

DIE BAUTECHNIK

15. Jahrgang

BERLIN, 1. Oktober 1937

Heft 43

Alle Rechte vorbehalten. Ursprungsfestigkeiten von Schweißungen verschieden legierter St 52.

Von Dr.-Ing. E. Weiß und Th. Hövel, Dortmund.

Es ist bekannt, daß die chemische Zusammensetzung eines Materials die Festigkeit einer Schweißverbindung beeinflußt und daher besondere Elektroden verlangt. Die Unterschiede der Festigkeiten fallen besonders bei dynamischer Beanspruchung auf. Ungeklärt sind hierbei noch die Verhältnisse bei dem häufig im Brückenbau verwendeten St 52, der in sehr verschiedenen Legierungen auf den Markt kommt. Wenn auch die Lieferwerke für ihren Stahl jeweils eine seiner Zusammensetzung entsprechende besonders geeignete Elektrode empfehlen, so läßt es sich nicht vermeiden, daß zwei Stahlsorten von verschiedenen Lieferanten und somit von verschiedener Legierung miteinander verschweißt werden müssen.

Das veranlaßte die Firma C. H. Jucho in Dortmund, Versuche¹⁾ durchzuführen, die eine Klärung dieser Frage bringen sollten.

Es wurden daher die Schweißverbindungen von drei verschieden zusammengesetzten St 52 auf ihre Ursprungsfestigkeit geprüft. Die Gefügebilder, statischen Eigenschaften und chemischen Zusammensetzungen dieser Stähle sind in Abb. 1 zusammengestellt. Die drei verschiedenen Materialsorten sind im folgenden mit U, P und H bezeichnet. Das Schlibbild zeigt für alle drei ein ausgesprochenes Zellengefüge, bei dem die Perlitkörner in U etwas grobkörnig, in P dagegen sehr feinkörnig sind. Die aufgeführten statischen Werte sind Mittelwerte aus je zwei Zerreißproben, die jedoch unter sich nicht nennenswert voneinander abwichen. Die Zerreißfestigkeit zeigt wenig Unterschiede, während sich das Material P durch höhere Streckgrenze und geringere Dehnung auszeichnet.

Die chemischen Zusammensetzungen zeigen bemerkenswerte Unterschiede im Si- und Cu-Gehalt, und zwar zeigt das Material U den höchsten Cu-Gehalt mit 0,51% und den geringsten Si-Gehalt mit 0,32%. Der geringste Cu-Gehalt beträgt beim Material H = 0,27%. Bemerkenswert ist vielleicht noch der geringere C-Gehalt beim Material P mit 0,15% gegenüber 0,19 und 0,20% bei den beiden anderen Werkstoffen.

Zur Prüfung der Schweißverbindungen wurde der Stumpfstoß als X-Naht gewählt. Da es darauf ankam, einwandfreie Vergleichswerte zu bekommen, war es erforderlich, daß alle Schweißungen unter denselben Bedingungen durchgeführt und die Probestäbe gleichmäßig bearbeitet wurden, damit Oberflächenfehler das Ergebnis nicht beeinflussen konnten. Es wurden deswegen alle Schweißen von demselben Schweißer hergestellt. Die etwa 40 bis 50 mm breiten Versuchsstäbe wurden dann aus den zusammengeschweißten etwa 12 mm dicken Tafeln ausgeschnitten. Die Schweißraupen wurden abgefeilt und die Stäbe dann gleichmäßig geschlichtet. Um die Gewißheit zu haben, daß nur fehlerfreie Schweißen geprüft werden, wurden sämtliche Nähte vorher geröntgt, wobei elnige Proben mit sehr kleinen erkennbaren Fehlstellen ausgeschieden wurden.

Bei der Durchführung der Versuche zeigte sich, daß die Proben häufig außerhalb der Schweißung infolge Oberflächenunebenheiten im Material rissen. Dies gab Veranlassung, eine Stabform zu wählen, wie sie ähnlich für Zerreißproben verwendet wird und wie sie in Abb. 3 bei den Proben UH 3, UH 4 und UH 5 abgebildet ist. Diese führte aber dazu, daß die Schweißstelle nicht riß, sondern daß die an den Einschnürstellen entstehenden Spannungsspitzen das Material vorher zum Bruch brachten.

Es wurden dann die Prüfstäbe auf ihrer ganzen Länge, wenigstens soweit wie die Spannbacken reichen, bearbeitet. Wie aber die Schlibbilder zeigen, ist die Bearbeitung nur so weit durchgeführt, daß die letzte Lage der Schweißung mit ihrem grobkristallinen Gefüge bei allen Proben noch über der ganzen Oberfläche vorhanden ist.

¹⁾ Die Versuche wurden durchgeführt in der Materialprüfung der Firma C. H. Jucho, Dortmund.

Die Durchführung der Versuche geschah auf dem von der Düsseldorfer Maschinenfabrik in Losenhausen gelieferten Pulsator mit einer Höchstbelastung von 17,5 t. Als untere Vorlast wurde mit einer Beanspruchung von 1 kg/mm² geprüft. Die Frequenz betrug durchweg 11 Hertz. Als Mindestlastwechselzahl wurde die 2 · 10⁶-Grenze zugrunde gelegt. Die Versuche wurden von Juni 1936 bis Juli 1937 durchgeführt.

Die dynamischen Versuchsergebnisse sind in den Abb. 2 bis 4 in je drei Gruppen zusammengestellt, und zwar enthalten Abb. 2 die Verschweißungen der geprüften Materialien mit sich selbst, Abb. 3 die Verschweißungen der geprüften Materialien gegenseitig und Abb. 4 ergänzende Versuche. Die Probestäbe einer Gruppe stammen immer aus ein und derselben Tafel.



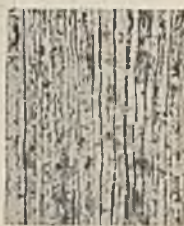
Bezeichnung der geprüften Materialien St 52	U	H	P
Durchschnittsgefüge V = 100 (Abb. = 1/2 natürl. Größe)			
Statische Versuchsergebnisse			
Bruchgrenze: kg/mm ²	56,4	55,3	53,5
Streckgrenze: kg/mm ²	36,3	36,0	39,8
Dehnung: δ _e %	23,0	24,5	20,8
Chemische Analysen Gehalt in %			
C	0,19	0,20	0,16
Si	0,32	0,43	0,56
Mn	1,02	1,20	1,11
P	0,031	0,042	0,035
S	0,022	0,029	0,030
Cu	0,51	0,27	0,38
Ni	0,03	0,07	0,05
N ₂	0,008	0,008	—
Cr	—	—	0,02

Abb. 1. Prüfungsergebnisse der verschweißten Bleche.

Aus den erhaltenen Werten geht hervor, daß die chemisch verschieden zusammengesetzten Materialien von St 52 auch verschiedene dynamische Festigkeitswerte ergaben. So ist aus Abb. 2 zu ersehen, daß das Material U, mit sich selbst verschweißt, die höchste Ursprungsfestigkeit (Schwingweite) von 27 kg/mm² (die höchsten erreichten Werte sind jeweils in den Abbildungen durch halbfetten Druck hervorgehoben) erreicht hat. Ihm folgen Proben P mit P verschweißt mit 24 kg/mm² und H mit H verschweißt mit 23 kg/mm².

Dieselben Unterschiede finden sich in der Abb. 3 in den gegenseitig verschweißten Materialien wieder. Das Material P mit dem mittleren Festigkeitswert, einmal mit dem Material U mit dem besten Festigkeitswert verschweißt, gibt auch hier den besseren Wert von 26 kg/mm², andermal mit dem Material H mit dem geringsten Festigkeitswert verschweißt, gibt auch hier den geringsten Wert von 24 kg/mm². Das günstigste Material U mit dem ungünstigsten Material H verschweißt gibt den Mittelwert 25 kg/mm².

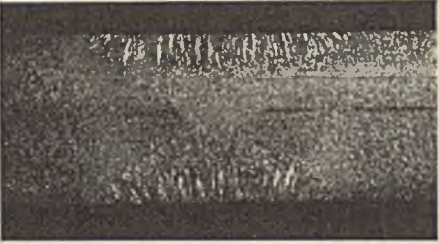









Eine Betrachtung der in den Abbildungen gezeigten Bruchflächen läßt erkennen, daß bei den bearbeiteten Stäben der Bruch immer mitten durch das Schweißgut geht, und daß er immer seinen Anfang von kleinen Poren und Fehlstellen im Schweißgut genommen hat. Diese kleinen Fehler sind im Röntgenbilde sämtlich nicht feststellbar. Es wäre auch

falsch, von der Größe oder Häufigkeit dieser im Bruch erkennbaren Fehlstellen auf die Höhe der Ursprungsfestigkeit zu schließen. Dies beweist der Versuch aus der Gruppe 5, nämlich der Stab PU 4. Er hat die meisten Bruchansätze von allen Versuchen, und trotzdem hat er noch $2 \cdot 10^6$ Schwingungen bei seiner Ursprungsfestigkeit von 26 kg/mm^2 ausgehalten. Ein zufälliges Längerlaufen des Pulsators brachte ihn bei $2,048 \cdot 10^6$ Schwingungen noch zum Bruch. Man kann vermuten, daß auch die übrigen noch nicht gerissenen Stäbe Bruchansätze oder Poren, die vielleicht später erst zu Brüchen führen könnten, in sich tragen.

Bei den nach Abb. 4, Gruppe 7 durchgeführten Versuchen, wo es galt, eine zweite Serie der Materialien P mit P verschweißt zu prüfen, gaben die außerordentlich geringen Festigkeitswerte Veranlassung, die Schweißung metallographisch zu prüfen. Schon das in dieser Gruppe beigefügte makroskopische Schliffbild der Schweißung läßt bei genauerer Betrachtung den Fehler erkennen. Die Wurzel ist nicht durchgeschweißt. Auffallend ist, daß auch dieser Wurzelfehler im Röntgenbilde nicht sichtbar ist, obwohl er in der Strahlenrichtung liegend eine Dicke von $0,8 \text{ mm}$ hat, während nach

den DIN-Normen über die Prüfung von Schweißverbindungen mit Röntgenstrahlen in diesem Falle ein Drahtsteg von nur $0,2 \text{ mm}$ Dicke noch eben erkennbar sein müßte. Die Ursache hierüber klärt die Abb. 5 ($V = 60$) auf.

Die beiden Bleche sind vermutlich durch die Schrumpfung der Schweißung dermaßen fest aneinandergedreht, daß die Röntgenstrahlen hier wahrscheinlich keinen freien Durchtritt mehr fanden und infolgedessen den Film hier auch nicht stärker schwärzten als an einer anderen Stelle. Die starke Zusammenpressung ist in der Verformung der Fasern an den Blechenden in Abb. 5 deutlich zu erkennen. Wie sehr aber dieser Fehler die Dauerfestigkeit beeinflusste, geht aus der Gegenüberstellung folgender Zahlen hervor. Ein Stab gleichen Materials (Gruppe 3, PP 4), der, mit derselben Beanspruchung geprüft, $2 \cdot 10^6$ Schwingungen ohne zu brechen hielt, brach, mit diesem Fehler geprüft (Gruppe 7, PP 9), schon bei $0,032 \cdot 10^6$ Schwingungen. Ein anderer (Gruppe 3, PP 6), der, über seine Dauerfestigkeit beansprucht, $1,348 \cdot 10^6$ Schwingungen aushielt, brach mit diesem Fehler, bei derselben Beanspruchung geprüft (Gruppe 7, PP 8), wieder bei $0,049 \cdot 10^6$ Schwingungen.

Gruppe	Ver-schweißte Bleche	Schliffbild der Schweißung $V = 3$ (Abb. $\approx \frac{2}{3}$ natürl. Größe)	Be-zeichnung des Prüf-stabes	Obere Last-grenze kg/mm^2	Schwing-spannung kg/mm^2	Last-wechsel-zahl ¹⁾ 10^6	Bruchfläche (Abb. $\approx \frac{2}{3}$ natürl. Größe)
1	U mit U		UU 5	29	28	0,436	
			UU 6	29	28	0,847	
			UU 2	29	28	1,319	
			UU 3	28	27	1,362	Zweimal außerhalb der Schweißung gerissen
			UU 4	28	27	2,240	
			UU 7	27	26		
			UU 1	25	24	2,035	Zweimal außerhalb der Schweißung gerissen
2	H mit H		HH 1	27	26	0,501	
			HH 2	26	25	0,738	Außerhalb der Schweißung gerissen
			HH 3	26	25	0,272	
			HH 4	25	24	0,213	Außerhalb der Schweißung gerissen
			HH 5	25	24	0,206	
			HH 7	25	24	1,065	
			HH 8	24	23	2,015	
			3	P mit P		PP 1	26
PP 5	26	25				0,700	Versuch unterbrochen
PP 6	26	25				1,348	
PP 4	25	24				2,264	
PP 3	23	22				2,185	
PP 2	20	19				2,207	

¹⁾ Lastwechselzahl halbfett gedruckt bedeutet: „nicht gerissen“.

Abb. 2. Prüfungsergebnisse der dynamischen Versuche Gruppe 1 bis 3.

Beachtenswert bei diesen Versuchen sind auch die außerordentlich hohen Ursprungsfestigkeitswerte, die bei den bearbeiteten Stäben im allgemeinen erreicht wurden. Zur Kontrolle der Versuche wurden zwei in gleicher Weise geschweißte und bearbeitete Stäbe in dem Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem auf einer 30-t-Pulsatormaschine von Mohr & Federhaff geprüft. Der Stab UU 4 aus der Gruppe 8 in Abb. 4 erreichte hier eine Schwingfestigkeit von 29,7 kg/mm². Er wurde dann noch mit 0,5 · 10⁸ Schwingungen weiter geprüft mit einer Schwingfestigkeit von 31,9 kg/mm², ohne zu brechen, hielt dann noch 0,34 · 10⁸ Schwingungen bei einer Schwingspannung von 34,3 kg/mm², bis endlich der Bruch außerhalb der Schweißung eintrat.

Um so geringer sind aber die Festigkeiten, die bei der Prüfung in unbearbeitetem Zustande erreicht wurden. Die unbearbeiteten Stäbe der Gruppe 8 und Gruppe 9 geben hierüber Aufschluß. Wie zu erwarten, nahm hierbei der Bruch immer seinen Ausgang am Übergang vom Schweißgut zum Material und verlief dann nicht durch das Schweißgut, sondern nur durch das Material. Es war also dies lediglich nur eine Prüfung auf die Empfindlichkeit der Einbrandkerben hin. Die sich hierbei ergebenden Unterschiede bei der Prüfung zwischen bearbeiteten und rohen Stäben bei Proben aus derselben Tafel betrug 19,7 kg/mm².

Es ist noch beachtenswert, daß dieselbe Elektrode nach den Reichsbahnvorschriften über „Zusätzliche Anforderungen an die Schweißdrähte

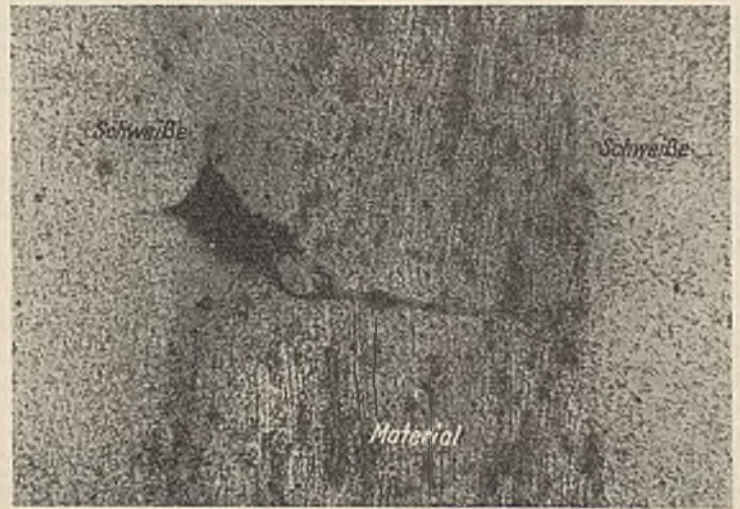


Abb. 5. V = 60.

Gruppe	Ver-schweißte Bleche	Schliffbild der Schweißung	Be-zeichnung des Prüf-stabes	Obere Last-grenze kg/mm ²	Schwing-spannung kg/mm ²	Last-wechsel-zahl 10 ⁶	Bruchfläche		
4	U mit H		UH1	28	27	0,469			
			UH3	27	26	0,201			
			UH4	27	26	0,387			
			UH5	27	26	0,156			
					UH6	27	26	1,183	
					UH2	26	25	2,372	
					UH7	26	25	2,080	
U H 3, 4 u. 5 außerhalb der Schweißung gerissen									
5	U mit P		PU2	28	27	0,279			
			PU3	27	26	1,656			
			PU4	27	26	2,048			
			PU1	26	25	2,338			
Dreimal außerhalb der Schweißung gerissen									
6	P mit H		HP1	26	25	0,868			
			HP2	25	24	0,337			
			HP3	25	24	1,204			
			HP5	25	24	2,033			
			HP4	24	23	2,032			

Abb. 3. Prüfungsergebnisse der dynamischen Versuche Gruppe 4 bis 6.

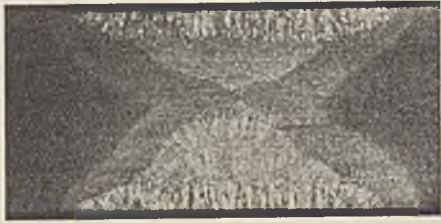


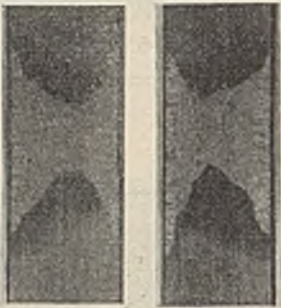






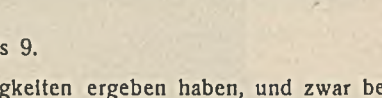
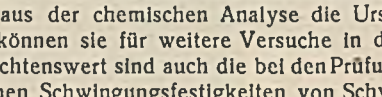
Gruppe	Ver-schweißte Bleche	Schliffbild der Schweißung	Be-zeichnung des Prüf-stabes	Obere Last-grenze kg/mm ²	Schwing-spannung kg/mm ²	Last-wechsel-zahl 10 ⁶	Bruchfläche
7	P mit P	 PP7	PP8	26	25	0,049	 PP8  PP9
			PP9	25	24	0,032	
			UU∞ 1	28	27	2,170	
8	U mit U	 V=2	Im Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem geprüft				Außerhalb der Schweißung gerissen
			UU∞ 3	33,4	31,0	1,44	
			UU∞ 4	32,0	29,7	2,00	
8	Un-bearbeitet	 UU∞ 6	UU∞ 6	16	15	0,571	Zeigte Anriß
			UU∞ 7	14	13	0,876	
			UU∞ 8	12	11	2,023	
			UU∞ 9	11	10	2,329	
9	U mit U un-bearbeitet	 UU6	UU1	21	20	0,264	 UU1  UU2  UU3  UU4  UU6  UU7
			UU2	19	18	0,845	
			UU3	17	16	0,806	
			UU4	16	15	0,967	
			UU6	15	14	2,017	
			UU7	14	13	2,838	

Abb. 4. Prüfungsergebnisse der dynamischen Versuche Gruppe 7 bis 9.

für Brücken*, einmal am bearbeiteten Stab geprüft, Werte ergeben hat, die um 11,7 kg/mm² höher liegen als die verlangten, während sie, am unbearbeiteten Stab geprüft, Werte ergeben hat, die um 5 kg/mm² unter den verlangten liegen, so daß sie hiernach den Anforderungen nicht genügt hätte. (Tatsächlich handelt es sich hier um eine nach den obenerwähnten Vorschriften reichsbahnamtlich zugelassene Elektrode.)

Zusammenfassung.

Auf Grund der durchgeführten Versuche darf gesagt werden, daß die verschiedenen legierten St 52, mit derselben Elektrode verschweißt, auch

verschiedene dynamische Festigkeiten ergeben haben, und zwar beträgt der größte Unterschied 4 kg/mm². Die Versuche sind selbstverständlich nicht umfangreich genug, um aus der chemischen Analyse die Ursache hierfür herzuleiten. Immerhin können sie für weitere Versuche in dieser Richtung Unterlagen geben. Beachtenswert sind auch die bei den Prüfungen gefundenen außerordentlich hohen Schwingungsfestigkeiten von Schweißverbindungen bearbeiteter Stäbe und ferner die bei diesen Versuchen gemachten Erfahrungen, die erkennen lassen, daß Wurzelfehler vorkommen können, die die Ursprungsfestigkeitswerte sehr beeinträchtigen, im Röntgen-bilde aber nicht erkennbar sind.

Alle Rechte vorbehalten.

Unterfahrung des Verwaltungsgebäudes des Mitteleuropäischen Reisebüros am Potsdamer Platz und des Eckhauses Voßstraße, Berlin. Nordsüd-S-Bahn.

Von Reichsbahnrat Dipl.-Ing. Krämer, W. V. V.

(Schluß aus Heft 42.)

Mittelwand.

Die Mittelwand des Gebäudeteils wurde nur im zweiten Hilfszustande abgefangen (Abb. 6f). Ihre Hilfsunterzüge lagen einerseits auf der Parallelmauer, anderseits auf Hilfsfundamenten (6) auf. Diese Gruppe Hilfsfundamente blieb als einzige während der Montage der Abfangträger bestehen und mußte daher so ausgebildet werden, daß der Einbau der Träger nicht behindert war (Abb. 13). Dies wurde durch größere Tiefenlage, Futterstücke und seitliche Aussparungen erreicht.

halten (Abb. 6a u. 7). Auf diesen wurden nun die Preßböcke aufgebaut (Abb. 22). Für einen Abschnitt wurden bis 50 solcher Pressen gebraucht. Für jeden Punkt war die erforderliche Last mit 80% des Hauseigengewichts ermittelt. Danach konnte eine ganze Reihe Pressen gleicher Drücke an je eine Pumpe angeschlossen werden (Abb. 16). Das Ganze wurde sehr sorgfältig vorbereitet.

Vor Beginn der Arbeit waren die Wasserdruckpressen mittig auf den vorgesehenen Trägern aufgesetzt und so weit hochgepumpt, daß die

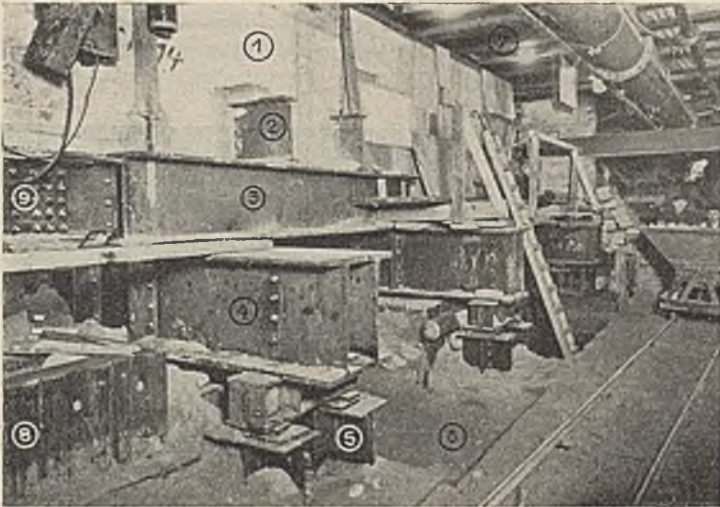


Abb. 13. Abfangung an der Mittelwand.

Diese (1) ist mit Stieh- (2) und Streichträgern (3) über die Unterzüge (4) auf eiserne Futterstücke (5) der Hilfsfundamente besonders abgesetzt. (8) Kanaldielen der Hilfsfundamente, (9) biegegesteuerter Stoß des Streichträgers. (7) Grundwasserabflußleitung.



Abb. 15.

Durch eine Öffnung in der Fahrbahnabdeckung
vor dem Columbushaus wird ein endgültiger Abfangträger
in die Baugrube hinabgelassen.

Für den Einbau der endgültigen Abfangträger wurde ein Planum auf Kote + 30,50 hergestellt. Die in der Werkstatt fertiggestellten Träger wurden vom Portalkran (Abb. 15) in die Baugrube geschafft. Ohne jede Behinderung konnten sie unter das Haus gebracht und gutgelegt werden (Abb. 14). Dann wurde der Unterzug in einzelnen Stücken davorgesetzt. Die Stöße und Anschlüsse konnten vollkommen spannungsfrei vernietet werden (Abb. 9). Dann wurden die stählernen Stützen daruntergepaßt und ihre Lagerfuge endgültig vergossen.

Jetzt konnte die Konstruktion mit den Hauslasten endgültig belastet werden, und zwar mußten im jeweiligen Bauabschnitt, z. B. zwischen Stütze 3 u. 5, alle Lasten gleichzeitig und gleichmäßig ansteigend aufgebracht werden. Zu diesem Zweck hatten die Abfangträger unter den Streichträgern der Hausmauern Querträger, sogenannte Pressenträger, er-

auf den Pressen aufsitzenden Futterträger satt an den Streichträgern anlagen. Zwischen den Streichträgern und den Abfangträgern waren die Keile und Futterplatten eingebaut und satt angekeilt.

Preßpunkt Nr.	Stärke in t	Bemerkungen	Preßpunkt Nr.	Stärke in t	Bemerkungen	Preßpunkt Nr.	Stärke in t	Bemerkungen
1	30	Presse VI	23	70	Presse V	41	80	Presse III
2	30	VI	24	70	VII	42	80	IV
3	50	VII	25	80	IV	43	80	VIII
4	40	IX	26	80	V	44	80	IX
5	40	IX	27	80	I	45	80	X
6	35	VII	28	80	I	46	80	XI
7	35	VII	29	80	I	47	80	XII
8	70	V	30	80	I	48	80	XIII
9	70	V	31	80	I	49	80	XIV
10	70	V	32	80	I	50	80	XV
11	70	V	33	80	I			

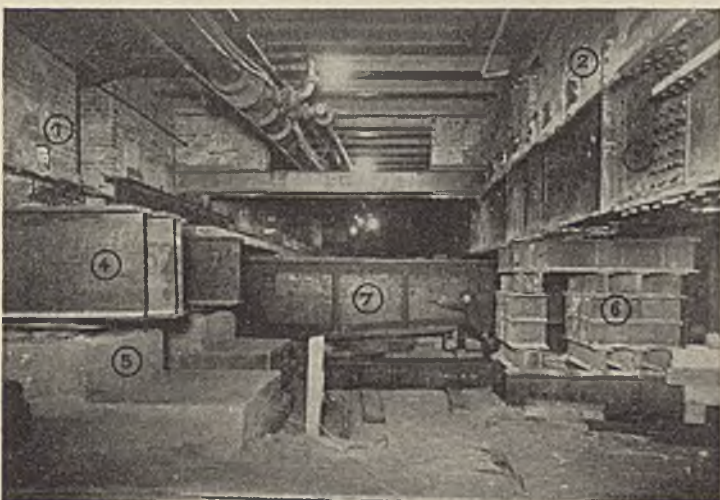


Abb. 14. Blick in den Keller des MER.

Die Frontwand (2) liegt mit ihren Streichträgern (3) auf der 2. Hilfsabfangung (6). Die Lasten der Mittelwand (1) ruhen auf den Unterzügen (4), Hilfsfundament (5). Die endgültigen Abfangträger (7) werden eingebaut.

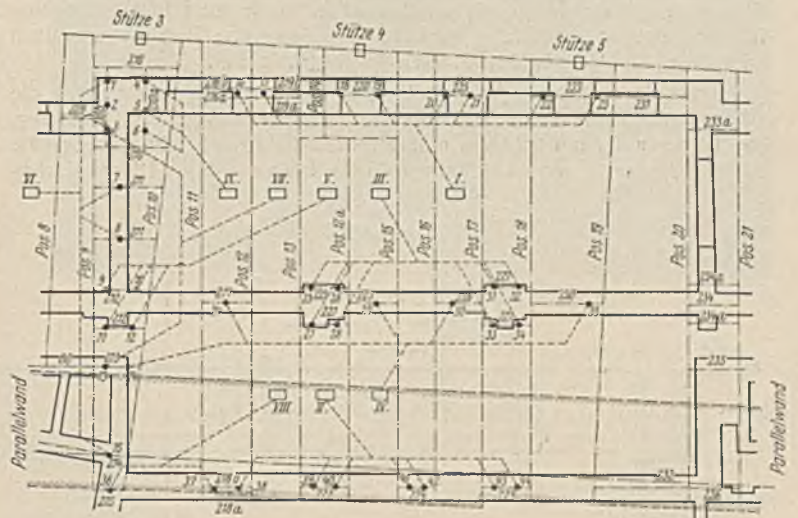


Abb. 16. Pressenplan für die Belastung des Abschnitts zwischen den Stützen 3 und 5.

Die Lasten der einzelnen Preßpunkte sind mit 80% des Hauseigengewichts errechnet. Gleiche Preßlasten sind gemeinsam an eine Pumpe angeschlossen. Die Endlast wurde in fünf einzelnen Stufen erreicht.

Das Pressen geschah in fünf Arbeitsgängen derart, daß sich die Preßlast stets um $\frac{1}{5}$ der im Preßplan (Abb. 16) angegebenen Lasten erhöhte. Für jeden Preßgang waren etwa 10 min vorgesehen. In dieser Zeit wurde der Druck um $\frac{1}{5}$ der Last erhöht. Die Last war dann ständig zu halten, bis der Befehl, die nächste Preßstufe zu beginnen, besonders gegeben wurde. Eine für alle Beteiligten sichtbare Tafel mit der Zahl des Arbeitsganges wurde aufgehängt. Während jedes Arbeitsganges waren die Stellringe dauernd nachzuziehen und die Keile anzutreiben.

Die Lastverteilungsträger der Mittelwand und der Frontwand wurden während jedes Preßvorgangs mit einem Nivellierinstrument beobachtet. Das gleiche galt für die Rückwand, wozu noch die Beobachtung der Parallelwand kam. Die Bewegungen an den Stützen, z. B. 3, 4 u. 5, wurden durch ein Nivellierinstrument von der Tunnelseite her beobachtet. Die Beobachtung erstreckte sich darauf, festzustellen, ob die Stützen gleichmäßig unter der steigenden Last einsanken.

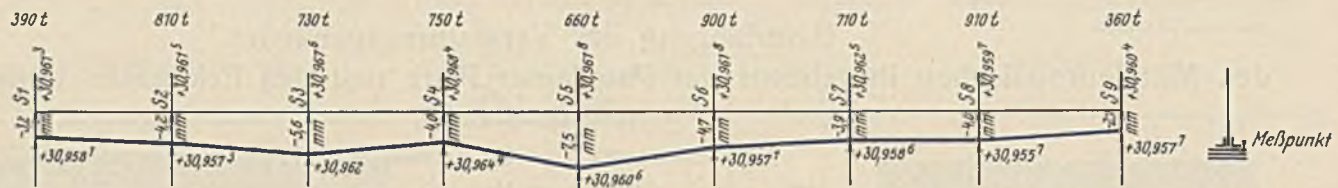


Abb. 17. Darstellung der Senkung der Stützen S_1 — S_9 nach der endgültigen Abfangung des Palast-Hotels. Beim Abpressen entstanden gegenüber der ursprünglichen Montagelage bei allen Stützen Einsenkungen. Wenn diese auch untereinander verschieden waren, so ist an keiner Stelle das nach der Berechnung zulässige Maß der gegenseitigen Stützensenkung überschritten worden.

maß konnte man erwarten, und es gestattete noch ein wirtschaftliches Profil des Unterzuges. Die Bewegung bei den einzelnen Abschnitten für sich konnte der geringeren Stützenszahl wegen größer sein, und weiterhin war es möglich, bei der Montage des neuen Abschnitts Ungenauigkeiten auszugleichen. Das Gesamtergebnis war innerhalb der Rechnungsgrenzen Abb. 17.

Unterfahrung des Wertheimhauses.

Das in der Bauflucht zurückspringende Eckhaus an der Voßstraße (Wertheimhaus genannt) wird vom schon schmalen Tunnel nur wenig unterschritten. Die wirtschaftlichste Lösung wurde unter Wahrung der vollen Sicherheit in Kragträgern gefunden (Abb. 18). Sie ruhen auf der auch hier vorgesehenen Parallelmauer und tragen auf dem Kragarm die Frontwand des Hauses. Das Gegengewicht bildet eine Eisenbetonplatte am anderen Trägerende im Hauskeller. Hierbei sind die dort liegenden Hauslasten nicht berücksichtigt worden. Da aus irgendwelchen Gründen Bodensackungen unter dem Gegengewicht eintreten könnten, ist sein Eigengewicht durch besondere tiefgegründete Pfeiler aufgenommen. Somit kann sich die Platte nie senken und damit die Frontwand in die Höhe heben.

Die Träger sind auch hier in Stahl ausgebildet (Abb. 19). Um den Mauerquerschnitt möglichst wirtschaftlich zu gestalten, liegt das Auflager außermittig. Dadurch wurden die Kragarme wesentlich verlängert. Das nun erforderliche Profil hatte ein Stegblech $\varnothing 1050 \cdot 20$ und Gurtungen bis $4 \varnothing 480 \cdot 16$ mit $2 L 200 \cdot 200 \cdot 18$.

Zum Durchführen der Arbeit wurden ähnlich wie beim MER als erstes die Streichträger eingebaut. Hier war es nun möglich, ein paar Teile der Parallelmauer als Schächte oder Halbschächte vorweg ohne besondere Sicherungen auszuführen (Abb. 20). Gleichzeitig wurden die Pfeiler für die Gegengewichtsplatte hergestellt. Nur zur Seite des Tunnels waren einige flache Hilfsfundamente nötig. Nun konnten die Hauslasten für den Hilfszustand mittels der Hilfsunterzüge abgesetzt werden (Abb. 20a). Besonders

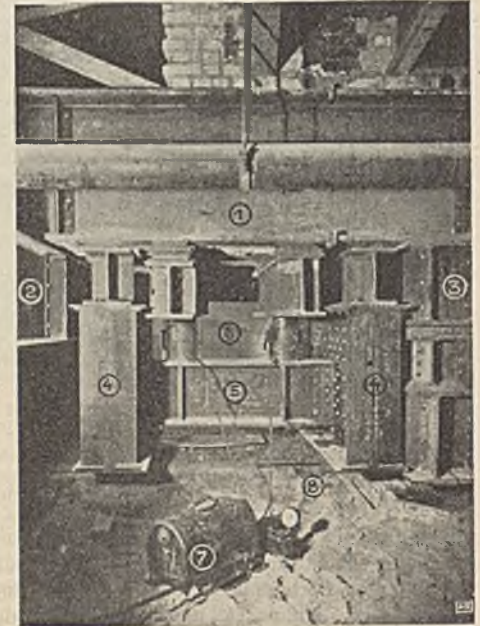


Abb. 22. Blick gegen die Frontwand des Hauses Wertheim.

Die Streichträger (1) ruhen noch auf den Hilfsunterzügen (2) und der Ausfütterung (3). Die endgültigen Abfangträger (4) werden mittels Wasserdruckpressen über die Pressenträger (5) belastet. (6) Gegengewichtsplatte, (8) Vorderkante der Parallelmauer, (7) Pumpe.

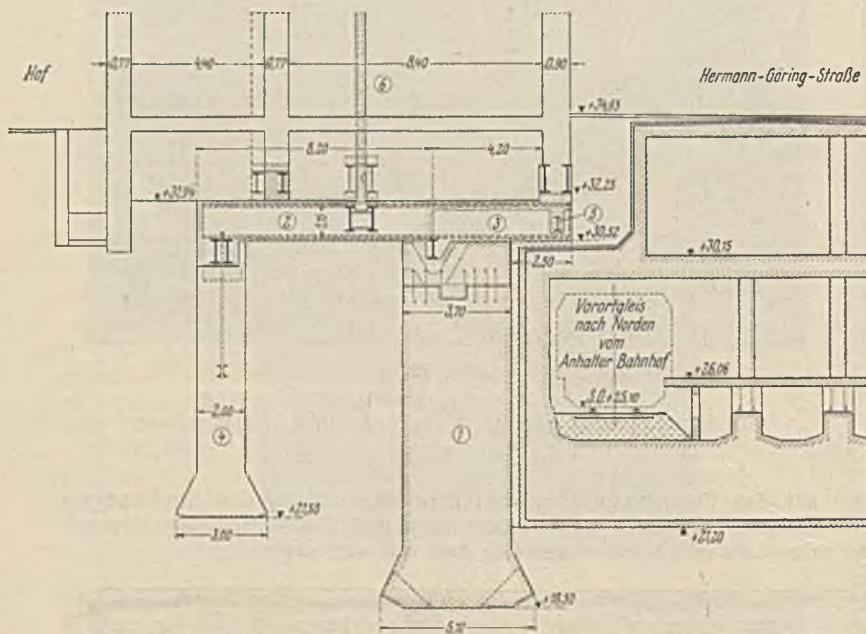


Abb. 18. Querschnitt durch den Tunnel und das Gebäude der Firma Wertheim im endgültigen Zustande.

Die Frontwand ruht auf dem Kragarm (3) der Abfangträger. Das Gegengewicht bildet die Schwergewichtsplatte (2). Die Gesamtauflast übernimmt die Parallelmauer (1). Die Hilfspfeiler (4) dienen zur besonderen Sicherung der Gegengewichtsplatte. (5) Pressenträger.

Für den Fall, daß ein Anheben der Streichträger und damit der Wände über 2 mm festgestellt werden sollte, wurde die Preßlaststeigerung für die betreffende Stelle eingestellt. Die jeweilige Preßlast war dann zu halten, bis das gesamte Pressen durchgeführt war.

Trotz der teilweisen Vorbelastung des Fundaments mußten sich die stählernen Stützen durch die endgültigen Lasten senken. Der Unterzug, ein Träger auf neun Stützen, mußte hierfür berechnet sein. Die größte Abweichung zwischen zwei Stützen durfte 4 mm werden. Dieses Höchst-

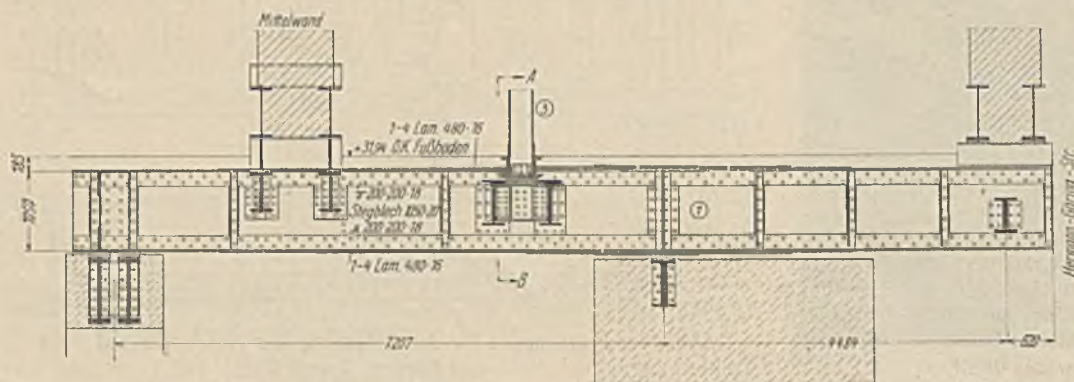
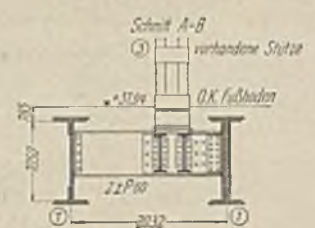


Abb. 19. Querschnitt durch die Stahlkonstruktion beim Haus Wertheim.

Die stählernen Kragträger (1) geben die Hauslasten an die Parallelmauer (2) ab. Die Mittelwand und die stählernen Kellerstützen (3) sind im Bereich der Gegengewichtsplatte durch besondere Wechselträger mit der Konstruktion verbunden.



Pfeiler für die Gegengewichtsplatte hergestellt. Nur zur Seite des Tunnels waren einige flache Hilfsfundamente nötig.

Nun konnten die Hauslasten für den Hilfszustand mittels der Hilfsunterzüge abgesetzt werden (Abb. 20a). Besonders

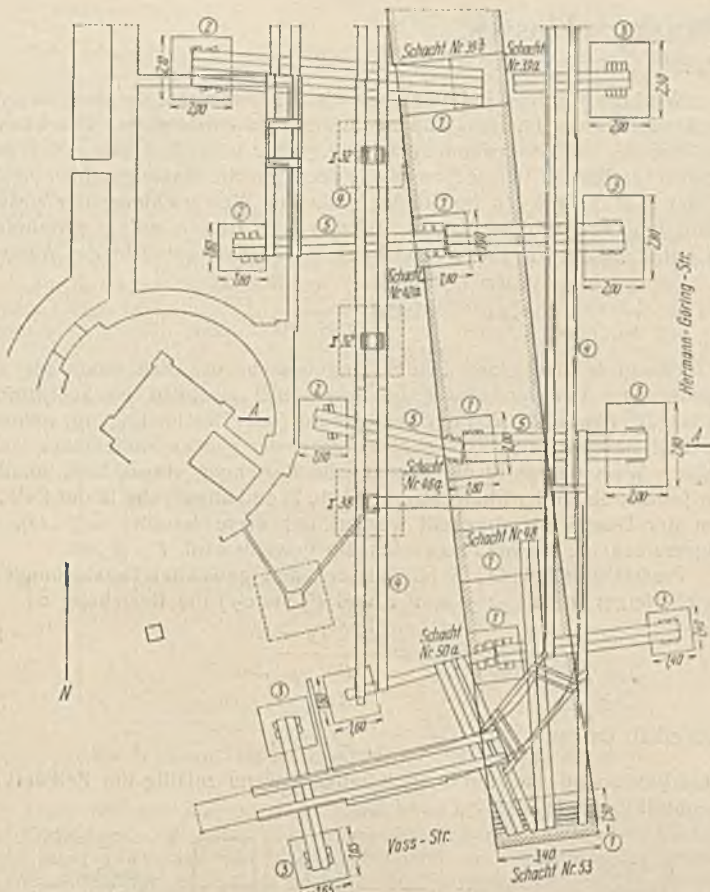


Abb. 20. Teilgrundriß des unterfahrenen Wertheimhauses.
Siehe Erläuterung zu Abb. 20a.

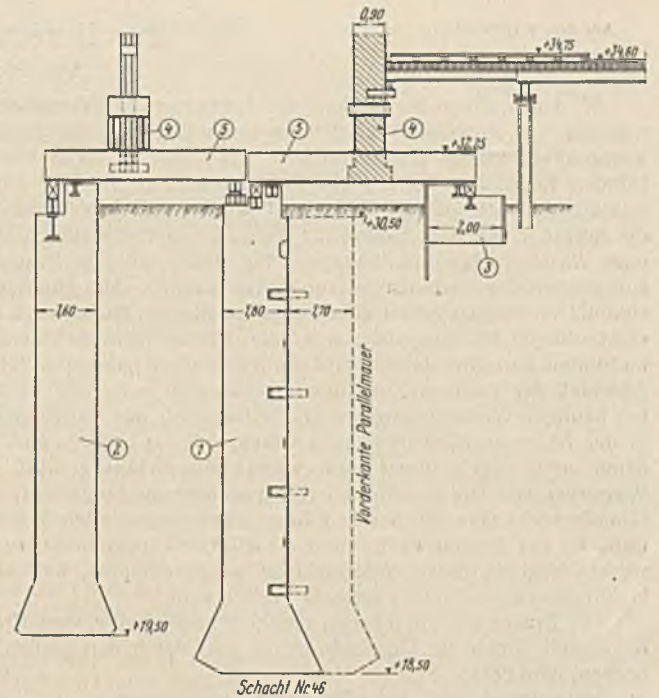


Abb. 20a. Querschnitt durch die Hilfsabfangung bei Wertheim.
Die Abfangearbeiten gestalteten sich hier einfacher als beim MER. Einzelne Schächte und Halbschächte (1) der Parallelmauer und die Hilfspfeiler (2) konnten vorweg ausgeführt werden. Zusammen mit den Hilfsfundamenten (3) übernahmen sie die Hauslasten über die Strechträger (4) und die Unterzüge (5).

Bauleistung.

Die Gesamtleistung weist folgende Zahlen auf: Unter dem MER-Gebäude und Wertheim wurden 620 m² Nutzfläche für die Bahn hergestellt, gerechnet von der Innenkante Parallelmauer bis Außenkante Baufucht. Die berührte Arbeitsfläche beträgt 1050 m². An altem Fundamentmauerwerk sind 400 m³ abgebrochen worden. Neu hergestellt wurden allein für die Parallelmauer 4100 m³ Beton und Eisenbeton. Die zwischenzeitlichen Betonkonstruktionen für Hilfsfundamente und Hilfspfeiler betragen 700 m³.

An wieder auszubauenden Trägern wurden 300 t verwendet. Von den zwischenzeitlichen Trägern blieben 200 t im Bauwerk, hauptsächlich als Strechträger.

behandelt werden mußten die stählernen Hausstützen im Keller. Durch vorübergehend angeletete I-Stücke wurden sie durch eine Art Strechträger auf die Hilfsunterzüge abgesetzt (Abb. 21). Später erhielten sie einen neuen Fuß zwischen zwei Querträgern der endgültigen Konstruktion (s. Abb. 19).

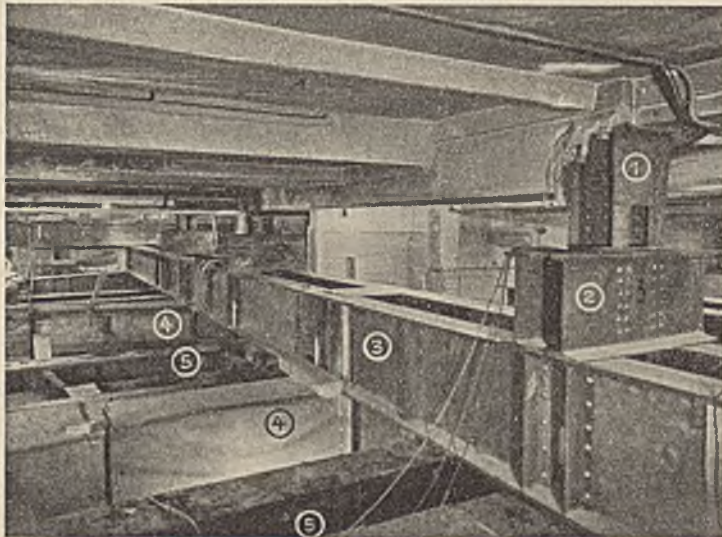


Abb. 21. Blick in den Keller des Hauses Wertheim.
Die vorhandenen stählernen Stützen (1) sind über vorübergehend angeletete Traversen (2) auf den Abfangträgern (3) gelagert, die ihre Lasten an den Hilfsunterzug (4) abgeben. (5) Endgültiger Abfangträger.



Abb. 23. Die Wasserdruckpressen am Haus Wertheim sind in Tätigkeit.
Die gesamte Konstruktion wird einheitlich belastet. (1) Gegengewichtsplatte, (2) Kragträger, (3) Frontwand.

Um die Setzungen der Mauer, vor allem aber, um die recht wesentlichen Durchbiegungen der Kragarme als Ursache von Hausschäden auszuschalten, wurde auch hier die Lastübertragung auf das endgültige Bauwerk durch Wasserdruckpressen erzwungen (Abb. 22). Die Anordnung war ähnlich der im MER. Auch hier standen die Pressen zwischen den Strech- und den Pressenträgern. Der gesamte Bauteil wurde gleichzeitig belastet, wodurch hier die größte Anzahl an Pressen eingesetzt werden mußte (Abb. 23).

Die endgültige stählerne Abfangekonstruktion beträgt 850 t. Davon als Hauptbestandteil 425 t für die großen Blechträger im MER mit 13,5 m Stützweite.

Die Bauzeit für die eigentliche Unterfahrung des MER belief sich auf acht Monate.

Alle Arbeiten waren bis auf die von Krupp-Druckmüller erstellte endgültige Stahlkonstruktion der Julius Berger Tiefbau AG übertragen.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Berechnung des Wasserschlosses.

Von Prof. Dr.-Ing. R. Winkel, Danzig.

Wird aus einem Staubecken das Betriebswasser durch einen Druckwasserstollen, dessen Scheitel stets tiefer liegt als der jeweilige Stauwasserstand, einem Wasserkraftwerk zugeleitet, so muß vor dem luftseitigen Ende des Stollens ein Schachtwasserschloß oder ein Kammerwasserschloß im Gebirge eingebaut werden. Dieses Wasserschloß hat die Aufgabe, von dem Stollen die Wirkung von übermäßigen Druckwellen oder Wasserschlägen fernzuhalten, die durch schnelle Beaufschlagungsänderungen der Turbinen hervorgerufen werden. Die Drucksteigerungen sind u. U. erheblich größer als der hydrostatische Druck, der z. B. während einer völligen Betriebspause, also beim Fehlen jeglicher Wasserbewegung im Stollen herrscht; da zudem derartige Drucksteigerungen bei schnellem Abschluß der Turbinen-Zuleitungen schlagartig auftreten, so können sie bei häufiger Wiederholung leicht die Lagerung des hangenden Gebirges in der Nähe des Stollens so sehr stören, daß das Gebirge dort klüftig und damit mehr oder weniger stark wasserdurchlässig wird. Ständige Wasserverluste aus dem Speicherraum würden die Folge sein; aus diesem Grunde sucht man durch den Einbau eines sogenannten Wasserschlosses dort, wo der Stollen endet und die eiserne Druckrohrleitung des Kraftwerkes beginnt, diese Wasserschläge so zu dämpfen, daß der ruhende Gebirgsdruck am Stollen niemals gestört wird.

Die Druckwelle eilt mit sehr großer Schnelligkeit c , vom Krafthaus her beginnend, durch die Druckrohrleitung und durch den Stollen zum Staubecken, wird dort zurückgeworfen und eilt zum Kraftwerk zurück; dieser Vorgang wiederholt sich viele Male. Abb. 1 zeigt eine Wegzeitlinie der Schwingungen, die durch diesen Wellenlauf entstehen, und zwar handelt es sich um die Schwingungen, d. h. um die Wasserstands-Änderungen im Wasserschloß selbst, also um bereits in ihren Höhen (Amplituden) gedämpfte Schwingungen. Ein schneller Abschluß der Turbinen-Zuleitung läßt in kurzer Zeit den Betriebswasserstand im Wasserschloß, der um h unter der Wasserstandshöhe im Staubecken (Wehrwaage) liegt, bis zu dieser letztgenannten Höhe und um $+ \Delta h$ noch darüber hinaus, also um mehr als h ansteigen; nach einiger Zeit tritt ein Absinken ein, und zwar wieder etwas unter die Stauhöhe (Wehrwaage), bis allmählich ein Angleichen des Wasserschloßstandes an diese Stauhöhe eintritt. Fehlte das Wasserschloß, so würde $+ \Delta h$ ganz erheblich größer werden (die Berechnung gibt nachher $(\Delta h) = \frac{c \Delta v}{g}$ an). Die Wellenschnelligkeit c läßt sich so berechnen, wie es im Ztrbl. d. Bauv. 1924, Heft 45, S. 389, entwickelt wurde; für die eiserne Druckrohrleitung kann angenähert $c = \text{rd. } 1000 \text{ m/sek}$ und für den Stollen vielleicht bis zu $c = \text{rd. } 1300 \text{ m/sek}$ angenommen werden. Hiernach ist unter Beachtung der vorgenannten Beziehung für (Δh) zu ersehen, daß u. U. (Δh) bei $\Delta v > 1 \text{ m/sek}$ hunderte von Metern groß werden könnte. Im Wasserschloß läßt sich diese Druckhöhenänderung (Δh) auf $+ \Delta h$ von nur etlichen Metern zurückführen, die zugleich für den ganzen Gebirgsstollen die überhaupt größte Druckänderung darstellt. Eine Druckübersteigerung von nur etlichen Metern Wassersäulenhöhe kann der Stollen aber vertragen, denn z. B. 10,3 m Wasserhöhe ergeben erst einen Zusatzdruck von $1 \text{ kg/cm}^2 = 1 \text{ at}$, der gegenüber dem Gebirgsdruck keine entscheidende Rolle spielt.

Die Berechnung der Höhe $+ \Delta h$ über der Stauhöhe (Wehrwaage) im Wasserschloß infolge einer Beaufschlagungsverminderung der Turbinen bzw. einer Absenkung $- \Delta h'$ unter die Stauhöhe bei der Inbetriebnahme der Turbinen läßt sich verhältnismäßig leicht nach den Ansätzen durchführen, die Pressel in der Schweiz. Bauztg. 1909, S. 58 mitgeteilt hat. Im normalen Betriebe, wenn die Wassermenge q den Turbinen zugeführt wird, stellt sich im Wasserschloße der Betriebswasserstand um h unter der Stauhöhe (Wehrwaage) ein. Nach bekannter Beziehung¹⁾ ist ($U =$ benetzter Umfang)

$$(1) \quad h = \zeta l \cdot \frac{U}{F} \cdot \frac{v^2}{2g} = \epsilon v^2.$$

¹⁾ R. Winkel, Hydromechanik der Druckrohrleitungen, S. 15. München und Berlin 1919,

Wird die Turbinen-Zuleitung schnell abgeschlossen, so staut sich das fließende Wasser im Rohr und im Stollen; es entsteht eine Druckwelle, die mit der vorhin erwähnten Schnelligkeit c vom Krafthaus aus zum Staubecken hin eilt. Diese Druckwelle verzögert die Wassergeschwindigkeit in der Zeit Δt um Δv im Stollen, wobei im Wasserschloße der Wasserstand um Δz (Abb. 2) ansteigt, so daß sich dort h auf z vermindert. Es gilt demnach die Energiegleichung ($\gamma =$ Einheitsgewicht des Wassers)

$$\frac{\Delta v}{\Delta t} = \frac{\text{Kraft}}{\text{Masse}} = \frac{\gamma f (h - z)}{\frac{\gamma}{g} \cdot f (c \Delta t)}$$

Hierzu sei auf einen Irrtum hingewiesen, der sich schon seit der Presselschen Veröffentlichung im Jahre 1909 zuweilen im Schrifttum²⁾ findet: Als Masse, die von der Verzögerung (oder Beschleunigung) während der Zeit Δt betroffen wird, ist nicht die in der ganzen Stollenlänge l enthaltene Wassermasse in die vorstehende Beziehung einzusetzen, sondern nur jeweils die in der Stollenstrecke (Abb. 2) enthaltene, die in der Zeit Δt von der Druckwelle durchreißt worden ist; diese ist aber $= (c \Delta t)$, im allgemeinen ist, sofern Δt zweckmäßig gewählt wird, $l > (c \Delta t)$.

Pressel gibt a. a. O., S. 58 (mit den dort gewählten Bezeichnungen τ statt t , ferner p statt γ ; y statt z und F_s statt f) die Beziehung an

$$\frac{dv}{d\tau} = \frac{p F_s (y - h)}{g \cdot F_s l}$$

und erhält daraus

$$\frac{dv}{d\tau} = \frac{g}{l} (y - h);$$

diese Werte sind aber nur dann zutreffend, wenn zufällig der Zeitwert $d\tau$ so gewählt wurde, daß $c d\tau = l$ ist.

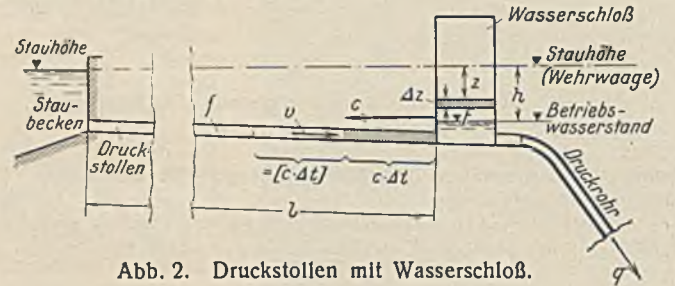


Abb. 2. Druckstollen mit Wasserschloß.

Aus unserer vorstehenden Gleichung erhalten wir weiterhin, da sich die Größen Δt sowie γ und f herausheben,

$$(2) \quad (h - z) = \Delta z = \frac{c \Delta v}{g}.$$

Diese Gleichung ist von der Wellenbewegung in offenen Gewässern bereits bekannt³⁾; sie ist somit auch eine Probe für die Nachprüfung der zuvor mitgeteilten Betrachtungen, ob l oder $(c \Delta t)$ einzusetzen ist.

Bei der zeichnerischen Berechnung eines Wasserschlosses, die Schoklitsch in der Schweiz. Bauztg. 1923, Nr. 11 u. 12, angegeben hat⁴⁾, ist es zweckmäßig, aus Gl. (2) zu bilden:

$$(2a) \quad \Delta v = g \cdot \frac{(h - z)}{c} = \frac{g \Delta z}{c},$$

da dieses geometrisch die Gleichung einer Geraden ist.

Endlich kann noch die Raumbedingung in die Berechnung eines Wasserschlosses eingeführt werden. Wenn die Wassermenge q sich in der Zeit Δt um $-\Delta q$ auf q_e ändert und der Wasserstand im Wasserschloße um Δz steigt (oder fällt), so ist

$$F \Delta z = \Delta q \Delta t \text{ oder } F \cdot \frac{\Delta z}{\Delta t} = f v - q_e,$$

daher

$$(3) \quad \Delta z = \frac{f v}{F} \cdot \Delta t - q_e \cdot \frac{\Delta t}{F}.$$

Bei voller Drosselung der Turbinen-Zuleitung wird q_e Null, und es ergibt sich dann die Gleichung

$$(3a) \quad \Delta z = \left(\frac{f}{F} \cdot \Delta t \right) v = \beta v,$$

die geometrisch ebenfalls eine Gerade ist und nach Schoklitsch zur zeichnerischen Wasserschloßberechnung verwendet wird.

Aber auch rein rechnerisch läßt sich durch schrittweises Anwenden der Gleichungen (1) sowie (2a) und (3a) [bzw. (3)] die in Abb. 1 gekennzeichnete Wasserstand-Wegzeitlinie, die die Schwingungen in einem Wasserschloße angibt, ohne weiteres leicht erhalten.

²⁾ z. B. Weyrauch-Strobel, Hydraulisches Rechnen. S. 13, Gl. 14, Stuttgart 1930.

³⁾ R. Winkel, (. . . Hebung- und Senkungswellen . . .). DWW 1926, Heft 1, S. 5, Gl. 2, und Heft 4, S. 59.

⁴⁾ Vgl. auch Bericht darüber im Ztrbl. d. Bauv. 1923, Heft 73/74, S. 440.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Bau der Eisenbahn Fuka—Mersa Matrouh.

Der italienische Feldzug gegen Abessinien ließ es dem Kommando des englischen Besatzungsheeres in Ägypten nötig erscheinen, eine Eisenbahnverbindung in der Richtung auf die Grenze gegen Libyen zu besitzen, die die rückwärtige Verbindung für die zur Sicherung der Grenze eingesetzten Truppen in Mersa Matrouh, einer 294 km westlich von Alexandrien, aber immer noch 180 km östlich von der libyschen Grenze gelegenen Küstenstadt, bilden sollte. Von Alexandrien führt eine 217 km lange Eisenbahn, zu den Ägyptischen Staatsbahnen gehörig, der Küste entlang nach Westen bis Fuka, und diese Bahn mußte, um Mersa Matrouh zu erreichen, um 77,5 km verlängert werden (Abb. 1). Die Bauarbeiten kamen erst am 1. Januar 1936 in Gang; am 6. April 1936 war die Bahn in ganzer Länge betriebsfertig, nachdem Teilstrecken schon vorher in Betrieb genommen worden waren. Die Nebengleise der vier Bahnhöfe und die Zweiggleise nach Lagern des Heeres eingerechnet, waren in 97 Tagen rd. 100 km Gleis einschließlich der vorausgegangenen Erdarbeiten hergestellt worden, eine recht beachtliche Leistung.



Abb. 1. Lageplan der Eisenbahn Fuka—Mersa Matrouh.

Mersa Matrouh war mit Fuka durch eine Straße verbunden, die zwar für Kraftwagen befahrbar, aber schon im November 1935 dem Verkehr nicht mehr gewachsen war, der sich bis dahin zur Versorgung der Truppen in Mersa Matrouh entwickelt hatte. Glücklicherweise waren für die Verlängerung der Eisenbahn über Fuka hinaus bereits Vorarbeiten geleistet, so daß die Zeit, die für diese nötig gewesen wäre, für den Bau erspart wurde, und ein weiterer glücklicher Umstand war der, daß sich von Fuka auf etwa 23 km nach Westen bereits ein Bahndamm einer verlassenen Schmalspurbahn erstreckte, der für die strategische Eisenbahn benutzt werden konnte.

Da es darauf ankam, die Eisenbahn so schnell wie möglich betriebsfähig herzustellen und es weiter nicht feststand, ob sie für bleibende Zwecke nach Aufhören der kriegerischen Notwendigkeit beibehalten werden würde, wurde sie mit steileren Neigungen gebaut als sonst in Unterägypten üblich. Auf den ersten 18 km hinter Fuka hat die Eisenbahn eine Höhe von 80 m zu erklimmen (Abb. 2); hier ist die maßgebende Steigung 1:114,

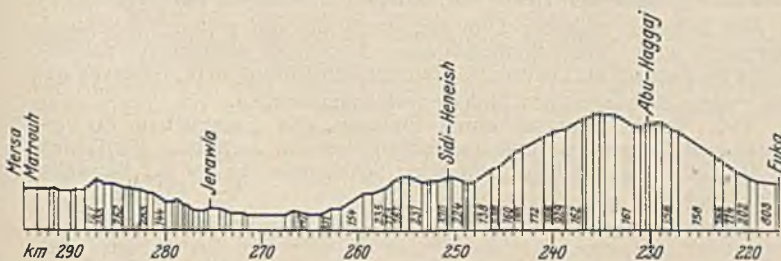


Abb. 2. Längsprofil der Eisenbahn Fuka—Mersa Matrouh.

die auf gegen 2 km Länge vorkommt. Ihr geht eine 1,6 km lange Steigung von 1:200 voraus, und auf sie folgt eine weitere 7,3 km lange Steigungsstrecke mit einer durchschnittlichen Neigung von 1:160. In der Gegenrichtung ist die steilste Neigung 1:138; sie kommt auf eine Länge von 2,8 km vor. Nachdem die Eisenbahn auf ihren ersten 20 km einen ihre Richtung kreuzenden Höhenzug, nach Norden ausbiegend, erklommen hat, fällt sie wieder bis ungefähr auf die Höhe von Fuka und verläuft nunmehr abwechselnd steigend und fallend ungefähr in Richtung der Küste. An

Alle Rechte vorbehalten.

Versuche zum Feststellen der Verdichtungswirkung durch einen Explosionsstamper.

Die Versuche wurden durch die Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik Ende November 1936 und zum Teil im Januar 1937 auf der Baustelle Liebsen der Reichsautobahn bei Sagan (OBK Breslau) mit dem 1000-kg-Explosionsstamper der Delmag¹⁾ angestellt und ausgewertet. Bei diesen Versuchen wurden drei Felder mit den Ausmaßen von je 13/30 m Kantenlänge und 0,5; 0,6 und 0,7 m Höhe geschüttet. Der aufgeschüttete Boden, der einem Einschnitt entnommen und vom Mutterboden befreit war, bestand aus sandigem Ton. Da es infolge der laufenden Arbeiten an der Reichsautobahn nicht möglich war, die einzelnen Teile des Versuchsfeldes an einem Tage und bei gleicher Witterung zu schütten,

ihr liegen, abgesehen von Fuka, vier Bahnhöfe: Abu-Haggaj, Sidi-Heneish, Jerawla und Mersa Matrouh, 13,4 km, 33,7 km, 58,4 km und 77,4 km vom Ausgangspunkte entfernt.

Die Beschaffung der Oberbauteile muß erhebliche Schwierigkeiten gemacht haben. Wie Railway Gazette vom 24. Juli 1936 berichtet, wurde ein Teil aus Beständen entnommen, die für Gleiserneuerungen bereitgelegt waren. Ein Teil der Oberbaustoffe mußte aber durch Abbruch des zweiten Gleises der Strecke Ismailia—Ferdan der nach Port Said führenden Eisenbahn, ein weiterer Teil durch den Abbruch von Nebengleisen auf verschiedenen Bahnhöfen gewonnen werden. Infolgedessen besteht der Oberbau aus Breitfußschienen von sechs verschiedenen Querschnitten im Gewicht von 30 bis 47 kg/m, und auch Doppelkopfschienen von 38 kg/m Gewicht sind auf einem Teil der Strecke verwendet worden. Diese Ungleichmäßigkeit im Oberbau verursachte einige Verzögerung beim Verlegen.

Die neue Strecke enthält nur vier Brücken: eine mit zwei Öffnungen von je 7 m, eine mit einer Öffnung von 5 m und noch zwei weitere ebenfalls mit je zwei Öffnungen von 7 m. Die Widerlager bestehen aus Eisenbeton, die Öffnungen werden von Walzträgern überspannt (Abb. 3). In dem erwähnten alten Bahndamm, der auf der Anfangsstrecke benutzt wurde und der für Schmalspur bestimmt war, lagen zwei Brücken, die instand gesetzt und ausreichend verstärkt wurden. Für Durchlässe wurden Bauwerke aus Beton und aus Wellblechrohren errichtet.

Bis Ende Januar 1936 waren die Erdarbeiten auf 40 km Länge fertiggestellt, und das Gleis war auf 38 km verlegt. Militärische Gesichtspunkte erforderten die Anlage eines Bahnhofs möglichst nahe der Gleisspitze, und so wurde denn der Bahnhof Sidi-Heneish mit zwei Kreuzungs- und Überholungsgleisen, einem Gleisdreieck zum Wenden der Lokomotiven und den nötigen Rampen angelegt. Er konnte am 8. Februar in Betrieb genommen werden. Zugleich wurde in Abu-Haggaj eine Blockstelle errichtet. Ende Februar waren die Erdarbeiten auf 60 km Länge gediehen, und der Oberbau war auf 40 km verlegt. Am 17. März fehlten nur noch 3 km, bis Mersa Matrouh erreicht worden wäre, es war aber noch ein



Abb. 3. Brücke von 2 × 7 m Öffnung auf der Strecke Fuka—Mersa Matrouh.

600 m langer und 5 m tiefer Einschnitt herzustellen. Man entschloß sich daher, vor diesem Einschnitt einen einstweiligen Endbahnhof anzulegen, um die Straße zu entlasten, die durch den starken Verkehr auf ihr in sehr schlechten Zustand geraten war. Am 6. April war auch Mersa Matrouh erreicht, und am 7. April konnte der Betrieb auf der ganzen Länge der Eisenbahn aufgenommen werden. Der Endbahnhof hat 6 km Anschlußgleise für militärische Anlagen.

Beim Bau wurden schon im Dezember 1935 durchschnittlich 800 Arbeiter beschäftigt. Über 2900 im Januar wuchs diese Zahl auf 4500 und 4700 in den Monaten Februar und März an. Dazu kamen 150 Arbeitskräfte für den Oberbau und sonstige gelernte Arbeiter sowie zur Aufsicht. Eine besondere Schwierigkeit bei diesem Bau bereitete die Versorgung der dabei beschäftigten Arbeitskräfte mit Wasser. Kesselwagen brachten das Wasser aus Alexandria bis an die Gleisspitze, von wo es in Kraftwagen verteilt wurde. Auch sonst waren manche Schwierigkeiten zu überwinden. Der Kraftwagenverkehr hatte die verkrustete Erdoberfläche aufgebrochen, und die Folge davon waren dauernde Sandstürme. Die beim Bahnbau beschäftigten Engländer mußten häufig zum Schutze gegen den in der Luft treibenden Sand Gasmasken tragen, und die freie Sicht war ständig stark behindert.

Wernecke.

¹⁾ Bautechn. 1935, Heft 17, S. 224.

Zahlentafel.

Feld	Tiefe ³⁾ m	Unverdichtet					Verdichtet					$\frac{\epsilon_{d1} + \epsilon_{d2}}{2}$	ϵ_{r1} %	ϵ_{r2} %	$\epsilon_{r1} - \epsilon_{r2}$ %
		H = 12 cm			ϵ_1 ¹⁾	ϵ_{d1}	H = 12 cm			ϵ_2 ²⁾	ϵ_{d2}				
		h_O cm	h_W cm	h_L cm			h_O cm	h_W cm	h_L cm						
1	0,31 { 0,25 0,37	7,46	2,57	1,97	0,61	0,34	8,31	2,57	1,12	0,44	0,31	0,33	185	133	52
2	0,26 { 0,20 0,32	7,69	2,64	1,67	0,56	0,34	8,47	2,70	0,83	0,42	0,32	0,33	170	127	43
	0,46 { 0,40 0,52	7,43	3,78	0,79	0,61	0,51	7,61	3,54	0,85	0,58	0,46	0,49	125	118	7
3	0,36 { 0,30 0,42	7,39	2,16	2,45	0,62	0,29	8,59	2,57	0,84	0,40	0,30	0,30	206	133	83
	0,56 { 0,50 0,62	7,70	3,20	1,10	0,56	0,41	7,96	3,50	0,54	0,51	0,45	0,43	130	119	11

1) Zeichen ₁ gilt für Proben aus dem unverdichteten Boden.
2) Zeichen ₂ gilt für Proben aus dem verdichteten Boden.
3) Oberfläche bis Unterkante Hohlzylinder.

Tellen der Probenhöhe ausgedrückt. Die Summe von h_O (Höhe des trockenen, luftfreien Bodens), h_W (Höhe des Wassergehaltes) und h_L (Höhe des Luftanteiles) ergibt die Höhe der Probe $H = 12$ cm. Aus den Untersuchungszahlen innerhalb eines Versuchsfeldes wurden die Mittelwerte in der nachstehenden Zahlentafel errechnet, aus denen die Porenzahlen ϵ vor und nach dem Verdichten bestimmt wurden.

Die Porenzahlen, die das Verhältnis des Porenraumes zu dem nur mit Bodenmasse erfüllten Raum sind ($\epsilon = \frac{h_W + h_L}{h_O}$), sind desto kleiner, je dichter der Boden ist. Da jedoch die Porenzahlen infolge der verschiedenen Vorverdichtungen und Wassergehalte nicht als absolut zu betrachten sind, wurden sie in Beziehung zur theoretisch dichtesten Lagerung gebracht, die sich ergibt, wenn die Klumpen in die durch die Aufschüttung entstandenen Hohlräume gestampft werden, wenn also der gesamte Luftgehalt durch Boden und Porenwasser ersetzt wird. Die Porenzahlen der errechneten, dichtesten Lagerung sind mit ϵ_d bezeichnet

($\epsilon_d = \frac{h_W}{h_O}$). Eine weitere Verdichtung ist nicht möglich, da durch Stampfen das Porenwasser in den Klumpen nicht beseitigt werden kann.

Drückt man die ϵ -Werte in Prozenten der zugehörigen ϵ_d -Werte aus, so ergeben sich die relativen Porenzahlen ϵ_r , die den Grad der Verdichtung darstellen, da jede Bodenprobe nach der Verdichtungsfähigkeit des Materials beurteilt wurde. In Abb. 1 sind die ϵ_r -Zahlen über den Mittelwerten der zugehörigen Tiefen aufgetragen und in Abb. 2 in gleicher Weise die Unterschiede zueinander gehöriger Porenzahlen ($\epsilon_{r1} - \epsilon_{r2}$). Je weniger gekrümmt die Kurven sind, desto gleichmäßiger verläuft die Verdichtung nach der Tiefe. Die Kurve der relativen Porenzahlen ϵ_{r2} in Abb. 1 nähert sich der Ordinate, durch die die größte Verdichtung dargestellt wird. Beim Straßenunterbau kommt es weniger auf das absolute Maß als auf die Gleichmäßigkeit der Verdichtung an (ϵ_{r2} -Kurve), damit spätere Setzungen des Bodens vermieden werden.

Den Verdichtungsgrad durch Einlegen von Eisenplatten in verschiedenen Höhenlagen und Einfluchten vor und nach dem Verdichten zu bestimmen, war infolge technischer Schwierigkeiten auf der Baustelle nicht möglich. Fr. Riedig.

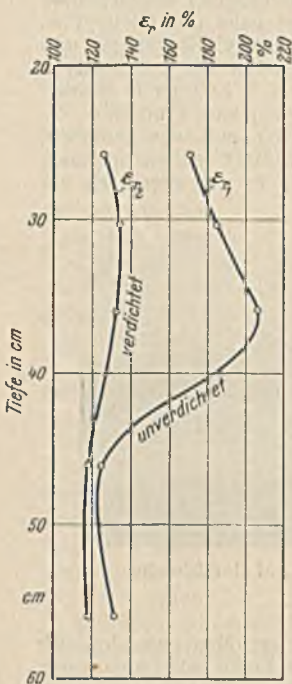


Abb. 1. Relative Porenzahlen in Abhängigkeit von der Tiefe.

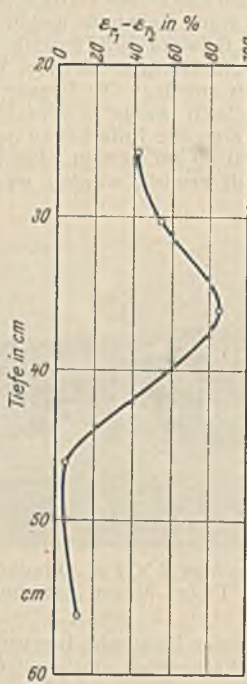


Abb. 2. Darstellung des Verdichtungsgrades in Abhängigkeit von der Tiefe.

Der Boden war in nassen Klumpen aufgeschüttet worden. Durch das Verdichten ließen sich zwar die Klumpen zerdrücken und dadurch die einzelnen Schütt-Teile näher aneinander bringen, aber der Wassergehalt in den Poren der Klumpen (Porenwassergehalt) erfuhr dadurch keine Veränderung, so daß man den Luftgehalt der Schüttung vor und nach dem Abstampfen als Gradmesser für die Verdichtung heranziehen mußte. Die Konsistenzform wurde nicht untersucht, da der Boden zu sandig war. Von jeder entnommenen Probe wurden das Trockengewicht, der Wassergehalt in % des Trockengewichtes und der Luftgehalt bestimmt und deren Raumeile in

Vermischtes.

Deutsche Gesellschaft für Photogrammetrie. Die diesjährige Jahresversammlung findet am 22. und 23. Oktober in Stuttgart und Karlsruhe (Technische Hochschulen) statt. In Stuttgart wird Geheimrat Prof. Dr. Sebastian Finsterwalder über „Die gemeinsame Ortung einer Mehrzahl von Aufnahmen“ sprechen. Weiter sind vorgesehene Vorträge von den Prof. Dr. Finsterwalder und Dr. O. v. Gruber über Erdbild- und Luftbildmessungen für Hochgebirgsvermessungen und die hierzu dienenden Aufnahme- und Auswertegeräte. Daran schließt sich die Einweihung und Besichtigung des neuen Geodätischen Instituts der Technischen Hochschule Stuttgart. — In Karlsruhe werden sprechen Prof. Dr. Merkel über Anwendung der maschenweisen Abbildung in der Bildmessung und Dr.-Ing. Raab über Genauigkeit und Wirtschaftlichkeit des Bildmeßverfahrens. Eine Besichtigung der Arbeiten der Abteilung für Topographie des Badischen Finanz- und Wirtschaftsministeriums sowie eine Fahrt in das photogrammetrisch vermessene Gelände in Murgtal bildet den Abschluß. Nähere Auskunft erteilt der Schriftführer der Gesellschaft, Oberregierungsrat Koerner, Berlin-Halensee, Karlsruher Straße 1.

Binnenschiffahrtstagung in Berlin. Am 8. u. 9. Oktober 1937 veranstaltet der Verein zur Wahrung der Mitteldeutschen Schifffahrtsinteressen (Berlin) unter dem Vorsitz von Hüttendirektor Arthur Hennecke (Brandenburg/Havel) seine diesjährige Tagung in den Kroll-Sälen, Berlin.

Wasserbaudirektor Dr.-Ing. Schmidt vom Oberpräsidium der Provinz Brandenburg wird über die bauliche Ausgestaltung der märkischen und Berliner Wasserstraßen zur Aufnahme des Mittellandkanalverkehrs sprechen

und dabei u. a. die neuen Pläne für den Ausbau der Berliner Wasserstraßen bekanntgeben. Die Fragen, die mit der künftigen Entwicklung der Berliner Häfen und deren Beeinflussung durch den Mittellandkanal zusammenhängen, werden in einem Bericht von Oberbaurat Strangmann (Stadtverwaltung Berlin) behandelt werden.

Am Sonnabend, den 9. Oktober, ist ein Ausflug nach Altenhof (Werbellinsee) vorgesehen, wo Regierungs- u. Baurat Dr.-Ing. Groth vom Polizeipräsidium Berlin Einzelheiten aus der geschichtlichen Entwicklung der märkischen Schifffahrt mitteilen wird. Im Anschluß daran findet eine Besichtigung des Schiffshebewerkes Niederfinow statt.

Brownsville-Hafen im Golf von Mexiko. Zu den vielen im Golf von Mexiko während der letzten 20 Jahre errichteten Häfen ist neuerdings der Hafen von Brownsville am Südende von Texas hinzugetreten. Nach einem Bericht in Eng. News-Rec. 1937, Nr. 15 vom 15. April, S. 556, handelt es sich zunächst um die Ausbaggerung eines tiefen Stichkanals, der in einem weiten Becken endet. Die Nordseite des Beckens ist durch einen Eisenbetonkauf begrenzt, an den sich ein Umladeschuppen zum Umschlag der Güter auf die Eisenbahn und auf Lastwagen anschließt. An der Nordostseite ist eine Umschlagstelle für Öl vorgesehen.

Brownsville liegt 35 km landeinwärts von der Küste am Rio Grande. Dieser Fluß war in früheren Zeiten eine wichtige Ader für den Warenverkehr auf leichten Schiffen. In späteren Jahren wurde der Schiffsverkehr durch eine Eisenbahn ersetzt. Nach Organisierung der Schifffahrtspläne der Stadt Brownsville im Jahre 1929 wurde der Bau eines 7,5 m



Abb. 1.

über die Brücke führt, ist fünfgleisig; zwei Gleise für langsamen Verkehr werden von zwei Schnellzuggleisen eingefasst, und neben einem dieser liegt ein Ausziehgleis. Hierdurch ergibt sich eine Länge des Engpasses, den die Unterführung bildet, von 22 m. Daß dieser für den Straßenverkehr unerträglich war, ist klar, und man entschloß sich daher, die Wölbbrücke durch eine Balkenbrücke über einer Lichtöffnung von 20 m zu ersetzen. Das Tragwerk dieser Brücke besteht, wie Revue gén. des Chemins de Fer 1936 v. 1. Sept. berichtet, aus 17 vollwandigen Blechträgern von 2 m Höhe, die unter der Fahrbahn liegen (Abb. 2); genügende Bauhöhe ist ja vorhanden. Auf den Blechträgern ruht eine 22 cm dicke Eisenbetonplatte, die das Schotterbett der Gleise aufnimmt.

Die große Höhe der Widerlager, fast 16 m, gab Anlaß, ihrem Entwurf besondere Aufmerksamkeit zuzuwenden. Wenn sie in der üblichen Weise als Schwerkriegsmauern ausgebildet worden wären, hätten sie mindestens 5 m dick werden müssen, es ist aber durch eine besondere Art der Ausführung gelungen, mit 2 m Dicke auszukommen. Das Widerlager auf Pariser

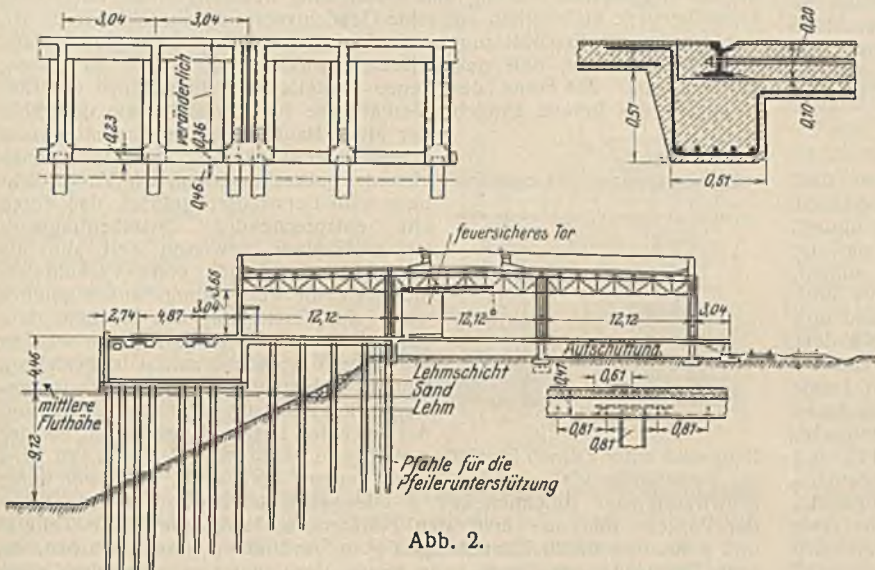


Abb. 2.

tiefen Kanals vorgesehen, der in einem Hafenbecken in der Nähe der Stadt endigen sollte. Für die Breite des Kanals waren 90 m vorgesehen, die Gesamtkosten sollen sich auf 2 907 000 Dollar belaufen.

Der Kanal von Brownsville beginnt mit einer leichten Kurve, von einem Eintrittskanal abzweigend, und verläuft in südwestlicher Richtung mit einer kleinen Schwenkung vor dem Eintritt in das Umkehrbecken. Die Begrenzungen sind künstlich aufgeschüttet, der Kanal führt an einer Stelle durch eine kleine Insel und im übrigen Verlauf durch niedriges Erdreich, wie aus Abb. 1 ersichtlich.

Das Umkehrbecken ist 300 m breit und 400 m lang und hat ebenfalls eine Tiefe von 7,5 m. Es liegt 12 km von dem Geschäftsviertel der Stadt und etwa 5 km von dem nächsten Ufer des Rio Grande entfernt; gegen die offene See ist es gut geschützt. Die westliche und südliche Seite sind zunächst von Hafengebäuden freigelassen und somit für zukünftige Erweiterungen bestimmt.

Bemerkenswert ist besonders der Eisenbetonkal, der auf ebensolchen Pfählen ruht. Er hat eine Länge von 370 und eine Breite von 23 m. Die Oberkante liegt etwa 4,5 m über der mittleren Fluthöhe. Die Eisenbetontraggpfeiler stehen in einem Abstande von etwa 3 m in der Böschung des Bettes. Ihre Anordnung und Zusammenfassung am Kopfende durch die Tragkonstruktion ist aus Abb. 2 ersichtlich.

Am Kai entlang, zum Teil noch auf Pfählen ruhend, schließen sich die Umladeschuppen an, die eine Länge von 120 und eine Breite von etwa 36 m haben. Beide Schuppen sind durch eine Eisenbetonbrandmauer getrennt. Die Dachkonstruktion der Schuppen besteht aus Stahlfachwerk, bei dessen Abmessung starke Windlast berücksichtigt wurde. Getragen wird die Stahlkonstruktion des Daches durch zwei Reihen von Säulen. Die lichte Höhe bis zur Unterkante der Fachwerkträger ist 3,65 m über dem Fußboden. Sparren und Dachschalung sind aus Holz.

Westlich von den Schuppen ist das Beckenufer eingeebnet für die Benutzung beim Ausladen von Gütern, die nicht unter Dach gelagert zu werden brauchen.

Der Güterverkehr gestaltete sich bereits in den ersten sechs Monaten so lebhaft, daß schon im Dezember 1936 ein Erweiterungsbau beschlossen wurde.

Eine Sonderform für das Lager einer Balkenbrücke. Auf der Strecke Paris(Montparnasse)—Versailles liegt eine Straßenunterführung, in die von der einen Seite vier, von der anderen zwei Straßen einmünden. Sie war mit einem Gewölbe von 7 m Lichtweite überspannt, über dem noch eine 5 m hohe Dammschüttung lag. Die Strecke, die

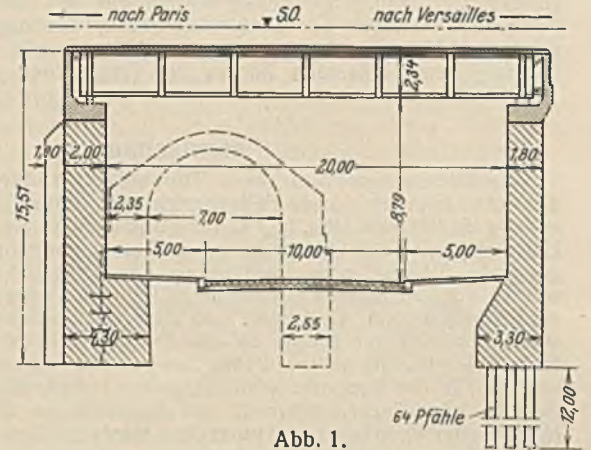


Abb. 1.
Querschnitt durch die neue Brücke.

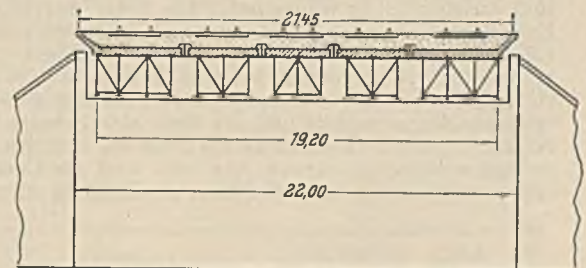


Abb. 2. Längsschnitt der neuen Brücke

Seite liegt hinter dem ehemaligen Gewölbewiderlager und nutzt dessen Gründung als nach vorn vorgeschobenen Fuß aus. Es ist mit ihm durch Anker verbunden und durch nach hinten vorspringende Pfeiler mit 1 m Ausladung in 4 m Abstand versteift. Dieses Widerlager wird also in der üblichen Weise beansprucht. Das Widerlager auf Versaille Seite ist dagegen eine Platte, die unten eingespannt ist und sich oben gegen die Hauptträger der Brücke stützt, also auf Biegung in waagerechter Richtung beansprucht wird (Abb. 1). Es ist in seinem frei tragenden Teile nur 1,8 m dick und verbreitert sich bis zur Grundsohle auf 3,3 m. Da es in einem alten Bachlauf zu

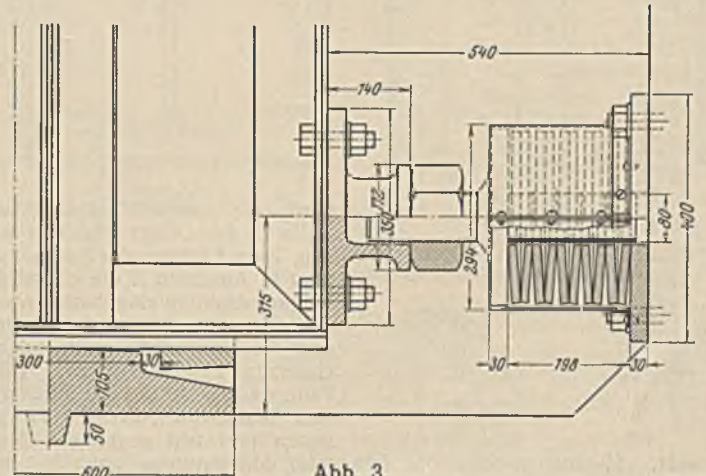


Abb. 3.
Bewegliches Lager zur Übertragung von Schub auf das Widerlager.

stehen kam, wird es von 64 eingebohrten Pfählen von 12 m Länge getragen. Auf Pariser Seite steht das Widerlager auf festem Kalkstein.

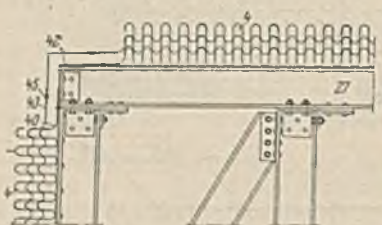
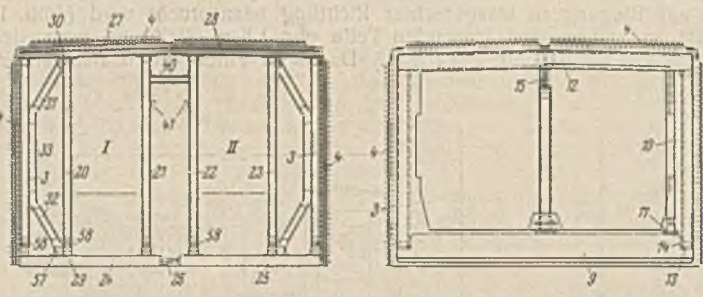
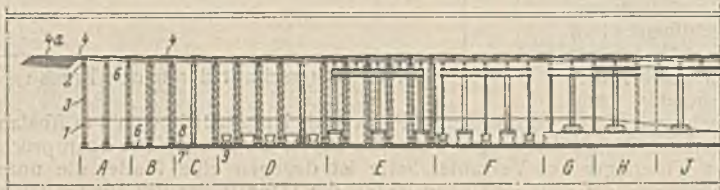
Die Brückenträger haben ihr festes Auflager auf Pariser, ihr bewegliches Auflager auf Versailler Seite. Hier stützen sie sich (Abb. 3) unter Vermittlung einer elastischen Zwischenlage gegen eine nach oben gerichtete, aus Eisenbeton bestehende, also biegeunfähige Auskrugung des Widerlagers und nehmen so dessen vom Erddruck und von den Bremskräften herrührenden Schub auf. Die elastische Zwischenlage besteht aus einer Gruppe von fünf doppelten Tellerfedern, die, in eine Blechhülle eingeschlossen, an die senkrechte Auskrugung des Widerlagers angehängt sind. Zwischen sie und das Trägerende ist eine Schraubenverbindung eingeschaltet. Schrauben und Federn sorgen dafür, daß stets eine waagerechten Druck übertragende Verbindung zwischen Brücke und Widerlager vorhanden ist.

Der Bau der neuen Brücke bot einige Schwierigkeiten, weil der Betrieb auf den Gleisen über ihr nicht gestört werden durfte. Je drei der Hauptträger unter den mittleren Gleisen, je vier für die Randgleise wurden, zu je einer Gruppe zusammengefaßt, auf der linken Bahnseite zusammengebaut und nach und nach unter die Gleise geschoben.

Während des Baues der neuen Widerlager wurden die Gleise wie üblich durch untergezogene Träger abgefangen. Während des Aushubes der Massen über dem alten Gewölbe und in dem erweiterten Raum der Unterführung wurden die Unterzüge auf einem einstelligen Pfeiler abgestützt, der dadurch gewonnen worden war, daß das nach Versailles zu gelegene Widerlager der alten Wölbbücke, das ungefähr in der Mitte der neuen Unterführung lag, so weit erhöht wurde, daß es unter Vermittlung eines hölzernen Bockes die Trägerenden aufnehmen konnte. Wkk.

Patentschau.

Verfahren zum Bau eines Tunnels für Untergrundbahnen und ähnliche Anlagen sowie Hilfsvorrichtung dafür. (Kl. 84c, Nr. 615361 vom 14. 5. 1930 von Dipl.-Ing. Guido Janssen in Berlin-Charlottenburg.) Um dicht unter der Oberfläche einen Tunnel vorzutreiben, ohne daß die geringste Störung oder Gefährdung des Oberflächenverkehrs eintritt, werden als Stützrahmen behelfmäßige Rahmen verwendet, die mit Stellvorrichtungen zum Aufdehnen und Zusammenziehen versehen sind und zum Anpressen der Bleche an das Erdreich dienen und die nach dem Einbau des jeweils zwischen ihnen errichteten Tragwerks wieder entfernt werden. In der Baugrube wird ein erster behelfmäßiger Rahmen 1 aufgestellt. An Deckenträgern 2 und Seitenstützen 3 werden Bleche 4 hydraulisch vorgetrieben, und unter diese werden weitere Bleche 4a gebracht, die mittels hydraulischer Einrichtungen vorgetrieben werden. Die Führung geschieht durch Wellbleche. Auf den Außenseiten der Träger und Stützen sind Ausgleichfütter vorgesehen. Die unter den Blechen 4a liegenden Erdmassen werden abgebaut, und nach Entfernen einer Schicht von etwa 1,5 m wird ein weiterer Hilfsstützrahmen aufgebaut. Sind deren mehrere in Abteilung A aufgebaut, so wird in Abteilung B die Schutzschicht 6 verlegt; nach deren Erhärtung wird in Abteilung C die Dichtung 7 aus mehreren Lagen verlegt und auf diese eine Schutzschicht 8 aufgebracht, auf die dann die Grundschwelle 9 für die Stützsäulen im Abschnitt D verlegt werden. In diesem Abschnitt wird die Deckendichtung verlegt, indem auf Konsolen der Hilfsstützen die Dichtung durch Platten angedrückt



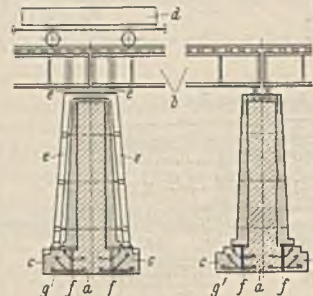
wird, die durch Kanthölzer und Kelle in ihrer Lage gesichert werden. Nach Erhärtung der Schwelle 9 wird in Abschnitt E die endgültige Tragkonstruktion eingebaut. Wand- und Mittelstützen werden gestellt und die Deckenträger 12 und der Unterzug 15 eingebracht. Diese Teile werden mittels der Stützen 01 und Wasserdruck-Pressen 11 gehoben und fest gegen die Decke

gepreßt. Hierauf werden die Füße der Mittelstützen unterteilt und unterstampft. Die Seitenstützen befinden sich in den Stufen 13 der Schwelle 9. Die Seitenstützen werden zunächst von den Stellen 14

aus mittels Stahlkeile fest gegen die Wände gepreßt, dann unterteilt, unterstampft und vergossen. Nachdem die Unterstampfung der Mittel- und Seitenstützen erhärtet ist, werden im Abschnitt F die Hilfsrahmen aus der endgültigen Tragkonstruktion herausgebaut, so daß die Sohlenteile frei werden, worauf die Sohle im Abschnitt G gestampft wird. Im Abschnitt H werden Wände und Decken fertiggestellt, so daß im Abschnitt J der fertige Tunnel zur Verfügung steht.

Der entfernbare Rahmen besteht aus mehreren Tragsäulen 3, 20, 21 des Rahmenteil I und 22, 23, 3 des Rahmenteil II, die je auf einer Hartschwelle 24, 25 gestützt werden, die gegeneinander durch eine Setzschraube 26 abgesteift werden. Der Deckenbalken ist gleichfalls in zwei Teile 27, 28 zerlegt, an die die Stützen angeschraubt werden. Zur Übertragung des Seitendruckes auf den Fußpunkt 29 und das Kopfende sind Streben 31, 32 vorgesehen, die durch einen Balken 33 versteift sind. Die beiden Rahmen werden durch ein Querhaupt 40 gegeneinander abgestützt, das auf Konsolen 41 verlegt wird. Für die Abdichtung der Ecken sind Winkel 42 vorgesehen, die mit den Flanschen 43 der Wellbleche 4 gleitend verbunden sind, indem in den Blechen Längsschlitz vorgesehen sind, in denen Niete 45 geführt werden.

Verfahren zum Verstärken von Bauwerken. (Kl. 19d, Nr. 616 126 vom 13. 10. 1931 von Wilhelm Jung in Dortmund.) Um bei Bauwerken oder Bauteilen, die bewegte Lasten tragen und bei denen die bereits eingetretene Setzung und Verdichtung des Baugrundes unter dem alten Bauwerk nicht allein auf reine Gewichtswirkung zurückzuführen ist, sondern wo die Erschütterungen der auf dem Bauwerk bewegten Massen eine Rolle spielen, den neuen Bauteil wirksam mit tragen zu lassen, werden unter der Sohle des neuen Bauteils auch hinsichtlich der Einrüttelung des Betons ähnliche Verhältnisse herbeigeführt wie unterhalb der alten Bauteile, bevor die alten und neuen Bauteile in feste Verbindung miteinander gebracht werden. Die Vorverdichtung wird derart durchgeführt, daß durch ein entsprechendes Zwischentragwerk während einer gewissen Zeit die als Rüttelkräfte wirkende volle Verkehrslast allein auf die Verstärkungsbauten geleitet wird. Zur Verstärkung des Fundaments a einer Brücke b durch Bauteile c werden die ohne Verbindung mit a hergestellten neuen Fundamente c mittels des Zwischentragwerkes e so lange allein der Einwirkung der bewegten Lasten d ausgesetzt, bis der Baugrund unter c durch Einrütteln genügend verdichtet ist. Dann erst wird die Verbindung von a und c in den Fugen f hergestellt, und nunmehr der Verkehr den so verstärkten Fundamenten zugeleitet. Die Teile a und c können durch Eiseinlagen g in Verbindung gesetzt werden, da nach Vergießen der Fugen f die innige Verbindung zwischen dem alten Bauteil a und den Verstärkungen c eintritt.



Personalmeldungen.

Preußen. Versetzt: Die Regierungs- und Bauräte (W) Hassenstein von der Wasserbaudirektion Münster i. W. an die Oderstrombauverwaltung in Breslau, L. Bräuler von der Rheinstrombauverwaltung in Koblenz an das Wasserbauamt Berlin als Vorstand, Miehlke vom Wasserbauamt Berlin-Köpenick an die Wasserbaudirektion Kurmark in Berlin; die Regierungsbauräte (W) Wilhelm vom Wasserbauamt Berlin an die Wasserbaudirektion Münster i. W., Werner vom Wasserbauamt Harburg-Wilhelmsburg an die Rheinstrombauverwaltung in Koblenz, Vogt vom Wasserbauamt Wittenberge an das Wasserbauamt I Minden, Dr.-Ing. Repke vom Wasserbauamt Leer an das Wasserbauamt II Hannover als Vorstand, Schell vom Wasserbauamt Zehdenick an das Wasserbauamt Leer als Vorstand, Früh vom Wasserbauamt Rathenow an das Neubauamt Havelberg als Vorstand, Bodenschatz vom Wasserbauamt I Minden an das Kanalbauamt II Braunschweig als Vorstand, Bormann vom Wasserbauamt Harburg-Wilhelmsburg an das Kanalbauamt II Braunschweig; die Regierungsbaureisenden (W) Schauburger vom Kanalbauamt Merseburg an das Kanalbauamt Merseburg, Raetsch vom Wasserbauamt Wittenberg an das Kanalbauamt Merseburg, Willeke vom Neubauamt Berlin-Mühlendamm an die Wasserbaudirektion Kurmark in Berlin, Frenz vom Wasserbauamt Hamm an das Neubauamt Meppen.

Unter Übernahme in den Staatsdienst überwiesen: die Regierungsbaureisenden (W) Böhneke dem Wasserbauamt Frankfurt a. Oder, Michael dem Wasserbauamt Rathenow, Heeger dem Wasserbauamt Zehdenick.

In den Ruhestand versetzt auf Grund des § 6 BBG.: Zum 1. Oktober 1937 Regierungsbaurat Dr.-Ing. Kellermann in Lüneburg; zum 1. Januar 1938 Oberregierungs- und -baurat Tietze in Berlin.

Verstorben: Regierungsbaurat Kahle, Vorstand des Wasserbauamts II Hannover.

INHALT: Ursprungsfestigkeiten von Schweißungen verschieden legierter St 52. — Unterführung des Verwaltungsgebäudes des Mitteleuropäischen Reisebüros am Potsdamer Platz und des Eckhauses Voßstraße, Berlin. (Schluß.) — Zur Berechnung des Wasserschlosses. — Der Bau der Eisenbahn Fuka—Mersa Matruh. — Versuche zum Feststellen der Verdichtungswirkung durch einen Explosionsstampfer. — Vermischtes: Deutsche Gesellschaft für Photogrammetrie. — Binnenschiffahrtstagung in Berlin. — Brownville-Hafen im Golf von Mexiko. — Eine Sonderform für das Lager einer Balkenbrücke. — Patentschau. — Personalmeldungen.

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