Lokschuppen Dreigelenkbogenbinder aus Stahl nehmen sollte. Er entschied sich für Pfeiler aus Eisenbeton und stählerne Binder in Balkenform, die auch sehr wohl den Einwirkungen des Grubenabbaues angepaßt werden können. Vorher stellte er eine überschlägliche Ermittlung an, mit welcher Abweichung aus dem Lot, welchem Zusammen- oder Auseinanderrücken (± 15 cm) und welchem Absacken der Pfeiler zu rechnen sein möchte.

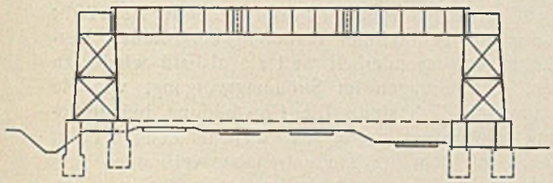
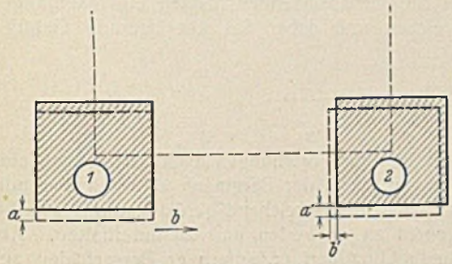


Abb. 29a. Westansicht.



	Senkungen cm		Verschiebungen cm			
	1	2	a	b	a'	b'
November 1932	0	0				
Mai 1933	4	4	3	.	3	1
September 1933	2	2	3	.	3	1

Abb. 29b. Grundriß der Pfeiler 1 und 2 mit Verschiebung ihrer unteren Teile.

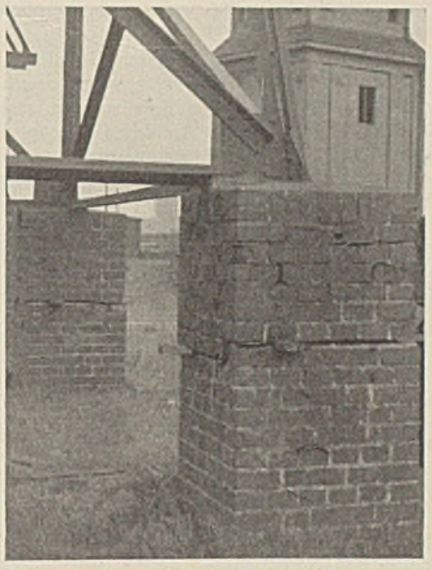


Abb. 29c. Blick von Nordwesten auf die Zerstörung an den Pfeilern 1 und 2.

Abb. 29a bis c. Fußwegüberführung in km 186,12 der Strecke F—Z.

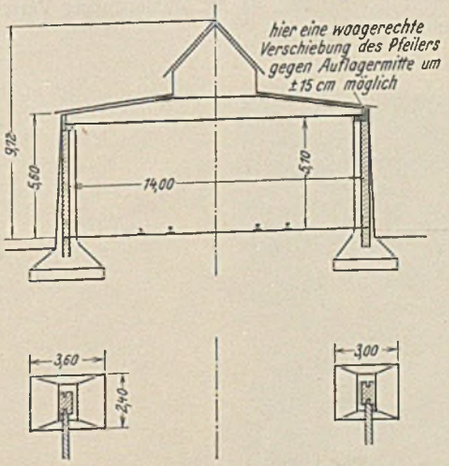


Abb. 30. Wagenreinigungsschuppen auf Personenbahnhof Z.

Geltungsbereich der Erkenntnisse aus den Sandkastenversuchen.

Wir haben bei Versuch 1 und 2 + 3 die Neigung gemessen, unter der die Stromlinien die Erdoberfläche verlassen. Sie hatten am Abbaustoß den Höchstwert von rd. 45°. Dieser ist besonders wichtig, weil er uns in den Stand setzt (Abb. 3), unter Benutzung der Muldenbegrenzung v und die Verschiebungsfläche darzustellen. Die Grenzrichtung verlief etwa unter 63° gegen die Waagerechte.

Es sei gestattet, dieses Ergebnis durch mehrere Fälle aus der Wirklichkeit zu beleuchten.

Zunächst der Lehmannsche Fall der Abb. 31. Hier ist das Deckgebirge 200 m, das Carbon über dem ausgekohlten Raum im Mittel 110 m stark. Die Grenzrichtungen verlaufen beiderseits etwa unter 54°. Die Kurve der Dehnungen und Pressungen (hier $y' \cdot 50$-Kurve, da λ zu 50 m gewählt wurde) hat ihre Nullpunkte nicht lotrecht über den Abbaustößen, sondern zwischen diesen und den Muldenrändern, und zwar beträgt die Abweichung links etwa 25, rechts gegen 17 m. Man kann sich durch einfache Rechnung überzeugen, daß hier die Stromlinie des Nullpunktes die Erdoberfläche links unter 45°, rechts etwa unter 51° verläßt. Das bedeutet eine gute Übereinstimmung mit dem Sandkasten. Nicht so hinsichtlich der Grenzrichtungen. Es überrascht, daß Carbon und Deckgebirge, deren Mächtigkeiten sich wie 1 : 2 verhalten, eine Grenzrichtung hervorbringen sollen, die flacher ist als die von rolligen kohäsionslosen Stoffen gleicher Höhe.

Weiter zu unserer Abb. 23. Das Carbon ist über dem untersten ausgekohlten Flöz 260 m und das Deckgebirge 95 m mächtig. Verfasser ließ auf der Nordseite eine rd. 1 km lange gerade Linie ausstecken und auf ihr Punkte in schweren Betonkörpern vermarken. Westlich km 7,3 + 50 konnten nur die Senkungen gemessen werden, nicht aber die Verlängerungen und Verkürzungen, weil die auf dem nördlichen Gleisbüschel abgestellten Wagenzüge und ständigen Rangierbewegungen das verboten. Östlich vom genannten Kilometer wurden sämtliche Messungen ungehindert vorgenommen. Die Linie liegt zwischen den Festpunkten 1 und 5 sowie 6 und 9 im Schiebungsbereich der nördlichen Auskohlung und ist dort entsprechend nach Norden ausgewichen. Die untere Grenze der tiefen westlichen Mulde links der Markscheide setzt sich rechts von dieser als Gerade

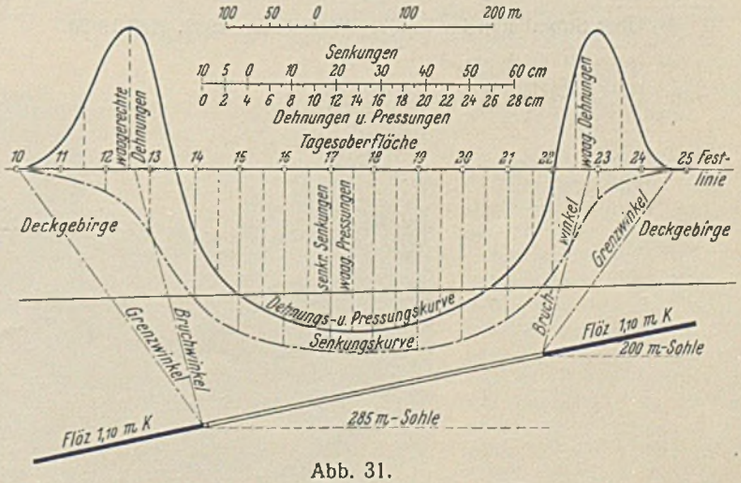


Abb. 31.
Schaulinien der Senkungen, Dehnungen und Pressungen.

etwa 20 cm tief unter der ursprünglichen Erdoberfläche fort. Zwischen den Punkten 5 und 14 gleichen sich die Verlängerungen und Verkürzungen in der Standlinie aus, von 5 nach links wurden ständig wachsende Verschiebungen gemessen. Das berechtigte uns unter der Voraussetzung, daß im Norden keine Kohlen herausgeholt worden wären, die untere Begrenzung der linken Mulde zwischen 1 und 5 durch eine Doppellinie anzudeuten. Wir sehen den rechten Teil der $y' \cdot \lambda$- und der Integralkurve für y', können aber den Ort des v nicht ermitteln, weil nach vorstehendem die Messungen dafür fehlen. Um den Abbaustoß herum bewegen sich die Stromlinien zwischen 40 und 59°. Nach vorstehendem beträgt die Teufe des untersten ausgekohlten Flözes 355 m, so daß die Grenzrichtung hier bei 64° liegen dürfte.

In Abb. 11a kamen wir auf der linken Seite ganz überschläglich zu 55°, indem wir die Verbindungslinie der beiden äußersten eingemessenen Muldenpunkte bis zur ursprünglichen, nicht genau bekannten Erdoberfläche verlängerten. Das Deckgebirge ist dort 170 m mächtig. Die unter 26° einfallenden Flöze sind bis an seine UK ausgekohlt. Die Längenänderungen der Erdoberfläche haben wir nicht gemessen.

Im Schnitt *C D* der Abb. 26b sehen wir das Deckgebirge etwa 120 m mächtig, den Abbaustoß des für die Grenzrichtung maßgebenden Flözes 1 rd. 215 m unter seiner UK und in einer Teufe von 325 m. Die Höhenmessungen ab Juni 1930 rechts von (*c*) zeigen eine Untermulde oder — wenn man will — eine Aufwulstung über (*c*). Letztere ist in der Messung vom März 1934, die hier nicht mehr kartiert werden konnte, verschwunden. Die flache Neigung der Grenzrichtung unter 45° überrascht auch hier. Auf die Messung der Längenänderungen mußten wir hier wegen örtlicher Schwierigkeiten verzichten.

Im Schnitt *E F* der Abb. 26e, wo Teufe und Mächtigkeiten ungefähr denen im Schnitt *C D* entsprechen, konnten wir die Grenzrichtung etwa unter 60° eintragen. Auf S. 729 haben wir Angaben über einige Längenänderungen gemacht. Da wir aber zwischen dem Stellwerk und dem Abbaustoß bei Stein *y* wegen des überaus ungünstigen Geländes keine einwandfreie Längenmessung ausführen können, haben wir nicht genug Zahlen, um die Kurve der Verschiebungen und die Stromlinien zu ermitteln.

Zu unseren von draußen hereingeholten Grenzrichtungen ist zunächst allgemein zu sagen: Sie sind schon um deswillen nicht als genau anzusprechen, weil sie durch den Muldenrand festgelegt worden sind. Es ist naturgemäß schwer, den Beginn der Mulde scharf zu ermitteln. Besser wäre es, den Punkt, an dem die Zerrungen beginnen, eindeutig einzukreisen. Doch auch das ist nicht ganz leicht und wird meist auch nicht ernst genug durchgeführt.

Die aus dem Sandkasten hergeleiteten Gesetze gelten streng naturgemäß nur für rollige kohäsionslose Stoffe. Diese finden sich in zahlreichen Deckgebirgen in größerem oder kleinerem Umfang. Eine geringe Kohäsion, wie sie naturfeuchte Tone aufweisen, dürfte die Ergebnisse nicht sehr beeinflussen.

Es ist wohl anzunehmen, daß die spröden Kohlenbänke und die nicht minder spröden Schieferbänke sich unter den Schub- und Normalspannungen sehr bald in einzelne Blöcke auflösen und sich dann auch in den Strömungsvorgang einreihen. Dasselbe trifft voraussichtlich auch auf Sandsteinbänke zu, sofern sie, was man untertage häufig antrifft, von geologischen Zeiten her mit häufigen Querrissen behaftet sind. Daß diese Stoffe vorerst eine gewisse Störung des Strömungsvorganges herbeiführen können, liegt auf der Hand.

Es wird sich empfehlen, die Versuche im Sandkasten auch auf größere Einfallwinkel des ausgekohlten Raumes auszudehnen und ferner an verschiedenen Stellen des Strömungsbildes die Spannungen unterhalb der Erdoberfläche in die Betrachtung einzubeziehen. Es sei hier hingewiesen auf die Abhandlung des Prof. Dr.-Ing. Klein[16]) in Hannover. Es galt, vor einer mehr oder weniger stumpfen Schneide, die durch Sand bewegt wurde, die Spannungsverteilungen im Sande zu ermitteln. Als Spannungsmesser wurden in den Sand kleine Gummisäckchen mit gefärbtem Wasser gebettet. Diese gaben zwar nicht die zahlenmäßige Größe der Spannungen, ermöglichten aber, das Spannungsbild allgemein zu erfassen und in der senkrechten und waagerechten Ebene Linien gleicher Spannung zu ermitteln.

Die Erkenntnisse aus dem Sandkasten können auch abseits vom Bergbau einige Hilfe leisten. Treibt man z. B. im Untertagebau einen Tunnel in einer Straße vor, so werden am Umfang des einzusetzenden Baukörpers Auflockerungen kaum zu vermeiden sein. Diese lösen im Boden einen Strömungsvorgang aus. Wir sind nun vielleicht in der Lage, Grenzen und Ausmaß seiner Wirkung auf benachbarte Bauten zu ermitteln.

Aufwulstungen der Erdoberfläche nahe den Muldenrändern ergab der Sandkasten nicht. Wir halten sie bei rolligen Stoffen dort in der Zone der Zerrungen, wo sich der Abstand der Körner vergrößert, auch nicht für möglich. Sollten sie wider Erwarten hier doch einmal aufgetreten sein, so wären sie in dem kleinen Maßstabe nicht zu erkennen. Goldreich und Buntzel teilen die von ihnen festgestellten Aufwulstungen mit gewissen Vorbehalten mit. Es könnten da kleine Ungenauigkeiten in der Höhenmessung vorliegen. Es sei auch möglich, daß man an nicht ganz zuverlässige Höhenbolzen angeschlossen habe. Immerhin spreche die Häufigkeit, mit der Aufwulstungen gefunden wurden, für die Wahrscheinlichkeit, daß sie wirklich eingetreten seien. Buntzel (Abb. 106 im Goldreich von 1926) geht es ähnlich wie uns im Schnitt *C D* der Abb. 26b: Die Aufwulstung verschwindet bei weiterer Vertiefung der Mulde. Verfasser hält diese Aufhöhungen, insonderheit weil sie alsbald wieder zu verschwinden scheinen, für Störungen im Strömungsvorgang, wie sie draußen nun einmal unvermeidlich sind. Die Horstbildung bei tektonischen Vorgängen und solchen aus geologischer Zeit als Zeugen dafür aufzurufen, daß sie auch mit dem Bergbau untrennbar verbunden sein müßte, hat u. E. auszuscheiden. Denn hier sind leere Räume, dort aber wird durch das Gewicht der absinkenden Massen ein Magma gezwungen, seitlich auszuweichen und dabei das überlagernde Gebirge seitlich emporzuheben.

Der Bauingenieur findet hier für Forschungen noch ein weites Feld. Er wird es dabei leichter haben, wenn der Bergmann seine abwehrende Stellung aufgibt. Er ist schon heute ausreichend gerüstet, um Bauwerke im Bergbaugelände sachgemäß zu entwerfen und zu unterhalten. Als Dezernent einer Reichsbahndirektion darf er, sofern er Bergschäden am Bahnkörper vermutet, in Gegenwart des Bergrevierbeamten die Grubenbilder einsehen und Aufschluß über Teufe, Abbaustoß und Betriebsplan fordern. Hat er sich in unsere Gedankengänge eingelebt, wird er unschwer feststellen können, ob Einwirkungen des Grubenabbaues vorliegen. Rechtzeitig einsetzende Höhen- und Längenmessungen mit dem Ziel, aus ihnen die bekannten Kurven abzuleiten, werden meist zum Erfolge führen. Dazu gehört Geduld, denn mit einer Messung ist es nicht getan, und zwischen aufeinanderfolgenden müssen Monate liegen. Er wird auch, sofern er die Schadenzonen im Bezirk gewissenhaft ausgewertet hat, seine Ansicht, und nun mit einer gewissen Sachkunde, in die Waagschale werfen, wenn eine Grubenverwaltung mit der Reichsbahndirektion über die zweckmäßige Breite eines Sicherheitspfeilers verhandelt. Wir wissen, das Gesetz der Grenzrichtung ist nicht für alle Fälle erforscht. Wir werden vorsichtiger sein, wenn wir eine Bahnlinie mit hochwertigen Bauwerken haben, jedoch einen steileren Winkel zulassen, sofern das nicht der Fall ist, da im Muldenanfang Verschiebungen und Zerrungen noch gering sind.

[16]) Über Stromlinien im Sande. Fördertechn. 1932, Heft 19/20.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Verbreiterung der Fürstenbrücke über die Alte Oder in Breslau.

Von Magistratsbaurat Dipl.-Ing. Steinwender, Breslau.

I. Allgemeines.

Die gegenwärtig den straßenbaupflichtigen Gemeinden häufig gestellte Aufgabe, bestehende Brückenbauwerke, deren Abmessungen nicht mehr genügen, den seit ihrer Herstellung mehr oder weniger gesteigerten Anforderungen des Straßenverkehrs anzupassen, ohne sie durch Neubauten zu ersetzen, hat bei der 1934 ausgeführten Verbreiterung der Fürstenbrücke in Breslau eine eigenartige Lösung gefunden.

Die Brücke führt im Zuge der Fürstenstraße im Nordosten des Stadtgebietes (Abb. 1) über die in den neunziger Jahren des vorigen Jahrhunderts zum Großschiffahrtsweg ausgebaute sogenannte Alte Oder. Sie ist in den Jahren 1888/89 als Bogenbrücke über drei Durchflußöffnungen mit einer Fahrbahnbreite von 7,50 m und zwei seitlichen, je 2,50 m breiten Fußstegen erbaut worden, so daß im ganzen eine für die damaligen Verhältnisse beträchtliche Verkehrsbreite von 12,50 m zur Verfügung stand (Abb. 2).

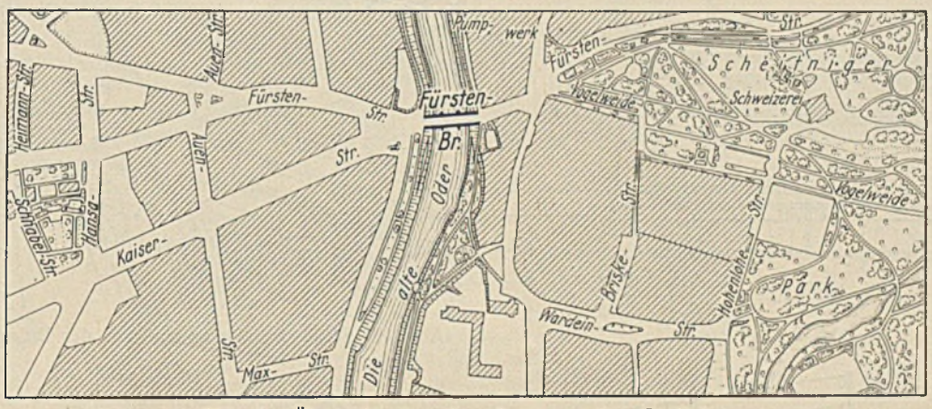


Abb. 1. Übersichtsplan, Ausschnitt aus dem Stadtplan.

Die nach dem Kriege rasch fortgeschrittene Besiedelung des Stadtgebietes östlich der Alten Oder und die Verlängerung der die kürzeste Verbindung mit der Innenstadt bildenden Kaiserstraße bis zur Fürstenbrücke hatten eine derartige Steigerung des Verkehrs über diese Brücke zur Folge, daß das alte Bauwerk sich als viel zu schmal erwies und die Notwendigkeit seiner Verbreiterung immer deutlicher in Erscheinung trat.

So war vor zehn Jahren die Verbreiterung durch einseitigen Anbau einer 10 m breiten gleichartigen Bogenbrücke geplant worden, um die dreispurige Fahrbahn mit der verkehrsgefährlichen Seitenlage der Straßenbahngleise durch eine vierspurige zu ersetzen und außerdem genügend Raum für die Unterbringung gesonderter Radfahrwege und mindestens 4 m breiter Fußstege an den Seiten zu schaffen.

Die im Rahmen des Arbeitbeschaffungsprogramms der Stadt Breslau in den Jahren 1933/34 endlich durchgeführte Verbreiterung ist jedoch nicht nach diesem Plan durch einseitigen Anbau, sondern in der Weise erreicht worden, daß an den Seiten der Brücke je ein 5,50 m breiter Eisenbetonsteg für den Fußgänger- und Radfahrerverkehr neu erbaut wurde, während die bisher als Fußstege dienenden Teile der alten Brücke der Fahrbahn zugeschlagen wurden. Diese neuen Eisenbetonstege wirken als durchlaufende Balken auf vier Stützen. Zu ihrer Lagerung wurden die Pfeiler sowie die Stützmauern an den Seiten verlängert. Die Unterkante der neuen Stege ist bogenförmig gekrümmt, so daß die Seitenflächen der alten Brücke völlig gedeckt sind.

Abb. 2. Blick auf die alte Brücke, erbaut 1888/90.

Diese für ein Balkentragwerk allerdings nicht übliche Gestalt der Träger macht sich, wie Abb. 15 bis 17 erkennen lassen, im Gesamtbilde der Brücke kaum störend bemerkbar. Dagegen wirkt das Bauwerk in seinem neuen schlichten Betongewande wesentlich geschlossener und ruhiger als früher mit seinen mit gotischen Zierformen allzu stark überladenen Ansichtflächen.

Die Gründe, die zu dieser Lösung anstatt der zuerst ins Auge gefaßten geführt haben, liegen aber hauptsächlich auf wirtschaftlichem Gebiete. Die Wahl der Balkenform für die neuen Brückenteile wurde in erster Linie durch die Rücksicht auf die Kosten für die Widerlager bestimmt. Diese haben bei Balkenbrücken, abgesehen von dem Erddruck der Rampenschüttung, nur lotrechte Kräfte zu übertragen, können also in der Form einfacher Stützmauern ausgeführt werden. Dagegen erfordert die Bogenbrücke zur Aufnahme des Horizontalschubes erheblich umfangreichere und daher teuere Widerlager. Auch die Pfeiler werden durch die Balkenstege nicht so stark belastet wie durch Gewölbe. Die Verbreiterung nach beiden Seiten anstatt einer nur einseitigen bot ferner den Vorteil, daß beide Brückenansichten in gleicher Weise gestaltet werden konnten und die verkehrstechnisch sehr störende Trennungsfuge mitten in der Fahrbahn vermieden wurde. Bei der gewählten Anordnung ergab sich die Trennung zwischen alten und neuen Bauwerkteilen hinter den Bordsteinen, wo sich die Fuge ohne Störung des Verkehrs in verhältnismäßig einfacher Weise unterbringen ließ. Die Anordnung der neuen Teile zu beiden Seiten der alten Brücke gestattete endlich die Unterbringung höherer Träger.

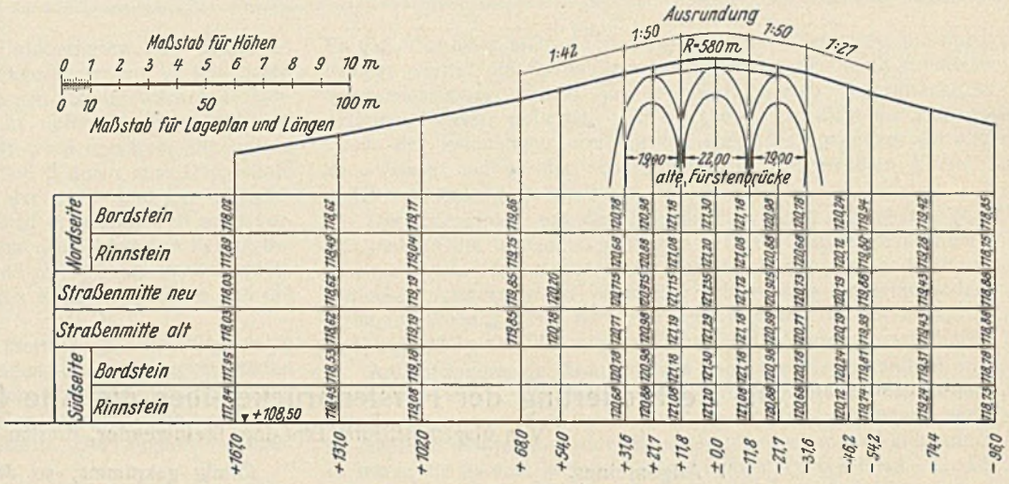
Außer diesen allgemein geltenden Erwägungen sprachen solche besonderer verkehrstechnischer und städtebaulicher Art für die gewählte Lösung, die nur im vorliegenden Falle Geltung haben und daher nicht erörtert werden sollen.

II. Der Unterbau.

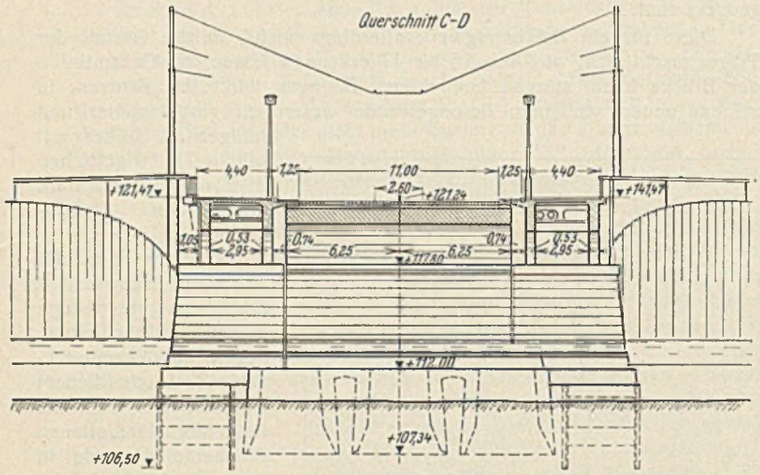
Die alte Brücke, die nunmehr unsichtbar zwischen den neuen Anbauten ausschließlich die Fahrbahn trägt, spannt sich mit ihren drei kreisförmigen Klinkerbogen, die am Kämpfer in vier, am Scheitel in drei Steinstärken gemauert sind, über eine 22 m weite Mittelöffnung und zwei je 19 m weite Seitenöffnungen. Gestützt wird sie in der Mitte durch zwei verhältnismäßig schlanke Granitpfeiler, deren unten 2,60 m breiter Schaft sich nach oben hin bis auf 1,60 m verjüngt, und an den Enden durch sogenannte „verlorene Wider-

lager", die bis zu 13 m hinter die sichtbare Vorderkante der ebenfalls in Granit gemauerten Seitenmauern zurückreichen. Die Grundmauern dieser Pfeiler und Widerlager bestehen aus Senkbrunnen, die aus Ziegelsteinen gemauert und mit Beton verfüllt worden sind. Unter jedem Pfeiler befinden sich drei, unter den Widerlagern je zwei, allerdings wesentlich größere, derartige Senkkasten, deren Anordnung aus der Darstellung auf Abb. 4 (vgl. Grundriß und Querschnitt *C—D*) hervorgeht. Die im Grundriß ersichtlichen kleineren Senkkasten vor denen der Widerlager dienen zur Stützung der Seiten- und Flügelmauern.

Mit ihrer auf + 117,55 NN liegenden Gründungssohle reichen die alten Grundmauern der alten Brücke etwa noch 1 m tief in den unter den Kies des Flußbettes anstehenden



Zu Abb. 3.



Zu Abb. 4.

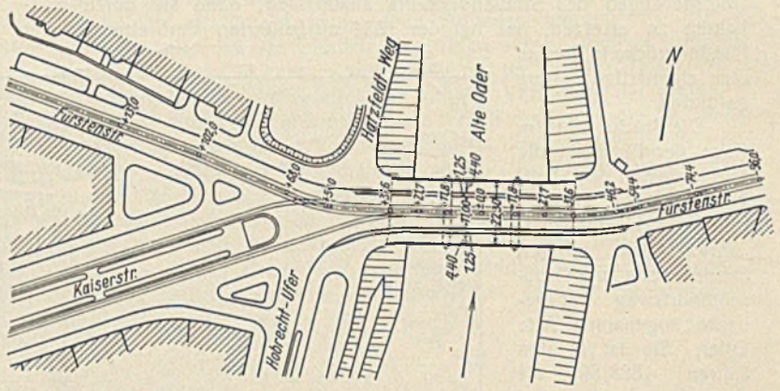


Abb. 3. Straßenanlage an und auf der Brücke nach der Verbreiterung.

Diluvialton des Untergrundes hinab. Die seinerzeit zu 2,5 kg/cm² ermittelte größte Bodenpressung liegt nach den Erfahrungen mit ähnlichen Baugrundverhältnissen wesentlich unterhalb der für zulässig erachteten Festigkeitsgrenze, so daß eine gewisse Belastungssteigerung an den Pfeilerenden, die sich aus der Verlängerung der Pfeiler ergibt, die Standsicherheit des Bauwerks in keiner Weise gefährdet. Hierzu sei bemerkt, daß durch die Umwandlung der ehemaligen Fußstege in Fahrbahnteile an sich weder eine Vergrößerung der Bogenkräfte noch eine Vermehrung der Bodenpressung bedingt wird.

Die neuen Pfeilerteile zur Lagerung der Eisenbetonstege wurden aus Beton mit den gleichen Querschnittsabmessungen wie die alten ausgeführt und in den sichtbaren Teilen vom Wasserspiegel aufwärts mit roh gespaltenen Granitschichtsteinen verkleidet (vgl. Längenschnitt *A—B* in

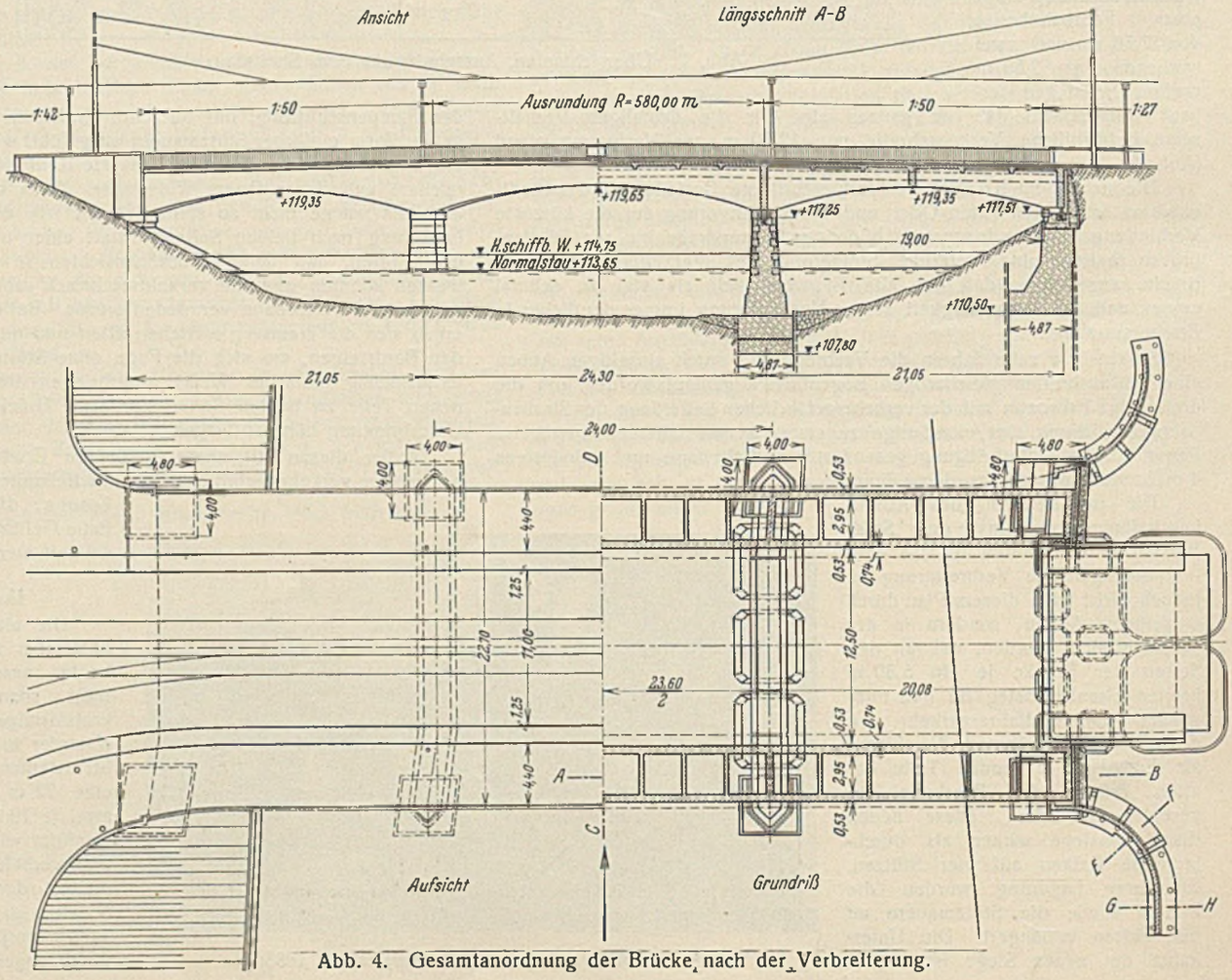


Abb. 4. Gesamtanordnung der Brücke nach der Verbreiterung.

Abb. 4). Sie stützen sich einerseits auf die Grundmauervorsprünge der alten Pfeiler, auf der anderen Seite auf besondere Grundmauern aus Beton, die zwischen Stahlspundwänden bei offener Wasserhaltung, und zwar ohne Verbindung mit den alten Pfeilerteilen hergestellt wurden.

Für den Anschluß der neuen Pfeilerteile wurden die alten zunächst durch die senkrechte Abtrennung ihrer Vorköpfe vorbereitet. Gegen die so geschaffenen ebenen Pfeilerstirnen wurden die neuen Teile unter Freihaltung von Arbeitsfugen in der Granitverkleidung stumpf gestoßen.

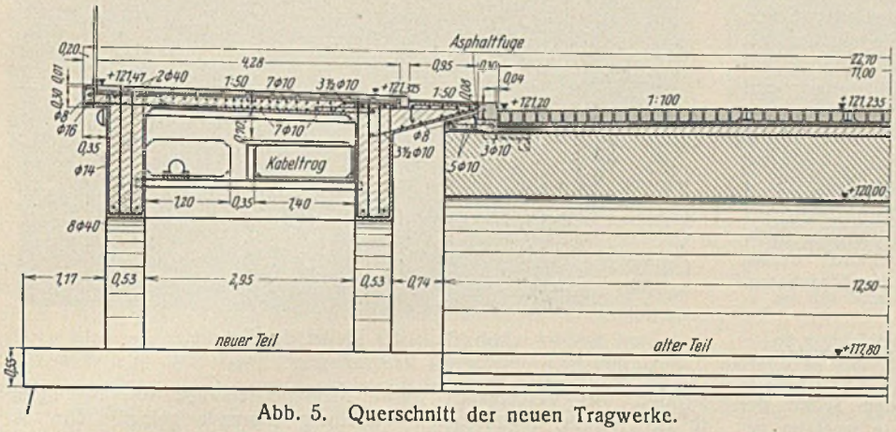


Abb. 5. Querschnitt der neuen Tragwerke.

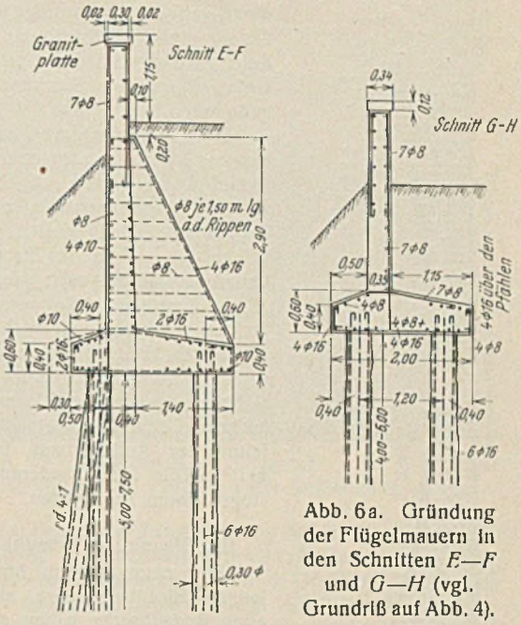


Abb. 6a. Gründung der Flügelmauern in den Schnitten E—F und G—H (vgl. Grundriß auf Abb. 4).

Einige der neuen Baukörper wurden nicht in der Flucht der alten Pfeiler angeordnet, sondern gegen diese im Grundriß etwas abgebogen, um der Schleppschiffahrt in der hier vorhandenen Flußkrümmung die Durchfahrt unter der Brücke zu erleichtern.

In ganz ähnlicher Weise wie die Pfeiler sind die Seitenmauern vor den Widerlagern verlängert worden, indem die neuen Teile gegen die mit Granit seinerzeit verkleideten Flügelmauern ebenfalls unter Einschaltung von glatten Arbeitsfugen stumpf gestoßen wurden, so daß sie mit den Seitenwänden vor den Widerlagern bündig abschließen.

Das Mischungsverhältnis des Betons wurde für die Grundmauern unten an der Sohle zu 1 : 6, in den oberen Teilen zu 1 : 8 gewählt. Die freistehenden Teile wurden jedoch im Mischungsverhältnis zu 1 : 6 betoniert. Zum Schutze der Grundmauern gegen die im Grundwasser nachgewiesene aggressive Kohlensäure wurde dem Beton ein Zusatz von Thurament der Fa. Prüssing AG, Unterwellenborn, beigegeben.

Die Stahlspundwände zur Umschließung der acht Baugruben für die neuen Pfeiler- und Widerlagerteile wurden aus 7,50 m langen Bohlen Größe Nr. III aus gekupfertem St 37 hergestellt, die nach der Bauausführung in Höhe der Grundsockel unter Wasser abgeschnitten wurden. Für die vier Baugrubeneinfassungen auf der Nordseite der Brücke kamen Spundbohlen der Bauart Larssen, für die auf der Südseite vergleichsweise solche der Bauart Hoesch zur Anwendung. Die Beobachtungen auf der Baustelle lieferten für beide Bohlenarten hinsichtlich ihrer Rammbarkeit die gleichen Ergebnisse.

Die neuen Teile der Pfeiler und Widerlager wurden oben, und zwar zwischen der Granitverblendung durch Eisenbetonbalken zur Verteilung der Auflagerdrücke abgedeckt. Ueber den Widerlagern wurden an diese Druckverteilungsbalken die ebenfalls in Eisenbeton ausgeführten Stützmauern zum Abfangen des Rampendruckes oberhalb der Auflager angeschlossen. Die Zusammenfassung von Herdmauern und Auflagerbalken zu einheitlichen Eisenbetonkörpern ermöglichte eine außerordentlich sparsame Querschnittsbemessung der darunterliegenden Widerlagmauern selbst. Diese verschwinden fast ganz in der auch unter der Brücke durchlaufenden Pflasterböschung des Ufers. Sie hätten daher in noch einfacherer Weise durch je eine Gruppe von Eisenbetonpfählen ersetzt werden können, wodurch die Kosten sich nicht unwesentlich verringert hätten. Von einer

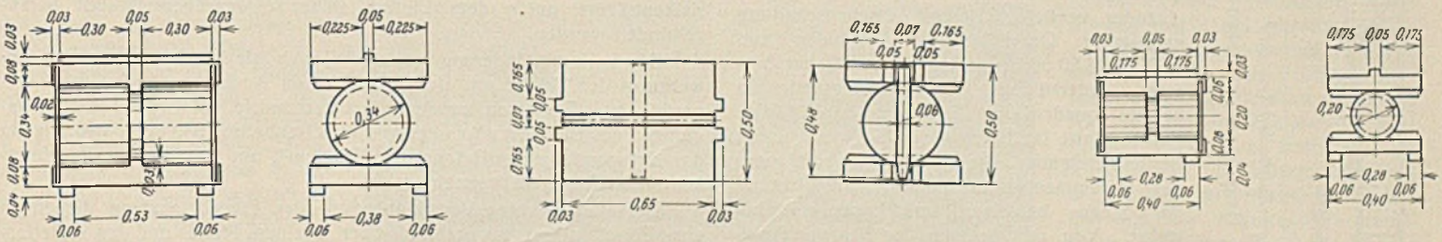


Abb. 6b. Stahlgußrollenlager über den Pfeilern und Widerlagern.

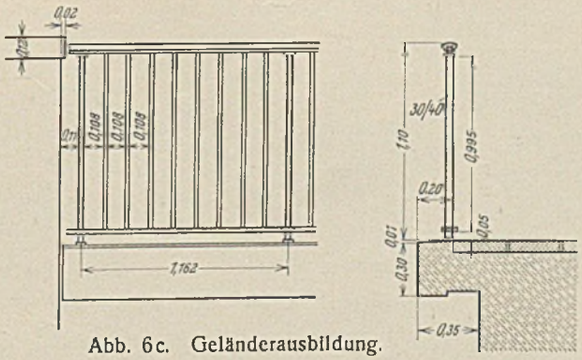


Abb. 6c. Geländerausbildung.

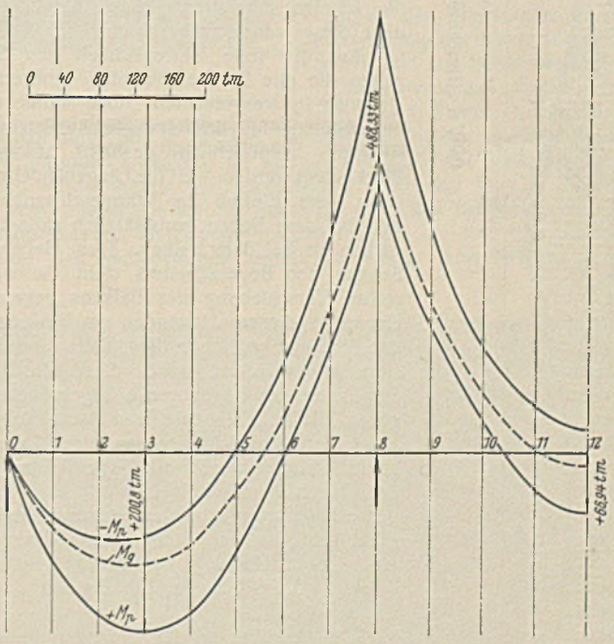


Abb. 7. Maximal- und Minimalmomentenkurven der neuen Balkenstege.

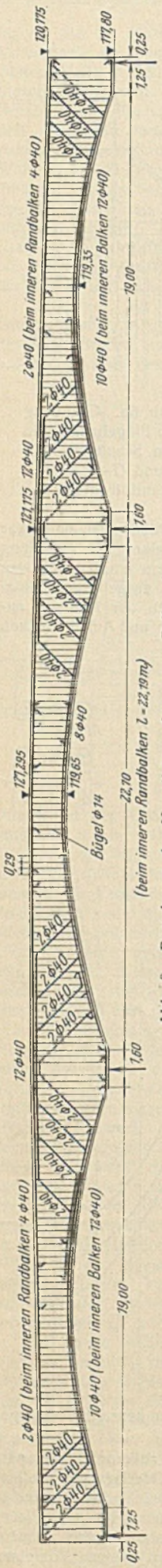


Abb. 8. Bewehrung der Hauptträger der neuen Balkenstege.

derartigen Lösung wurde jedoch wegen der Gefahr einer Beschädigung der Uferböschung durch Eisgang und der sich daraus ergebenden Unterspülung der Brückenanschlüsse Abstand genommen.

Die Flügelmauern zur seitlichen Abfangung der Rampenschüttung wurden im Grundriß kreisförmig abgebogen, so daß sie zu den Uferpromenaden an den vier Ecken der Brücke hinüberleiten. Sie wurden als Winkelstützmauern in Eisenbeton auf Eisenbetonbohrpfählen nach der Darstellung auf Abb. 6 ausgeführt und mit je zwei senkrechten Arbeitsfugen versehen. Abb. 14 zeigt die Rückansicht einer derartigen Flügelwand nach ihrem Anstrich mit Kaltasphalt. Links sieht man dort die 10 cm weite Fuge, die zwischen dem Eisenbetonsteg und der Rücklehne der Auflagerbank freigehalten wurde, um für die Längenänderung des Eisenbetonsteges Raum zu schaffen.

III. Die neuen Eisenbetonüberbauten.

Die neuen 5,50 m breiten und rd. 67 m langen Eisenbetonstege an den Seiten der alten Bogenbrücke ruhen auf je zwei im gegenseitigen Abstande von rd. 3,50 m angeordneten Hauptträgern, die statisch als Balken auf vier Stützen mit den Abständen 21,05, 24,30 und 21,05 m wirken. Diese im Steg 53 cm dicken Eisenbetonträger sind über den Auflagern und in den Feldmitten durch bis zur Unterkante hinabreichende Querträger gegeneinander versteift. Durch Zwischenschaltung niedrigerer Querträger in Abständen von 3,00 bis 3,50 m wurde der Grundriß zur besseren Unterstützung der Fußstegplatte in nahezu quadratische Felder unterteilt. Die Fußstegplatte ist 20 cm dick. Sie wurde unter Berücksichtigung allseitiger Auflagerung und des Zusammenhanges in der Längsrichtung des Steges berechnet und kreuzweise bewehrt. Von den inneren der beiden Hauptträger wurde je eine Konsolplatte zur Aufnahme des Radfahrweges ausgekragt, die über die Ränder der alten Brücke hinübergreift, ohne diese jedoch zu berühren.

Auf die freie Beweglichkeit der Stege gegen die alte Brücke sowohl in senkrechtem als auch in waagerechtem Sinne mußte nicht nur wegen der Möglichkeit ungleicher Setzungen, sondern hauptsächlich deshalb besonderer Wert gelegt werden, weil die Längenänderungen unter dem Einfluß der Wärmeschwankungen sich bei dem Bogen grundsätzlich anders auswirken als bei dem Balken. Dem Heben und Senken des Bogenscheitels steht die waagerechte Verschiebung des Balkens gegenüber. Um unter diesen Umständen ein Verklemmen der Stoßfuge zwischen Kragplatte und Bordstein zu verhindern, wurde dieser durch eine am Rande der Bogenbrücke angeordnete und gegen die Brückenachse verankerte knaggenartige Eisenbetonschwelle in seiner Lage gehalten. Ferner wurde die Fuge in der Nähe des oberen Randes mit einer nur an der Kragplatte befestigten schmalen Rinne aus dünnem Zinkblech versehen und unter Verwendung einer Teerstrickeinlage mit Weichasphalt vergossen. Diese Fugenausbildung hat sich bewährt.

Die Ausbildung des Stegquerschnitts im einzelnen ergibt sich aus Abb. 5. Die Höhe der Hauptträger wechselt infolge ihrer bogenförmigen Unterkante zwischen 1,62 m im Scheitel und 3,37 m über den Pfeilern. Diese starke und stetige Zunahme der Trägerhöhe gegen die Auflager hin wurde durch die Einführung veränderlicher Trägheitsmomente in der statischen Berechnung berücksichtigt. Als Verkehrslast wurde Menschengedränge von 500 kg/m² in der jeweils ungünstigsten Verteilung zugrunde gelegt. Wie der Verlauf der Momentenlinie (Abb. 7) erkennen läßt, beträgt das größte positive Moment über der Mittelöffnung nur etwa 67 tm, das über den Seitenöffnungen etwa 200 tm. Das negative Größtmoment ergibt sich über den Pfeilern zu rd. 488 tm. Bei Vernachlässigung des Wechsels der Trägheitsmomente würden diese Momente 176 tm, 238 tm und 350 tm betragen. Der Vergleich dieser Werte mit den erstgenannten zeigt deutlich, in welch hohem Maße die Feldmomente des Balkenträgers unter dem Einfluß seiner eigenartigen Gestalt herabgemindert werden.

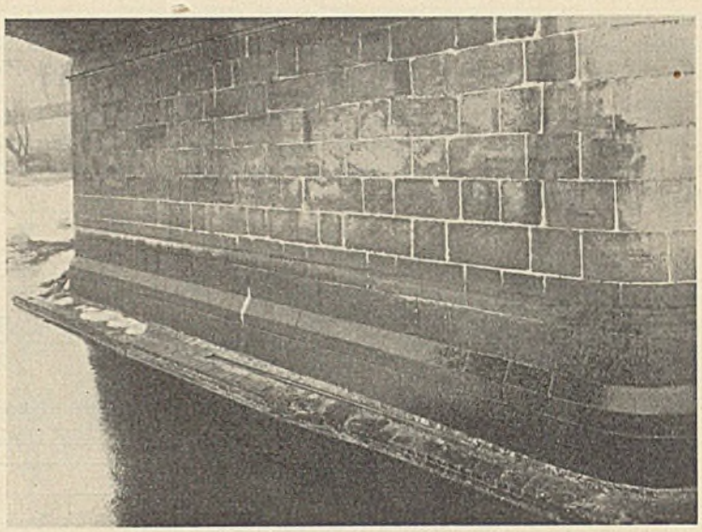


Abb. 9. Alter Pfeiler der Brücke.

Diese Herabminderung gestattete auch eine äußerst sparsame Bewehrung der Träger mit Rundeisen, deren Anordnung auf Abb. 8 dargestellt ist. Bemessen wurden die Querschnitte auf Grund der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932 unter Begrenzung der Zugspannung des Betons mit 25 kg/cm², um Zugrisse an der Unterkante der Träger zu vermeiden.

Der waagerechten Verschiebbarkeit der Eisenbetonstege dienen je zwei Einrollenlager aus Stahlguß über je einem Pfeiler und den Widerlagmauern (vgl. Abb. 6). Das feste Auflager über dem jeweils schräg angesetzten Pfeilerstück wurde durch Einschaltung einer Wälzfuge zwischen Pfeileroberkante und Querträger hergestellt.

Der Raum zwischen den beiden Hauptträgern der Stege bot Gelegenheit zur Unterbringung der städtischen Versorgungsleitungen und der Postkabel, für deren Durchführung die hohen Querträger über den Auflagern und die Rücklehnen über den Widerlagern durch rechteckige Aussparungen (vgl. Abb. 14) unterbrochen sind. Zur Lagerung dieser Leitungen dienen außer den Querträgern in Abständen von 3 m eingeschaltete I-Träger, die in die Hauptträger mit einbetoniert wurden (vgl. Querschnitt Abb. 5 sowie Längenschnitt *A—B* auf Abb. 4).

Durch den Anbau der Stege hat die früher im ganzen nur 12,50 m breite Fürstenbrücke nunmehr eine Nutzungsbreite von 22,30 m zwischen den in die Betongesimse eingelassenen eisernen Geländern erhalten. Davon entfallen 11 m auf die Fahrbahn, je 1,25 m auf die erhöhten Radfahr-

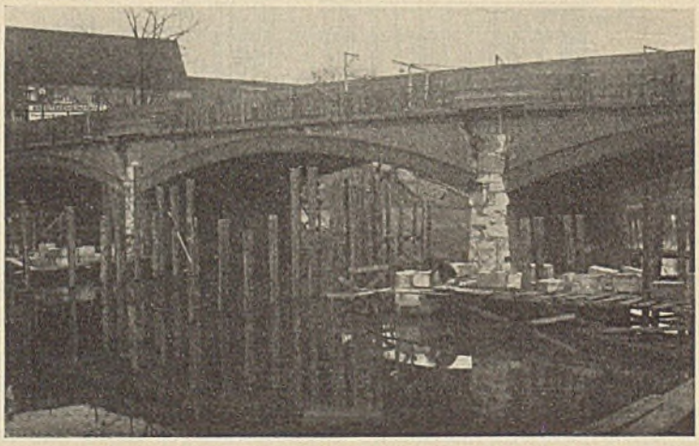


Abb. 10. Blick auf die alte Brücke nach dem Entfernen der Pfeilerköpfe und Kanzeln.

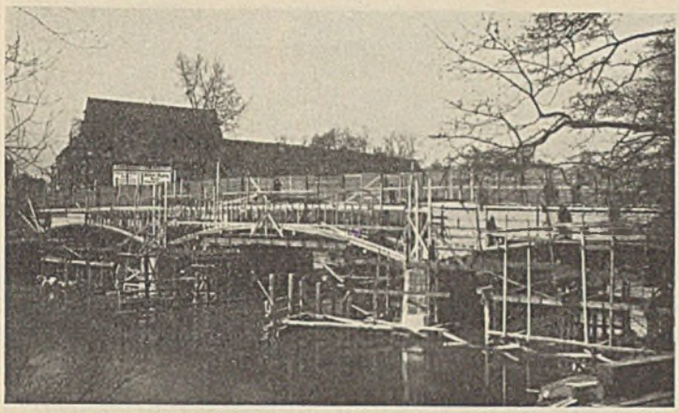


Abb. 11. Schalgerüst für die seitlichen Stege.

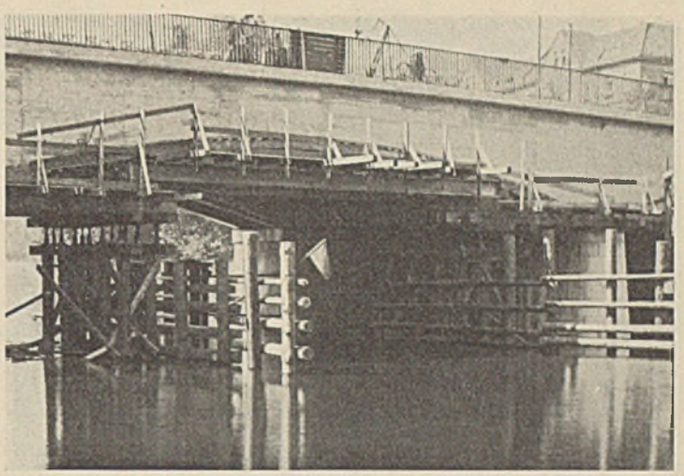


Abb. 12. Blick auf das Lehrgerüst an der Schiffahrtöffnung nach Entfernen der Seitenschalung.

wege und je 4,40 m auf die wiederum etwas höher liegenden Fußstege. Diese sind mit angeschliffenen Granitoidplatten mit den Abmessungen 6/35/35 cm abgedeckt, die in verlängertem Zementmörtel auf der durch dreimaligen Kaltasphaltanstrich gedichteten Eisenbetondecke verlegt wurden. Die Radfahrwege sind durch Hartgußasphalt abgedeckt. Die Fahrbahndecke besteht aus Granitgroßpflaster auf Betonunterbettung mit einem Zementverguß der Fugen in der in Breslau üblichen und bestens bewährten Art und Weise. Die beiden Gleise der Straßenbahn, die früher am Rande der Fahrbahn lagen, sind nunmehr in deren Mitte angeordnet worden.

IV. Die Bauausführung.

Bei der Bauausführung waren im wesentlichen drei besondere Forderungen zu berücksichtigen, nämlich die Aufrechterhaltung des Straßenverkehrs ohne Notbrücke, die Durchführung der Schiffahrt unter der Brücke und die Fortführung der Arbeiten während des Winters.

So wurden die neuen Fußstege nicht gleichzeitig, sondern nacheinander ausgeführt. In der Mitte des Lehrgerüstes, das im allgemeinen von einreihigen Pfahljochen in Abständen von je 4 m getragen wurde, wurde eine 11 m weite Durchfahrtöffnung freigehalten, die wegen der hier äußerst knappen Bauhöhe mit je zwei paarweise angeordneten, 0,5 m hohen Breitflanschträgern überbrückt wurde. Mittels Spindelwinden wurde die Schalung auf dem Lehrgerüst abgestützt und später wieder abgesenkt. Die Anordnung des Schalgerüstes wird durch Abb. 11 u. 12 veranschaulicht. Abb. 12 zeigt insbesondere den Zustand des zuletzt betonierten Eisenbetonsteges über der Schiffahrtöffnung nach dem Entfernen der Seitenschalung. Im Hintergrunde sind auch die Unterkanten der beiden Hauptträger des zuerst ausgeführten Steges auf der anderen Seite der Brücke, und zwar in ihren dem Pfeiler benachbarten Teilen zu erkennen.

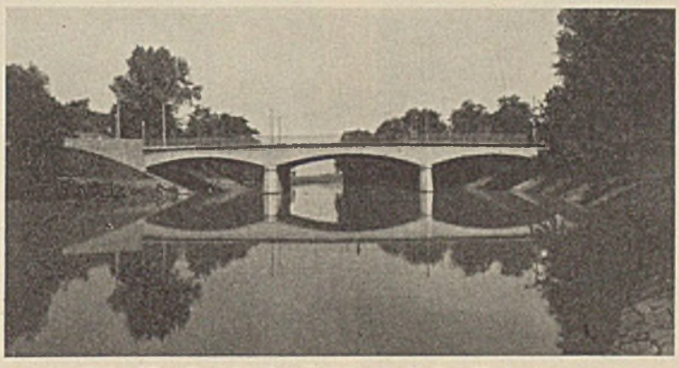


Abb. 15. Ansicht der Brücke nach der Verbreiterung.

Die erste Arbeit zu Beginn der Bauausführung Anfang November 1933 bestand in der Räumung der Flußsohle an den Pfeilern von Steinen, Faschinen und sonstigen Rammhindernissen mittels Greifbaggers. Sodann wurden nacheinander die Spundwände für die acht Grundmauern gerammt. Dazu wurde eine Schnellschlagramme der Bauart Mac Kiernan Terry mit einem Bärgewicht von 2,5 t und einer Schlagfolge von 150 Schlägen/min verwendet, um wegen der Nähe der alten Pfeiler (Abb. 9) die Bogenbrücke gegen nachhaltige Erschütterung zu sichern. Tatsächlich haben sowohl die Pfeiler wie auch die Brücke selbst die zum Teil unmittelbar neben den Pfeilern ausgeführte, verhältnismäßig schwere Spundwandrammung ohne irgendwelche Anzeichen einer Beschädigung durch Rissebildung u. dgl. überstanden.

Auch die erforderlichen Stemmarbeiten an der alten Brücke wurden noch während des Winters ausgeführt. Abb. 10 zeigt den Zustand der alten Brücke nach dem Entfernen der Kanzeln und der Pfeilerspitzen sowie den Aufbau der neuen Pfeilerteile, für den die abgetrennten Granitsteine der alten Pfeiler nach Möglichkeit wieder Verwendung fanden. Die von den Kanzeln herrührenden Löcher in den Stirnmauern wurden vor Herstellung der neuen Überbauten verschalt und mit Beton verfüllt.

Die Stiele der äußeren Schalungswände jedes Steges wurden oben durch Zugstangen, die in Abb. 13 oberhalb der Bewehrungseisen sichtbar sind, miteinander verankert, da eine Abstützung oder Verspannung an der alten Brücke wegen der Erschütterung durch den Verkehr nicht angängig war. Dabei wurden die Stiele der der alten Brücke zugekehrten Schalungswand aus Platzmangel zunächst durch die hier anschließende Kragplatte des Radfahrweges mittels vorläufiger Aussparungen durch-

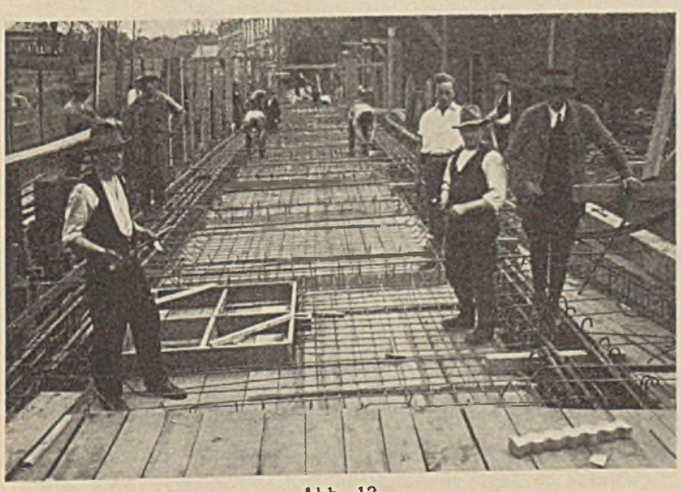


Abb. 13.
Einbau der Bewehrungseisen.

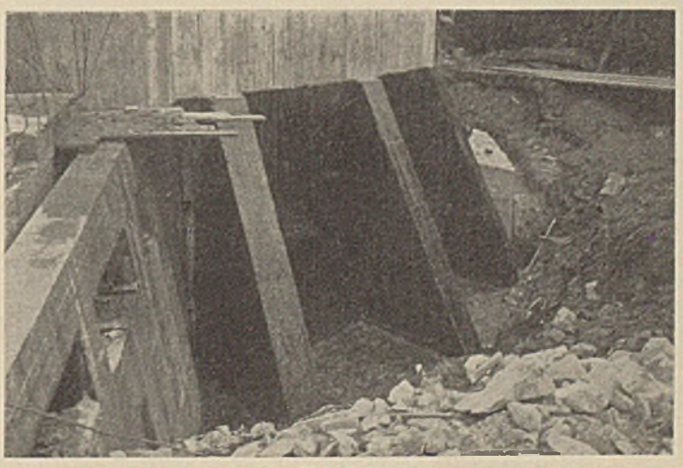


Abb. 14.
Rückansicht einer Eisenbetonflügelmauer vor dem Verfüllen.

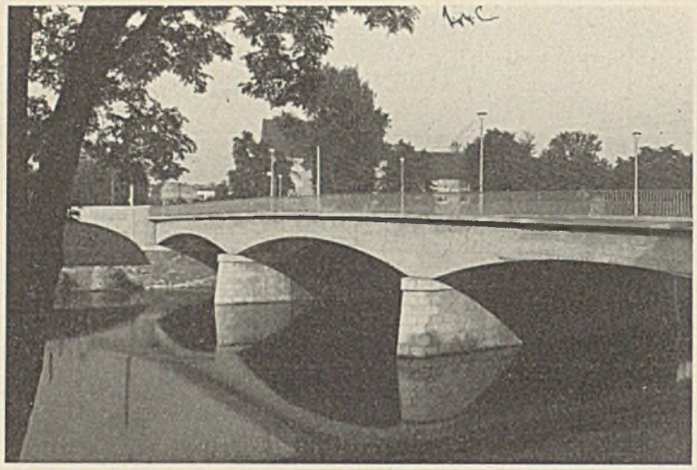


Abb. 16.
Schrägansicht vom Ufer aus.

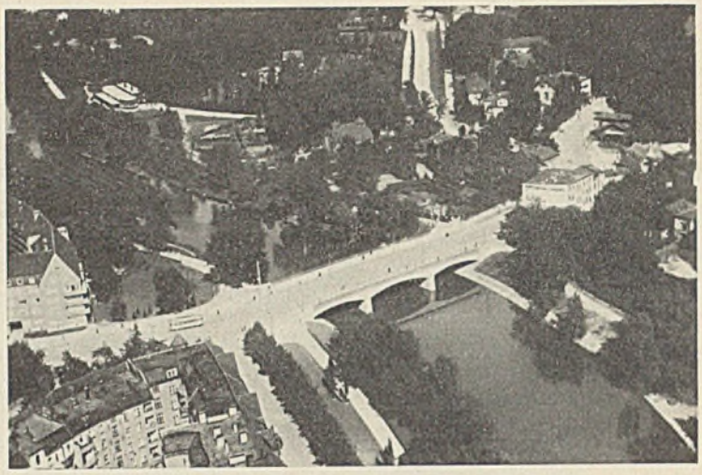


Abb. 17. Luftbild der Brücke nach ihrer Verbreiterung.
Aufnahme Nr. 11405 der Hansa Luftbild G. m. b. H. Berlin, Abt. Breslau.
Freigegeben durch Verfügung des R. L. M. Nr. 11405 vom 14. September 1934.

geführt. Vorne rechts auf dem gleichen Bilde ist eines der Betonformstücke sichtbar, wie sie in den Rippen als Entfernungshalter zwischen den Hauptbewehrungseisen verwendet wurden.

Das Betonieren der neuen Überbauten wurde zur Vermeidung von Arbeitsfugen jeweils in einem Guß vorgenommen. Nachdem der erste Steg auf der Südseite bereits Ende Mai 1934 dem Verkehr übergeben worden war, wurde der gesamte Umbau einschließlich der umfangreichen Straßenpflasterungen und Rohrverlegungen am 21. Juli 1934 vollendet. Abb. 3 zeigt die Straßenanlage an und auch die Brücke nach der Verbreiterung.

Entwurfsbearbeitung und Bauleitung lagen unter Oberleitung des Stadtbaurats Dr.-Ing. Trauer dem Verfasser und Baumeister Weigt ob. Ausgeführt wurden die Bauarbeiten in Arbeitsgemeinschaft von den Firmen Florentius Brichta und Böhm & Hüdig in Breslau.

INHALT: Die Schutzbauten auf der Insel Borkum. — Die Einwirkung des Bergbaues auf die Eisenbahn. — Die Verbreiterung der Fürstenbrücke über die Alte Oder in Breslau.

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