

# DIE BAUTECHNIK

## Die Rammerfahrten mit Larssenbohlen verschiedener Stähle für Hafenbauwerke in Bremen.<sup>1)</sup>

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. A. Agatz, Berlin.

### I. Die Beanspruchungen der Stahlbohlen beim Rammvorgang und die verschiedenen Stahlarten.

Nachdem die Stahlspundwände auf den verschiedensten Gebieten des Bauwesens ihre Verwendungsfähigkeit bewiesen haben, ist es an der Zeit, nicht allein die Vor- und Nachteile der verschiedenen Stahlbohlenarten, sondern unabhängig davon einmal die Eignung des Baustoffes beim Einbringen der Bohlen näher zu betrachten.

Weniger die Beanspruchungen der Stahlbohlen am fertigen Bauwerk durch äußere Kräfte, als die Beanspruchungen der Bohlen beim Einbringen in den Untergrund können einen Umfang annehmen, der den Zusammenhang der Spundwand gefährden kann.

daß nur Bohlen ein und desselben Spundwandsystems untersucht wurden. Für den vorliegenden Fall sind es die Larssenbohlen. Bei dieser, der ältesten der heute gebräuchlichen Stahlspundwände, haben verschiedene Stahlarten unter den verschiedenartigsten Verhältnissen Verwendung gefunden.

Um die Eignung der verwendeten Stahlarten beim Einbringen der Bohlen in den Untergrund untereinander zu vergleichen, war es notwendig, die Bohlen nach ihrer Beschaffenheit am Ende des Rammvorganges abzustufen. Ihre Grenze liegt zwischen unbeschädigter Bohle und der aus dem Zusammenhang der Spundwand gerissenen Bohle, die entweder aus den Schössern gesprungen oder an ihrer schwächsten Stelle gerissen sein kann. Da die letzteren die schwersten und für den Bestand des Bauwerks gefährlichsten Beschädigungen der Stahlbohle an keinem der untersuchten Bauwerke festgestellt worden sind, kann ich sie aus meinen Betrachtungen herauslassen.

Es ist demnach nur zu unterscheiden zwischen:

beginnender Stauchung,  
leichter Stauchung,

schwerer Stauchung,  
Reißen der Bohle am Kopf,

die einen Einfluß auf den Rammvorgang durch Abschneiden der Bohlen und damit ein Unterbrechen der Rammung nicht ausüben und auch gegebenenfalls noch nicht einmal ein Abschneiden der fertig gerammten Spundwand zum Anbringen der Abdeckung erforderlich machen, die einen Einfluß auf den Rammvorgang durch Abschneiden der Bohlen und damit eine Unterbrechung der Rammung ausüben.

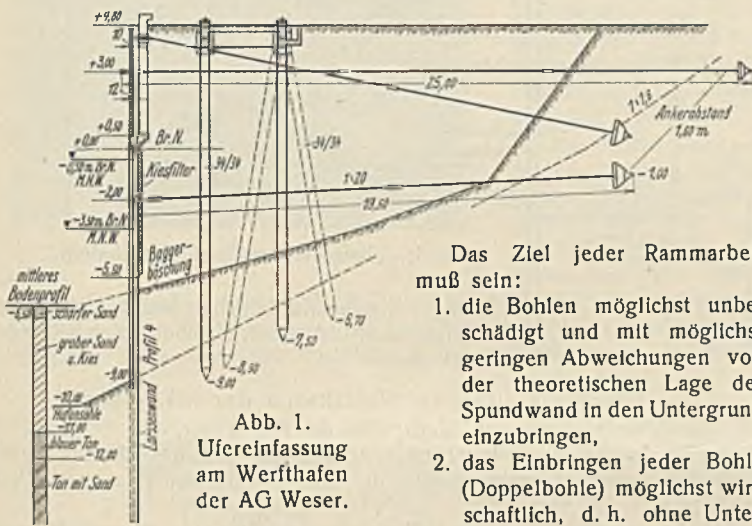


Abb. 1. Uferbefestigung am Werfthafen der AG Weser.

Das Ziel jeder Rammarbeit muß sein:

1. die Bohlen möglichst unbeschädigt und mit möglichst geringen Abweichungen von der theoretischen Lage der Spundwand in den Untergrund einzubringen,
2. das Einbringen jeder Bohle (Doppelbohle) möglichst wirtschaftlich, d. h. ohne Unterbrechung zu gestalten.

Nun weiß der Praktiker, daß diesem Optimum die verschiedensten Widerstände entgegenstehen, die ich im einzelnen später noch besonders besprechen werde. Im Zusammenhang mit dem vorliegenden Thema sei jedoch hervorgehoben, daß die Widerstände, die dem Einbringen der Bohlen entgegenstehen und damit eine starke Beanspruchung des Stahles zur Folge haben, zurückzuführen sind auf

- den Arbeitsvorgang,
- den Untergrund,
- die Ausbildung der Bohle, den Stahl.

Wie stark diese Beanspruchung der im Rammzustande sich befindenden Stahlbohle sein kann, lassen die als Beispiele gebrachten Rammdiagramme erkennen.

An bestehenden Bauwerken, die heute noch im Betriebe sind und ihre Eignung und Betriebsicherheit nachgewiesen haben, soll nachgeprüft werden, wie sich die Stahlspundwände bei verschiedenen Bohlenprofilen, bei verschiedener Länge, bei verschiedenen Stahlarten, bei verschiedenen Untergrundverhältnissen (von günstigem bis ungünstigem Boden)

dem Einbringen in den Untergrund gegenüber verhalten haben. Hierzu ergeben sich brauchbare Vergleichsmöglichkeiten besonders dann, wenn die Rammarbeiten möglichst von derselben Bauunternehmung, den gleichen Baumaschinen, derselben Stamm-Mannschaft und derselben Aufsicht durchgeführt worden sind.

In den Häfen von Bremen sind in den letzten sieben Jahren an den verschiedensten Stellen des Hafengebietes bei den verschiedenartigsten Untergrundverhältnissen Stahlspundwände von verschiedenen Profilen, verschiedenen Längen, verschiedener Rammtiefe und verschiedenen Stahlarten verwendet worden. Da es sich im folgenden um eine Beurteilung der Stahlarten für Spundwände handelt, spielt hier das Spundwandssystem nicht nur eine untergeordnete Rolle, sondern es war vielmehr erforderlich,

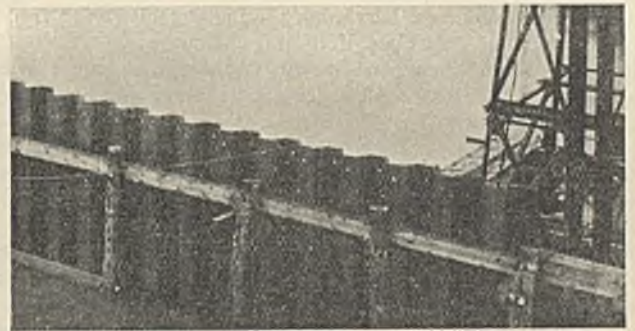


Abb. 2. Spundwand Werfthafen.

Nach dem Kriege sind Larssenbohlen aus folgenden Stahlarten hergestellt worden:

### Mindestfestigkeitseigenschaften der für Spundbohlen verwendeten Stahlarten.

Stahl	Zugfestigkeit kg/mm <sup>2</sup>	Streckgrenze kg/mm <sup>2</sup>	Dehnung % <sub>l=10d</sub>	Kerbzähigkeit kgm/cm <sup>2</sup> bei		
				+20°	0°	-20°
St 37	37	21	22	8	6	3
St 45/52	45	25	20	6	5	3
St 50/60	50	28	18	5	3	2
Resista	50	Profil 0 bis IV	38	22	8	7
		Profil V bis VI	36			

Maßgebend für die Eignung eines Stahles beim Rammvorgang sind Dehnung, Streckgrenze, Kerbzähigkeit bei verschiedenen Temperaturen.

Wenn auch hier bislang St 37 wegen seiner günstigen Eigenschaften an erster Stelle stand, so besaß er doch für Rammungen in schwereren Böden, wenn man keine schweren Profile verwenden wollte, nicht die erforderliche Härte, um den Rammvorgang reibungslos zu gestalten, die Bohlen unbeschädigt und die Spundwand möglichst mit nur geringen Abweichungen von der theoretischen Lage in den Untergrund einzubringen.

Das Ziel der Stahlindustrie nach dem Kriege war daher, die im Stahlbau neu zur Anwendung gelangten Stähle auch für die Stahlbohlen zu benutzen. Aber auch hier gilt das gleiche Gesetz, wie allgemein bei der schematischen Übertragung von Erfahrungen im Ingenieurbau: „Was

<sup>1)</sup> Die erforderlichen Unterlagen wurden mir in liebenswürdiger Weise von den Kollegen des Hafenbauamts Bremen zur Verfügung gestellt.

für Bauwerke und Bauausführungen aus dem Ingenieurhochbau gilt, trifft noch lange nicht für die vielseitigen und ungleich größeren Anforderungen des Grund- und Wasserbaues zu.

Die einseitige Erhöhung der Festigkeitseigenschaften hatte den Verlust der hohen Dehnung des St 37 zur Folge. Das Reißen der Bohlen beim Rammvorgang waren daher Erscheinungen, die nicht zur Einführung dieser

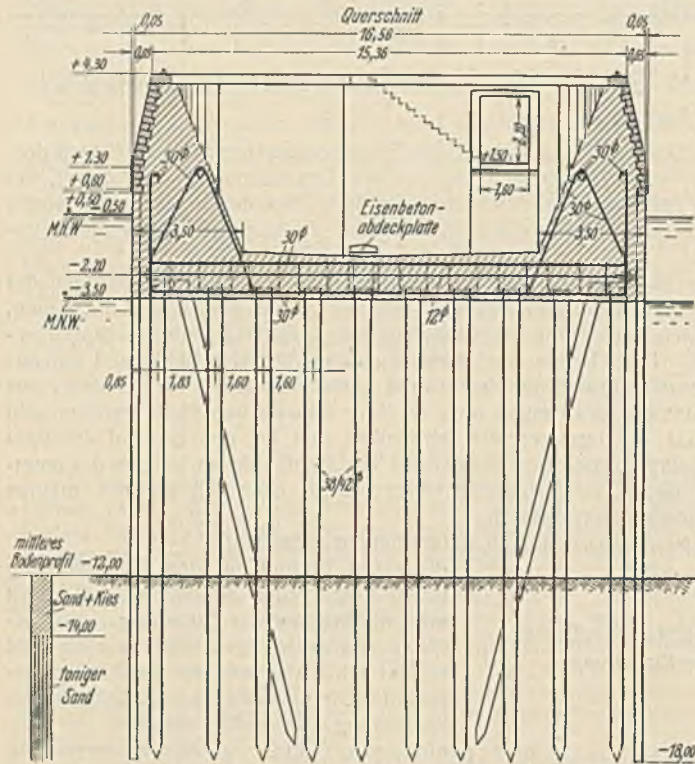


Abb. 3. Pierköpfe der Getreideanlage.

hochwertigen Stähle bei Spundwänden ermutigten. Die weiteren Versuche gingen dann auch dahin, die hervorragende Eigenschaft von St 37 mit einer hohen Festigkeit und günstigen Kerbzähigkeit zu verbinden.

Untersucht man einmal näher die Gründe, die immer wieder zu neuen Versuchen anregten, einen geeigneten Stahl für Spundwände zu schaffen, so finden wir:

a) Stähle mit hoher Festigkeit haben den Vorteil, daß man bei Bauwerken mit höheren Anforderungen leichtere Profile verwenden kann. Hierbei müssen jedoch die Mehrkosten für einen solchen Stahl innerhalb wirtschaftlicher Grenzen bleiben.

b) Wenn auch das Rosten der Stahlspundwände im Laufe der Jahrzehnte mir nicht für alle Fälle in dem Umfange gefährlich erscheint, wie es oftmals hingestellt wird, so ist es andererseits grundsätzlich zu begrüßen, wenn ein Stahl geschaffen wird, der den Rostvorgang verlangsamt.

Der erhöhte Rostwiderstand erlangt allerdings dann eine besondere Bedeutung, wenn durch die Verwendung eines statisch höher beanspruchbaren Stahles leichtere Profile gewählt werden können.

c) Die ausgezeichnete Rammfähigkeit eines Stahles ist Hauptbedingung, weil die Spundbohlen während des Rammvorganges wesentlich höhere Beanspruchungen erfahren können als später im fertigen Bauwerk.

Da bei schweren Rammungen zum Einbringen der Bohlen ein verhältnismäßig großes Arbeitsvermögen erforderlich ist und die Eindringtiefe sehr klein werden kann, wird die Beanspruchung der Bohlen oft so groß, daß die elastische Formänderung der Bohlen überschritten wird und bleibende Verformungen auftreten. Für die Widerstandsfähigkeit gegen die stoßweise Beanspruchung der Stahlbohlen beim Rammen, wie auch für ihre zulässigen Beanspruchungen im Betriebszustande ist also in erster Linie die Streckgrenze des Stahles maßgebend.

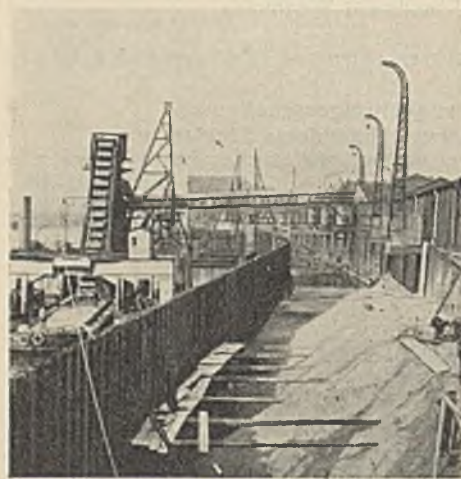


Abb. 5. Spundwand Weserbahnhof.

d) Das Ziel in der Entwicklung eines Spundbohlenstahles ist daher, gleichzeitig eine möglichst hohe Streckgrenze, Dehnung und Kerbzähigkeit und einen möglichst großen Widerstand gegen Rosten zu erreichen. Es ist noch besonders zu beachten, daß die Kerbzähigkeit bei den verschiedenen Temperaturen nicht zu hohe Unterschiede und Minderungen aufweist.

## II. Anwendung der Stahlbohlen bei den Hafenbauwerken in Bremen.

Für die zum Vergleich der Rammergebnisse herangezogenen Spundwände der fünf Hafenbauwerke in Bremen gebe ich im folgenden eine kurze Beschrei-

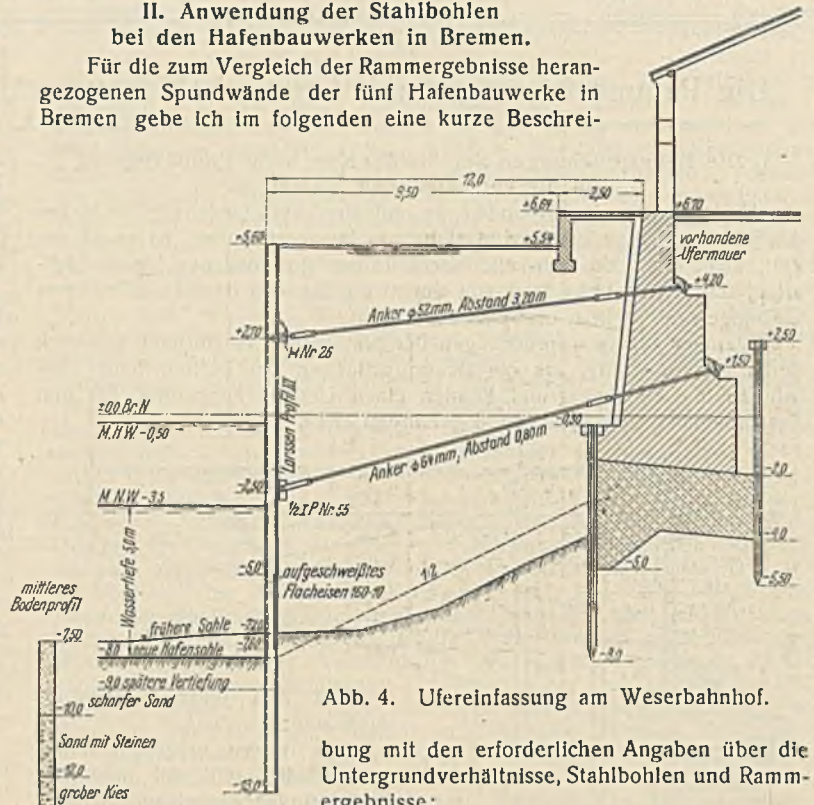


Abb. 4. Ufereinfassung am Weserbahnhof.

bung mit den erforderlichen Angaben über die Untergrundverhältnisse, Stahlbohlen und Rammergebnisse:

### 1. Ufereinfassung am Werfthafen der AG Weser.

Die Ufereinfassung am Werfthafen der AG Weser, der Schiffswerft Bremens, wurde im Jahre 1926 errichtet, um für das Dock V eine geschützte und günstige Liegestelle zum Werftbereich zu schaffen (Abb. 1).

Sie besteht aus 14,5 bis 15,7 m langen Stahlbohlen, Larsen V, aus St 50/60 und einer 4 m hohen Eisenbetonplattenaufständerung zwischen I-Eisen. Die Spundwand ist doppelt an rückwärtige Eisenbetonankerplatten verankert. Vor Beginn der Rammung wurden die oberen Bodenschichten durch Schwimmbagger entfernt, so daß eine durchschnittliche Rammtiefe von 9 m und eine größte Rammtiefe von 10 m blieb. Der Untergrund besteht aus groben Sand- und Kiesschichten, unter denen Ton lagert.

Die Bohlen wurden vorher zu Doppelbohlen zusammengezogen und gepreßt. Die Rammung geschah durch schwimmende Freifallrammen mit

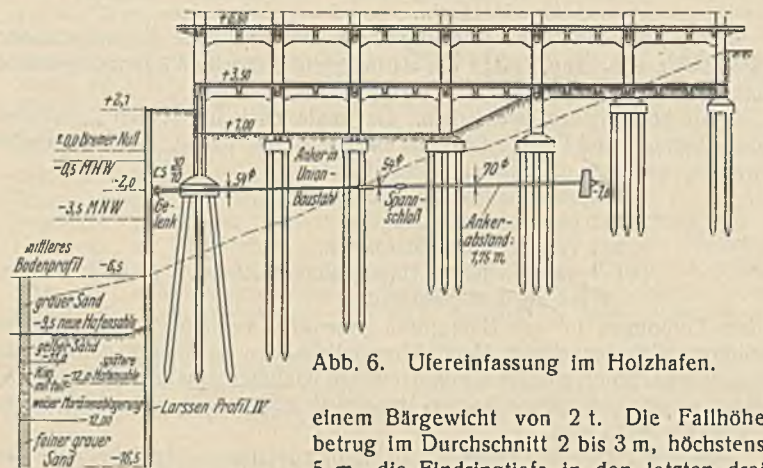


Abb. 6. Ufereinfassung im Holzhafen.

einem Bärgewicht von 2 t. Die Fallhöhe betrug im Durchschnitt 2 bis 3 m, höchstens 5 m, die Eindringtiefe in den letzten drei Hitzten 20 bis 25 cm/Hitze, die Schlagzahl im Durchschnitt 150 Schläge, höchstens etwa 200 Schläge/Bohle. Bei den für die Rammung günstigen Bodenverhältnissen, dem schweren Stahlbohlenprofil und der geringen Schlagzahl war die gesamte Rammung als durchaus günstig anzusprechen. So wurden keine Keilbohlen benötigt, auch ein Abschneiden der Spundwandoberkanten war kaum erforderlich. Wo geringe Stauchungen vorhanden waren, konnten sie durch Schweißbrenner angewärmt und gerichtet werden (Abb. 2).

Das Verhältnis von unbeschädigten zu beschädigten Bohlen betrug:  
 20 % unbeschädigt,  
 40 % beginnende Stauchungen } die die Rammung nicht beein-  
 32 % leichte Stauchungen } flußten,  
 8 % schwere Stauchungen, die die Rammung beeinflussen.

Dieses Verhältnis muß als durchaus günstig bezeichnet werden und ist im wesentlichen auf das schwere Bohlenprofil LV zurückzuführen.

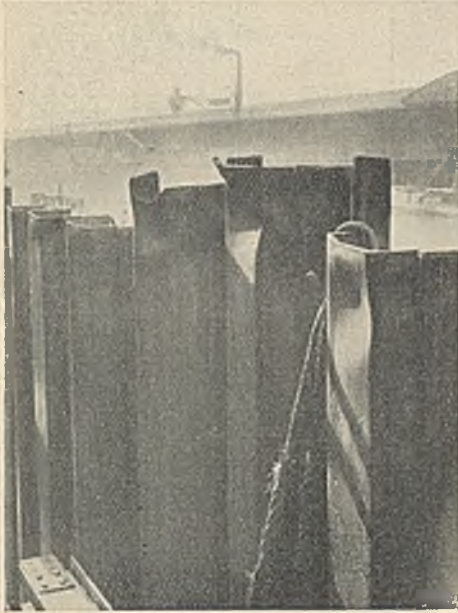


Abb. 7. Spundwand Holzhafen.

2. Pierköpfe der Getreideanlage.

Die beiden Piers der Getreideanlage in Bremen, auf denen die Lade- und Löscheinrichtungen untergebracht sind, hatten sich für die ständig zunehmenden Schiffsgrößen als zu kurz erwiesen. Sie wurden daher im Jahre 1928 durch vorgerammte Pierköpfe um 35 m verlängert. Durch diese Maßnahme wurde zugleich auch das bestehende, auf Holzpfählen ruhende Bauwerk vor Schiffstößen der anlegenden Schiffe besser geschützt (Abb. 3).

Die beiden Bauwerke bestehen je aus dem tragenden Teil (Eisenbetonplatte), der auf Holzpfählen ruht, und einer Spundwand aus 18,5 m

langen Stahlbohlen, Larssen III, St 50/60, die den Erddruck aus der Sandfüllung aufzunehmen haben. Die Spundwände sind an durchgehenden Anker, in der tragenden Rostplatte eingebettet, verankert. Die Hafens-

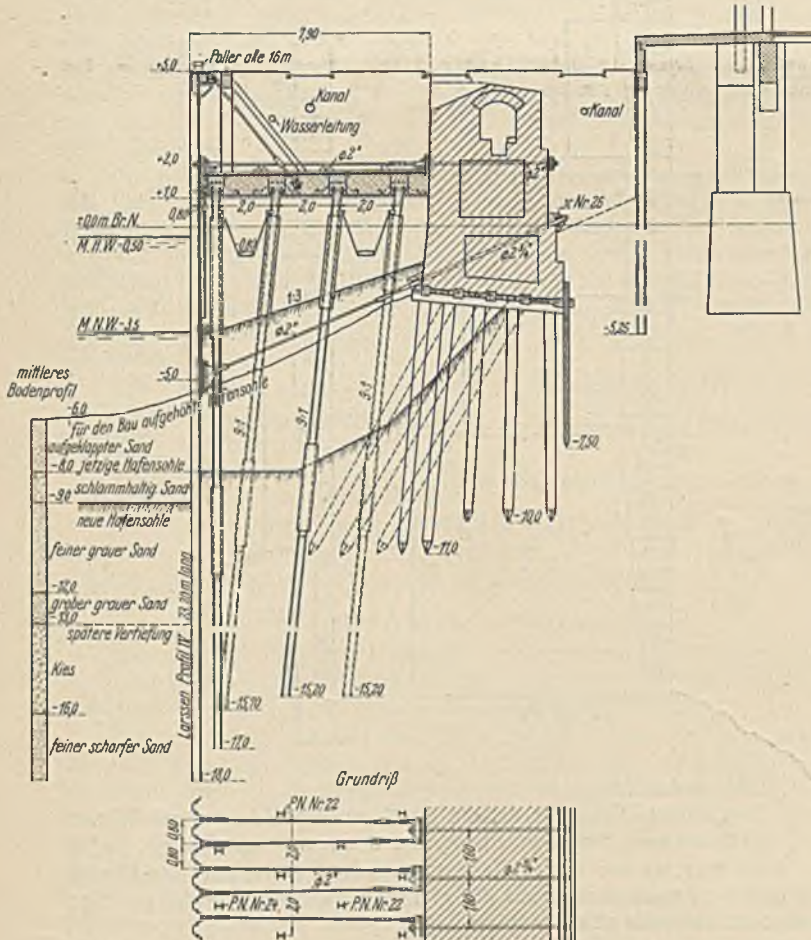


Abb. 8. Uferbefestigung im Hafen I.

sohle lag bereits auf richtiger Tiefe, so daß die Rammtiefe überall nur 6 m betrug. Der Untergrund besteht aus Sand- und Kiesschichten und darunterliegendem tonigem Sand.

Zusammenstellung der Rammergebnisse. Doppelbohlen gepreßt.

Bauwerk	Baujahr	Larssenstahl		Rammtiefe I. D. m	Art der Ramme	Bärgewicht t	Fallhöhe I. D. m	Schlagzahl i. D. höchstens	Eindringtiefe in den letzten 3 Hitzten cm/Hitze	Anteil d. unbeschädigt u. beginnende Stauchung %	Anteil d. leichte Stauchung %	Anteil d. schwere Stauchung %	ge-rissen %	Beurteilung der Rammung
		Profil	Länge m											
AG Weser	1926	V	14,5 bis 15,7	9	Freifall, schwimmend	2	2 bis 3	150	20 bis 25	20	40	8	—	leichte Rammung: schweres Bohlenprofil, mittlere Bohlenlänge, grobe Rammtiefe.
Pierköpfe	1928	III	18,5	6	Freifall, Gerüst	2,5 u. 2,8	1	160	6 bis 8	27	—	3	—	leichte Rammung: mittleres Bohlenprofil, große Bohlenlänge, mittlere Rammtiefe.
Weserbahnhof	1929	III	18,6	6	Freifall, schwimmend	2	2,5	100	20 bis 30	—	50	18	2	leichte Rammung: mittleres Bohlenprofil, große Bohlenlänge, mittlere Rammtiefe.
Holzhafen	1930	IV	18,5	8,5	Freifall, schwimmend	2	3	300	15 bis 18	—	10	30	10	schwere Rammung: mittleres Bohlenprofil, große Bohlenlänge, grobe Rammtiefe.
Hafen I	1933	IV	23,2	10	Freifall, Gerüst	3	1	700	bei 4 bis 5 m Fallhöhe: 6 bis 10	9,5	50	—	0,5	schwere Rammung: mittleres Bohlenprofil, sehr gr. Bohlenlänge, sehr grobe Rammtiefe.

1) Wenn auch die Ergebnisse zum Teil nur überschläglich zusammengestellt sind, so bleibt doch im großen und ganzen das aufgezeigte Verhältnis bestehen.

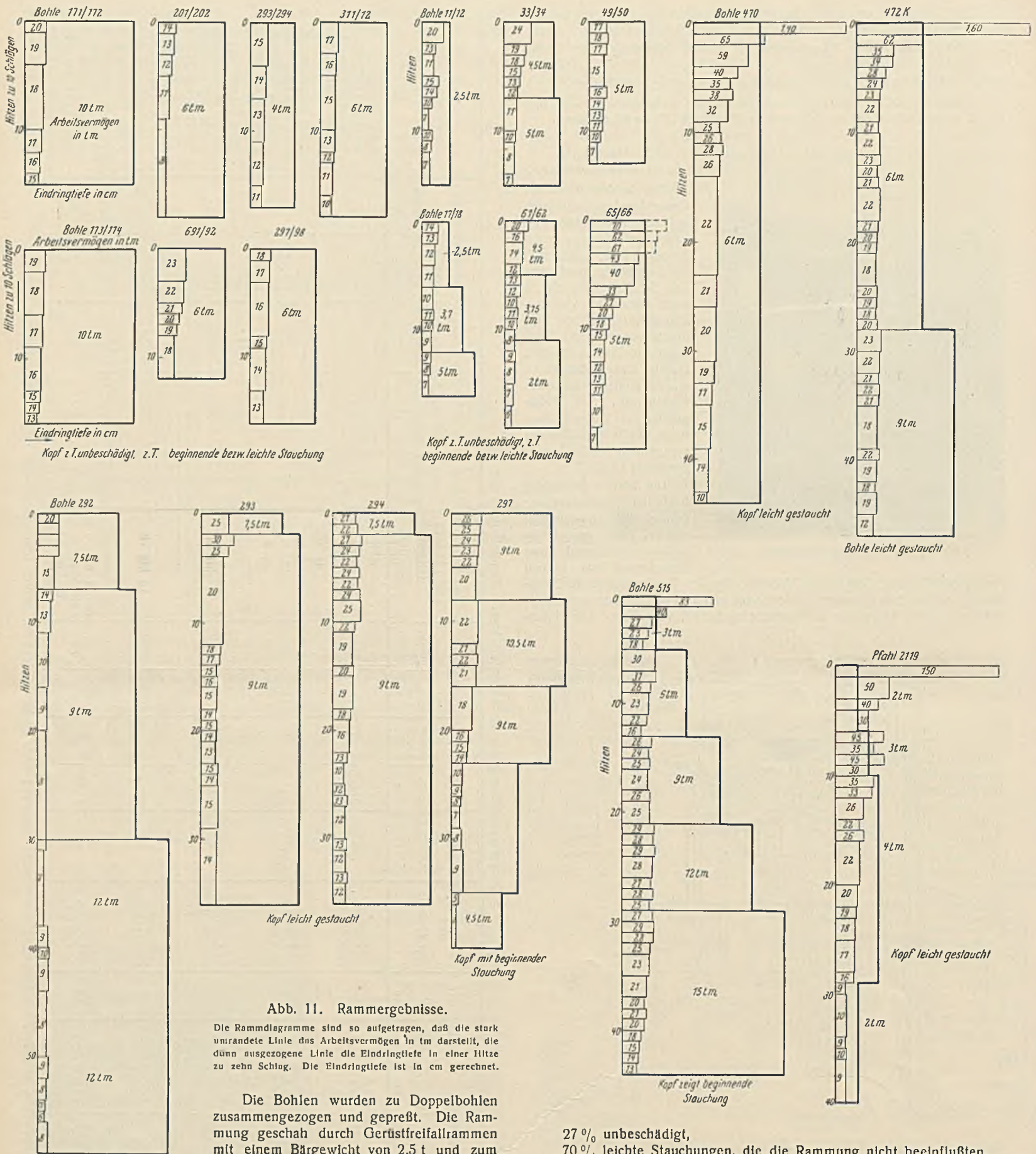


Abb. 11. Rammergebnisse.

Die Rammdiagramme sind so aufgetragen, daß die stark unrandete Linie das Arbeitsvermögen in Lm darstellt, die dünn ausgezogene Linie die Eindringtiefe in einer Hitze zu zehn Schlag. Die Eindringtiefe ist in cm gerechnet.

Die Bohlen wurden zu Doppelbohlen zusammengezogen und gepreßt. Die Rammung geschah durch Gerüstfreifallrammen mit einem Bärgewicht von 2,5 t und zum überwiegenden Teil von 2,8 t. Die Fallhöhe betrug 1 m und 2 m, die Eindringtiefe in den letzten drei Hitzten 6 bis 8 cm/Hitze, die Schlagzahl im Durchschnitt 160 Schlag, höchstens 200 Schlag/Bohle. Auch hier lagen die Bodenverhältnisse

27% unbeschädigt,  
70% leichte Stauchungen, die die Rammung nicht beeinflussten,  
3% schwere Stauchungen, die die Rammung beeinflussen.

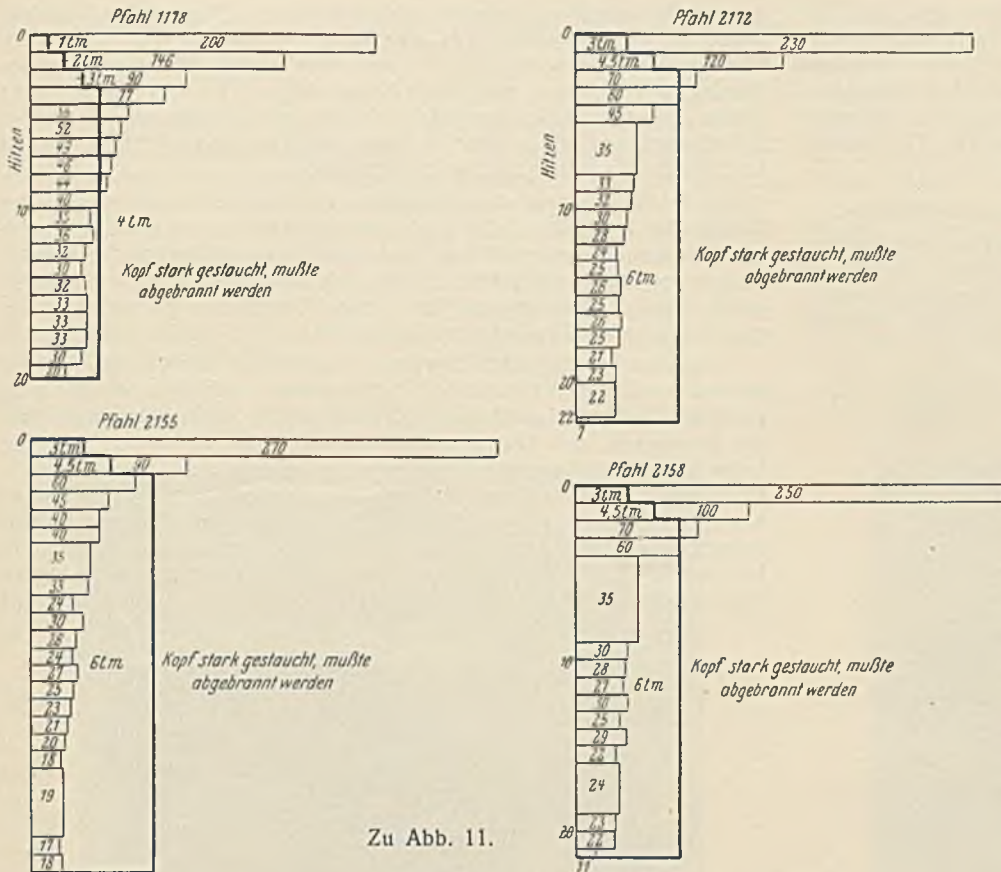
Auch hier ist das Verhältnis als durchaus günstig zu bezeichnen, und es ist im wesentlichen auf die geringe Rammtiefe und die günstige Bodenbeschaffenheit zurückzuführen.

### 3. Ufereinlassung am Weserbahnhof.

Rutschungen unter den Schuppenfundamenten und der massiven Ufermauer zwangen im Jahre 1929 die Bremische Hafenerwaltung, den wichtigen Umschlagsplatz für den Stückgutverkehr an der Weser durch Vorräumen einer Stahlspundwand vor weiterem Rutschen zu sichern.

für die Rammung günstig; dem leichteren Bohlenprofil LII mit der großen Länge stand eine verhältnismäßig geringe Rammtiefe von 6 m gegenüber.

Das Verhältnis von unbeschädigten zu beschädigten Bohlen betrug:



Zu Abb. 11.

Gleichzeitig wurde eine weitere Vertiefung der Hafensohle für spätere Zeiten bei der Ausbildung des Bauwerks berücksichtigt (Abb. 4).

Das Bauwerk besteht aus 18,60 m langen Stahlbohlen, Larssen III, St 45/52. Die Spundwand konnte an der bestehenden Ufermauer mit zwei Ankerlagen verankert werden, da diese durch den Vorbau nunmehr außerhalb des Gleitbereiches liegt. Die vorhandene Sohle blieb für die Bauausführung bestehen. Die Rammtiefe betrug im Durchschnitt 6 m, höchstens 6,5 m. Der darunterliegende Untergrund setzt sich aus einzelnen Schichten (scharfer Sand — Sand mit Steinen — grober Kies) zusammen.

Die Bohlen wurden zu Doppelbohlen zusammengezogen und gepreßt. Die Rammung geschah durch schwimmende Freifallrammen mit einem Bärgeicht von 2 t. Die Fallhöhe betrug im Durchschnitt 2,5 m, höchstens 4 m, die Eindringtiefe in den letzten drei Hitzten 20 bis 30 cm/Hitze, die Schlagzahl im Durchschnitt 100 Schlag, höchstens 150 Schlag/Bohle. Auch hier lagen die Bodenverhältnisse für die Rammung günstig; dem leichten Bohlenprofil mit der großen Länge stand eine Rammtiefe von 6 m gegenüber (Abb. 5).

Das Verhältnis von unbeschädigten zu beschädigten Bohlen betrug:  
 50% beginnende Stauchungen  
 30% leichte Stauchungen  
 18% stärkere Stauchungen  
 2% am Kopf gerissene Bohlen

die die Rammung nicht beeinflussten,  
 die die Rammung beeinflussten.

Die stärkere Beschädigung der Bohlen ergab sich durch das größere Arbeitsvermögen (5 tm bzw. 8 tm bei dem Weserbahnhof gegenüber 2,8 bzw. 5,6 tm bei den Pierköpfen der Getreideanlage).

#### 4. Uferneinfassung im Holzhafen.

Wachsende Schiffsgrößen, mangelnde Hafentiefen bei NW und nicht tief genug liegende Gründung der Uferneinfassung veranlaßten im Jahre 1930 die Hafenverwaltung, eine Spundwand vorzubauen (Abb. 6).

Die Konstruktion besteht aus 18,5 m langen Stahlbohlen, Larssen IV, aus St 37 und einer Verankerung an Eisenbetonplatten. Die vorhandene Hafensohle blieb für die Rammung bestehen, so daß die Rammtiefe 8,50 m bis 9 m betrug. Der Untergrund setzt sich aus einzelnen Schichten (grauer Sand — gelber Sand — Kies mit teilweiser Moränenablagerung, darunter feiner grauer Sand) zusammen.

Die Bohlen wurden zu Doppelbohlen zusammengezogen und gepreßt. Die Rammung geschah durch schwimmende Freifallrammen mit einem Bärgeicht von 2 t. Die Fallhöhe betrug im Durchschnitt 3 m, höchstens 5 m, die Eindringtiefe in den letzten drei Hitzten 15 bis 18 cm/Hitze, die Schlagzahl im Durchschnitt 300 Schlag, höchstens 500 Schlag/Bohle. Hier waren die Bodenverhältnisse für die Rammung wenig günstig, dem Bohlenprofil LIV stand eine große Länge und eine große Rammtiefe gegenüber (Abb. 7).

Das Verhältnis von unbeschädigten zu beschädigten Bohlen betrug:

10% beginnende Stauchungen  
 50% leichte Stauchungen  
 30% schwere Stauchungen  
 10% am Kopf gerissene Bohlen

die die Rammung nicht beeinflussten,  
 die die Rammung beeinflussten.

Der hohe Anteil an schweren Stauchungen und gerissenen Bohlen ergab sich durch das große Arbeitsvermögen von 6 tm bzw. 10 tm.

#### 5. Uferneinfassung im Hafen I.<sup>2)</sup>

Die Sohle des Hafens I war bereits in früheren Jahren schon einmal tiefer gelegt worden, reichte aber nicht mehr für den Verkehr der Schiffe bei NW aus. Da die vorhandene, nicht genügend starke, nicht tief genug hinuntergeführte und in das Hafprofil hineinreichende Pfahlgründung der Mauer eine weitere Vertiefung ohne eine den Umschlag behindernde Sohlenböschung verhinderte, wurde im Jahre 1933 von der Hafenverwaltung eine Verstärkung der Uferneinfassung auf 500 m Länge durch Vorbau beschlossen (Abb. 8).

Diese Verstärkung besteht aus dem tragenden Teil, einer Eisenbetonrostplatte, auf besonders ausgebildeten eisernen Tragpfählen<sup>3)</sup> ruhend, und einer Stahlspundwand als vorderer Begrenzung aus Stahlbohlen, Larssen IV, Resista-Stahl, 23,20 m lang. Die Spundwand ist doppelt an der bestehenden Mauer verankert, die durch den Vorbau nunmehr außerhalb des Gleitbereiches liegt. Auf die vorhandene Hafensohle wurde Sandboden etwa 2,5 m hoch aufgeklappt, um die Sicherheit der Bauausführung und die spätere Teilhinterfüllung

hinter der Stahlspundwand billig zu erzielen, so daß die durchschnittliche Rammtiefe durch den gewachsenen Boden 10 m, die größte Rammtiefe 12 m betrug. Der Untergrund besteht aus Schichten von schlammhaltigem Sand, feinem grauen Sand, grobem grauen Sand, Kies. Besondere Ramm Schwierigkeit bereiteten die sehr fest gelagerten feinen und feinsten Sandschichten (eine Art Schlamm sand), so daß zum erheblichen Teil eine weit über das übliche Maß hinausgehende Rammarbeit geleistet werden mußte.

Die Bohlen wurden zu Doppelbohlen zusammengezogen und gepreßt. Die Rammung geschah durch Freifallrammen mit einem Bärgeicht von 3 t vom Gerüst aus. Die Fallhöhe lag im Durchschnitt bei 3 m und schwankte je nach dem Bodenwiderstand von 1 bis 5 m, die Schlagzahl war im Durchschnitt 300 bis 500 Schlag/Bohle, ging aber bis auf 700 Schlag hinauf. Die Eindringtiefe in den letzten drei Hitzten betrug 6 bis 10 cm, zum Teil zogen die Bohlen zuletzt kaum noch, so daß sie am Ende der Rammung 20 bis 30 cm höher stehen bleiben mußten.

Die Bodenverhältnisse, wie die große Länge im Verhältnis zum Stahlbohlenprofil LIV, die große Rammtiefe von 10 bis 12 m und die geringe Eindringtiefe in den letzten Hitzten haben die Rammung, besonders auf der ersten Strecke des Verstärkungsbauwerkes, zu der schwierigsten gemacht, die bislang in den bremsischen Häfen ausgeführt worden ist, und die mit einem anderen der bislang verwendeten Stähle nach Ansicht der maßgebenden Herren der Hafenverwaltung nicht hätte durchgeführt werden können (Abb. 9).

Das Verhältnis von unbeschädigten zu beschädigten Bohlen betrug:  
 9,5% unbeschädigte Bohlen,  
 50,0% beginnende Stauchungen  
 40,0% leichte Stauchungen  
 0,5% am Kopf gerissene Bohlen und schwere Stauchungen, die die Rammung beeinflussten.

die die Rammung nicht beeinflussten,  
 die die Rammung beeinflussten.

Der hohe Anteil an unbeschädigten und kaum beschädigten Bohlen, der verschwindend geringe Anteil an gerissenen und schwer gestauchten Bohlen ist daher nur auf den Resista-Stahl zurückzuführen.

Wie schwierig die Rammung am Hafen I sich gestaltete, geht schon daraus hervor, daß die hinter der Stahlspundwand stehenden I-Pfähle aus St 37, obwohl sie doch allein und im Abstände von 2 m voneinander stehen, also nur die Reibung und den Spitzenwiderstand im Boden gegenüber den Stahlbohlen mit der Schloßreibung zu überwinden hatten,

<sup>2)</sup> Über das Bauwerk wird nach Fertigstellung noch eine eingehende Veröffentlichung von seiten des Hafenbauamts Bremen folgen.

<sup>3)</sup> Bei diesem Bauwerk sind zum erstenmal in Bremen gerammte Stahlpfähle mit einer besonderen, aber einfachen Konstruktion versehen, angewendet worden. Über den Erfolg des Eindringens des Stahles in die Reihe der anderen Baustoffe (Holz, Eisenbeton) und die Ergebnisse der ersten Verwendung wird gesondert berichtet werden.

und außerdem z. T. vor der Spundwanddrummung geschlagen sind, fast ohne Ausnahme leichte und schwere Stauchungen bzw. Risse, wie das Lichtbild zeigt, aufweisen. Trotzdem war bei ihnen die Rammarbeit nicht etwa größer, sondern sogar erheblich kleiner als bei den Stahlbohlen (Schlagzahl 400 bis 500 Schlag, Fallhöhe 2 m im Durchschnitt, Rammbar 2 t und 3 t, Eindringtiefe in den letzten drei Hitzen im Durchschnitt 15 bis 20 cm/Hitze) (Abb. 10).

### III. Zusammenstellung und Auswertung der Rammergebnisse.

Da es sich im vorliegenden Falle um die Feststellung der Eignung des Resista-Stahles gegenüber den bislang gebräuchlichen Stahlarten handelt, können nicht diejenigen Rammdiagramme herangezogen werden, die den ungünstigsten Fall darstellen, sondern nur solche, die den mittleren

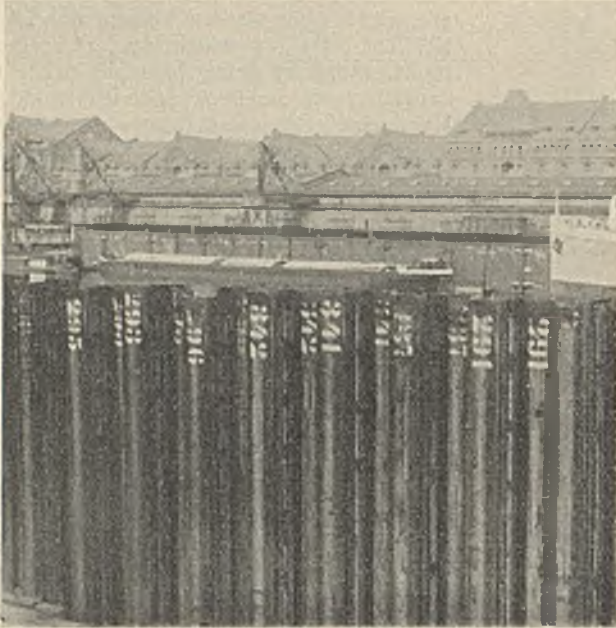


Abb. 9. Spundwand Hafen I.

Verlauf der Rammung erkennen lassen. Hierfür kommen nur solche Bauwerke in Frage, bei denen eine leichte Rammung vorlag. Diese sind:

1. Uferbefestigung am Werfthafen der AG Weser,
2. Pierköpfe der Getreideanlage,
3. Uferbefestigung am Hafen I.

Beim Bauwerk am Hafen I sind außerdem die Stahlpfähle herangezogen, weil hier bei gleichen Voraussetzungen ein unmittelbarer Vergleich zwischen St 37 und Resista-Stahl möglich ist.

Auf S. 477 ist die Übersicht der Rammergebnisse (Zusammenstellung) veröffentlicht.

Betrachtet man nunmehr die Rammdiagramme (Abb. 11) auf ihre Auswertung hinsichtlich der Eignung des Stahles hin, so ist zu berücksichtigen, daß eine Beschädigung der Bohlen immer dann auftreten wird, wenn das Verhältnis „Arbeitsvermögen zu Eindringtiefe je Schlag“ zu groß wird, d. h. je nach Stahlart kann 1 cm<sup>2</sup> Spundbohlenquerschnitt ein bestimmtes Arbeitsvermögen auffangen, das wiederum abhängig ist von der Größe des Eindringwiderstandes. Die Grenze dieses Verhältnisses wird aber praktisch früher erreicht, sobald aus irgendeinem Grunde die Spundbohlenachse nicht mit der Kraftrichtung zusammenfällt. Dann können zusätzliche Beanspruchungen der Bohlen verursacht werden durch:

- a) Rammergerät:
  - zu lose Führung des Rammhärens,
  - ungeeignete Rammhaube,
  - mangelhafter Zustand des Futterholzes,
  - loses Aufsitzen der Rammhaube auf der Bohle;
- b) Spundbohle:
  - Zustand der Bohlen,
  - unzureichende Führung;
- c) Untergrund.

Wenn auch diese zusätzlichen Einflüsse kaum zu erfassen sind, so läßt doch schon ein Vergleich der angegebenen Rammdiagramme zwei Gesichtspunkte klar hervortreten:

1. Spundbohlen in den Bauwerken AG Weser und Pierköpfe gegenüber den Spundbohlen am Hafen I: bei den ersten beiden herrschen

geringe Schlagzahlen, geringes Arbeitsvermögen mit normalen Eindringtiefen vor und, wo größeres Arbeitsvermögen vorhanden ist, auch größere Eindringtiefen. Das Ergebnis ist also eine geringe Beanspruchung des Stahles und trotzdem eine hohe Schädlichkeitsziffer. Im Gegensatz hierzu stehen die Ergebnisse vom Hafen I mit hohen Schlagzahlen, großem Arbeitsvermögen, einer zum Teil sehr geringen Eindringtiefe und einer verhältnismäßig sehr günstigen Schädlichkeitsziffer.

2. Vergleicht man die Ergebnisse der Stahlpfähle mit denen der Stahlbohlen am Hafen I, also unter den gleichen schwierigen Untergrundverhältnissen, so erkennt man die hohe Schädlichkeitsziffer bei den Pfählen trotz eines nicht übermäßig großen Arbeitsvermögens und verhältnismäßig großer Eindringtiefe. Im starken Gegensatz hierzu steht die günstige Schädlichkeitsziffer bei den Stahlbohlen.

Aus den vorliegenden Ergebnissen geht klar hervor, daß der Ingenieur nach der Wahl des Stahlbohlensystems sich sehr sorgfältig zu überlegen hat, welches Bohlenprofil und welche Stahlart dem Charakter des Bauwerkes, den Untergrundverhältnissen, der Rammtiefe und der freien Länge sich am zweckmäßigsten anpassen wird. Theoretische Ersparnisse beim Einkauf von Bohlen durch Wahl einer billigeren Stahlart können zu Unkosten führen, die diese Ersparnisse um das Mehrfache überwiegen, wenn nicht gar die Ausführung mit dem gewählten Bohlenprofil in Frage stellen. Vergleicht man nunmehr die untersuchten Stahlarten hinsichtlich ihrer Eignung beim Rammen miteinander, so ergibt sich, daß



Abb. 10. Stahlpfähle Hafen I.

von den vier Stählen der neue Resista-Stahl sich fraglos bislang am besten bewährt hat, zumal die Wahl dieses Baustoffes eine hohe Wirtschaftlichkeit ergab.

Welche Vorteile haben sich nun mit der Verwendung des Resista-Stahles für das Bauwerk am Hafen I gegenüber den anderen Stahlarten der übrigen Hafenbauwerke im Bremer Hafen gezeigt?

1. Trotz großer Bohlenlänge, schweren Rammbodens und großer Rammtiefe ein leichteres Bohlenprofil;
2. trotz zum Teil sehr hoher Rammarbeit eine nur geringe Anzahl von schweren Stauchungen oder Rissen;
3. keine Unterbrechung der Rammung durch Abschneiden der Stahlbohlen infolge schwerer Beschädigung der Bohlenköpfe;
4. günstige Rammfähigkeit infolge der Starrheit des Bohlenprofils;
5. Verringerungen von Verkantungen oder Verdrehungen der Bohlen als Folgeerscheinungen schlechter Rammung, schlechten Untergrundes, weichen oder zu spröden Stahles, zu leichten Bohlenprofilen.

### IV. Zusammenfassung.

Die Bodenverhältnisse in Bremen umfassen feine und grobe diluviale Sand- und Kiesschichten, unter denen zum Teil Ton in größerer Mächtigkeit ansteht, auf dem wiederum Findlinge (Moränenablagerungen) angetroffen werden können. Abgesehen von den in Süddeutschland vorhandenen zusammenhängenden Geröll- und Nagelfluhschichten konnte mit den angetroffenen leichten und schweren Bodenschichten, mit den verschiedenen Profilen, Ramm-tiefen, freien Längen und Stahlarten die Vergleichsmöglichkeit sich sehr umfangreich gestalten lassen.

Zusammenfassend ergibt sich auf Grund der Rammungen am Hafen I in Bremen im Vergleich zu den früheren Rammungen daselbst der Beweis der hohen Eignung des Resista-Stahles, der die Vorteile des St 37 mit den Vorteilen der hochwertigen Stähle verbindet, für die Herstellung von Spundwänden. Es ist dem Hafenbauamt Bremen zu danken, daß es diesen neuen Stahl bei einem umfangreichen und schwierigen Bauwerk zur Anwendung gebracht hat.

Alle Rechte vorbehalten.

## Der Neubau der Jannowitzbrücke in Berlin.

Von Dipl.-Ing. La Baume, Magistratsoberrat, Berlin.

(Schluß aus Heft 33.)

Die Aufstellung der Stahlkonstruktion begann Ende November 1931 mit der behelfmäßigen Aufhängung der Bürgersteigkonsolen an den Rüstungsträgern und dem Auslegen der Zugbänder (Abb. 22). Danach wurden die Untergurtstücke des Hauptträgers eingebaut, die mit Hilfe von Hilfstraversen und Hubpressen auf den Rüstungsträger gelegt wurden. Nach der Aufstellung der Endpfosten und Füllungsstäbe konnten die Obergurtstücke eingebracht werden. Die oberen Querrahmen wurden auf der Südseite der Baustelle stehend zusammengebaut, vernietet und in einem Stück durch den Kran eingesetzt; der schwerste Rahmen hatte ein Gewicht von 38 t (Abb. 23).

Vor dem Vernieten wurde das System derart ausgerichtet, daß der Hauptträger bei einer entsprechenden Überhöhung eine Verkürzung von

wurden. Im April wurden beide Hauptträger von den Rüstungsträgern in der Weise abgesetzt, daß die unter den Untergurten angeordneten Pressen gelöst wurden. Da die Rüstungsträger infolge der Durchbiegung der Hauptträger durch diesen Vorgang allein jedoch nicht außer Last gesetzt werden konnten, mußten die Hauptträger durch Wasserdruckpressen noch um 28 mm angehoben werden. Erst nach vollständiger Vernietung der Hauptträger und Entlastung der Rüstungsträger konnte ab Ende April die Fahrbahn im doppelschichtigen Betrieb eingebaut werden. Nach dem Einhängen der mittleren Hängestangen mußte zunächst der Hauptlängsträger, der als Träger auf mehreren Stützen berechnet ist, in voller Länge eingebaut (Abb. 25) und vernietet werden, bevor die übrige Fahrbahnkonstruktion eingesetzt werden konnte. Diese und der obere Längs-

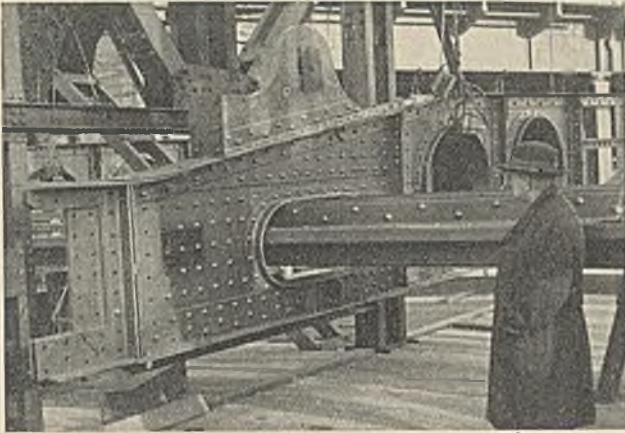


Abb. 22. Durchstecken des Zugbandes durch die Fußwegkonsolen.



Abb. 23. Einbau eines oberen Querrahmens.

26 mm zeigte. Dieses Ausrichten geschah durch die unter die Untergurte gesetzten Hubpressen von 200 t Tragfähigkeit; die in die Gurtungen eingebauten Hilfstraversen waren so ausgebildet, daß jederzeit ein Auswechseln der Pressen durch zwei weitere Pressen möglich war. Beim Ausrichten mußte auf die nicht unbedeutenden Durchbiegungen der Rüstungsträger Rücksicht genommen werden. Für die verschiedenen Belastungszustände beim Zusammenbau der Hauptträger wurden genaue Biegungslinien berechnet, die wegen der Verschraubung der Rüstungsträger noch durch gewisse Erfahrungswerte ergänzt wurden. Die gemachten Annahmen haben sich als richtig erwiesen, so daß die beiden Bogen ohne Schwierigkeit und mit größter Genauigkeit bereits Ende Januar geschlossen werden konnten.

Die Bauverwaltung hatte den Zusammenbau aller Hauptkonstruktionen in der Werkstatt vorgeschrieben (Abb. 24). Daher konnte der größte Teil aller Nietlöcher bereits im Werke auf volles Maß gebohrt werden. Die Vorschrift hat sich als sehr zweckmäßig und wirtschaftlich erwiesen, da ein gutes Zusammenpassen aller Konstruktionen auf der Baustelle und ein schneller Zusammenbau erreicht wurde.

Die Vernietung begann Anfang Februar und wurde laufend durch sechs bis sieben Nietkolonnen durchgeführt, während gleichzeitig die seitlichen Hängestangen eingesetzt und die an den unteren Rahmenecken der Endquerträger zur Verstärkung erforderlichen Schweißarbeiten ausgeführt

riegel (Abb. 26) waren die letzten Teile, die mit dem Portalkran eingebaut wurden.

Die Schlußarbeiten der Montage (Fußweglängsträger u. dgl.) wurden nach Abbruch des Kranes und der Rüstungsträger, deren Teile unter behelfmäßiger Auflagerung auf die Brückenquerträger unmittelbar in untergefahrenen Kähnen geladen wurden, mit Hilfe von einfachen Schwenkmasten durchgeführt und waren Ende Juli beendet (Abb. 27).

Die während der Aufstellung der Brücke einzuhaltende Durchfahrthöhe für die Schifffahrt bedingte die Montage in erhöhter Lage und eine Absenkung um 1,75 m. Für diese Absenkung wurden auf der Nordseite der Brücke Hartholzstapel und Wasserdruckpressen mit feststellbaren Kolbenringen (Abb. 28), auf der Südseite Perpetuum-Pressen und Schienenstapel verwendet (Abb. 29 u. 30). Die Pressen hatten eine Tragfähigkeit von je 200 t. Auf jeder Brückenseite wurden acht Pressen gebraucht, die unter die für die Absenkung besonders an die Lageraschen angegossenen Pratzen angesetzt wurden. Diese Pratzen sind nach der Absenkung abgebrannt worden. Die Wirkungsweise der Perpetuum-Hebeböcke darf als bekannt vorausgesetzt werden; ihr Vorteil liegt vor allem darin, daß ohne Umsetzen der Hebeböcke und ohne Absetzen der Last beliebige Hubhöhen erreicht werden können. Die an Stelle der sonst üblichen Hartholzstapel auf der Südseite verwendeten eisernen Schienenstapel haben sich sehr gut bewährt; die bei den Perpetuum-Hebeböcken fehlende Sicherung durch Feststellringe wurde durch Stapel von 10 mm dicken Eisenplatten ersetzt, die mit fortschreitendem Absenken

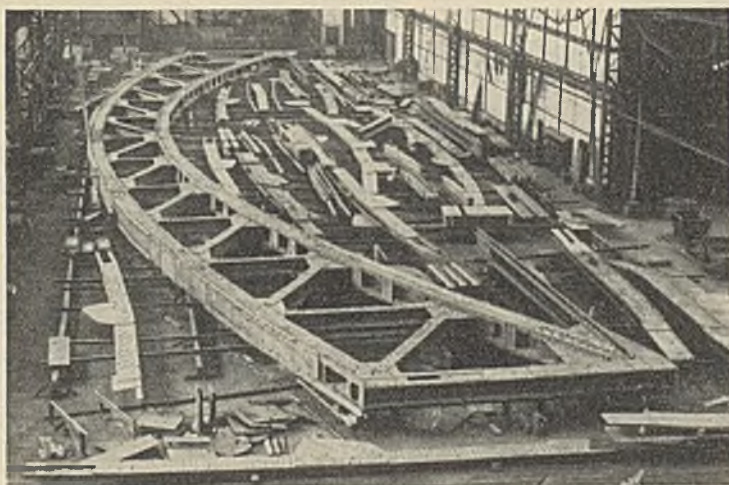


Abb. 24. Auslegen eines Hauptträgers in der Werkstatt.

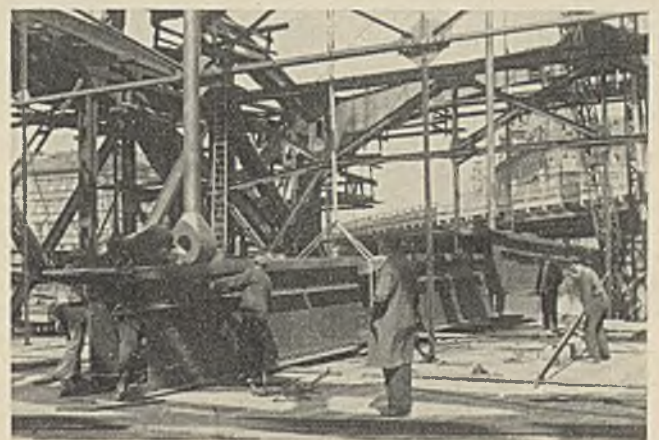


Abb. 25. Einhängen des Hauptlängsträgers in die mittleren Hängestangen.



Abb. 26. Aufsicht auf den oberen Windverband (Rahmenverband).

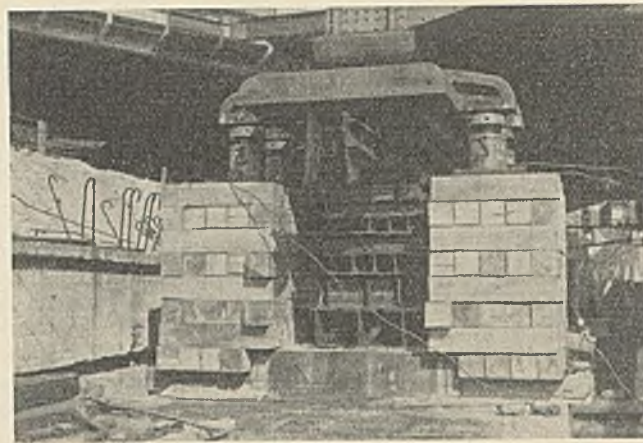


Abb. 28. Absenkung mit Hartholzstapel auf der Nordseite.

einzelnen entfernt wurden. Ein plötzliches Absinken oder Schiefstellen der Last infolge Versagens eines Perpetuum-Hebebockes war also nicht möglich. Zum Antrieb der Hubpressen dienten zwei elektrische Preßpumpen, der Absenkvorgang vollzog sich in elf Arbeitstagen, so daß eine durchschnittliche Leistung von 16 cm/Tag erzielt wurde.

Die während der Montage angestellten Messungen bezogen sich nicht nur auf die richtige Lage der Hauptträger, sondern auch auf die durch die Belastung auftretenden Formänderungen. So wurde festgestellt, daß sich das Zugband bei Fertigstellung des Überbaues beim westlichen

Besonders großer Wert wurde auf die bequeme Zugänglichkeit aller Konstruktionsteile und auf die Ableitung auch der kleinsten Wassermengen gelegt. So wurden die Stellen der Obergurte, auf denen sich trotz der Neigung an den oberen Lamellenenden Wasser ansammeln kann, diesem durch Aufschweißen von keilförmigen oder dreieckförmigen Stücken und durch Ansetzen kleiner Rohrenden die Möglichkeit des Abflusses geschaffen (Abb. 31). An den Durchdringungsstellen der Hauptträgerkonstruktion durch die Fahrbahn bilden sich bekanntlich die gefährlichsten Rostansatzstellen. Daher wurde um die Endpfosten und den unteren Teil der anschließenden Untergurte ein Kranz angeschweißt, der über einen im Bürgersteig angeordneten Abschlußring der Gehbahn herübergreift, so daß das von oben ablaufende Wasser auf den Bürgersteig gelangen muß.

Die unteren Gelenke der seitlichen Hängestangen sind durch eine abnehmbare Haube geschützt, deren Unterteil ebenso ausgebildet ist wie der Kranz des Endpfostens und oben durch eine Bleidichtung an den Schaft der Hängestangen angeschlossen ist.

Der über die Fahrbahn hinausgehende Teil des mittleren Hauptlängsträgers ist durch eine starke Asphalttschicht abgedeckt; das von ihr ablaufende Wasser wird durch einen außen als Tropfnase angesetzten Randwinkel abgeleitet, der gleichzeitig die am Hauptlängsträger hochgeführte Fahrbahndichtung schützt (vgl. Abb. 19).

Die Zugänglichkeit aller Konstruktionen läßt sich bei dem gewählten System verhältnismäßig einfach erreichen. Die Begehbarkeit der geschlossenen Querschnitte des Endrahmens wurde schon erwähnt; an die unteren Gelenke der Hängestangen kann man durch Hochnehmen der Schutzglocken herankommen, bei den mittleren Hängestangen sind im Hauptlängsträger herausnehmbare Platten angeordnet worden, um die Bolzengelenke untersuchen zu können.

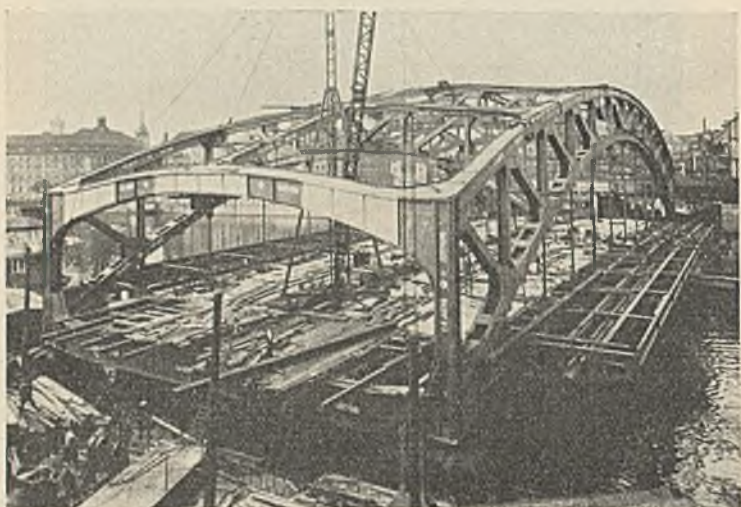


Abb. 27. Fertiggestellter Überbau vor der Absenkung.

Hauptträger um 6 mm, beim östlichen Hauptträger um 7 mm gereckt hatte. Diese Reckung ist nicht allein auf die Materialdehnung, sondern auch auf die Verlängerung der einzelnen Zugbandstöße zurückzuführen. Die rechnerische Durchbiegung des Hauptträgers durch Eigengewicht beträgt  $41,8 \text{ mm} = 1/1720 l$  und durch Verkehrslast  $95,3 \text{ mm} = 1/760 l$ . Eine Messung der Durchbiegung durch Eigengewicht und der Reckung des Zugbandes durch das volle Eigengewicht der Brücke wird noch vorgenommen werden.

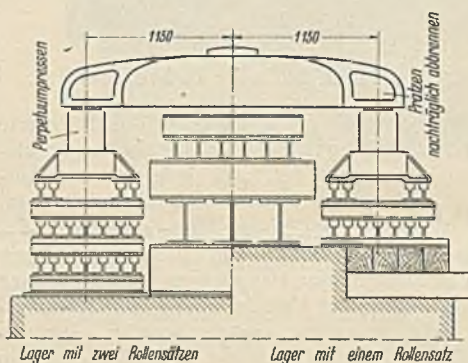


Abb. 29. Vorrichtung zum Absenken des Überbaues auf der Südseite.



Abb. 30. Absenkung mit Schienenstapeln auf der Südseite (Brücke teilweise gesenkt).

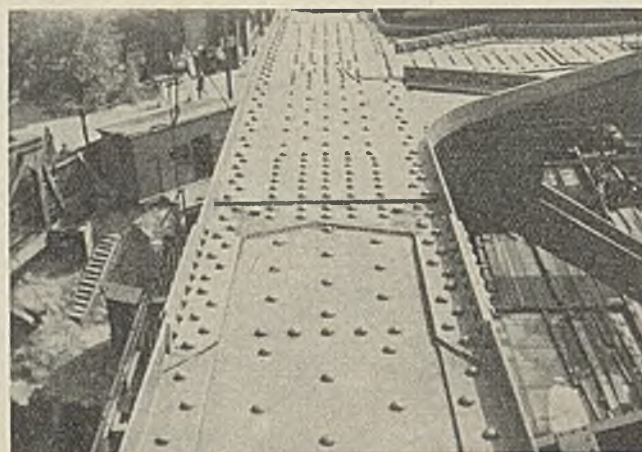


Abb. 31. Schweißraupen am Obergurt zur Verhinderung von Wasseransammlungen.



Um auch den Endquerträger bequem unterhalten zu können, ist die den oberen Abschluß des Widerlagers bildende Schildmauer in einem Abstände von 2,8 m vom Endquerträger angeordnet worden. Am südlichen Widerlager ist hier die fingerförmige Fahrbahndehnung eingebaut, die nach unten entwässern muß. Die verhältnismäßig große Breite zwischen Endquerträger und Schildmauer bietet die Möglichkeit, diese sehr wichtige Entwässerung so auszubilden, daß die oftmals verschmutzte Anlage gereinigt werden kann (Abb. 32). Dabei ist gleichzeitig Vorsorge getroffen worden, das Überspritzen der Wassermengen zu verhindern.

Die Ausbildung der Fahrbahn geschieht bei den Berliner Straßenbrücken, die Straßenbahngleise aufzunehmen haben, in der Hauptsache von dem Gesichtspunkte aus, den Schienen eine möglichst starke Betonunterlage zu verschaffen. Bei 16 cm Schienenhöhe und 2 cm Asphaltunterguß ergibt sich eine Mindestdicke der Fahrbahn von 30 cm über der Dichtung; bei nur 2 cm Schutzschicht, die man jedoch als tragend nicht rechnen kann, dient also eine 10 cm dicke Betonplatte als Schienenunterlage (vgl. Abb. 19). Diese Dicke hat sich bei lebhaftem Straßenbahnverkehr als Mindestmaß ergeben; denn bei den außerordentlich starken Bewegungen der Schienen, die dauernd wellenförmig über die Fahrbahn herübergehen, wird die Unterlage sehr stark beansprucht. Man sollte danach die Gesamthöhe der Fahrbahn oberhalb der Querträgerlamellen nicht unter 35 cm wählen. Das hierdurch bedingte hohe Eigengewicht kann durch Wahl eines leichteren Betons unterhalb der Dichtung etwas herabgemindert werden. Im vorliegenden Falle wurde Synthoporitbeton gewählt. Das Material ist ein Abfallerzeugnis aus dem Elektroofen; seine Eigenschaften ähneln denen des Bimsmaterials, d. h. seine Wasseraufnahmefähigkeit ist sehr groß, so daß er vor der Verwendung reichlich gewässert werden muß, um dem Zement nicht das für den Abbindevorgang notwendige Wasser zu entziehen. Bei richtiger Handhabung dieser Vorsichtsmaßregel erreicht der Synthoporitbeton recht hohe Festigkeiten. Nach den vom Technischen Untersuchungsamt der Stadt Berlin vorgenommenen Versuchen wurden bei richtiger Korngrößenwahl — der Synthoporit ist in zwei verschiedenen Korngrößen lieferbar — und einem Mischungsverhältnis von 1:3 nach GT Würfestigkeiten von 60 bis 160 kg/cm<sup>2</sup> nach 8 Tagen und von 70 bis 205 kg/cm<sup>2</sup> nach 28 Tagen erzielt. Das Raumgewicht schwankt zwischen 1290 und 1750 kg/m<sup>3</sup>.

Im Bereich des Straßenbahnkörpers ist die Fahrbahn mit Kleinsteinpflaster in Kiesbettung befestigt, während die dem allgemeinen Verkehr dienenden Seitendämme Rauhasphalt aufweisen. Für die Bordschwellen des Inselstreifens zwischen Fahrbahn und Straßenbahnkörper sind neuartige Profile verwendet worden, die ein Begehen dieses Streifens verhindern sollen. Die die gesamte Fahrbahnkonstruktion abschließende Dichtung besteht — nach den bei der Stadt Berlin bestehenden Bestimmungen — aus einer doppelten Lage von einseitig überzogener Asphaltbitumenpappe mit drei Anstrichen aus reinem Asphaltbitumen. An den Bordschwellen ist sie bis unter die Bürgersteige hochgezogen, so daß das von diesen ablaufende Wasser nicht in die Fahrbahnkonstruktion eindringen kann. Entsprechend der Fahrbahnoberfläche hat die Dichtung natürliches Gefälle nach den Brückenden und ist auf der Nordseite bis über die Schildmauer herübergezogen worden. Da die Fingerdehnung des südlichen Widerlagers die natürliche Entwässerung der Dichtung verhindert, ist sie hier bei sämtlichen Buckelplatten muldenförmig vertieft angelegt worden und an eine Tünnenentwässerung angeschlossen, die mit der Entwässerung der Dehnung in Verbindung steht (vgl. Abb. 32).

Das erstrebenswerte Ziel, auch die Bürgersteige mit einer gleichen Dichtung zu versehen, läßt sich bei Stahlkonstruktion oft nicht erreichen. Die aus 8 cm dicken Eisenbetonplatten bestehenden Gehbahnen sind daher durch eine 2,5 cm dicke Asphaltenschicht besonderer Zusammensetzung abgedeckt worden. Zahlreiche Leitungen haben in den Bürgersteigen Platz gefunden, jedoch ist, da die Leitungsverwaltungen wohl aus Mangel an Mitteln ihr zunächst beabsichtigtes Bauprogramm nicht annähernd ausgeführt haben, etwas Platzreserve vorhanden.

Die aus Mannstädt-Profilisen bestehenden 1,10 m hohen Bürgersteigegeländer sind teilweise geschweißt. Zur Verhinderung des Querverkehrs ist der Bürgersteig gegen die Fahrbahn durch ein niedriges Geländer abgeschlossen, das in der Linie der Außenkanten der Hauptträger liegt und dadurch verhindert, daß Fußgänger über die Schutzglocken der Hängestangen stürzen. Ein gleiches Geländer ist in der Brückenachse zwischen den Gleisen der Straßenbahn angeordnet.

Die Rampen der Alexanderstraße und Brückenstraße mußten wegen der für die Schifffahrt geforderten Durchfahrhöhe beträchtlich erhöht werden. Diese Arbeiten wurden unter teilweiser Beibehaltung des Verkehrs ausgeführt. Die Erdgeschosse der durch die Rampenerhöhung betroffenen Häuser mußten ebenfalls umgebaut werden. Die Rampen haben jetzt eine Neigung von 1:50; nur an einer Stelle unter der Reichsbahn ließ sich die stärkere Neigung von 1:45 nicht vermeiden.

Zur Herstellung einer bequemen Verbindung zwischen Reichsbahn

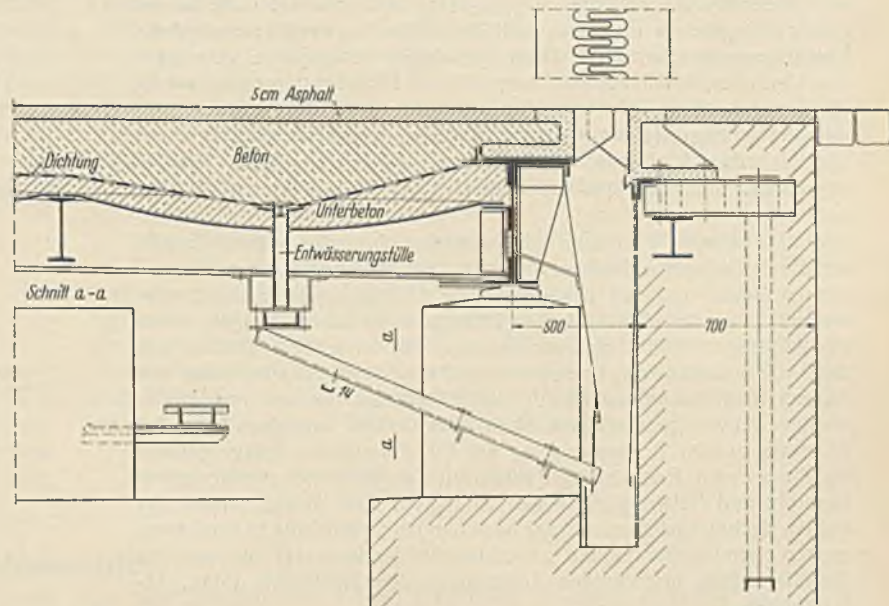


Abb. 32. Fahrbahnauszug und Entwässerung am Südeude der Brücke.

und Brücke ist an dem Reichsbahnviadukt oberhalb der Brücke eine auf die Viaduktwand und die Ufermauer abgestützte Gehbahn angebaut worden, über die man zu den Schalteranlagen der Reichsbahn gelangt. Gleichzeitig dient diese Decke zur Ableitung des vom Bahnhof kommenden Verkehrs, wobei Zu- und Abgang voneinander getrennt sind; außerdem ist ein unmittelbarer Zugang zur U-Bahn von dieser Decke aus möglich.

Neben zahlreichen kleineren und mittleren Firmen, die an dem

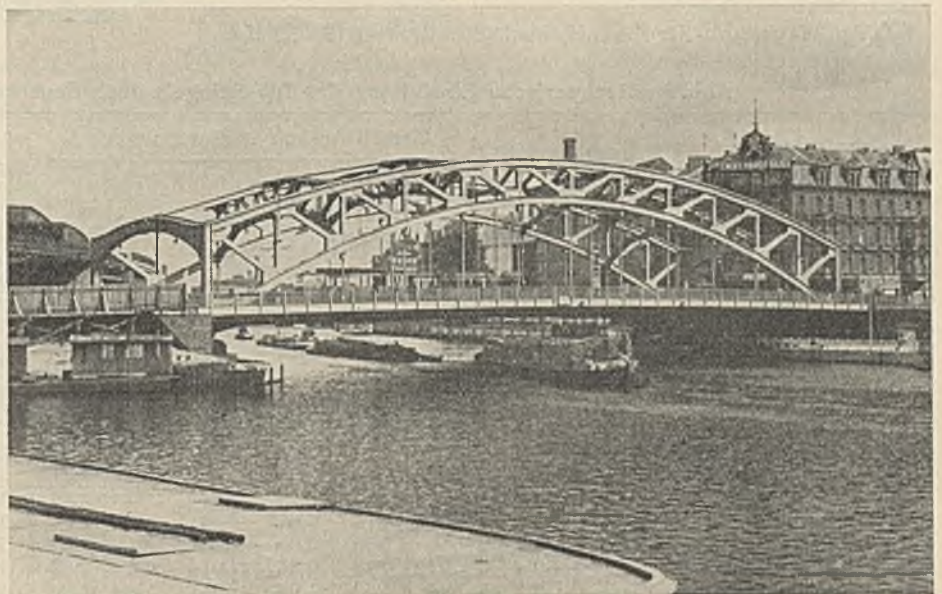


Abb. 33. Ansicht der fertigen Brücke vom Rolandufer aus gesehen.

Bau der Brücke beschäftigt werden konnten, seien folgende Werke genannt:

Die Fundamente und Ufermauern sowie die U-Bahntunnel wurden der Siemens-Bauunion übertragen; die Stahlkonstruktion der Straßenbrücke lieferten C. H. Jucho, Dortmund, und Steffens & Nölle, Berlin. Die gesamte Aufstellung lag in den Händen der Firma C. H. Jucho.

Das Bauwerk wurde am 7. Dezember 1932 landespolizeilich abgenommen und dem Verkehr übergeben. Abb. 33 zeigt das fertige Bild vom Rolandufer aus gesehen nach Entfernung der Notbrücke (April 1933) und Wiederherstellung des südlichen Ufergeländes (Juni 1933).

Alle Rechte vorbehalten. **Ein neues Verfahren für hydraulische Berechnungen im Flußbau.**

Von Regierungsbaurat Straat, Duisburg.

Die meisten im Flußbau verwendeten Abflußformeln für natürliche offene Gerinne sind unter Voraussetzungen gebildet, die in der Örtlichkeit des Flusses nicht immer zutreffen; man kann ferner selbst von einer guten, unter Umständen besonders aufgestellten und daher für die Flußstrecke geeigneten Abflußformel nicht immer richtige Ergebnisse erwarten, weil Meßfehler bei der Stromaufnahme häufig unvermeidbar sind. Diese mehrfache Fehlerquelle veranlaßt den Verfasser, bei der Aufstellung größerer Flußregulierungsentwürfe, und zwar solcher, bei denen die beabsichtigten Profiländerungen in verhältnismäßig kleinen Grenzen blieben, mehr Gewicht auf ein vergleichendes hydraulisches Rechnungsverfahren zu legen, das geeignet ist, die Fehlerquellen möglichst zu vermindern oder ganz auszuschalten.

Nach diesem Verfahren wird zunächst das erforderliche Gefälle für die bestehenden Flußquerschnitte nach den gemessenen hydraulischen Daten und mit der gewählten Abflußformel abschnittsweise errechnet. In der Mehrzahl aller Fälle wird es dabei genügen, einen gleichförmigen Abfluß vorzusetzen. Das errechnete Gefälle mit dem vorhandenen eingemessenen in Beziehung gebracht, kann auf Anhieb gut zusammenfallen, wird aber fast immer mehr oder weniger Abweichungen nach oben oder unten aufweisen. Es hat dann als zweiter Rechnungsgang die Errechnung des Spiegelgefälles für die neuen Regulierungsquerschnitte unter Benutzung derselben Formeln und Beiwertgleichungen zu folgen. Die Abweichungen der beiden Rechnungslinien, mit der bestehenden Gefällslinie in Beziehung gesetzt, ermöglichen einen zuverlässigen Maßstab für die aus der Regulierung zu erwartenden Änderungen der Gefällslinie (Stau, Absenkungen).

Bei den zwei Vergleichsgängen spielt naturgemäß die zu wählende Beiwertgleichung und auch ihre örtliche Eignung und Zuverlässigkeit nicht die Rolle, die sie für eine einfache Rechnung haben müßte. Voraussetzung ist natürlich für beide Rechnungsgänge die Benutzung derselben Formel und Beiwertgleichung. Aus der zur Verfügung stehenden großen Zahl von Beiwertgleichungen scheiden bei diesem Verfahren zweckmäßig diejenigen aus, die etwa vom Gefälle oder von anderen Größen ausgehen, die für die neuen Querschnitte zunächst noch nicht bekannt sind. Unter anderem darf als vorteilhaft für solche Vergleichsrechnungen die Beiwertgleichung von Hermanek angesprochen werden<sup>1)</sup>, da sie den Beiwert  $c$

<sup>1)</sup> Vgl. Weyrauch-Strobel, Hydraulisches Rechnen 1930, S. 152.

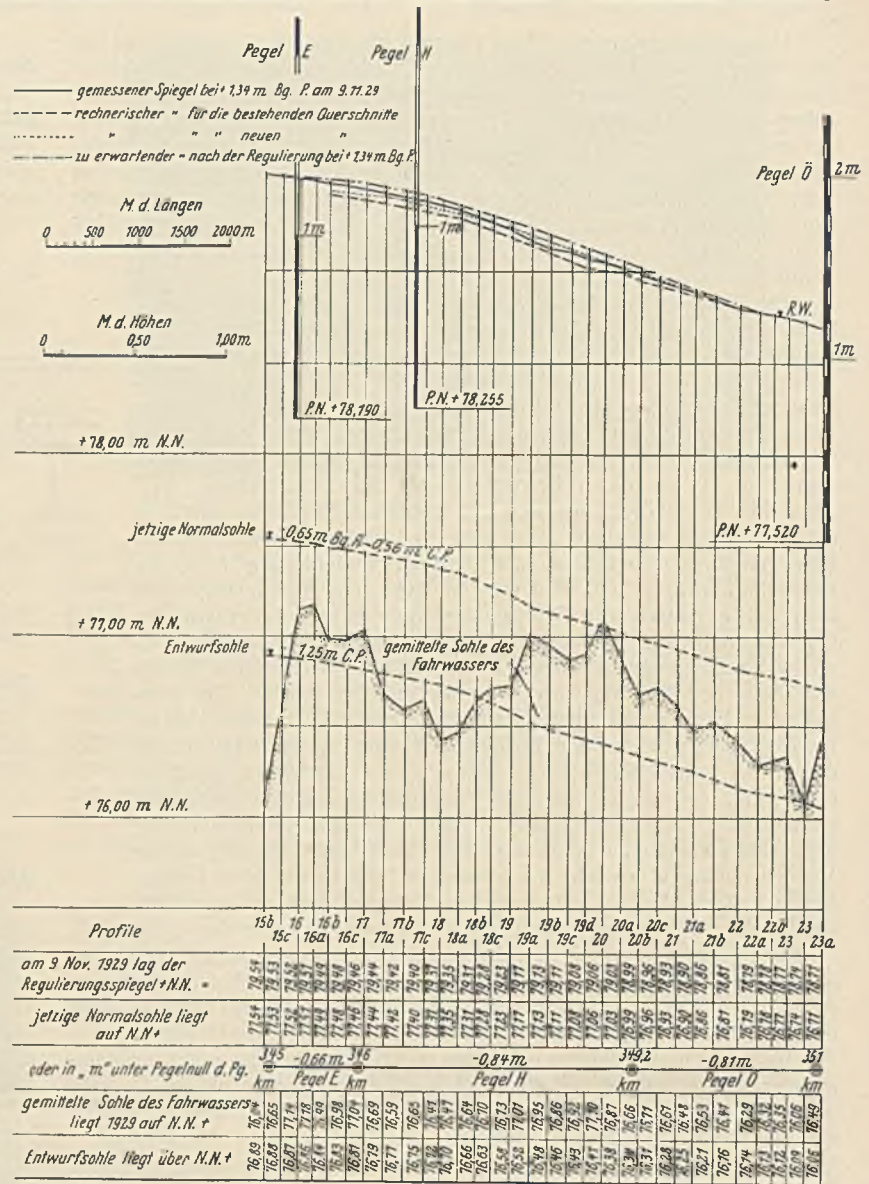


Abb. 1.

Abb. 2. Rechnerische Einstellung des RW-Spiegels nach dem Ausbautentwurf 1929 für  $Q = 410 \text{ m}^3/\text{sek}$ .

Profil	Bei + 1,34 m Bg. Bg.			Zusatz aus Baggerung	Abzug aus Einschränkung	Gemäß Ausbau 1929er Entwurfs						Entfernung $\Delta l$	$c_m$ (Hermanek)	$Q = 410 \text{ m}^3/\text{sek}$			Ordinaten d. W.-Sp. errechnet	Profil
	$F$ alt	$B$ alt	$t_m$ alt			$F$ neu	$B$ neu	$t_m$ neu	mittleres					$Q^2 \cdot \Delta l$	$F^2 \cdot c_m^2 \cdot t_m$	$Q^2 \cdot \Delta l / F^2 \cdot c_m^2 \cdot t_m$		
	$\text{m}^2$	$\text{m}$	$\text{m}$			$\text{m}^2$	$\text{m}$	$\text{m}$	$\text{m}^2$	$\text{m}$	$\text{m}$			in Mill.	in Mill.	neu		
22a	630	324	1,94	25	30	625	324	1,92									78,78	22a
22	643	324	1,99	40	50 + 38	595	317	1,88	610	321	1,90	180	39,0	303	1080	0,03	78,81	22
21b	600	291	2,06	54	67 + 43	544	284	1,91	569	300	1,89	280	39,9	407	970	0,05	78,86	21b
21a	580	261	2,22	46	82	544	254	2,14	544	269	2,02	215	40,5	362	990	0,04	78,90	21a
21	560	248	2,26	58	85	533	248	1,90	539	251	2,14	210	41,0	353	1050	0,03	78,93	21
20c	545	247	2,21	55	90	510	247	2,03	522	248	2,10	185	40,9	311	955	0,03	78,96	20c
20b	565	249	2,27	60	90	535	249	2,15	523	248	2,11	210	40,9	353	970	0,04	79,00	20b
20a	610	275	2,21	75	98	587	275	2,13	561	262	2,14	190	41,0	320	1135	0,03	79,03	20a
20	582	272	2,14	64	95	551	272	2,01	569	273	2,08	195	40,8	328	1125	0,03	79,06	20
19d	520	250	2,08	80	100	550	250	2,00	526	261	2,01	180	40,4	303	905	0,03	79,09	19d
19c	515	246	2,09	67	80	502	246	2,36	501	248	2,02	195	40,5	328	865	0,04	79,13	19c
19b	505	262	1,93	68	70	503	262	1,94	503	254	1,98	180	40,3	303	815	0,04	79,17	19b
19a	505	284	1,77	75	—	580	284	2,04	542	273	1,99	205	40,4	345	955	0,04	79,21	19a
19	520	285	1,82	74	—	594	285	2,08	587	285	2,06	195	40,7	328	1180	0,03	79,24	19
18c	550	263	2,09	28	—	578	263	2,20	586	274	2,14	240	40,8	404	1225	0,03	79,27	18c
18b	540	246	2,20	20	—	560	246	2,28	569	255	2,24	225	41,6	378	1250	0,03	79,30	18b
18a	545	231	2,36	4	—	549	231	2,38	555	239	2,33	200	42,0	337	1265	0,03	79,33	18a
18	592	242	2,44	2	—	594	242	2,45	572	237	2,42	200	42,3	337	1415	0,03	79,35	18
17c	617	248	2,48	11	—	628	248	2,53	611	245	2,49	175	42,8	294	1700	0,02	79,37	17c
17b	632	266	2,37	0	—	632	266	2,37	630	257	2,45	205	42,7	345	1770	0,02	79,39	17b
17a	705	290	2,43	8	—	713	290	2,46	673	278	2,42	215	42,5	362	1975	0,02	79,41	17a
17	750	318	2,36	30	—	780	318	2,45	747	304	2,46	195	42,7	328	2500	0,01	79,42	17
16c	780	373	2,09	40	135	750	297	2,52	765	308	2,49	195	42,8	328	2670	0,01	79,43	16c
16b	777	355	2,19	45	170	737	283	2,60	744	290	2,56	210	43,0	353	2620	0,01	79,44	16b
16a	722	346	2,08	56	170	743	316	2,34	740	300	2,47	170	42,7	286	2470	0,01	79,45	16a

<sup>\*</sup>) Diese Einschränkungsfächen am Ufer sind nur hydraulisch halbwertig im Vergleich zu den Vertiefungsfächen gerechnet.

lediglich als Funktion der Profiltiefe ausdrückt, z. B.  $c = 34 \sqrt[4]{t}$ . Man kann also beim zweiten Rechnungsgang mit den neuen Regulierungsquerschnitten ohne Versuchsrechnungen die  $c$ -Werte bereits den veränderten Beiwertbedingungen mit Hilfe der einfachen Formel anpassen, was ihren Vergleichswert außerordentlich erhöht.

Nachfolgend soll ein der Praxis unmittelbar entnommenes Beispiel einer hydraulischen Vergleichsrechnung die Einfachheit des Verfahrens belegen. Es handelt sich um eine Niedrigwasserregulierung. Die dem Mittellauf des Rheins entnommene Regulierungsstrecke ist im Längsschnitt nach Abb. 1 dargestellt. Dem maßgeblichen Regulierungsspiegel entspricht ein Stand von +1,35 m am Hauptpegel Bg. Die Spiegelgefällsaufnahme vom 12. September 1929 bei +1,34 m am Hauptpegel Bg. (bei längerer Beharrung) aufgenommen soll als Ausgangspiegel der Regulierung gelten. Die Regulierungswassermenge ist der neuesten Wassermengenkurve für das Meßprofil, das im Stromprofil 35a liegt, entnommen und beträgt 410 m<sup>3</sup>/sek. Die theoretische, vom Bewegungswiderstand aus der Reibung des fließenden Wassers an der Flußbettwandung ausgehende Abflußformel für gleichförmige Geschwindigkeit

$$v = c \sqrt{RJ} \text{ liefert bei } R = t_m, v = \frac{Q}{F} \text{ und}$$

$$J = \frac{\Delta h}{\Delta l} \text{ mit } h = \frac{Q^2 \cdot \Delta l}{F_m^2 \cdot c_m^2 \cdot t_m} \text{ den Gefällbedarf } \Delta h \text{ einer Teil-$$

strecke von der Länge  $\Delta l$ . Auf Grund der für den Ausgangspiegel gemessenen Größen ist der Gefällbedarf der Regulierungsstrecke nun abschnittsweise tabellarisch ermittelt und danach in den Längsschnitt der Abb. 1 gestrichelt eingezeichnet. Als Beiwert wurden hier die Ergebnisse der Formel von Hermanek benutzt. Der rechnerische Spiegel deckt sich,

wie ersichtlich, nicht ganz mit dem gemessenen Ausgangspiegel. Das kann an falschen Beiwerten, an zu kleiner Regulierungsmenge, an sonstigen Meßfehlern bei der Aufnahme, an unrichtiger hydraulischer Bewertung einzelner Teilprofilflächen, an Flußkrümmungen mit Quergefälle u. a. liegen. Im Rahmen einer Vergleichsrechnung genügt das vorliegende rechnerische Spiegelgefällergebnis. Jetzt ist ein zweiter, ähnlicher Rechnungsgang, jedoch mit Einsetzung der neuen Regulierungsquerschnitte durchzuführen. Für die Beiwerte gilt wieder Hermanek. Die Hermanek-Formel hat hierbei den großen Vorzug, daß die infolge der Querschnittsumformung veränderten Beiwertbedingungen durch Einsatz der neuen mittleren Tiefen von vornherein hinreichend berücksichtigt werden können. Der so nach Tabelle der Abb. 2 errechnete Spiegel ist ebenfalls in den Längsschnitt der Abb. 1 eingetragen, und zwar in gepunkteter Linie. Schließlich ist dort dann der Unterschied in der Höhenlage der beiden rechnerischen Spiegel von dem gemessenen Ausgangspiegel abgesetzt. Das gibt den zu erwartenden neuen Regulierungsspiegel. Dieser ist strichpunktiert in Abb. 1 eingetragen.

Beim Vorliegen besonders ungünstiger örtlicher Verhältnisse in bezug auf Grundrißgestaltung des Stromes, seine Querschnittsverhältnisse, insbesondere bei starker Ungleichförmigkeit der Profile usw. können die Ergebnisse des ersten Rechnungsganges schon derart aus dem Rahmen des gemessenen Spiegels herausfallen, daß auch der unbestreitbare Vorteil dieses Vergleichsrechnungsverfahrens zu unsicher wird und nicht mehr reizt. Dann werden unter Umständen hydraulische Versuche im großen auf der offenen Strecke noch zum Ziele führen können<sup>2)</sup>.

<sup>2)</sup> Vgl. DWW, 27. Jahrg., Nr. 10, S. 184 u. f.

### Vermischtes.

100 Jahre J. Gollnow & Sohn Stettin. 1833 bis 1933. Der unter diesem Titel von der in Fachkreisen wohlbekannten Firma J. Gollnow & Sohn zur Feier ihres hundertjährigen Bestehens verfaßten, vornehm ausgestatteten Denkschrift entnehmen wir, daß am 26. Juli 1833 der Gründer der Firma, der Schlosser August Wilhelm Gollnow, vor dem Magistrat der Stadt Stettin seinen Bürgereid leistete und sich damit die Voraussetzung für den Aufbau seines Betriebes schuf. Zunächst beschränkte dieser sich auf eine innerhalb der Festung Stettin gelegene Bauschlosserei, bis 1857 der Sohn des Gründers, Johannes Gollnow d. Ä., die Ausführung größerer Bauwerke in die Produktion aufnahm, so daß 1870, als die alte Arbeitstätte zu eng wurde, vor den Toren der Festung das erste eigentliche Fabrikgebäude entstand, das nach und nach vielfach umgebaut und erweitert wurde. Um 1890 jedoch errichtete die Firma eine neue Fabrikanlage in Grabow (Oder), die heute noch als Werk I besteht. An der alten Stelle in der Grabower Straße ist nur das Büro- und Verwaltungsgebäude verblieben.

1904 trat der älteste Sohn, Dr.-Ing. e. h. r. Johannes Gollnow, 1911 auch der zweite Sohn, Carl Gollnow, in die Firma ein; im letzteren Jahre starb Johannes Gollnow d. Ä., so daß seitdem beide Brüder das Unternehmen gemeinsam leiten. Inzwischen war auch das ebenfalls in Grabow liegende Werk II errichtet worden, und vor einigen Jahren wurden die Anlagen erweitert durch den Erwerb eines Teiles des Geländes der Vulkanwerft an der Oder.

Die Abteilung Stahlhochbau führt Fabrikhallen, Montagehallen, Kesselhäuser, Kraftwerke, Eisenbahn-Ausbesserungswerke, Gaswerkbauten, Flugzeughallen und ähnliche Bauanlagen aus. Am bekanntesten ist die Firma wohl durch die mit den modernsten Einrichtungen ausgerüstete Abteilung Stahlbrückenbau geworden, die viele bedeutende Eisenbahn- und Straßenbrücken geschaffen, auch zahlreiche Brückenauswechslungen ausgeführt hat. Eine Sonderabteilung befaßt sich mit der Herstellung von beweglichen Brücken und von Verladebrücken für Hafenanlagen. Bei der Ausführung des Schiffsbewerks Niederfinow ist die Firma stark beteiligt gewesen.

Eine Abteilung für Stahlwasserbauten stellt besonders Schleusen und Wehranlagen her. Schließlich ist noch die seit 1904 bestehende Abteilung Eisengroßhandel zu erwähnen.

Die Gesamtleistungsfähigkeit im Stahlbau beträgt jährlich 35 000 t.

1930 hat die Firma J. Gollnow & Sohn sich auch eine Tiefbaufirma „Tiefbau-Osten“ angegliedert, mit deren Hilfe vollständige Bauausführungen größten Umfangs, einschließlic Pfeilergründungen u. dgl., übernommen werden können.

In der schlicht geschriebenen und dennoch für Fachleute sehr interessanten, mit prächtigen Abbildungen einiger Bauwerke geschmückten Denkschrift sind nicht weniger als 47 größere Stahlbauten zusammengestellt, die von der Firma im Laufe ihres Bestehens ausgeführt und die im Fachschrifttum (darunter 18 in der „Bautechnik“ und im „Stahlbau“) ausführlich beschrieben wurden.

Eine besonders wertvolle Bereicherung ihres Inhaltes hat die Denkschrift außerdem erfahren durch zwei größere Abhandlungen hervorragender Fachmänner, nämlich von Prof. Dr.-Ing. Kulka, Hannover: „Die Entwicklung des Stahlbaues in den letzten hundert Jahren“, und von Geheimrat Prof. Dr.-Ing. A. Hertwig, Berlin: „Das „Kraftgrößenverfahren“ und das „Formänderungsverfahren“ für die Berechnung statisch unbestimmter Gebilde“.

Wir sprechen der Firma J. Gollnow & Sohn, als einem der durch ihre vorzüglichen Leistungen besonders hochgeschätzten deutschen Werke, zu ihrem hundertjährigen Bestehen unseren aufrichtigen Glückwunsch aus und hoffen mit ihr, daß sie sich wie bisher stetig weiter entwickeln und auch im Laufe ihres zweiten Jahrhunderts ihrer Tradition als Familienunternehmen treu bleiben möge. Ls.

Lorain-Carnegie-Brücke über das Cuyahoga-Tal, Cleveland. Im Dezember 1932 wurde, wie Eng. News-Rec. 1932, Bd. 109, Nr. 25 vom 22. Dezember, S. 747, berichtet, die neue Lorain-Carnegie-Brücke in Cleveland über das Cuyahoga-Flußtal eröffnet, die als wichtige Verkehrsverbindung zwischen westlichen und östlichen Teilen der Stadt dient.

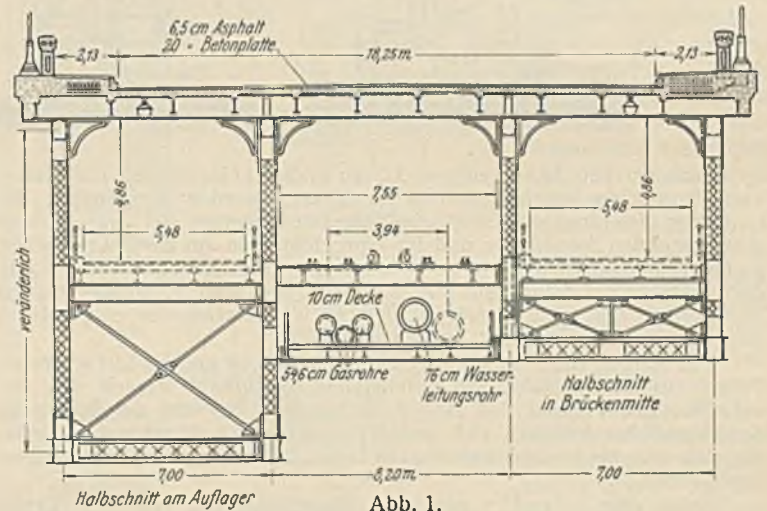


Abb. 1.

Die Brücke ist gemäß Abb. 1 als zweistöckige Brücke geplant, jedoch zunächst in bezug auf die obere 18,2 m breite Fahrbahn fertiggestellt. Im unteren Brückengeschoss ist an den Seiten je eine Fahrbahn von 5,5 m Breite und im mittleren Teil der entsprechende Raum für den Verkehr einer zweigleisigen elektrischen Bahn vorgesehen (Abb. 1).

Die Brücke ist insgesamt 1360 m lang, wovon ein Teil von 880 m über dem Flußbett liegt. Sie besteht aus 13, nach der Mitte hin zunehmenden Öffnungen, die von einem statisch bestimmten Tragwerk, bestehend aus vier stählernen Trägerzügen mit bogenförmigem Untergurt, überspannt sind. Durch die mittleren beiden Trägerzüge sind die später einzubauenden unteren Fahrbahnen voneinander getrennt. Die Bogenform des Untergurtes wurde, da das System in Ausleger und Koppelträger unterteilt ist, nur dem architektonischen Aussehen der Brücke zu Liebe gewählt; sie hatte einen um etwa 6% höheren Stahlverbrauch zur Folge als bei Wahl eines geraden Untergurtes. Aus dem gleichen Grunde sind die massiven Zwischenpfeiler bis zur Fahrbahn hinaufgeführt und die Endpfeiler über die Fahrbahn hinaus gebaut und als Türme ausgebildet (Abb. 2). — Die Brücke überquert nicht nur das Flußtal, sondern auch mehrere Straßenzüge und wichtige Eisenbahnlinien, wodurch die

einzelnen Stützweiten bedingt waren. Die östlichste Öffnung ist 40 m, die Mittelöffnung 91 m weit. Das freie Schifffahrtsprofil war mit 28 m Höhe und 55 m Breite vorgesehen.

Die Strompfeiler stehen auf Holzpfeilern, die übrigen bis auf einen, der eine Betonplatte erhalten hat, auf Eisenbetonpfeilern. Die Hauptträger sind in der Mitte 7,6 und an den Pfeilern 15,2 m hoch. Die Untergurte bestehen aus je zwei 75 cm hohen Stehblechen und vier Winkeleisen, der Obergurt aus 61 cm hohen Blechen und vier Winkeleisen. Die Hauptglieder sind aus St St, die übrigen aus Karbonstahl.

Unternehmer waren folgende Firmen: Für die Strompfeiler Walsh Construction Co.; für die übrigen Unterbauten Lowensohn Construction Co.; die Stahlkonstruktionen wurden von der Mount Veron Bridge Co. ausgeführt.

Zs.

Ein großer Eimerkettenbagger für den Aushub von Kanälen. In den Tiefen von Serres und Drama in Ost-Mazedonien werden im Auftrage der griechischen Regierung von einer amerikanischen Firma umfangreiche Mellorationsarbeiten ausgeführt. Obwohl die Amerikaner gewöhnt sind, Kanäle mit Löffel- und Selbaggern auszuheben, gelang es doch bei den Ausschreibungen der Lieferungen, den deutschen Gedanken durchzusetzen, der den Eimerkettenbagger als das wirtschaftlichste Gerät betrachtet.

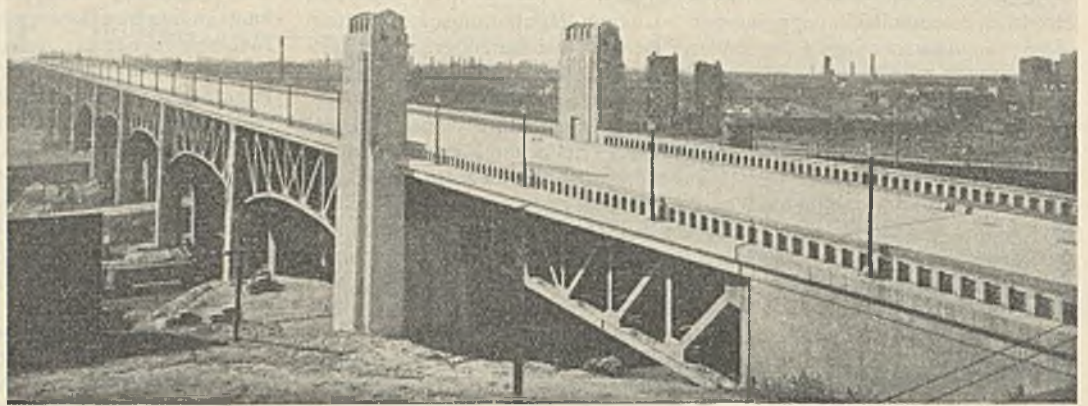
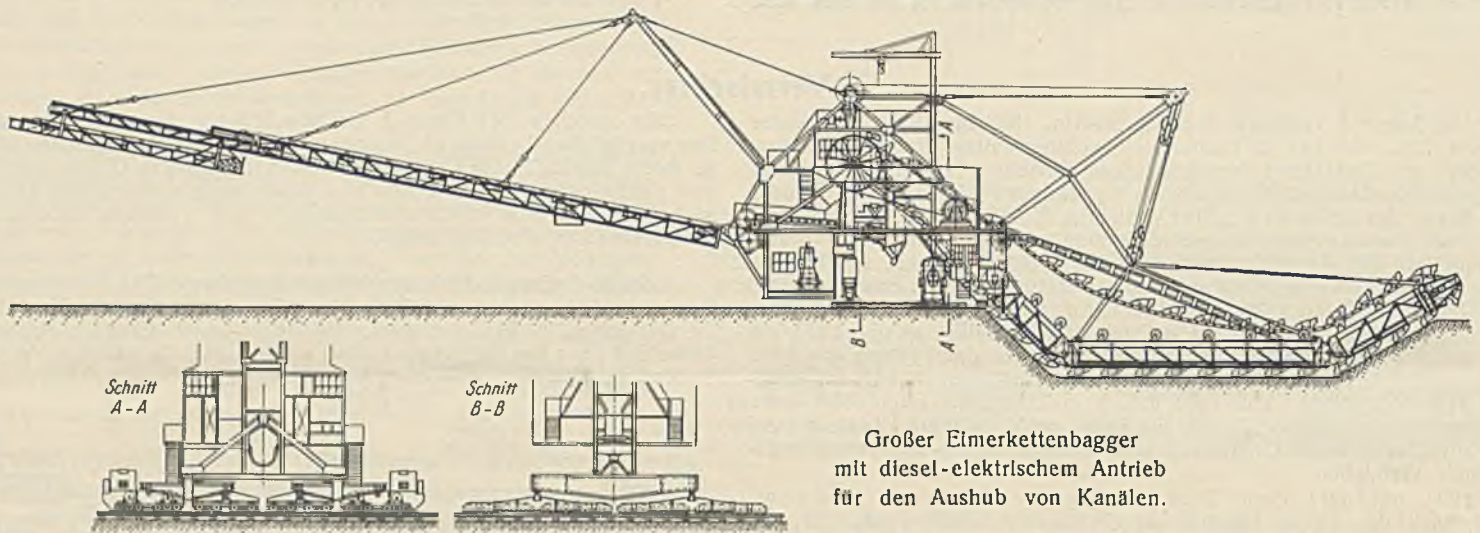


Abb. 2.

Die vertraglich festgesetzte Leistung des Baggers mußte in trockenem Boden mindestens 340 m<sup>3</sup>/h, in nassem Boden mindestens 265 m<sup>3</sup>/h betragen. Die Probearbeiten, die längere Zeit dauerten, ergaben jedoch in trockenem Boden eine mittlere Leistung von 520 m<sup>3</sup>/h und in nassem Boden im Mittel 328 m<sup>3</sup>/h. Der diesel-elektrische Antrieb bewährte sich bei dem oft stoßweise auftretenden Kraftbedarf beim Baggen besonders gut, so daß die ursprüngliche Abneigung der Amerikaner gegen die Eimerkettenbagger durch die Betriebsergebnisse völlig widerlegt wurde.

R.—



Großer Eimerkettenbagger  
mit diesel-elektrischem Antrieb  
für den Aushub von Kanälen.

Nachdem bereits vor einigen Jahren in West-Mazedonien ein Eimerkettenbagger deutschen Ursprungs<sup>1)</sup> eingesetzt worden war, lieferte die Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft für die Arbeiten bei Drama einen schwimmenden Saugbagger und für einen Kanalbau am Kerkinl-See einen großen Eimerkettenbagger (s. Abbildung). Da in Mazedonien weder Kohle noch elektrischer Strom günstig zur Verfügung stehen, wurde in den Eimerkettenbagger ebenso wie an dem in West-Mazedonien eingesetzten Bagger<sup>1)</sup> diesel-elektrischer Antrieb eingebaut.

Das Baggergerüst ist aus mehreren 5 m langen und bis 15 t schweren Teilen zusammengesetzt, die miteinander verschraubt werden. In den verschiedenen Feldern des langen mittleren Teiles und der Endstücke der Eimerleiter befinden sich mehrere gleiche und verschraubte Stöße, die sich verschieden zusammensetzen lassen und mehrere Leiterstellungen ermöglichen.

Unter dem unter 11° geneigten Hauptförderband von 34 m Länge ist ein bewegliches, 11 m langes und in der Förderrichtung umkehrbares Band angebracht, durch das sich Dämme bis 27 m Breite anschütten lassen. Das Erdreich kann aber auch unmittelbar in Eisenbahnwagen durch Umstellen einer Wendeklappe verladen werden.

Der Viertakt-Dieselmotor (der MAN) entwickelt bei 375 Umdreh./min eine Dauerleistung von 470 PS. Der gekuppelte Drehstromgenerator liefert Strom von 525 V Spannung. Für die Beleuchtung wird der Strom (220 V) der Erregerdynamo entnommen.

Auf der Leiterseite läuft der Bagger auf zwei Drehgestellen mit Doppelschienen (Schnitt A—A) und auf der Förderbandseite auf einem Einschienenfahrgestell (Schnitt B—B). Jedes der beiden Drehgestelle auf der Leiterseite enthält acht Achsen, die zu je vier vereinigt sind. Ein auf jedem Drehgestell aufgebauter Elektromotor treibt vier Achsen an. Das Fahrwerk auf der Auslegerseite besteht aus 16 Laufrädern, die zu je vier zusammengefaßt sind und ohne eigenen Antrieb mitlaufen. Die Dreipunktlagerung ist bis zu jedem einzelnen Rad durchgeführt. Waagerechte Spurveränderungen des Gleises werden von der Pendelstütze auf der Förderbandseite ausgeglichen.

Schutz von Beton gegen Seewasser. Bei der Ausmündung einer Abwasserleitung des Gas- und Kraftwerks von Los Angeles in das Meer sind mit Asphalt getränkte Betonplatten zugleich als Schalung für den hinter ihnen einzubringenden Beton wie auch als Schutz gegen die Angriffe des Seewassers verwendet worden. Die Platten bestehen, wie Concrete London 1933, Märzheft, berichtet, aus Beton 1:5, dessen größte Bestandteile eine Korngröße von 5 mm haben. Es wurde ein sehr trockener Beton verwendet, der bei 30 cm Höhe nur ein Sackmaß von etwa 12 mm aufwies. Er war zwar fest, aber porig. Die Platten waren 90 × 30 cm groß, an den Kanten 5 cm, in der Mitte 2,5 cm dick. Um Paßstücke zu schneiden, wurde eine Karborundumsäge benutzt. Eine Platte wog 25 kg. Durch Unterschneiden der verstärkten Kanten wurde eine feste Verbindung der Platten mit dem dahinterliegenden Beton geschaffen. Der Beton hatte nach 28 Tagen eine Festigkeit von 275 kg/cm<sup>2</sup>. Mit einer Stützweite von 86 cm freitragend aufgelagert, brachen Probeplatten bei einer Belastung mit 270 kg in der Mitte. Die Platten wurden bei etwa 100° C getrocknet; dann wurden sie in einen luftverdünnten Raum mit heißem Asphalt getränkt. Vor dem Tränken gab man der in den Poren enthaltenen Luft eine Stunde Zeit zum Entweichen. Der Asphalt wurde mit einem Druck von etwa 10 at eingepreßt, den man 1½ Std. wirken ließ. Nach Ablassen des Druckes und des Asphalts ließ man die Platten langsam abkühlen. Es wurde verlangt, daß der Asphalt mindestens 6 mm in die Platten eindrange, doch zeigte sich, daß die Platten tatsächlich durch und durch getränkt waren.

Die Platten wurden hinter Pfosten als Schalung aufgestellt. Ihre Fugen wurden mit Asphalt gedichtet. Nachdem der Beton eingebracht war, wurden die Fugen mit der Lötlampe erhitzt; wo sich dabei undichte Stellen zeigten, wurden sie sorgfältig mit Asphalt ausgefüllt. Wkk.

**INHALT:** Die Rammerfahrten mit Larssenbohlen verschiedener Stühle für Hafenbauwerke in Bremen. — Der Neubau der Jannowitzbrücke in Berlin. — Ein neues Verfahren für hydraulische Berechnungen im Flußbau. — Vermischtes: 100 Jahre J. Gollnow & Sohn Stettin. 1833 bis 1933. — Lorain-Carnegie-Brücke über das Cuyahoga-Tal, Cleveland. — Ein großer Eimerkettenbagger für den Aushub von Kanälen. — Schutz von Beton gegen Seewasser.

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

<sup>1)</sup> Bautechn. 1932, Heft 7, S. 83.