

Alle Rechte vorbehalten.

## Die heutige Groß-Erdbautechnik.

Von Direktor Dr.-Ing. Krauth, Berlin-Lichterfelde.

Die Technik der Groß-Erdbewegung hat bei uns in Deutschland einen hohen Grad der Vervollkommnung erreicht, und die dabei angewendeten Arbeitsweisen mit den dafür geschaffenen Geräten wie Bagger, Transportwagen und Maschinen, Verkippsapparaten usw. sind vorbildlich geworden für außerdeutsche europäische und außereuropäische Länder.

### Die Gewinnung des Bodens.

Das deutsche Großgerät für die Groß-Massenbewegung ist der Eimerkettenbagger<sup>1)</sup> im Gegensatz zu Amerika, wo der Löffelbagger auch dort für größte Erdbewegungen verwendet wird, wo wir unbedingt Eimerkettenbagger einsetzen würden. Der Löffelbagger in seiner heutigen Gestalt mit seiner großen Beweglichkeit und in seiner Verwendungsmöglichkeit als Greif-, Kran- und Eimerseilbagger ist ein unentbehrliches Gerät für jeden Unternehmer, seine wirtschaftliche Anwendung ist jedoch begrenzt bei großen Mengenbewegungen, wo aber auch er neben dem Eimerkettenbagger meistens immer noch als Hilfsgerät mit in Tätigkeit sein wird.

Die Entwicklung des Eimerkettenbaggers von den alten Lübecker C-, A- und B-Typen zu den heutigen Konstruktionen ist dem mitteldeutschen Braunkohlenbergbau mit seinen großen Deckgebirgstärken und schwächeren Flözen zuzuschreiben, während dem rheinischen Braunkohlenbergbau mit seinen starken Kohlenflözen und schwachen Deckgebirgstärken die Entstehung der Absetzapparate und deren weitere Entwicklung zu verdanken ist<sup>2)</sup>.

Noch zu Anfang des Krieges war der Lübecker B-Bagger mit 250-l-Eimern, 140 t Dienstgewicht und einer Greiftiefe von etwa 12 m bei 45° Leiterneigung das größte Baggergerät. Wenn auch erfahrungsgemäß bei einem zu Rutschungen neigenden Boden die Rutschgefahr erst bei einer größeren Schnitthöhe eintritt, dann aber bei gleichbleibender Böschungsneigung mit zunehmender Schnitthöhe immer drohender und häufiger wird, so durfte schon mit einem B-Bagger durchschnittlich nicht tiefer als etwa 10 m gebaggert werden. Die vorhandene eine größere Schnitttiefe gestattende Leiterlänge war notwendig zur Herstellung flacherer standsicherer Böschungen und diente bei der Freilegung eines Kohlenflözes als Reserve zur Ausbaggerung etwa auftretender Verwerfungen, wo dann die größte Greiftiefe des Baggers ausgenutzt wurde.

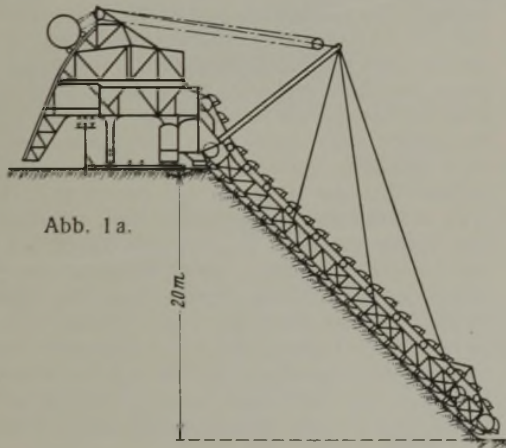


Abb. 1a.

Nachdem in der mitteldeutschen Braunkohle bald Kohlenfelder mit stärkerem Deckgebirge aufgeschlossen werden mußten, konnte die Kohle bald nicht mehr durch einen Baggerschnitt freigelegt werden, es mußten zwei Schnitte, teilweise drei mit je einem besonderen Baggerbetrieb angelegt werden. Um weitere Schnitte mit allen solchen mehrschnittigen Betrieben anhaftenden Verteuerungen und Nachteilen (Anlage und Unterhaltung großer Bagger- und Fahrgleislängen, Bergfahrt der Massen, Fahrten in Serpentin oder mit zahlreichen Rückstößen, großer Bedarf an rollendem Material, große Belegschaft) zu vermeiden, wurden in erster Linie tiefer greifende Bagger notwendig.

Das bald einsetzende Verlangen nach stärkerer Förderung der Kohle erforderte aber auch leistungsfähigere Abraumgeräte. Durch die Elektrisierung der Bagger, durch die Verstärkung der Antriebsmaschinen, Vergrößerung der Eimer, durch einwandfreie Dreipunktlagerung der Bagger-

<sup>1)</sup> Die Ausführungen beziehen sich nur auf die Erdbewegung im Trockenem, also nicht auf Naßbaggerungen mit Schwimmbaggern usw., von denen an anderer Stelle gesprochen werden soll.

<sup>2)</sup> Im deutschen Braunkohlenbergbau werden jährlich über 200 Mill. m<sup>3</sup> Boden (Abraum) bewegt.

konstruktion auf den Bodendruck ausgleichenden Drehgestellen wurde die Stundenleistung erhöht. Wo nicht durch Anlage einer, nicht immer möglichen, aber auch für den Betrieb an sich nicht gerade angenehmen Ringfahrt, die durch die Ein- und Ausfahrt der Züge bei Einportaltaggen entstehenden Baggerpausen vermieden werden konnten, wurde ihr Einfluß infolge der größeren Leistungsfähigkeit der Bagger erheblich herabgemindert.

Der Wunsch nach einer möglichst ununterbrochenen Baggerung führte zur Konstruktion und zum Bau der Doppelportalbagger, und die durch die Doppelportalanordnung schwerer gewordene Bauart erlaubte dann wieder eine weitere Vergrößerung der Greiftiefe, der Eimerinhalte.

Abb. 1 a u. b zeigt in schematischer Darstellung die heutigen größten Einportal- und Doppelportalbagger. Tabelle I gibt die wichtigsten Abmessungen und Leistungszahlen für die alten und die neuen Baggertypen<sup>3)</sup>. Bei der Wahl des Baggers für eine Erdarbeit ist zu berücksichtigen, daß die Greiftiefe eines Baggers nur zu  $\frac{3}{4}$  bis  $\frac{4}{5}$  der theoretischen bei 45° Leiterneigung angenommen werden darf, wo nicht einwandfrei bei steilerer Böschung standfester Boden festgestellt ist. Die Wahl der zulässigen Böschungsneigung erfordert reichste Erfahrung und genaueste Bodenkenntnis.

Die theoretische Stundenleistung ergibt sich aus dem Eimerinhalt  $\times$  Zahl der Schüttungen in der Minute  $\times$  60. Die theoretische Leistung kann bei trockenem Sand- und Kiesboden, bei bester Füllung der Eimer

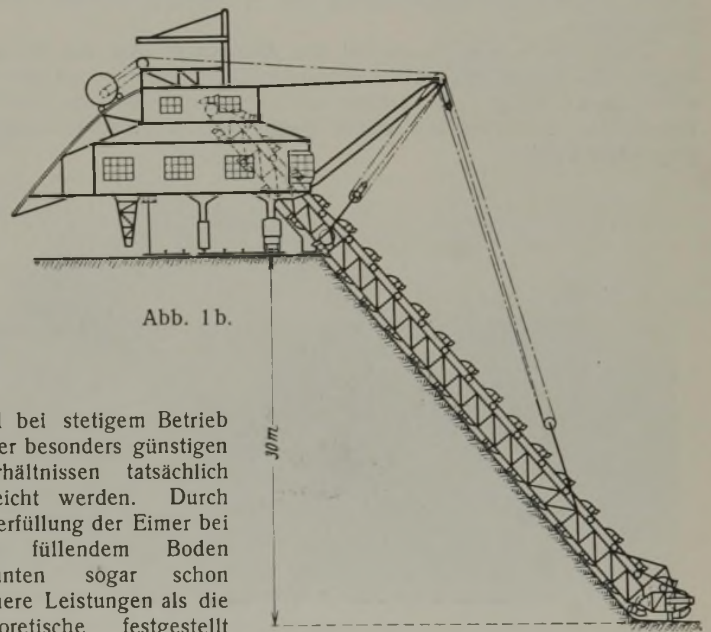


Abb. 1 b.

und bei stetigem Betrieb unter besonders günstigen Verhältnissen tatsächlich erreicht werden. Durch Überfüllung der Eimer bei gut füllendem Boden konnten sogar schon höhere Leistungen als die theoretische festgestellt werden.

Neuere Studien haben gezeigt, daß durch die richtige Form der Einlauf- und Schüttrinne, durch kürzeren Abstand zwischen Eimer und Schüttrinne, durch Wahl der günstigsten Eimerform der Eimerwirkungsgrad um 50% erhöht werden kann. Mit der Erhöhung der Leistungsfähigkeit wird eine Herabsetzung der Betriebs- und Anlagekosten erreicht.

Die Annahme der Leistung für einen bestimmten Baggertyp und für eine bestimmte Bodenart ist nur Erfahrungssache<sup>4)</sup>. Schweres Schneiden der Eimer in Tonboden, Vorkommen von größeren und kleineren Findlingen im Deckgebirge, die Auflockerung schweren Bodens in den Wagen,

<sup>3)</sup> Die Abbildungen und Zahlenangaben beziehen sich auf Bagger und Absetzapparate der Lübecker Maschinenbaugesellschaft als der ältesten Fabrik für solche Geräte. Krupp und Buckau bauen Geräte ähnlicher Konstruktion und Leistungsfähigkeit.

<sup>4)</sup> Aufgabe der Bodenforschung auf dem Gebiete des Groß-Erdbaues müßte es vor allem sein, Grundlagen und Richtlinien für die Beurteilung des Verhaltens des Bodens bei seiner Gewinnung und bei seiner Verarbeitung zu geben, da auf diesem Gebiet die Ansichten vor Inangriffnahme der Arbeit oft weit auseinandergehen und erst der Betrieb zeigt, ob die Annahme richtig war oder nicht.

Tabelle I. Gleis-Eimerkettenbagger.

Type	A Hinter- schütter	Einportalbagger							Doppelportalbagger				
		B	E. III	E. II	E. II	NE. I	NE. I	NE. I	ND. I	ND. I	ND. I	ND. I	J. G.
Eimerinhalt . . . . .	180	250	200	250	300	300	400	500	300	400	500	700	750
Eimer in der Kette bei 4 facher Schakung . . . . .	32	41	43	43	39	52	44	35	55	53	42	30	39 6fach geschakt
Schüttungen/min bei 4 facher Schakung . . . . .	22	20	25	25	25	25	25	25	25	25	25	18	18 bei 6fach geschakter Kette
Theoretische Leistung . . . . . m <sup>3</sup> /h	238	300	300	375	450	450	600	750	450	600	750	760	810
Größte Baggertiefe bei 45° Böschung und in Richtung der Eimerleiter gestrecktem Planierstück . . . m	10	15	14	16	14	20	18	18	21	19	19	22	30
bei geknicktem Planierstück . . . m	8,5	13,5	12	14	12	18	16	16	19	17	17	19,5	27
Größte Baggerhöhe bei 45° Böschung m	8	10	12	13	12	14	14	14	18	18	18	18	18
Stärke des Hauptantriebmotors PS	90	135	90	140	140	200	250	310	220	275	325	380	450
Stärke der beiden Fahrmotoren zus. PS	—	—	20	25	25	60	60	60	60	60	60	80	90
Stärke der Nebentmotoren (Kompressormotor usw.) zus. . . . PS	10	10	10	10	10	40	40	40	40	40	40	65	230
Gesamte installierte Leistung . . . PS	100	145	120	175	175	300	350	410	320	375	425	525	770
Leergewicht ohne elektrische Ausrüstung und Ballast . . . . . t	53	105	80	100	100	180	190	195	220	225	230	255	510
Gewicht der elektr. Ausrüstung . . . t	3	5	4	6	6	10	12	14	11	13	14	17	25
Ballast . . . . . t	18	38	20	48	48	80	80	80	70	74	74	90	80
Gesamtes Dienstgewicht . . . . . t	74	148	104	154	154	270	282	289	301	312	318	362	615
Anzahl der Achsen vorn . . . . .	4	5	4	6	6	8	8	8	10	10	10	16	20
" " " hinten . . . . .	—	5	4	4	4	4	4	4	4	4	4	16	8
Mittlerer Raddruck . . . . . t	6,2	10	8,7	9	9	13,5	14,1	14,4	12,5	13	13,2	9,5	12,5

Verstopfungen der Schüttklappe, Festkleben des Bodens in den Eimern, der Wassergehalt des Bodens, abgesehen von den bei solchen Bodenarten gleichzeitig auftretenden Schwierigkeiten beim Transport und auf den Kippen, können die Baggerleistung auf 1/3 der theoretischen Leistung herabmindern.

Über Theorie und Praxis bei der Aufstellung und der Wahl der Bagger oder weiter unten der Absetzapparate im einzelnen zu sprechen, würde zu weit führen. Es soll hier nur allgemein über das Neue und Wesentliche, über alles mit einem Baggerbetriebe Zusammenhängende gesprochen werden.



Abb. 2.

Abb. 2 zeigt einen Abraumbetrieb in zwei Schnitten mit zwei Doppelportalbaggern der Type ND1 in mittelschwerem Boden. Der dreischnittige Betrieb ist durch einen zweischnittigen Betrieb bei gleichzeitig verstärkter Leistung ersetzt worden.

Das Rücken der schweren Baggergleise geschah vor noch nicht allzulanger Zeit durch besondere Arbeiterkolonnen von Hand.

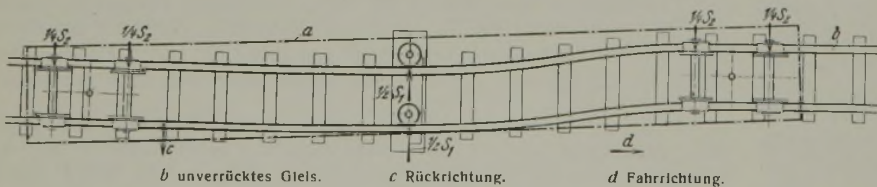


Abb. 3.

Diese Kolonnen von etwa 50 bis 80 Mann benötigten nahezu die Dauer einer Schicht für das Rücken eines fünfschienigen schweren Baggergleises

5) Vgl. „Die Bautechnik“ 1923, Heft 2, S. 9.

von 500 bis 750 m Länge um durchschnittlich 2 m. Während dieser Rückzeit stand der Baggerbetrieb still, so daß sich nach jedem zweiten bis dritten Tag ein Leistungsausfall von etwa einer Arbeitsschicht ergab. Heute ist ein Baggerbetrieb, der wirtschaftlich arbeiten soll, ohne maschinelles Gleisrücken nicht mehr denkbar. Die am meisten verwendete Gleisrückmaschine ist die von Arbenz und Kammerer<sup>6)</sup>. Die Maschine besteht im wesentlichen aus einer auf zwei Drehschemeln fahrbaren, 15 bis 20 m langen Brücke, die in ihrer Mitte einen quer verschiebbaren und hebbaren Rollenrahmen trägt. Die Rollen greifen mit den Tragflanschen unter die Schienenköpfe der Fahrachsen der Rückgleise und rollen während der Rückarbeit an den angehobenen Schienen entlang. Der Rollenrahmen wird vor Beginn der Rückarbeit so eingestellt, daß das Gleis unter der Brückenmitte etwa 10 bis 15 cm angehoben und um das gleiche Maß auch seitlich ausgebogen wird, so daß eine Raumkurve im Gleis entsteht. Nach der Einstellung, die durch Hand oder Elektromotor erreicht werden kann, wird die Rückmaschine durch eigenen Fahrtrieb oder durch eine Hilfslokomotive über das Gleis vorwärts oder rückwärts gefahren. Die Gleiswelle (Abb. 3) wandert dabei fortlaufend über das Gleis, so daß der vordere Drehschemel stets auf dem noch unverschobenen Gleisstück läuft, während der hintere Drehschemel sich bereits auf dem verschobenen Gleisstück befindet. Die Gleisrückmaschine arbeitet stetig, schont das Gleis sehr und kann mit 2 bis 4 m/sek Geschwindigkeit fahren. Eine Störung des Baggerbetriebes tritt nicht ein, da die Maschine durch den Bagger fahren kann. Sie fährt auf dem Fahrgleis und kann daher auf einer Baustelle das Rücken der Gleise für mehrere Baggerbetriebe, das Rücken der Absetzergleise und gegebenenfalls auch der Handkippen besorgen. Rückmaschinen schwererer Konstruktionen sind die sog. Auslegermaschinen von Hasenclever und Lauchhammer.

Der Wunsch, sich von den Baggergleisen frei zu machen, die bei dem Eimerkettenbaggerbetrieb einen großen Teil des Anlagekapitals ausmachen, aber auch große Unterhaltungskosten an Löhnen, an Ersatz für Schwel-

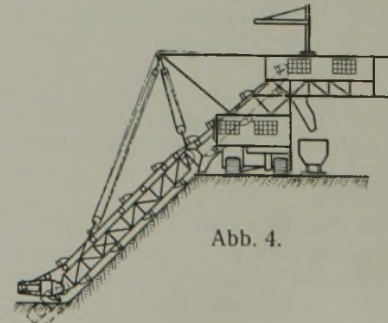


Abb. 4.

len, Schienen und Kleineisenzeug erfordern, hat dazu geführt, die Eimerkettenbagger auch auf Raupen zu bauen, nachdem die Raupenfahrstelle in letzter Zeit erheblich verbessert

worden sind<sup>6)</sup>. Die mit diesen Baggern gemachten Erfahrungen haben bis jetzt nur gute Ergebnisse gehabt. Ein abschließendes Urteil kann über

6) Vgl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 49, S. 721.

Tabelle II. Raupen-Eimerkettenbagger.

Type	R. os	R. Is	R. IIs	R. IIIs	R. IVs	R. Vs	R. VI s	R. VII s
Eimerinhalt . . . . .	15	25	50	75	100	150	200	300
Eimer in der Kette bei 4facher Schakung . . . .	18	21	25	30	32	34	38	40
Schüttungen/min bei 4facher Schakung . . . .	30	30	30	30	30	30	30	30
Theoretische Leistung . . . . . m <sup>3</sup> /h	27	45	90	135	180	270	360	540
GröÙte Baggertiefe bei 45° Böschung und in der Leiterrichtung gestrecktem Planierstück . . m	4,5	5,5	6,5	7,5	8	10	12	12
bei geknicktem Planierstück . . . . . m	3,7	4,5	5,5	6,1	6,3	8,3	10	10
GröÙte Baggerhöhe bei 45° . . . . . m	3	4	5	6	6	8	10	10
Stärke des Hauptmotors . . . . . PS	18	25	35	40	60	75	90	125
Stärke der Fahrmotoren zusammen . . . . . PS	—	—	—	30	35	40	45	50
Stärke der Nebenmotoren . . . . . PS	—	—	—	12	20	25	30	30
Gesamte installierte Leistung . . . . . PS	18	25	35	82	115	140	165	205
Leergewicht ohne elektrische Ausrüstung und Ballast . . . . . t	14,5	20	26	46	75	100	140	148
Gewicht der elektrischen Ausrüstung . . . . . t	0,8	1	1,5	3,5	3,5	4	6	7
Ballast . . . . . t	2,0	3,0	4,0	6,0	10,0	18	22	20
Gesamtdienstgewicht . . . . . t	17,3	24,0	31,5	55,5	88,5	122	168	175
Bodenpressung bei Vollast . . . . . kg/cm <sup>2</sup>	0,7	0,7	0,8	1	1	1	1,2	1,2

die Raupenbagger noch nicht gefällt werden. Sie sind bis heute auch erst nur in beschränkter Größe und Leistungsfähigkeit gebaut und im Betrieb (vgl. Abb. 4 und Tab. II). Wenn auch bei großen Baggereinheiten die Ausbildung der Raupenfahrwerke kostspielig ist, so scheint doch die Entwicklung auch der großen Baggertypen zum Raupenbagger zu treiben. Während der starken Frostperiode des letzten Winters sollen sich diese Bagger infolge Wegfalls des Gleisrückens zuverlässig bewährt haben.

bewältigt werden. Bei dieser neuen Bauart liegen die Böschungskanten sowohl bei der Tief- wie Hochbaggerung so weit von den Baggergleisen entfernt, daß bei vorsichtiger Anlage der Baggerschnitte eine Rutschgefahr, somit die Gefahr der Verschüttung des Baggers bei der Hochbaggerung oder des Absackens bei der Tiefbaggerung nahezu ausgeschlossen ist. Die Ersparnisse und Vereinfachung für den Betrieb, schon weil nur ein Baggergleis für eigentlich zwei Schnitte erforderlich

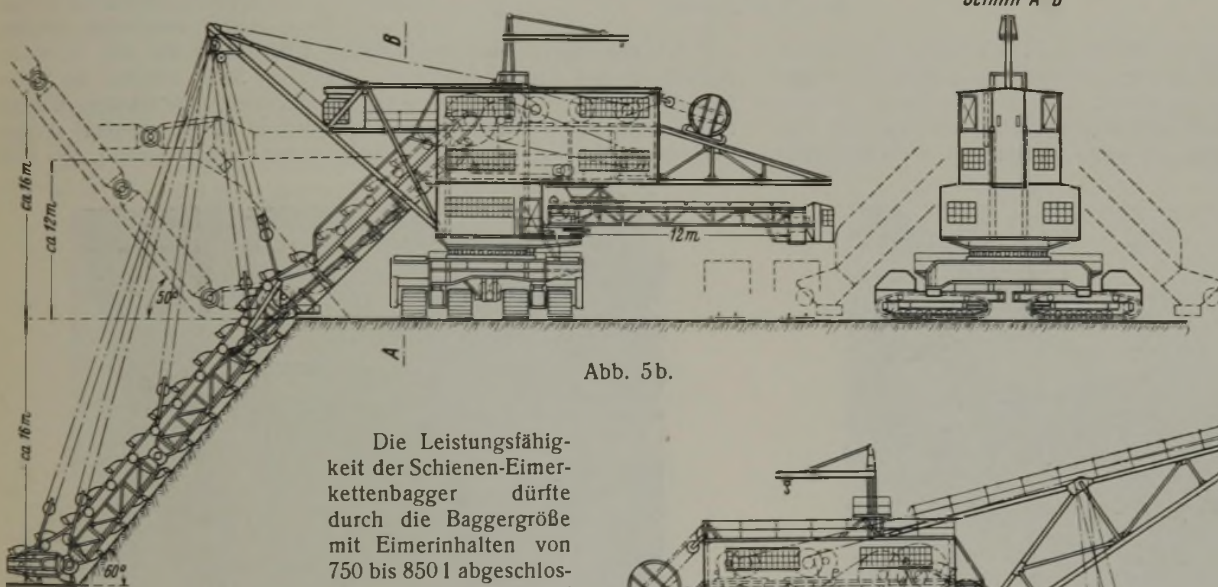


Abb. 5b.

Die Leistungsfähigkeit der Schienen-Eimerkettenbagger dürfte durch die Baggergröße mit Eimerinhalten von 750 bis 850 l abgeschlossen sein, während auf dem Gebiete der vielseitigeren Arbeitsmöglichkeit dieser Bagger noch Neuerungen zu erwarten sind. Schon seit einiger Zeit sind in der Kohlenförderung selbst sogenannte Schwenkbagger im Betrieb, das sind Eimerkettenbagger, die von derselben Gleislage aus sowohl als Tief- wie als Hochbagger arbeiten können, indem die auf dem Portal ruhende Konstruktion samt Eimerleiter um 360° drehbar ist. Entstanden ist diese Konstruktion aus dem Gedanken heraus, unregelmäßig gelagerte Flöze, die infolge der Verwerfungen der Kohle in zwei Schnitten, mit einem Hoch-

und einem Tiefschnitt, hätten gebaggert werden müssen, oder die so mächtig waren, daß sie mit einem Tiefbagger in einem Schnitt nicht gefaßt werden konnten, durch einen Bagger von derselben Gleislage aus zu bewältigen. Nach demselben Grundsatz werden jetzt auch Eimerkettenbagger für den Abraum und für die Erdbewegung überhaupt gebaut (Abb. 5a u. b). Die Bagger sind gerade in der Einführung begriffen und stehen in Montage. Erfahrungsergebnisse liegen noch nicht vor. Der vorgeschrittenen Baggerbautechnik wird jedoch solches Vertrauen entgegengebracht, daß in Kürze eine größere Anzahl solcher Drehbagger im Betriebe gesehen werden können. Wo die Geländeoberfläche uneben ist, also ein Vorschnitt für die Anlage des Planums des Tiefbaggers notwendig wäre oder wo das Gebirge mit einem Schnitt nicht erfaßt werden kann, kann durch einen abwechselnd als Hoch- und Tiefbagger

arbeitenden Schwenkbagger von einem Planum aus die ganze Schicht ist, liegen auf der Hand, vorausgesetzt, daß die geforderte Tagesleistung nicht an sich schon zwei Bagger verlangt.

Die zusätzliche Verwendung von Löffelbaggern bei Hochschnitten und bei Baggerung gegen eine Stirnwand fällt hier weg, da der Schwenkbagger ja nach allen Richtungen, also

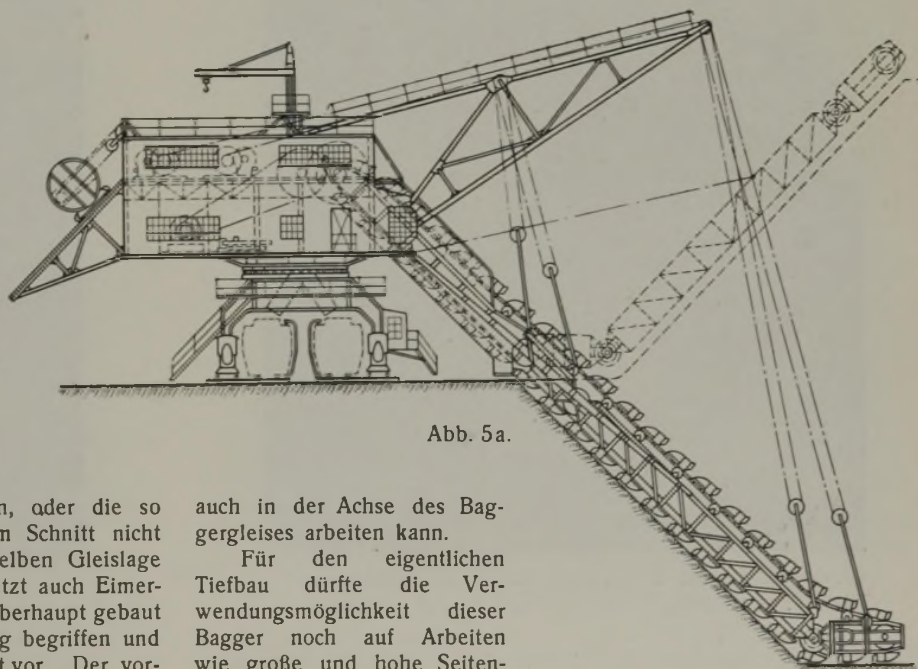


Abb. 5a.

auch in der Achse des Baggergleises arbeiten kann.

Für den eigentlichen Tiefbau dürfte die Verwendungsmöglichkeit dieser Bagger noch auf Arbeiten von großer und hoher Seiteneinnahmen beschränkt sein. Jedenfalls werden die vielseitigen Anregungen, wie sie dem Baggerbau ständig durch die Bedürfnisse des Braunkohlenbergbaues gegeben werden, noch zu weiteren Verbesserungen führen, die in der einen oder anderen Form auch für unsere großen Tiefbauten von Nutzen sein werden. (Schluß folgt.)

## Die neue viergleisige Eisenbahnbrücke über die Norderelbe in Hamburg.

Von Reichsbahnoberrat **Blunck**, Altona.

(Schluß aus Heft 43.)

Alle Rechte vorbehalten.

### Bauausführung.

Die Bauausführung wurde dadurch wesentlich erleichtert, daß es dank dem Entgegenkommen Hamburgs möglich war, während der Bauzeit zwei Gleise behelfsmäßig über die breite benachbarte Freihafen-Elbebrücke, deren noch nicht voll entwickelter Straßenverkehr sich unbedenklich einengen ließ, geführt werden konnten. Auf diese Weise konnte von den alten Überbauten je eine Reihe auf längere Zeit vollständig außer Betrieb gesetzt werden.

Von einer beschränkten Anzahl zum Wettbewerb aufgeforderter Firmen, denen die Vorentwürfe der Reichsbahndirektion Altona zur Verfügung gestellt worden waren, gab die Firma Christoph & Unmack AG., Niesky O. L., das billigste Angebot ab. Ihr wurde daher die gesamte Bauausführung übertragen mit der Einschränkung, daß sie von den sechs Überbauten nur drei in eigener Werkstatt anfertigte. Zur Erzielung einer gleichmäßigeren Beschäftigung der Brückenbauanstalten waren auf Grund besonderer Vereinbarung zwei Überbauten von der Firma Louis Eilers, Hannover, der der vorstehend erwähnte vorteilhafte Vorschlag der vorläufigen Montage der Überbauten als Dreigelenkbogen zu verdanken war, und ein Überbau von der Firma Hein,

Montagegerüst zu verwenden. Dadurch machte man sich vollkommen unabhängig von Hochwasser, Eisgang und Schifffahrt und konnte die Wintermonate ungehindert für die Montage ausnutzen. Für die Benutzung der alten Überbauten als Montagegerüst machte die Firma Christoph &

Unmack den brauchbarsten Vorschlag. Allerdings mußte man die Unbequemlichkeit in Kauf nehmen, daß die neue Konstruktion in die alte gewissermaßen hineinzuschachteln war. Es war notwendig, in den Pfeilerportalen, die zur Auflagerung der alten Lohse-Träger noch geraume Zeit stehen bleiben mußten, große Schlitze einzustemmen, um die neuen Endportale montieren zu können. Auch mußte man einzelne Teile des oberen Windverbandes der Lohse-Träger herausnehmen und durch Hilfskonstruktionen ersetzen. Schließlich mußten die Brückenachsen seitlich etwas verschoben werden.

Bei den zuerst auszuwechselnden Überbauten für den Personenzugverkehr auf der stromaufwärts gelegenen Seite konnten die Gleise gegenüber der alten Lage so weit seitlich verschoben werden, daß die neuen Überbauten sofort in der endgültigen Achse montiert werden konnten. Der eine neue Hauptträger wurde also innerhalb der alten



Abb. 14. Alte Brücke. Die Peiner Träger sind auf zwei Überbauten bereits aufgebracht.

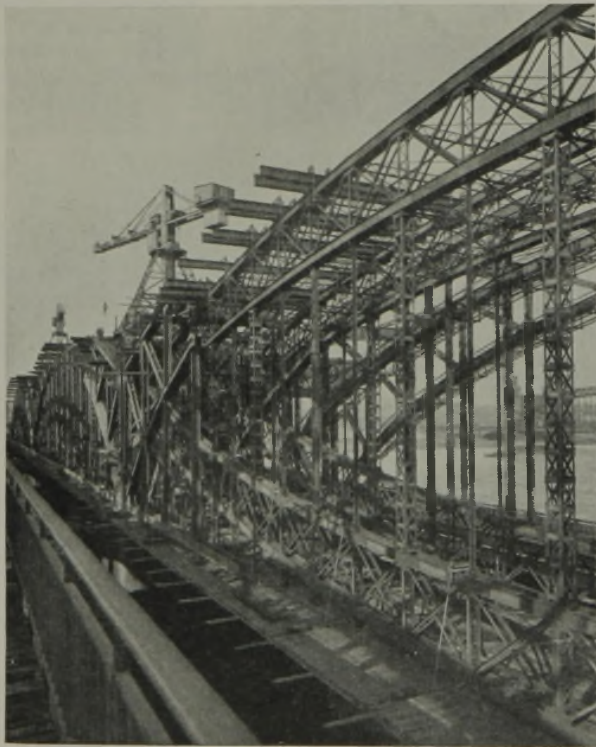


Abb. 15. Beginn der Montage der neuen Überbauten. Jede zweite Hängestange ist knicksicher ausgesteift.

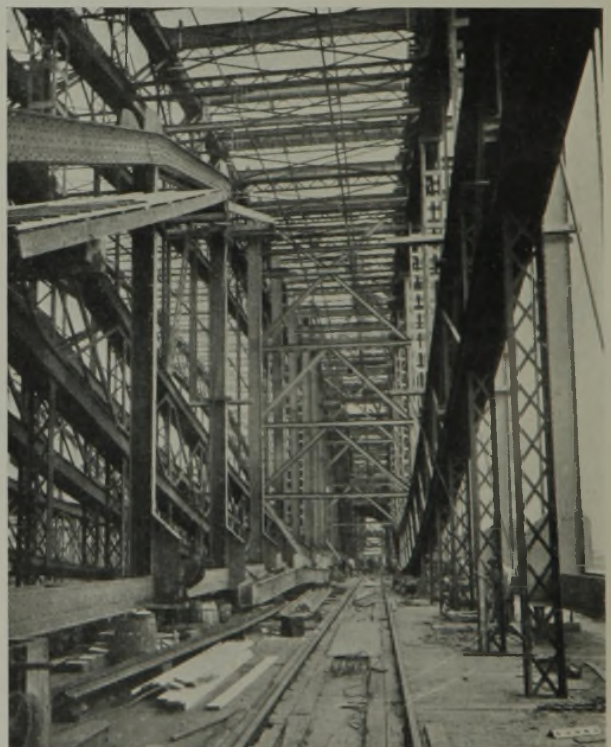


Abb. 16. Blick in das Innere eines Überbaues während der Montage. Links der neue Hauptträger, rechts der alte Lohseträger und außerhalb der andere neue Hauptträger. In der Mitte die Queraussteifungen in den Drittelpunkten.

Lehmann & Co., Düsseldorf, zu liefern. Die gesamte Montage hatte allein die Firma Christoph & Unmack auszuführen. Die Ausführung der Umänderungsarbeiten an den Pfeilern wurde der Christoph & Unmack Tiefbaugesellschaft, Berlin, übertragen.

Der Reichsbahndirektion Altona lag daran, daß die Fertigstellung der neuen Brücke nach Möglichkeit beschleunigt wurde. Den aufgeforderten Firmen war daher anheimgestellt worden, die alten Überbauten als

Fahrbahn unmittelbar neben dem einen alten Hauptträger aufgestellt. Der andere neue Hauptträger mußte außerhalb des alten Überbaues aufgestellt werden. Um dies zu ermöglichen, wurden über die obere Gurtung der Lohse-Träger Peiner Träger als Querträger verlegt (Abb. 14). Diese Träger ließ man nach der einen Seite so weit überkragen, daß man die obere

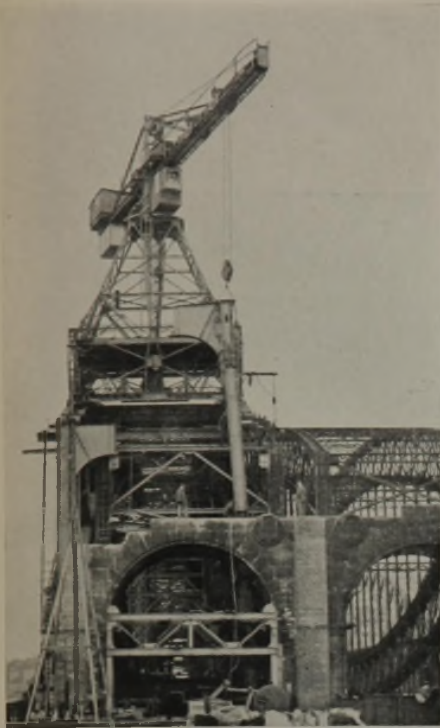


Abb. 17. Aussteifungen der steinernen Portale. Vorbaukran beim Einbau der Endrahmen. Der Endrahmen mußte durch Schlitze durch die Pfeilerportale hindurchgesteckt werden, während diese noch den alten Lohse-Trägern als Auflager dienten.

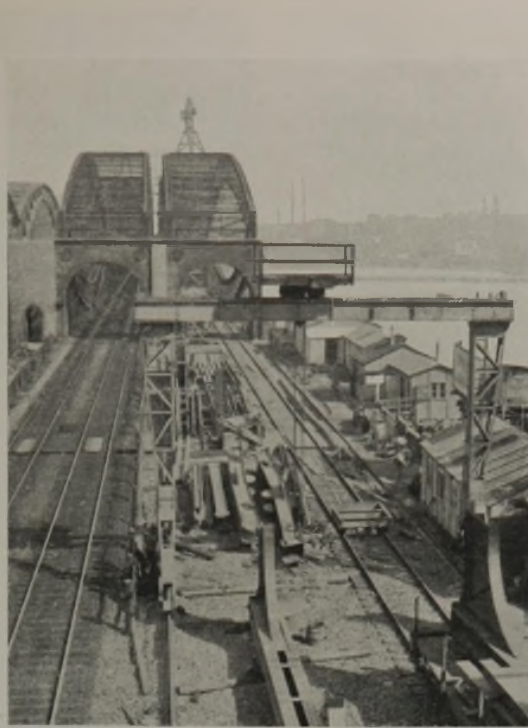


Abb. 18. Verladeplatz und Blick auf die alte Brücke.



Abb. 19. Schwenkmast und Kranbahn auf der neuen Gurtung mit darauf befindlichem Vorbaukran.

neue Zugband dieses Hauptträgers wurde auf einem Kraggerüst montiert, das an Stelle des alten Fußweges eingebaut wurde (Abb. 15).

Für die Berechnung der alten Lohse-Träger war angenommen, daß die Verkehrslast und das Gewicht der Fahrbahn von dem Zug- und Druck-

Gurtung des neuen äußeren Hauptträgers darauf montieren konnte. Das

stangen zum Teil knicksicher zu machen, damit die Last teilweise auch auf den unteren Bogen übertragen wurde (Abb. 15).

Um die neue Brücke montieren zu können, mußten ferner einzelne Stäbe des oberen Windverbandes herausgenommen werden. Da deren unmittelbarer Ersatz Schwierigkeiten machte, wurden in den Drittelpunkten der Brücke neue eiserne Querverbände eingezogen, wodurch die Stützweite des oberen Windverbandes auf ein Drittel verringert und die Windkräfte auf den unteren Windverband übertragen wurden, der ausreichend stark war (Abb. 16).



Abb. 20. Vorbaukrane in der Stellung zwischen zwei Überbauten. In dieser Stellung wurden sie von den zuerst hergestellten Überbauten für den Personenzugverkehr auf die Überbauten für den Güterzugverkehr verschoben.

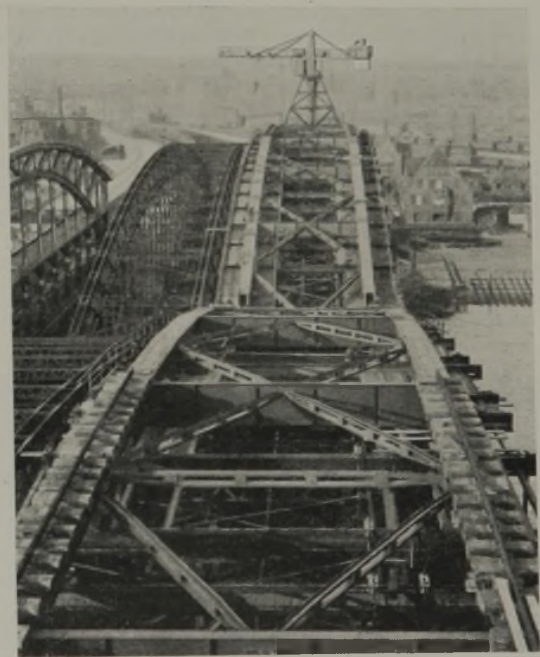


Abb. 21. Blick auf die im Bau befindlichen Überbauten für den Personenzugverkehr.

bogen des Lohse-Trägers je zur Hälfte aufgenommen wurden. Zu diesem Zweck waren die beiden Bogen in den Knotenpunkten durch senkrechte Hängestangen verbunden. Da nun bei der Montage eine Veränderung der Belastungen dadurch eintrat, daß die Last der neuen Brücke teilweise auf dem Obergurt aufgelagert wurde, so war es notwendig, die Hänge-

Da die Pfeilerportale teilweise abgetragen und durchschlitzt werden mußten, wurden sie durch besondere eiserne Versteifungskonstruktionen verstärkt (Abb. 17).

Die einzelnen Konstruktionsteile wurden von den ankommenden Wagen mit Hilfe zweier Portalkrane von je 15 t Nutzlast abgeladen und mit Hilfe kleiner Transportwagen auf einem der alten Betriebsgleise, das auf der Brücke liegen blieb, unmittelbar an die Einbaustelle gefahren (Abb. 18).

Die Montage ging bei den einzelnen Überbauten in folgender Weise vor sich:

Zunächst wurde das Zugband der beiden neuen Hauptträger auf die ganze Länge der Brücke verlegt, dann wurden die neuen Hängestangen aufgestellt. Danach wurde der Untergurt der beiden Hauptträgerbogen montiert. Inzwischen war oben auf dem Portal des einen Strompfeilers

Der Antrieb wurde sowohl für das Heben als auch für das Fahren der Katze und für das Drehen des Auslegers elektrisch bewirkt. Die weitere Montage führte man mit Hilfe dieses Turmdrehkranes durch. Nachdem die nächsten beiden Felder der Brücke vollständig montiert waren, wurde die Kranlaufbahn auch auf diese neue Gurtung verlegt und der Kran dann um zwei Felder weiter vorgeschoben. Auf diese Weise baute man

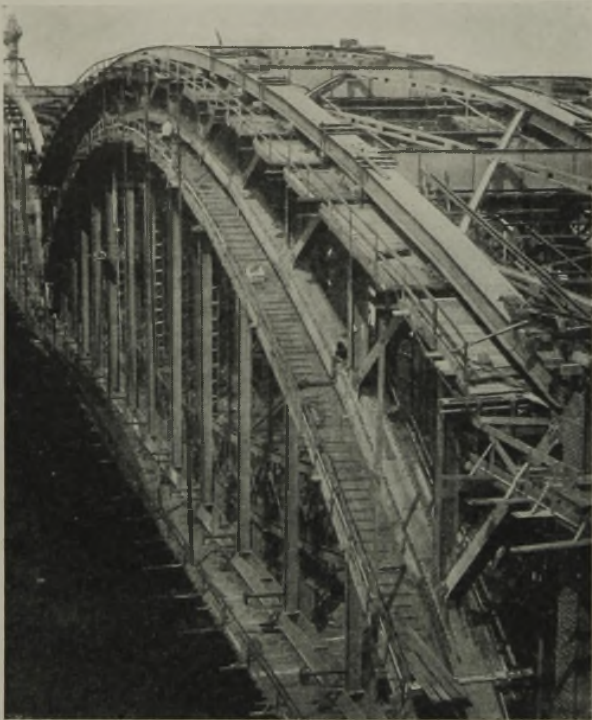


Abb. 22. Die Nietgerüste an einem Hauptträger und die Aufhängevorrichtungen für den alten Überbau.

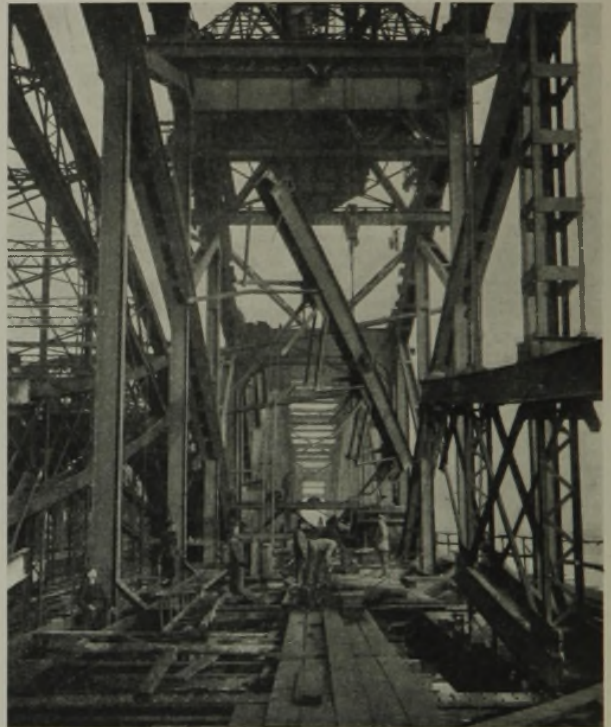


Abb. 23. Abbruch eines alten Überbaues.

ein 30 m hoher Schwenkmast aufgestellt (Abb. 14 u. 19). Dieser Schwenkmast wurde bereits für die Montage der ersten Felder des Bogenuntergurtbes benutzt. Nachdem der Bogen der unteren Gurtung der Hauptträger geschlossen war, wurden mit Hilfe des Schwenkmastes die ersten beiden Felder der oberen Gurtung mit Streben und Ständern und den dazugehörigen Verbänden montiert. Auf diesem Teil der neuen oberen Gurtung wurde alsdann eine Kranfahrbahn montiert und auf dieser mit Hilfe des Schwenkmastes einer der beiden Turmdrehkrane aufgestellt (Abb. 19 u. 20). Diese Turmdrehkrane, die für diese Montage besonders angefertigt wurden, waren so konstruiert, daß sie sich um die Mittelachse vollständig herumdrehen ließen. Das Untergestell war so ausgebildet, daß die Kranplattform mit Hilfe von zwei Spindeln immer waagrecht eingestellt werden konnte, unabhängig von der Neigung der Obergurtstäbe, auf denen der Kran jeweils stand. Der Kranausleger hatte eine Ausladung von 12,5 m und war für eine größte Nutzlast von 12,5 t berechnet. Die Hubgeschwindigkeit betrug 5 m/min bei voller Belastung. Bei einer Nutzlast von 5 t ließ sich die Hubgeschwindigkeit auf 10 m/min erhöhen.

den ganzen Bogen zusammen, bis der Kran am anderen Ende des Überbaues angelangt war (Abb. 21). Nachdem dieser neue Überbau nunmehr vollständig abgenietet und auf behelfsmäßigen Auflagern verlagert war, wurde die alte Brücke an der neuen Brücke aufgehängt. Die Hilfskonstruktionen waren zu diesem Zweck schon von vornherein entsprechend ausgebildet worden (Abb. 22).

Der alte Überbau wurde nun in der Weise abgebrochen, daß die einzelnen Stücke mit Hilfe von autogenen Schneidbrennern herausgebrannt wurden und durch den Turmdrehkran in unter der Brücke befindliche Schuten abgesenkt wurden (Abb. 23). — Es wurden immer zwei Brückenöffnungen gleichzeitig montiert, zu welchem Zweck zwei der oben beschriebenen Turmdrehkrane zur Verfügung standen.

Nach Entfernung des alten Überbaues mußte der neue auf die eigentlichen Auflagersteine um 1,35 m abgesenkt werden. Dieses geschah unter Verwendung von Perpetuum-Druckwasserhebeböcken von je 300 t Tragkraft (Abb. 24 u. 25). Die Absenkung der Überbauten vollzog sich programmäßig und ohne jede Schwierigkeit.

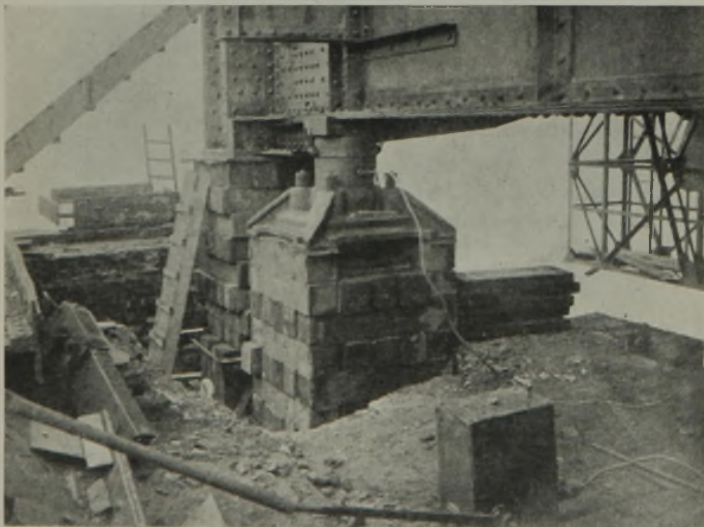


Abb. 24. Beginn des Absenkens eines Überbaues.



Abb. 25. Ende des Absenkens eines Überbaues.

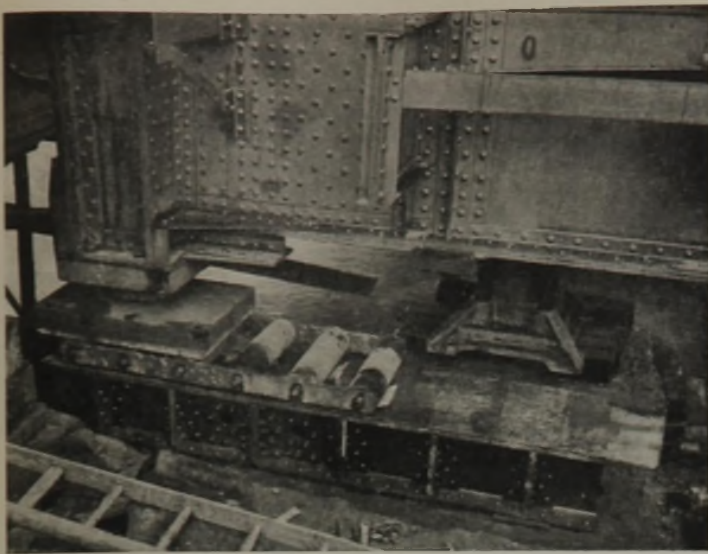


Abb. 26. Rollbahn für die seitliche Verschiebung der Überbauten.

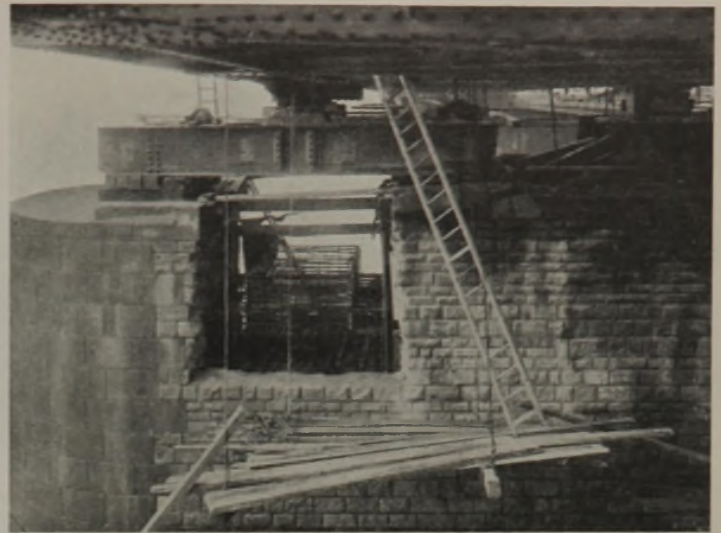


Abb. 27. Abfangung der neuen Hauptträger zwecks Herstellung der Eisenbetonbänke.

Die Überbauten für den Güterzugverkehr wurden in gleicher Weise montiert. Da diese Überbauten jedoch wegen Behinderung durch die Mittelpfeiler der alten steinernen Portale nicht gleich in der richtigen Gleisachse montiert werden konnten, wurde es erforderlich, sie nach Absenkung noch um 2,35 m seitlich stromaufwärts zu verschieben, wozu eine ganz einfache Verschiebekonstruktion auf beweglichen Rollen benutzt wurde (Abb. 26).

Die Baustelle wurde mit elektrischem Strom unter Verwendung eines Transformators von 200 kW versorgt, durch den der zur Verfügung stehende Drehstrom von 6000 V Hochspannung auf 380 V umgeformt wurde. Durch diesen Strom wurden der Luftkompressor, mit einer Leistung von 9,5 m<sup>3</sup>/min, und die Krane, Winden und Aufreibemaschinen angetrieben.

Die Stein- und Betonarbeiten bestanden darin, daß zunächst die großen Pfeilerportale mit ihren hohen Aufbauten so weit zu entfernen waren, als diese nicht zum Tragen der alten Brücke stehen bleiben mußten. Dann war das Mauerwerk an den Stellen zu beseitigen, wo die Konstruktionsteile der neuen Brücke aufgelagert werden mußten. Dies machte das Einstemmen großer Schlitze in das Mauerwerk notwendig, was ein außerordentlich vorsichtiges Arbeiten unter Anwendung schwieriger Hilfskonstruktionen bedingte und nur im steten genauen Einvernehmen mit der Montageleitung beim Montieren der Eisenkonstruktion möglich war. Nachdem ein alter Überbau abgebrochen war, folgte der Abbruch der



Abb. 28. Gesamtansicht mit Widerlagern, Futtermauern und Unterführung der Zweibrückenstraße.

0 5 10 15 20 m.

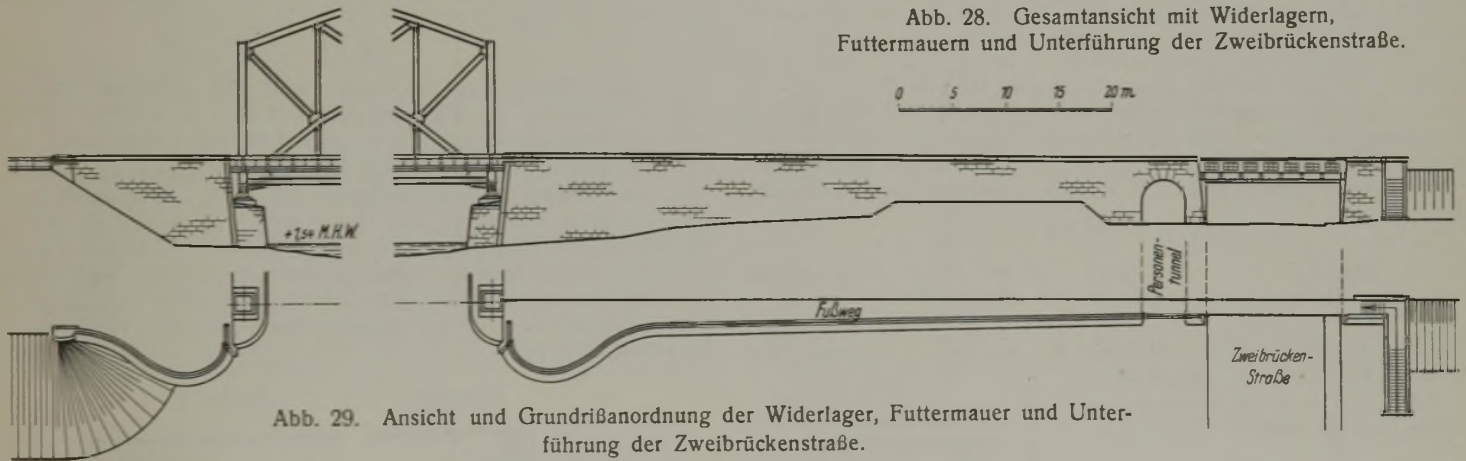


Abb. 29. Ansicht und Grundrißanordnung der Widerlager, Futtermauer und Unterführung der Zweibrückenstraße.



Abb. 30. Aufgang zum öffentlichen Fußweg der neuen Norderelbebrücke.



Abb. 31. Unterführung der Zweibrückenstraße.



Abb. 32. Die fertige neue Norderelbebrücke.

übrigen Portalteile und die Herstellung der endgültigen Eisenbetonaufleger (Abb. 27).

Gleichzeitig mit der eigentlichen Elbebrücke wurden die mit ihr zusammenhängende Eisenbahnüberführung über die Zweibrückenstraße und die zwischen ihnen befindliche Stützmauer nach dem Entwurf der Reichsbahndirektion Altona in einheitlichem Material ausgeführt (Abb. 28 bis 31). Für die Verblendung wurde Muschelkalk verwendet.

Die gesamte Montage der vollständigen Brücke, bestehend aus sechs Überbauten von je 99,96 m Stützweite im Gesamtgewicht von 5525 t St 48, wurde einschließlich der Änderung der steinernen Pfeiler, des Baues der Futtermauer und des Umbaues der Überführung über die Zweibrückenstraße in der kurzen Zeit von 19 Monaten ausgeführt.

Die Entwurfsbearbeitung unterstand dem Verfasser dieses Aufsatzes,

der auch die Oberleitung der Bauausführung ausübte. Die örtliche Bauleitung war Herr Reichsbahnrat Lohe übertragen. Mit der architektonischen Bearbeitung war Herr Reichsbahnrat Schwaborn betraut.

Die Überbauten für den Personenzugverkehr sind am 27. April 1927, die Überbauten für den Güterzugverkehr am 10. Dezember 1927 in Betrieb genommen worden. An diesem Tage wurde die vollständig erneuerte Norderelbebrücke (Abb. 32) dem Betriebe in Anwesenheit des stellvertretenden Generaldirektors der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft Herrn Dr. Weirauch, des Brückenreferenten der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft Herrn Dr. Schaper, des Oberbürgermeisters von Hamburg Herrn Dr. Petersen und zahlreicher Vertreter hamburgischer Behörden von dem Präsidenten der Reichsbahndirektion Altona Herrn Dr. Schneider feierlich übergeben.

Alle Rechte vorbehalten.

### Über rationelle Bauweise von Stützmauern.

Von Reichsbahnrat Fahl, Salzwedel.

Abb. 1 stellt eine vollwandige Stützmauer üblicher Form dar. Der über der Fuge  $CD$  liegende Teil der Mauer ist in zwei senkrechte Lamellen  $L_1$  und  $L_2$  geteilt gedacht, deren Gewichte einschließlich der Auflast  $P_1$  und  $P_2$  seien. Die Resultante  $R_1$  aus  $P_2$  und  $E_1$  gehe durch den Punkt  $F$  an der Grenze der beiden Lamellen. Dann ist  $E_1 a_1 = P_2 \cdot 1,0 = 2,0 hg$ . Die spezifischen Gewichte von Mauerwerk und Erde werden zur Vereinfachung der Erklärung als gleich angenommen. Denkt man sich nun eine senkrechte Lamelle  $L_3$  von 0,8 m Breite hart rechts neben der Mauer, so ist deren Gewicht  $P_3 = 0,8 hg$ , und sein um  $F$  drehendes Moment ist

$$= 0,8 hg \cdot 2,4 = 1,96 hg \approx 2,0 hg,$$

d. h. die Lamelle  $L_3$  von 0,8 m Breite hat die gleiche Wirkung hinsichtlich der Aufnahme des Erddrucks wie die Lamelle  $L_2$  von 2,0 m Breite.

$R_2$  sei ferner die Endresultierende aus senkrechter Belastung und Erddruck, die auf den Baugrund  $A-B$  wirkt. Der größte Druck auf den Baugrund ist dann

$$\sigma_1 = \frac{R_2 \cdot 2}{3 \cdot 0,5} = \frac{R_2}{0,75}$$

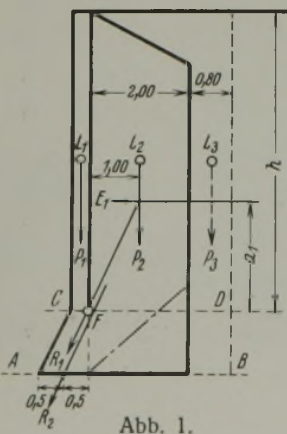


Abb. 1.

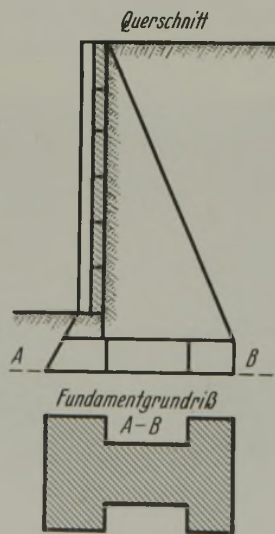


Abb. 3.

des oberen Querschnitts ersetzt, so wird die Beanspruchung des Baugrundes

$$\sigma_2 = \frac{R_2}{2 \cdot 0,5} = \frac{R_2}{1,0}$$

Die Beanspruchung des Baugrundes wird also günstiger; sie beträgt trotz Schwächung der Fundamentbreite von 3 m auf 1 m nur  $\frac{3}{4}$  der Beanspruchung des Baugrundes durch das breitere Fundament.

Aus diesen Rechenergebnissen ergibt sich folgende Forderung: man lasse ein Stück Mauer in der Breite der Lamelle  $L_2 = 2$  m von Fundamentunterkante bis Oberkante der Mauer weg und ersetze es durch eine Lamelle  $L_3$  von 0,8 m Breite, wobei der Raum zwischen den Lamellen  $L_1$  und  $L_3$  durch einzelne Verbindungspfeiler ausgefüllt wird. So erhält man mindestens die gleiche oder eine noch bessere Wirkungsweise als bei Anwendung des vollen Mauerquerschnitts nach Abb. 1 bei erheblicher Ersparnis an Material.

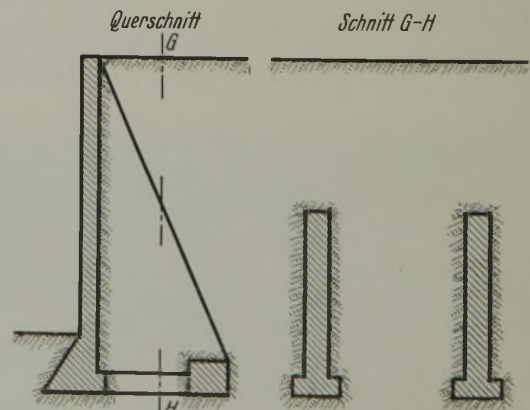


Abb. 2.

Auf Grund vorstehender Darlegungen können folgende Konstruktionsweisen ausgebildet werden:

1. (Abb. 2.) Eine durchgehende senkrechte Platte aus Eisenbeton mit durchgehendem Fundament entspricht der Lamelle  $L_1$ ; die durchgehende hintere Grundplatte mit der darüber lagernden Streifen Erde entspricht der Lamelle  $L_3$ . Für die Berechnung der Wirkung werden wie üblich, nur die Erdmassen, die lotrecht über dem Mauerwerk liegen, als Auflast berücksichtigt. Verwendet man nun eine Bodenart, die eine erhebliche Kohäsion besitzt, wie z. B. Rückstände der Bettung von Eisenbahngleisen,

Verkleinert man nun die Grundfläche des Fundaments, indem man die Ecke rechts von der strichpunktierter Linie wegschneidet und die weggeschnittene Ecke durch entsprechende Verstärkung oder Mehrbelastung



so wird der Boden sich auf den Fundamentabsätzen festhaken, und es wird tatsächlich der größte Teil des zwischen den Verbindungspfählen lagernden Bodens mitangehoben werden müssen, ehe ein Kippen einer solchen Mauer eintreten kann. Sie wird also eine sehr große Sicherheit gegen Kippen bieten. Gegenüber einer Winkelstützmauer ergibt sich eine Ersparnis durch Weglassen des mittleren Teiles des waagerechten Schenkels.

2. (Abb. 3.) Zur Bildung der Mauer werden Einzelpfeiler verwendet,

die in der Grundfläche des Fundaments eine I-Form haben. Die Vorderfläche der Mauer wird durch lose eingelegte Eisenbetonplatten gebildet. Diese Ausführung würde den Vorteil haben, daß die Eisenbetonplatten in Werkstätten fabrikmäßig hergestellt werden können und daher billig werden.

Über niedrigere Stützmauern von Bahnsteigmauern, Rampenmauern und Einfassungen von Ladestraßen s. „Die Bautechnik“ 1928 Heft 8 (S. 100) und 48 (S. 710).

**Vermischtes.**

**Besichtigung der Nordschleuse in Bremerhaven.** Im Anschluß an den Vortrag Agatz, „Die Grundlagen der Entwurfsbearbeitung der Nordschleusenanlage in Bremerhaven“ am 2. ds. Mts., über den weiter unten berichtet ist, beabsichtigt die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen am 2. 11. 1929 eine Besichtigungsfahrt der Bauarbeiten der Nordschleuse in Bremerhaven zu unternehmen. Es wird auch Gelegenheit sein, den Schnelldampfer „Bremen“ zu besichtigen.

Anmeldungen an die Geschäftsstelle der D. G. f. B. bis zum 22. 10. nachm. 4 Uhr.

**Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Nr. 38. Einsturz eines dreistöckigen Gebäudes.** Das in den Abb. 1 und 2 in Grundriß und Querschnitt skizzierte Gebäude hatte Umfassungswände aus Ziegelmauerwerk und Hohlsteindecken. Balken, Unterzüge und Stützen bestanden aus Eisenbeton. Die Stützen waren 6 m voneinander entfernt. Der Bau wurde im Hochsommer begonnen. Als im Herbst die oberste Decke betoniert wurde, stürzte der mittlere Teil des südlichen Flügels (Abb. 1) ohne vorherige Anzeichen bei starkem Wind (13 bis 17,5 m sek)

in ganzer Höhe plötzlich ein. Zwei von den auf dem Bauwerk beschäftigten Arbeitern wurden tödlich, zwei weitere schwer verletzt.

Am Unfalltage stand in den beiden obersten Geschossen noch die ganze Schalung. Im Erdgeschoß standen Notstützen, im Keller waren sie bereits entfernt.

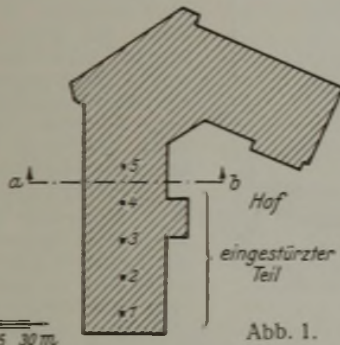


Abb. 1.

Die eingehenden Untersuchungen der Trümmer ergaben, daß die untersten Betonfundamente aller Stützen des Flügels starke Risse aufwiesen. Die Stütze 4 (Abb. 1) stand nicht auf der Mitte des Fundaments und hatte sich durch die Fundamentplatte hindurch etwa 1,15 m in den Baugrund (Lehm) eingedrückt (Abb. 3). Die untere Platte des Fundaments wies an Stelle der im Entwurf vorgesehenen Stärke von 0,8 m nur eine solche von 0,65 m auf. Der nach Zeugenaussagen im Verhältnis 1:12 gemischte Beton dieses Fundamentteils zeigte teilweise stark ungleichmäßiges Gefüge und war etwa 3 1/2 Monate nach dem Betonieren noch so weich, daß man mit dem Spaten ohne Mühe große Stücke loslösen konnte. Ein aus der Platte entnommenes Probestück hatte eine Druckfestigkeit von nur 16,7 kg/cm<sup>2</sup> nach etwa 6 Monaten.

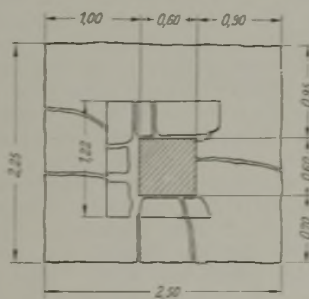
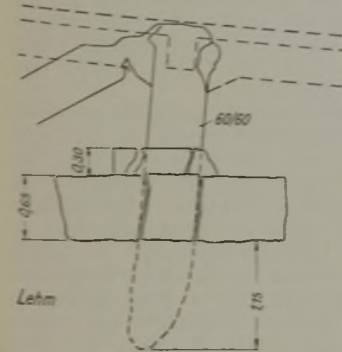


Abb. 3.

Die Nachprüfung der statischen Berechnung ergab außer einer Reihe weniger wichtiger Mängel, daß die Belastung der Stützen zu gering angenommen war. Jedoch hatten die Stützen zur Zeit des Einsturzes erst etwa 37% der rechnerischen Höchstlast. Der von der Staatsanwaltschaft herangezogene Sachverständige nahm als Ursache des Einsturzes zunächst das Versagen des Fundaments der Stütze 4 an, das bedingt sei durch die geringe Festigkeit des Betons, die zu geringe Plattenstärke und das Fehlen einer Bewehrung zur Aufnahme der starken Biegungs- und Haftspannungen. Die geringe Betonfestigkeit sei durch starke Verunreinigung der Zuschlagstoffe verursacht. Vielleicht ist auch beim Betonieren Zement ausgewaschen worden, da nach Zeugenaussagen die Baugrube des Fundaments beim Betonieren teilweise mit Wasser gefüllt

gewesen ist, das wegen des Drängens auf schnellen Baufortschritt vor dem Betonieren nicht entfernt worden sei. Außerdem soll später infolge starker Niederschläge der Keller zeitweise unter Wasser gestanden haben. Die Regenhöhe betrug während der Bauzeit rd. 210 mm gegenüber rd. 90 mm in normalen Jahren. Die von anderer Seite geäußerte Vermutung, daß der Beton durch schädliche Bestandteile des Bodens oder Grundwassers am Erhärten verhindert worden sei, fand in den Ergebnissen der chemischen Boden- und Wasseruntersuchungen keine Stütze, da diese nur ganz geringe Spuren schädlicher Bestandteile ergaben.

Ein anderer Sachverständiger nahm als Ursache für den Einsturz ein Nachgeben des Baugrundes unter der Stütze 4 an. Nachträglich ausgeführte Bodenuntersuchungen bestätigten jedoch das Ergebnis der vor Baubeginn vorgenommenen Bohrungen und ergaben, daß der Baugrund aus einer 20 m starken gleichartigen Diluvialschicht bestand, dessen oberste Schicht als Lehm zu bezeichnen ist. Probelastungen zeigten, daß dem Baugrund eine Pressung von etwa 1,2 kg/cm<sup>2</sup>, wie sie unter dem Fundament der Stütze 4 vor dem Einsturz etwa eingetreten ist, zugemutet werden konnte.

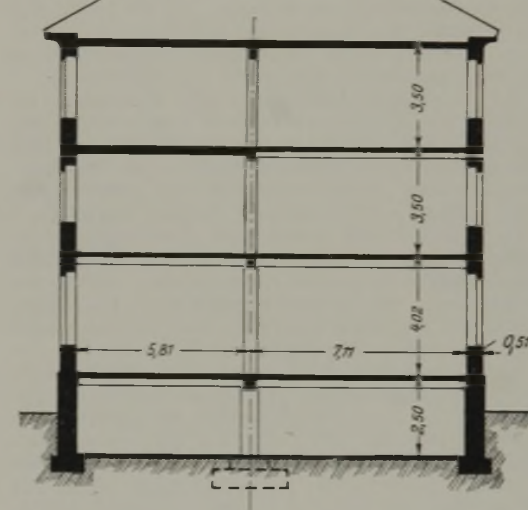


Abb. 2. Schnitt a-b.

Die ausführende Firma vertrat den Standpunkt, daß der zur Zeit des Einsturzes herrschende Sturm, dessen Gewalt sich kurz vor dem Einsturz nach der Aussage einer Zeugin plötzlich verstärkt habe, die hofseitige, noch nicht ganz erhärtete Umfassungswand des obersten Geschosses (Abb. 2) nach außen gedrückt und die Schalungstützen der obersten Decke umgerissen habe. Die ihrer Unterstützung beraubte oberste Decke habe dann die übrigen im Sturz mitgerissen. Der Einsturz könne gar nicht bei Stütze 4 begonnen haben, da Arbeiter, die im Augenblick des Unfalls über dieser Stütze auf der obersten Decke arbeiteten, nicht abgestürzt seien, sondern sich noch hätten retten können. Einer dieser Arbeiter gab auch an, er habe gesehen, wie sich die oberste Decke zuerst etwa in der Mitte zwischen der Stütze 4 und dem Südgiebel trichterförmig eingesenkt habe. Die verunglückten Arbeiter hatten gerade in der Nähe dieser Stelle gearbeitet.

Der Sachverständige der Staatsanwaltschaft schloß sich auf Grund dieser Zeugenaussagen der Ansicht der ausführenden Firma an und nahm nunmehr an, daß die Zerstörung des Stützenfundaments 4 eine Folge und nicht die Ursache des Einsturzes sei.

Die Staatsanwaltschaft stellte daraufhin das gegen Unbekannt eingeleitete Verfahren ein, da das Unglück auf höhere Gewalt zurückzuführen sei.

Die Staatsanwaltschaft stellte daraufhin das gegen Unbekannt eingeleitete Verfahren ein, da das Unglück auf höhere Gewalt zurückzuführen sei.

**Die Herbsttagung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen** fand am 2. und 3. Oktober in Berlin unter reger Anteilnahme der Fachkreise statt; die dabei gehaltenen wissenschaftlichen Vorträge gestatteten einen wertvollen Einblick in wichtige Fragen des Bauingenieurwesens; die anschließenden Besichtigungen einiger Großbaustellen boten Gelegenheit, die Aufgaben und die Ausführung mehrerer bedeutender Ingenieurbauwerke Groß-Berlins kennenzulernen.

Baurat Dr.-Ing. Agatz betrachtete in seinem Vortrag „Die Grundlagen der Entwurfsbearbeitung der Nordschleusenanlage in Bremerhaven“ die allgemeine Entwicklung der europäischen Hafenanlagen für Überseepersonenverkehr und die dadurch bedingten Erweiterungsbauten in Bremerhaven. Die neue in der Ausführung begriffene Anlage besteht im wesentlichen aus einer Mole, der Schleuse, dem Wendebassin und dem anschließenden Hafenanal mit der Eisenbahnbrücke. Da der Baugrund in dem ganzen Gebiet sehr wechselnd und unzuverlässig ist, waren besonders umfangreiche Vorarbeiten zur Aufstellung des Entwurfes erforderlich; an Hand einer bedeutenden Anzahl von Bohrproben wurden Aufschlüsse über die Beschaffenheit des Untergrundes gewonnen. Für

die ausgedehnten Kaimauern (Kajen) mit ihren erheblichen Lichthöhen wurden zahlreiche Querschnittsformen und Ausbildungsarten miteinander verglichen und untersucht und daraus die hier am günstigsten erscheinende Form einer vorgekrachten winkelförmigen Betonmauer mit unterer Schürze, Spundwand und Pfahlgründung für die Ausführung gewählt. Die beiden Schleusenhäupter mit Schiebetorverschluß erforderten umfangreiche Beton- und Gründungsarbeiten. Für die Eisenbahnbrücke wurde mit Rücksicht auf die örtlichen Verhältnisse eine Drehbrücke von 87 m größerer Weite vorgesehen und als Fachwerk aus hochwertigem Stahl hergestellt. Die außerordentlich umfangreichen Vorarbeiten zu dem Gesamtwurf der Hafenerweiterungsanlagen gestatten eine wirtschaftliche und allen neuzeitlichen Anforderungen entsprechende Durchführung der Bauarbeiten. — Im Anschluß an den Vortrag<sup>1)</sup> gab Dr. Agatz einige Erläuterungen über die angeblich aufgetretenen Beschädigungen an der Columbus-Kaje infolge der letzten Sturmflut.

Oberbaurat Fuchs, Berlin, behandelte das Gebiet „Vom Schweißen im Rohrleitungs- und Stahlbau“. Nach einleitenden Bemerkungen über die Schweißarten, die Ausführung, Prüfung und Festigkeiten von Schweißungen und die Wirtschaftlichkeit des Schweißverfahrens wurde der Bau von Rohrleitungen erörtert. Die erforderliche Entlastung der Schweißnähte bedingt dabei eine veränderte Ausbildung der Rohrstoße, der Muffenform und der Sicken. An Hand einer Reihe von Beispielen aus der Praxis wurde die Ausführung von Schweißungen, die Anordnung und Verlegung von Rohrleitungen und, insbesondere für Gasleitungen, die Durchführung von Dichtigkeitsprüfungen gezeigt. Bisherige einzelne Fehlschläge im Leitungsbau wurden gestreift und kurz begründet. Der Vortragende berichtete ferner über die bevorstehende Aufstellung von Richtlinien für Schweißungen; sie sollen umfassen die Zulassung von Schweißarbeitern und Ingenieuren, die Überwachung und Prüfung der Schweißarbeiten, Ausführungs- und Vergebungsbedingungen und die Mindestabmessungen der Baugruben usw. — Für geschweißte Verbindungen im Stahlbau wurden Beispiele von Knotenpunkten und Konstruktionen aus dem Gebiete des Hoch- und Brückenbaues vorgeführt. Infolge der Eigenart der Arbeitsweise kommen als Tragwerkglieder nur bestimmte oder neue Querschnittsformen, in vielen Fällen (z. B. wie im Flugzeugbau) Rohrprofile zur Verwendung. — Auch für Stahlbauwerke wird die Aufstellung von Richtlinien für Schweißungen vorbereitet; der Entwurf behandelt Allgemeines, die Schweißprüfung, Baustoffe, Schweißgut und Schweißverfahren, Berechnung, zulässige Beanspruchungen, Arbeitsverfahren und Abnahme. Am Schluß des Vortrages wurden weitere Beispiele von geschweißten Verbindungen sowie ihre statische und dynamische Prüfung betrachtet.

Reichsbahnrat Dr. Bernhard, Berlin, sprach über „Dauerversuche an eisernen Brücken“. Nach einleitenden Bemerkungen über dynamische Grundlagen und Untersuchungen von ganzen Konstruktionen wurde die Versuchseinrichtung beschrieben; sie besteht hauptsächlich aus einem fahrbaren Schwingungserzeuger mit ausmittigt gelagerten Schwungmassen und aus einem kleineren Meßgerät. Mit dieser Anordnung wurden von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft Versuche bis zum Bruch durchgeführt an einer früheren Fußgängerbrücke aus Eisenschwergewerk mit gekreuzten schlaffen Schrägen und an einer Versuchsbrücke mit geschweißten Verbindungen. Der vom Vortragenden erläuterte Film gab ein anschauliches Bild von der Wirkungsweise der Versuchsanlage sowie von dem Verhalten der Tragwerke infolge dynamischer Beanspruchungen. Das hier angewendete Meßverfahren soll auch dazu dienen, die im Betrieb befindlichen Brücken auf ihren baulichen Zustand hin dauernd zu überwachen.

Neben den Vorträgen boten die Baustellenbesichtigungen wertvolle Anregungen. — Auf dem Gelände der früheren Kläranlage werden die umfangreichen Bauarbeiten für die neue Kläranlage bei Stahnsdorf durchgeführt, die die Abwässer von etwa einem Sechstel von Groß-Berlin aufnehmen soll bei einer täglichen Leistung bis ungefähr 125 000 bzw. 190 000 m<sup>3</sup>. Diese Anlage ist als Großversuchsanlage gedacht und in fast allen ihren Teilen so ausgebildet, daß jeweils verschiedene bisher als sehr zweckmäßig erkannte Verfahren in ihrer Wirkung miteinander verglichen werden können, um damit allgemeine Erkenntnisse und für den weiteren Ausbau der Berliner Kanalisation Unterlagen zu gewinnen. — Die Vorreinigungsbecken sind als Langbecken oder quadratisch mit Trichtern ausgebildet. Der Hauptfaulbehälter von etwa 80 · 80 m Grundfläche erhält für die Gasgewinnung eine abschließende Decke und eine Heizvorrichtung. Daneben befindet sich die Metangasanlage, die den Betriebsstoff für die Erzeugung von Licht und Kraft für das Klärwerk liefern soll. Ein Teil der Abwässer wird den Rieselfeldern zugeführt, der Überschuß wird in besonderen verschiedenartigen Becken mittels Belebtschlammverfahren mehrfach gereinigt und dann dem Teltow-Kanal zugeleitet. Sämtliche Kunstbauten werden aus gegossenem Eisenbeton hergestellt. Bemerkenswert ist dabei die Baukontrolle und die Prüfung der Eigenschaften des Betons und Zementtraßbetons, der im Rahmen der amtlichen Bestimmungen nur mit Rücksicht auf Festigkeit und Dichtigkeit zubereitet wird, ohne daß ein bestimmtes Mischungsverhältnis vorgeschrieben wurde, so daß den Unternehmern weiter Raum zur Erfüllung der ihnen gestellten Bedingungen gegeben ist. Zur Durchführung der Versuche und Prüfungen ist ein Baulaboratorium vorhanden. Für die Betonbereitung werden selbsttätig zu messende und arbeitende Sondermaschinen Bauart Sonthofen verwendet. Die Ausführung der Arbeiten einschließlich der Betriebs-, Verwaltungs- und Wohngebäude ist einer Arbeitsgemeinschaft von vier Firmen übertragen worden und soll zum 1. Oktober 1930 beendet werden. Die Planung der Gesamtanlage und ihre bauliche Durchführung lassen erwarten, daß hier eine Musteranlage geschaffen wird.

<sup>1)</sup> Der Vortrag wird voraussichtlich ausführlich in der „Bautechnik“ veröffentlicht werden.

Außerdem wurden die Baustellen des Westkraftwerkes und die Unterführung der Untergrundbahn am Bahnhof Gesundbrunnen besichtigt. Die letztere Anlage ist dadurch bemerkenswert, daß der Untergrundbahntunnel während des starken Betriebes unter den in einem breiten und tiefen Einschnitt verlaufenden Reichsbahngleisen hindurchgeführt werden muß, wobei zahlreiche technische Schwierigkeiten zu überwinden sind.  
Dr. R.

**Der Nicaragua-Kanal.** Tagesnachrichten zufolge hat der Generalmajor Jadwin im Auftrage der Regierung der Vereinigten Staaten New York verlassen, um, ausgestattet mit einem Fundus von 600 000 R.-M., die Trasse des Nicaragua-Kanals zu erkunden und die Baukosten zu ermitteln. Der Nicaragua-Kanal galt stets als eine leistungsfähige Hochstraße des Weltverkehrs. Die geographische Lage und die topographischen Verhältnisse des Landes sind für einen Kanal von Ozean zu Ozean denkbar günstig, so daß der erste Gedanke dieses Kanalbaues bereits im Jahre 1534 auftauchte. Die erste örtliche Erkundung wurde im Jahre 1826 ausgeführt. Die Isthmus-Kommission, die von den Vereinigten Staaten im Jahre 1901 zur Prüfung der Kanalfrage eingesetzt wurde, hatte sich in ihrem Bericht ebenfalls zugunsten des Nicaragua-Kanals im Gegensatz zu einer Verbindung von Colon nach Panama ausgesprochen. Politische Gründe fällten die Entscheidung jedoch zugunsten des Panama-Kanals. Die Regierung der Vereinigten Staaten hat trotzdem den Bau des Nicaragua-Kanals niemals aus dem Auge gelassen. Die vorgesehene Trasse benutzt den Nicaragua-See und seinen Abfluß St. Juan in den Atlantischen Ozean.



Die geringste Entfernung zwischen dem Nicaragua-See und der pazifischen Küste beträgt nur 25 km. Die Höhe dieser Wasserscheide liegt in ihrem niedrigsten Punkte etwa 150 m über Seehöhe. Die Gesamtlänge des geplanten Kanals beträgt etwa 280 km, von denen jedoch ungefähr 255 km auf bereits bestehende Wasserwege entfallen. Ursprünglich sollte der Kanal 8 Doppelschleusen enthalten und der St.-Juan-Fluß aufgestaut werden. Neuerdings sind jedoch Erwägungen darüber im Gange, den ganzen Kanal in Seehöhe zu halten, so daß Schleusen vermieden werden würden.

Im Jahre 1916 wurde der Bryan-Chamorro-Vertrag zwischen Nicaragua und den Vereinigten Staaten ratifiziert. Durch diesen Vertrag gewährte die Republik Nicaragua den Vereinigten Staaten gegen eine Abfindung von 3 Mill. Dollars das Recht, einen Kanal durch ihr Gebiet vom Atlantischen zum Pazifischen Ozean zu bauen. Den Vereinigten Staaten wurde außerdem die Anlage je einer Marinestation an der atlantischen, an der pazifischen Küste und im Nicaragua-See gestattet. Diese Linie soll nun neuerdings von dem Generalmajor Jadwin erkundet werden. Er hat seinen Bericht bis zum 31. März 1931 dem Kongreß vorzulegen. Der Anlaß für diesen neuerlichen Schritt liegt angeblich darin, daß der Schiffsverkehr durch den Panama-Kanal in einem solchen Maße im Wachsen begriffen ist, daß der Bau eines zweiten Kanals demnächst notwendig werden wird. Für die nächsten 10 oder 15 Jahre wird der bestehende Kanal in der Lage sein, dem Verkehr zu genügen, zumal das Durchschleusen bis jetzt nur zu bestimmten Stunden stattfindet. Seine Leistungsfähigkeit wird durch die Verlängerung der Betriebsstunden und den Bau einer dritten Schleusenreihe noch erheblich gesteigert werden können. In den letzten 5 Jahren hat sich die Zahl der durchgeschleusten Schiffe jedoch verdoppelt, und es wird daher nur eine Frage der Zeit sein, wann ein zweiter Kanal notwendig werden wird.

Neben der Rücksicht auf den Handelsverkehr bestehen jedoch für die Vereinigten Staaten erhebliche militärische Interessen. Die nordamerikanischen Marinebehörden setzen sich seit langem für den Bau eines zweiten Kanals ein, um in der Lage zu sein, die pazifischen und atlantischen Flotten in Kriegszeiten vereinigen zu können. Daß sie dabei bis jetzt nur auf einen einzigen Kanal angewiesen sind, betrachten sie als einen sehr schwachen Punkt der Landesverteidigung. Es besteht nicht nur die Gefahr, daß der Panama-Kanal durch einen Handstreich einer feindlichen Macht außer Betrieb gesetzt werden kann, sondern es liegt hier auch die ständige Gefahr größerer Erdbeben vor. Durch solche wurde der Betrieb des Kanals seit seinem Bestehen wiederholt gefährdet. Der Bau eines zweiten Kanals wird daher als Lebensnotwendigkeit für das Land angesehen. Die Kosten des Nicaragua-Kanals sollen sich auf etwa 4 Milliarden R.-M. belaufen. Schwierigkeiten, diese Summe aufzubringen, dürften nicht bestehen.

Bevor der Bau in Angriff genommen werden kann, müssen jedoch noch starke politische Widerstände beseitigt werden. Zunächst wird ein neuer Vertrag zwischen Nicaragua und den Vereinigten Staaten nötig sein, der Einzelheiten festlegt. Voraussichtlich wird ein solcher Vertrag auch mit der Republik Costa Rica erforderlich werden, da der St.-Juan-Fluß die Grenze zwischen Nicaragua und Costa Rica bildet. Außerdem haben Salvador und Honduras bereits zu erkennen gegeben, daß der Bryan-Chamorro-Vertrag in seiner jetzigen Form andere Verträge, die zwischen ihnen und Nicaragua bestehen, beeinträchtigt. Eine Bereinigung dieses

ganzen Fragenkomplexes wird also noch besondere diplomatische Maßnahmen erforderlich machen.

Der Bau des Kanals ist von erheblicher Bedeutung für die Wirtschaft Nikaraguas. Zur Zeit bilden Land- und Forstwirtschaft die bedeutendsten Industriezweige des Landes; es sind jedoch erhebliche Erzlager vorhanden, besonders Silber und Gold. Die Erschließung dieser Vorkommen ist für das Land aber hauptsächlich eine Transportfrage. Durch die schlechten Verkehrsverhältnisse wird die Entwicklung des Bergbaus sehr gehemmt. Die Betriebslänge der vorhandenen Eisenbahn beträgt ungefähr 330 km. Von dem Netz der sehr schlechten Landstraßen sind nur etwa 370 km für Kraftfahrzeuge benutzbar. Außerdem gibt es zur Zeit im Norden des Landes kein Verkehrsmittel von Küste zu Küste. Schiffslandungen müssen daher den ungefähr 2500 km langen Weg durch den Panama-Kanal machen. Es liegt zwar ein Entwurf für eine Bahn von Bluefields, dem Haupthafen an der Ostküste, nach Matagalpa vor, die in südwestlicher Richtung an die bereits bestehende Eisenbahn zwischen Managua und Granada angeschlossen werden soll. Der Bau dieser Eisenbahn würde die wirtschaftliche Lage des Landes erheblich stärken. Es ist jedoch nicht damit zu rechnen, daß in dieser Beziehung irgend ein Schritt getan wird, bevor die endgültige Entscheidung über den Kanalbau gefallen ist.

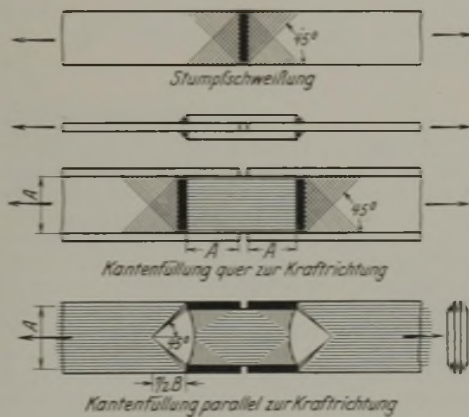
Dr. Steinhagen.

**Versuche an geschweißten Fachwerkstützen.** In der Versuchsanstalt der Universität Berkeley, California, wurden nach Eng. News-Rec. 1929 vom 30. Mai bemerkenswerte Festigkeitsprüfungen an geschweißten Fachwerkstützen und auch an Stoßverbindungen vorgenommen. Die letzteren verdienen besondere Beachtung, da sie einigen Aufschluß über die Wirkung der Verschweißung geben.

Für Stumpfschweißung wurde eine Bruchfestigkeit von etwa 3180 kg/cm<sup>2</sup> festgestellt. Ferner wurden, wie aus der nebenstehenden Abbildung ersichtlich ist, verschiedenartige

Laschenverbindungen untersucht, bei denen die Laschenkanten quer bzw. längs der Kraft- richtung angeschlossen waren. Quer zur Kraft- richtung angeordnete, im Querschnitt dreieckige Kantenfüllungen aus Schweißgut zeigten eine größere Haftfestigkeit als längs der Kraft- richtung gelegte Schweißkanten, und zwar ergab sich bei der erstgenannten Anordnung eine Haft- oder Scherfestigkeit in der Schweiß- stelle von 1560 bis 1660 kg/cm<sup>2</sup>. Die ferner auf ihre Knickfestigkeit geprüften Fachwerkstützen bestanden aus vier im Quadrat gestellten Winkel- stäben, die untereinander durch Schrägstäbe verbunden waren. Bei den Versuchen wurde schließlich auch der Wert der Schweißarbeit von gelernten und ungelerten Schweißern gewürdigt.

Zs.



**Feinrechen der Laufwerke.** Bekanntlich haben die vorgeschriebenen Feinrechen vor den Turbineneinläufen den Zweck, die Fische von den Turbinen zurückzuhalten und sie im Interesse des Fischereischutzes vor Beschädigungen zu schützen; deshalb wird auch behördlicherseits die Lichtweite zwischen den Rechenstäben auf 20 bis 30 mm vorgeschrieben. Will man nun nicht die Kanalbreite und -tiefe an der Einbaustelle des Rechens auf etwa den doppelten normalen Wasserquerschnitt bringen oder dem Rechen eine sehr schräge Lage zur Stromrichtung geben, was zu einer wesentlichen Vergrößerung und damit Verteuerung führt, so bildet sich infolge des verkleinerten Durchflußquerschnitts mit vergrößerter Reibung zwischen den Stäben vor dem Rechen ein oft unzulässiger Stau, und es entstehen Gefällverluste, die durch die zugeführten und angeschwemmten Schwimmstoffe noch weiter vergrößert werden und außerdem besonders im Herbst und in der kälteren Jahreszeit bei Laub- und Eisgang vermehrte Überwachung und Bedienung erfordern.

Prof. Dr. Ludin, Berlin, macht nun in der Elektrischen Zeitschrift 1929 Heft 2 auf die groß angelegten schwedischen Versuche vorigen Jahres aufmerksam, die, wie es scheint, noch nicht genügend in der Fachwelt bekannt geworden sind und jedenfalls für Wasserkraftbesitzer mit neuzeitlichen Turbinenanlagen (Kaplan-Propeller-, Lavaczek- u. dgl. Turbinen) und für Neuanlagen von besonderer Wichtigkeit sind.

Ohne auf Einzelheiten einzugehen, möge hier nur kurz als Ergebnis der von der schwedischen staatlichen Wasserkraftverwaltung vorgenommenen Versuche mitgeteilt werden, daß diese Feinrechen wegfallen können, da die Fische beim Durchgang durch neuzeitliche Niederdruckturbinen fast ausnahmslos weder äußere noch innere Beschädigungen erfahren haben, während vielfach Aale und selbst größere Fische durch den Wasserdruck auf die stark durchströmten Feinrechen so angepreßt werden, daß sie nicht mehr loskommen und entweder von der Rechenharke erfaßt und beschädigt werden oder durch Erschöpfung zugrunde gehen. Daher bestehen dort wassergesetzliche Rechenstabweiten bis zu 230 mm.

Ähnliche Versuche sind nach einem aufschlußreichen Berichte des kantonalen Fischereisachverständigen Dr. Schmaßmann von der badisch-

schweizerischen Kommission für die Fischerei im Oberrhein angestellt worden, und zwar mit einer waagerechten Doppelzwillings-Francisturbine alter Bauweise von 1,5 m Laufraddurchmesser und mit einem Spalt von nur 4 cm zwischen Lauf- und Leitrad, wonach „die Gefahr für Fische weit geringer sein dürfte als sie von fischereilicher Seite vielfach angenommen wird.“

Diese Versuche weisen dringend auf eine Lockerung der bestehenden Gesetzesbestimmungen hin, wozu die Wasserkraftverbände mit hinzuwirken hätten.

R. Toepel, Leipzig.

### Zuschriften an die Schriftleitung.

**Die Geschwindigkeitsverteilung im Strahle über einer Wehrkrone.** Herr Prof. Dr.-Ing. Winkel übt in einer Anmerkung seines in der „Bautechnik“ 1929, Heft 28, erschienenen, vorstehend genannten Aufsatzes an den Arbeiten meines ehemaligen Mitarbeiters Dr.-Ing. F. Bundschu eine Kritik, die ich nicht unwidersprochen lassen kann, zumal sie mit auffälliger Schärfe des Urteils eine nicht völlig genaue Darstellung der beurteilten Versuche verbindet.

Das von Herrn Dr.-Ing. Bundschu benutzte Versuchsmodell (nicht die Versuchsmodelle!) (s. Der „Bauingenieur“ 1928, Heft 26) wurde mit einer Überfallhöhe von 90 mm betrieben.

Die Überfallhöhen der Mehrzahl der von Herrn Prof. Winkel wieder- gegebenen Versuche (Abb. 2 u. 3) sind 123,4 und 131,7 mm, also von derselben Größenordnung. Bei dieser Sachlage überrascht der Vorwurf, daß „die benutzten Versuchsmodelle viel zu klein ... gewesen seien ... , um über die Geschwindigkeitsverteilung Aufschluß geben zu können“. (Die geringere Überfallbreite der Bundschuschen Anordnung — 116,4 mm — war durch die sorgfältige hydrodynamisch verlustfreie Ausbildung des Zu- laufs weitgehend ausgeglichen.) Herr Dr. Bundschu hat überdies aber gar nicht, wie der Leser nach der Winkelschen Darstellung annehmen muß, Geschwindigkeiten gemessen (diese und weitere Untersuchungen hat seine, sich klar als eine vorbereitende Arbeit kennzeichnende Ver- öffentlichung weiteren Forschungen vorbehalten), er hat lediglich die Überfallmengen gemessen (durch Wiegung) und sie mit der nach seiner neuen (erstmalig in der „Deutschen Wasserwirtschaft“ vom 20. IV. 1927 veröffentlichten) Anschauung theoretisch sich ergebenden ideellen Wasser- menge verglichen. Die hierbei sich herausstellende Unstimmigkeit (wirk- liche Wassermenge etwas größer als ideelle) hat er aufgezeigt und in vorläufig roh geschätzten Beiwerten ausgedrückt. Er hat weiter An- deutungen über die Richtung gegeben, in der nach seiner Vermutung Erklärungen für die festgestellte Abweichung zu suchen sind. Ob dieser Erklärungsversuch oder der von der alten Überfallformel ausgehende und den angenommenen Einfluß der Quergeschwindigkeiten stark betonende Winkelsche näher an die wahrscheinlich komplexe Wirklichkeit herankommt, wird wohl besser dem weiteren Forschen und Urteil Unbeteiligter zur Entscheidung überlassen, als daß man versucht, fruchtbare Diskussion kurzerhand durch den Vorwurf der Unwissenschaftlichkeit der einen Auffassung zu beenden. Daß schließlich Herr Dr. Bundschu seine nicht zum wenigsten auch für die Praxis sehr anregenden und dankenswerten Ideen in „Buchform“ veröffentlicht hat (in Wirklichkeit handelt es sich um eine der seit längerer Zeit üblich gewordenen, keineswegs den An- spruch auf Wertung als fertiges Lehrbuch machenden kleinen Broschüren), wird man ihm auch nicht so schwer anrechnen dürfen, da bekannter- maßen auf dem Wege der einmaligen Zeitschriftenveröffentlichung selbst wertvolle Anregungen nicht genügend weit durchzudringen pflegen.

Charlottenburg.

Adolf Ludin.

### Erwiderung.

Die obenerwähnte Überfallhöhe 123,4 mm ist eine der kleinsten der in Danzig untersuchten Überfallhöhen; bei dieser zeigte sich bereits die früher geschilderte Abweichung vom normalen Verhalten, was demnach bei einer Überfallhöhe von etwa 90 mm auch zutreffen wird. Die Mehr- zahl der in der Danziger Versuchsanstalt untersuchten Fälle weist Über- fallhöhen bis rd. 190 mm auf.

Es ist von mir nirgends zum Ausdruck gebracht worden, daß Herr Dr.-Ing. Bundschu „Geschwindigkeitsmessungen“ im Überfallstrahle an- gestellt habe; dagegen habe ich zu der Annahme, daß die Geschwindig- keit  $v$  im Überfallstrahle in allen Tiefen gleich groß bleibe, hervorgehoben, daß die benutzten Versuchsmodelle zu klein waren, „um über diese Geschwindigkeitsverteilung Aufschluß geben zu können“. Hierzu sei auf die in der „Bautechnik“ 1929, III. Vierteljahrsheft, veröffentlichten Danziger Forschungsergebnisse (insbesondere Abb. 2, 7 u. 8) verwiesen.

Danzig, im September 1929.

R. Winkel.

Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

**Zur Gründung der Donaubrücke in Zwiefaltendorf (Württ.) und zur Baugrunduntersuchung.** Die Darstellung der linken Widerlager- gründung bei der Brücke von Zwiefaltendorf durch Regierungsbaumeister F. Baumann in der „Bautechnik“ 1929, Heft 29, weicht in manchen Punkten von den zeichnerischen und sonstigen Unterlagen des Baumtes selbst ab. Auf Grund dieser amtlichen Unterlagen hatte ich die Vorgänge bei der Gründung und die wahrscheinlichen geologischen Verhältnisse im Baugrund des linken Widerlagers der Donaubrücke in „Beton u. Eisen“ 1928, Heft 16, zu rekonstruieren versucht und war dabei zu bautechnisch günstigerer geologischer Lagerung als Baumann gelangt. Volle Sicher-

heit ist aber auch nach des Letzteren Darstellung nicht vorhanden, weil eine fachgeologische Untersuchung aller Teile des Baugrundes während der Probegrabungen, -bohrungen und während der Bauausführung selbst nicht stattfand; der „zugezogene Geologe“ („Bautechnik“ 1929, S. 443) hat die überschwemmte Baugrube nur einmal unter ungünstigen Verhältnissen gesehen, Bohrproben lagen ihm nicht vor, er konnte daher nichts Bestimmtes über Schichtenfolge und Lagerung feststellen, ein „geologisches Gutachten“ hat er nicht abgegeben, ein solches fand sich auch nicht in den Akten des Bauamts. Bei der immerhin zweifelhaften Tragfähigkeit des Baugrundes und dem großen Gewölbeschub wäre eine recht genaue fachgeologische Untersuchung des ganzen Untergrundes vor und während der Bauarbeiten unbedingt von Vorteil gewesen.

Grundsätzlich möchte ich dazu noch bemerken, daß eine kurze einmalige Besichtigung der Baugrube durch den Geologen nicht genügt. Nach meiner Erfahrung in Baugrunduntersuchung muß der Geologe sowohl die Aufschlüsse bei den Vorarbeiten — Schächte, Stollen, Probegruben und -bohrungen — fachwissenschaftlich untersuchen, wie auch in der offenen Baugrube kurz vor deren vorläufiger Fertigstellung seine Ergebnisse Meter für Meter maßstabgerecht in Grundriß und Profile eintragen. Wenn er dann noch etwas Kenntnis der bautechnischen Belange besitzt, kann er mit einiger Genauigkeit nicht bloß die Standfestigkeit der Böschungen und des Untergrundes gegen Rutschungen u. dergl., sondern auch die zulässige Belastung abschätzen. Dazu gehören aber nicht allein statische Methoden und kurze Angaben über einige Reibungs- und Böschungswinkel sowie Tragfähigkeiten, wie sie sich in manchen Taschen-, Hand- und Lehrbüchern finden, sondern volle geologische Ausbildung und eine Zusammenfassung der bisherigen Erfahrungen auf diesen Gebieten, etwa nach Art der Tabellen über „Zulässige Belastung des Baugrundes in kg/cm<sup>2</sup>“ sowie „Natürliche Böschungswinkel und Böschungsverhältnisse“, die ich nach der gesamten damals zugänglichen Literatur und eigenen Beobachtungen auf S. 338 bis 347 meiner „Geologie im Ingenieur-Baufach“ (Stuttgart, F. Enke) 1927 zusammenstellte. Wie man mit derartigen Unterlagen insbesondere die Tragfähigkeit des Baugrundes abschätzen kann, beabsichtige ich an Hand mehrerer Beispiele aus meiner jüngsten Praxis zu zeigen, vgl. auch die „Gründung von betonierten Wasser-Hochbehältern“ in „Beton u. Eisen“ 1928, S. 308 u. f. Hierzu gehören aber nicht nur primitive Versuche, mit Einrammen von Eisenstangen und Herauskratzen von etwas Schlamm mit dem Raumlöffel aus solchen „Bohrlöchern“ den Baugrund beurteilen zu wollen, oder gar die beliebten „Nadelversuche“, sondern bohrtechnisch einwandfreie Bohrungen meist bis mindestens 3 m unter die endgültige Baugrubensohle mit geologisch einwandfreier Gewinnung, Bereitstellung, Bezeichnung und Untersuchung des gesamten Bohrguts durch den praktischen Fachgeologen, der auch Schächte und Stollen sowie die Baugrubenwände und -sohlen selbst untersuchen muß. Es wäre ferner erforderlich, daß die Ergebnisse der im Gange befindlichen Klärung dieser Vorfälle und die einwandfreie Bezeichnung der wichtigsten Bodenarten durch den „Deutschen Ausschuss für Baugrundforschung“ bei der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen von allen Interessenten beachtet wird. Auf Grund dieser Klarstellungen müßten dann gemeinsam von Vertretern der Bautechnik und der praktischen Geologie — möglichst unter Beteiligung der „Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik“ — auf geologisch genau untersuchtem Untergrund verschiedenster Art Probelastungen ausgeführt werden, deren Ergebnisse sich nunmehr mit größerer Sicherheit auf entsprechende Baugrundverhältnisse übertragen ließen, als das nach den bisherigen Unterlagen der Fall ist.

Dr. Walter Kranz, Württ. Landesgeologe, Ingenieur V. D. I.

Herr Regierungsbaumeister F. Baumann, dem die vorstehende Äußerung vorgelegt wurde, verzichtet auf eine Erwiderung.

Die Schriftleitung.

### Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath

**Verfahren zum Herstellen von Ortpfählen aus Stampfbeton mit seitlichen Vorsprüngen.** (Kl. 84c, Nr. 473 964 vom 11. 8. 1923 von François Jean-Marie Monnier-Ducastel in Paris.) Zunächst wird die Ausnehmung *P* im Boden entweder durch Bohren, Stauchen u. ä. hergestellt. Ist die gewünschte Tiefe erreicht, so wird die Grundsicht *B* des Betons eingebracht. Dann wird die Gelenkplatte eingeführt, die die Aussparungen für die Vorsprünge herstellt. Das Einsatzstück ist als ein durch das Gelenk *A* verbundenes Plattenpaar *S* ausgebildet, das auf den noch nachgiebigen Beton *B* aufgesetzt wird. Durch gleichmäßigen Druck oder Stoß auf ein Zwischenstück wird das Gelenk *A* in die Stellung nach Abb. 2 heruntergeschlagen. Die beiden Teile der Doppelplatte *S* öffnen sich infolgedessen und stechen, da der noch weiche Beton *B* nachgibt, die Aussparung *E* vom Baugrund ab. Wird der auf das Gelenk *A* ausgeübte Druck fortgesetzt, so wird das gelenkige Einsatzstück schließlich die Lage nach Abb. 3 einnehmen. Während der

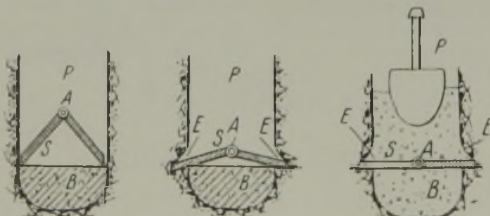


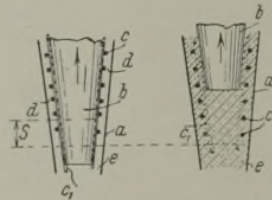
Abb. 1.

Abb. 2.

Abb. 3.

Bewegung der Gelenkplatte nach unten kann ein Teil des zuerst eingebrachten Betons leicht um die Schenkel des Gelenks herum nach oben emporquellen, so daß sich das Gelenk nach unten senkt und die Doppelplatte unter gleichzeitiger Bildung einer sich nach unten erweiternden Aussparung in die waagerechte Lage gelangt. Hierauf wird weiter Beton in die Ausnehmung *P* eingebracht und festgestampft, so daß sich in den Aussparungen *E* Widerlager bilden, die mit den Plattenteilen *S* den Betonpfahl im Boden verankern. Da die Einsatzstücke im Boden belassen werden, so wird der Vorteil erreicht, daß der Pfahl selbst durch die Einsatzstücke mit verstärkt wird.

**Verfahren zur Herstellung konischer Eisenbetonpfähle.** (Kl. 84c, Nr. 468 550 vom 30. 10. 1926, von Dr.-Ing. chr. Karl Bernhard in Berlin.) Um bei Eisenbetonpfählen zu vermeiden, daß die an der Oberfläche des Pfahles liegenden Eiseneinlagen durch das feuchte und säurehaltige Erdreich zerstört werden, wird die zur Verstärkung des dünneren Eintreibrohres beim Einrammen verwendete und im Boden verbleibende Eiseneinlage vollständig in Beton eingeschlossen. Zu diesem Zweck wird die zwischen dem Vortreibrohr *a* und dem Kern *b* liegende, das Rohr beim Einrammen versteifende Eiseneinlage *e* beim Herausziehen des Kerns etwas angehoben, und zwar um ein Stück *s*; hierdurch verbleibt zwischen dem Vortreibrohr und der Eiseneinlage ein Zwischenraum *d* von etwa 2 bis 3 cm. Die Bewehrung wird oben am Vortreibrohr festgelegt, so daß sie dem Kern nicht mehr folgen kann, der nun allein weitergehoben wird; er wird entweder ganz herausgezogen, wenn das Vortreibrohr vollkommen mit Beton ausgefüllt werden soll, oder nur teilweise, wenn Hohlpfähle hergestellt werden.



Personalnachrichten.

**Preußen.** Versetzt sind: Oberregierungs- und -baurat (W.) Raddatz von der Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen in Potsdam an die Wasserbaudirektion in Stettin; — die Regierungs- und Bauräte (W.) Dam m von der Regierung in Marienwerder an die Regierung in Breslau und Frank von der Regierung in Breslau an die Regierung in Marienwerder; — die Regierungsbauräte (W.) Polte vom Kulturbauamt in Stolp an das Kulturbauamt in Erfurt als Vorstand, Franz Marx vom Wasserbauamt in Steinau a. O. nach Bülstringen (Kanalbauamt Neuhaldensleben), Otto Winkler vom Kultur- und Wasserbauamt in Lötzen an das Kulturbauamt in Marienwerder als Vorstand, Radisch von Bülstringen (Kanalbauamt Neuhaldensleben) an das Hafenbauamt in Pillau, Appelt vom Kanalbauamt in Datteln an das Wasserbauamt in Dorsten, Starker von Niederfinow (Neubauamt Eberswalde) an das Neubauamt Kanalabstieg in Magdeburg; — der Regierungsbaumeister (W.) Jentsch vom Hafenbauamt in Pillau an das Wasserbauamt in Steinau a. O.

Überwiesen: der Regierungsbaurat (W.) Diefenbach vom Kanalbauamt in Datteln dem Wasserbauamt in Dorsten.

Ernannt: der Regierungsbaurat (W.) Post in Hannover zum Vorstand des Wasserbauamts I daselbst, der Regierungsbaurat (W.) Sarrazin in Schwedt a. O. zum Vorstand des Neubauamts für Brückenbauten daselbst, der Regierungsbaurat (W.) Lehde in Osnabrück zum Vorstand des Kulturbauamts daselbst.

Zu Regierungsbauräten ernannt und als solche planmäßig angestellt worden sind: die Regierungsbaumeister (W.) Walter Voß beim Kulturbauamt in Fulda und Hans Hinrichsen beim Kulturbauamt in Neumünster.

Unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst überwiesen: der Regierungsbaumeister (W.) Herbert Schaefer dem Kulturbauamt in Lippstadt.

In den dauernden Ruhestand getreten: die Oberregierungs- und -bauräte (W.) Arndt bei der Regierung in Breslau und Wellmann bei der Wasserbaudirektion in Stettin.

Auf eigenen Antrag aus dem Staatsdienst entlassen: der Regierungsbaurat (W.) Josef Müller beim Kulturbauamt in Osnabrück.

Die Kanalbauämter in Datteln und Dorsten sowie das Oderbauamt in Greifenhagen sind aufgelöst worden, die Restarbeiten von Greifenhagen werden von dem Wasserbauamt in Stettin miterledigt.

Zum 1. Oktober 1929 ist in Dorsten ein Wasserbauamt eingerichtet worden, dem die Unterhaltung und der Betrieb des Kanals Wesel—Datteln oberhalb der Schleuse Hünxe und die Abwicklung der noch unerledigten Neubauangelegenheiten obliegt. Zum Vorstand bestellt wurde der Regierungsbaurat (W.) Albert Kahle in Dorsten.

**Sächsische Straßen- und Wasser-Bauverwaltung.** Versetzt: am 1. 4. 29 Regierungsbaurat Strohbach vom Amt für Gewässerkunde in Dresden zum Straßen- und Wasser-Bauamt Meißen, Regierungsbaurat Häntzschel vom Straßen- und Wasser-Bauamt Meißen zum Straßen- und Wasser-Bauamt Dresden.

**INHALT:** Die heutige Groß-Erdbautechnik. — Die neue viergleisige Eisenbahnbrücke über die Nordereibe in Hamburg. — Über rationelle Bauweise von Stützmauern. — Vermischtes: Besichtigung der Nordschleuse in Bremerhaven. — Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Nr. 38. Einsturz eines dreistöckigen Gebäudes. — Herbsttagung der Deutschen Gesellschaft für Baingenieurwesen. — Nikaragua-Kanal. — Versuche an geschweißten Fachwerkstützen. — Feinrechen der Laufwerke. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau. — Personalnachrichten.

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