

DIE BAUTECHNIK

8. Jahrgang

BERLIN, 25. Juli 1930

Heft 32

Alle Rechte vorbehalten.

Die Verlängerung des Erzkais im Reierwerderhafen.

Von Magistratsoberbaurat Schulze, Stettin.

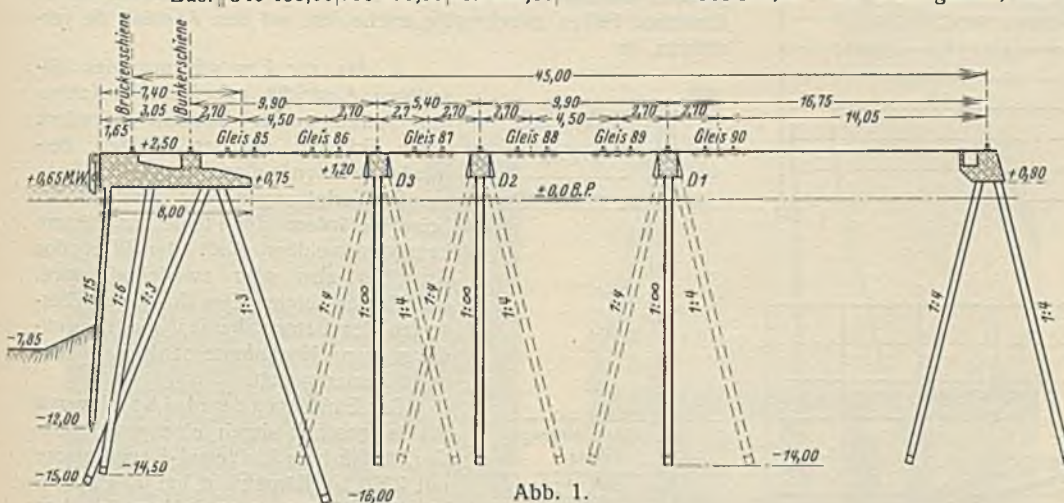
1. Allgemeines.

Der in den Jahren 1924 bis 1927 im Reierwerderhafen Stettin errichtete Erzkai mit drei 15-t-Verladebrücken (s. Bautechn. 1928, Heft 10) hatte eine Kailänge von 121,5 m. Da sich bald nach Inbetriebnahme das Bedürfnis zeigte, zwei Erzschiiffe gleichzeitig hintereinander an den Kai zu legen und zu bearbeiten, stellten die in der Stettiner Hafengesellschaft vereinigten Gesellschafter, Staat Preußen und Stadt Stettin, die Mittel für eine Verlängerung des Kais zur Verfügung. Die Lieferungen und Arbeiten umfaßten im wesentlichen die Verlängerung der Kaimauer, des Fundamentes für die landseitige Brückenschiene und der drei Bunkerschienenfundamente. An kleineren Arbeiten kamen noch hinzu die Verlängerung der Schiebepöhlengrube im Norden des Kais um eine Gleisbreite, die Verlängerung der endlosen Seilanlage und die Herstellung einer eisernen Spundwand mit Betonkopf als Uferschutz in der Verlängerung der neuen Kaimauer. Aus den Ergebnissen der beschränkten Ausschreibung sind in Tabelle 1 eingetragen:

- das billigste Angebot bei Gründung auf Holzpählen,
- das teuerste Angebot bei Gründung auf Holzpählen,
- ein Nebenangebot bei Gründung auf Betonpählen, zugefügt ist vergleichsweise
- die Übersicht der wirklichen Kosten bei der gewählten Betonpählgründung und 10 m längeren Bauwerken (ohne Nebenarbeiten und Verwaltungskosten).

Tabelle 1.

	Angebotpreise			Ausführungskosten	
	Holzpfähle		Betonpfähle		
	billigst RM	teuerst RM	RM	RM	
Kaimauer 143 m	331 331,20	457 779,75	274 406,70	153 m:	334 532,63
Brückenschiene- fundament 143 m	82 442,90	111 167,20	77 231,10	153 m:	92 051,33
3 Bunker- schienenfunda- mente 3 × 138,5 m . . .	126 693,90	184 552,60	140 807,00	3 × 148,5 m:	139 005,10
Zus.	540 468,00	753 499,55	492 444,80		565 589,06



2. Kaimauer.

Abb. 1 zeigt den Querschnitt der gesamten Anlagen. Die Kaimauer hat eine Breite von 8 m und wird getragen durch die vordere Spundwand, zwei Druckpfehlreihen und eine Zugpfehlreihe. Die Anordnung der Spundwand vorn ist im Stettiner Hafen die übliche, weil dadurch eine Pfehlreihe erspart und die Standfestigkeit der Mauer infolge der schrägen Stellung der Zugpfehle erhöht werden kann. Mit Rücksicht auf die über der Sandschicht liegende 8 m mächtige Moorschicht, deren passiver Erddruck aus Gründen der Sicherheit außer Ansatz bleiben muß,

müßte eine hintere Spundwand die gleiche Länge wie die vordere haben. Die Entfernung der Zugpfehle beträgt 2,20 m bei rd. 20 t Höchstbelastung, diejenige der Druckpfehle 1,50 m bei 57 t Höchstbelastung. Bei Holzpählen von 40 cm Durchmesser werden hier auf Grund langjähriger Erfahrungen zugelassen als Druck 40 t, als Zug 20 t. Da nach dem Angebotpreise die Lieferung, das Einrammen und das Zurichten für einen 16 m langen Holzpfehl von 40 cm Durchm. (= 2 m³ Inhalt) etwa 165 RM gegenüber 340 RM für einen gleich langen Betonpfehl von 31,50 × 37 cm² Querschnittsfläche gekostet hätte, erscheint der erheblich geringere Kostenaufwand der Ausführung mit Betonpählen zunächst nicht erklärlich. Er wird es, wenn man beachtet, daß sich die Ausnutzung der Tragfähigkeit der Betonpfähle (bis 60 t zugelassen) infolge ihrer statisch klareren Anordnung wesentlich günstiger gestaltet als bei der notwendigerweise größeren Anzahl von Holzpählen (je m Kaimauer 4,7 Holzpfehle gegenüber 1,8 Betonpählen), und daß bei der Gründung auf Betonpählen außerdem erhebliche Ersparnisse an Beton, Bodenaushub und Wasserhaltung dadurch gegeben sind, daß keine Rücksicht auf die Wasserstände genommen zu werden braucht; die Unterkante der Kaimauer kann im hiesigen Hafen also rd. 75 cm höher liegen, als die Verwendung von Holzpählen mit Rücksicht auf die Fäulnisgefahr zulassen würde.

Die für eine Wassertiefe von 9,60 m bei MW berechnete Kaimauer trägt 1,65 m hinter ihrer Vorderkante die wasserseitige Brückenschiene und 4,70 m hinter ihrer Vorderkante die eine Fahrschiene der wasserseitigen Bunker. Die der Berechnung der Pfehle zugrunde gelegten senkrechten Betriebslasten sind für die Radsätze von zwei hintereinander stehenden Brücken bzw. Bunkern in Abb. 2 u. 3 eingetragen. Die Lastverteilung ergibt je m Kaimauer Raddrücke von $\frac{2 \times 200}{13,24} = 31 \text{ t}$ für die Brückenschiene und $\frac{2 \times 105}{12,26} = 17 \text{ t}$ für die Bunkerschiene. An waagerechten Kräften sind berücksichtigt an der Brückenschiene 1,7 t je m Kaimauer, an der Bunkerschiene 1,3 t je m Kaimauer, aus Pollerzug 2,5 t je m Kaimauer und der Erddruck unter Annahme einer Auflast von 2 t je m² mit folgenden Rechnungsgrößen: Böschungswinkel über Wasser 30°, Böschungswinkel unter Wasser in der Moorzone 50°, Böschungswinkel unter Wasser sonst 25°, Bodengewicht über Wasser 1,8 t/m³, Bodengewicht unter Wasser in der Moorzone 0,5 t/m³, Bodengewicht unter Wasser sonst 1 t/m³. Die Zahlenwerte für die bis — 8 B. P. (B. P. = Baumbrückenpegel) reichende Moorzone gründen sich auf Beobachtungen und Messungen im Hafengebiet; der Böschungswinkel von 50° wird meist noch über-

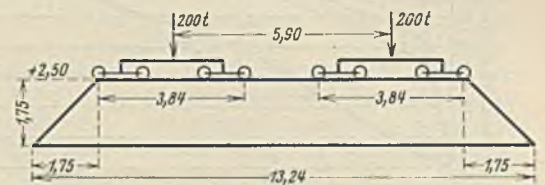


Abb. 2.

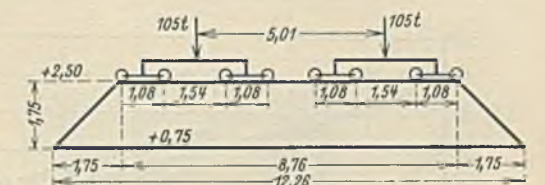


Abb. 3.

schritten. Die Pfehle stehen mit Rücksicht auf die bei Proberammungen gemachten Erfahrungen durchschnittlich 5,5 m im tragfähigen Sandboden, ihre Berechnung unter dem größten statischen Druck von 57 t ergibt bei einer Knicklänge von 11 m und unter Annahme einer vollen Einspannung unten 1,5 m im Sand und einer Führung oben eine Knicksicherheit von

$$n = \frac{2 \pi^2 E J_{\min}}{P l^2} = \frac{2 \cdot 3,14^2 \cdot 140\,000 \cdot 139\,500}{57\,000 \cdot 1100^2} = 5,5.$$

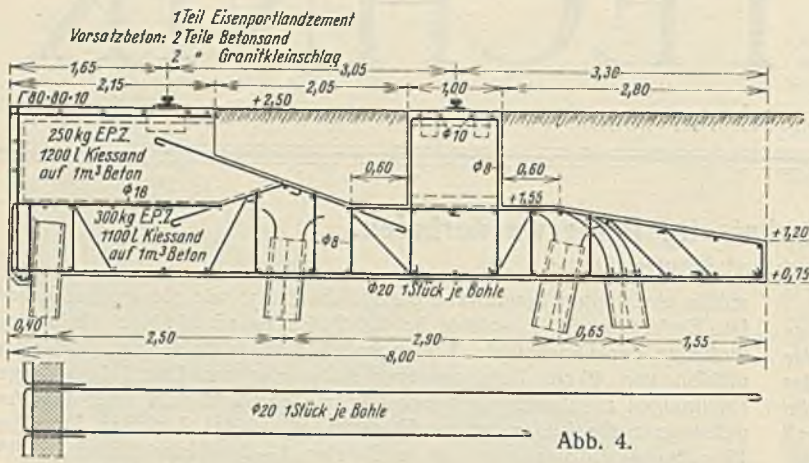


Abb. 4.

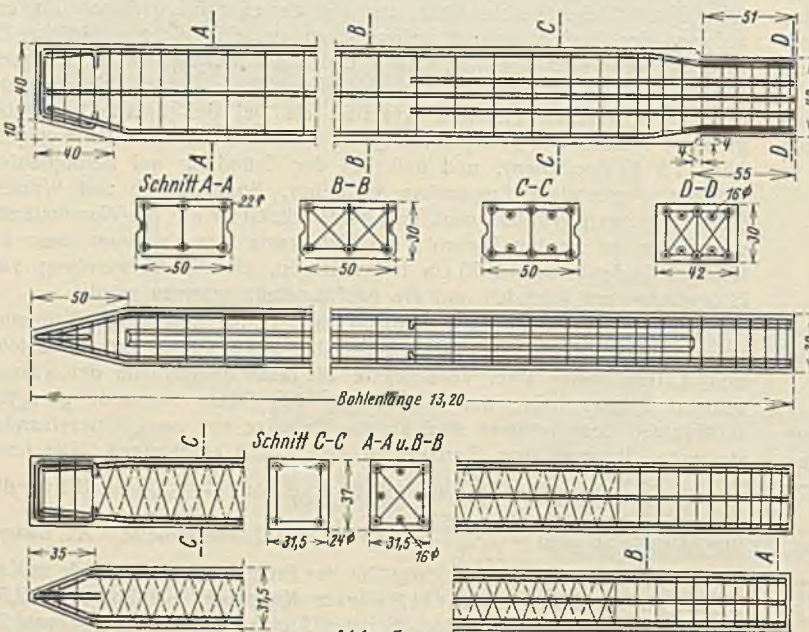


Abb. 5.

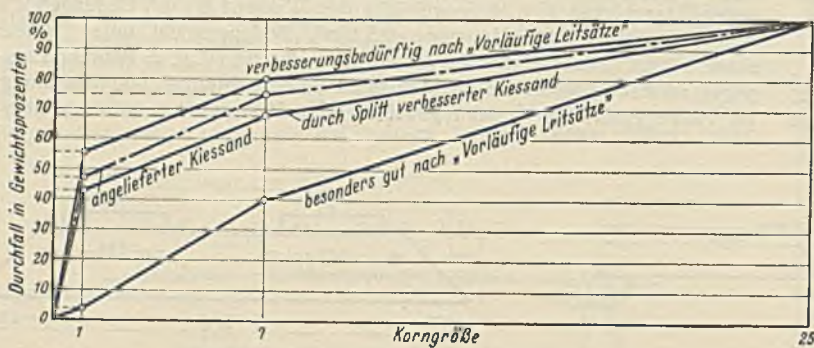


Abb. 6.

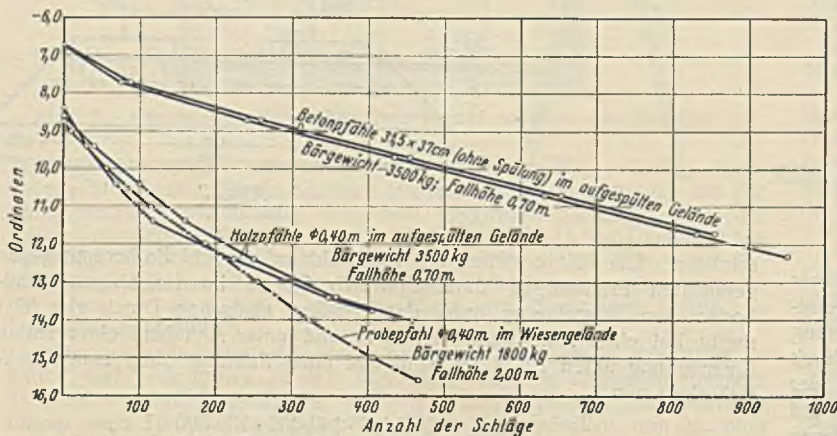


Abb. 7.

Die Anwendung der Euler-Formel auf die Berechnung von Rampfpfählen ist selbstverständlich nur ein Notbehelf; sie hat aber im hiesigen Hafengebiet zusammen mit den Ergebnissen von Proberammungen zur brauchbaren Beurteilung der Tragfähigkeit und der Längen der Pfähle ausgereicht. Bei Holzpfählen wird unter den gleichen Voraussetzungen eine Knicksicherheit von $n = 8$ zugrunde gelegt.

Abb. 4 zeigt den Querschnitt der Mauer, Abb. 5 Einzelheiten der Pfähle und Spundwandausbildung. Für die Pfahlbetonierung war gewählt ein Mischungsverhältnis von 500 kg Hochofenzement auf 1100 l Kiessand, der durch Beigabe von Splitt verbessert wurde. Bei den Pfahlköpfen wurden 25 kg Zement zugegeben. Die Siebkurve der Zuschlagstoffe zeigt Abb. 6. Es wurden je Tag 20 Pfähle fertiggestellt. Die Anzahl der Pfähle für das gesamte Bauvorhaben betrug 688 Stück und 301 Spundbohlen. Der Wasserzementfaktor war 0,50, die Mischungsdauer 2 1/2 Minuten. Das Wasser wurde dem Hafenbecken entnommen. Die Schalung aus Kiefernholz war gehobelt und dicht. Die Liegedauer der Pfähle betrug mindestens sechs Wochen. Etwa 14 Tage lang nach der Betonierung wurden sie naß gehalten. Als Würfelestigkeiten am Tage der Rammung wurden festgestellt: Kleinstwert 275 kg/cm², GrößtWert 515 kg/cm², im allgemeinen 350 bis 450 kg/cm².

Ein erheblicher Teil der Pfähle wurde in der zweiten Hälfte des Novembers und Anfang Dezember 1928 bei Temperaturen von +9° bis -2° hergestellt und lagerte während des Winters etwa drei Monate. Um Vergleiche zu erhalten für den Einfluß niedrigerer Temperaturen auf die Festigkeit, wurde die eine Hälfte der bei der Pfahlbetonierung hergestellten Probewürfel nach eintägigem Belassen im Freien im Prüfraum bei +12°, die andere Hälfte unter gleichen Verhältnissen wie die Pfähle selbst gelagert. Die Prüfergebnisse sind in Tabelle 2 eingetragen.

Tabelle 2.

Her- gestellt bei $t =$ Grad	Lagerung + 12°	Lagerung im Freien	Außentemperaturen Innerhalb der 28 Tage Grad	Ver- minde- rung von σ_{b28} in %
	-2	$\sigma_{b28} = 396 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma'_{b28} = 368 \text{ kg/cm}^2$	-2,8 bis + 10,5
+9	= 356 "	= 303 "	-4 " + 9	15
+5	= 418 "	= 337 "	-4 " + 7,5	19
+7,5	= 417 "	= 325 "	-6,4 " + 7,5	22
+3	= 377 "	= 269 "	-5 " + 3	29
-1	= 355 "	= 246 "	-5,3 " + 1,0	31

Etwa eine Woche vor der Rammung erhielten die Pfähle im Bereich der Moorzone den aus Sicherheitsgründen vorgeschriebenen doppelten Inertolanstrich, wenn auch angreifende Kohlsäure und freie Humussäure durch die chemische Untersuchung nicht festgestellt worden sind. Die gemachten Erfahrungen lassen es in ähnlichen Fällen zweckmäßig erscheinen, auf den Anstrich zu verzichten, da

1. das zur Ermöglichung des allseitigen Anstrichs erforderliche Kanten der Pfähle größte Vorsicht erfordert, wenn Schäden an den Pfählen vermieden werden sollen,

2. Verletzungen der Anstrichhaut beim Befördern der Pfähle zur Ramme kaum vermeidbar sind, der Wert des Anstrichs also sehr zweifelhaft wird. Im übrigen bietet Gewähr gegen Zersetzen des Betons bereits die Verwendung von Hochofenzement und der hohe Zementgehalt.

Das Einbringen der rd. 4,8 t schweren Pfähle geschah durch eine auf festem Gerüst fahrbare Universal-Dampframme mit 3500 kg Bärge wicht bei 70 cm Fallhöhe des Bären unter Spülung bis 1 m oberhalb der für die Pfahlspitze festgelegten Ordinate. Das letzte Meter wurde ohne Spülung gerammt und erforderte etwa 120 Schläge. Eingespült wurde mit 8 at Wasserdruck und mit zwei Rohren, die bis 1 m unterhalb der Pfahlspitze vorgetrieben wurden, wobei das Einsinken der Pfähle durch leichte Rammschläge unterstützt wurde.

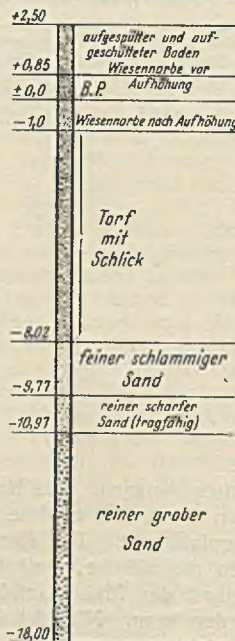


Abb. 7a.

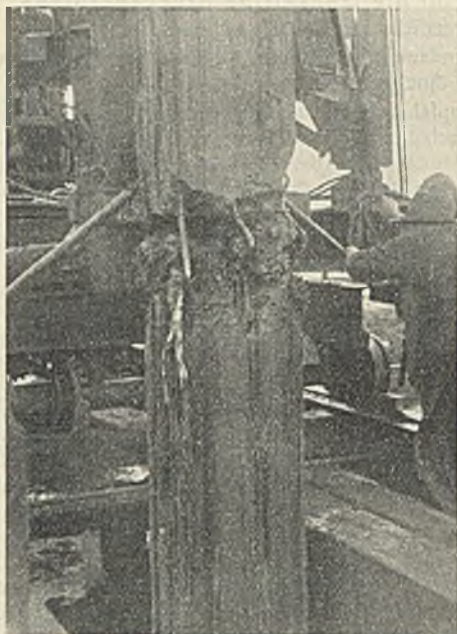


Abb. 8.



Abb. 9.



Abb. 11.

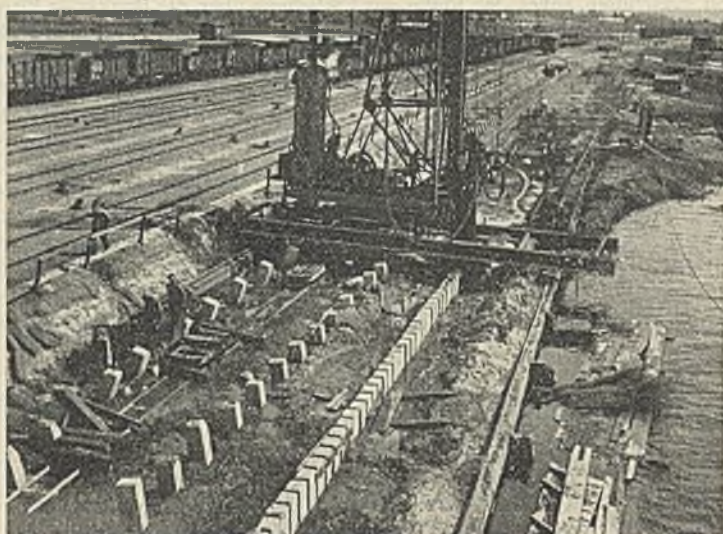


Abb. 10.

Einige Betonpfähle von 15 m Länge mußten für die Verlängerung des Schiebehöfenfundaments im Norden des Erzkais in ganzer Länge bis etwa -12 B.P. gerammt werden und erforderten 700 bis 1200 Schläge bei dem gleichen Bärge wicht von 3500 kg und 70 cm Fallhöhe. Abb. 7 zeigt die Eindringkurven für diese Pfähle; das Eindringen bei den letzten zehn Schlägen betrug 3 bis 5 cm; die Pfähle mußten durch mit Sand und Schlacken aufgeschüttetes Gelände geschlagen werden. Abb. 7 enthält auch die Eindringkurve eines hölzernen Probepfahles, der von Wiesenhöhe aus, also in nicht aufgehöhtem Gelände mit leichter Ramme gerammt wurde und von zwei weiteren Holzpfählen für Umlenkrollenfundamente, die mit der gleichen schweren Ramme und gleicher Fallhöhe von 70 cm durch aufgeschüttetes Gelände eingerammt worden sind; die Eindringtiefe für die letzten zehn Schläge betrug hier 5 cm. Abb. 8 u. 9 zeigen eine gestauchte und herausgezogene Spundbohle mit den ausgeknickten Eisen von 22 mm Durchm. Die Rammelleistung je Tag betrug im Durchschnitt bei den Pfählen sechs Stück, bei den 13,2 m langen Spundbohlen 6 m Wand. Die 153 m lange Spundwand wurde in 27 Tagen gerammt. Abb. 10 zeigt die Baugrube für die Kaimauer mit Pfählen und Spundwand. Die Köpfe der Druckpfähle ragen 40 cm in den Beton, sie mußten 70 cm gekappt werden, wobei die Trageisen 30 cm freigelegt wurden (Abb. 11). Die Köpfe der Zugpfähle ragen nur 5 cm in den Beton; ihre Bewehrung ist 1 m freigelegt und mit der Bewehrung der Kaimauerplatte verbunden (Abb. 12). Die Köpfe von $\frac{2}{3}$ der Spundbohlen blieben auf +1,20 B.P. stehen. Das verbleibende Drittel wurde auf 50 cm gekappt und ragt 5 cm in den Beton. Das Dichten der Spundwandnuten ist aus Abb. 13 u. 14 zu erkennen. Ein unten geschlossener Juteschlauch wurde mit einer eingesteckten Rund Eisenstange in die zu dichtende Nut, die vorher ausgespült war, bis unten eingepreßt und nach Entfernung der Eisenstange mit Zementmörtel 1:3 vergossen.

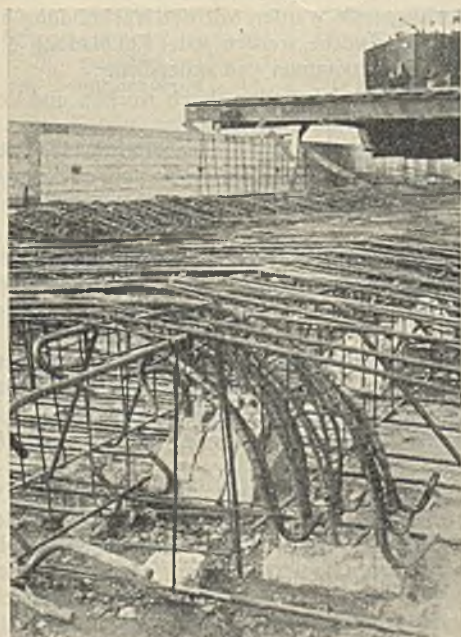


Abb. 12.



Abb. 13.



Abb. 14.

Die Bewehrung des Mauerkörpers zeigt der Querschnitt Abb. 4. Die Spundwände wurden verankert durch um jede Bohle gelegte Bügel aus Rundeseisen von 20 mm Durchm., die bis an das Ende der Platte geführt sind. Die tragende Eisenbetonplatte ist berechnet für Belastung in der Querrichtung und Längsrichtung. Das Belastungsbild für einen Mauerquerschnitt zeigt Abb. 15, die Belastung der Brückenschiene ist auf 2 m,

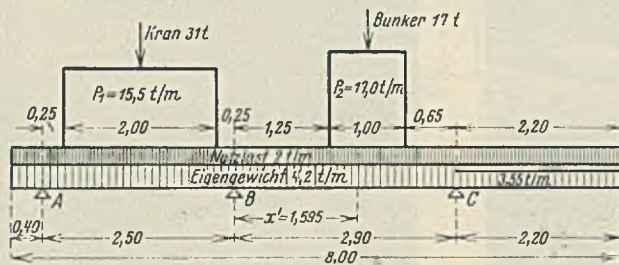


Abb. 15.

diejenige der Bunkerschiene auf 1 m Breite als Streckenlast wirksam. Die größten Momente sind im Felde A—B: 10,21 tm, über der Stütze B 11,60 tm, über der Stütze C 13,4 tm. Die größten Beanspruchungen für den Beton ergaben sich daraus zu 22 kg/cm² und für die Eiseneinlagen zu 1040 kg/cm². Für die Berechnung der Balken über den Stützen in der Längsrichtung ist eine Lagerung auf sechs Stützen berücksichtigt. Die größten Beanspruchungen betragen hier für den Beton 17 kg/cm², für die Bewehrung 1200 kg/cm². Das Mischungsverhältnis der Platte war 300 kg Eisenportlandzement auf 1100 l Kiessand, des darüberliegenden Betonkörpers 250 kg Eisenportlandzement auf 1200 l Kiessand. Die Baugrube wurde bis + 0,50 B.P. angehoben und gegen Überflutung geschützt durch einen Schutzdeich, dessen Krone auf + 1,20 B.P. lag. Es wurde als Unterlage für den Mauerkörper eine 25 cm starke Schlackenschicht eingebracht und darüber etwa 2 cm stark Kies verteilt. Der Entwässerung dienten in die Schlackenschicht längs und quer verlegte Kastenrinnen aus Kiefernholz. Die Betonierung wurde ausgeführt von einer fahrbaren Bühne aus, auf die die Kipporen mit dem Betongemenge nach Wenden über einer Drehscheibe auffuhren. Da die Fallhöhe bis 2,75 m betrug, wurde über hölzerne Schrägrutschen geschüttet; die Massen wurden unten in der Baugrube verteilt (Abb. 16). Der Förderweg betrug

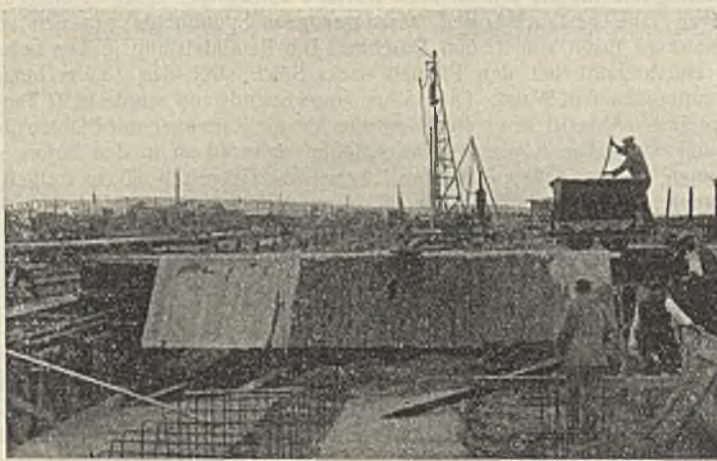


Abb. 16.

höchstens 180 m, die Anzahl der Mischungen in acht Stunden war etwa 120 bei 500 l Inhalt des Mischbehälters, die Mischdauer, wie bei den Pfählen, 2 1/2 Minuten. Die Mauer hat an den Sichtflächen eine 10 cm starke Schicht Vorsatzbeton aus 1 R.-T. Zement, 2 R.-T. Splitt und 2 R.-T. Feinsand erhalten, die nach der Ausschalung gestockt worden ist. Die Rückenflächen sind zweimal mit Inertol gestrichen. Putz wurde nicht aufgebracht, da er nach Lage der Dinge nicht unmittelbar nach dem Betonieren des Mauerkörpers aufgetragen werden konnte und erfahrungsgemäß bei späterem Aufbringen leicht lose wird. Die Arbeitsfugen wurden rau gehalten, durch zugelegte Eisen gesichert und im übrigen, wie üblich, vor dem Weiterbetonieren nach gründlichem Anfeuchten mit einer fetten Mörtelmischung beworfen. Senkrechte Dehnfugen mit zwei Lagen Teerpappe sind vorhanden im Anschluß an die alte Mauer und in der Mitte.

Die Mauer ist mit vier Stahlgußpollern, acht Ringankern, drei eisernen Leitern, fünfzehn eichenen Fendern und einem Reibholz ausgerüstet. Ihre Vorderkante ist durch Saumwinkel 80 · 80 · 10 mit abgerundeter Kante geschützt. Alle außerhalb des Betons liegenden Eisenteile, mit Ausnahme der Poller, sind verzinkt.

3. Das Fundament für die landseitige Brückenschiene und die Fundamente für die Bunkerschiene.

Die Berechnung der Fundamente ist unter Annahme eines Zusammenhanges über sechs Stützen durchgeführt.

Die senkrechten Betonpfähle der Bunkerschiene fundamente stehen in 2,20 m Entfernung und erhalten 57,65 t Belastung. Zur Aufnahme der waagerechten Kräfte sind in 8,8 m Abstand Böcke aus zwei Schrägpfählen 1:4 angeordnet, deren Achsen sich in Höhe der Schienenoberkante schneiden. Die senkrechte Belastung eines Pfahlbockes ist 57,65 t, die waagerechte bei 1,3 t/m Schub aus den Bunkern $1,3 \times 8,8 = \text{rd. } 11,5 \text{ t}$. Damit ergeben sich die Kräfte im Pfahlbock zu:

$$\sqrt{17} \left[\frac{57,65}{8} + \frac{11,5}{2} \right] = 53,6 \text{ t bzw. } - 6 \text{ t.}$$

Beim landseitigen Brückenschiene fundamente stehen die Pfahlböcke in 2,26 m Entfernung; Lotpfähle fehlen.

Die ebenfalls bis 1 m über der endgültigen Ordinate für die Pfahlspitzen gespülten Pfähle ragen, wie die Druckpfähle bei der Kaimauer, 40 cm in den Betonkörper, die Eisen sind 30 cm freigelegt. Der Beton wurde mit 300 kg Eisenportlandzement und 1100 l Kiessand hergestellt. Die Seitenflächen sind mit doppeltem Inertolanstrich versehen.

4. Der Arbeitsplan.

Die Arbeiten waren unter Aufrechterhaltung des Betriebes der Brücken und Bunker durchzuführen; sie gestalteten sich infolgedessen recht schwierig. Plötzliche Arbeitspausen infolge von Brücken- oder Bunkerschaden oder infolge von Stilllegen der Bunker bei Arbeiten der Brücken von Bord zu Bord mußten durch Einlegen von Mehrschichtarbeit ausgenutzt werden, umgekehrt erforderte häufig die nicht vorherzusehende Annahme von Erzschiffen außer der Reihe zur Entladung über die Bunker in Eisenbahnwagen ein schnelles Umstellen der Arbeitseinteilung. Von den Pfahlagern mußten die Pfähle unter Überschreiten der Gleise durch Lücken in den Wagenzügen an die zwischen den Gleisen stehende Ramme herangebracht werden; ebenso mußten bei der Herstellung der drei Bunkerbahnen die Loren mit dem Betongemenge die Betriebsgleise kreuzen. Der überaus niedrige Wasserstand der Oder im Herbst 1928 und die gerade zu dieser Zeit sehr starken Erzzufuhren, die durchweg mit Eisenbahnwagen abgefördert wurden, bedeuteten eine ganz besondere Erschwerung. Trotzdem gelang die Einhaltung der bei Vertragabschluß mit der Lieferfirma in Aussicht genommenen Endfristen für die Fertigstellung des Bauvorhabens, so daß am 30. September 1929 alle Gleise wieder freigegeben werden konnten. Den Arbeitsplan zeigt Abb. 17.

5. Baukontrolle.

Die besondere Baukontrolle, soweit sie infolge der Wahl von Beton als Baustoff erforderlich war, erstreckte sich:

1. auf die Prüfung des Zementes,
2. auf die Prüfung der Zuschlagstoffe,
3. auf die Prüfung der Würfelstärken des Betons,
4. auf die Abnahme der Eisen und des Eisengeflechtes,
5. auf die Beaufsichtigung des Mischvorganges und der Betonarbeiten.

Die Hafengesellschaft besitzt eine mit den notwendigen Maschinen ausgerüstete Prüfanstalt im Freibezirk, in der die Zemente (Hochofenzement und Eisenportlandzement) und die Betonwürfel nach den Normen untersucht worden sind. Die Zuschlagstoffe wurden vor der Verwendung auf der Baustelle geprüft. Zu diesem Zwecke wurden jeder Kahnladung drei Proben aus verschiedenen Tiefen entnommen und untersucht

1. auf den Gehalt an abschlämmbaren Teilen durch Kochen und Verdampfen,
2. auf organische Bestandteile durch 24-stündige Einwirkung von 3%iger Ätznatronlösung,
3. auf das Verhältnis der Korngrößen mit den Sieben von 1 und 7 mm Maschenweite.

Erst nachdem die Prüfung ein befriedigendes Ergebnis gezeitigt hatte, wurden die Kähne zum Entlöschten frei gegeben. Der Kiessand enthielt hin und wieder geringe Beimengungen von Kreide, die an einigen Pfählen Absprengungen verursachten.

Vor Beginn der Betonarbeiten wurde an jedem Tage der Wassergehalt der Zuschlagstoffe festgestellt und danach der Wasserzusatz so geregelt, daß bei dem Betongemenge für die Pfähle ein Wasserzementfaktor von 0,50 und bei dem Betongemenge für die Aufbauten ein solcher von 0,60 sich ergab.

Ein Aufseher beaufsichtigte an der Mischmaschine die richtige Zusammensetzung der Mischung und die Mischdauer. Die Größe des Mischbehälters war 500 l. Der Zement kam mit Eisenbahnwagen an. Er wurde, um an Standgeldern zu sparen, sofort entladen, zur Verwendung aber im allgemeinen erst zugelassen, wenn die 3-Tagefestigkeit der Druckwürfel vorlag. Ausnahmsweise mußte zweimal auch nach einem Tage die Freigabe folgen, um die Arbeitsmöglichkeiten auszunutzen. Der Zement für die Mischungen wurde in besonders hergestellten Holzkasten

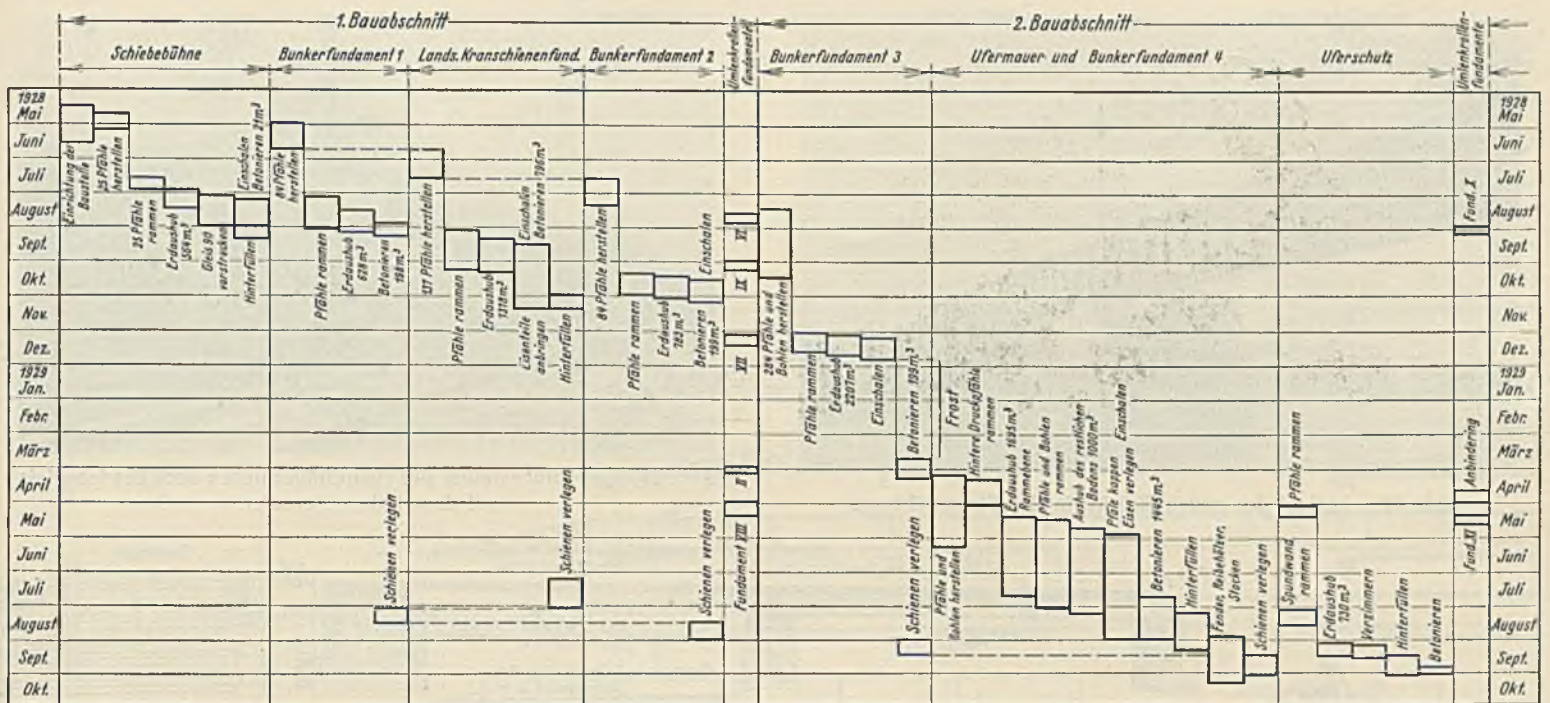


Abb. 17.

abgemessen, der Kiessand in Loren. Die zur Überprüfung des Wasser-gehalts vorgenommene Ausbreitprobe auf dem Rütteltisch ergab bei dem Pfahlbeton einen Durchmesser von 0,5 m, sonst 0,4 m. Das angelieferte Eisen wurde durch die Biegeprobe geprüft. Das Einbringen des Betons wurde durch den Bauaufsichtsbeamten überwacht; für die Untersuchung der Zuschlagstoffe und die Herstellung der Würfel war ihm ein Arbeiter beigegeben. Von jedem Pfahllager (20 Stück) wurden zwölf Betonwürfel hergestellt zur Bestimmung der Festigkeit nach 3, 7, 28 und 90 Tagen.

Der Hochofenzement entstammte dem Hochofenwerk Westeroode am Harz, der Eisenportlandzement dem Hochofenwerk Lübeck. Die größten und kleinsten Würfelstärken zeigt Tabelle 3.

Tabelle 3.

		Druck in kg/cm ² nach				Zug in kg/cm ² nach		
		3 Tg.	7 Tg.	28 Tg.	90 Tg.	7 Tg.	28 Tg.	90 Tg.
H.O.Z.	min.	101	227	350	380	17	27	25
	max.	323	499	635	755	43	53	51
E.P.Z.	min.	107	230	402	447	20	33	34
	max.	252	360	582	631	41	51	45

Tabelle 4.

		Druck in kg/cm ² nach				Zug in kg/cm ² nach		
		3 Tg.	7 Tg.	28 Tg.	90 Tg.	7 Tg.	28 Tg.	90 Tg.
H.O.Z., gelagert in Schuppenmitte	min.	235	372	497	577	34,8	28,2	39,5
	max.	145	248	345	496	34,5	21	41

Die Betonarbeiten ruhten vom 21. Dezember 1928 bis 15. März 1929 infolge des starken Frostes (auf der Baustelle gemessen bis -32° C). Die im Schuppen verbliebenen Vorräte an Hochofenzement, die Knollen-

bildung zeigten, wurden vor der Verwendung nach Aussieben nochmals den Normproben unterworfen. Die Festigkeiten ergaben sich gemäß Tabelle 4.

6. Kosten.

Die Kosten des gesamten Bauvorhabens einschl. Nebenarbeiten und Verwaltungskosten haben 952 000 RM betragen; davon entfallen auf die Kaimauer 375 000 RM oder 2450 RM/m, das landseitige Brückenschienenfundament 103 000 „ 675 „, die drei Bückerschienenfundamente . . . 156 000 „ 350 „.

Der Titel „Unvorhergesehenes und Verwaltungskosten“ schließt ab mit 102 000 RM, d. s. 12% der Summe der Bautitel.

Die in den Jahren 1924 bis 1926 errichtete, auf Holzpfahlrost gegründete Kaimauer des Erzkaiss hat 2740 RM/m gekostet; sie wurde im Wasser erbaut, ihre Hinterfüllung erforderte deshalb große Bodenmassen, deren Kosten den Einheitspreis stark beeinflusst haben, obwohl der Preis der Holzpfähle je m³ damals nur 40,50 RM betrug gegenüber 64 RM im billigsten Angebot bei der Ausschreibung für die Verlängerung (Mai 1928), und obwohl der Beton je m³ bei einem Zementgehalt von 300 kg damals mit nur 31,60 RM bezahlt wurde gegenüber 59 RM bei der jetzigen Ausführung. Diese Verteuerung erklärt auch die erhebliche Steigerung der Kosten für das landseitige Brückenschienenfundament, dessen erste Ausführung bei 117 m Länge im Jahre 1926 mit 460 RM/m abgerechnet worden ist.

Zu erwähnen sind noch folgende Einzelpreise:

- Lieferrn, Rammen und Kappen der Eisenbetonpfähle von 31,5x37 cm² Querschnittfläche 21,— RM/m,
- Lieferrn, Rammen und Kappen der 30 cm starken Eisenbetonspundwand 47,40 RM/m².

Der Bauleitung waren zugeteilt die Herren Stadtbaumeister Francke und Stadtbaupinspektor Grussendorf. Die Arbeiten wurden ausgeführt von der Firma Christiani & Nielsen in Hamburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Aarebrücke der Gäubahn bei Olten.

Von Dipl.-Ing. Bühler, Bern.
(Schluß aus Heft 29.)

Die Werkstattarbeiten nahmen 7 Monate, die Aufstellungsarbeiten 3 1/2 Monate in Anspruch. Es wogen: Hauptträger I 109,2 t, Hauptträger II 122,7 t, Querverbindungen 85,3 t, Windverbände 7,9 t, Gehwege 9,7 t, Abschlüsse 0,7 t, Lager (aus Stahlguß) 11,6 t, zusammen 347,1 t.

In der Werkstätte waren 29 000 Stück Niete, bei der Aufstellung 16 000 Stück Niete zu schlagen, im ganzen also 130 f. 1 t Stahlbau. Das Nietgewicht machte 11,5 t aus.

Die Anstrichfläche beträgt ohne einbetonierte Flächen 2691 m² oder 7,7 m² f. 1 t Stahlbau, was sehr wenig ist und ebenfalls für die günstige Anordnung Zeugnis ablegt.

In der Werkstätte ergaben sich im ganzen 40 510 Arbeitstunden, auf dem Bauplatz 18 200. Für Bauplatzeinrichtungen, Miete von Gerüst-

holz usw., einschließlich der Kosten für Transporte, wurden 31 013 Fr. ausgegeben.

Abb. 17 zeigt die vollendete Brücke, die als sehr gefällig und ansprechend angesehen wird. — Über die Seitenöffnungen am rechten Ufer geben Abb. 18 bis 20 Aufschluß. Die Trägerdecken haben eine Spannweite von im Mittel 13 m. Entsprechend der Wirkung der Fliehkräfte sind die äußeren Träger DIN 90 stärker als die inneren, gegen das Kurvenzentrum zu gelegenen Träger DIN 80. Reichliche Bewehrungen im Quersinne sichern den dauernden Zusammenhang der Decken, die wie üblich gut isoliert sind. Kräftige Eiseneinlagen über dem kleinen Pfeiler (Pf. I) und dem Uferpfeiler (Pf. II) sollen Rissebildungen und daraus entstehende Undichtigkeiten verhindern.



Abb. 17. Ansicht der neuen Brücke in der Stromrichtung.

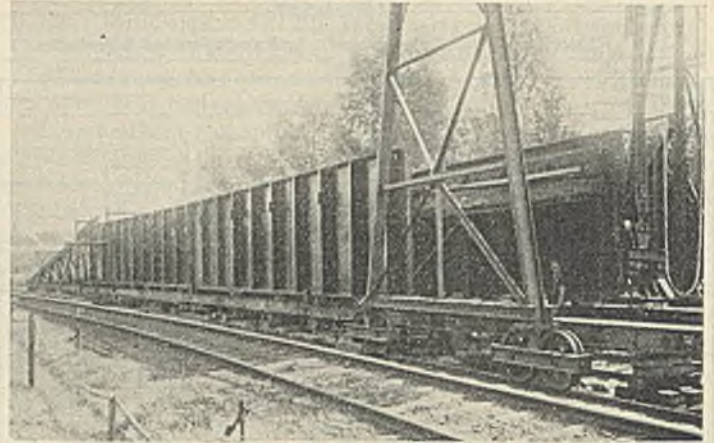


Abb. 21. Zusammenstellen der Hauptträger neben dem Betriebsgleis auf dem linken Aareufer.

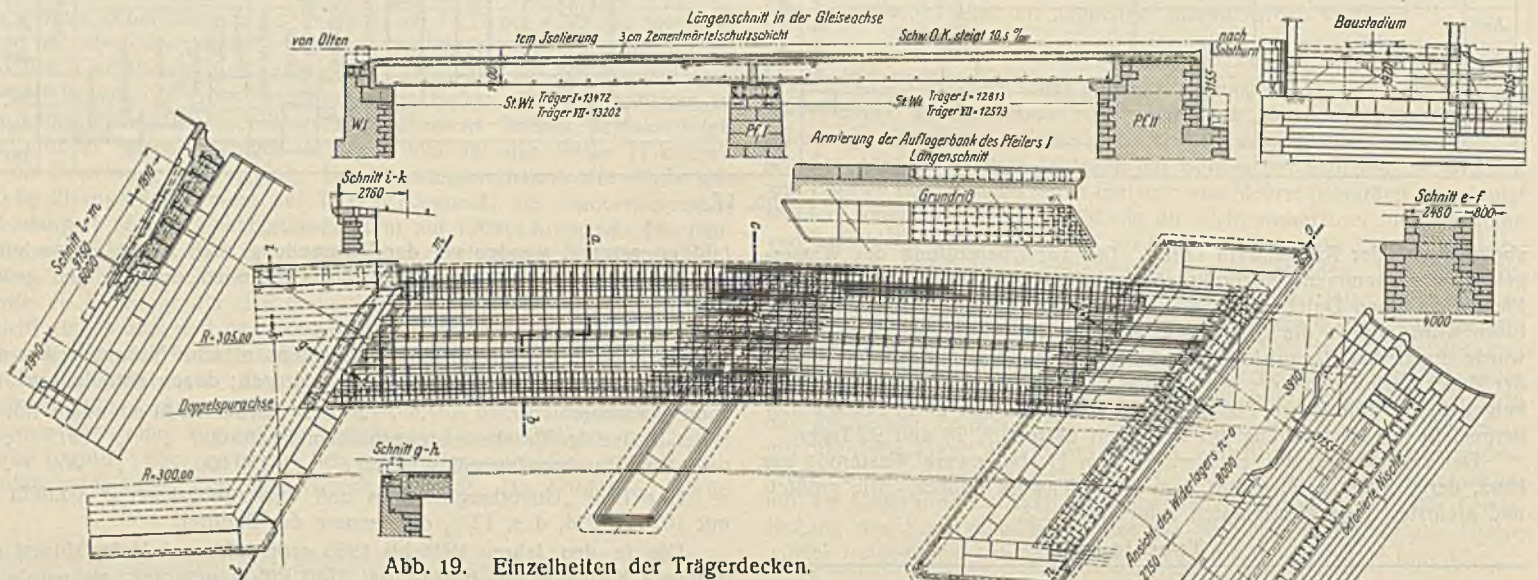


Abb. 19. Einzelheiten der Trägerdecken.

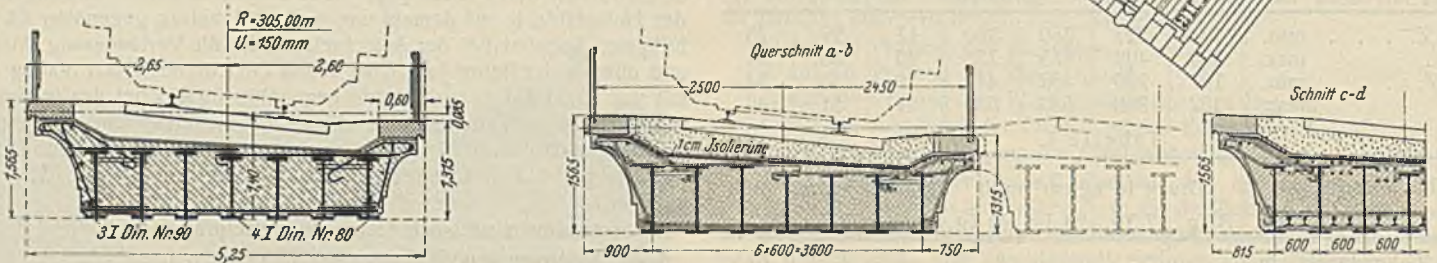


Abb. 20. Querschnitte durch die Trägerdecken mit Bewehrungen.



Abb. 18. Allgemeine Anordnung der kleinen Seitenöffnungen beim rechten Ufer.

4. Aufstellung der Brücke.

Wie eingangs erläutert, war der Unterbau der alten Brücke und die anschließende Strecke bereits für die Legung der Doppelspur vorbereitet. Dies gestattete, das zwar längst bekannte, aber für eine Kurvenbrücke doch ungewöhnliche Verfahren des Längsschiebens anzuwenden.

Zu diesem Zwecke wurde mit dem Zusammenbau der Brücke auf dem Hochufer, Seite Olten-Hammer, in der Verlängerung der gekrümmten Bahnachse begonnen, das heißt also auf dem Platz, der für die künftige Doppelspur vorgesehen gewesen war. Zum Zusammenstellen der bis zu 12 m Länge gelieferten Hauptträger diente ein Bockkran von 18 t Tragkraft und 5,6 m Spurweite, dessen Fahrgleis ebenfalls in der entsprechenden



Abb. 22. Vorschiesbeschnabel, Lage beim linken Ufer.

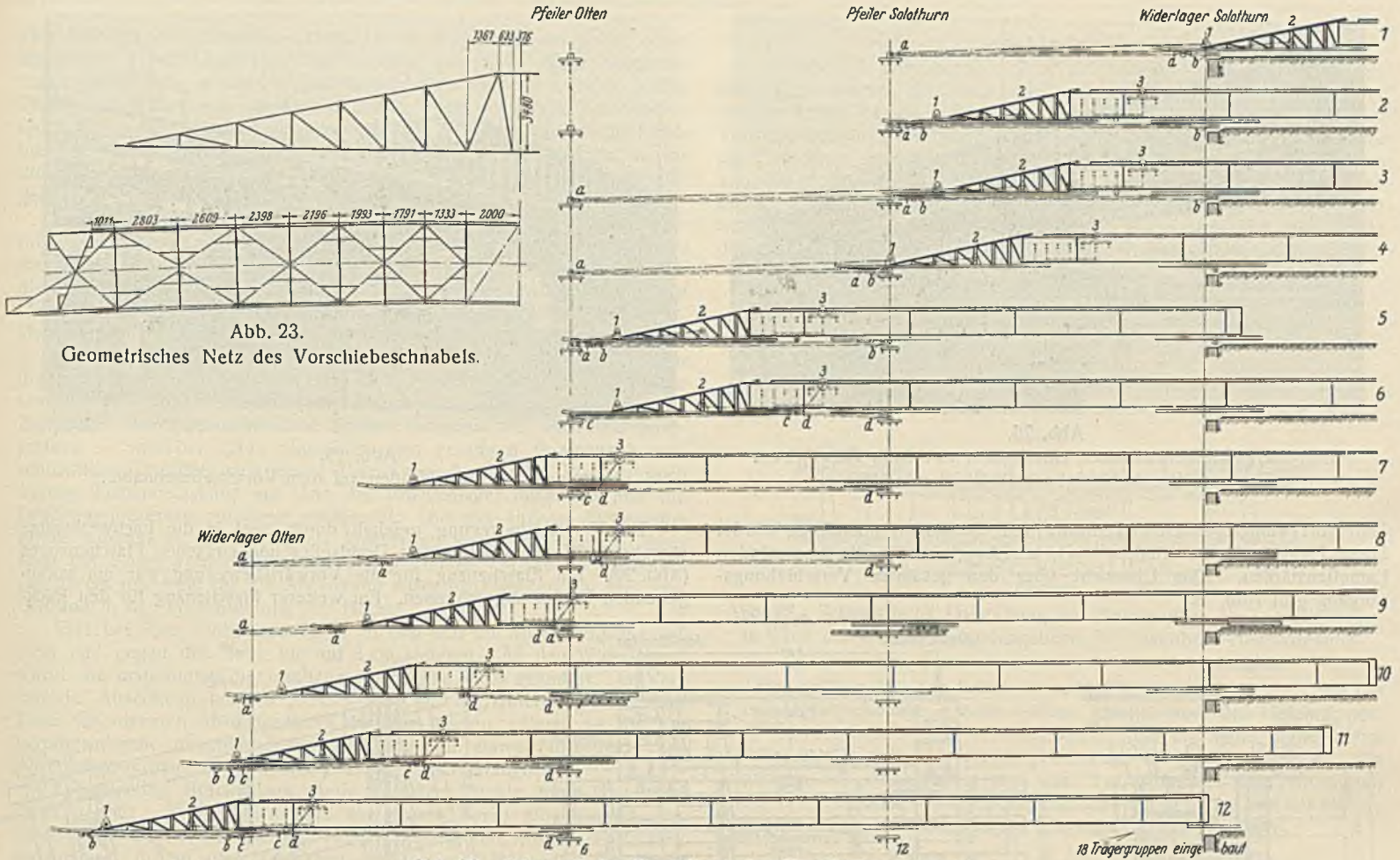


Abb. 23. Geometrisches Netz des Vorschiebeschnabels.

Abb. 28. Schematische Darstellung des Vorschiebevorganges.

Krümmung lag (Abb. 21). Das angearbeitete Brückenmaterial wurde von einem auf der Station Olten-Hammer aus vorgelegten Gleis unter den Kran gefahren. Die schwersten Brückenteile wogen 18 t.

Da die Brücke für eine ganze, frei auskragende Stützweite etwas schwach gewesen wäre, wurde ein Vorschiebeschnabel benutzt, wie das

Brückenachse so weit vorgeschoben, bis auf dem freigewordenen Platz weitere Brückenabschnitte aufgestellt werden konnten, wobei vor dem Vernieten durch Nivellements die genaue durch Überhöhungen ausgeglichene Trägerform bestimmt wurde. Dieses Vorschieben und Anfügen dauerte fort, bis das zuerst angelegte Brückenende das Widerlager Selte Olten erreicht hatte und der Fachwerkschnabel abgebrochen werden konnte (Abb. 24 bis 26). Damit lag die neue Brücke um etwa $3\frac{1}{2}$ m lotrecht über

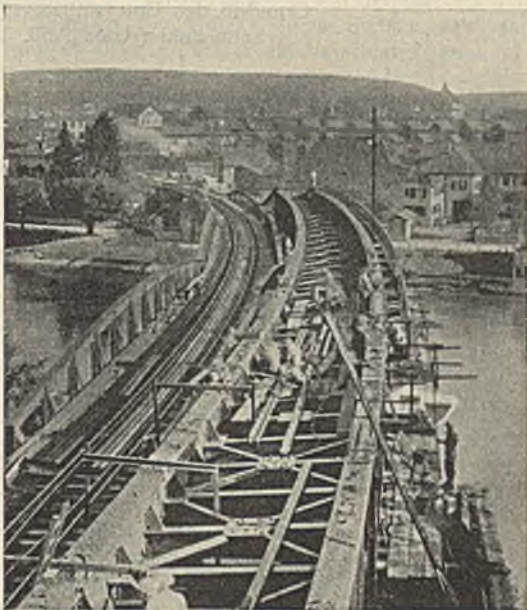


Abb. 24. Arbeiten an den neuen Überbauten während des Vorschlebens. (Vernieten, Anmontieren der Gehwege usw.)



Abb. 25. Die neuen Überbauten sind über dem 2. Pfeiler angelangt.

früher beim Längsschieben vielfach üblich gewesen war (Abb. 22 u. 23). Es wurde nun über dem Widerlager Olten-Hammer zuerst die ungefähr 20 m lange, gleichfalls gebogene Fachwerkspitze aufgestellt, die dieselbe Breite wie die Brücke hatte. Sodann wurde daran das Brückenende Seite Olten (Hauptbahnhof) angefügt und mit dem weiteren Zusammenstellen der Brücke fortgefahren, bis ein etwa 40 m langer Abschnitt fertig vernietet war. Hierauf wurde das Brückenstück genau längs der gekrümmten

ihrer endgültigen Stellung. Für das Längsschieben war auf den Widerlagern, Pfeilern und dem Montageplatz je eine untere Laufbahn von ungefähr 2 m Länge unter jedem Hauptträger aufgestellt; darauf liefen Graugußwalzen, die in gebogenen Rahmen, vom gleichen Halbmesser wie die Brücke, geführt waren (Abb. 27). Über den Walzen lag zunächst der Untergurt der Fachwerkspitze, bestehend aus 2 I 30; daran schlossen sich unter der Brücke selbst je zwei verbundene I 30 an, die ebenfalls leicht gekrümmt waren. Diese Träger waren mit eisernen kleinen Rahmen angehängt, deren Gewicht durch zahlreiche, zwischen die I-Träger und den



Abb. 26.

Die übergeschobenen neuen Überbauten vor dem Absenken. Dahinter die im Betriebe befindliche alte Brücke.

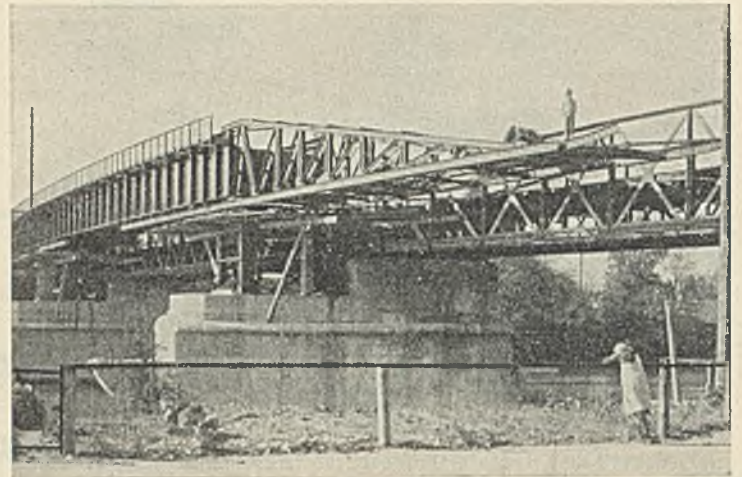


Abb. 29.

Vorschieben mittels Winden auf dem Vorschiebeschnabel.

Untergurt eingelegte Eichenkeilpaare auf die Rollen übertragen wurde. Diese Eichenkeilpaare dienten auch als Ausgleich für die wechselnden Lamellenstärken. Eine Übersicht über den gesamten Verschiebungsvorgang gibt Abb. 28.

Die Vorwärtsbewegung geschah durch zwei in die Fachwerkspitze eingebaute Wellenböcke mittels Drahtseiles und einfachen Flaschenzuges (Abb. 29). Ein Flaschenzug für die Vorwärtsbewegung war am vorangehenden Pfeiler angeschlossen. Ein weiterer Flaschenzug für den Rück-

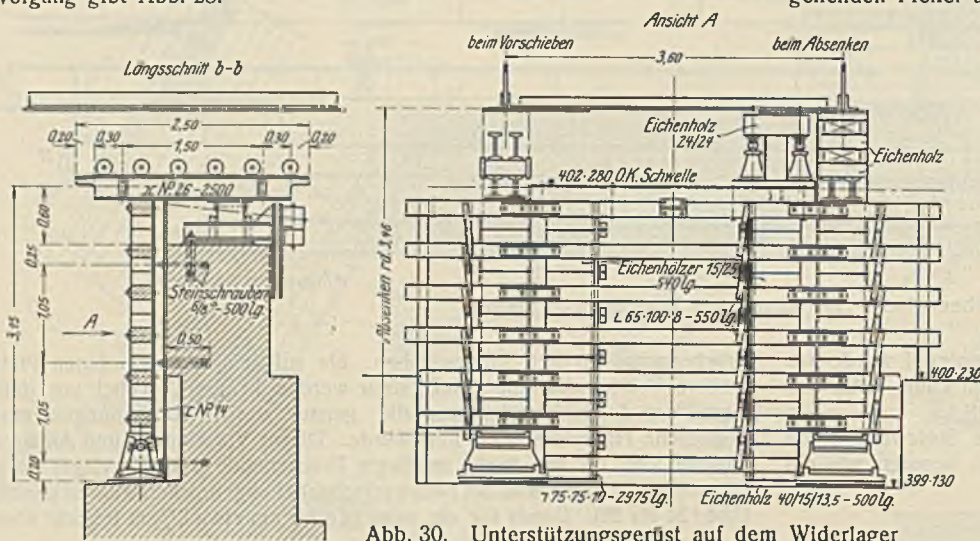


Abb. 30. Unterstüztungsgerüst auf dem Widerlager Seite Solothurn (linkes Ufer).

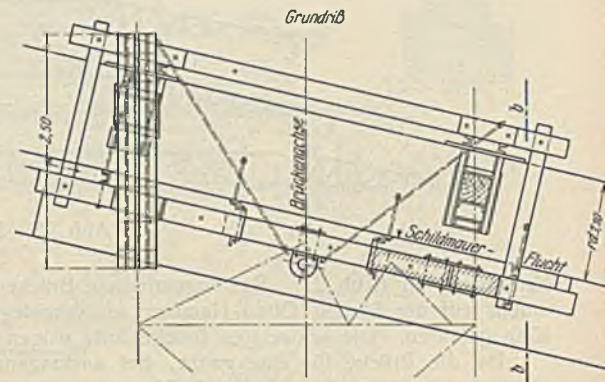


Abb. 31. Grundriß des Unterstüztungsgerüsts beim linken Ufer (Abb. 30).

Bei der Verschlebung lag bei jeder Laufbahn ein kleiner Vorrat an Gußrollen, Eichenkeilen u. dgl. Als bald nach dem Ablafen einer Rolle wurde diese vorn aus dem Rahmen herausgeschraubt und hinten im Rahmen wieder eingesetzt. Abgelaufene Rollenrahmen und obere Laufträger wurden als bald abgeschraubt und gleichfalls hinten wieder angesetzt. Für diese Arbeiten waren an den Pfeilern und Widerlagern konsolartig vorgebaute Holzgerüste mit Arbeitsböden errichtet.

halt der Brücke griff am zuletzt überfahrenen Pfeiler an. Ein Rückhalt war notwendig, weil die ganze Brücke in einem Gefälle von 10,5 ‰ liegt.

Die Reibung der ganzen Einrichtung betrug nur wenig über 1 ‰ des Gewichtes, so daß recht geringe Kräfte, die in der Regel von ein bis zwei Mann am Wellenbock erzeugt werden konnten, zur Fortbewegung genügten.

Da es wichtig war, nach der gesamten Verschiebelänge von 120 m die Brücke genau senkrecht über ihrer endgültigen Lage einzustellen, wurde peinlich darauf geachtet, beim Fahren möglichst wenig von der abgesteckten Achse abzuweichen. Es wurde daher bei jeder Laufbahn die seitliche Verschiebung während der Fahrt ständig geprüft, und Abweichungen wurden schon im Entstehen durch kleine Nachhilfen beim Einlegen der Gußwalzen ausgeglichen. Außerdem war bei den Pfeilern zwischen jedes untere Laufbahnträgerpaar ein Stempel eingebaut, der durch eine Druckwasserpresse gehoben werden konnte. Sollte nun eine seitliche Verschiebung korrigiert werden, so wurde zwischen zwei Gußrollen über dem Stempel ein kräftiges Vierkantstück eingelegt und mit dem Stempel gegen die oberen Laufbahnträger gepreßt. Die dadurch entlasteten Rollen konnten dann mit ihrem Rahmen gedreht werden, wodurch, nach dem Absenken des Stempels, sich die Seitenverschiebung beim Weiterfahren schnell ausglich. Dieses Ausrichten mußte jedoch nur selten vorgenommen werden.

Da die Hauptträger der Brücke in der endgültigen Lage nur wenig über die Widerlageroberkante herausragen, auf dem Montageplatz aber eine Höhe von mehr als 1 m über dem Boden für die Verschiebeeinrichtung und auch für das Nietieren der Untergurtstöße erforderlich war, mußte die Brücke, wie zuvor erwähnt, rd. 3,5 m zu hoch montiert werden.

Das bedingte, daß das Fahrgerüst auf den Widerlagern auf 3,5 m hohen, in den Schildmauern verankerten Eichenholzstapeln aufruhte (Abb. 30 u. 31). Auf den Pfeilern trugen ebenfalls je vier Türme aus kurzen rechteckigen



Abb. 27. Verschiebewagen am hinteren Ende der Hauptträger.

Eichenklötzen die Verschiebebahn. Durch Eisenfachwerke waren diese Holztürme gegen Längs- und Seitenschübe gesichert. Nach beendeter Langverschiebung wurde die Brücke nacheinander, und zwar an jedem Pfeiler und Widerlager, bei den für das Anheben der Brücke berechneten Querträgern durch Druckwasserpressen etwas gehoben. Die dadurch entlasteten Verschiebebahnen konnten hierauf entfernt und durch Eichenklötze ersetzt werden. Die Konsolgerüste wurden an der Brücke aufgehängt.

Es war vorgesehen, bei den Pfeilern, auf zwei der vier Eichenholztürme Druckwasserpressen zu stellen und die Brücke etwas zu heben, sodann auf den beiden anderen Stapeln eine Lage Holz zu entfernen, die Pressen bis zur Entlastung abzusenken, dann unter den Pressen ein Holz wegzunehmen und so fort, bis die Brücke abgesenkt gewesen wäre. Ganz ähnlich war die Absenkvorrichtung an den Widerlagern.

Da einerseits die Brücke durch die schon eingebaute Schalung für die Fahrbahnplatte etwas schwerer als vorgesehen war, andererseits die verwendeten jungen, feuchten Eichenhölzer bei dem starken Frost im Zeitpunkte des Absenkens zum Spalten neigten und sich zusammenpreßten — was bei 3,5 m Stapelhöhe den gesamten Pumpenhub verschluckte —, wurden nach einem Absenkversuch auf den Pfeilern noch weitere Eichenholzstapel am Orte der Brückenlager aufgebaut und die Druckwasserpressen auf diese aufgestellt. Die vier äußeren Eichenholztürme konnten so gleichzeitig als Abstützung verwendet werden. Aber auch bei dieser verdoppelten Anordnung konnte von dem Pumpenhub von 16 cm nur 4 cm für die Absenkung ausgenutzt werden, der Rest verschwand in der Formänderung der Holzer.

Erst bei einer Höhe von 2,5 m an ließ sich die Absenkungstufe auf 5 cm und gegen das Ende bis auf 8 cm steigern. An den Widerlagern wurde die ursprünglich vorgesehene Anordnung nicht geändert. Im Verlauf der Absenkung mußten jeweils nicht nur die Hölzer, sondern auch Teile des eisernen Absenkgerüsts entfernt werden. Damit ist die Erfahrungstatsache neuerdings erwiesen, daß nur starre Stützpunkte bei Absenkungsvorgängen erfolgreiche rasche Arbeit ermöglichen.

Die jeweilige Brückenlage wurde an jedem Punkte durch feste Maßstäbe geprüft. Vom Befehlsplatz aus wurde durch eine eingesteckte Tafel zuerst die bei der nächsten Stufe abzusenkende Anzahl Zentimeter, sodann noch die an allen Maßstäben entsprechende Höhenzahl angezeigt, so daß ein Zurückbleiben eines Punktes leicht zu vermeiden war.

Unmittelbar vor dem Erreichen der endgültigen Brückenlage wurden die Stahlgußlager entsprechend den Ergebnissen eines genauen Nivellements versetzt und die Brücke darauf abgelassen, worauf das Betonieren der Fahrbahn, die Herstellung der Widerlageranschlüsse und Anstricharbeiten erledigt werden konnten.

Es wogen: a) der Fachwerkschnabel 15 t, b) die Eisengerüste für das Absenken der Brücke (f. 1 Pfeiler 4,8 t, f. 1 Widerlager 1,7 t) 13 t, c) die Gerüste zum Anheben der Brücke beim Richten der Walzen 1,4 t, d) Anhängerüstungen 0,6 t, e) Träger als Verschiebebahnen 14 t, f) Gußwalzen und Führungsrahmen 12 t, im ganzen 56 t.

Dazu wurden etwa 70 m³ Holz verwendet, wovon etwa 50 m³ Tannenholz.

5. Berechnungsgrundlagen.

Die Brückenachse liegt in einer Kurve von 305 m Halbmesser. Als Spannweiten wurden drei Öffnungen von 35,05 + 35,2 + 35,05 m der Berechnung zugrunde gelegt. Die Brückenbreite beträgt 3,60 m. Der Lastenzug besteht aus einem Zug von Lokomotiven von 11 t Laufmetergewicht und Achsdrücken von 25 t. Als Geschwindigkeit wurde im Hinblick auf den Bahnhof Olten, wo alle Züge anhalten, nur 70 km/h angenommen.

Infolge der stetigen Krümmung der Hauptträger müssen deren Längsspannungen stetig abgelent werden. Dadurch entstehen Seitenkräfte, die auf die Querrahmen einwirken und die die Hauptträger wieder neu belasten. Infolge der verhältnismäßig kleinen Krümmung der Hauptträger konnte bereits in erster Annäherung die Verbesserung der Hauptträgermomente als ausreichend genau angesehen werden, die auch der Berechnung der seitlichen Widerstandsfähigkeit der Gurte, Pfosten und Querrahmen zugrunde gelegt wurden.

Die Berechnung gestaltete sich selbstverständlich viel umfangreicher als diejenige einer geraden Brücke; sie bot aber sonst keine Schwierigkeiten. Die Berechnung geschah im übrigen nach der eidgenössischen Vorschrift für Eisenbauten vom Jahre 1913. Einzig für den Windverband wurde mit Rücksicht auf die kräftige, stark entlastende Betonplatte eine um rd. 50% erhöhte Beanspruchung zugelassen.

6. Belastungsprobe.

Die Brücke wurde am 16. Dezember 1927 erprobt und alsbald in Betrieb genommen. Sie erwies sich als außerordentlich steif. Die berechneten Einsenkungen der Mittelöffnung betragen 14 mm. Die gemessene Einsenkung ergab 10 mm. Die Schwingungen waren sehr gering. Beide günstigen Ergebnisse dürften wohl ausschließlich der sehr steifen Fahrbahnplatte zuzuschreiben sein.

7. Schlußwort.

Im Grundriß gekrümmte eiserne Brücken sind bis jetzt nur wenige ausgeführt worden, und zwar meistens in großstädtischen Verhältnissen und für kleine Lasten. Die ersten Bauten dürften wohl auf der Wiener Verbindungsbahn (Nordbahnhof-Hauptzollamt) über die Ausstellungstraße am Praterstern entstanden sein, wo im Jahre 1878 eine in einem Bogen von 190 m liegende Brücke für eine Doppelspur erstellt wurde. Auch die Vorgängerin dieser Bauten, die aus dem Jahre 1848 stammte, soll bereits ähnlich ausgeführt gewesen sein. Ferner ist noch eine zweite derartige Brücke über die Lassalle-Straße vorhanden¹⁾ (Abb. 32).

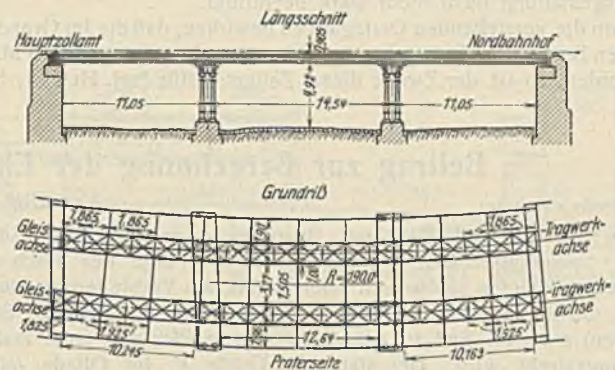


Abb. 32. Schematische Darstellung der Brücke über die Lassallestraße in Wien der Wiener Verbindungsbahn (Nordbahnhof—Hauptzollamt).

Eine größere derartige Brücke ist sodann im Jahre 1904 beim Bau der Pariser Untergrundbahn erstellt worden, nämlich über den Hafen Rapée-Bercy in der Zufahrt zur Austerlitzbrücke über die Seine (ligne métropolitaine No. 2, sud), die stetig gekrümmte Hauptträger besitzt. Die Bahnkurve hat einen Halbmesser von 70 m (Abb. 33). Die Stützweiten betragen 2 × 34,3 m. Der Hauptträgerabstand beträgt 8 m, und das eiserne Mitteljoch ist in den Hauptträgern eingespannt (Rahmenträger).

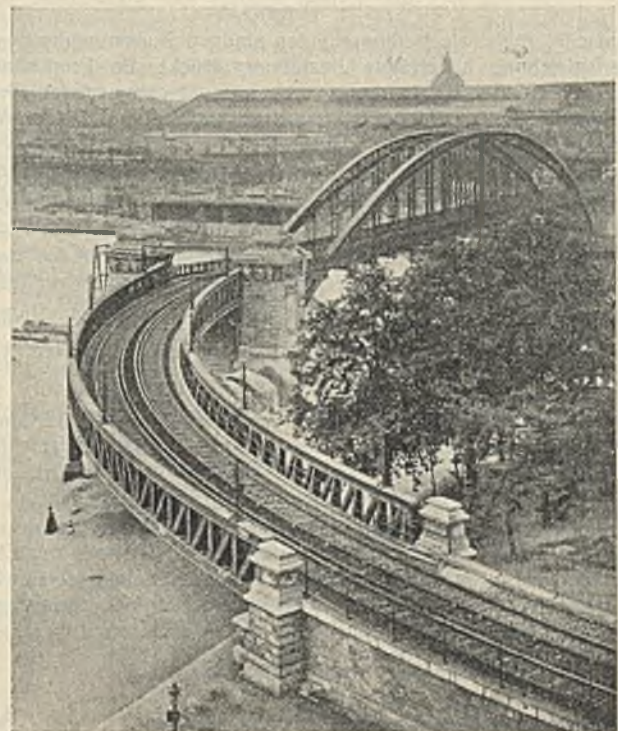


Abb. 33. Zufahrtbrücke über den Hafen Rapée-Bercy bei der Austerlitzbrücke über die Seine in Paris.

Die Hamburger Stadtbahn erhielt im Jahre 1911 einen in einem Bogen von 71 m Halbmesser liegenden eisernen Viadukt mit je zwei durchgehenden Brücken von 25,6 + 22,7 und 22,7 + 28,8 m Stützweite. Die Gurtungen sind polygonal, d. h. bei jedem Knotenpunkte gebrochen. Der Hauptträgerabstand beträgt 6,92 m.²⁾

Es darf als gewiß angenommen werden, daß Kurvenbrücken ein sehr großes Anwendungsgebiet hätten, wenn dem nicht die etwas schwierige Anarbeitung der Hauptträger in den Werkstätten entgegenstände. Eine

¹⁾ Gemäß gefälligen Mitteilungen von Herrn Ministerialrat Gebauer der österreichischen Staatsbahnen.

²⁾ S. u. a. D. Bztg. 1912.

erhebliche Erleichterung ergäbe sich, wenn die gekrümmten Winkel und Lamellen gebogen ab Walzwerk bezogen werden könnten. In dieser Beziehung sollten die Walzwerke Entgegenkommen zeigen, da es schließlich auch in ihrem Interesse liegt, wenn das Anwendungsgebiet des Eisenbaues tunlichst vermehrt werden kann. Stetig gekrümmte Träger können in baulicher Hinsicht große Vorzüge besitzen und sind jedenfalls, was das Ansehen anbelangt, wohl am schönsten, sofern für einen gekrümmten Brückenquerschnitt die Voraussetzungen gegeben sind.

Die Erschwernis der Bohr- und Nietarbeit in der Werkstätte könnte durch passende Einrichtungen wohl auf ein Maß vermindert werden, das die Preisgestaltung nicht mehr stark beeinflusst.

Wenn die vorstehenden Darlegungen bewirken, daß die im Grundriß gekrümmten Brücken mehr beachtet und damit auch in vermehrtem Maße erstellt werden, so ist der Zweck dieser Zeilen erfüllt (vgl. Heft 31, S. 486).

Beitrag zur Berechnung der Einflußlinien statisch unbestimmter Systeme.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. L. Kulka, Hannover.

Jede statische Größe (Stabkraft, Biegemoment, Querkraft, Auflagerreaktion, Spannung) eines Tragwerkes ist die Folge der durch dessen Anordnung bedingten, teilweisen oder gänzlichen Verhinderung einer Bewegung, die durch äußere Wirkungen (Lasten, Wärmeänderungen, Stützensenkungen) am Orte und in entgegengesetzter Richtung jener statischen Größe angestrebt wird. Der statischen Größe X_p im Gliede oder am Orte p eines gegebenen r -fach statisch unbestimmten Tragwerkes ist hier nach der unter der gleichen Wirkung m entstehende Weg $\delta_{p m r-1}$ in jenem $r-1$ -fach statisch unbestimmtem System zugeordnet, das aus dem gegebenen Tragwerk durch Beseitigung der jener statischen Größe zugrunde liegenden Bewegungseinschränkung hervorgeht. Innerhalb des Proportionalitätsbereiches ist die statische Größe X_p mit dem in ihrer entgegengesetzten Richtung auftretenden Wege $-\delta_{p m r-1}$ in gleicher Weise verknüpft wie ihre Einheit mit dem dieser im $r-1$ -fach statisch unbestimmten Tragwerk entsprechenden Wege $\delta_{p p r-1}$, also gilt:

$$(1) \quad \frac{X_p}{-\delta_{p m r-1}} = \frac{1}{\delta_{p p r-1}}$$

Diese einfache, meist als Bedingung des stetigen Zusammenhanges oder als Arbeitsgleichung abgeleitete Beziehung drückt die Proportionalität zwischen auftretender Kraftwirkung und in entgegengesetzter Richtung angestrebtem Wege aus, wobei als Proportionalitätsfaktor die dem Wege 1 entsprechende statische Größe auftritt.

Wird insbesondere unter $\delta_{p m r-1}$ der im $r-1$ -fach statisch unbestimmten System durch die Last 1 mit dem Angriffspunkt m erzeugte Weg in Richtung von X_p verstanden und berücksichtigt, daß $\delta_{p m r-1} = \delta_{m p r-1}$ ist, so erhält man nach Gleichung 1 die Einflußlinie für die statische Größe X_p des r -fach statisch unbestimmten Systems als Biegelinie des $r-1$ -fach statisch unbestimmten Systems für dessen Belastung mit $X'_p = -\frac{1}{\delta_{p p r-1}}$, wobei der Weg in Richtung der gesuchten X_p den Betrag -1 aufweist.

In diesem Satze ist das kinematische Verfahren zur Ermittlung der Einflußlinien statisch bestimmter Größen als Sonderfall eingeschlossen, wobei anstatt der Biegelinie die kinematische Verschiebungslinie auftritt, die dem Wege -1 der gesuchten statischen Größe entspricht.

Von Gleichung 1 ausgehend, hat Prof. Dr. E. Melan in der „Bautechn.“ 1929, Heft 34, S. 520 ein Verfahren zur Berechnung der Einflußlinien eines r -fach statisch unbestimmten Tragwerkes angegeben. Es sei mir nun gestattet, kurz darauf hinzuweisen, daß sich der Rechnungsgang des Melanschen Verfahrens mit dem Wege deckt, den Grüning in seinem

Die Bearbeitung des Bauentwurfes für die Aarebrücke der Gäubahn bei Olten geschah durch die Firma Th. Bell & Cie., Maschinenfabrik in Kriens-Luzern, unter der bewährten Leitung von Herrn Oberingenieur Ackermann, auf Grund des Vorentwurfes der Brückenbausektion der Generaldirektion der S. B. B. in Bern. Herr Ingenieur Dick der genannten Firma hatte die Leitung der Aufstellungsarbeiten, die er mit großer Sachkenntnis besorgte. Seine dankenswerten Angaben wurden für einen Teil des Abschnittes 4 benutzt.

Berichtigung. In Heft 29, S. 447, linke Spalte, unter 2., Absatz 2, muß der in Zeile 4 beginnende Satz: „Die vorangehenden Brücken sind . . .“ wie folgt lauten: „Die vorangehenden Brücken sind die Reußbrücke in der Fluhmühle bei Luzern (Gebrüder Benkiser, Pforzheim 1862/63), die Brücke über die alte Aare usw.“

Werke „Die Statik des ebenen Tragwerkes“, S. 336 ff. bei Besprechung des Gaußschen Eliminationsverfahrens eingeschlagen hat. Mit den Zeichnungen der Melanschen Abhandlung bedeutet δ_{ik} die im statisch bestimmten Grundsystem durch $X_k = +1$ in Richtung von $X_i = +1$ erzeugte Verschiebung oder Winkeländerung, und $\delta_{mi} = \delta_{im}$ die Verschiebung des Angriffspunktes der im Knoten m wirkenden Last 1 durch $X_i = +1$ bzw. den Weg von $X_i = +1$ durch die Einheitslast im Punkte m . Multipliziert man die Elastizitätsgleichungen des Satzes 3 des Melanschen Aufsatzes der Reihe nach mit $c_1^{(p)}, c_2^{(p)} \dots c_r^{(p)}$, addiert hierauf die r -erweiterten Gleichungen und setzt in der so entstehenden Summengleichung den Faktor von X_p gleich -1 , denjenigen aller übrigen $r-1$ X_k gleich Null, so sind hierdurch für die $c_k^{(p)}$ r Bestimmungsgleichungen festgelegt, die bei Berücksichtigung von $\delta_{ik} = \delta_{ki}$ aus den Elastizitätsgleichungen der früher erwähnten Gruppe 3 dadurch gewonnen werden, daß die X_k durch die $c_k^{(p)}$, ferner das Absolutglied δ_{mp} durch 1 und die Absolutglieder aller übrigen Elastizitätsgleichungen durch Null ersetzt werden. Die früher erwähnte Summengleichung liefert aber bei der für die Faktoren der X_k getroffenen Festsetzung:

$$-1 X_p + c_1^{(p)} \delta_{m1} + \dots + c_r^{(p)} \delta_{mp} + \dots + c_r^{(p)} \delta_{mr} = 0$$

oder, da es sich um Einflußlinien handelt, also $X_p = \eta_p$ ist,

$$\eta_p = \sum_{i=1}^r c_i^{(p)} \delta_{mi}$$

Durch gleichzeitige Belastung des statisch bestimmten Grundsystems mit

$$X_1 = c_1^{(p)}, X_2 = c_2^{(p)} \dots X_r = c_r^{(p)}$$

entsteht die mit der Einflußlinie für X_p identische Biegelinie.

Wie ersichtlich, stimmen die $c_k^{(p)}$ mit den Melanschen $\xi_k^{(p)}$ überein und folgen wie diese gleichzeitig für je eine Unbekannte X_p aus je einem Gleichungssatz.

Wie aus diesen Bestimmungsgleichungen für die $c_k^{(p)}$ weiter leicht zu ersehen ist, lassen sich die $c_k^{(p)}$ als die Werte der überzähligen statischen Größen X_k deuten, die im gegebenen r -fach statisch unbestimmten System dann auftreten, wenn dieses mit einem Fehlmaß von $\delta_{pf} = +1$ montiert wurde, oder wenn, falls es sich um einen überzähligen Stab X_p handelt, nur dieser eine Wärmelängenänderung von $\delta_{pt} = +1$ erfährt, während das Tragwerk sonst unbelastet ist.

Vermischtes.

Technische Hochschule Berlin. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden Herrn Dr. phil. Paul de Gruyter, Inhaber der Eisenbaufirma Breest & Co, Berlin N 20, in Anerkennung seiner persönlichen Verdienste um die Entwicklung der seit über 50 Jahre bestehenden Firma und damit des deutschen Stahlbaues, insbesondere in ästhetischer Beziehung.

Aus dem Geschäftsbericht der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 1929¹⁾ entnehmen wir, daß die Finanzlage zu einer auf die Dauer nicht erträglichen Einschränkung der Ausgaben für die baulichen Anlagen zwang. Da die Aufnahme neuen Kapitals nicht möglich war, konnten die Anlagen nicht an die Erfordernisse der Wirtschaft und des Verkehrs und Betriebes in nötigem Maße angepaßt werden.

An neuen Strecken wurden dem Betrieb übergeben: Block Flingern—Düsseldorf—Eller Güterzugstrecke, Mörs—Knippbrücke—Duisburg-Beek—

(Oberhausen) Verbindungsbahn, Kinding—Beilngries Nebenbahn, Jungfernhöhe—Gartenfeld Hauptbahn. Der Bau der übrigen Neubaustrecken wurde weitergeführt. Fertiggestellt von den im mehrgleisigen Ausbau befindlichen Strecken sind: 2. Gleis der Strecke Viersen—Dülken, 3. u. 4. Gleis einer Teilstrecke der Strecke Stuttgart—Ludwigsburg, 2. Gleis einer Teilstrecke der Strecke Jagstfeld—Osterburken. Mit den Bauarbeiten für den viergleisigen Ausbau von Köln—Duisburg wurde begonnen.

In Betrieb genommen wurden die neuen Personenbahnhöfe Königsberg (Pr.) und Liegnitz, fertiggestellt sind die Bahnhöfe Zittau, Wannsee, Gesecke, Vorhalle, Kreuzthal V. B., Horb, Nördlingen, Würzburg H. B., Beuthen, Rüsselheim. Die Ergänzungen im alten Personenbahnhof Heidelberg sind im wesentlichen beendet.

Die Empfangsgebäude in Beuthen, Königsberg H. B. und Königsberg-Holländerbaum wurden fertiggestellt, die Erweiterungsbauten des H. B. Mannheim und des Geschäftsgebäudes der R. B. D. Berlin in Benutzung genommen. Das Empfangsgebäude Bremen-Neustadt und die Erweiterung des Geschäftsgebäudes der R. B. D. Halle wurden im Rohbau fertiggestellt.

¹⁾ Über den Geschäftsbericht 1928 vgl. Bautechn. 1929, Heft 33, S. 511.

Der Bau des Empfangsgebäudes Oberhausen wurde begonnen, in Angriff genommen wurden Erweiterungen der Direktionsgebäude in Nürnberg und Regensburg. Die Unterhaltung der baulichen Anlagen mußte sich auf die Gewährleistung der Betriebsicherheit beschränken. Die verfügbaren Mittel wurden deshalb vor allem für die Gleise und Weichen, für die Brücken und Sicherungseinrichtungen eingesetzt, ferner für die Trockenlegung und die Erneuerung des Mauerwerks in besonders nassen und baufälligen Tunneln. Das letztere gilt besonders von den Tunneln der Schwarzwaldbahn und einiger Strecken im Stuttgarter Bezirk. Das eingebrochene Gewölbe des Frieda-Tunnels auf der Strecke Leinefelde-Treysa wurde wiederhergestellt, der Umbau des 120 m langen Friedhof-tunnels bei Bruchsal vollendet. Die Arbeiten zur Verstärkung der Berliner Stadtbahnbogen wurden fortgesetzt. Von den 723 Bogen sind bis jetzt 387 verstärkt worden.

Rückständige Gleiserneuerung konnte auch diesmal aus geldlichen Gründen nicht nennenswert nachgeholt werden. 3383 km Gleise erster Ordnung, außerdem 10 060 Weichen, auf einfache Weichen berechnet, sind vollständig erneuert worden. Die planmäßigen Unterhaltungsarbeiten sind im vorgesehenen Umfang durchgeführt worden; die Beseitigung der Winterschäden beanspruchte die Mittel für Unterhaltung in stärkerem Maße als in den Vorjahren.

Für die vollständige Erneuerung der Gleise mit Neustoffen ist Reichsbahnoberbau K verwendet worden. Auf den wichtigsten Strecken (mit FD-Zugverkehr) ist dieser Oberbau mit Schienen S 49 von 30 m Länge verlegt worden. Es liegen jetzt schon 2320 km dieses Langschienenoberbaues. Der Wegfall der Hälfte der Stöße hat den Unterhaltungsaufwand merklich gemindert und die Annehmlichkeit des Befahrens wesentlich erhöht. Mit dem Oberbaumeßwagen sind 23 000 km durchgehende Hauptgleise auf ihren betriebsicheren Zustand hin untersucht worden. In Kassel bei der R. B. D. ist eine Gesteinsprüfstelle eingerichtet zur Untersuchung der verschiedenen Gesteinsarten. Die Prüfungen werden von einem Spezialisten für den ganzen Reichsbahnbereich ausgeführt.

Vollständig mit Neustoff erneuert werden künftig nur noch die Gleise der 1. Ordnung einschließlich der Sonderklasse; für die Erneuerung der übrigen Gleise werden Altstoffe und nur wenig Neustoffe verwendet. Hierdurch wird die Liegedauer der Oberbaustoffe in den wichtigsten Gleisen auf etwa 18 Jahre beschränkt.

Über den Brückenbau hat bereits Dr.-Ing. e. h. Schaper in der Bautechn. 1930, Heft 1 u. 3 eingehend berichtet; es darf hierauf verwiesen werden.

Die Signal- und Sicherungsanlagen wurden den Betriebsanforderungen entsprechend an vielen Stellen ergänzt und verbessert. In Bayern wurde auf einer Reihe von Bahnhöfen die Zentralisierung der Weichen- und Signalbedienung durchgeführt. Die Ausrüstung von Bahnlinien mit elektrischer Streckenblockung wurde fortgesetzt. Auf Bahnhöfen, wo der Fahrdienstleiter in der Übersicht über die Gleise behindert ist, sind selbsttätige Einrichtungen zur Verhütung der Freigabe besetzter Einfahrgleise hergestellt worden.

Es ist damit begonnen worden, in einer nach neuen Grundsätzen geregelten Anordnung die Hauptstrecken durchweg mit Ausfahrtsignalen zu versehen. Ferner sind Versuche im Gange, wonach ein von der geraden Fahrt abzweigender Fahrweg schon am Vorsignal gekennzeichnet wird.

Die Frage des Ersatzes der Fernsignale durch Lichttagessignale wurde weiterverfolgt. Die auf der Strecke Ruhbank—Dittersbach versuchsweise eingerichteten Lichttagessignale sind in dauernde Benutzung genommen worden.

Die Versuche auf dem Gebiete der Zugbeeinflussung zum Zwecke der Verhütung des Überfahrens von Haltesignalen wurden in größerem Maßstabe fortgesetzt und auch auf die Erzwingung von Fahrgeschwindigkeitsermäßigungen an Abzweigungen und Langsamfahrstellen ausgedehnt. Ls.

Die Neubauten im Hafen von Dar Es Salaam. Nach einem Bericht in „Dock Harbour“ Nr. 98 vom Dezember 1928 ist im inneren Hafen, in den die Schiffe durch einen Kanal von außen hineingelotet werden, zur Zeit für sechs Hochseeschiffe und einen Küstendampfer Platz.

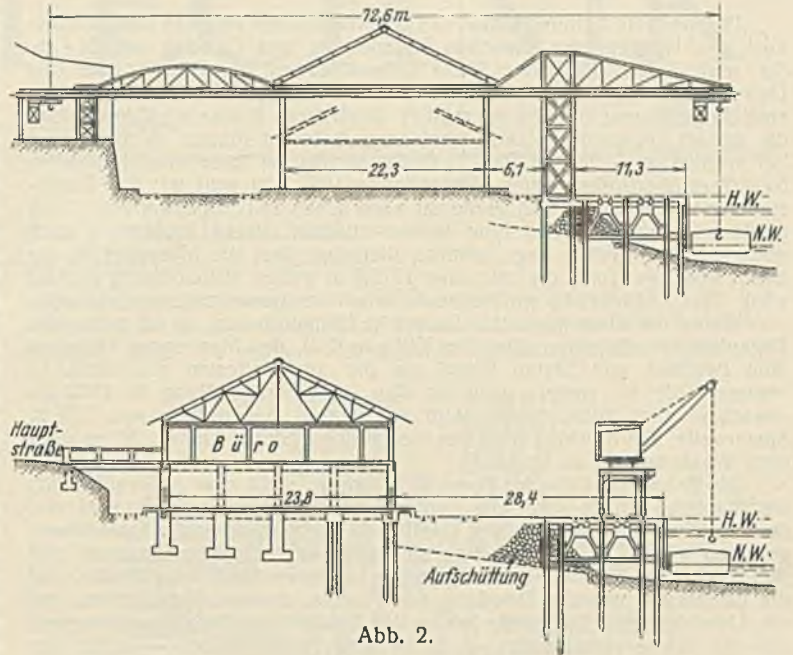


Abb. 2.

Im Jahre 1926 sind neue, auf Eisenbetonpfehlern errichtete Eisenbetonkais mit einer Gesamtlänge von 285 m gebaut worden, an denen die geringste Wassertiefe 1,8 m ist. Gleichzeitig wurden über einer Fläche von 460 m² Lagerhäuser für die Einfuhr und auf 3220 m² Fläche Ausfuhrlagerhäuser errichtet. Der Abstand zwischen den Kaipfehlern beträgt 3 m; die Pfehle sind 12 bis 13,5 m lang. Sie wurden so weit eingetrieben, bis sie bei 10 Schlägen mit einem Rammbar von 1500 kg Gewicht und 1 m Fallhöhe nur noch 1 cm einsanken (Abb. 1).

Die Lagerhäuser sind teils ein-, teils zweistöckig. Die einstöckigen Lagerhäuser sind unmittelbar auf der Aufschüttung, hinter den Kalmauern errichtet, während die zweistöckigen, teilweise Arbeitsräume enthaltenden Lagerhäuser zum Teil auf Eisenbetonpfehlern ruhen (Abb. 2).

Die Ausrüstung des Hafens besteht zur Zeit aus sieben elektrisch betriebenen Portalkranen (1 zu 20, 1 zu 5 und 5 zu 3 t) und sechs Dampfkranen (5 zu 5 und 1 zu 3 t) und je einem elektrisch betriebenen Transportkran von 1 t Leistung zwischen Kai und Lagerhaus und diesem und dem höher liegenden Ufer. Schm.

Brücken in Amerika. Nach einer Statistik, aufgestellt nach Angaben des Corps of Engineers, der technischen Truppe des amerikanischen Heeres, der bekanntlich der staatliche Wasserbaudienst zufällt, gibt es, wie Engineering World im Dezemberheft 1928 berichtet, in den Vereinigten Staaten 6643 Brücken aller Art, die über schiffbare Wasserstraßen führen. Unter diesen sind 2337 Eisenbahnbrücken, die übrigen sind Straßenbrücken, eine Anzahl nimmt aber sowohl Straßen wie Eisenbahnen auf. Unter den festen Brücken sind 28 Hängebrücken, eine Brückenform, die in den Vereinigten Staaten besonders gepflegt worden ist. Bemerkenswert ist die große Zahl der beweglichen Brücken, was ebenso wie die Verbreitung der Hängebrücken mit dem Vorhandensein zahlreicher breiter schiffbarer Flüsse zusammenhängt. Es gibt 1771 Klappbrücken, 61 Hubbrücken, 34 Schiffsbrücken, 19 rückwärts ausfahrbare Brücken und 32 bewegliche Brücken anderer Bauart.

Eine Sonderstellung nimmt die Schwebefähre über den Schifffahrkanal in Duluth ein. Die fahrbare Plattform hängt an einem Träger, der 41 m über dem Wasserspiegel liegt. Das in seiner Art in den Vereinigten Staaten einzig dastehende Bauwerk soll demnächst durch eine Hubbrücke ersetzt werden. Die Türme, auf denen jetzt ihr Träger ruht, sollen dabei erhalten bleiben. Ihr hebbarer Träger erhält eine Stützweite von 117,65 m, seine Hubhöhe beträgt 37,9 m; er kommt im gehobenen Zustande mit seiner Unterkante 41,2 m über HHW zu liegen, so daß die größten Schiffe unter ihm durchfahren können.

Eine Besonderheit des amerikanischen Brückenbaues sind neben Brücken mit ungewöhnlich großer Stützweite Brücken von großer Länge, bestehend aus einer großen Anzahl von Einzelträgern, die auf einer Reihe von Jochen aufrufen. Sie finden sich namentlich im Mündungsgebiet der großen Flüsse; 39 von ihnen haben 200 und mehr Öffnungen. Eine solche Brücke in Texas hat 1150, eine andere in Kalifornien 1278 Öffnungen, aber an der Spitze steht die Brücke über den Albemarle-Sund in Nord-Karolina mit 2093 Öffnungen. — 62 Brücken liegen 100 Fuß (30,5 m) und mehr über dem Spiegel des Wassers, das sie überschreiten. Die höchste, 70 m über dem Wasserspiegel liegend, ist die untere Bogenbrücke über die Niagara-Fälle. Die beiden anderen Brücken über diese Fälle erheben sich auf 65 m und 58,5 m über dem Wasserspiegel. Bei den Brücken über den East River in New York beträgt die lichte Höhe 41 m.

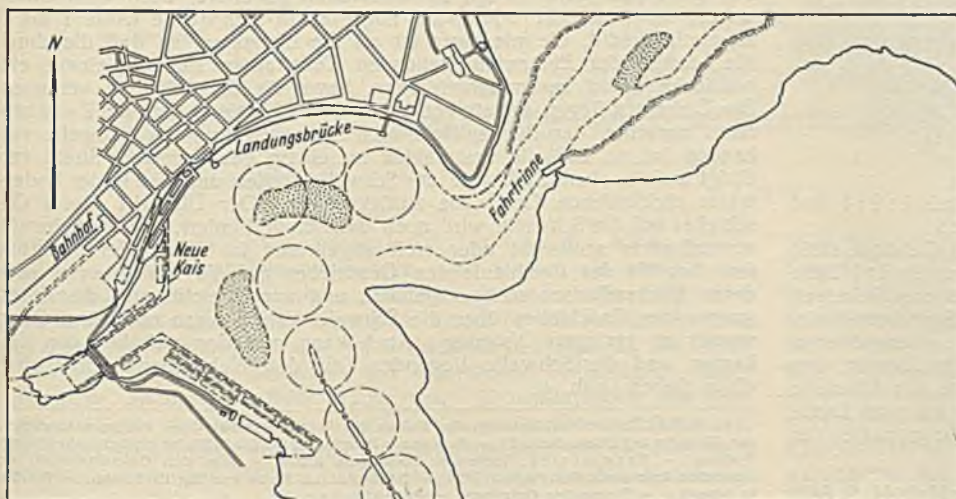


Abb. 1.

Die weiteste Öffnung unter den amerikanischen Brücken besitzt heute noch die Hängebrücke zwischen Philadelphia und Camden mit 514 m. Sie muß jedoch die erste demnächst an die Brücke über den Detroit-Fluß abgeben, die im Jahre 1929 fertiggestellt worden ist und eine Hauptöffnung von 564 m erhält.¹⁾ Auch diese Brücke wird den Ruhm, die weitest gespannte zu sein, nicht lange behalten können, denn sie wird bei weitem von der im Bau befindlichen Brücke über den Hudson in New York übertroffen, deren Mittelöffnung 1067,5 m weit ist; ihre Fertigstellung ist im Jahre 1932, vielleicht auch schon 1931 zu erwarten. Noch größere Spannweite wird eine Brücke erhalten, deren Ausführung aber noch im weiten Felde liegt, nämlich diejenige über die Meerenge in der Bucht von New York, die mit einer 1372,5 m weiten Mittelöffnung geplant wird. Damit dürfte die größte heute mögliche Spannweite erreicht sein.

Waren die eben genannten Bauwerke Hängebrücken, so ist unter den Bogenbrücken diejenige über den Kill van Kull, den Meeresarm zwischen dem Festland und Staten Island als die am weitesten gespannte zu nennen. Sie ist zurzeit noch im Bau, ihre Fertigstellung ist 1932 zu erwarten. Ihre Mittelöffnung wird von einem Bogenträger von 510 m Spannweite überbrückt. Die über sie geführte Straße kommt 50 m über dem Wasserspiegel zu liegen.²⁾

Die Brückenstatistik des Corps of Engineers stellt eine außerordentlich umfangreiche Arbeit dar. Die Zahlen und sonstigen Angaben sind von den örtlichen Dienststellen des staatlichen Wasserbaudienstes zusammengetragen worden. Sie erstrecken sich außer auf die Abmessungen und Bauart der Brücken auf deren Lage zur nächsten Stadt oder Straße, auf die Entfernung von der Mündung des Flusses, den sie überbrücken, auf die Lichthöhe und Lichtweite unter der Brücke, auf ihre Benutzungsart, auf die Wasserverhältnisse — Hoch- und Niedrigwasser — unter der Brücke. Auch der Eigentümer, die Zeit des Baues usw. sind angegeben. Endlich werden Mitteilungen über das Gesetz gemacht, das die Genehmigung zum Bau der Brücke ausspricht, sowie über die Genehmigung des Entwurfs durch die vorgesetzte Behörde des Corps of Engineers, das Kriegsministerium.

Eine eigenartige Gründung. Die Insel Manhattan hat bekanntlich einen felsigen Untergrund, die Oberfläche der Felsschicht ist aber sehr unregelmäßig, und es kommt vor, daß bei Häusern, die gar nicht weit voneinander entfernt sind, in dem einen Fall eine künstliche Gründung angewendet werden muß, um tragfähigen Boden zu erreichen, während im anderen Fall der Fels ausgearbeitet werden muß, um den nötigen Raum für die Unterkellerung des Gebäudes zu gewinnen. So steht z. B. das mehr als 20 Stock hohe Rathaus auf etwa 100 Druckluftkisten, die aber nur zum Teil bis auf den festen Fels abgesenkt worden sind, während das nicht weit davon entfernte Park-Row-Gebäude, seinerzeit das höchste Geschäftshaus, auf hölzernen Pfählen steht. Das St.-Paul-Gebäude ruht auf Eisenträgern, die nur wenige Fuß unter Straßenhöhe in Beton eingehüllt sind; andere Gebäude stehen wieder auf hohen Betonpfählen, die einzeln bis auf den festen Fels hinunterreichen.

Eine eigenartige Gründung hat man nach „Eng.“ bei dem Bezirksgericht für New York angewendet. Dieses 40 m hohe, also verhältnismäßig niedrige Gebäude hat einen sechseckigen Grundriß von 98 m Durchm. Sein Bau hat 20 Mill. Dollar gekostet. An der Baustelle steht unter einer 3 m hohen aufgefüllten Schicht stark wasserhaltiger Sand; der Umstand, daß das Wasser in Bewegung ist, hat das Bauen in jener Gegend sehr erschwert. Da es nicht für möglich gehalten wurde, mit der Gründung des Gerichtsgebäudes den festen Fels zu erreichen, entschloß man sich, das Gebäude etwa 9 m unter Straßenhöhe auf den Sand aufzulagern, wodurch man etwa 4,3 m tief in das Grundwasser hinein kam.

Die Gründung besteht im wesentlichen aus vier Betonringen mit demselben Mittelpunkte, deren innerer Durchmesser 15,25 m, 27,5 m, 55 m und 85,5 m beträgt. Die Ringe sind 3 bis 6 m breit und 5,5 bis 6 m hoch. Nur die beiden inneren Ringe sind vollständige Kreisinge; die beiden äußeren haben Sechseckform, der vorletzte davon mit beiderseits, der äußerste mit innen abgestumpften Ecken (s. die aus „Eng.“ entnommene Abb.). An gegenüberliegenden Seiten ist die Sechseckform des Grundrisses durchbrochen, um den Eingang und das Treppenhaus unterzubringen. Über den Ringen liegt eine 60 cm starke Betonschicht, die die Kellersohle bildet. Sie ist mit den Ringen fest verankert, um dem Auftrieb des Grundwassers zu widerstehen. Die Gründung enthält etwa 15 000 m³ Beton im Mischungsverhältnis 1 : 2 : 4 und über 1200 t Eiseneinlagen. Sie hat 2 Mill. Dollar gekostet.

Die Grundgrabung machte etwa 75 000 m³ aus. Das Gebäude steht so weit von der Straße zurück, daß man die Baugrube unter 1 : 1 hätte abböschern können, man zog es aber doch zur Erzielung höherer Sicherheit wegen der Art des Bodens vor, sie mit einer eisernen Spundwand einzufassen, die in ungefähr halber Höhe der Böschung 6,7 m tief eingetrieben wurde. Die Grundgrabungsmassen wurden in 45 Lastkraftwagen von 5 t Tragfähigkeit abgefahren; sie wurden etwa 2,5 km von der Baustelle entfernt auf Prahme ausgestürzt, die ihren Inhalt etwa 50 km vom Lande entfernt in das Meer ausschütteten, eine Art, Ausschachtungsmassen zu beseitigen, die in New York viel geübt wird.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1929, Heft 5, S. 70; Heft 21, S. 330; Heft 41, S. 642; 1930, Heft 8, S. 112.

²⁾ Vgl. Bautechn. 1929, Heft 48, S. 748; weitere Angaben folgen demnächst.

Beim letzten Drittel der Grundgrabung trat starker Wasserandrang ein. Es wurde ein 5,5×5,5 m großer Pumpensumpf bis auf etwa 11,3 m Tiefe ausgehoben und mit Spundwänden eingefabt. In diesen wurden fünf Schleuderpumpen mit 10 bis 30 cm weiten Rohren eingesetzt, die noch durch zwei Kolbenpumpen mit Dampftrieb unterstützt wurden, wenn das Durchschnittsmaß der täglichen Wasserförderung, das etwa 11 350 m³ betrug, überschritten wurde. Die elektrisch angetriebenen Schleuderpumpen arbeiteten dauernd; sie mögen im ganzen 37 Mill. m³ Wasser gefördert haben. Von dem Pumpensumpf gingen strahlenförmig Rohrgräben aus, in denen 45 cm weite Rohre lagen; diesen floß das Wasser aus Seitengräben zu, in denen es durch tönernen Dränrohre gesammelt wurde. Auf diese Art gelang es, die Baugrube so trocken zu halten, daß die Löffelbagger, die den Boden aushoben, auf der jeweiligen Sohle fahren konnten. Unter der Gründungssohle wurde ein ähnliches Entwässerungsnetz wie das während des Baues benutzte eingebaut. Die freien Enden der Rohre wurden mit Klarschlag und Kies umpackt. Wenn sich das Grundwasser unliebsam bemerkbar machen sollte, kann es durch dieses Netz während des Bestandes des Bauwerks dauernd oder vorübergehend abgepumpt werden.

Wkk.

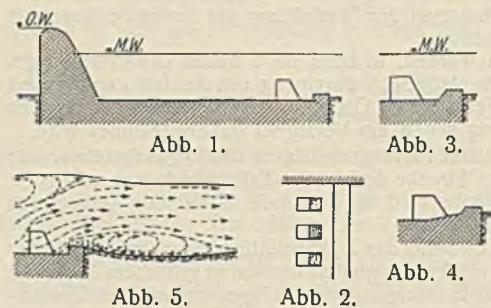
Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Anlage zur Wasserkraftvernichtung und zur Verhütung von Auskolkungen unterhalb der Toskammer von Wehren oder ähnlichen Anlagen in geschiebeführenden Wasserläufen. (Kl. 84a Nr. 497 900 vom 17. 8. 1926 von Prof. Dr.-Ing. Karl Thurnau in Darmstadt). Die üblichen Einbauten zur Vernichtung der Wasserkraft oder zur Sicherung gegen übermäßige Auskolkung der Flußsohle, die meist als Pfeiler, Blöcke, Zähne, Zahnschwellen u. dgl. an den Enden der Wehrboden liegen, verlieren durch die Angriffe und Beschädigungen des Geschiebes an Wirkung. Diese Einbauten weisen gewöhnlich am oberen Ende eine als Stoßfläche wirkende senkrechte oder steil geneigte Vorderfläche auf und werden stromabwärts durch flacher geneigte Rückflächen begrenzt, deren Neigung verschieden groß ist. Sie werden meist so in Reihe angeordnet, daß die Stoßflächen in einer Ebene oder versetzt zueinander liegen. Der über das Wehr fließende Wasserstrom wird durch die Einbauten in Strahlen zerlegt, von denen ein Teil über die Einbauten hinweggeht, während der andere Teil seinen Weg durch die Lücken zwischen den Einbauten nimmt. Der Angriff des Geschiebes auf die Einbauten geschieht durch Stoß und Schleifwirkung. Mittleres und feineres Geschiebe wird in dem reißenden Wasserstrom zum weitaus größten Teil um die Kanten der Stoßflächen herumgerissen; von dem durch die Lücken gehenden Geschiebe wird ein Teil sogleich durch die heftigen Wirbel in den Raum zwischen den abgelenkten Strahl und der Rückenfläche der Einbauten gerissen. Von dem Rest wird ein Teil durch die sich hinter

den Wehrboden bildende Bodenwalze dem Wehre zugeführt, und wenn es dort kein Hindernis findet, klettern die Geschiebestücke die Rückenflächen oder Zähne bis an die vordere waagerechte Stoßkante hinauf.

Um nun die Einbauten gegen die Angriffe des Geschiebes möglichst zu schützen, gleichgültig, ob die Einbauten noch innerhalb



des reißenden oder des bereits in den ruhigen Fließzustand übergegangenen Wasserstromes liegen, muß dafür Sorge getragen werden, daß dem durch die Bodenwalze aus dem Kolk an das Wehr herangeführten Geschiebe der Weg auf den Wehrboden und auf die Rückenflächen der Einbauten versperrt wird. Dies geschieht dadurch, daß am Wehrbodenende eine von den Einbauten durch einen Zwischenraum getrennte, nach dem Unterwasser zu senkrecht oder steil abgegrenzte Schwelle (Abb. 1 bis 5) angeordnet wird, die niedriger ist als die Einbauten, so daß die durch die Lücken der Einbauten gehenden Teilstrahlen sich zu einem einheitlichen Strahl zusammenschließen, bevor sie die Schwelle verlassen. Die Einbauten liegen soweit von der Schwelle entfernt, daß ein Zwischenraum zwischen der Rückenfläche der Einbauten und der Schwelle vorhanden ist, so daß die Teilstrahlen zu einem geschlossenen Strahl vereinigt auf die obere Stoßkante der Schwelle treffen und das in der Bodenwalze rücklaufende Geschiebe zurückwerfen. Der Übertritt dieses Geschiebes auf die Schwelle wird noch dadurch verhindert, daß die Schwelle stromabwärts senkrecht oder steil abgegrenzt ist. Zur Verminderung des Angriffs des durchlaufenden Geschiebes auf die Einbauten werden deren Rückenflächen steil ausgeführt, und zur Erleichterung des Überganges des Geschiebes über die Schwelle erhält diese nach dem Oberwasser zu geringere Neigung. Auch kann man den zwischen den Einbauten und der Schwelle liegenden Teil des Wehrbodens leicht nach oben ziehen (Abb. 4).

INHALT: Die Verlängerung des ErzkaIs im Rellerwerderhafen. — Die neue Anrebrücke der Odebahn bei Olen. (Schluß.) — Beitrag zur Berechnung der Einflußlinien statisch unbestimmter Systeme. — Vermischtes: Technische Hochschule Berlin. — Aus dem Geschäftsbericht der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 1929. — Neubauten im Hafen von Dar Es Salaam. — Brücken in Amerika. — Eigenartige Gründung. — Patentschau.

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