

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang

BERLIN, 6. September 1927.

Heft 39

Die Erneuerung der Ostbahnbrücken über Oder und Warthe bei Cüstrin.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Kado in Frankfurt a. d. O.

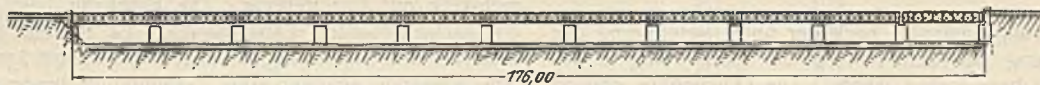
1. Einleitung und allgemeine Anordnung.

Im Jahre 1857 wurde die Bahnlinie Kreuz—Cüstrin—Frankfurt a. d. O. in Betrieb genommen. Sie brachte die Verbindung der von Kreuz nach Königsberg i. Pr. bereits seit 1853 bestehenden Ostbahnstrecke mit der noch älteren Strecke Berlin—Frankfurt a. d. O. der Niederschlesisch-Märkischen Eisenbahn. Bis zur Inbetriebnahme dieser neuen Linie führte der Eisenbahnweg von Ostpreußen zur Landeshauptstadt ab Kreuz über Stettin nach Berlin. Dieser Weg wurde jetzt erheblich abgekürzt. Die unmittelbare Verbindung Cüstrin—Berlin wurde erst 1868 geschaffen.

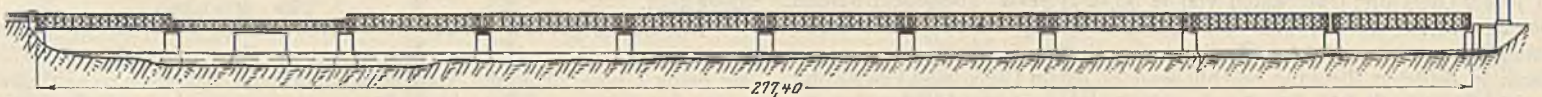
Die Überbauten des zweiten Gleises kamen erst im Jahre 1868 hinzu, und zwar als parabelförmige Fachwerkträger, worunter das einheitliche, schöne Brückenbild natürlich sehr leidet (s. Abb. 2).

Diese alten Brücken waren nun seit 1857 bzw. 1868 bis heute unverändert in Betrieb. Im Jahre 1879 und 1881 wurden lediglich bei den alten Gitterbrücken über den Querträgern an Stelle der bisherigen hölzernen Langschweller eiserne Zwillingslängsträger eingebaut, zwischen denen in Abständen von 76 bis 92 cm eiserne Stühle zur Aufnahme der Schienen angebracht waren. 1905 wurden diese Zwillingslängsträger wieder

Brücke über den Odervorflutkanal bei Cüstrin



Brücke über die Oder bei Cüstrin



Brücke über den Festungsgraben



Brücke über den Warthevorflutkanal bei Cüstrin



Brücke über die Warthe bei Cüstrin

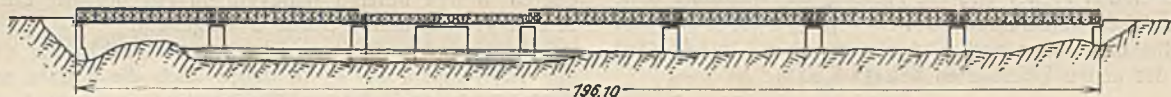


Abb. 1. Die Ostbahnbrücken bei Cüstrin vom Jahre 1857.

Bei Cüstrin hatte die neue Bahnlinie, die zunächst eingeleisig hergestellt wurde, den Lauf der Warthe und Oder zu überqueren.

In Abb. 1 sehen wir die alten Brücken, wie sie damals hergestellt wurden. Über der Warthe sind es sechs Öffnungen mit Überbauten von je 26,4 m Stützweite und zwei Schiffahrtöffnungen von je 10 m l. W., die durch eine zweiarmige Drehbrücke von rd. 32 m Länge überbrückt werden. Über der Oder sind es neun Öffnungen mit Überbauten von je 26,4 m Stützweite und zwei Schiffahrtöffnungen mit Drehbrücke wie vor.

entfernt und durch eiserne Längsträger mit hölzernen Querschwellen ersetzt.

Der Berechnung der Brücken von 1857 hatte ein ideeller Lastenzug von 4,3 t/m zugrunde gelegen. Der Lastenzug von 1868 hatte etwa ein gleiches Gewicht. Demgegenüber entspricht den heutigen Verkehrslasten der Lastenzug *G* der Deutschen Reichsbahn mit einem Gewicht von 8,2 t/m. Daraus erhellt, daß die Brücken sehr erhebliche Überbeanspruchung erlitten, so daß sie schon seit längerer Zeit nur noch langsam befahren



Abb. 2. Die alte Warthebrücke.

Dazu kommt bei der Warthe eine 150 m lange Vorflutbrücke, bei der Oder eine 175 m lange Vorflutbrücke und eine Brücke über den Festungsgraben. Die Überbauten der letzteren Brücken schwanken zwischen 16 und 24,6 m Stützweite.

Sämtliche Überbauten sind Gitterträger mit dazwischen eingebauten Querträgern, auf denen hölzerne Langschweller zum Tragen der Schienen ruhen. Alle Überbauten sind eingeleisig, nur die Drehbrücken werden sofort für zwei Gleise hergestellt, wie auch die sämtlichen Pfeiler und Widerlager.

werden durften. Ihre Auswechslung war dringendes Gebot, um so mehr, als in allernächster Zeit auf dieser Hauptstrecke noch mit erheblich höheren Lasten zu rechnen ist. Eine Verstärkung der alten Brücken kam nicht in Frage, sondern nur eine Erneuerung der eisernen Überbauten. Für die neuen Brücken ist der Lastenzug *N* der Deutschen Reichsbahn mit einem Lokomotivgewicht von 13,7 t/m zugrunde zu legen.

Verhandlungen mit der Oderstrombauverwaltung ergaben, daß sie großes Interesse an der Beseitigung der Drehbrücken in Oder und Warthe hatte, die ein Hindernis für die Schifffahrt bildeten, und daß sie die

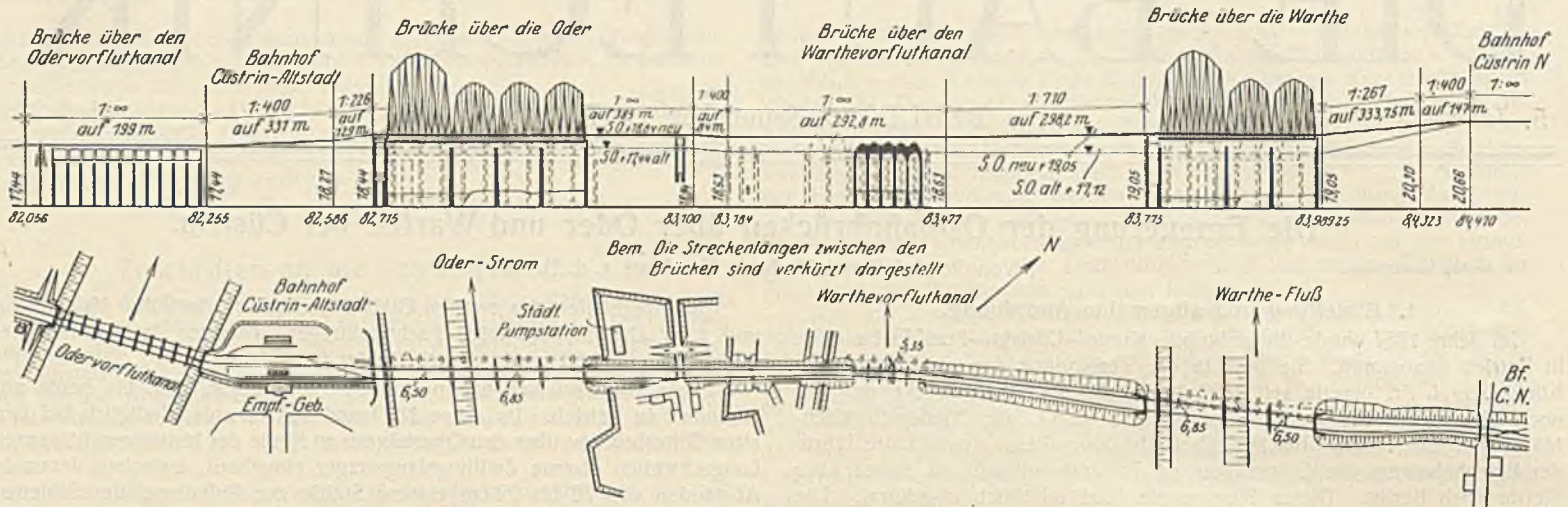


Abb. 3. Lage- und Höhenplan der neuen Ostbahnbrücken. Die alten Brücken sind gestrichelt dargestellt.

Schaffung größerer Öffnungen unter gleichzeitiger Hebung der Brückenunterkante wünschste.

So kam eine Vereinbarung zustande, nach der unter Beteiligung der Reichswasserstraßenverwaltung an den Kosten der Bau völlig neuer Brücken an Stelle der alten beschlossen wurde. Die Oder sollte danach durch zwei nebeneinanderliegende, eingleisige Überbauten von 80 m St.-W. über der Schiffahrtöffnung und daran in östlicher Richtung anschließend in jedem Gleis drei Überbauten von je 53,40 m St.-W. überbrückt werden. Bei der Warthe werden über der Schiffahrtöffnung ebenfalls zwei nebeneinanderliegende eingleisige Überbauten von 80 m St.-W. vorgesehen und daran in östlicher Richtung anschließend in jedem Gleis zwei Überbauten von je 53,40 m St.-W. Die Schienenoberkante wird gleichzeitig über der Oder 1,40 m und über der Warthe 1,93 m gehoben (Abb. 3). An Stelle der alten Warthevorflutbrücke werden gewölbte Brücken mit fünf Öffnungen von je 13,50 m lichter Weite hergestellt. Die alte Festungsgrabenbrücke in km 83,2 kann zugeschüttet und durch einen Durchlaß ersetzt werden.

Bei der hier behandelten Bauausführung kommt die Strecke von km 82,255 bis km 84,470 in Betracht. Die Odervorflutbrücke in km 82,160 hat bereits im Jahre 1924 neue Überbauten erhalten. Die neuen Brücken sind in Abb. 3 ausgezogen, die alten gestrichelt dargestellt.

Um den Bau der neuen Pfeiler und die Hebung der Bahnlinie ohne Behinderung des Betriebes durchführen zu können, wird die Bahnachse über Oder und Warthe um 6,85 m nach Süden verschoben. Der Abstand von Mitte zu Mitte der neuen Überbauten beträgt 6,50 m.

2. Die Oder- und Warthebrücke.

a) Gesamtanordnung der neuen Oderbrücke.

Abb. 4 zeigt die Gesamtanordnung der neuen Oderbrücke. Die neuen Überbauten haben die Halbparabelträgerform mit abgeschrägten Enden und

unten liegender Fahrbahn. Die Teilung des Hauptträgers zeigt ein Strebenfachwerk mit Unterteilung. Die Fahrbahn besteht aus Querträgern mit dazwischengebauten Längsträgern. Es ist ein oberer und ein unterer Windverband angeordnet, zwischen den Längsträgern ein Schlingerverband. Am Westende schließt eine Straßenunterführung an, die mit Walzträgern in Grobmörtel unter Anordnung einer eisernen Mittelstütze überbrückt ist.

Zum Vergleich sind darüber die alten Brücken von 1857 und 1868 dargestellt.

Das Gesamtgewicht der Brücke von 1857 betrug 560 t, das der Brücke von 1868 nur 350 t. Die neue Brücke hat ein Gesamtgewicht von 1825 t für beide Gleise ohne die Straßenunterführung. Sämtliche neuen Überbauten bis auf einen von 53,4 m Stützweite sind in hochwertigem Baustahl St 48 ausgeführt. Ein Überbau von 53,4 m St.-W., der bereits als Hilfsbrücke bei der Verstärkung der Oderbrücke bei Frankfurt a. d. O. (s. „Die Bautechnik“ 1926, S. 708 u. f.) Verwendung fand, ist in Flußstahl St 37 ausgeführt.

Abb. 5 zeigt die Querschnitte der alten Brücke sowie der neuen von 80 und 53,4 m Stützweite. Weitere Einzelheiten der neuen Überbauten zeigen die Abb. 6 u. 7. Bei dem Überbau von 80 m St.-W. ist in den Punkten 2 und 2' ein Portal zur Überleitung der Kräfte aus dem oberen in den unteren Windverband angeordnet. Ein Bremsverband ist in den Viertelpunkten 5 und 5' eingebaut.

Bei dem Überbau von 53,4 m St.-W. reicht der obere Windverband nur von Punkt 4 bis 4', in denen auch die Portale zur Überleitung der Kräfte nach dem unteren Windverband angeordnet sind. Ein Bremsverband ist nur in Trägermitte vorgesehen.

Für die Pfeiler 1 und 2 war von vornherein Senkkastengründung gewählt, bei Pfeiler 3 und 4 entschloß man sich im Laufe der Bauausführung ebenfalls zur Senkkastengründung. Das westliche und östliche

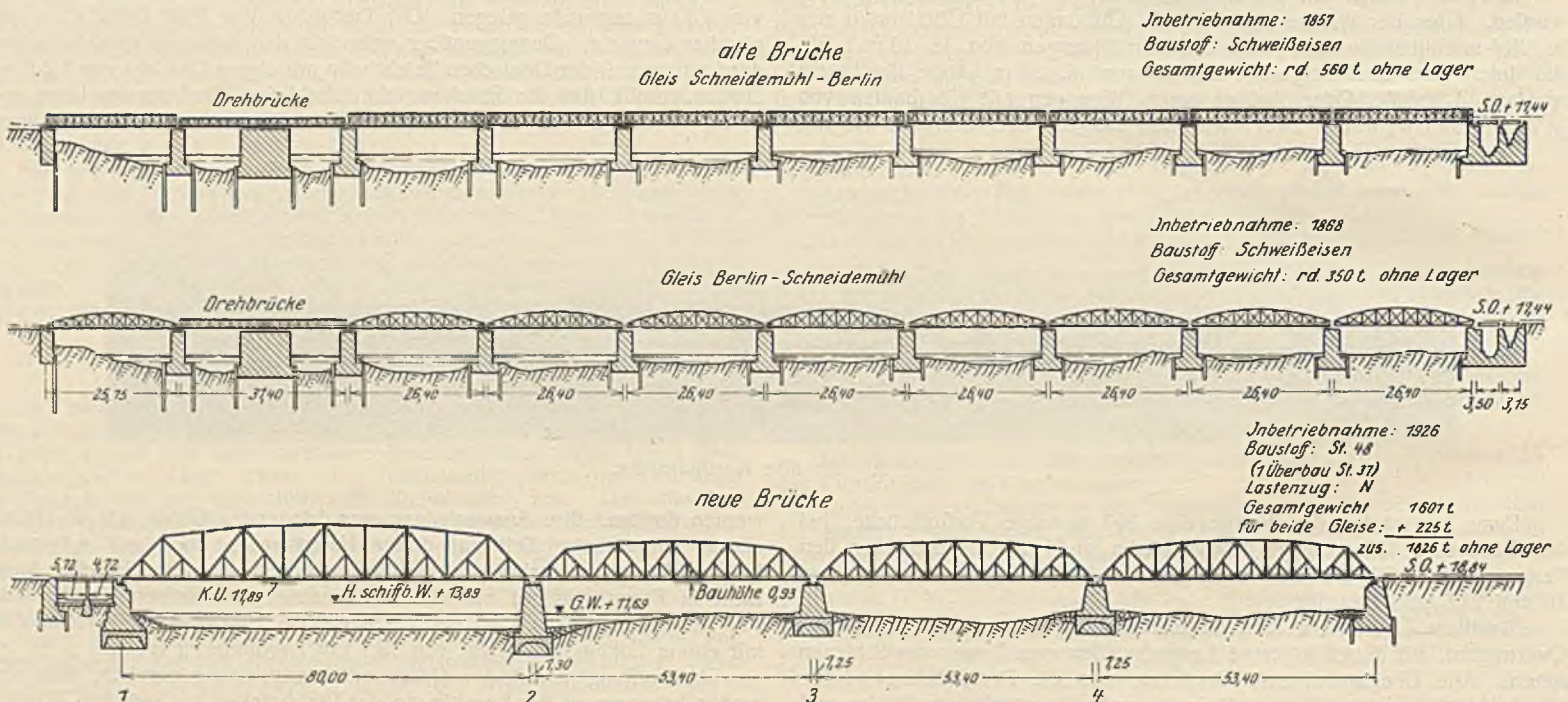
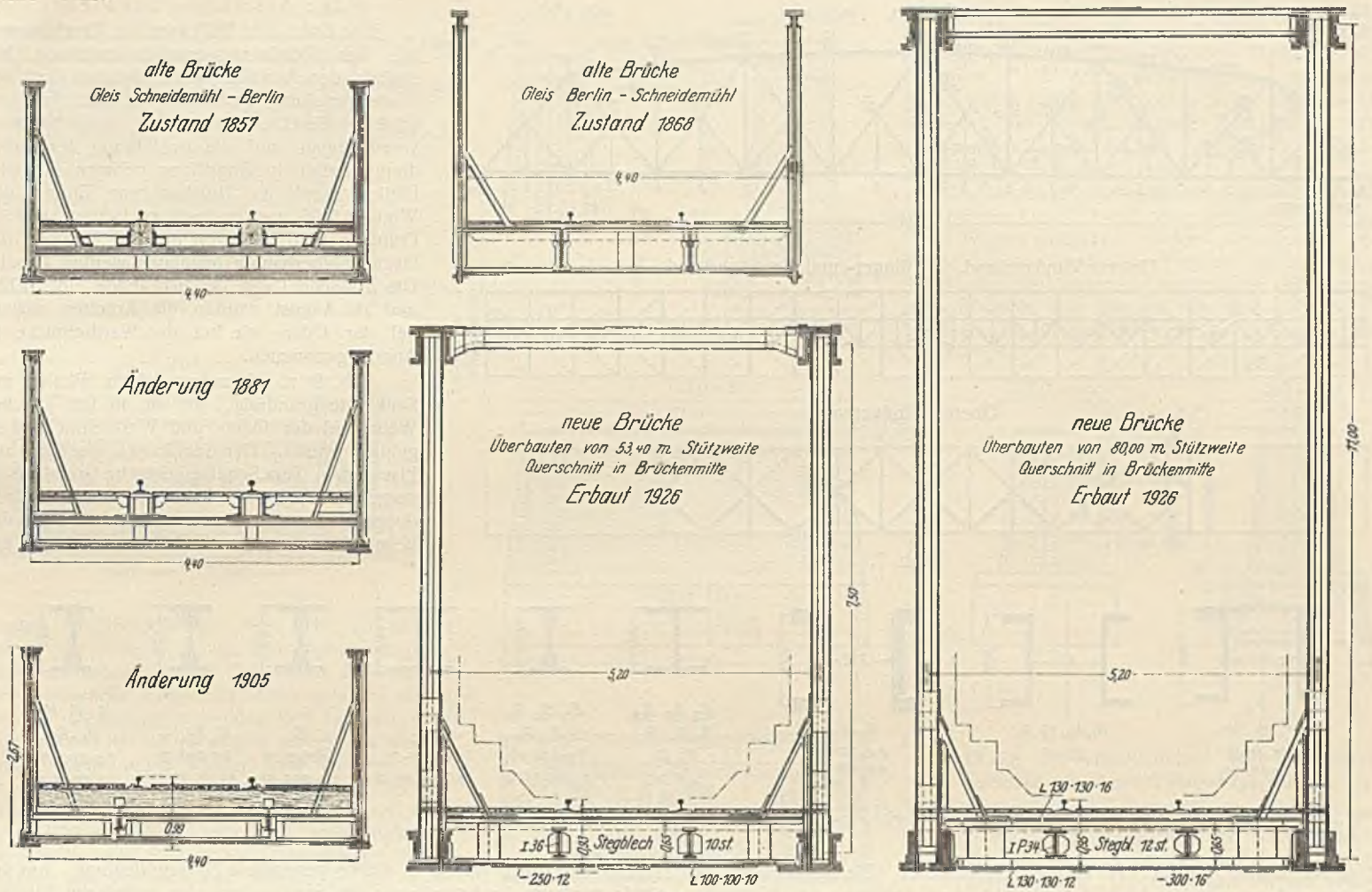
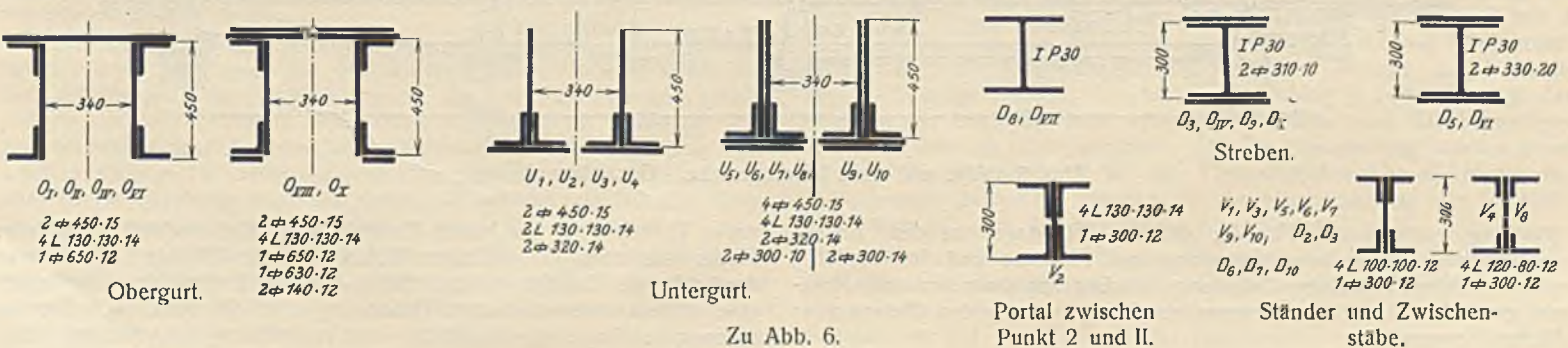
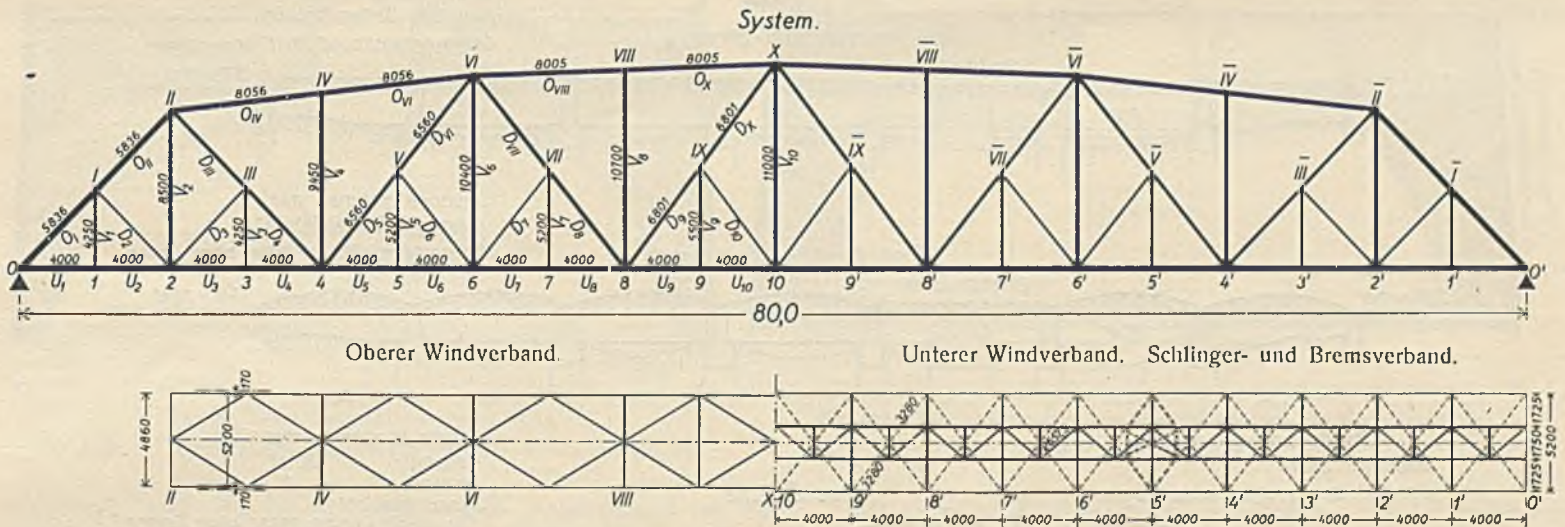


Abb. 4. Alte und neue Oderbrücke. Gesamtanordnung.



Landwiderlager wurde zwischen Spundwänden fundiert. Die Anordnung der festen und beweglichen Lager ist aus Abb. 4 zu ersehen. Die beweglichen Lager ruhen auf den Pfeilern 2 und 4, über denen auch die Gleise beider Richtungen mit Schienenauszugvorrichtungen versehen sind.

b) Gesamtanordnung der Warthebrücke.
Die Gesamtanordnung der Warthebrücke (s. Abb. 8) ist eine ähnliche. Wir haben hier für jede Gleisrichtung einen Überbau von 80 m und zwei von 53,4 m Stützweite. Sämtliche Überbauten sind in St 48 ausgeführt.



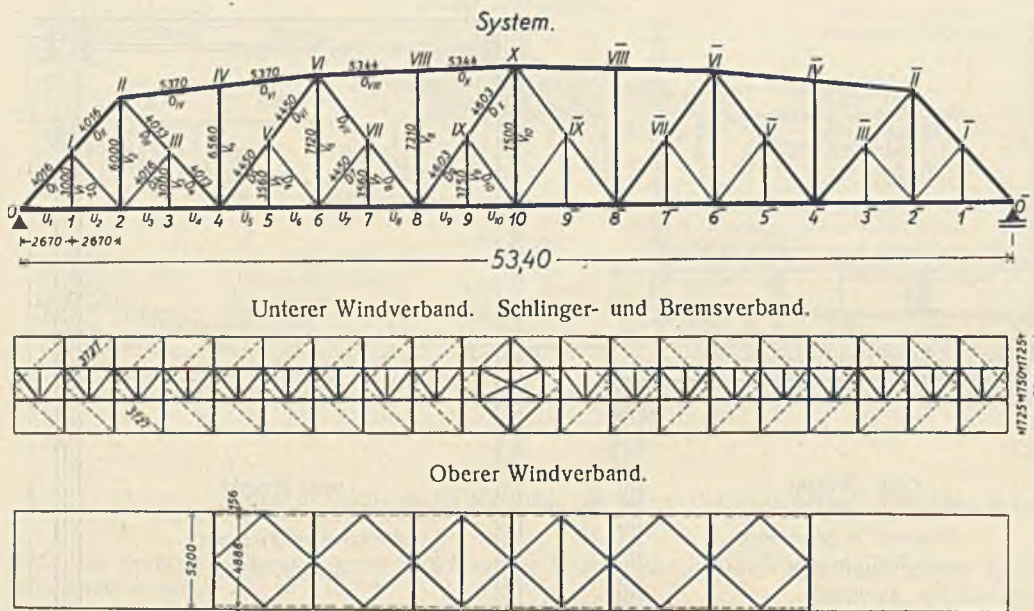
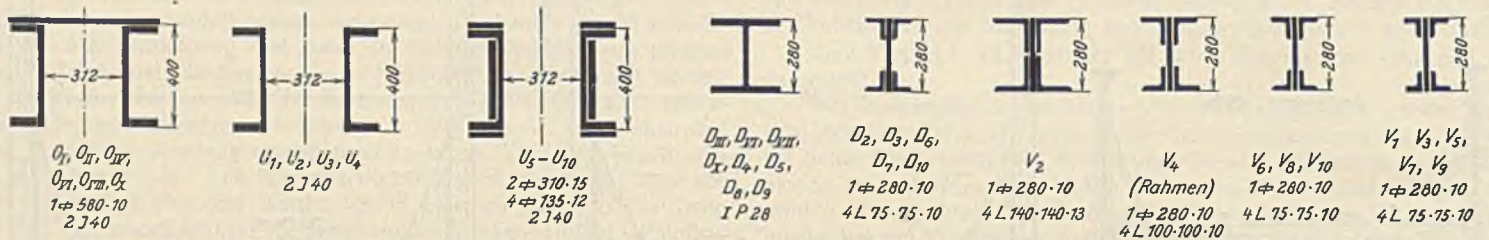


Abb. 7.



Zu Abb. 7. Zusammenstellung der Querschnitte.

Ihre Ausbildung gleicht der bei der Oderbrücke. Die Anordnung der festen und beweglichen Lager ist aus Abb. 8 zu erschen. Am Westende schließt eine Straßenerüberführung an, die durch eine Blechträgerbrücke von 13,80 m Stützweite überbrückt ist. Letztere ist in St 37 ausgeführt. Die alten Brücken zeigen ein ähnliches Bild wie bei der Oderbrücke. Für die Gründung der Pfeiler 2 und 3 ist Senkkasten-

Senkkasten außen eine 5 cm starke gespundete Holzverkleidung. Auf der Sohle wird vor Ausbetonierung des Senkkastens eine mehrfache Klinkerschicht in säurefestem Mörtel verlegt. Der Pfeilerschaft wird in Beton mit Traßzusatz im Mischungsverhältnis 1 : 0,6 : 4 : 4 hergestellt. Im oberen Teile der Pfeiler wird der Traßzusatz fortgelassen. Die Ecken erhalten Granitwerksteinverblendung, die übrigen Ansichtflächen eine 1 bis 1 1/2 Stein

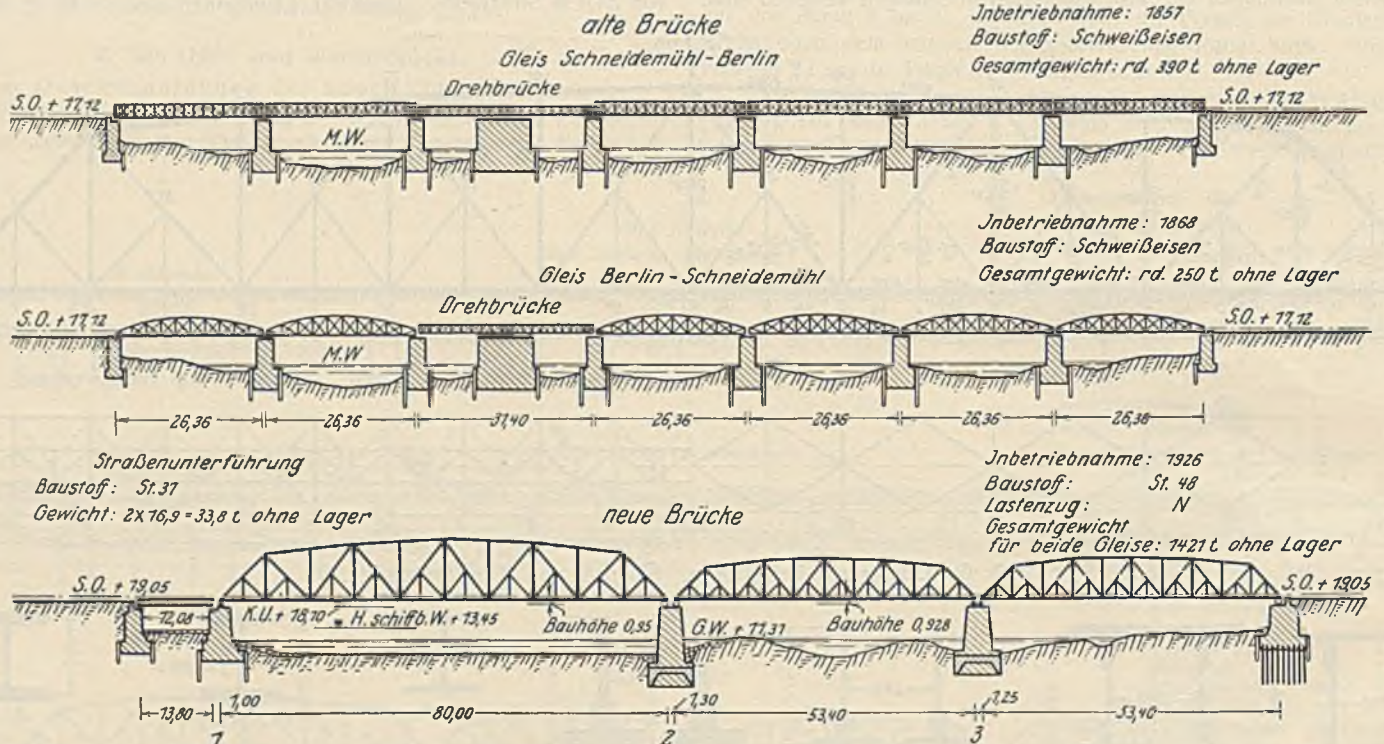


Abb. 8. Alte und neue Warthebrücke. Gesamtanordnung.

c) Die Ausführung der Pfeiler.

Erst Ende Juni 1925 kam die Vereinbarung mit der Reichswasserstraßenverwaltung bezüglich der Ausführung der Brücken und der Kostenverteilung zustande. Es galt nun, mit größter Beschleunigung die Ausschreibung vorzunehmen und die Ausführung der Gründungsarbeiten in Angriff zu nehmen, um die Pfeiler sämtlicher Brücken vor Eintritt des Winters 1925 noch so weit zu fördern, daß im Frühjahr 1926 bestimmt mit der Montage der eisernen Überbauten begonnen werden konnte. Die Ausschreibung geschah Ende Juli 1925, und im August wurden die Arbeiten sowohl bei der Oder- wie bei der Warthebrücke in Angriff genommen.

Abb. 9 u. 10 zeigen einen Pfeiler mit Senkkastengründung, wie sie in fast gleicher Weise bei der Oder- und Warthebrücke ausgeführt wurde. Der Senkkasten besteht aus Eisenbeton. Zum Schutze gegen im Grundwasser vorgefundene freie Kohlensäure erhält er einen doppelten Inertolanzstrich. Um diesen wieder beim Absenken zu schützen, erhält der

gründung vorgesehen. Für das östliche Widerlager ist den Bodenverhältnissen entsprechend Gründung auf Pfahlrost und für Pfeiler 1 und westliches Widerlager Gründung zwischen Spundwänden ohne Pfahlrost gewählt. Eine Schienenauszugvorrichtung ist in beiden Gleisen über Pfeiler 2 angeordnet.

starke Vormauerung aus besten Eisenklinkern. Als Abschluß erhält jeder Pfeiler wie auch die östlichen Widerlager eine 0,90 bis 1,05 m starke durchgehende Eisenbetonplatte, die unter den Lagern der Überbauten eine stärkere eisenumschürte Bewehrung erhält (s. Abb. 11). Die Anordnung der Lager der Pfeiler nicht rechtwinklig schneidenden Über-

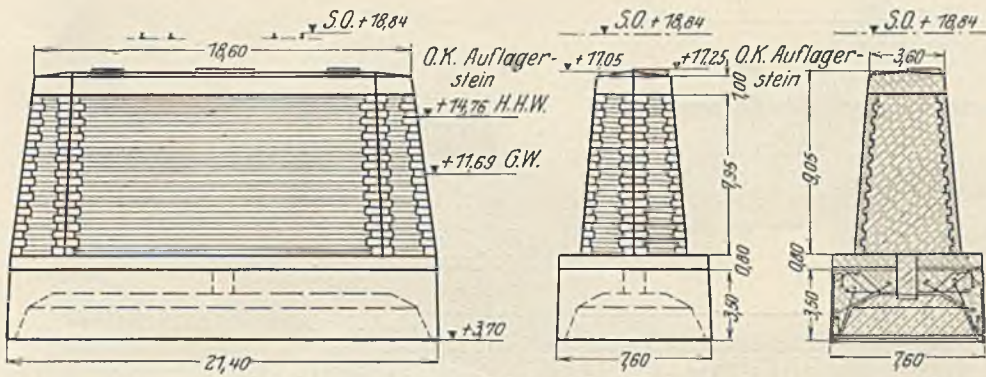
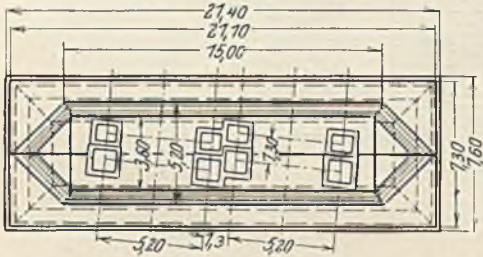


Abb. 9.



bauten ist ebenfalls aus Abb. 9 bis 11 zu ersehen. In Abb. 12 ist die Gesamtanordnung für die Senkkastengründung der Pfeiler 2, 3 und 4 der Oderbrücke dargestellt, die wegen der Kürze der zur Verfügung stehenden Zeit bei allen drei Pfeilern gleichzeitig in Angriff genommen werden mußte. Für jeden Pfeiler wird zunächst eine über MW hinausreichende, von Spundwänden eingefasste Insel geschüttet. Auf dieser Insel wird der Senkkasten hergestellt und nach Aufsetzen der Schleuseneinrichtung bei gleichzeitigem Hochmauern des Pfeilerschaftes abgesenkt. Auf einer Transportbrücke werden die Baustoffe herangeschafft, während der Bodenaushub unmittelbar ins Bühnenfeld verfahren oder in Prahmen dort-

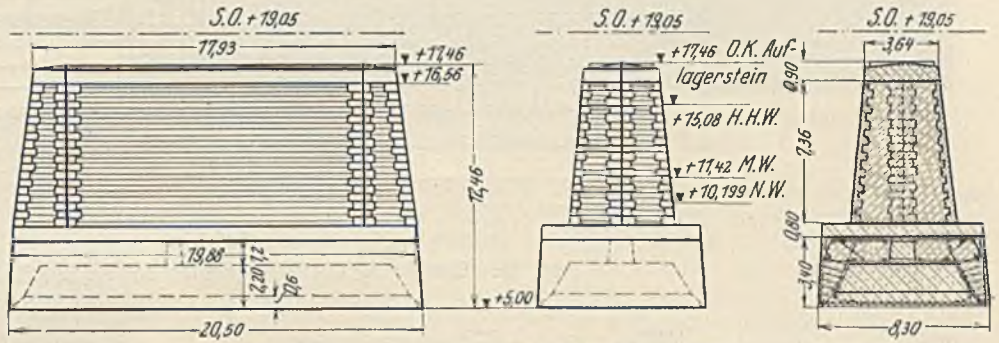
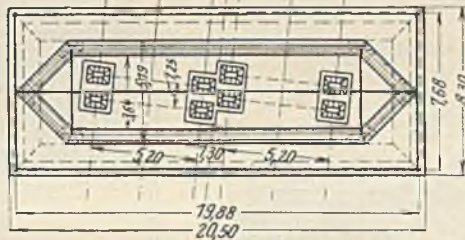
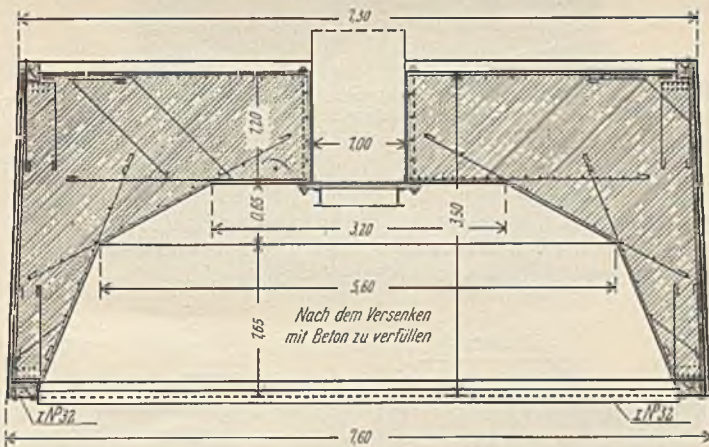


Abb. 10.



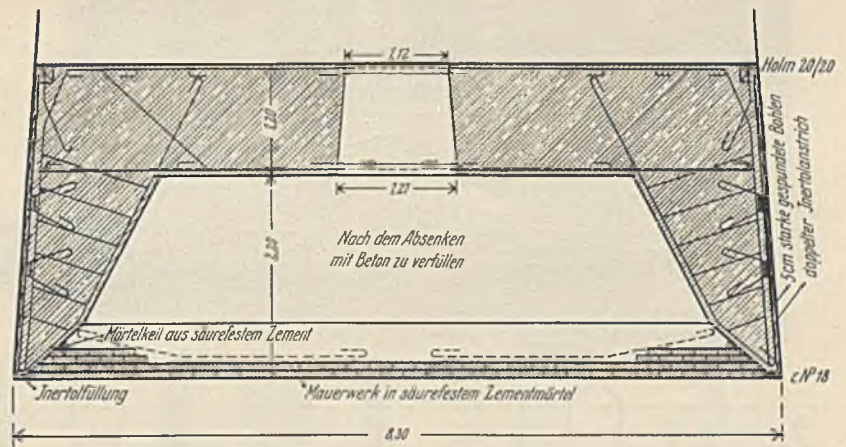
Decke der Hauptkammer eine besondere Schleuse für Baustoff eingebaut wird.

Abb. 14 zeigt die Gesamtanordnung der Senkkastengründung bei der Warthebrücke, die sich von der oben beschriebenen wenig unterscheidet. Zu bemerken ist die etwas andere Anordnung der Inselfüllung, die sich hier aus der Pfeilerstellung als zweckmäßig ergab.



Pfeiler 2 der Oderbrücke bei Cüstrin.

Zu Abb. 9. Senkkasten aus Eisenbeton mit Bohlenbekleidung.



Zu Abb. 10. Senkkasten aus Eisenbeton mit Bohlenbekleidung und Inertolanstrich.

hin gebracht wird. Am Ostende sehen wir das Maschinenhaus mit der dreifachen Kompressorenanlage und außerdem einer Reserveanlage. Nach jedem Pfeiler führen je zwei Druckluftleitungen, von denen jedoch immer nur eine in Benutzung ist.

Einzelheiten der Senkkastengründung zeigt Abb. 13. Wir sehen den Arbeitsraum *c* zum Ausheben des Bodens. In diesen wird durch eine der Luftleitungen *f* die Druckluft geleitet, die das Wasser so weit zurückdrängt, daß eine trockene Arbeitsohle vorhanden ist. Bei den hier erforderlichen Gründungstiefen ist ein Überdruck bis zu 1,2 at nötig. Gearbeitet wird in drei Schichten von je acht Stunden. Das Ein- und Ausschleusen der Arbeiter geschieht durch die Mannschaftschleuse und hat dem Überdruck entsprechend langsam vor sich zu gehen.

Wir sehen in der Abbildung ferner das Fördergefäß, mittels dessen der Bodenaushub durch den Schleusenschacht hochgezogen wird, um dann durch die beiderseits mit Abschlußklappen versehenen Hosen ausgeschleust zu werden. Der Motor zur Bedienung des Aufzuges ist in

Die folgenden Abbildungen zeigen Aufnahmen von der Ausführung. In Abb. 15 sehen wir die soeben fertig geschlagene Spundwand für die Insel des Pfeilers 2 der Oderbrücke und das Rammen der Pfähle für das Transportgerüst. Im Hintergrunde sind die Arbeiten bei Pfeiler 3 und 4 zu erkennen. Vor dem Rammen der Spundwände müssen Hindernisse, insbesondere die Steinpackungen vor den alten Pfeilern, mittels Greifbagger beseitigt werden. Die nächste Abbildung (s. Abb. 16) zeigt das Schütten der Insel für Pfeiler 2 der Warthebrücke vom Eisenbahnwagen aus. Auf dem im Bilde sichtbaren unteren Transportsteg wurden beim Bau der Warthebrücke die bei der Pfeilerabsenkung herauskommenden Bodenmassen befördert, während für die Heranschaffung der Baustoffe eine höher gelegene Transportbrücke hinzukommt.

Anschließend an die Inselfüllung geschieht das Verlegen der Schneide des Senkkastens (s. Abb. 17). Diese besteht bei der Warthebrücke aus \square 18, bei der Oderbrücke aus I 32. Die Verschalung des Senkkastens und das Verlegen der Eisenbewehrung sehen wir auf den

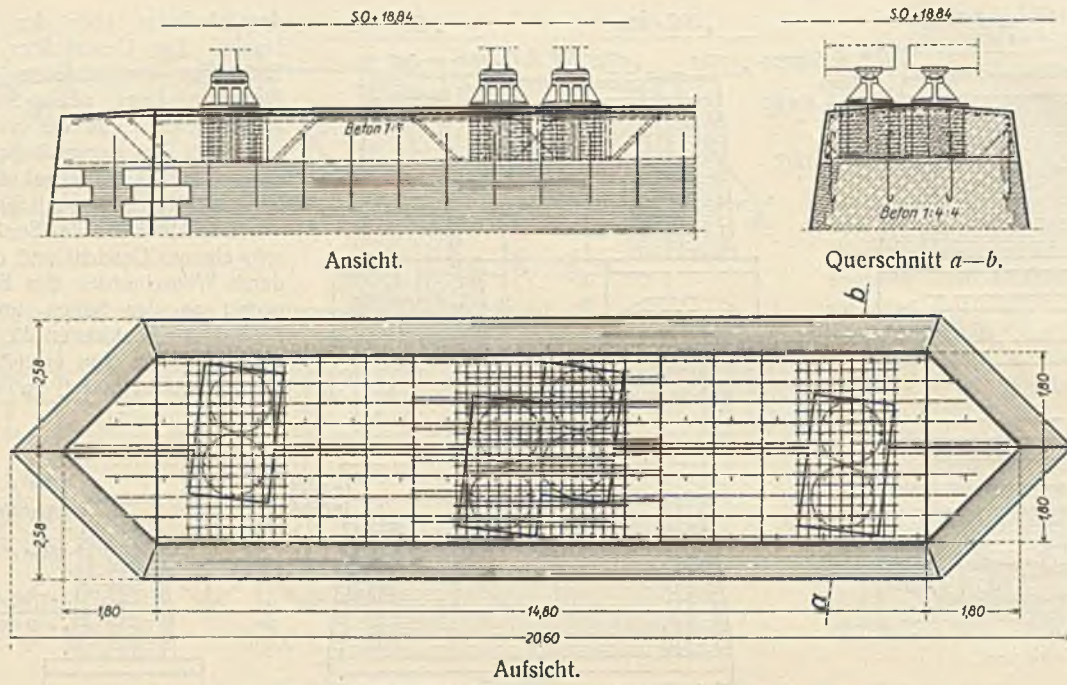


Abb. 11. Bewehrung des Pfeilerkopfes des Pfeilers 3 der Oderbrücke.

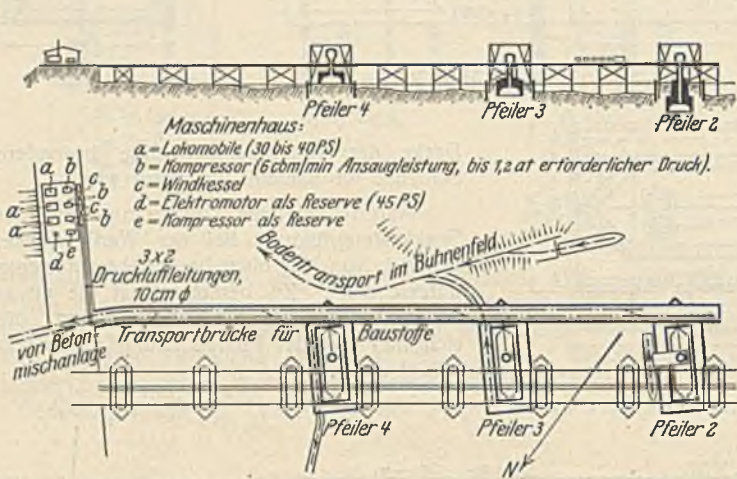


Abb. 12. Anordnung der Senkkastengründung für Pfeiler 2 bis 4 der Oderbrücke.

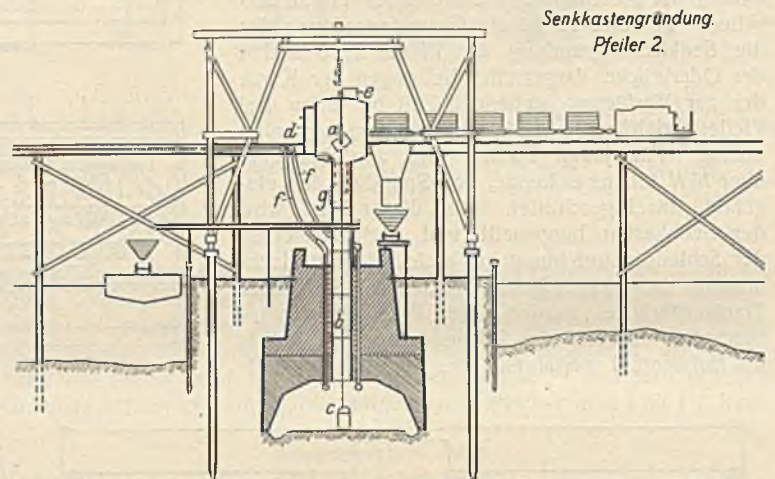


Abb. 13. Senkkastengründung des Pfeilers 2 der Oderbrücke.

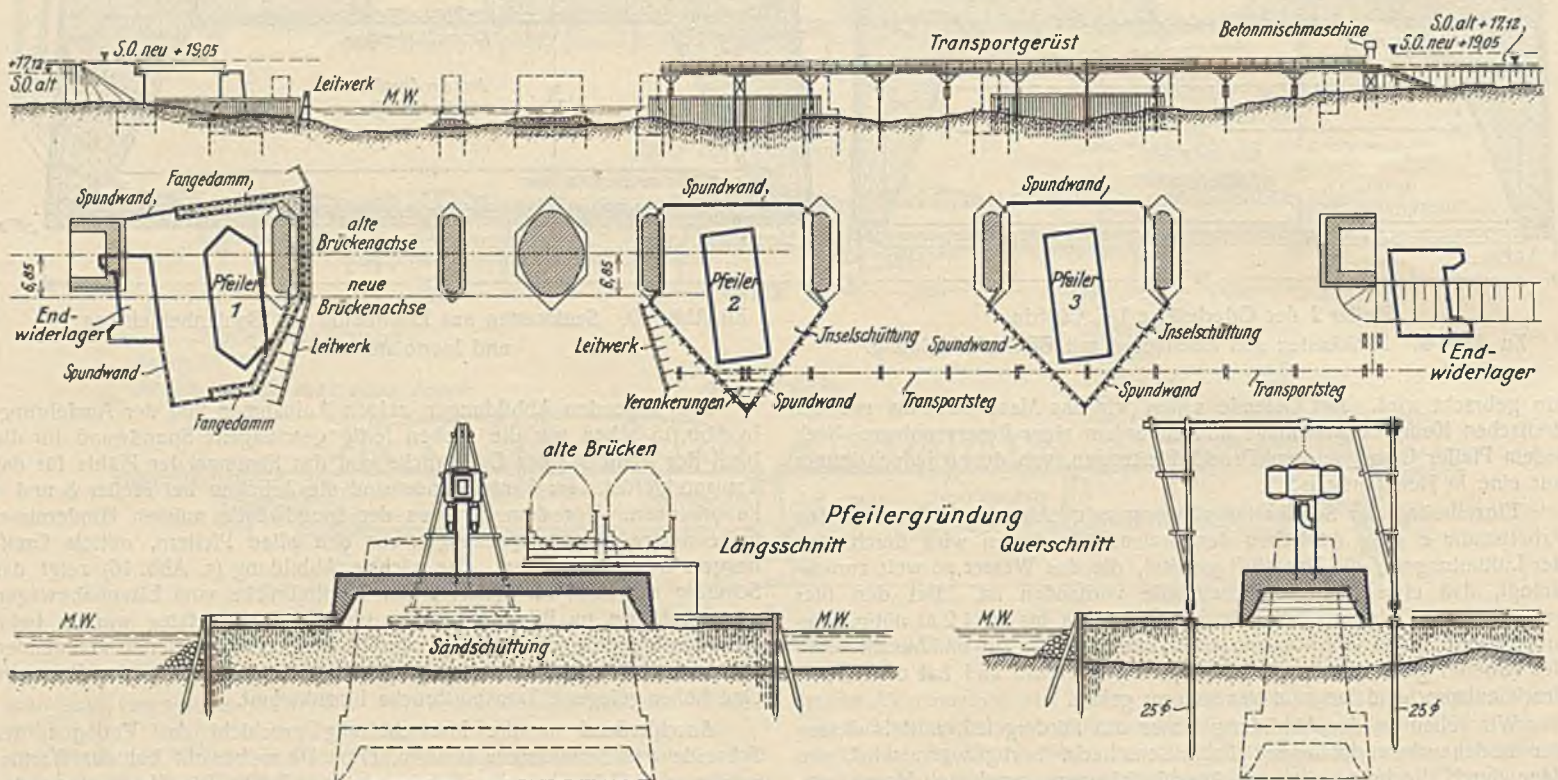


Abb. 14. Allgemeine Anordnung der Senkkastengründung für Pfeiler 2 und 3 der Warthebrücke.

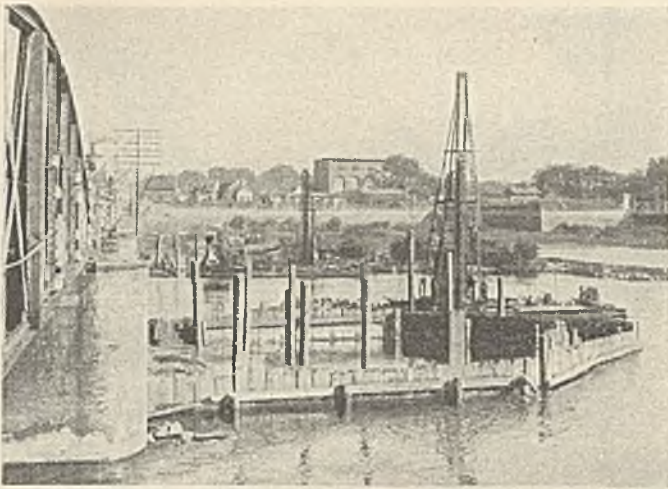


Abb. 15. Oderbrücke. Herstellung der Inseln.

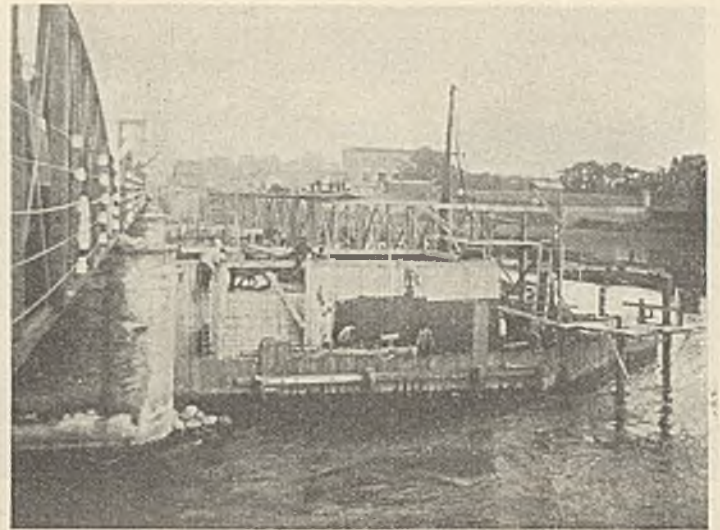


Abb. 19. Oderbrücke. Transportsteg und Herstellung des Senkkastens für Pfeiler 2.

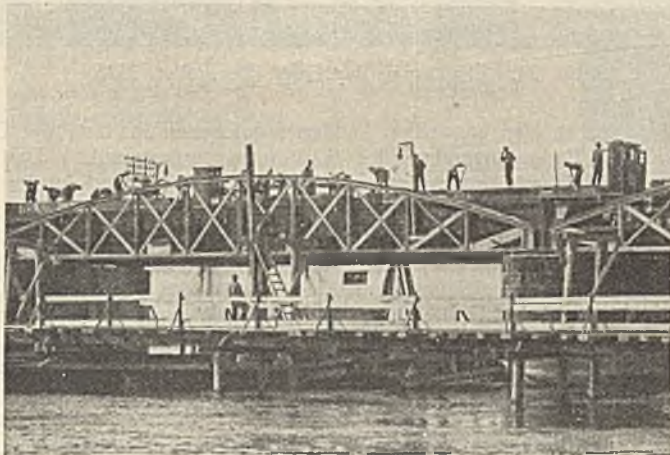


Abb. 16. Warthebrücke. Inselnfüllung Pfeiler 2.



Abb. 18. Oderbrücke. Pfeiler 2. Schalung und Bewehrung des Senkkastens.

nächsten Bildern. Abb. 18 u. 19 zeigen diese Arbeiten bei Herstellung des Senkkastens für Pfeiler 2 der Oderbrücke. Auf dem letzteren Bilde ist auch die Transportbrücke zum Heranschaffen der Baustoffe zu sehen, die sich vom östlichen Ufer bis nach Pfeiler 2 erstreckt. Abb. 20 zeigt die Eisenbewehrung für den Senkkasten des Pfeilers 3 der Warthebrücke, Abb. 21 die Betonierung desselben Senkkastens und das Heranschaffen des Betons von der Mischmaschine über die Transportbrücke zum Pfeiler.

Auf dem nächsten Bilde (Abb. 22), das zugleich eine gute Ansicht der alten Brücke gewährt, sehen wir die Senkkasten für Pfeiler 2 bis 4 der Oderbrücke fertiggestellt. Die Senkkasten sind in hochwertigem Zement im Mischungsverhältnis $1:4\frac{1}{3}$ betoniert. Mit dem Aufbringen der Schleusen konnte sieben Tage nach Beendigung des Betonierens und mit dem Absenken wenige Tage später begonnen werden. Den Einbau der

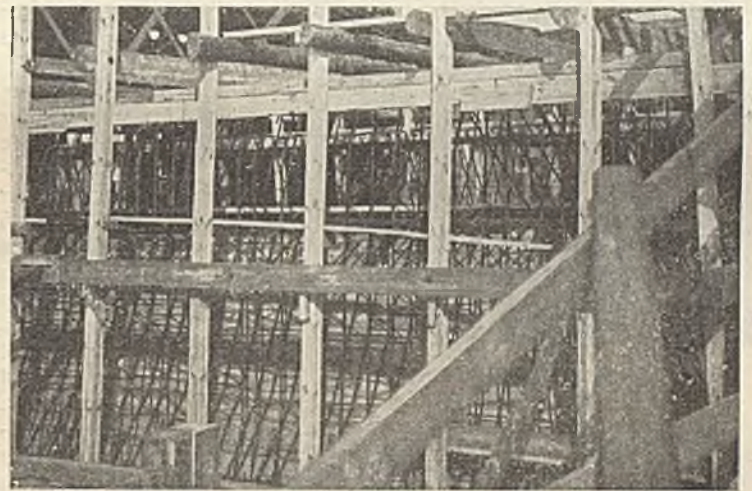


Abb. 20. Warthebrücke. Senkkastenbewehrung für Pfeiler 3.

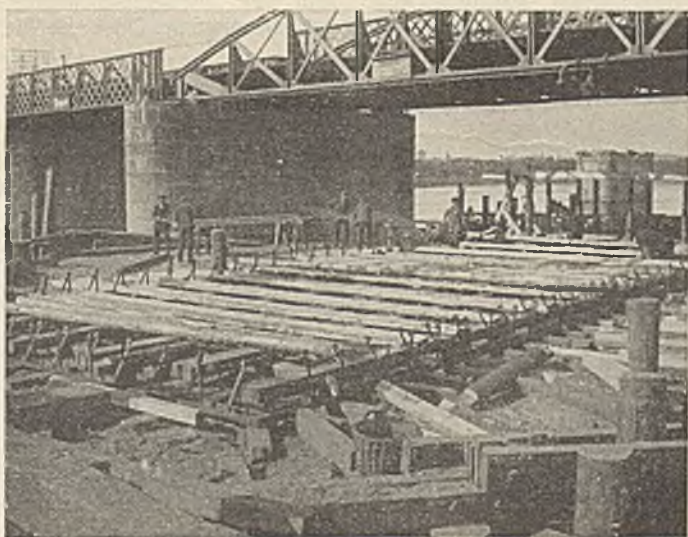


Abb. 17. Warthebrücke. Pfeiler 2. Verlegen der Senkkastenschwelle.

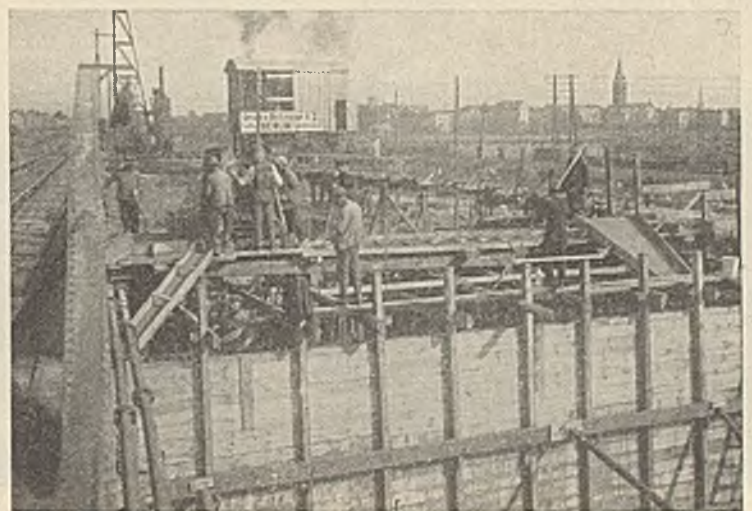


Abb. 21. Warthebrücke. Transportsteg und Senkkastenbetonierung.

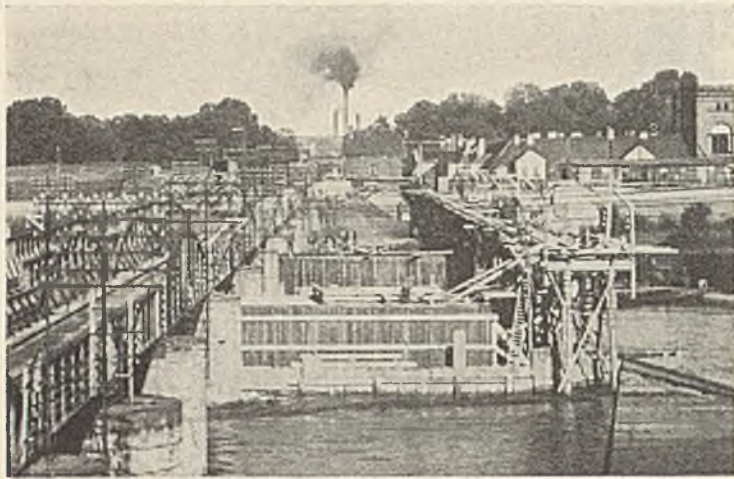


Abb. 22. Die fertigen Senkkasten für Pfeiler 2 bis 4 der Oderbrücke.

Schleuse und den äußeren Arbeitsvorgang beim Absenken eines Pfeilers vergegenwärtigt Abb. 23 (aufgenommen an der Warthebrücke). Die Ausbildung der Mannschaftschleuse und der Hosen für die Bodenausschleusung, sowie die Zuführung der Druckluft sind auf dem Bilde gut zu erkennen. Auf dem rechten Transportsteg wird der Boden abgefahren, auf dem linken wird das Maurermaterial herangeschafft. Eine Schleusenkammer in liegender Zylinderform fand bei Pfeiler 4 der Oderbrücke Verwendung. Die Ausbildung war im übrigen eine ähnliche. Die Mannschaftschleusen waren am Kopfende des Zylinders angebracht, die Hosen unterhalb der Hauptkammer neben dem Schacht.



Abb. 23. Absenken des Pfeilers 2 der Warthebrücke.

Bei der Oderbrücke wurde das Absenken der Pfeiler 2, 3 und 4, wie bereits erwähnt, gleichzeitig betrieben und war Ende November 1925 bei allen drei Pfeilern beendet. Schon zeigten sich auch die ersten Anzeichen des Winters. Anfang Dezember trat bereits Eisgang ein, und der Transportsteg mußte mit größter Beschleunigung abgebrochen werden (s. Abb. 24). Die Pfeilerschäfte waren den Angaben der Wasserbauverwaltung entsprechend vor Winter nur 50 cm bis höchstens 1 m über MW hochgeführt worden, um bei den gegeneinander versetzten alten und neuen Pfeilern Gefahren bei Hochwasser und Eisgang zu vermeiden.

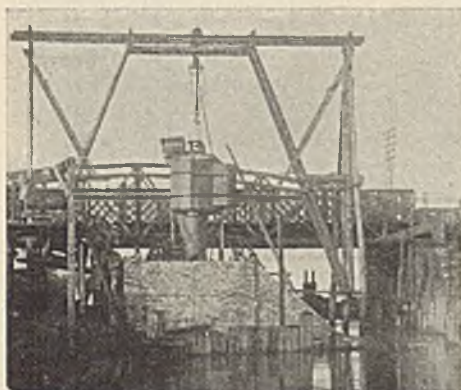


Abb. 25. Absenken des Pfeilers 1 der Oderbrücke.

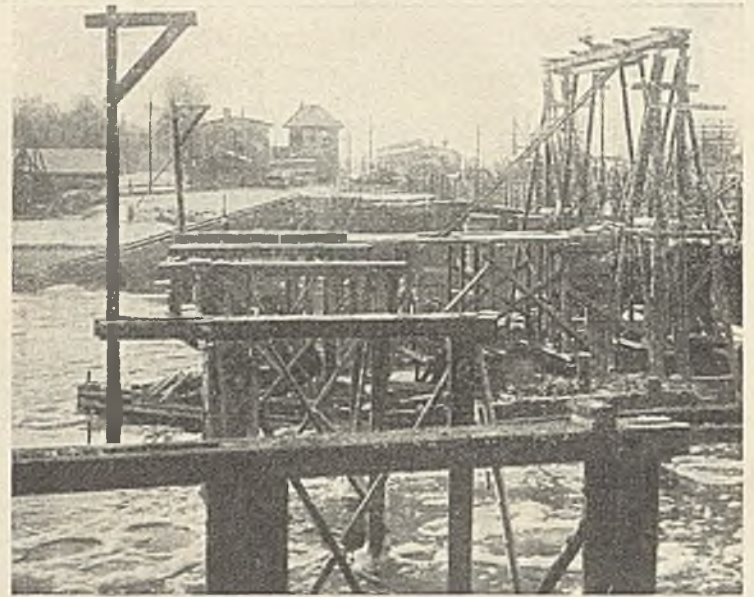


Abb. 24. Eisgang in der Oder, Dezember 1925.

Bei dem an der westlichen Landseite gelegenen Pfeiler 1 der Oderbrücke war Ende November der Senkkasten fertiggestellt. Das Absenken geschah mit Unterbrechung im Dezember 1925 und Januar 1926 (s. Abb. 25).

Für das Absenken beider Pfeiler der Warthebrücke hat nur eine Schleuseneinrichtung Verwendung gefunden. Als erster wurde Pfeiler 2 im November unter gleichzeitigem Hochmauern des Pfeilerschafes abgesenkt. Danach wurde die Schleuseneinrichtung nach Pfeiler 3 verlegt, dessen Absenkung erst Mitte Dezember beendet war. Das Entfernen der Inseispundwand bei Pfeiler 2 der Warthebrücke mußte bereits bei starkem Eisgang geschehen (s. Abb. 26).

Während der Wintermonate konnten im übrigen nur noch wenige Arbeiten, wie Entfernen der Inseln und Herstellen der Fundamente für die Landwiderlager, betrieben werden.

Im März 1926 mußte jedoch, um das sehr angespannte Bauprogramm für dieses Jahr durchführen zu können, das Hochmauern sämtlicher Pfeiler und das Herstellen der Auflagerbänke in Angriff genommen werden. Da die Pfeiler zum Teil durch das zu dieser Zeit herrschende Hochwasser überflutet waren, andererseits keinesfalls Zeit verloren werden durfte, wurden für einige Pfeiler etwa 1,30 m hohe hölzerne Kasten aus gespundeten Bohlen angefertigt, auf die Pfeiler herabgelassen und abgedichtet (s. Abb. 27). Die Kasten werden in zwei Hälften, zwischen Prahmen eingehängt, herangefahren. Sie greifen 35 cm über die vorhandenen Pfeilerschäfte über, gegen die sie sich mit Polsterung anlegen. Im unteren Teil werden sie mit Spannschrauben fest angezogen, im oberen durch Steifhölzer auseinandergehalten. Im Schutze dieser Kasten, innerhalb deren das Wasser ausgepumpt wurde, konnte nun das Hochmauern der Pfeiler vor sich gehen.

Abb. 28 zeigt das Hochmauern des Pfeilers 2 der Warthebrücke. Der oberste Teil der Pfeiler konnte zunächst nur für das neue Gleis Berlin—Schneidemühl fertiggestellt werden. Der unter der alten Brücke gelegene Teil mußte vorerst zurückbleiben.

Während der gesamten Bauzeit fand eine besondere Sicherung der Schifffahrt statt durch Vorhalten von Bugsierdampfern auf Oder und Warthe.



Abb. 26. Warthebrücke. Entfernen der Inseispundwand bei Pfeiler 2.



Abb. 27. Warthebrücke. Mauerkasten zum Hochmauern des Pfeilers 2.

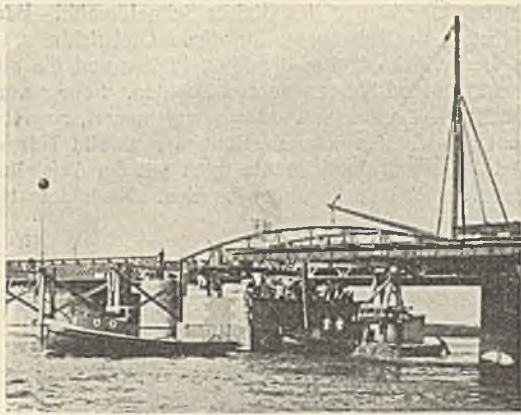


Abb. 28. Hochmauern des Pfeilers 2 der Warthebrücke.



Abb. 29. Aufstellungsbeginn an der Oderbrücke.

Sämtliche Schiffe müssen in angemessener Entfernung vor den Brücken halten. Der auf Abb. 28 sichtbare Signalball über der Drehbrücke gibt, je nachdem er hochgezogen oder heruntergelassen ist, die Erlaubnis zur Durchfahrt in der einen oder der anderen Richtung durch die neben der Drehbrücke frei gehaltene Schiffahrtöffnung.



Abb. 31. Das Vernieten der östlichen Überbauten der Warthebrücke.

d) Die Aufstellung der eisernen Überbauten.

Gleichzeitig mit dem Hochmauern der Pfeiler wurde im März 1926 auch mit dem Rammen und Aufstellen der Rüstungen für die Montage der Überbauten im Gleis Berlin—Schneidemühl begonnen. Sowohl bei der Oder als auch bei der Warthe wurde am Ostende angefangen. Abb. 29 zeigt den Zustand bei der Oderbrücke Mitte April. Pfeiler 3 und 4 sind bereits hochgeführt. Am Pfeiler 2 wird noch gearbeitet. Der östlichste Überbau von 53,4 m St.-W. ist bereits zusammengebaut. Für die beiden nächsten Überbauten sind bereits die Pfahljoche für das Aufstellungsgerüst geschlagen.

An der Warthe wurde die Aufstellung der Überbauten 2 und 3 (s. Abb. 30), gleichzeitig am Pfeiler 3 beginnend, in der zweiten Aprilhälfte in Angriff genommen und so gefördert, daß der Zusammenbau der beiden ersten Überbauten Anfang Mai beendet war. Das Vernieten des Obergurtes und den ersten Teil der Rüstung für den 80-m-Überbau sehen wir in Abb. 31.

Unter den großen Überbauten von 80 m St.-W. mußte zwischen zwei alten Strompfeilern eine Schiffahrtöffnung frei gehalten werden. Zu dem Zwecke mußten hier Rüstträger von rd. 36 m St.-W. eingebaut werden.

Die Firma Druckenmüller (Berlin), die die Überbauten des ersten Gleises der Warthebrücke herstellte, verwandte hierfür Fachwerkträger von 36 m St.-W., deren Gurtungen aus den Hälften alter Vollwandblechträger gebildet wurden. Die Träger wurden auf der festen Rüstung zusammengebaut und dann jeder Hauptträger der Rüstbrücke einzeln mittels eines auf einem Pramm montierten Schwimmgerüsts auf den neuen Pfeiler 1 hinüberschoben (s. Abb. 32). Den Einbau des Rüstbodens in die Träger und die Aufstellung des Montagebockkranes auf den Rüstträgern sehen wir in Abb. 33, das Abnieten des großen Überbaues in Abb. 34.

Die Firma Beuchelt, die die Überbauten des ersten Gleises der Oderbrücke montierte, verwandte über der Schiffahrtöffnung einen vorhandenen Rüstträger von 36,85 m St.-W., der mittels angesetzten Schnabels über die frei zu haltende Öffnung hinüberschoben wurde. Der Rüstträger, der eine Hauptträgerentfernung von 3 m und eine Höhe von 3,70 m hat, wird

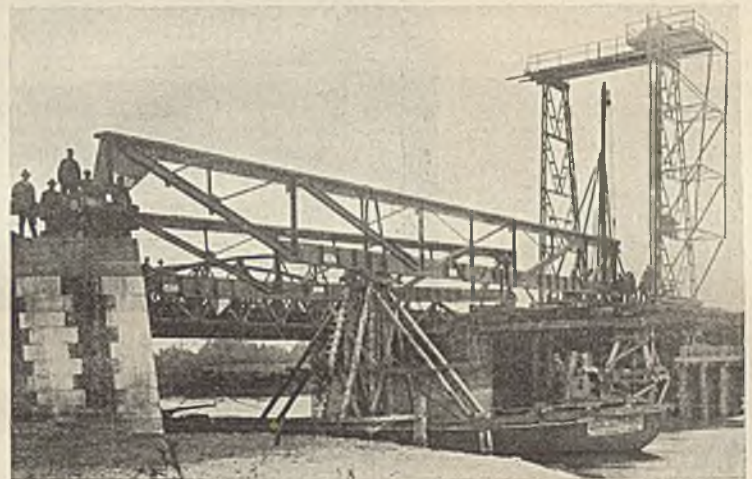


Abb. 32. Das Hinüberschieben des Rüstträgers über die Schiffahrtöffnung der Warthebrücke.



Abb. 30. Aufstellung der beiden östlichen Überbauten der Warthebrücke, Gleis Berlin—Schneidemühl.

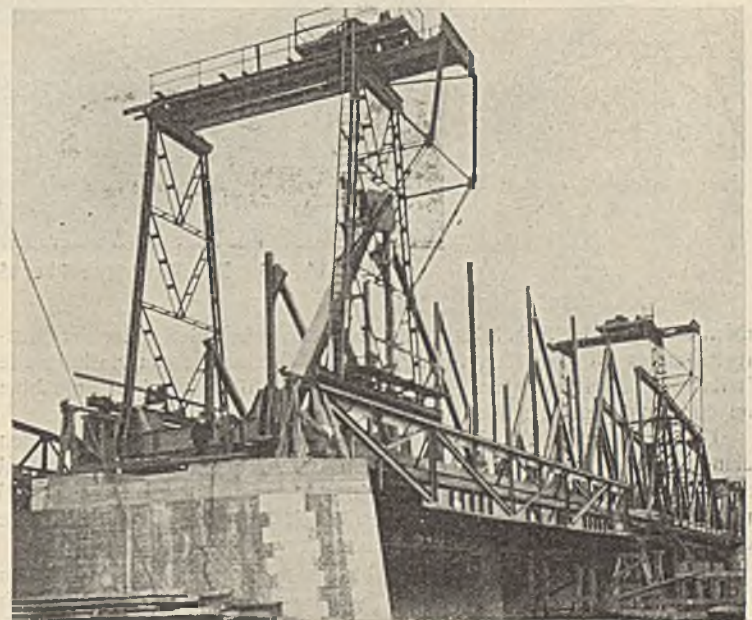


Abb. 33. Aufstellung des Überbaues von 80 m St.-W. im Gleis Berlin—Schneidemühl der Warthebrücke.

einschließlich eines 16,2 m langen Schnabels auf dem westlichen festen Teil der Rüstung für den 80-m-Überbau, sowie über der Straßenunterführung zusammengebaut. Sodann wird er auf einer Rollbahn, unter gleichzeitiger Aufbringung von Ballast an seinem Westende, nach Osten hin verschoben, bis der Schnabel den neuen Pfeiler 2 erreicht (s. Abb. 35). Nach weiterem Verschieben, wobei der Schnabel in den bereits zusammengebauten Überbau der östlichen Nachbaröffnung hineinragt, kann der eigentliche Rüstträger über der Schiffahrtöffnung abgesetzt und der Schnabel

die Rüstungen für die neuen Überbauten des Gleises Schneidemühl—Berlin hergestellt. Die Ausführung der Rüstungen für diese Gleisrichtung war insofern einfacher, als die südliche Hälfte der alten Pfeiler und die alten Drehbrücken zur Unterstützung mitbenutzt werden konnten. Ferner wurde gleichzeitig die zweite Hälfte der neuen Pfeiler hochgemauert, soweit es vorher noch nicht hatte geschehen können, und der zweite Teil der Auflagerbänke hergestellt. Anschließend konnte dann mit der Aufstellung der Überbauten für das zweite Gleis begonnen werden. Nach dem Bau-



Abb. 34. Das Abnieten des Überbaues von 80 m St.-W. im Gleis Berlin—Schneidemühl der Warthebrücke.



Abb. 35. Hinüberschieben des Rüstträgers über die Schiffahrtöffnung der Oderbrücke, Gleis Berlin—Schneidemühl.

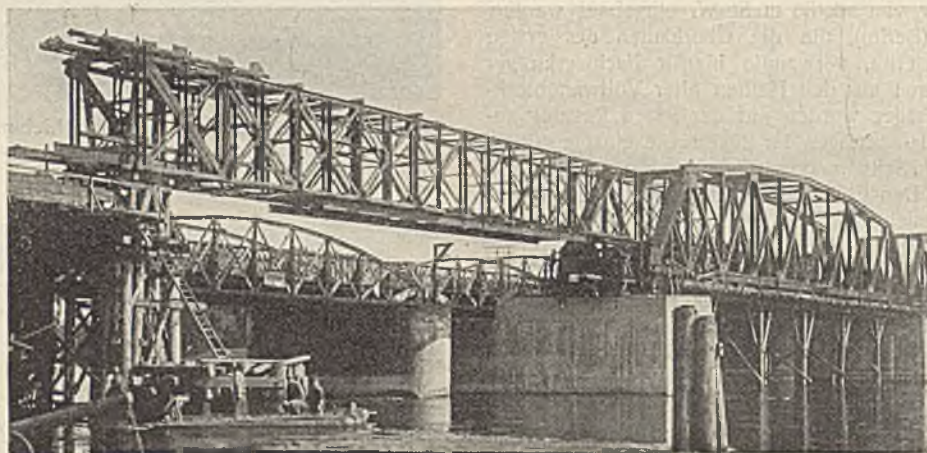


Abb. 36. Der Rüstträger über der Schiffahrtöffnung der Oderbrücke.

entfernt werden (s. Abb. 36). Der Rüstboden wird hier unter der Rüstbrücke an deren Hauptträgern angehängt. Der beiderseits auskragende Montagekran fährt auf dem Rüstträger. Abb. 37 zeigt eine Aufnahme von der Montage des großen Überbaues der Oderbrücke.

Durch dauerndes Arbeiten mit Doppelschichten von je zehn Stunden gelang es, die Montage der Überbauten im Gleis Berlin—Schneidemühl so zu fördern, daß die Brücken pünktlich nach dem Bauplan am 1. Juli 1926 in Betrieb genommen werden konnten (s. Abb. 38), nachdem am Tage vorher die Belastungsversuche vorgenommen worden waren.

Am gleichen Tage wurde auch bereits mit dem Abbruch der alten Überbauten Berlin—Schneidemühl begonnen. Der Abbruch geschah größtenteils von festen Rüstungen aus, bei der Oderbrücke zum Teil auch durch Ansetzen eines Schnabels an die alten Überbauten und Längsverschiebung. Nach Entfernung der alten Brücken wurden dann sofort

plan wurde jetzt am Westende mit den 80-m-Überbauten angefangen. Abb. 39 zeigt den Beginn der Aufstellung des großen Überbaues im Gleis Schneidemühl—Berlin der Oderbrücke. Der Überbau wird höher montiert, um unter den Rüstträgern die nötige Durchfahrthöhe für die Schiffe zu lassen. Das Bild gewährt zugleich einen guten Einblick in die soeben fertiggestellten Überbauten des ersten Gleises, insbesondere ist auch die Ausbildung des Portals in Punkt 2 gut zu erkennen. In Abb. 40 sehen wir die Überbauten des Gleises Schneidemühl—Berlin der Oderbrücke nahezu vollendet. Als letzter wird der Überbau 2 aufgestellt, bei dem auf dem Bilde gerade der letzte Obergurtstab eingesetzt wird. Über die im Vordergrund sichtbare alte Brücke geht noch der Betrieb. Unter ihr bemerken wir bereits den teilweisen Abbruch der alten Pfeiler.

Die Montage der Überbauten des zweiten Gleises der Oderbrücke geschah durch die Firma Steffens & Nölle (Berlin).

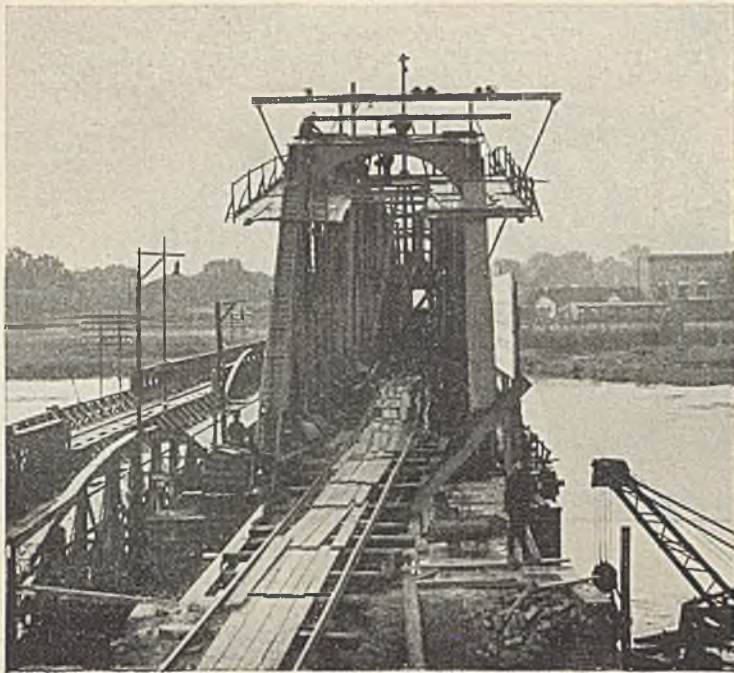


Abb. 37. Aufstellung des großen Überbaues der Oderbrücke im Gleis Berlin—Schneidemühl.

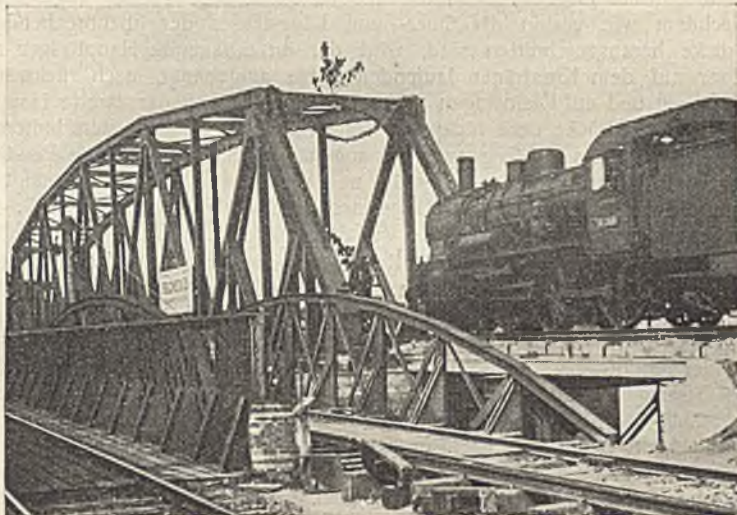


Abb. 38. Inbetriebnahme der neuen Oderbrücke für die Gleisrichtung Berlin—Schneidemühl.

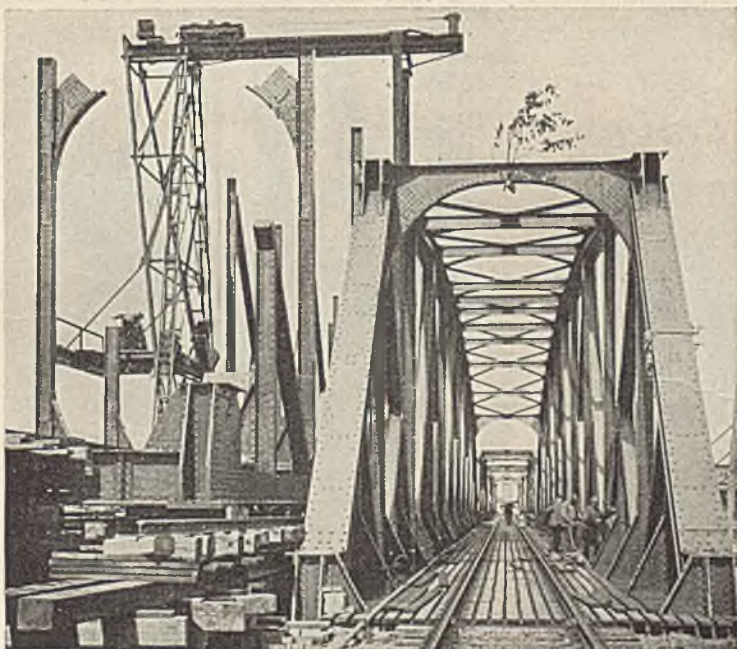


Abb. 39. Beginn der Aufstellung des großen Überbaues der Oderbrücke im Gleis Schneidemühl—Berlin.

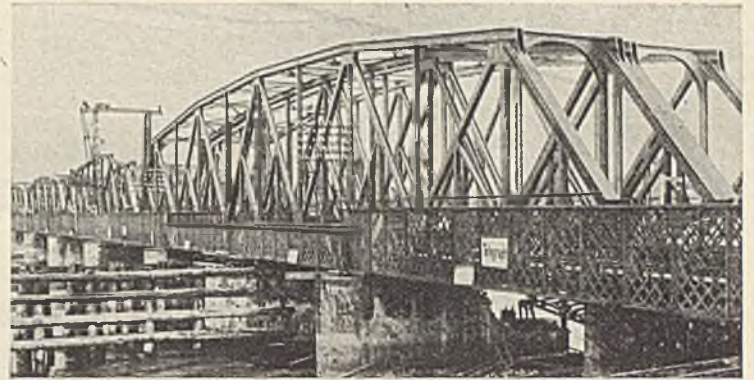


Abb. 40. Aufstellung der Überbauten im Gleis Schneidemühl—Berlin der Oderbrücke nahezu vollendet.

Die Aufstellung der Überbauten des zweiten Gleises der Warthebrücke wurde durch die Eisenbauanstalt Hein, Lehmann & Co. (Berlin) abweichend von den bisher genannten Firmen mittels mehrerer großer Schwenkkrane mit elektrischem Antrieb ausgeführt (s. Abb. 41). Es ist der Firma ihrer Zusicherung entsprechend gelungen, auch bei diesem Verfahren die vorgesehenen kurzen Aufstellungszeiten einzuhalten.

Auch im Gleis Schneidemühl—Berlin mußte unter dem 80-m-Überbau eine Schifffahrtöffnung freigehalten werden. Die Rüstträger hatten hier jedoch nur die Öffnung zwischen zwei alten Pfeilern mit rd. 26,5 m St.-W. zu überbrücken. Die Firma Steffens & Nolle verwandte hierbei Fachwerkträger, deren Hauptträger sie vom Nachbargleis aus seitlich einhob. Die Firma Hein, Lehmann & Co. verwandte vier vorhandene vollwandige Blechträger, die sie ebenfalls einzeln seitlich einhob und hiernach mit Querverband versah.

Die Aufstellungszeiten für die Überbauten des zweiten Gleises waren nicht ganz so angespannt, wie für die des Gleises Berlin—Schneidemühl, aber doch ebenfalls sehr kurz bemessen. Durch äußerste Beschleunigung aller einzelnen Arbeiten und Einlegung doppelter Schichten gelang es, diese Überbauten so rechtzeitig fertigzustellen, daß sie bereits am 13. Oktober, d. h. 12 Tage früher, als im Bauplan vorgesehen war, in Betrieb genommen werden konnten. Dieser Zeitgewinn war für den anschließenden Abbruch der alten Stropfweiler sehr erwünscht. Bilder der fertigen Brücken, von der Südseite aus gesehen, geben die

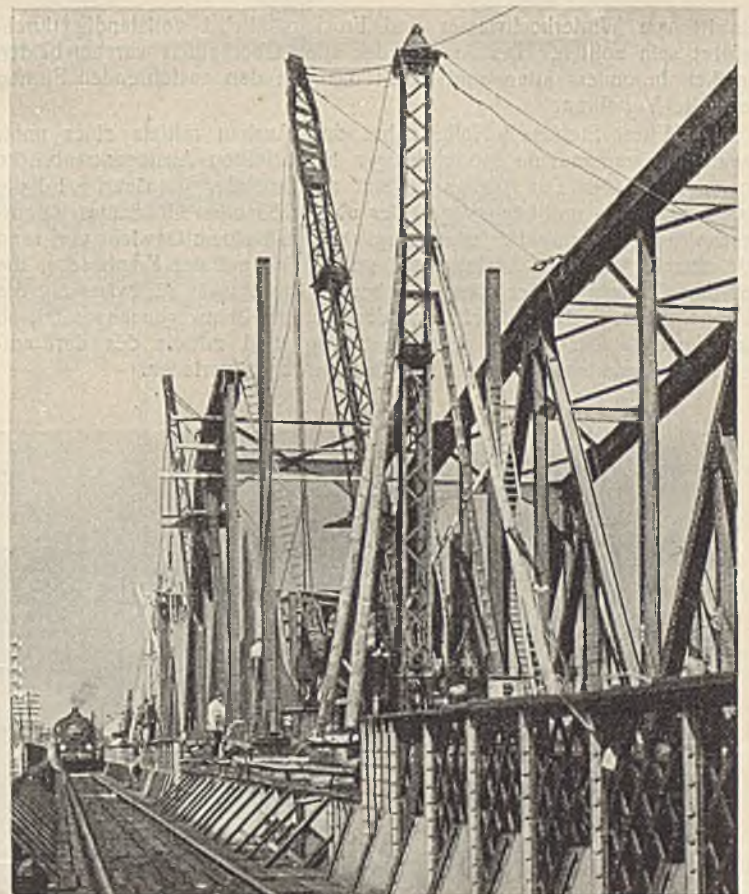


Abb. 41. Aufstellung der Überbauten der Warthebrücke im Gleis Schneidemühl—Berlin.

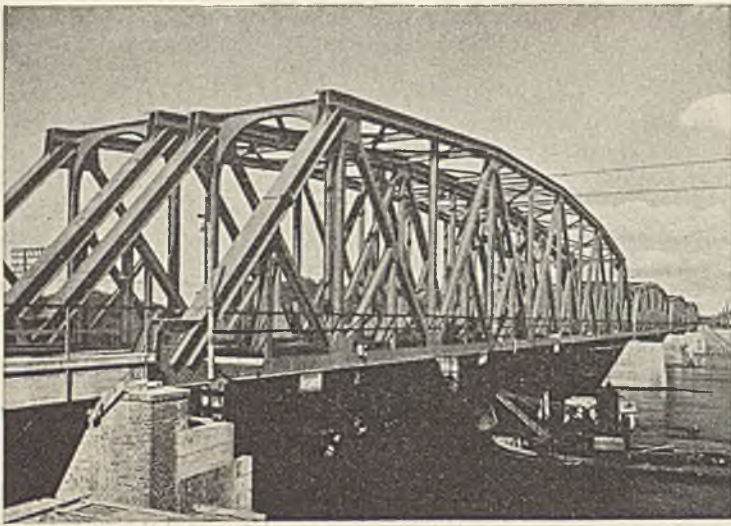


Abb. 42. Die fertige Oderbrücke.



Abb. 43. Die fertige Warthebrücke.

Abb. 42 u. 43, auf denen auch die im folgenden Abschnitt beschriebenen Arbeiten bereits nahezu beendet sind.

e) Die Abbrucharbeiten.

Sofort nach der vollständigen Inbetriebnahme der neuen Brücken galt es nun, schleunigst die alten Überbauten der Gleisrichtung Schneidemühl—Berlin auszubauen und die alten Pfeiler zu beseitigen, da diese Arbeiten den Forderungen der Oderstrombauverwaltung entsprechend noch vor

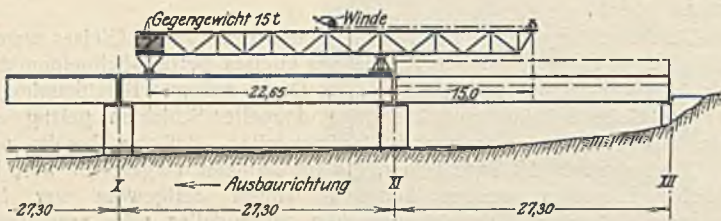


Abb. 44. Abbruch der alten Überbauten der Oderbrücke, Gleis Schneidemühl—Berlin.

Eintritt von Winterhochwasser und Frost möglichst vollständig durchgeführt sein sollten. Der Ausbau der alten Überbauten war bei beiden Brücken besonders interessant durch das von den ausführenden Firmen gewählte Verfahren.

Die Firma Steffens & Nölle nahm den Ausbau mittels einer unter Benutzung vorhandener Montageträger hergestellten Auslegerkranbrücke vor (s. Abb. 44). Der Ausbau beginnt am Ostende. Zunächst wird die Fahrbahn (Quer- und Längsträger) des abzubrechenden Überbaues herausgeschnitten. Sodann wird jeder Hauptträger mit einem Gewicht von rund 20 t einzeln von dem Auslegerkran gefaßt und mit der Kranbrücke, die auf den Obergurten der alten Überbauten läuft, nach rückwärts auf die Nachbarbrücke verfahren. Hier werden sie auf Kleinwagen abgesetzt, an das Westende der Brücke gebracht, zerlegt und mittels des dort aufgestellten Verladebockkranes auf Eisenbahnwagen verladen.



Abb. 45. Ausbau der alten Überbauten der Warthebrücke, Gleis Schneidemühl—Berlin.

Die Firma Hein, Lehmann & Co. schlug bei der Warthebrücke für den Abbruch der alten Überbauten ein ähnliches Verfahren ein. An einem auf dem Gleis der alten Brücke fahrbaren Bockgerüst von 6 m Länge, 3,80 m Breite und 6,60 m Höhe ist ein 30 m langer Auslegerarm angebracht, der 1,20 m Breite und 1,50 m Höhe hat. Dieser 30 m lange Kranausleger wird über die auszubauende Brücke vorgeschoben und dann an seinem Ende mittels einer Pendelstütze auf dem nächsten Pfeiler abgestützt. Nachdem wie vorhin die Quer- und Längsträger der abzubrechenden Brücke herausgeschnitten sind, wird der auszubauende Hauptträger an einer auf dem Kranträger laufenden Katze aufgehängt, nach rückwärts verfahren und auf Kleinwagen abgesetzt. Sobald auch der zweite Hauptträger einer Brücke nach rückwärts verfahren ist, wird er an dem hinteren Ende des Kranes als Gegengewicht angehängt. Sodann wird die Pendelstütze an dem Auslegerende gelöst und der Kran mit dem angehängten Hauptträger um eine Brückenlänge nach rückwärts verfahren. Abb. 45 zeigt den Zustand während des Verfahrens des Kranes.

Sobald die alten Brückenpfeiler freigegeben sind, wird auch sofort an ihren Abbruch herangegangen. In Abb. 40 konnten wir sehen, daß mit dem Abbruch des südlichen Teiles der Pfeiler bereits begonnen wurde, sobald die Montagerrüstung eines neuen Überbaues der Richtung Schneidemühl—Berlin entfernt war. Der obere Teil der Pfeiler wird, um das Sprengen dicht unter den neuen Brücken zu vermeiden, unter Verwendung der „Tübbsen-Linnemannschen hydraulischen Sprengpumpe“ der Firma Adolf Linnemann (Berlin) abgedrückt. Der Vorgang ist folgender: Zunächst werden 10 cm weite Löcher von etwa 1 m Tiefe in die Pfeiler gebohrt (s. nördliche Pfeilerhälfte in Abb. 40). In diese werden Wasserdrukpressen in Zylinderform von 54 cm Länge und 85 mm äußerem Durchmesser hineingesteckt, die an einer Seite abgeflacht und mit acht Stahlstempeln von 45 mm Durchm. versehen sind. Durch das von einer kleinen Preßpumpe aus durch dünne Kupferrohre in das Innere der



Abb. 46. Bohren der Löcher für die Sprengung der alten Pfeiler.

Preßzylinder geleitete Druckwasser werden die Stahlstempel mit großem Druck vorgetrieben; sie drücken das Mauerwerk auseinander. Die einzelnen Blöcke werden in Prahme verladen und abgefahren. Der erzeugte Druck beträgt 400 bis 800 at, so daß Kraftwirkungen bis zu 100 t erzielt werden.

Nach Abbruch des oberen Pfeilerteiles werden die Pfeiler senkrecht bis zur Abbruchsohle verbohrt (s. Abb. 46). Sodann wird die Spreng-



Abb. 47. Einbringen der Sprengladung in die alten Pfeiler.



Abb. 48. Die Sprengung eines alten Pfeilers.

ladung eingebracht und der Pfeiler mit mehreren Sprengungen beseitigt (s. Abb. 47 u. 48). Die Sprengung muß natürlich mit größter Vorsicht geschehen, um eine Beschädigung der neuen Brücken zu vermeiden. Um die Pfeiler bis 1 m unter Flußsohle zu entfernen, ist die dauernde Mitwirkung von Tauchern erforderlich. Mehrere Greifbagger arbeiten in der Oder

für jede Gleisrichtung getrennt ausgeführt werden. Obwohl sich der Ausführung infolge der während der Bauzeit sehr ungünstigen Hochwasserhältnisse besondere Schwierigkeiten entgegenstellten, wurde die Brücke in beiden Abschnitten planmäßig fertiggestellt. Bemerkenswert ist die einfache und schöne Formgebung, wie wir sie in Abb. 50 sehen.

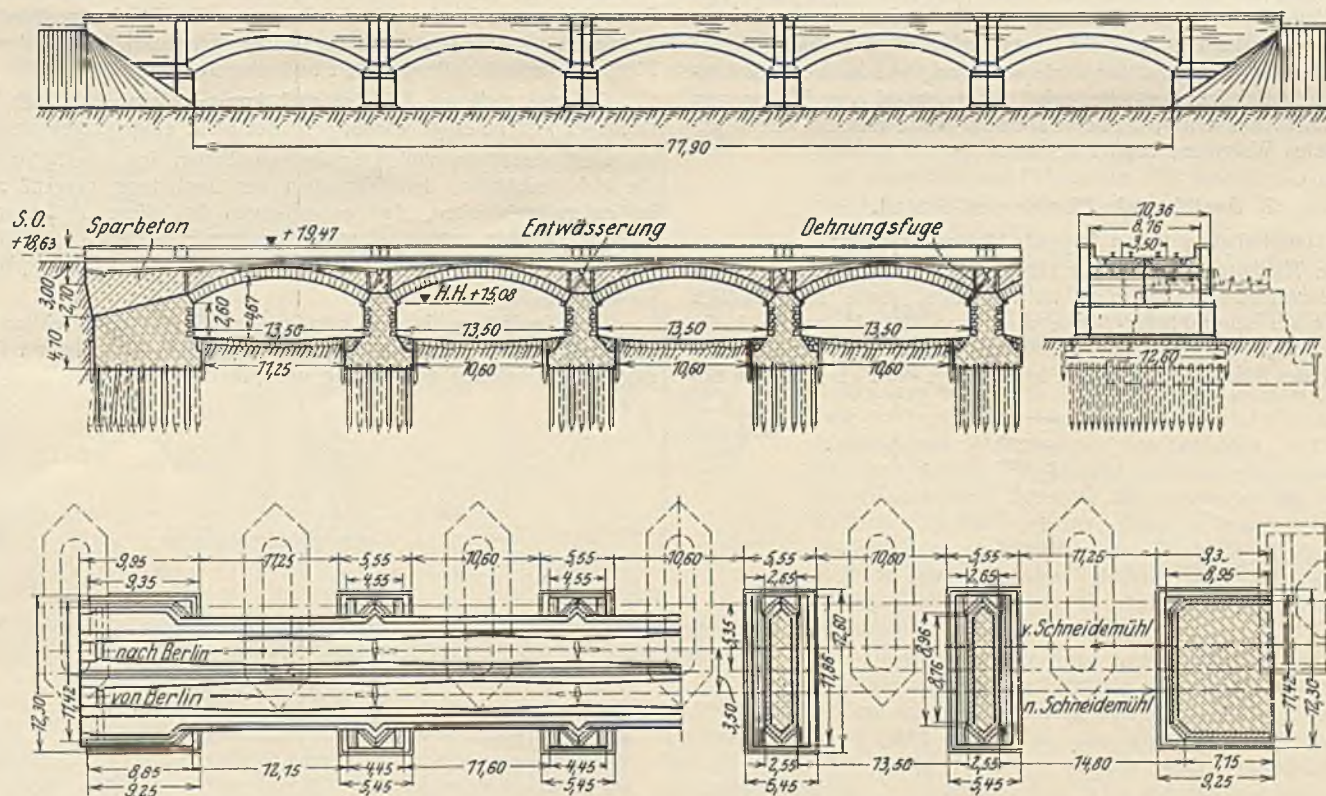


Abb. 49. Brücke über den Warthevorflutkanal.

und Warthe Tag und Nacht an der Beseitigung der Abbruchmassen und der alten Steinpackungen aus dem Flußbett. Nach dem gegenwärtigen Stande der Arbeiten darf erwartet werden, daß die Pfeilerabbrucharbeiten planmäßig Anfang Dezember 1926 beendet sein werden.¹⁾

¹⁾ Geschrieben November 1926.

4. Sonstige mit der Erneuerung der Oder- und Warthebrücken zusammenhängende Bauausführungen.

Im Zusammenhange mit der Erneuerung der Brücken über die Oder und Warthe standen außer den ziemlich erheblichen Erd- und Gleisarbeiten, die sich aus der Hebung und Verlegung der Bahnlinie in einer Länge von 2,3 km, sowie den erforderlichen Änderungen in den beiden

angrenzenden Bahnhöfen Cüstrin-Altstadt und Cüstrin-Neustadt ergaben, noch einige weitere Bauausführungen, die im folgenden kurz erwähnt seien.

An den westlichen Pfeiler 1 der Oderbrücke beiderseits anschließend war eine Ufermauer in einer Gesamtlänge von 150 m herzustellen (s. Abb. 51). Sie ist zwischen Spundwänden gegründet, ihre Fundamente wurden unter Wasser mittels Trichterschüttung betoniert. Der Trichter war hierbei seitlich verschiebbar in einen Wagen eingehängt, der auf den Spundwänden längs verfahren werden konnte. Die Arbeiten an der Ufermauer waren durch das ungewöhnliche und langanhaltende Hochwasser des letzten Sommers sehr empfindlich behindert.

Die westlich daneben liegende Straßenunterführung mit anschließender Straßenverlegung ist unter der Brücke nicht hochwasserfrei und ist daher auf größere Länge mit einem beiderseits isolierten wasserdichten Eisenbetontrog versehen.

Die Unterführung der Gohrinstraße in km 83,08 mit anschließender Stützmauer mußte neu hergestellt werden. Sie hat Überbauten aus Walzträgern in Grobmörtel mit 7,60 m St.-W. erhalten.

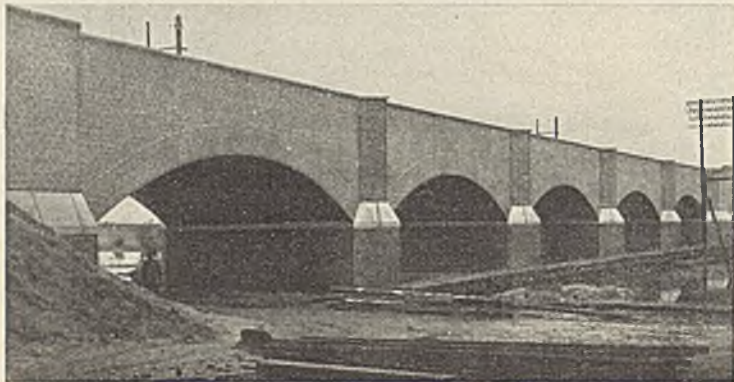


Abb. 50.
Die Warthevorflutbrücke.

Die alte Festungsgrabenbrücke ist in km 83,2 durch einen Rohrdurchlaß von 1 m l. W. ersetzt worden.

Umfangreiche und kostspielige Arbeiten entstanden durch die Verlegung der Pumpstation und Kläranlage der Stadt Cüstrin, die infolge der seitlichen Verschiebung des Bahnkörpers erforderlich wurde.

Schließlich mußte infolge der Linienverlegung auf Bahnhof Cüstrin-Altstadt das alte Empfangsgebäude nebst einer Anzahl von Wohnungen entfernt und durch ein neues, kleineres Dienstgebäude und ein davon getrennt errichtetes Wohnhaus ersetzt werden.

5. Ausführende Firmen und Schluß.

An den Hauptarbeiten waren folgende Firmen beteiligt:

Sämtliche Tiefbauarbeiten an der Oderbrücke einschließlich der Ufermauer und der Straßenunterführung am Westende, sowie einschließlich des Abbruchs der alten Pfeiler führte die Firma Phil. Holzmann A.-G., Zweigstelle Berlin, aus. Sämtliche Tiefbauarbeiten an der Warthebrücke einschließlich des Abbruchs der alten Pfeiler waren der Firma Grün & Bil-

finger A.-G., Zweigstelle Berlin, übertragen. Die Warthevorflutbrücke und ein Personentunnel auf Bahnhof Cüstrin-Altstadt wurden durch die Tiefbaufirma Hamann (Berlin) ausgeführt. Die Unterführung der Gohrinstraße und den Festungsgrabendurchlaß hatte die Firma Zölker (Cüstrin) herzustellen. Die Erd- und Gleisarbeiten waren Sache der Firma Schallhorn (Glogau).

An der Herstellung der eisernen Überbauten waren folgende Firmen beteiligt:

Im Gleis Berlin—Schneidemühl montierte Beuchelt & Co., Grünberg, sämtliche Überbauten über die Oder und die Firma Druckenmüller, Berlin, sämtliche Überbauten über die Warthe. Im Nachbargleis montierten Steffens & Nolle, Berlin, die Überbauten über die Oder und Hein, Leh-

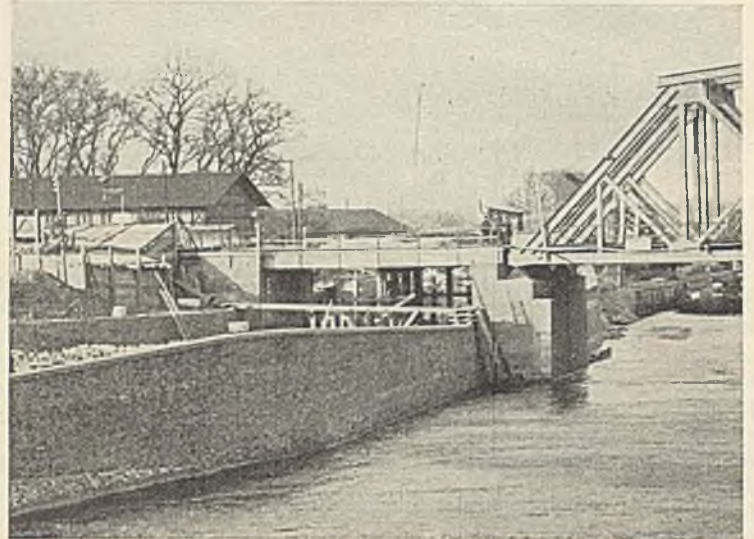


Abb. 51. Ufermauer und Straßenunterführung am Westende der Oderbrücke.

mann & Co., Berlin, die Überbauten über die Warthe. Diesen Firmen war auch die Lieferung der Eisenkonstruktion übertragen bis auf je einen Überbau von 53,4 m St.-W. der Oderbrücke, die seitens der Firma Brass & Hertslet, Berlin, geliefert wurden. Die Blechträgerüberbauten der Straßenunterführung am Westende der Warthebrücke wurden von der Firma Steffens & Nolle geliefert und eingebaut.

Auf die weiteren Arbeiten und Ausführungen, an denen noch zahlreiche Firmen beteiligt waren, soll hier nicht eingegangen werden.

Dem verständnisvollen Zusammenarbeiten der beteiligten Baufirmen, die sich bemühten, den Wünschen der Bauleitung gerecht zu werden, ist es zu verdanken, daß es gelungen ist, diese umfangreiche Bauausführung trotz zeitweise recht widriger Witterungs- und Hochwasserhältnisse in ungewöhnlich kurzer Zeit in allen Teilen planmäßig zu Ende zu führen.

Die Bauleitung lag in Händen der Reichsbahndirektion Osten in Frankfurt a. d. O., die hierbei durch eine dem Betriebsamt Cüstrin angegliederte Brückenbauabteilung unterstützt wurde.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Erdbebensicherheit von Ingenieurbauten.^{*)}

Von Regierungsbaumeister Rudolf Briske, Oberingenieur der Siemens-Bauunion, Berlin.

1. Die statischen Grundlagen.

Die folgenden Darlegungen bilden eine Ergänzung der Veröffentlichung des Verfassers „Die Erdbebensicherheit von Gebäuden“ („Die Bautechnik“ 1927, Heft 30 u. 32) und Erweiterung der dort angeführten statischen und konstruktiven Gesichtspunkte auf Ingenieurbauten, mit besonderer Berücksichtigung der Erfahrungen bei dem großen Erdbeben in Japan 1923. Wie dort ausgeführt, sind die Bauwerke in erster Linie durch das wagerechte Hin- und Herrütteln des Erdbodens gefährdet. Beispielsweise bewegte sich der Erdboden in den tiefer gelegenen, auf alluvialen Schwemmland aufgebauten Stadtteilen von Tokio in einem Zeitraum von 1,35 Sek. um etwa 270 mm hin und her, was einer wagerechten Massenbeschleunigung von 2930 mm/Sek.² oder einem Erschütterungsgrade (Verhältnis der wagerechten Erdbebenbeschleunigung zur Schwere-Beschleunigung) von 30% entspricht. Für die statische Berechnung sind also zu allen senkrechten Lasten dem Erschütterungsgrade entsprechende wagerechte Zusatzkräfte — für das vorliegende Beispiel in Höhe von 30% der senkrechten Kräfte — anzusetzen, die sowohl für die Standsicherheit als auch für die Spannungen der einzelnen Bauwerkteile oft eine wesentliche Rolle spielen.

Weniger wichtig ist im allgemeinen der Einfluß der senkrechten Erschütterungen, die meist nur einen Bruchteil der wagerechten Erschütterungen und somit einen für Spannungsberechnungen meist belanglosen Bruchteil der Schwere-Beschleunigung betragen. Zu beachten bleibt der Einfluß der senkrechten Erschütterungen in den besonderen Fällen, in denen Reibungsvorgänge in Frage kommen; infolge elastischen Stoßes von unten her wird der Reibungszusammenhang aufgehoben. Trockenmauerwerk ist unter allen Umständen zu vermeiden, für innige Verbindung zwischen Fundament und Erdreich ist Sorge zu tragen. Besonders gefährlich wirkt sich bei Erdbeben die Erhöhung des Erddruckes aus; auf diese Frage später bei Besprechung der Stütz- und Futtermauern zurückgekommen.

2. Die Gründung der Gebäude.

Nach dem großen Erdbeben nahm man in Japan zunächst vielfach an, das verschiedenartige Verhalten einzelner Bauwerke sei auf mehr oder minder gute Gründung zurückzuführen. Dies trifft nicht zu. Wie bereits eingehend erörtert, war überall die mangelnde Widerstandsfähigkeit gegen wagerechte Erschütterungskräfte schuld an den Zerstörungen der Gebäudekonstruktion. Dagegen waren die Fundamente fast ausnahmslos unversehrt, konnten auch unbedenklich für den Wiederaufbau zerstörter Bauwerke benutzt werden. Die Erklärung ist einfach: Die mit Rücksicht auf die zulässige Baugrundpressung oder Pfahlbelastung konstruierten Fundamente sind im allgemeinen auch der Aufnahme schräger Kräfte, wie sie sich als Mittelkraft aus senkrechter Belastung

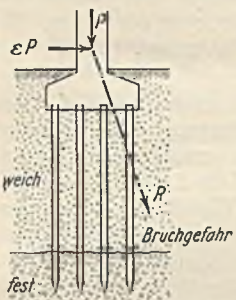


Abb. 1. Pfahlgründung ohne Schrägpfähle.

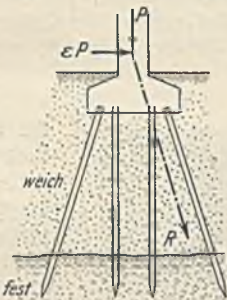


Abb. 2. Pfahlgründung mit Schrägpfählen.

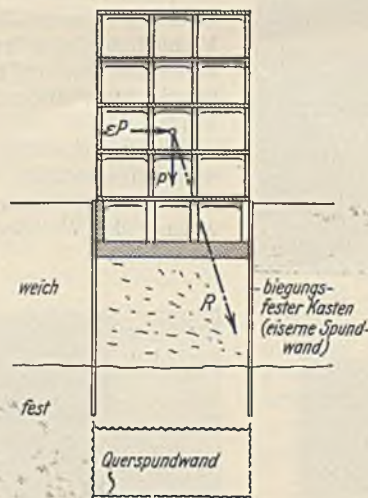


Abb. 3. Gründung mit eisernen Spundwandkästen.

Bei stärkerem Erschütterungsgrade ist es notwendig, die Fundamente auf ihre Geeignetheit zur Aufnahme der Erschütterungskräfte nachzuprüfen. Beispielsweise ist für den Fall festen Baugrundes in erreichbarer Tiefe (Abb. 1), bei Überlagerung durch sehr weichen Boden, die Verwendung senkrechter Pfähle wegen der Gefahr des Bruches oberhalb der festen Schicht nicht möglich, es werden Schrägpfähle (Abb. 2) erforderlich, oder die Sicherung des ganzen Fundaments durch einen biegefesten Kasten (Abb. 3). Im letzten Falle genügt der am Ausweichen gehinderte, zwischen den Baustellen eingeschlossene weiche Boden hinreichend zur Übertragung des Druckes der schrägerichteten Mittelkraft auf die Grund-



Abb. 4. Schiefstellung eines Hauses durch Ausweichen des Bodens nach einem benachbarten Kanaleinschnitt hin.

fläche. Wegen der Herstellungskosten kommen für einen derartigen Kasten nur Spundwände in Frage, und zwar am besten eiserne Spundwände, die eine in der Längsrichtung unverschiebliche und gleichzeitig sehr widerstandsfähige Wand bilden. Auch bei an sich gutem Baugrunde wird tiefere Gründung erforderlich, wenn infolge der Nähe von Erdschnitten, wie Kanälen, die Gefahr eines Erdrutsches besteht. Abb. 4 zeigt einen derartigen Fall, wo ein an sich gut konstruiertes Bauwerk infolge Ausweichens des Erdreiches nach einem benachbarten Kanal hin schief gestellt wurde. Hier handelt es sich also tatsächlich um den seltenen Ausnahmefall, daß die Gründung und nicht der Aufbau die Schuld an dem Schaden hatte. An Berghängen mit losen Erd- und Felsmassen hilft auch die beste Gründung nicht; hier bleibt nichts anderes übrig, als von der Bebauung überhaupt abzusehen.

Besonders zu beachten ist, daß, neben den Fundamenten selbst, auch die Verbindung zwischen Fundament und Aufbau entsprechend dem Erschütterungsgrade sinngemäß durchkonstruiert wird, besonders wenn — wie im Holz- und Eisenbau — Fundament und Aufbau aus verschiedenen Baustoffen bestehen. Bei kleinen Hochbauten (wie im japanischen Hausbau) kann man, statt kostspielige biegefesten Verbindungen durchzubilden, auch den Aufbau lose auf die Fundamente aufsetzen, muß dafür freilich ein Gleiten oder Springen des Bauwerks bei schwereren Erdbeben in Kauf nehmen, ohne an den Kosten des Bauwerks sparen zu können; denn da der Wert der gleitenden Reibung stets unsicher bleibt, kann auch die gleiche Wirkung eintreten, als ob Aufbau und Fundament starr miteinander verbunden wären.

Theoretisch betrachtet ist es denkbar, die Wirkung größerer wagerechter Erdstöße auf das Gebäude überhaupt auszuschalten, indem man z. B. allseitig bewegliche Rollenlager zwischen Aufbau und Fundament einschaltet, die noch genug Reibung haben, um das Abgleiten durch Wind zu hindern, aber bei einem größeren Erschütterungsgrade — vielleicht von 5% aufwärts — eine Bewegung ermöglichen, so daß die Erde mit den fest mit ihr verbundenen Fundamenten unter dem unverändert stehenbleibenden Aufbau hin- und hergleitet. Für den Aufbau genügt alsdann die Berechnung auf den bezeichneten Erschütterungsgrad (5%), trotz tatsächlich stärkerer Erdbeben. Der Gedanke ist auch in der technischen Literatur erörtert.¹⁾ Die Konstruktion muß dann so gewählt werden, daß die Reibung

¹⁾ Vgl. Viscardini, Erdbebensichere Gründungen. Beton u. Eisen 1925.

und mäßig großer Erschütterungskraft ergeben, gewachsen.

Wo mit großen Erschütterungskräften zu rechnen ist, empfiehlt sich eine Verbindung der Einzelfundamente durch ein Eisenbetongerippe oder die Anordnung einer durchgehenden Grundplatte: Man begegnet auf diese Weise der durch Kanten oder Rutschen einzelner Fundamente gebildeten Gefahr.

^{*)} Demnächst erscheint im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8, eine Arbeit des Verfassers „Die Erdbebensicherheit von Bauwerken“, Preis geheftet etwa 5 R.-M., welche die in der „Bautechnik“ bereits veröffentlichten beiden Abhandlungen „Die Erdbebensicherheit von Gebäuden“ und „Die Erdbebensicherheit von Ingenieurbauten“ sowie einen weiteren Teil „Die Erdbebensicherheit von Türmen und Schornsteinen“ umfaßt.

zwischen zwei bestimmten Grenzwerten bleibt — dem unteren Grenzwert zur Sicherung gegen Abgleiten durch Wind, dem oberen Grenzwert zur Sicherung gegen Übertragung der größeren Erdbeben auf den Aufbau. Ob das bei der Unsicherheit in der Festsetzung der Reibungsziffer möglich ist, mag dahingestellt bleiben. Wirtschaftlich kommen zu den erhöhten Baukosten noch erhebliche Unterhaltungskosten, u. a. für die Dehnungsfugen, die für eine Erdbebenamplitude von 10 bis 20 cm (Verschiebung 20 bis 40 cm) nötig werden. In Japan ist man inzwischen über Vorschläge dieser Art zur Tagesordnung übergegangen und wählt den vielleicht ein wenig kostspieligen, aber sicheren Weg, für den gesamten Aufbau den Erschütterungsgrad zu berücksichtigen. Wie dies, mit entsprechend kräftigen Säulen oder besser noch massiven Wänden, praktisch erreichbar ist, wurde bereits dargelegt.

3. Brücken.

Gewölbte Brücken und Viadukte haben sich beim Erdbeben im allgemeinen besonders gut bewährt, so der Viadukt der Tokioer Stadtbahn, dessen Konstruktion im wesentlichen derjenigen des Berliner Stadtbahn-Viadukts entspricht.²⁾ Bei mäßig hohem Erschütterungsgrade wird bei derartigen Bauten im allgemeinen, wie bei Gewölben im Hochbau, irgend eine Stützlinie möglich. Bei hohen Erschütterungsgraden kommt man freilich auch hier auf verstärkte Abmessungen, so daß die Ziegelbauweise den Wettbewerb mit der Eisenbetonbauweise wirtschaftlich nicht mehr aufnehmen kann.

Bei Balkenbrücken aller Art bleiben naturgemäß die Träger selbst im allgemeinen unbeschädigt, die Zerstörungen waren ausnahmslos auf Rutschen oder Kanten von Widerlagern, auf Abscheren oder ganz besonders häufig auf Umkippen allzu schlanker Pfeiler zurückzuführen. Auch die Resonanzgefahr ist bei sehr schlanken Pfeilern zu beachten.

Einige charakteristische Beispiele für Zerstörungen: Abb. 5: Einsturz einer Holzbrücke über den Sumida-Fluß in Tokio infolge Abbrechens der unzureichend verstreuten Pfähle oberhalb des Flußbodens. Die daneben befindliche eiserne Brücke, auch das im Hintergrunde der Abbildung sichtbare Brauereigebäude in Ziegelmauerwerk und Schornstein waren

²⁾ Vergl. Baltzer, Die Hochbahn von Tokio. Zeitschr. d. Vereines deutscher Ing. 1903.



Abb. 5. Flußbrücke, Tokio.



Abb. 6. Eisenbahnbrücke bei Ishibashi, Atami-Bahn.



Abb. 8. Kanalbrücke, Yokohama.



Abb. 9. Brunnengründung.
(Schnellstraßenbahn Tokio—Yokohama bei Kawasaki.)

unverletzt geblieben. Abb. 6 u. 7, ein besonders eigenartiger Zerstörungsfall: Die einzelnen Pfeiler sind abgedreht, die betreffenden Träger daher auf der einen Seite ihrer Auflager beraubt. Abb. 8: Schiefstellung des Mittelpfeilers infolge einer für die wagerechte Erschütterungskraft unzureichenden Gründung und dadurch Herabstürzen der Träger. Abb. 9: Beschädigung der Brückenpfeiler einer elektrischen Schnellstraßenbahn zwischen Yokohama und Tokio. Die Gründung war auf die früher in Japan bei schlechtem Baugrunde allgemein bevorzugte Weise, nämlich für jeden Pfeiler zwei schlanke, tiefhinreichende Brunnen aus Ziegelmauerwerk, ausgeführt. Die Brunnen sind über der Wasserlinie an der Verbindungsstelle zwischen Über- und Unterbau schwer beschädigt. Zahlreiche Brücken mit ähnlicher Gründung sind schon bei früheren Erdbeben durch Abbrechen der Brunnen oberhalb der Flußsohle zerstört worden.

Die zweckmäßigste Ausführungsform für Brücken mit nur einer Öffnung sind Balkenbrücken. Bogenbrücken, besonders solche mit statisch unbestimmten Systemen, sind wegen der Gefahr, die eine nur kleine Bewegung der Widerlager für das Tragwerk mit sich bringt, tunlichst zu vermeiden.



Abb. 7. Pfeiler der Brücke (Abb. 6).

Für Viadukte empfiehlt sich die Übertragung der durch das Erdbeben hervorgerufenen Längskräfte auf die Endwiderlager, bei längeren Viadukten auf Gruppenpfeiler. Bei geringer Höhe des Viadukts eignen sich Rahmen, ganz in Eisenbeton oder mit eisernen Brückenträgern und leicht bewehrten Eisenbetonpfeilern (Abb. 10 u. 11). Für hohe Viadukte eignen sich vorzugsweise eiserne Gerber-Brücken, entweder mit eisernen Pendelstützen oder beweglichen Auflagern auf leicht bewehrten Betonpfeilern; auf reichliche Verbreiterung der Pendelstützen und Pfeiler ist in Rücksicht auf die Querstöße zu achten. Eine ganz verfehlt konstruierte Eisenbetonviadukte, deren Pfeiler in einzelne Säulen aufgelöst sind.



Abb. 10. Stadtbahn-Viadukt Tokio—Uyeno (Betrieb eröffnet 1925).

Für weitgespannte Brücken erfordert die Rücksicht auf Erdbeben außer kräftigen Pfeilern keine besondere Maßnahmen.

Besonders wichtig wird bei den Brückenbauten eine einwandfreie Gründung, die im Stande ist, die Erschütterungskräfte aufzunehmen. Die Verbindung der Einzelpfeiler zu einem einheitlichen Ganzen oberhalb der Fundamente hatte sich im Hochbau als der zweckmäßige Weg erwiesen, Schäden an den Fundamenten zu verhüten. Im Brückenbau ist dieser Weg nur ausnahmsweise zugänglich (Abb. 12). Meist kommt nur selbstständige Gründung jedes einzelnen Pfeilers in Frage. Gegen die Gefahren des Gleitens, Kantens und Brechens sind sinngemäße Gegenmaßnahmen erforderlich. Bei gutem Baugrunde Verbreiterung des Fundamentfußes; bei Pfahlgründung die Verwendung von Schrägpfeilern; bei Brunnen-, Senkkasten- und Druckluftgründung Anwendung biegungsfesten Baustoffes — also Eisenbeton, keinesfalls Mauerwerk — und erhebliche Verbreiterung als Schutz gegen Abbrechen in Höhe der Flußsohle. Bei sehr tief hinabreichenden schlanken Brunnen liegt obendrein Resonanzgefahr vor.

Mit der Frage der Brunnengründung und der Berechnung der Brunnen im Erdbebenfalle hat man sich in Japan theoretisch besonders eingehend beschäftigt.³⁾

Das praktische Ergebnis dieser Untersuchung ist, daß Brunnen in Ziegelmauerwerk überhaupt zu meiden sind; statt ihrer sind Eisenbetonbrunnen am Platze, und zwar an Stelle der bei den Ziegelbrunnen bevorzugten zwei kleineren, erst über der Wasserlinie verbundenen Brunnen (Abb. 9) größere elliptische Eisenbetonbrunnen für jeden Pfeiler.

Der Nachteil auch der Eisenbetonbrunnen ist, daß sie aus Ausführungsgründen an verhältnismäßig geringe Ausmaße gebunden sind, daher für den häufigen Fall, daß ein wirklich guter Baugrund in erreichbarer Tiefe überhaupt nicht anzutreffen ist, zur Erreichung der auf Reibung benötigten Mantelfläche sehr tief hinabgeführt werden müssen. Man erreicht (Abb. 13) den gleichen Erfolg wie mit der Brunnengründung durch Gründung zwischen eisernen Spundwänden. Genügenden Zusammenhalt der Spundwand in der Längsrichtung und hinreichendes Widerstandsmoment in der Querrichtung vorausgesetzt, wirkt dabei die ganze Spundwand als ein zusammenhängender Kasten, der das in ihm eingeschlossene Erdreich am Ausweichen verhindert. Ein Hinabführen des

³⁾ Vergl. Prof. Mononobe, vibration of loaded structure and its seismic stability.



Abb. 11. (Wie Abb. 10.)

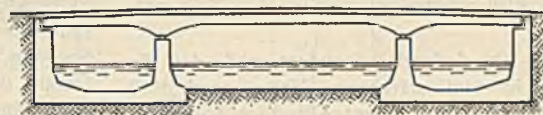


Abb. 12. Kanalbrücke Tokio.

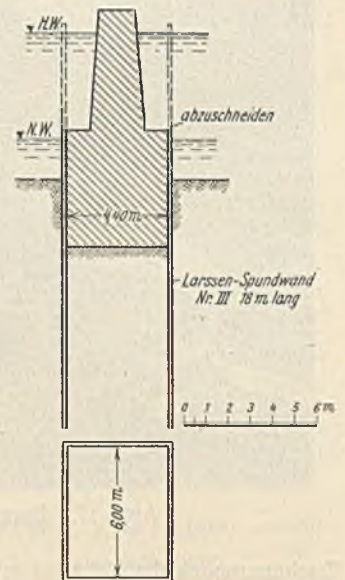


Abb. 13. Pfeiler einer eingleisigen Eisenbahnbrücke über den Toyo-Fluß. (Aichi-Bahn, Japan.)

Betons auf größere Tiefen ist dabei statisch entbehrlich. Gründungen dieser Art beginnen sich in Japan einzubürgern; im Kampfe der verschiedenen Spundwandensysteme trug das System Larssen den Sieg davon, in Anbetracht seiner Vorzüge hinsichtlich Rammfähigkeit und Widerstandsmoment.⁴⁾ Der größeren Rostsicherheit halber wurden Larssen-Spundwände mit Kupferzusatz bevorzugt.

Beton sei noch, daß sich die auch bei uns übliche Sicherung von Brückenpfeilern gegen Unterspülung auch bei gutem Baugrunde durch Spundwände, bei größeren Tiefen eiserne Spundwände, erst recht im Hinblick auf Erdbeben empfiehlt. Denn das Erdbeben kann den Zusammenhang des Erdreichs lockern, die Unterspülungsgefahr kann somit bei einem später folgenden Hochwasser noch wesentlich erhöht werden. Besonders ist noch zu erwähnen, daß gerade im Brückenbau neben der Frage der Erdbebensicherheit auch der Frage der Feuersicherheit erhöhte Beachtung zu schenken ist. Das Abbrennen von Holzbrücken oder des hölzernen Belages von Eisenbrücken trug beim Brande von Tokio viel zur Erhöhung des Unheils bei, vor allem aber erschwerte der Einsturz zahlreicher Eisenbahnbrücken die rasche Inbetriebsetzung der Eisenbahnen und somit die zum vorübergehenden Abtransport der teilweise obdachlosen Bevölkerung und zum Heranschaffen der notwendigsten Lebensmittel und Materialien nötigen Maßnahmen.

4. Erdämme und Erdschnitte; Linienführung der Eisenbahnen; Eisenbahnoberbau.

Sowohl bei Hochbauten — mit Ausnahme sehr hoher Schornsteine — als auch bei Brückenbauten konnte festgestellt werden, daß man mit wirtschaftlich geringen Mitteln in der Lage ist, erdbebensicher zu bauen.

Viel schwieriger wird das Problem des erdbebensicheren Bauens vom wirtschaftlichen Standpunkte, wenn es sich um reine Erdbauten handelt, seien es Dämme oder Einschnitte mit den zugehörigen Böschungen. Theoretisch wird bei kohäsionslosem Material die Böschung schon durch eine rein wagerechte Erschütterung erheblich verflacht. In Wirklichkeit wird zwar der Zerfall der Böschungen durch die Kohäsion bis zu einem gewissen Grade verhindert, andererseits heben besonders die senkrechten



Abb. 14. Abstürzen von Eisenbahnwagen durch Lockerung des Dammes.



Abb. 15. Abstürzen von Lokomotiven durch Lockerung des Dammes.

⁴⁾ Vergl. die hierauf bezüglichen Untersuchungen in Brennecke - Lohmeyer, Der Grundbau. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. S. 125 u. f.; ferner Dr. Lohmeyer, Versuche über die Widerstandsmomente eiserner Spundbohlen, Bauart Larssen, mit zusammengepreßtem Schloß, „Die Bautechnik“ 1927, Heft 2, 4 u. 6, S. 26, 49 u. 73.

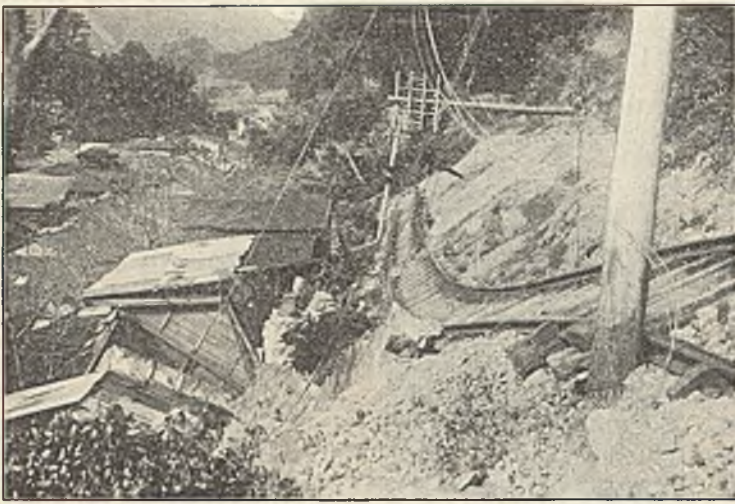


Abb. 17. Bergbahn im Hakone-Gebiet.



Abb. 16. Bergbahn im Hakone-Gebiet.

Erschütterungen die Kohäsion teilweise auf und vermindern den Reibungswiderstand.

Bei den Erdbeben wird die Gefahr dadurch besonders groß, daß die darauf befindlichen Gegenstände in viel stärkerem Maße geschüttelt werden, als es bei festem Untergrunde der Fall wäre: Abb. 14 u. 15 zeigen Eisenbahnwagen und Lokomotive, die die Böschung herabgefallen sind; derartig schwere Eisenbahnunfälle wären, wenn der Oberbau auf gewachsenem Boden aufruhete, kaum vorgekommen, da die Erschütterungskraft an sich die Eisenbahnwagen nicht umwerfen kann und auch Entgleisungen erst bei besonders hohem Erschütterungsgrade zu befürchten sind.

Besonders schwer geschädigt wurden die Gebirgsbahnen, namentlich in Einschnitten, wo oft das Erdbeben leicht verwitterten Felsen löste (Abb. 16 u. 17). Schwer mitgenommen wurden auch fast alle Ufer von



Abb. 18. Kanalböschung, Yokohama.

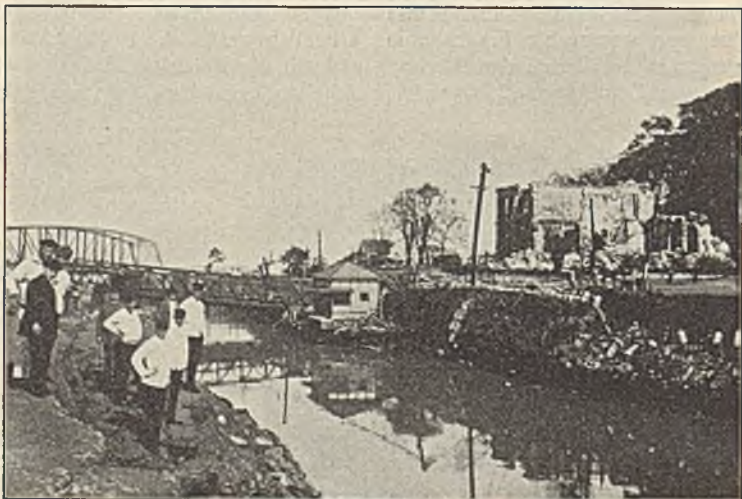


Abb. 19. Uferneinfassung, Yokohama.

Flüssen und Kanälen (Abb. 18 u. 19). Ein Uferschutz durch Abpflasterung der Böschung oder Trockenmauerwerk hat sich als wertlos erwiesen, da die Reibung durch die Erschütterung aufgehoben wird, die Steine herabstürzen und dann nur die Aufräumarbeiten erschweren. Eine bessere, wenn auch bei schweren Erschütterungen noch nicht vollkommen sichere Befestigung bieten Faschinenbauten bei Flußufern, Rasen bei Erddämmen und Erdschnitten. Eine gute Oberflächenbefestigung ist auf alle

Fälle angebracht, weil sonst, nachdem das Erdreich einmal gelockert ist, spätere schwere Regengüsse, bei Uferbauten spätere Hochwasser und hoher Seegang, die Erdbauten nachträglich zerstören können. Auch in dieser Gefahr der nachträglichen Zerstörungen liegt ein Nachteil für Erdbauten gegenüber allen anderen Bauwerken, bei denen, was nicht fest ist, schon beim ersten Stoß in Trümmer geht, so daß auch Nachbeben keine wesentliche Schäden mehr anrichten.

Als Schutz von Einschnittböschungen aus stark verwitterungsfähigem Gestein, wie Kalkstein, wurde eine Torkret-Schutzschicht in Japan nach dem Erdbeben mehrfach im Bahnbau angewandt, was sich gut bewähren dürfte. In derartigen Fällen genügt bereits der Schutz gegen Verwitterung, da das nicht verwitterte Gestein im Erdbebenfalle fest bleibt. Zum Teil wurde vor dem Torkretieren eine auf dem Felsboden befestigte Drahtnetzeinlage angebracht.

Bei Erdschnitten oder bei Einschnitten in brüchigem Gestein gibt es, wie bei hohen Dämmen, keine zuverlässige Oberflächenbefestigung. Ein Abflachen der Böschungen kommt im allgemeinen nur bei kleineren Abmessungen in Frage; bei größeren Abmessungen wird diese Maßnahme zu kostspielig, man muß entweder, freilich ebenfalls sehr kostspielige Stütz- und Futtermauern herstellen oder die ganze Linienführung ändern.

Eine besonders schwierige Frage ist der Eisenbahnoberbau. Oft geriet der Oberbau, auch wenn die Bauwerke selbst z. B. bei Viadukten gut erhalten waren, infolge Durcheinanderrüttelns des Kiesbettes in Unordnung, was schwere Unglücksfälle infolge von Entgleisung zur Folge hatte. Erwünscht ist die Sicherung eines unverschieblichen Schwellenabstandes, etwa in der sonst in scharfen Kurven gebräuchlichen Anordnung der Verkantung der Schwellenfelder durch Zugeisen. Zu erwägen ist auch bei Brücken- und Tunnelbauten das Fortlassen der Bettung unter unmittelbarer Verbindung der Schwellen mit dem Bauwerk, um die bei Brücken und Tunneln schwerwiegende Gefahr einer Verschiebung des Oberbaues und damit eine Entgleisung zu vermeiden, wobei auch die Mehrkosten der Unterhaltung nötigenfalls in Kauf zu nehmen wären. Versuche nach dieser Richtung sind verschiedentlich, auch in Japan, durchgeführt worden, ohne daß jedoch, soweit bekannt, bereits eine technisch und wirtschaftlich geeignete Lösung gefunden wäre.

Bei Bahnbauten im Erdbebengebiet kommt es also, abgesehen von der erdbebensicheren Konstruktion der Bauwerke, vor allem auf die in Zusammenarbeit mit den Seismologen schon bei den allgemeinen Vorarbeiten hinsichtlich Gesamtplan und Linienführung zu treffenden Maßnahmen an. Man wird beispielsweise die Bahn, soweit sonstige Rücksichten es zulassen, lieber durch diluviale Hochflächen als durch alluviale Niederungen führen.

Zur Vermeidung der Gefahr von Bergrutschen wird bei Bergbahnen vielfach, trotz der Mehrkosten für Tunnel oder Viadukte, eine durch Erdbeben weniger gefährdete Linienführung vorzuziehen sein. Auch die Wirtschaftlichkeitsgrenze zwischen hohen Dämmen und Viadukten, tiefen Einschnitten und Tunneln verschiebt sich im Erdbebengebiet zugunsten der Kunstbauwerke.

5. Stütz- und Futtermauern, Uferwände.

Vor Erörterung der Konstruktion von Stütz- und Futtermauern gilt es zunächst, das Problem der Erhöhung des Erddrucks durch das Erdbeben zu erörtern.

Selbstverständlich muß man sich darüber klar sein, daß, wie bei Untersuchungen über Erddruck überhaupt, so erst recht beim Zusammentreffen des Erddrucks mit Erdbeben, jede Rechnung nur einen groben Anhalt zur Erfassung der wirklichen Naturerscheinung geben kann. Immerhin ist es

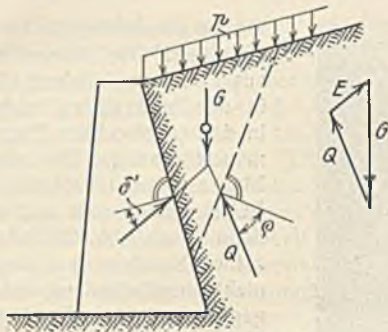


Abb. 20.
Coulombsche Erddruckkonstruktion.

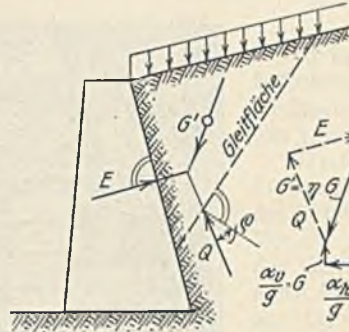


Abb. 21.
Coulombsche Erddrucktheorie erweitert auf den Fall des Erdbebens.

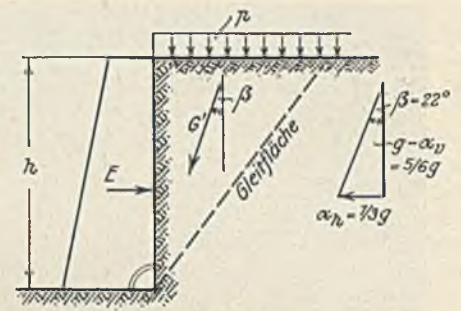


Abb. 22.
Vergrößerung des Erddrucks infolge Erdbebens bei lotrechter glatter Wand.

wesentlich, sich den Vorgang der Erhöhung des Erddrucks beim Erdbeben in seinen Grundzügen auch rechnerisch klar zu machen.

Bei der in der Praxis im allgemeinen bewährten Coulombschen Theorie des Erddrucks findet man den Erddruck gemäß Abb. 20 durch Annahme einer ebenen Gleitfläche und Zerlegung des Gewichtes G des Erdkörpers samt Auflast nach den Seitenrichtungen E und Q , wobei Q um den Reibungswinkel φ des Erdreichs gegen die Gleitfläche geneigt, E um den Reibungswinkel δ' zwischen Erde und Mauerwerk gegen die hintere Wandfläche geneigt ist.

Die grundsätzliche Betrachtung bleibt unverändert, wenn man gemäß Abb. 21 statt des Erdgewichts G die schräggerichtete Mittelkraft aus Gewicht und Erdbebenkraft

$$G' = \frac{G \left(1 - \frac{\alpha_v}{g}\right)}{\cos \beta} = G \eta$$

in die Rechnung einführt. Die einfachste Betrachtungsweise ist dabei die gedachte Schiefstellung der Erde um den Pendelwinkel β bei unverändert gedachter Schwerkraftrichtung. Man kann dann ohne weiteres die bekannten graphischen Verfahren, wie die Ponceletsche Konstruktion des Erddrucks, anwenden.

Es empfiehlt sich in Erdbebengebieten allgemein, mit Rücksicht auf den Einfluß der Erschütterung, den Reibungswinkel δ' zwischen Erde und Mauerwerk gleich Null zu setzen, entsprechend der auch sonst bei Möglichkeit einer Erschütterung, z. B. bei Stützmauern an Eisenbahndämmen, üblichen Annahme.

Die auf diese Weise theoretisch herzuleitende Vergrößerung des Erddrucks ist außerordentlich hoch. Für den im Bilde dargestellten Fall einer lotrechten, glatten Mauer wird unter der Annahme eines Reibungswinkels von $\varphi = 37^\circ$ der Erddruck ohne Rücksicht auf das Erdbeben

$$E = \frac{1}{2} \gamma' h^2 \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) = \frac{1}{8} \gamma' h^2$$

(γ' Einheitsgewicht der Erde: $\gamma' = \gamma + \frac{2p}{h}$).

Nimmt man entsprechend den für Tokio geltenden Brückenbauvorschriften eine wagerechte Erdbebenbeschleunigung von $\frac{1}{3}$ der Schwerebeschleunigung und eine gleichzeitige Verminderung der Schwerebeschleunigung um $\frac{1}{6}$ ihres Wertes an, so bedeutet dies (Abb. 22) eine Änderung der Krafrichtung um den Winkel $\beta = 22^\circ$. Die analytische oder graphische Berechnung des Erddrucks ergibt für $\varphi = 37^\circ$ und $\beta = 22^\circ$ den Wert

$$E = 0,237 \gamma' h^2,$$

also eine Erhöhung des Erddrucks nahezu um das Doppelte. Die hier im einzelnen nicht wiedergegebene Zwischenrechnung ist etwas umständlich; brauchbare, allerdings etwas zu hohe Werte liefert für beliebige Annahmen von φ und β die einfache Näherungsformel

$$E = \frac{1}{2} \gamma' h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi - \beta}{2}\right).$$

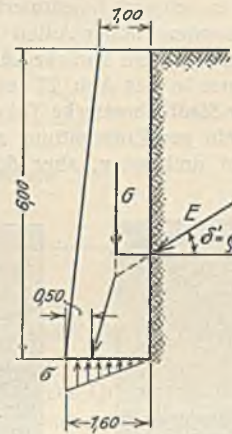
Sie bedeutet, daß der Erddruck ebenso groß wird, als wenn der Reibungswinkel um den Winkel vermindert wird, der der Ablenkung der Schwerkraftrichtung entspricht. Für das vorliegende Zahlenbeispiel ergibt die Näherungsformel den Wert

$$E = 0,295 \gamma' h^2.$$

Die Formel ist ihrer Einfachheit wegen zweckmäßig, da, wie bereits betont, peinliche Rechnungen bei dem verwickelten Vorgange des durch das Erdbeben ausgelösten erhöhten Erddrucks doch einen sehr zweifelhaften Wert haben. Der in der Formel beibehaltene Sicherheitszuschlag ist angebracht, da auch noch wenigstens in den der Erdoberfläche zunächst gelegenen Teilen der Hinterfüllung eine Verringerung oder Aufhebung der Reibung durch die Wirkung des elastischen Stoßes von unten her hinzukommt.⁵⁾

⁵⁾ Vergl. Mononobe, Notes on the vertical motion of an earthquake and on the vibration of structure, Tokio 1924.

Bei Stütz- und Futtermauern kommt im Erdbebenfalle zu der Erhöhung des Erddrucks auch noch die dem Erschütterungsgrade entsprechende wagerechte Zusatzkraft zum Eigengewicht der Mauer.



$$\gamma = 2,0 \text{ t/m}^3, \quad \gamma_c = 1,6 \text{ t/m}^3, \quad \varphi = 37^\circ$$

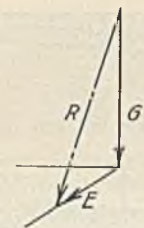
Kein Erdbeben:

$$\delta' = \varphi$$

$$G = 2,0 \cdot 6,0 \cdot 1,3 = 15,6 \text{ t}$$

$$E = \frac{1}{8} \cdot 1,6 \cdot 6,0^2 = 7,2 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{2 \cdot 15,6}{3 \cdot 0,5 \cdot 1} = 20,6 \text{ t/m}^2$$



$$\gamma = 2,0 \text{ t/m}^3, \quad \gamma_c = 1,6 \text{ t/m}^3, \quad \varphi = 37^\circ$$

Erdbeben:

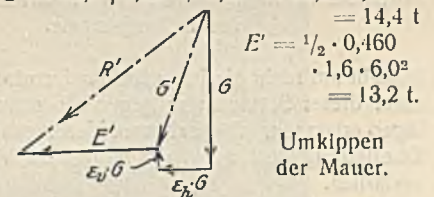
$$\alpha_h = 3,6 \text{ m/Sek.}^2; \quad \epsilon_h = \frac{\alpha_h}{g} = 0,37$$

$$\alpha_v = 1,2 \text{ m/Sek.}^2; \quad \epsilon_v = \frac{\alpha_v}{g} = 0,12$$

$$\delta' = 0$$

$$G' = 15,6 \sqrt{0,88^2 + 0,37^2} = 15,6 \cdot 0,92 = 14,4 \text{ t}$$

$$E' = \frac{1}{2} \cdot 0,460 \cdot 1,6 \cdot 6,0^2 = 13,2 \text{ t}$$



Umkippen der Mauer.

Verstärkung, damit keine Kippgefahr:

$$G'' = (2,0 \cdot 6,0 \cdot 2,5) \cdot 0,92 = 27,6 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{2(2,0 \cdot 6,0 \cdot 2,5) \cdot 0,88}{3 \cdot 0,93 \cdot 1} = 18,8 \text{ t/m}^2$$

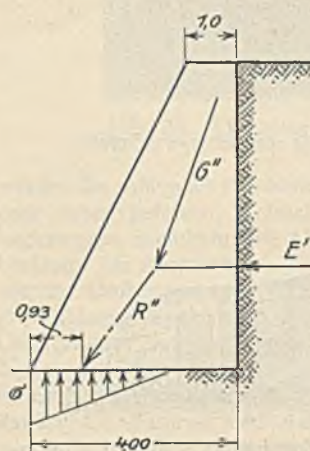


Abb. 23. Wirkung des Erdbebens auf Stützmauern.

Abb. 23 zeigt, wie sich durch die vereinigte Wirkung dieser Kräfte bei einer an sich einwandfrei konstruierten Stützmauer die Mittelkraft verschiebt, so daß, je nach Festigkeit des Materials und Art der Gründung, die Stützmauer über dem Fundament abgebrochen oder abgeschoren werden kann oder auch mit dem Fundament sich schiefstellen oder kippen kann.



Abb. 24. Stützmauer, Otami-Bahn.

Die theoretischen Überlegungen über die Vergrößerung des Erddrucks durch das Erdbeben stimmen mit den Beobachtungen an zerstörten Stützmauern überein. Dem Erdbeben von 1923 in Japan gegenüber waren die Stütz- und Futtermauern fast durchweg zu schwach konstruiert, so daß beispielsweise bei den Eisenbahnen ein besonders hoher Anteil der Zerstörung auf das Versagen der Stütz- und Futtermauern zurückzuführen ist.

Beispiele sind in Abb. 24 gegeben, ferner in den Abb. 25 bis 27, die den eigenartigen Fall der Beschädigung der Stadtbahnstrecke Yokohama—Sakuragi-cho zeigen. Der Bahnkörper besteht aus Erdschüttung zwischen kräftigen Betonstützmauern, die zwar nicht umkippten, aber durch das



Abb. 25. Schnellbahn Yokohama—Sakuragicho. Auseinanderrütteln der den Bahnkörper begrenzenden Stützmauern und dadurch verursachte Verbiegung der Leitungsmaste.



Abb. 26. Schnellbahn Yokohama—Sakuragicho. Sackung des Bahnkörpers infolge Auseinanderrüttelns der Stützmauern.

Rütteln um mehr als 1 m auseinanderrutschen. Abb. 27 läßt die Bewegung einer dieser Stützmauern gegen ein unverrückt gebliebenes Brückenwiderlager erkennen. Die seltsame Verbiegung der Tragmaste der elektrischen Oberleitung wird durch das Fehlen der Vergitterung in Höhe der Traversen erklärlich.

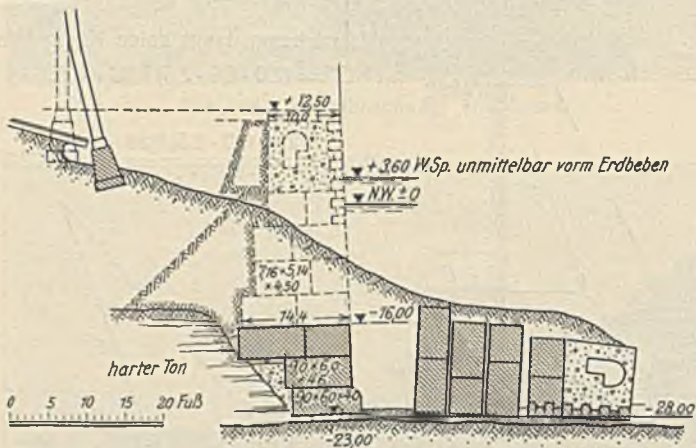


Abb. 28. Kaimauer in Yokohama.

Besonders schweren Schaden erlitten allenthalben die Ufermauern. So wurde in Yokohama eine Ufermauer von 10 bis 14 m Höhe und 2 km Länge zum größten Teil zerstört.⁹⁾ Die Konstruktion versagte

⁹⁾ Ausführlich auch bezüglich der Wiederherstellung beschrieben von Okabe, „General theorie on earth pressure and seismic stability of retaining walls“ und von Koyanagi, Eng. News-Rec. vom 2. Oktober 1924; vergl. auch „Die Bautechnik“ 1925, S. 191 (Abb. 5 bis 10).



Abb. 27. Schnellbahn Yokohama—Sakuragicho. Verschiebung einer Stützmauer um 50 mm gegen ein unverändert gebliebenes Brückenwiderlager.

infolge unzureichender Biegefestigkeit: Die Mauer bestand aus Eisenbetonblöcken, die wohl in den senkrechten, nicht aber in den wagerechten Fugen vermauert waren. Die einzelnen Blöcke rutschten infolge des Rüttelns nach vorn und kippten dann über (Abb. 28). Auf einzelnen Strecken, wo die Mauer nicht unmittelbar auf festen Ton gegründet ist, sondern auf einer Steinpackung steht, hat sie sich auch als Ganzes schiefgestellt.

Die wirtschaftliche Herstellung von Stützmauern ist, wie schon aus dem Kräfteverlauf in dem einfachen Beispiel der Abb. 23 zu ersehen, sehr schwierig. Man kommt auf schwere Eisenbeton-Winkelstützmauern mit weitausladendem Fuß oder ähnliche wirtschaftlich ungünstige Lösungen.

In allen Fällen, in denen der Baugrund ein Einrammen möglich macht, empfiehlt es sich daher, das Prinzip der Schwergewichtmauer überhaupt zu verlassen und für kleinere, minderwertige Uferbefestigungen hölzerne Bohlwerke, für größere Abmessungen Spundwände vorzusehen. In beiden Fällen ist nicht zu knappe Rammtiefe und vor allem reichliche Ankerlänge wesentlich. Die letztere bedeutet wirtschaftlich meist einen sehr geringen Mehraufwand und sollte deshalb besonders vorsichtig bemessen werden.

Statisch liegt der Vorteil der Spundwände gegenüber Schwergewichtmauern darin, daß, im Gegensatz zu der durch Abb. 23 erläuterten Kraftwirkung, auch bei Verdopplung des Erddrucks die Spannungen in Spundwänden und Ankern ebenfalls nicht mehr als verdoppelt werden, so daß noch keine Zerstörungsgefahr besteht. Abb. 29 zeigt eine Uferbefestigung mittels eiserner Spundwände, wie sie im besonderen Hinblick auf die Erdbebengefahr in Japan mehrfach entworfen und ausgeführt wurde. Bevorzugt wurde auch hier, insbesondere aus den bereits zuvor angegebenen

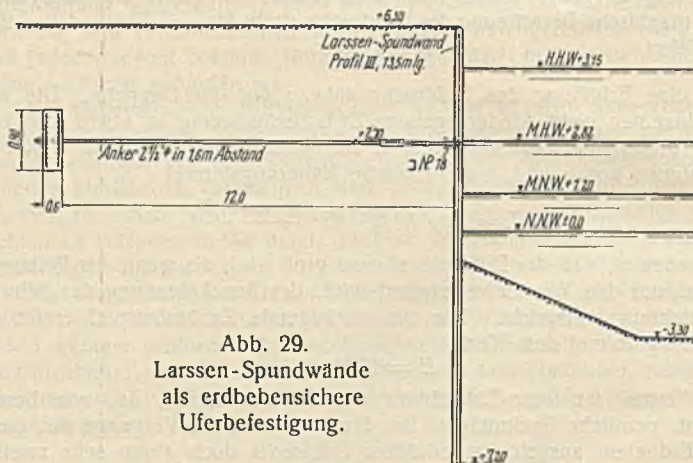


Abb. 29. Larsen-Spundwände als erdbebensichere Uferbefestigung.

Gründen, die Larsen-Spundwand, wobei auch die Frage der Rostgefahr im Seewasser durch Anwendung kupferhaltigen Eisens ihre Lösung fand.

Als immerhin wesentlicher Vorteil eiserner Spundwände, wie allgemein von Eisenkonstruktionen z. B. im Brückenbau, bleibt zu erwähnen, daß auch im schlimmsten Falle der Zerstörung des Bauwerks immer noch das Material zum größten Teil wieder verwendbar bleibt und die Aufräumarbeiten einfach sind, während bei Eisenbetonbauten die Aufräumarbeiten

arbeiten sehr zeitraubend und oft ebenso kostspielig wie der Neubau sind, das Material obendrein ganz verloren ist.

Eine schwerwiegende Frage bei allen Wasserbauten, insbesondere bei Kaianlagen, ist die Möglichkeit der Veränderung des Wasserspiegels infolge der in Erdbebengebieten häufigen Küstenhebungen und Küstensenkungen. In Japan hatte sich 1923 ein großer Teil des vom Erdbeben betroffenen Küstengebietes gehoben, bis zu 2 m, während anderwärts, wie in den östlichen Stadtteilen von Tokio, Senkungen bis zu 38 cm stattfanden. Wenn mit der Möglichkeit einer Hebung durch ein schweres Erdbeben zu rechnen ist, ist in erster Linie für entsprechende Gründung, besonders der Kaianlagen, zu sorgen, um die alsdann bedingte nachträgliche Vertiefung zu erleichtern. Entsprechend ist der Möglichkeit der Bodensenkung, also der relativen Hebung des Wasserspiegels Rechnung zu tragen, beispielsweise bei Festsetzung der Durchfahrhöhe von Brücken.

Bei Seebauten und Seehafenbauten ist auch die Möglichkeit der die Erdbeben begleitenden seismischen Wogen in Betracht zu ziehen. Beim Erdbeben von Messina 1908 wurden die Hafenstraßen durch eine seismische Woge 1,5 m unter Wasser gesetzt; beim Erdbeben von 1923 in Japan erreichte die seismische Woge unweit Atami die Höhe von 12 m, während sie bei Yokohama nur unbedeutend war.

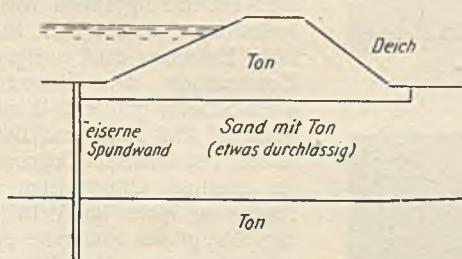


Abb. 30. Deich mit Spundwand-Schutz.

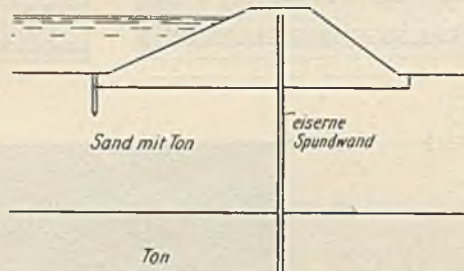


Abb. 31. Deich mit Spundwand-Kern.

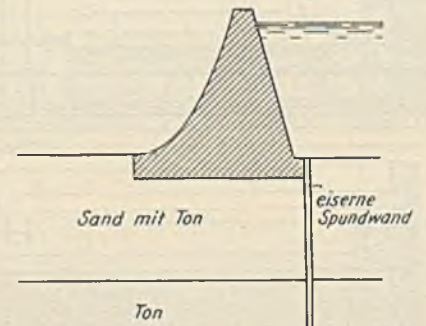


Abb. 32. Staumauer mit Spundwand-Schutz.

6. Deiche, Staudämme und Staumauern.

Für Deiche, Staudämme und Staumauern gelten an sich dieselben Grundsätze wie für Erddämme und Stützmauern, nämlich Konstruktion bzw. Berechnung unter Berücksichtigung des Erschütterungsgrades. Von einer Erhöhung des Wasserdruckes darf dabei im allgemeinen abgesehen werden, da ein Ansteigen des Wasserspiegels bzw. dessen Hin- und Herschwanken, wie etwa in einem Wasserbehälter auf einem Schiff bei starkem Seegang, nur bei kleinen Wasserbehältern in Frage kommt. Es kommt also bei Deichen und Staudämmen zunächst auf sehr flache, gutbefestigte Böschungen an, bei Staumauern auf hinreichende Verstärkung zur Aufnahme der Erschütterungskraft. Vor allem muß aber wegen der schweren Gefahr, die der Bruch eines Staudammes oder einer Staumauer schon beim Erdbeben selbst, der Bruch eines Deiches, der durch das Erdbeben gelockert war, durch später eintretendes Hochwasser mit sich bringt, für hinreichenden Schutz gegen Unterspülung gesorgt werden. Hierfür kommen sowohl bei Staumauern als auch bei Staudämmen und Deichen in erster Linie wiederum eiserne Spundwände in Frage, etwa gemäß Abb. 30 bis 32. Bei Hochwasserdeichen ist eine derartige Maßnahme zwar sehr kostspielig, sollte aber doch überall da getroffen werden, wo ein etwaiger Deichbruch durch Überschwemmung größerer Städte besonders große Wirtschaftswerte und Menschenleben gefährdet. Die schweren Hochwasserschäden durch Deichbrüche in Japan in den Hochsommern 1925 und 1926 sind vielleicht auf vorherige Lockerung der Deiche durch Erdbeben zurückzuführen.

Hochwasserdeiche bilden in Erdbebengebieten also noch mehr als anderswo eine ständige Gefahr, so daß, abgesehen von den besprochenen Maßnahmen zur Sicherung der Deiche, nach Möglichkeit die Abwendung der Hochwassergefahr überhaupt anzustreben ist durch Talsperren im Gebirge, Regulierung der Flüsse im Ober- und Mittellauf und reichlich bemessene Deichabstände zur Schaffung eines hinreichenden Abflußquerschnittes für das Hochwasser. Für Großstädte sind, wie für Tokio bereits fertiggestellt, besondere Umflutkanäle zur Abwendung der Hochwassergefahr die erwünschte Lösung.

In besonderem Maße ist vorsichtige Konstruktion bei Wasserkraftanlagen geboten. Zum Glück für Tokio lagen die größeren Wasserkraftanlagen, die der Stromversorgung von Tokio dienen, weit ab vom Erdbebenherd im Gebirge, wo bei dem großen Erdbeben vom 1. September 1923 kaum mehr eine merkliche Erschütterung zu spüren war. Für die Neuanlage von Wasserkraftanlagen ist es in besonderem Maße notwendig, neben den geologischen Grundfragen auch die seismologischen Grundfragen sorgsam zu prüfen; schwere Erdbeben können auch durch Verstopfung und Neubildung von Quelladern weitgehende Änderungen in den Wassermengen der Flüsse zur Folge haben; auf Niederdruck-Wasserkraftanlagen kann auch die Küstensenkung ungünstig einwirken.

7. Tunnelbau.

In Laienkreisen nahm man zunächst nach dem Erdbeben an, daß die Erdbebengefahr, die schon an Gebäuden derartigen Schaden anrichtete, im Innern der Erde noch viel größer sein müsse und daher den Tunnelbau praktisch ausschließe.

Das Gegenteil ist zutreffend. Seismologisch ist nachgewiesen (Sieberg, Erdbebenkunde, S. 106), daß der Erschütterungsgrad in größerer Tiefe unter der Erdoberfläche meist geringer ist als unmittelbar an der Erdoberfläche. Vor allem schützt aber gerade im Tunnelbau die schon an sich gegen den Gebirgsdruck notwendige Gewölbekonstruktion auch gegen Zerstörung durch Erdbeben, das sich praktisch nur in einer Änderung der Richtung des Gebirgsdruckes äußern kann. Gewölbte Tunnelbauten sind daher durchweg unzerstört geblieben, die Schäden beschränkten sich auf ungefährliche Querrisse (Abb. 33) nahe den Portalen oder Beschädigung der Portale selbst, gelegentlich auf Einsturz der Portale: Diese Schäden lassen sich durch Verwendung von Eisenbeton für die Portale und die ihnen zunächst liegenden Tunnelstrecken ohne weiteres vermeiden. Als im Erdbebengebiet durchweg ratsame Sicherheitsmaßnahmen sind Sohlengewölbe

oder wenigstens Querrippen in der Tunnelsohle zu empfehlen.

Ein besonderer Kampf entbrannte nach dem Erdbeben in Tokio um die Frage der Erdbebensicherheit der zahlreichen dort geplanten Untergrundbahnen. Im Hinblick auf die guten Erfahrungen im eigentlichen Tunnelbau, die Unversehrtheit der einwandfrei in Eisenbeton ausgeführten großen Hauptsammler der städtischen Kanalisation und, allgemein gesprochen, die gute Bewährung aller einwandfrei konstruierten Tiefbauten



Abb. 33. Querrisse am Tunneleingang (Atami-Bahn).

wurden die anfänglich erhobenen Bedenken von den zuständigen Fachleuten ganz fallen gelassen, vielmehr ist das in Rücksicht auf die Verkehrsforderungen unentbehrliche Untergrundbahnnetz inzwischen in größerem Umfang zur Ausführung bestimmt worden. Die Gefahr von Verwerfungen wie im Grubensenkungsgebiet, die dort allerdings den Bau von Untergrundbahnen ausschließen, liegt bei der geologischen Beschaffenheit des Untergrundes von Tokio nicht vor. Abb. 34 u. 35 zeigen den ersten in Japan zur Ausführung gekommenen, 1925 begonnenen Untergrundbahnbau. Es handelt sich um die Strecke Uyeno—Asakusa der Tokio Underground Railway Co. (Entwurf und Ausführung nach Angaben des Verfassers als beratenden Ingenieurs dieser Gesellschaft). Die Konstruktion unterscheidet sich von ihrem Berliner Vorbilde, das mit Rücksicht auf die Untergrundverhältnisse im wesentlichen maßgebend war, nur durch eine sehr kräftige eiserne Rahmenkonstruktion, die im Hinblick auf die Erdbebengefahr gewählt wurde, sowie durch eine kräftige Längsbewehrung des Tunnels. Aus den bereits für Hochbauten besprochenen Gründen wurde der Rahmenkonstruktion trotz ihrer Mehrkosten der Vorzug gegenüber einer reinen Eisenbetonkonstruktion gegeben. Auf besonders sorgfältige Abdichtungsarbeiten ist bei Untergrundbahnbauten im Erdbebengebiet großer Wert

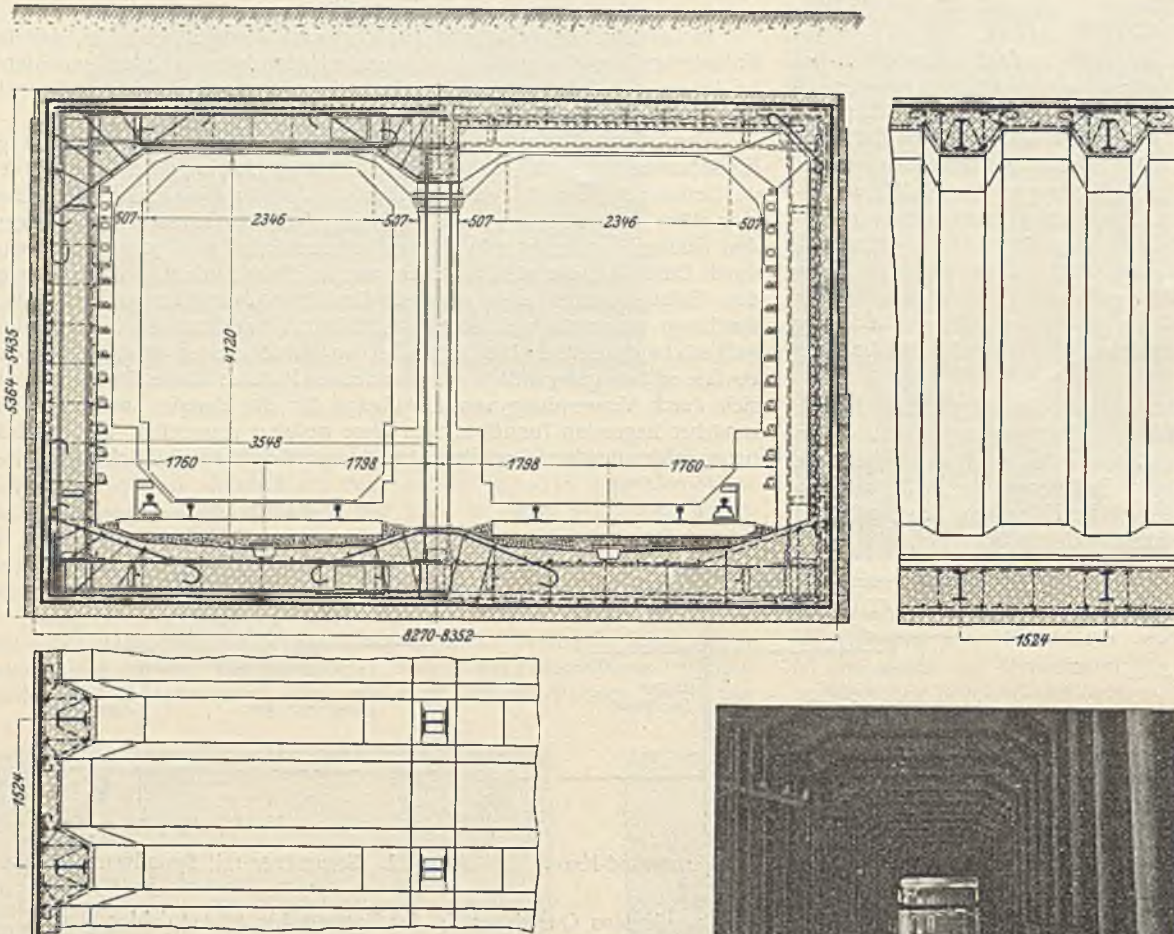


Abb. 34. Untergrundbahn Uyeno—Asakusa (Tokio).
Normalquerschnitt.

zu legen. Bei der kräftigen Konstruktion des Tunnels und dem verhältnismäßig geringen Grundwasserandrang ist dann die Gefahr des Eindringens von Grundwasser in den Tunnel im Erdbebenfalle sehr gering, da eine aus mehreren Lagen Asphalt-Filzpappe bestehende Abdichtung bei sorgfältiger Herstellung etwa eintretende Risse bis zu 1 cm und mehr erfahrungsgemäß ohne mitzureißen überbrückt.

8. Städtischer Tiefbau.

Die Befestigung der Straßenoberfläche bietet, vom Erdbebenstandpunkte gesehen, nichts besonders Bemerkenswertes. Straßenpflaster jeder Art wurde zwar vom Erdbeben böse mitgenommen, jedoch handelt es sich um verhältnismäßig belanglose und rasch wiederherstellbare Schäden, zu deren Vermeidung für einen immerhin so seltenen Fall wie ein großes Erdbeben besondere Maßnahmen wirtschaftlich ungerechtfertigt sind. Gut bewährt hat sich Hartholzpflaster, da es sehr elastisch ist und die einzelnen Blöcke im Falle einer Zerstörung wieder verwendbar bleiben. Die Straßenbahngleise sind in Tokio dank einem besonders kräftigen Unterbau verhältnismäßig wenig beschädigt worden.

Wichtiger als die Frage der Straßenbefestigung ist diejenige der städtischen Versorgungsleitungen. Die Forderung, im städtischen Tiefbau sämtliche Leitungen erdbebensicher zu konstruieren, ist, allgemein gesprochen, wirtschaftlich zu weitgehend. Für die Hauptleitungen ist Erdbebensicherheit zu fordern, während dies für die Nebenleitungen von Fall zu Fall im Hinblick auf die Kostenfrage nachzuprüfen bleibt.

Die Erfahrungen des Erdbebens sind darin zusammenzufassen, daß die Hauptgefahr in der Verlegung der Leitungen im lockeren, den Erschütterungen stark ausgesetzten Boden lag. Nach Möglichkeit sind daher die Leitungen in gewachsenen Boden zu verlegen oder, falls dies undurchführbar ist, mit einer auf den gewachsenen Boden herabzuführenden Gründung zu versehen. Wo Röhren Verwerfungsspalten kreuzen, ist Bruch unvermeidlich (Beispiele in San Franzisko 1906). Hier heißt es also, soweit es möglich ist, Zonen gefahrdrohender Verwerfungsspalten durch die Linienführung auszuschließen.

Was den Baustoff anbetrifft, so haben sich schmiedeeiserne Röhren viel besser als gußeiserne, Eisenbetonrohre viel besser als Steinzeugrohre bewährt. Vorzüglich hielten die größeren Eisenbetonsammler der städtischen Kanalisation in Tokio; Sammler aus Ziegelmauerwerk sind in Erdbebengebieten als unstatthaft zu bezeichnen. Bei eisernen Leitungen litten unter dem Erdbeben insbesondere die Verbindungen. Hier wäre von Fall

zu Fall zu erwägen, ob die Mehrkosten einer gelenkigen Verbindung angebracht sind.

Für Elektrizitätsversorgung, Telegraphen- und Telefonleitungen haben sich beim Erdbeben die Kabel dank ihrer Elastizität weit besser bewährt als Freileitungen, wo durch Abbruch oder Herausreißen der Maste vielfach die Drähte heruntergerissen wurden, so daß die allgemeine Verwirrung noch vermehrt wurde. Auf ländlichen Strecken, wo aus wirtschaftlichen Gründen im allgemeinen Freileitungen geboten sind, empfiehlt sich die Verwendung weitausladender, gut gegründeter eiserner Gittermaste. Die Hochspannungsleitungen, die der Stadt Tokio den Strom von den weit entfernt liegenden Wasserkraftanlagen her zuführen, haben beim Erdbeben dank geeigneter Konstruktion der Gittermaste kaum Schaden gelitten. Weniger geeignet sind Holz- und Betonmaste, bei denen im Gegensatz zu eisernen Gittermasten die Forderung einer im Verhältnis zur Höhe großen Fußbreite einen nennenswerten Materialverlust bedingen würde.

Für Leitungsröhren sowohl für Städteentwässerung als auch für Gas- und Wasserversorgung gilt allgemein, daß im Hinblick auf die erhöhte Zerstörungsgefahr einzelner Leitungen durch Erdbeben besonders viele Umleitungsmöglichkeiten vorhanden sein müssen. Allgemein gilt ferner der Grundsatz, bei sämtlichen Baulichkeiten in Anbetracht ihrer Lebenswichtigkeit bei Wahl des der statischen Berechnung zugrunde zu legenden

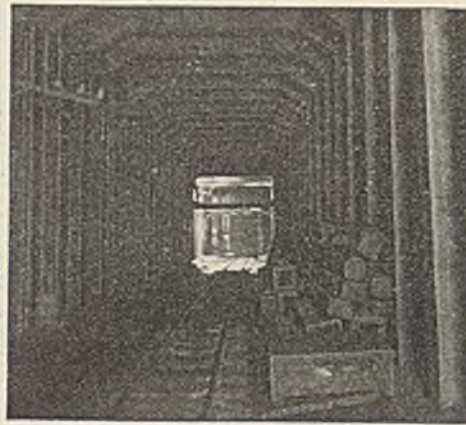


Abb. 35.
Untergrundbahn Uyeno—Asakusa (Tokio).
Blick in den Tunnel.

Erschütterungsgrades besonders vorsichtig zu sein. Während die beschädigten Leitungen in Tokio verhältnismäßig rasch wiederhergestellt waren, erschwerten die Gebäudeschäden zum Teil die rasche Wiederinbetriebsetzung.

Beachtenswert ist der Vorschlag, in Hauptstraßen alle städtischen Versorgungsleitungen in einem begehbaren, kräftig konstruierten und gut gegründeten Eisenbetonkanal zu vereinigen. Im Erdbebenfalle sind alsdann etwaige Schäden an den Einzelleitungen rasch festzustellen.

Was im besonderen die Kanalisation anbelangt, ist der Gesichtspunkt der Veränderung der Geländeoberfläche durch ungleichmäßige Hebung oder Senkung des Geländes in Rechnung zu stellen. Es handelt sich freilich, da auch kleine Höhenunterschiede schon von erheblichem Einfluß werden können, um schwierige Fragen, bei denen Gemeinschaftsarbeit von Ingenieur und Seismologen unerlässlich ist.

Hinsichtlich der Gasversorgung ist zu sagen, daß die Versorgung mit Kochgas durch die erhöhte Feuersgefahr in Erdbebenländern eine besondere Gefahr darstellt. Vom Erdbebenstandpunkte ist daher die völlige Abschaffung der Gasversorgung die ideale Lösung. Die Gasbeleuchtung ist in Tokio bereits nahezu überall durch elektrische Beleuchtung verdrängt. Hoffentlich erfüllen sich die vielversprechenden Anfänge der elektrischen Küchenfeuerung in dem Maße, um ohne allzu schwere wirtschaftliche Schäden die Abschaffung der Gasversorgung in Erdbebenländern durchzuführen zu können.

Die wichtigste Frage ist im städtischen Tiefbau in Erdbebenländern diejenige der Wasserversorgung im Hinblick auf die erhöhte Feuersgefahr. Tokio hat Quellwasserversorgung. Die großen Sammelbecken in dem vom Erdbebenherde weiter entfernten Hügellande waren vom Erdbeben nicht betroffen, wohl aber der Zuführungskanal, mehrere innerhalb der Stadt belegene Sammel- und Filterbecken sowie in besonders hohem Maße die meist gußeisernen Wasserleitungen. Schuld an der Beschädigung der Sammel- und Filterbecken trug eine den Forderungen der Erdbebensicherheit nicht genügende Konstruktion. Bei den Neubauten verfuhr

man besonders vorsichtig sowohl durch hinreichend kräftige Eisenbetonkonstruktion als auch durch Herstellung einer elastischen Innendichtung aus mehreren Lagen Asphalt-Filzplatte mit Teeranstrich nach Art der bewährten Grundwasserabdichtung, die geeignet ist, etwaige nicht allzu breite Risse im Beton zu überbrücken, ohne undicht zu werden. Gut haben sich im allgemeinen die in einzelnen Vororten von Tokio vorhandenen Wassertürme gehalten, bei deren Konstruktion in Eisen bzw. Eisenbeton man meist bereits den Erschütterungsgrad in Rechnung gestellt hatte.

Für die Ausbreitung des Feuers, das im Erdbebenbezirk erheblich mehr Schaden anrichtete als das Erdbeben selbst, trug das Versagen der Wasserversorgung beträchtlich bei, da einzelne zunächst kleinere Brandherde, deren Löschung bei ausreichender Wasserversorgung möglich gewesen wäre, sich ausdehnten und ganze Stadtteile niederlegten. Die Behörden schenken daher gerade der Frage der Wasserversorgung große Aufmerksamkeit. Insbesondere wird auch, um nicht nur auf die jetzige Quellwasserversorgung angewiesen zu sein, die Ausdehnung der Wasserversorgung auf weitere Gewinnungsstellen angestrebt durch Grundwasserversorgung oder Flußwasserversorgung, im letzteren Falle mit Schnellfiltration versehen, um eine Reserve für den Fall des Versagens der sonstigen Wassergewinnungsstellen zu haben.



Abb. 36. Zone der Feuerzerstörung in Tokio beim Erdbeben vom 1. September 1923.

9. Städtische Bebauungspläne.

Neben der einwandfreien Konstruktion der einzelnen Bauwerke ist für den in Erdbebengebieten tätigen Baufachmann ein den besonderen Verhältnissen angepaßter Bebauungsplan die wichtigste Forderung. Es gilt zunächst auf Grund des geophysikalischen und seismologischen Beobachtungsmaterials die Größe der Erdbebengefahr festzustellen in Form einer Einteilung des Gebietes in Zonen verschieden großen Erschütterungsgrades.⁷⁾ Bei Aufstellung des Bebauungsplanes sind, soweit es irgend mit den sonstigen Anforderungen zu vereinen ist, die Zonen besonders hohen Erschütterungsgrades zu vermeiden. Für Tokio war dies nur in beschränktem Maße durchführbar: In der ganzen Innenstadt und der dicht besiedelten östlichen Vorstadt besteht der Untergrund in jungen Alluvialanlandungen des Sumidafusses, wodurch die Erdbebenerschütterungen dort bis zu dreimal so groß waren wie in den diluvialen Bezirken der Stadt. Für die Geschäftsstadt ist eine Änderung der Lage unmöglich, ebensowenig für die auf Wasseranschluß angewiesenen Industriebezirke im Osten der Stadt; hier muß man also der Erdbebengefahr durch entsprechend gediegene Konstruktion der Neubauten Rechnung tragen. Dagegen trifft es sich glücklich, daß die vom Erdbeben weniger gefährdeten Wohnbezirke im diluvialen Hügelgelände nördlich, westlich und südwestlich der Stadt gleichzeitig die gesündesten und von Naturschönheit am meisten begünstigten Stadtteile sind; die allmähliche Auflockerung der bislang überfüllten Bezirke im Zentrum und Osten der Stadt — unter Umwandlung des Zentrums zur reinen Geschäftsstadt und des Ostens zum ausgesprochenen Industrieviertel —, die Schaffung neuer Wohnstätten in weiteren Vororten nördlich, westlich und südwestlich der Stadt sind daher die wesentlichsten Aufgaben des

⁷⁾ Vergl. den Stadtplan von Tokio mit Darstellung der Größe des Erschütterungsgrades in der Veröffentlichung „Die Erdbebensicherheit von Gebäuden“, „Die Bautechnik“ 1927, Heft 30, S. 426, Abb. 5.

Bebauungsplanes für Tokio. Die erste Vorbedingung, eine derartige Umsiedlung überhaupt durchzuführen, ist die Verbesserung der bestehenden Schnellbahnverbindungen durch ein großzügiges Schnellbahnnetz, mit dessen erstem Ausbau, wie bereits erwähnt, begonnen ist.

Von besonderer Bedeutung ist für Bebauungspläne in Erdbebengebieten die Rücksichtnahme auf die erhöhte Feuergefahr. In Tokio fiel die Zone der Feuerzerstörung (Abb. 36) im wesentlichen zusammen mit der Zone größter Erdbebenererschütterung,⁷⁾ wo an sich die Gefahr des Entstehens von Brandherden durch Zusammenstürzen der Häuser besonders groß ist, im übrigen durch die überaus dichte Bebauung der raschen Ausbreitung des Feuers kein Hindernis entgegenstand. Der einzig wirksame Feuerschutz sind, nach den Erfahrungen des großen Erdbebenfeuers in Tokio, breite Grünstreifen; leider sind die in den ursprünglichen Bebauungsplänen bereits vorgesehenen Grünflächen, die im Interesse der Feuersicherheit und der Volksgesundheit gleichermaßen nötig wären, aus Geldmangel meist herausgestrichen. Im übrigen schreibt der jetzige Bebauungsplan von Tokio massive Bauweise für sämtliche Hauptstraßen vor, während die landesübliche, zwar erhöht feuergefährliche, aber wirtschaftlich nicht abzuschaffende Holzbauweise mit einer Geschoßhöhe bis zu zwei Stockwerken auf das Innere der durch die Hauptstraßen abgegrenzten Plätze beschränkt bleibt. Für die Geschäftsstadt ist durchweg massive Bauweise vorgeschrieben; bis sie verwirklicht wird — Abb. 37 zeigt den heutigen Stand des Wiederaufbaues —, ist freilich noch ein weiter Weg.⁸⁾



Abb. 37. Die Ginza, die Hauptgeschäftsstraße in Tokio, nach dem Wiederaufbau.

Zusammenfassung.

Wie für Gebäude, so gilt allgemein für Bauwerke auch des Ingenieurbauwesens, wie Brücken, Tunnel, Uferbefestigungen, daß die nötige Erdbebensicherheit durch sinngemäße statische Berechnung und Konstruktion mit verhältnismäßig geringem wirtschaftlichen Mehraufwand erreichbar ist. Anders liegt die Aufgabe, sobald es sich um Erdbauten handelt, wie im besonderen um Bahndämme und Bahneinschnitte. Die zur Erdbebensicherheit notwendigen Maßnahmen, erhebliche Abflachung der Böschung oder Ersatz der Erdbauten durch Kunstbauten, sind außerordentlich kostspielig. Die Aufgabe des Bauingenieurs ist es daher, beispielsweise beim Entwurf von Gebirgsbahnen die besonders durch Erdbeben gefährdeten Bezirke möglichst bereits durch die Linienführung zu vermeiden; es gilt, schon bei den ersten Vorarbeiten in Erdbebengebieten neben den geologischen auch die seismologischen Grundfragen durch gemeinschaftliche Arbeit mit Fachleuten der Seismologie zu klären.

⁸⁾ Über den Bebauungsplan von Tokio ist in deutschen Fachzeitschriften bisher sehr wenig veröffentlicht. Eine ausführliche Besprechung gab Oberbaudirektor Schumacher in der „Deutschen Bauzeitung“ 1924, Heft 96, leider jedoch auf Grund ihm von Tokio zugesandter unvollständiger Unterlagen, die nur das Straßennetz enthielten und das im Entwurf erst später durchgearbeitete Verkehrsnetz nicht erkennen ließen. Zu bedauern ist, wie auch in dieser Veröffentlichung hervorgehoben, ein gewisser Mangel an Einheitlichkeit der Planung; denn die Festlegung der Hauptverkehrsanlagen hätte grundsätzlich der Durcharbeitung aller Einzelheiten vorangehen müssen. Hierzu war jedoch längere Zeit erforderlich, und auf der anderen Seite war für Festsetzung neuer Baufluchtlinien größte Eile geboten, da für jeden einzelnen Grundstückbesitzer die Art des Wiederaufbaues davon abhing, ob er sein Grundstück dauernd unverändert behalten konnte oder ob es infolge des neuen Bebauungsplanes über kurz oder lang umgelegt werden mußte. Einzelne nachträgliche Änderungen des Bebauungsplanes werden namentlich mit Rücksicht auf die Verkehrsanlagen unvermeidlich sein.

Die Festigkeitsberechnung der neuen Pregelbrücke in Königsberg (Pr.).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Lewerenz, Königsberg (Pr.).
(Schluß aus Heft 12.)

IV. Querrahmenberechnung.

a) Allgemeines.

Vorhanden sind drei verschiedene Rahmentypen, nämlich bei Knotenpunkt 0, bei Knotenpunkt 1 bis 6 und bei Knotenpunkt 7. Im folgenden wird nur der normale Querrahmen (1 bis 6) behandelt.

b) Hauptabmessungen (Abb. 52).

Der untere Querträger ist seitlich mit Eckblechen und Winkelleisen an den Pfosten angeschossen, der obere Querträger dagegen liegt auf den Obergurten auf. Rahmenhöhe $h_r = 5,33$ m.



Abb. 52.

Die Schwerlinie des Untergurtes liegt ziemlich genau in gleicher Höhe wie die Schwerlinie des unteren Querträgers. Mittleres Trägheitsmoment des oberen Querträgers $J_o = 1\,000\,000$ cm⁴ des unteren Querträgers $J_u = 155\,000$ cm⁴ des Pfostens $J_p = 122\,000$ cm⁴.

Bei den nachfolgenden Rechnungen kommt es meistens nur auf das Verhältnis der Trägheitsmomente zueinander an. Bezeichnen wir die reduzierten Trägheitsmomente mit J' , und setzen wir $J'_p = 1$, so folgt

$$J'_o = \frac{J_o}{J_p} = 8,2; \quad J'_u = \frac{J_u}{J_p} = 1,27.$$

Die mit Ziffern bezeichneten Punkte der beiden Querträger sind die Anschlußstellen der Fahrbahnträger. Die Punkte m und n der Pfosten sowie p und q des oberen Querträgers bezeichnen die Ansatzstellen der Eckaussteifungen. Im unteren Querträger fällt die Ansatzstelle der Eckaussteifung mit Punkt 4 zusammen.

c) Einflußlinien der statisch unbestimmten Größen.

System innerlich dreifach statisch unbestimmt. Äußerlich betrachten wir den Rahmen als statisch bestimmt gelagert. Die Auflager zur Aufnahme senkrechter Lasten sind die beiden Hauptträger. Zur Erzielung eines statisch bestimmten Grundsystems denken wir uns den oberen Riegel in der Mitte durchgeschnitten. Die an der Schnittstelle wirkenden drei

unbekannten Größen führen wir als statisch Unbestimmte ein und zwar nennen wir:

die Längskraft X_a
die Querkraft X_b
das Moment X_c } s. Abb. 53.

Die in Abb. 53 eingetragenen Vorzeichen geben die Spannungsart (Zug oder Druck) an, die in den äußersten Fasern auftritt, wenn die Momente positiv sind.

Aus den in Abb. 54 bis 56 dargestellten Momentenflächen für die Belastungsfälle $X_a = -1$, $X_b = -1$ und $X_c = -1$ folgt ohne weiteres, da die M_a -fläche und M_c -fläche symmetrisch sind, die M_b -fläche dagegen negativ symmetrisch ist:

$$(74) \quad \int \frac{M_a M_b}{J'} ds = 0; \quad \int \frac{M_b M_c}{J'} ds = 0.$$

Wir bestimmen den Abstand z des Angriffspunktes von X_a so, daß auch

$$(75) \quad \int \frac{M_a M_c}{J'} ds = 0 \text{ wird. Dann wird}$$

$$Z = \frac{b h_r}{J'_o + \frac{b}{J'_u} + 2 h_r} = 3,50 \text{ m.}$$

Bei Vernachlässigung der Formänderungen durch Längs- und Querkräfte gelten, wenn wir mit M_o die Momente des statisch bestimmten Grundsystems bezeichnen, die bekannten Elastizitätsgleichungen:

$$(76) \quad \begin{cases} X_a = \frac{\int M_o M_a ds}{\int M_a^2 ds} \\ X_b = \frac{\int M_o M_b ds}{\int M_b^2 ds} \\ X_c = \frac{\int M_o M_c ds}{\int M_c^2 ds} \end{cases}$$

Auf die ziemlich einfache Ermittlung der Nennerwerte gehen wir hier nicht ein.

Es ergibt sich:

$$\int \frac{M_a^2}{J'} ds = 69,06 \text{ m}^3; \quad \int \frac{M_b^2}{J'} ds = 258,74 \text{ m}^3;$$

$$\int \frac{M_c^2}{J'} ds = 18,59 \text{ m.}$$

Wir unterscheiden zwei Gruppen von Einflußlinien, je nachdem, ob die Last l über den oberen oder ob sie über den unteren Riegel wandert. Zur Berechnung der Einflußlinien genügt die Ermittlung der Zählerwerte von obigen Gleichungen für bestimmte Punkte und zwar, da die Einflußlinien der Kragarme geradlinig verlaufen müssen, für die Punkte I, q, IV, V bzw. 1, 4, 5, 6, 7. Die zahlenmäßige Ausrechnung dieser Größen bietet nichts Bemerkenswertes. Einige der M_o -flächen sind in den Abb. 57 bis 60 dargestellt.

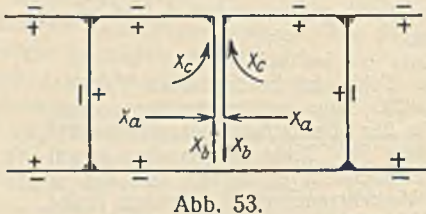


Abb. 53.

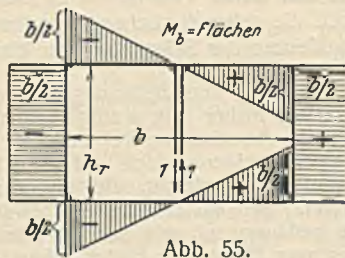


Abb. 55.

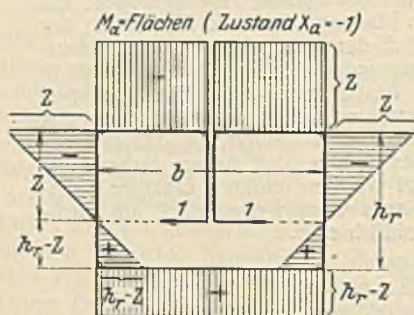


Abb. 54.

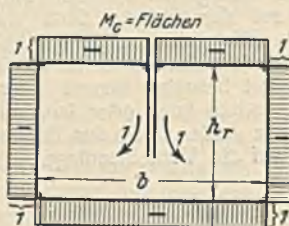


Abb. 56.

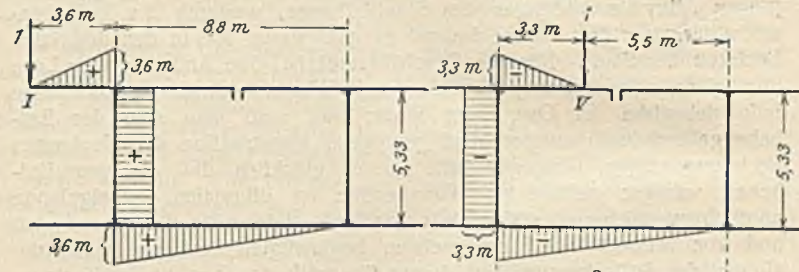


Abb. 57.

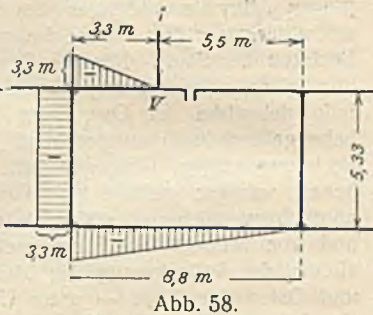


Abb. 58.

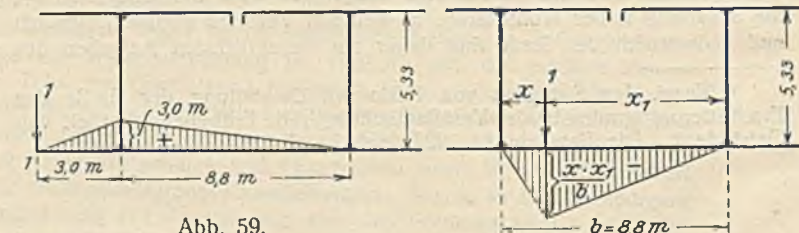


Abb. 59.

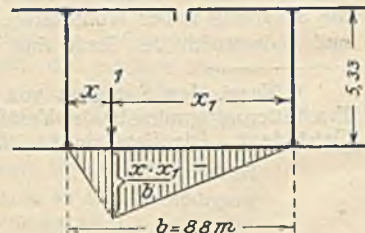


Abb. 60.

In folgender Tafel sind die Zählerwerte eingetragen und die Werte für X_a , X_b und X_c ermittelt.

Tafel 20.

Angriffs- punkt der Last 1	$\int \frac{M_o M_a ds}{j'}$	$\int \frac{M_o M_b ds}{j'}$	$\int \frac{M_o M_c ds}{j'}$	$\int \frac{X_a M_a ds}{j'}$	$\int \frac{X_b M_b ds}{j'}$	$\int \frac{X_c M_c ds}{j'}$
				69,06	258,74	18,59
I	+ 6,80	∓ 102,90	- 31,65	+ 0,0985	∓ 0,3970	- 1,703
q	- 1,05	± 17,17	+ 5,30	- 0,0152	± 0,0663	+ 0,285
IV	- 2,36	± 43,36	+ 13,34	- 0,0342	± 0,1675	+ 0,718
V	- 3,86	± 96,44	+ 29,64	- 0,0558	± 0,3725	+ 1,595
1	+ 19,00	∓ 15,22	- 10,38	+ 0,2750	∓ 0,0588	- 0,558
4	- 5,00	± 3,21	+ 2,73	- 0,0725	± 0,0124	+ 0,147
5	- 9,45	± 4,30	+ 5,15	- 0,1370	± 0,0166	+ 0,277
6	- 12,30	± 3,36	+ 6,72	- 0,1780	± 0,0130	+ 0,362
7	- 13,75	± 1,25	+ 7,52	- 0,1990	± 0,0048	+ 0,405

Die Zahlen der dritten und sechsten Spalte haben zwei Vorzeichen; von diesen gilt das obere Vorzeichen für die Punkte der linken, das untere für die Punkte der rechten Riegelhälfte. Die Einflußlinien für X_a , X_b und X_c sind in Abb. 61 bis 63 aufgetragen.

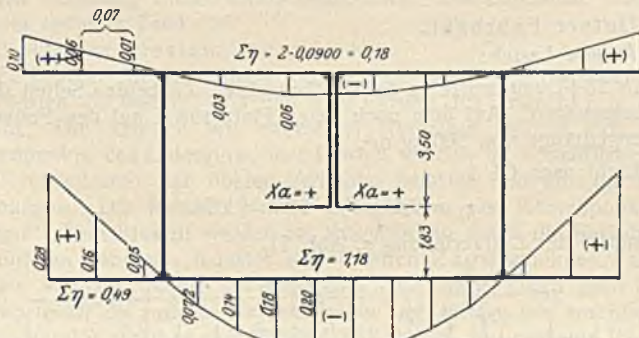


Abb. 61. X_a -Linie.

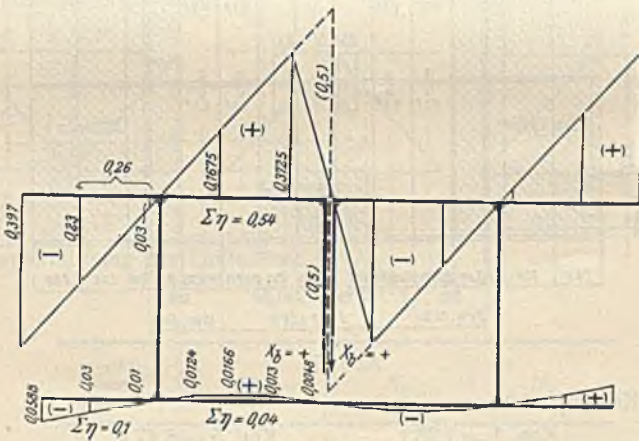


Abb. 62. X_b -Linie.

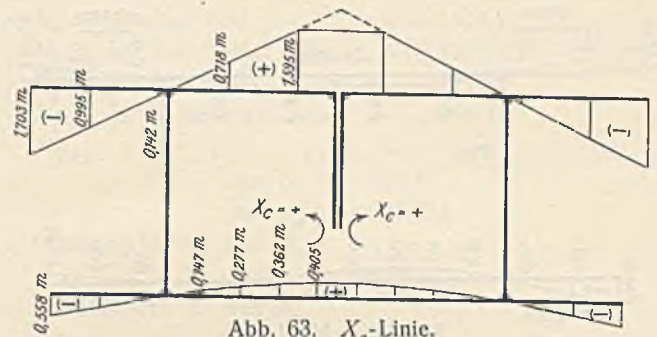


Abb. 63. X_c -Linie.

d) Einflußlinien der Momente.

$$M = M_o - X_a \cdot M_a - X_b \cdot M_b - X_c \cdot M_c.$$

Für die Punkte der auskragenden Riegelenden ist die Bestimmung von Einflußlinien nicht erforderlich. Die Einflußlinien werden lediglich für die Momente an folgenden Stellen ermittelt:

- Im oberen Riegel q, IV, V;
- „ unteren „ A_p , 4, 5, 7;
- „ Pfosten A_R , m, n.

Das Moment bei B braucht hier nicht bestimmt zu werden, weil die sonst übliche Eckaussteifung durch Zugbänder und Druckplatten (bei p u. q) ersetzt ist. Die in diesen auftretenden Kräfte werden später besonders ermittelt.

Einige der M-Linien sind in den Abb. 64 bis 69 dargestellt. In Tafel 21 finden wir die Zählerwerte der Einflußordinaten.

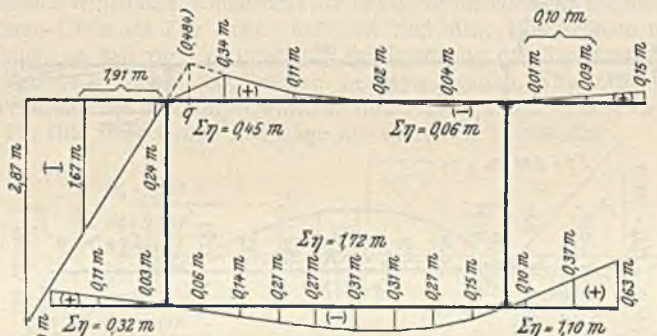


Abb. 64. M_q -Linie.

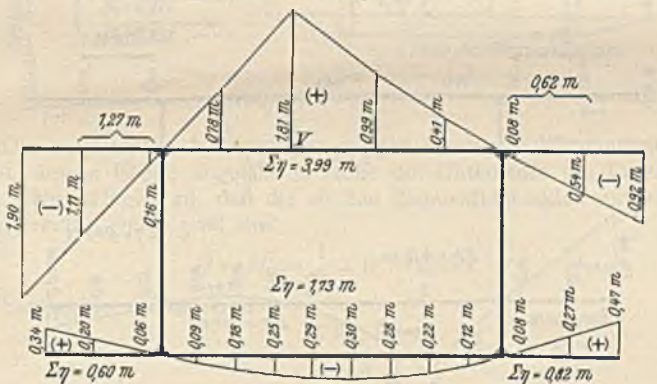


Abb. 65. M_v -Linie.

Tafel 21. (Benennung sämtlicher Momente ist m).

Angriffs- punkt der Last 1	M_q	M_{IV}	M_v	M_m	M_n	M_{A_p}	M_4	M_5	M_7
I	- 2,8660	- 2,5080	- 1,795	+ 0,3000	+ 0,1000	- 0,0280	- 0,0390	- 0,0580	- 0,0815
IV	+ 0,3365	+ 1,0845	+ 0,783	- 0,0964	- 0,0269	+ 0,0177	+ 0,0207	+ 0,0257	+ 0,0275
V	+ 0,1145	+ 0,6795	+ 1,809	- 0,1490	- 0,0364	+ 0,0360	+ 0,0390	+ 0,0450	+ 0,0483
V'	- 0,0155	+ 0,3195	+ 0,989	- 0,1270	- 0,0144	+ 0,0580	+ 0,0570	+ 0,0500	+ 0,0507
IV'	- 0,0395	+ 0,1125	+ 0,414	- 0,0704	- 0,0009	+ 0,0437	+ 0,0407	+ 0,0367	+ 0,0319
I'	+ 0,1500	- 0,2080	- 0,921	+ 0,1900	- 0,0102	- 0,1380	- 0,1270	- 0,1090	- 0,0905
1	+ 0,1830	+ 0,2355	+ 0,341	- 0,4040	- 0,9625	- 1,3190	+ 1,4330	+ 1,1430	+ 0,5800
4	- 0,0598	- 0,0710	- 0,093	+ 0,0928	+ 0,2400	+ 0,3343	- 0,4646	- 0,3753	- 0,2011
5	- 0,1398	- 0,1548	+ 0,184	+ 0,1441	+ 0,4227	+ 0,6011	- 0,0995	- 0,9204	- 0,5197
6	- 0,2115	- 0,2233	- 0,247	+ 0,1522	+ 0,5136	+ 0,7452	+ 0,1478	- 0,5535	- 0,9185
7	- 0,2738	- 0,2781	- 0,287	+ 0,1271	+ 0,5319	+ 0,7911	+ 0,3009	- 0,2760	- 1,3976
7'	- 0,3102	- 0,3059	- 0,297	+ 0,0849	+ 0,4892	+ 0,7489	+ 0,3661	- 0,0860	- 0,9624
6'	- 0,3105	- 0,2987	- 0,275	+ 0,0378	+ 0,3992	+ 0,6308	+ 0,3542	+ 0,0285	- 0,6035
5'	- 0,2662	- 0,2512	- 0,221	- 0,0021	+ 0,2785	+ 0,4549	+ 0,2810	+ 0,0754	- 0,3223
4'	- 0,1542	- 0,1430	- 0,121	- 0,0164	+ 0,1308	+ 0,2251	+ 0,1490	+ 0,0597	- 0,1145
1'	+ 0,6290	+ 0,5765	+ 0,471	+ 0,1140	- 0,4445	- 0,8010	- 0,5550	- 0,2640	+ 0,2994

Für M_{A_R} gilt für Punkt 1: + 1,691. Die übrigen Werte von M_{A_R} sind dieselben wie bei M_{A_P} .

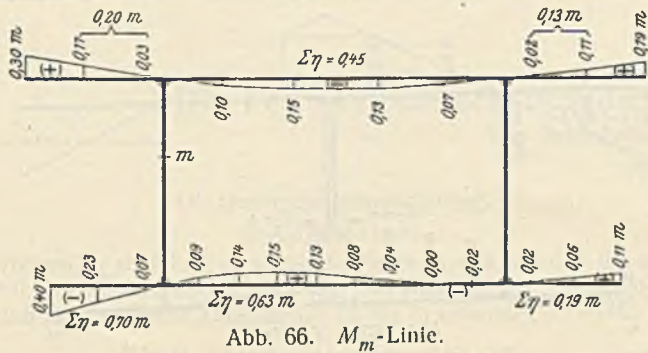


Abb. 66. M_m -Linie.

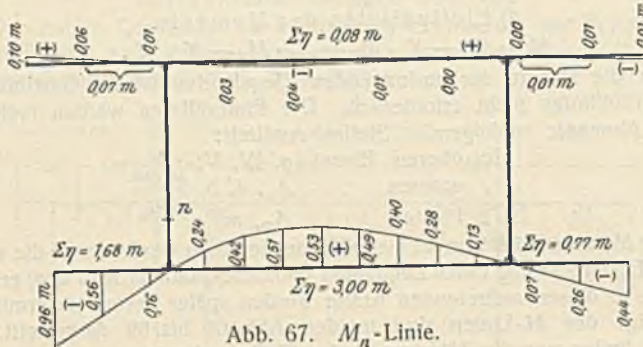


Abb. 67. M_n -Linie.

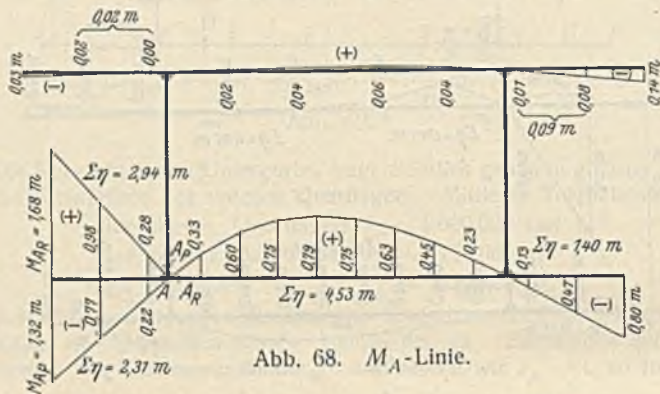


Abb. 68. M_A -Linie.

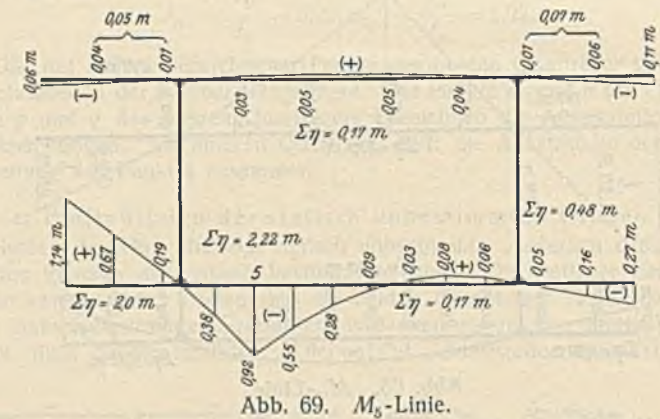


Abb. 69. M_s -Linie.

e) Knotenpunktlasten für ständige Belastung.

1. Obere Fahrbahn.

- Punkt I 0,5 t,
- „ II $0,35 + 1,05 \cdot 2,19 = 2,65$ t,
- „ III $1,8 \cdot 2,19 = 4,00$ t,
- „ IV $1,8 \cdot 2,19 = 4,00$ t,
- „ V $1,8 \cdot 2,19 = 4,00$ t.

2. Untere Fahrbahn.

- Punkt 1 $(0,262 + 0,183) \frac{1,25}{2} + 0,164 = 0,442$ t,
- „ 2 $(0,262 + 0,183) 1,25 = 0,556$ t,
- „ 3 $\frac{0,262}{2} (1,25 + 0,5 + 0,875) + \frac{0,183}{2} (1,25 + 0,5) = 0,506$ t.

Zur Vereinfachung der Rechnung wird für jeden der drei Punkte eine Last von $\approx 0,6$ t eingesetzt.

Punkt 4 bis 7:

Der Einfachheit wegen werden die Lasten gleich groß angenommen, und zwar

$$= (1,63 + 0,693) 1,0 \approx 2,4 \text{ t.}$$

Das gesamte Belastungsschema für ständige Last zeigt Abb. 70.

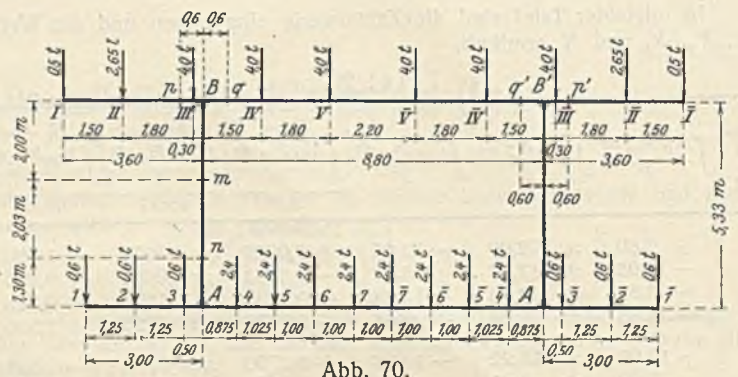


Abb. 70.

f) Ermittlung der Knotenpunktlasten infolge der Verkehrslasten.

1. Obere Fahrbahn.

Nach den Berechnungsgrundlagen der Reichsbahn ist die Querträgerbelastung für einen Schwellenträgerstrang $A_p = 33,23$ t.

Stoßzahl (Stützweite 8,8 m) = 1,57

$$q A = 1,57 \cdot 33,23 \approx 52,2 \text{ t.}$$

2. Untere Fahrbahn.

Äußere Lasten:

Eine 23-t-Dampfwalze in der Brückenachse. Zu beiden Seiten davon Straßenbahnwagen. Auf dem noch freien Platz sowie auf den Fußwegen Menschengedränge von 500 kg/m^2 .

Stoßzahl nach Gl. 1

$$q_1 = 0,4 + 0,6 \cdot 1,57 = 1,34.$$

Grundriß der Lastverteilung s. Abb. 71.

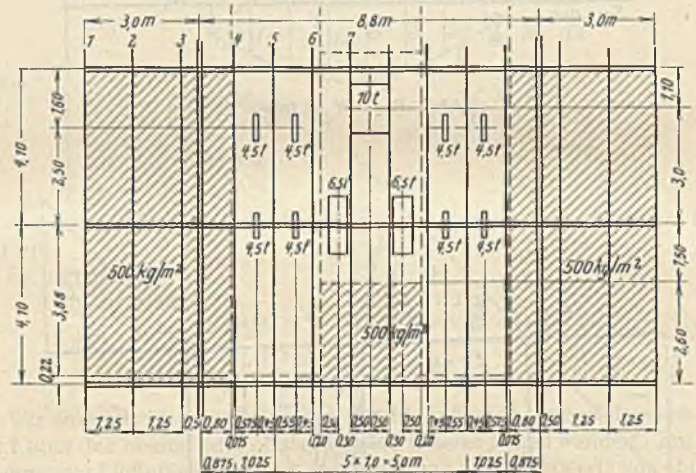


Abb. 71.

Knotenpunktlasten:

- Knp. 1 = 1,28 t, Knp. 5 = 8,47 t,
- „ 2 = 2,56 t, „ 6 = 7,35 t,
- „ 3 = 2,62 t, „ 7 = 8,30 t,
- „ 4 = 5,01 t,

Das gesamte Belastungsschema für Verkehrslasten zeigt die Abb. 72.

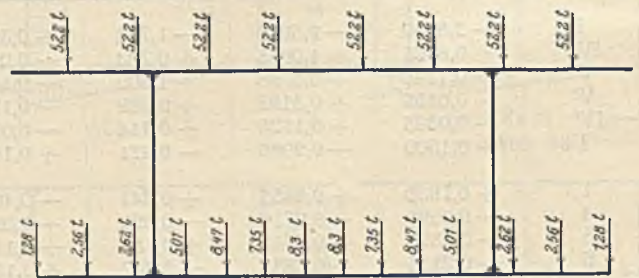


Abb. 72.

g) Auswertung der Einflußlinien.

Es würde zu weit führen, die Auswertung der Einflußlinien hier im einzelnen wiederzugeben. Die Ergebnisse sind in Tafel 22 zusammengestellt.

Tafel 22. (Benennung sämtlicher Momente . . . tm.)

Punkt	M_g	Verkehrslast oben		Verkehrslast unten		max M	min M
		max M_p	min M_p	max M_p	min M_p		
q	- 8,19	+ 28,70	- 102,60	+ 2,61	- 13,15	+ 23,12	- 123,83
IV	- 0,98	+ 114,00	- 94,50	+ 2,65	- 13,16	+ 115,67	- 108,64
V	+ 6,13	+ 208,28	- 95,53	+ 2,61	- 13,24	+ 217,02	- 102,64
A_R	+ 12,02	+ 8,36	- 5,74	+ 40,00	- 2,56	+ 60,38	+ 3,72
4	+ 3,65	+ 8,36	- 5,74	+ 16,94	- 4,96	+ 28,95	- 7,05
5	- 3,77	+ 8,89	- 6,28	+ 4,87	- 17,67	+ 9,99	- 27,72
7	- 10,95	+ 8,35	- 6,28	+ 2,84	- 39,37	+ 0,24	- 56,60
m	+ 0,40	+ 17,20	- 23,45	+ 5,11	- 1,38	+ 22,71	- 24,43
n	+ 5,62	+ 3,65	- 4,70	+ 22,95	- 4,49	+ 32,22	- 3,57
A_p	+ 8,87	+ 8,36	- 5,74	+ 34,61	- 6,80	+ 51,84	- 3,67

h) Momente im oberen Kragarm.

$M_n = -0,5 \cdot 1,5 = -0,75$ tm (nur ständige Last).

$M_p = -0,5 \cdot 2 \cdot 1,5 = -1,50$ tm (ständige Last)

$-2,65 \cdot 1,5 = -4,00$ " (Verkehrslast)

$-52,2 \cdot 1,5 = -78,40$ " (Verkehrslast)

$M_p = -83,90$ tm.

i) Bestimmung der Längskräfte.

Die Rechnung bietet nichts Besonderes. Die Ergebnisse finden sich in einer späteren Tafel.

3. Linker Pfosten.

Es besteht ein Unterschied zwischen den Pfosten der Rahmen 1, 3, 5, den Pfosten der Rahmen 2, 4 und dem Pfosten des Rahmens 6 (s. Abb. 73 bis 75). Die Rahmen mit ungeraden Nummern stützen sich auf die Knotenpunkte des Untergurtes, ihre Pfosten werden im wesentlichen durch die Verkehrslasten der oberen Fahrbahn belastet und erhalten Druckspannungen. Die Rahmen 2 und 4 hängen an den Knotenpunkten des Obergurtes, ihre Pfosten werden im wesentlichen durch die Verkehrslasten der unteren Fahrbahn belastet und erhalten Zugspannungen. Eine besondere Stellung nimmt der Rahmen 6 ein. Zwar erhält auch hier der Pfosten durch die unteren Verkehrslasten Zug, infolge des anschließenden Druckstabes Sf erhält er aber überwiegend Druck. Zur größeren Einfachheit der Konstruktion werden alle sechs Pfosten gleich ausgebildet. Es genügt daher, im folgenden die ungünstiger beanspruchten Pfosten mit ungeraden Nummern zu untersuchen.

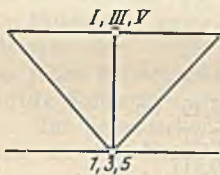


Abb. 73.

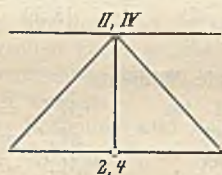


Abb. 74.

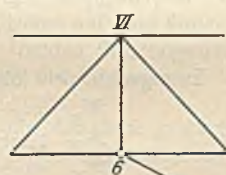


Abb. 75.

α) Ermittlung der Einflußlinie für N_p

$N_p = N_o + X_b$.

Tafel 23.

Angriffspunkt der Last 1	N_o	X_b	N_p
I	-1	-0,40	-1,40
II	-1	-0,23	-1,23
III	-1	-0,03	-1,03
IV	-1	+0,17	-0,83
V	-1	+0,37	-0,63
V' bis I'	0	siehe X_b -Linie	siehe X_b -Linie
I bis I'			

Einflußlinie siehe Abb. 76.

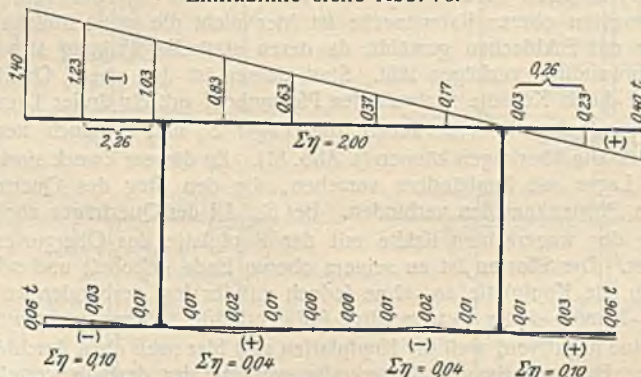


Abb. 76. N_p -Linie.

- β) N_p für ständige Last = -15,15 t,
- $N_{p \max}$ für Verkehrslast oben = -13,55 t,
- $N_{p \min}$ " " " = -222 t,
- $N_{p \max}$ für Verkehrslast unten = +0,48 t,
- $N_{p \min}$ " " " = 0.

max $N_p = -1,12$ t,
min $N_p = -237,15$ t.

- γ) Belastungsfall für max M_m
 $N_p = -103,99$ t.

- δ) Belastungsfall für min M_m
 $N_p = -104,81$ t.

- ε) Belastungsfall für max M_n
 $N_p = -117,6$ t.

- ζ) Belastungsfall für min M_n
 $N_p = -91$ t.

- η) M_m beim Belastungsfall für max $N_p = +10,93$ tm,
- M_m " " " min $N_p = -13,48$ tm.

- θ) M_n " " " max $N_p = +10,98$ tm,
- M_n " " " min $N_p = +6,42$ tm.

k) Zusatzkräfte infolge Winddrucks.

Es kommt nur der Fall der belasteten Brücke ($W = 150$ kg/m²) als der erheblich ungünstigere in Frage. Der Einfluß des auf das obere Verkehrsbahn wirkenden Winddrucks ist etwas verschieden, je nachdem, auf welchem Gleis der Zug steht. Indessen sind diese Unterschiede nur unerheblich, so daß zur Vereinfachung der Rechnung die Annahme zulässig ist, daß sämtliche den Rahmen beanspruchenden Windkräfte in der Schwerachse des luvseitigen Pfostens ihre Angriffspunkte haben. Abb. 77 gibt ein Bild über Größe und Lage der einzelnen Windkräfte.

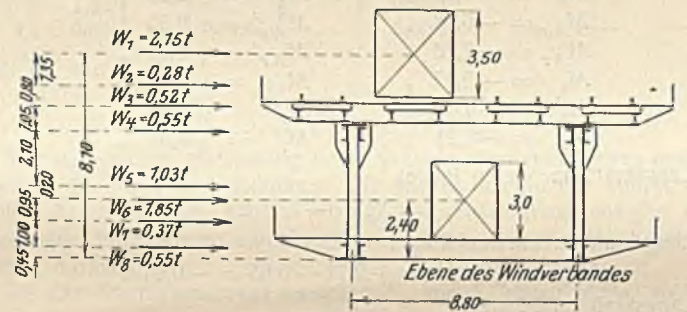


Abb. 77.

Die wagerechten Auflagerkräfte werden durch den Windverband ausgeübt, dessen Ebene ungefähr in Höhe der Unterkante des Untergurtes liegt. Wir nehmen an, daß die an den Rahmenfußpunkten auftretenden Auflagerkräfte gleich groß sind.

$H = H' = \frac{1}{2} \sum W = 3,65$ t.

Senkrechte Auflagerkraft

$A = -B = -\frac{\sum W_m h_m}{8,8} = -3,76$ t.

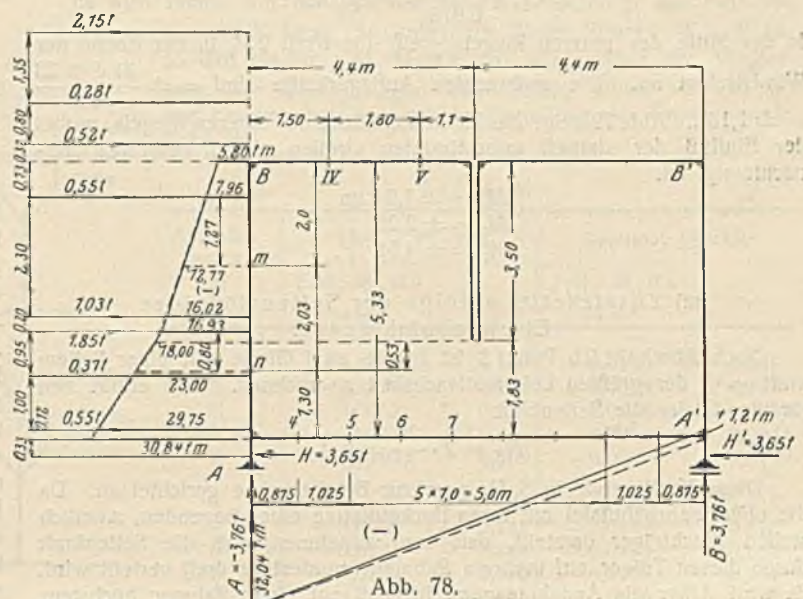


Abb. 78.

Abb. 78 zeigt die M_o -Flächen am statisch bestimmten Grundsystem. Zur Vereinfachung der Rechnung ersetzen wir die Momentenlinien des Pfostens und unteren Riegels durch die gestrichelten Linien. Die weitere Rechnung ergibt

$$\int \frac{M_o M_a ds}{J'} = -187,26 \text{ m}^3,$$

$$\int \frac{M_o M_b ds}{J'} = +542 \text{ m}^3,$$

$$\int \frac{M_o M_c ds}{J'} = +197,3 \text{ m}.$$

Also folgt:

$$X_a = \frac{\sum S_o S_a \cdot \frac{ds}{J'}}{\sum S_a^2 \cdot \frac{ds}{J'}} = \frac{-187,26}{69,06} = -2,71,$$

$$X_b = \frac{\sum S_o S_b \cdot \frac{ds}{J'}}{\sum S_b^2 \cdot \frac{ds}{J'}} = \frac{542}{258,74} = +2,09,$$

$$X_c = \frac{\sum S_o S_c \cdot \frac{ds}{J'}}{\sum S_c^2 \cdot \frac{ds}{J'}} = \frac{197,3}{18,59} = +10,6 \text{ m}.$$

Nach der Gleichung $M = M_o - M_a X_a - M_b X_b - M_c X_c$ errechnen sich folgende Momente:

$M_q = +9,05 \text{ tm}$	$M_q' = -6,85 \text{ tm}$
$M_{IV} = +7,17 \text{ "}$	$M_{IV}' = -4,97 \text{ "}$
$M_V = +3,40 \text{ "}$	$M_V' = -1,20 \text{ "}$
$M_m = +2,97 \text{ "}$	$M_m' = -2,68 \text{ "}$
$M_n = -0,47 \text{ "}$	$M_n' = +2,83 \text{ "}$
$M_{Ap} = -6,08 \text{ "}$	$M_{Ap}' = +6,35 \text{ "}$
$M_{Ar} = -7,28 \text{ "}$	$M_{Ar}' = +6,35 \text{ "}$
$M_4 = -5,97 \text{ "}$	$M_4' = +5,01 \text{ "}$
$M_5 = -4,31 \text{ "}$	$M_5' = +3,42 \text{ "}$
$M_7 = -1,21 \text{ "}$	$M_7' = +0,31 \text{ "}$

Längskraft im oberen Riegel

$$N_{Ro} = X_a = -2,71 \text{ t}.$$

Längskraft im unteren Riegel

$$N_{Ru} = X_a - H' = +2,71 - 3,65 = -0,94 \text{ t}.$$

Längskraft im Pfosten

$$N_p = +3,76 \text{ t}.$$

l) Zusatzkräfte im unteren Riegel als Pfosten des Windverbandes.

Am ungünstigsten wird der Rahmen bei Knotenpunkt 1 beansprucht. Bei einem Winddruck von 150 kg/m^2 auf die belastete Brücke und gleichzeitig auftretender Bremswirkung wird

$$D_2 = \pm 21,5 \text{ t},$$

wobei + für die luvseitige, - für die leeseitige Strebe gilt.

Dann folgt:

$$V_1 = \mp \frac{21,9 \cdot 4,4}{6,014} = \mp 15,7 \text{ t}.$$

In der Mitte des unteren Riegels greift die Kraft $2V_1$ in der Ebene der Windstreben an. Die senkrechten Auflagerkräfte sind $= \pm \frac{31,4 \cdot 0,33}{8,8} = \pm 1,18 \text{ t}$. Abb. 79 zeigt die Momentenfläche des unteren Riegels, wobei der Einfluß der statisch unbestimmten Größen als unwesentlich vernachlässigt ist.

$$M_4 = \pm 1,04 \text{ tm}$$

$$M_5 = \pm 2,25 \text{ "}$$

$$M_7 = \pm 4,61 \text{ "}$$

m) Zusatzkräfte infolge der Seitenstöße der Eisenbahnfahrzeuge.

Nach Abschnitt IIb Punkt 3 ist für je zwei Gleise mit einer Seitenkraft $= \frac{1}{5}$ der größten Lokomotivachslast zu rechnen. Also ergibt sich für vier Gleise die Seitenkraft

$$H_S = 2 \cdot \frac{25}{5} = 10 \text{ t}.$$

Diese Kraft greift in S.-O. quer zur Brückenachse gerichtet an. Da die obere Fahrtafel mit ihren Buckelplatten einen liegenden, ziemlich steifen Blechträger darstellt, darf man annehmen, daß die Seitenkraft durch diesen Träger auf mehrere Rahmen (mindestens drei) verteilt wird. Es wird daher die Annahme gemacht, daß auf einen Rahmen höchstens

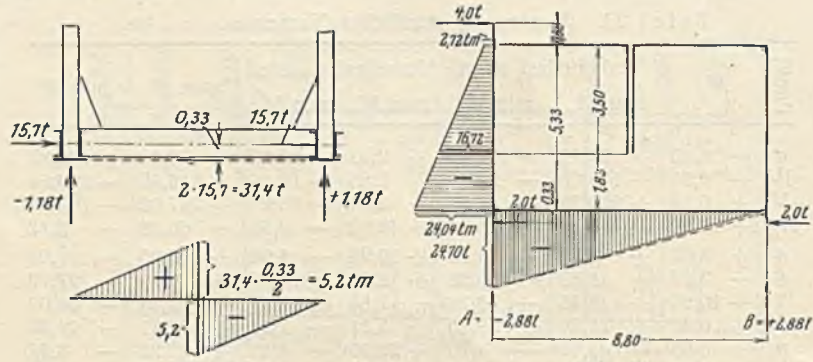


Abb. 79.

Abb. 80.

$0,4 H_S = 4 \text{ t}$ entfällt. Das Belastungsschema und die Momentenflächen des statisch bestimmten Grundsystems zeigt Abb. 80.

$$H = H' = \frac{1}{2} \cdot 4 = 2 \text{ t}$$

$$A = -B = -\frac{4 \cdot 6,34}{3,8} = -2,88 \text{ t}.$$

$$\int \frac{M_o M_a ds}{J'} = -147,72 \text{ m}^3$$

$$\int \frac{M_o M_b ds}{J'} = +440 \text{ m}^3$$

$$\int \frac{M_o M_c ds}{J'} = +156,8 \text{ m}.$$

Also folgt:

$$X_a = \frac{\int M_o M_a \frac{ds}{J'}}{\int M_a^2 \frac{ds}{J'}} = \frac{-147,72}{69,06} = -2,14 \text{ t}$$

$$X_b = \frac{\int M_o M_b \frac{ds}{J'}}{\int M_b^2 \frac{ds}{J'}} = \frac{440}{258,74} = +1,696 \text{ t}$$

$$X_c = \frac{\int M_o M_c \frac{ds}{J'}}{\int M_c^2 \frac{ds}{J'}} = \frac{156,8}{18,59} = +8,44 \text{ tm}.$$

Es ergeben sich folgende Momente:

$M_q = +7,4 \text{ tm}$	$M_q' = -5,49 \text{ tm}$
$M_{IV} = +5,88 \text{ "}$	$M_{IV}' = -3,97 \text{ "}$
$M_V = +2,83 \text{ "}$	$M_V' = -0,917 \text{ "}$
$M_m = +2,00 \text{ "}$	$M_m' = -2,23 \text{ "}$
$M_n = -1,80 \text{ "}$	$M_n' = +2,112 \text{ "}$
$M_{Ap} = -4,21 \text{ "}$	$M_{Ap}' = +4,90 \text{ "}$
$M_{Ar} = -4,87 \text{ "}$	$M_{Ar}' = +4,90 \text{ "}$
$M_4 = -3,90 \text{ "}$	$M_4' = +3,91 \text{ "}$
$M_5 = -2,75 \text{ "}$	$M_5' = +2,80 \text{ "}$
$M_7 = -0,54 \text{ "}$	$M_7' = +0,592 \text{ "}$

Längskraft oben $N_{Ro} = -2,14 \text{ t}$,

" unten $N_{Ru} = 2,14 - 2 = 0,14 \text{ t}$,

" im Pfosten $N_p = -2,88 \text{ t}$.

n) Zusammenstellung (s. Tafel 24, Seite 561).

o) Obere Rahmenecke.

1. Allgemeines.

Zur besseren Beurteilung des Kräfteverlaufs in der sehr stark beanspruchten oberen Rahmenecke ist hier nicht die meist übliche Ausbildung mit Eckblechen gewählt, da deren statische Wirkung sich nicht ganz einwandfrei verfolgen läßt. Statt dessen ist der obere Querträger auf dem durch Konsole verbreiterten Pfostenkopf mittels dreier Lager S_a, S_m, S_i aufgelagert, von denen die Lager S_a und S_i auch negative Auflagerkräfte übertragen können (s. Abb. 81). Zu diesem Zweck sind diese beiden Lager mit Zugbändern versehen, die den Steg des Querträgers mit den Pfostenkonsolen verbinden. Bei S_m ist der Querträger zur Übertragung der wagerechten Kräfte mit der Kopfplatte des Obergurtes fest vernietet. Der Pfosten ist an seinem oberen Ende gehobelt und schließt dicht an die Kopfplatte an, ohne jedoch mit ihr fest verbunden zu sein. Bei S_m können daher zwar positive Auflagerkräfte aufgenommen werden, aber keine negativen, weil die Kopfplatten sich hier nach oben durchbiegen können. Die negativen Auflagerkräfte werden hier deshalb vermieden, weil sie eine Vergrößerung der Auflagerkräfte bei S_a und S_i erzeugen

Tafel 24.

Punkt	Ständige Last		Verkehrslast				Ständige Last + Verkehrs- last (abgerundet)				Zusatzkräfte						Haupt- und Zusatz- kräfte				
	M	N	M +	N	M -	N	M +	N	M -	N	Wind		Windverband		Seitenkräfte		max M		min M		
	tm	t	tm	t	tm	t	tm	t	tm	t	M	N	M	N	M	N	tm	t	tm	t	
II	- 0,75																				
p	- 5,50				- 78,40					- 1											
q	- 8,19		+ 31,31	+ 0,75	- 115,75	- 10,08	+ 23	- 2	- 124	- 13	+ 9,05					+ 7,40					
IV	- 0,98	- 2,47	+ 116,65	- 7,60	- 107,66	- 1,73	+ 116	- 10	- 109	- 4	- 6,85					- 5,49			+ 39	- 7	- 136
V	+ 5,13		+ 210,89	- 7,60	- 108,77	- 1,73	+ 217	- 10	- 103	- 4	+ 7,17					+ 5,88			+ 129	- 15	- 118
m	+ 0,40		(I) + 22,31	- 103,99	(III) - 24,83	- 104,81	+ 23	- 119	- 24	- 120	+ 4,97					- 3,97			+ 223	- 15	- 105
n	+ 0,40		(II) + 10,93	+ 14,03	(IV) - 13,48	- 222,0	+ 11	- 1	- 13	- 237	+ 3,40					+ 2,83			+ 28	- 112	- 29
A _p	+ 8,87		(I) + 26,6	- 117,6	(III) - 9,19	- 91,0	+ 32	- 133	- 4	- 106	+ 2,97					- 2,68			+ 2,00		
A _r	+ 12,02		(II) + 10,98	+ 14,03	(IV) + 6,42	- 222,0	+ 17	- 1	+ 12	- 237	- 2,68					- 2,68			+ 2,00		
4	+ 3,65	+ 2,47	(I) + 26,6	- 117,6	(III) - 9,19	- 91,0	+ 32	- 133	- 4	- 106	- 0,47					- 0,47			+ 2,11		
5	- 3,77		(II) + 10,98	+ 14,03	(IV) + 6,42	- 222,0	+ 17	- 1	+ 12	- 237	+ 2,83					+ 2,83			+ 2,11		
7	- 10,95		(I) + 26,6	- 117,6	(III) - 9,19	- 91,0	+ 32	- 133	- 4	- 106	- 0,47					- 0,47			+ 2,11		

Bemerkungen: (I) = max M; (II) = M für max N_p; (III) = min M; (IV) = M für min N_p.

würden. Wir haben es also mit einem Träger von veränderlicher Stützung zu tun. Treten bei S_m positive Kräfte auf, so liegt ein Träger auf drei Stützen vor, wird die Auflagerkraft S_m dagegen negativ, so wird die Mittelstütze unwirksam, und der Träger ist ein Balken auf zwei Stützen. Da man nicht vorher übersehen kann, welche der beiden Stützungsarten für jeden Belastungsfall maßgebend ist, so müssen die Einflußlinien für beide Stützungen ermittelt werden.

Zur Vereinfachung der Rechnung wird dabei die Annahme gemacht, daß die drei Stützpunkte S_a, S_m, S_i in ihrer Höhenlage zueinander unveränderlich sind.

2. Einflußlinien für S_m.

Wir untersuchen gleichzeitig beide Rahmenecken und denken uns den Riegel in der Mitte durchschnitten. Die an der Schnittstelle auftretenden Großen X_a, X_b und X_c können wir für jede Laststellung aus den oben entwickelten Einflußlinien entnehmen, so daß wir diese Kräfte als bekannt ansehen dürfen.

Da das Trägheitsmoment zwischen S_a und S_i gleich bleibt, so folgt

$$(77) \quad S_m = \frac{\int M_o M_a dx}{\int M_a^2 dx}$$

Die M_a-Fläche ist in Abb. 82 dargestellt.

$$\int M_a^2 dx = \frac{2}{3} \cdot 0,31^2 \cdot 0,62 = 0,0398 \text{ m}^3$$

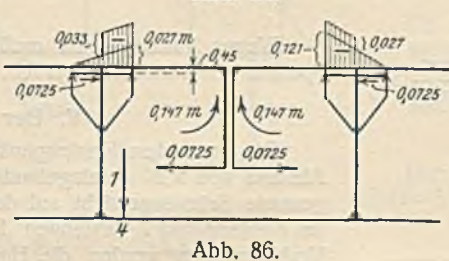
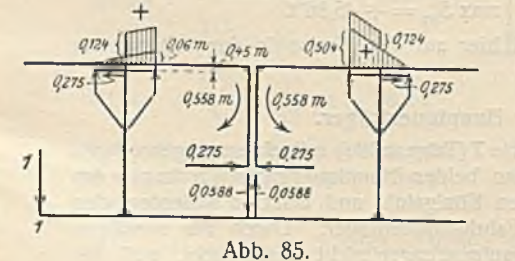
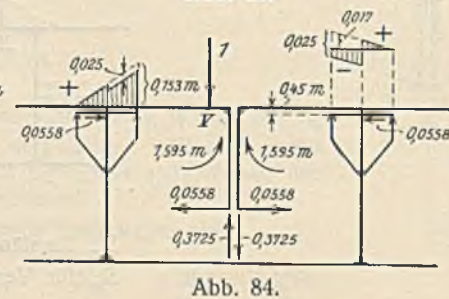
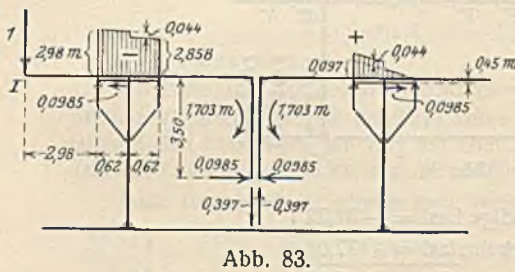
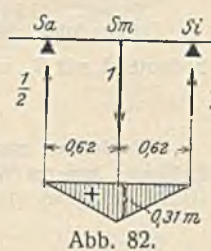
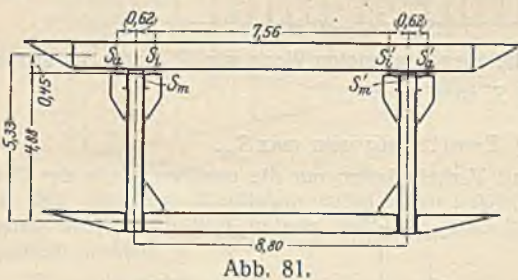
Der Wert $\int M_o M_a dx$ wird für die verschiedenen Stellungen der Last l ermittelt.

Die Abb. 83 bis 86 zeigen für verschiedene Stellungen der Last l das statisch bestimmte Grundsystem mit sämtlichen angreifenden Kräften und den M_o-Flächen für die Riegelstücke über den verbreiterten Pfostenköpfen.

Es wird immer nur der Teil der M_o-Fläche benötigt, der zwischen S_a und S_i liegt, da außerhalb dieser Strecke M_a = 0 ist, so daß hierfür $\int M_o M_a dx = 0$ wird. Von der Wiedergabe der zahlenmäßigen Ausrechnung sehen wir hier ab und beschränken uns auf die Mitteilung der Ergebnisse in Tafel 26.

Tafel 26.

Angriffs- punkt der Last l	Linker Pfosten		Rechter Pfosten	
	$\int M_o M_a dx$ in m ³	S _m	$\int M_o M_a dx$ in m ³	S _m
I	- 0,561	- 14,10	+ 0,0133	+ 0,335
II	- 0,327	- 8,22	+ 0,0078	+ 0,195
III	+ 0,0052	+ 0,13	+ 0,00115	+ 0,0193
IV	+ 0,0340	+ 0,85	- 0,00336	- 0,0844
V	+ 0,0123	+ 0,309	- 0,00077	- 0,0194
1	+ 0,0177	+ 0,445	+ 0,0603	+ 1,515
4	- 0,0058	- 0,145	- 0,0148	- 0,372
5	- 0,0134	- 0,338	- 0,0255	- 0,642
6	- 0,0204	- 0,513	- 0,0298	- 0,751
7	- 0,0263	- 0,662	- 0,0288	- 0,748



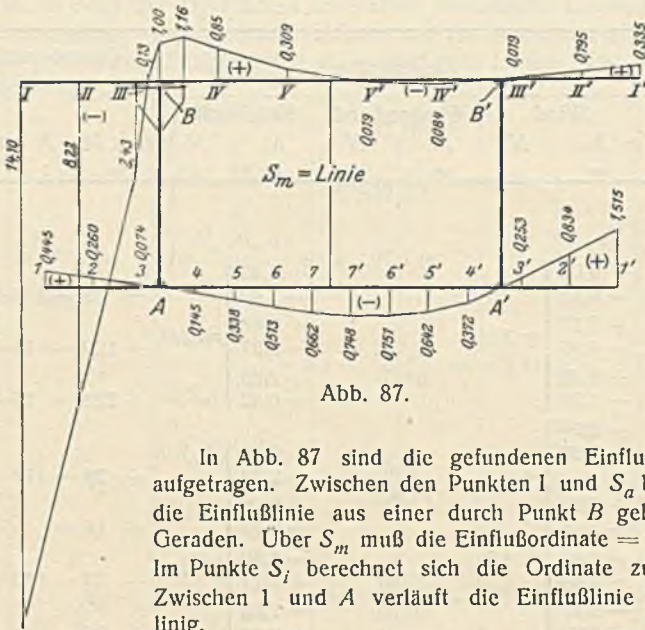


Abb. 87.

In Abb. 87 sind die gefundenen Einflußlinien aufgetragen. Zwischen den Punkten I und S_a besteht die Einflußlinie aus einer durch Punkt B gehenden Geraden. Über S_m muß die Einflußordinate = 1 sein. Im Punkte S_i berechnet sich die Ordinate zu 1,16. Zwischen I und A verläuft die Einflußlinie geradlinig.

3. Einflußlinien für S_{a_0} und S_{i_0} .

Außer den oben vorgesehenen Stellungen der Last I kommen hier noch die Punkte über S_a und S_i als Angriffspunkte der Last I in Frage. Die Einflußlinien S_{a_0} und S_{i_0} sind in Abb. 88 u. 89 aufgetragen.

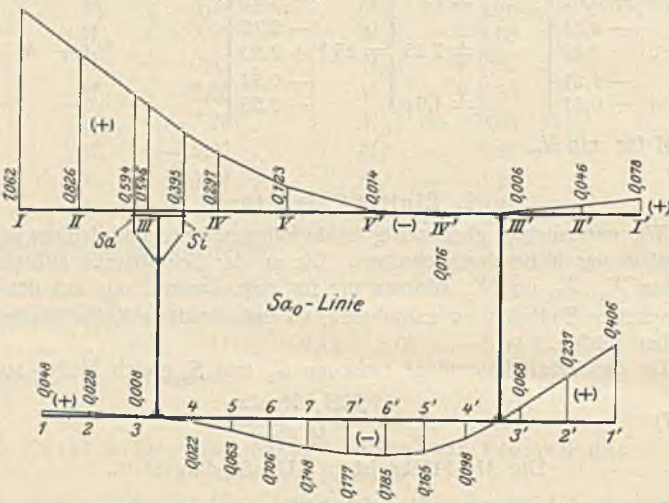


Abb. 88.

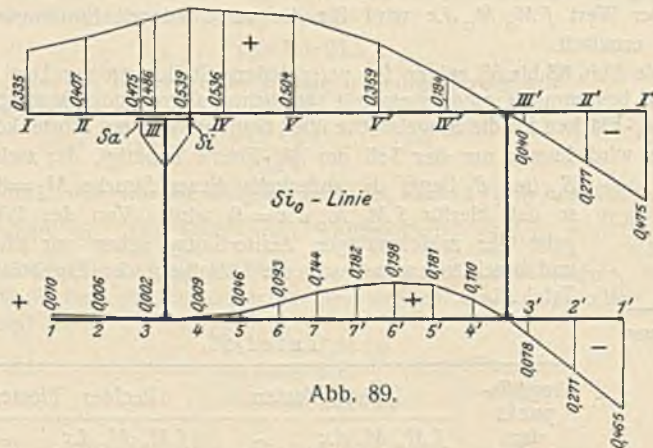


Abb. 89.

4. Auswertung der Einflußlinien.

a) Ermittlung von $\frac{\max}{\min} S_a$ und $\frac{\max}{\min} S_i$.

Wir ermitteln aus den gefundenen Einflußlinien zunächst $\frac{\max}{\min} S_{a_0}$

und $\frac{\max}{\min} S_{i_0}$.

- S_{a_0} für ständige Last = + 4,903 t
- S_{a_0+} für Verkehrslast = + 97,76 t
- S_{a_0-} für Verkehrslast = - 7,47 t.

- $\max S_{a_0} = + 102,66$ t
- $\min S_{a_0} = - 2,57$ t.

- S_{i_0} für ständige Last = + 10,24 t
- S_{i_0+} für Verkehrslast = + 136,40 t
- S_{i_0-} für Verkehrslast = - 17,99 t.

- $\max S_{i_0} = + 146,64$ t
- $\min S_{i_0} = - 7,75$ t.

Wir bestimmen nun für jeden der soeben gefundenen Werte den zugehörigen Wert von S_m .

- $S_m^{\max} S_{a_0}$ für ständige Last = - 31,22 t
- $S_m^{\max} S_{a_0}$ für Verkehrslast (s. Abb. 90) = - 343,99 t
- $S_m^{\max} S_{a_0} = - 375,21$.

Da die negative Kraft nicht übertragen wird, ist $S_m^{\max} S_{a_0} = 0$,

$S_m^{\min} S_{a_0}$ für ständige Last = - 31,22 t.

Man erkennt aus der Laststellung (Abb. 91) ohne weiteres, daß $S_m^{\min} S_{a_0}$ negativ, d. h. = 0 wird.

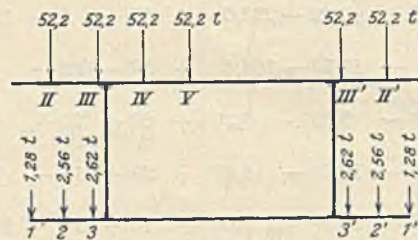


Abb. 90.

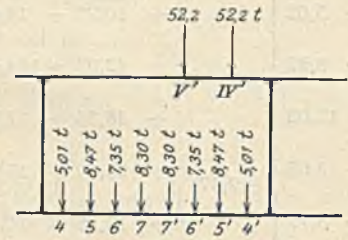


Abb. 91.



Abb. 92.

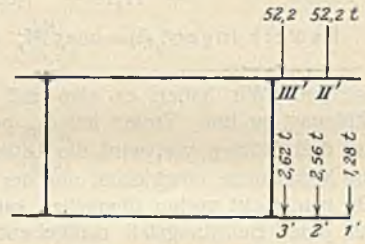


Abb. 93.

Ebenso ist auch aus den Abb. 92 u. 93 leicht zu entnehmen, daß

- $S_m^{\max} S_{i_0} = 0$,
- $S_m^{\min} S_{i_0} = 0$ ist.

Daraus folgt, daß die oben errechneten Werte von S_{a_0} und S_{i_0} gleichbedeutend mit S_a und S_i sind.

β) Ermittlung von $\max S_m$.

Wir denken uns mit Verkehrslasten nur die positiven Teile der Einflußlinien besetzt (Abb. 94).

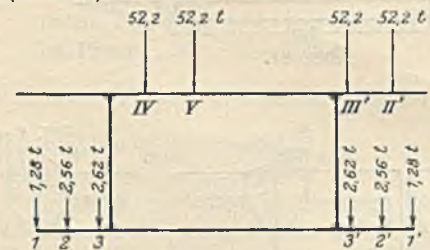


Abb. 94.

- S_m für ständige Last = - 31,22 t
- S_m für Verkehrslast = + 77,08 t
- $\max S_m = + 45,86$ t.

Wegen Raummangels muß hier auf den Nachweis der auftretenden Spannungen verzichtet werden.

V. Der Hauptquerträger.

Die unter dem Knotenpunkte 7 (Trägermitte) mit einem gegenseitigen Abstand von 2,20 m eingebauten beiden Hauptquerträger übertragen das gesamte Brückengewicht auf den Königstuhl und ersetzen außerdem den im Knotenpunkt 7 fehlenden Fahrbahnquerträger. Durch die sonstigen Verkehrslasten werden die Hauptquerträger nicht beansprucht, weil bei

geschlossener Brückenlage unterhalb der Brückenmitte die Verkehrslager in Tätigkeit treten. Die Anordnung der Hauptquerträger mit den zugehörigen Verbindungsschotten ist aus Abb. 95 bis 97 ersichtlich. Die

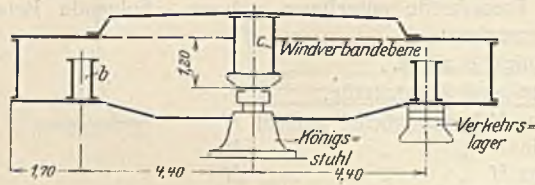


Abb. 95.



Abb. 96.

im Zwischenlager *L* und den Streben *St* auftretenden Kräfte, die von der ruhenden Belastung herrühren, werden durch Vermittlung der Schotte *a* in die Schotte *b* und von diesen in die Hauptträger geleitet. Letztere geben die Belastung an die Schotte *c* und schließlich an das über dem Königsstuhl sitzende Schott *d* ab. Von hier wird endlich die Belastung in den Königsstuhl übertragen.

Die Berechnung des Hauptquerträgers und der verschiedenen Zwischenschotte im geschlossenen und geöffneten Zustande der Brücke wird recht umfangreich. Auf ihre Wiedergabe muß hier wegen des beschränkten Raumes verzichtet werden.

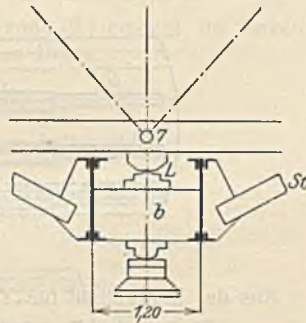


Abb. 97.

VI. Auflagerkräfte.

1. Hublager.

a) Ständige Last.

Wie schon früher (S. 183) ausgeführt ist, erhält jedes Hublager aus ständiger Last einen Auflagerdruck $A_g = 150$ t.

b) Verkehrslast.

Abb. 98 zeigt die Einflußlinie für die Auflagerkraft *A* des Hublagers mit Eintragung der ungünstigsten Laststellung für max *A* und min *A*. Die

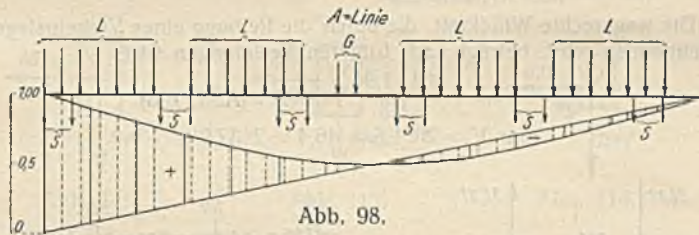


Abb. 98.

auf den einzelnen Hauptträger entfallenden Lastenteile an den Verkehrslasten der oberen und unteren Fahrbahn sind bereits im Abschnitt III ermittelt worden.

Es ergibt sich:

$$\begin{aligned} \max A_p &= + 692 \text{ t} \\ \min A_p &= - 118,5 \text{ t} \end{aligned}$$

c) Bremskräfte.

Zur Erzielung des größten (positiven oder negativen) Wertes von A_b denken wir nach Abb. 99 die Lastenzüge der Gleise 1 u. 2 nach rechts fahrend und bremsend, den Zug auf Gleis 3 nach links an fahrend, den Zug auf Gleis 4 nach links fahrend und bremsend.

Jeder Bremsverband nimmt dann folgende Bremskräfte auf:

$$\begin{aligned} \text{Gl. 1} \} & \text{je } \frac{175}{7} + \frac{20}{14} = 26,4 \text{ t,} \\ \text{Gl. 2} \} & \\ \text{Gl. 3} & \frac{175}{7} = 25,0 \text{ t,} \\ \text{Gl. 4} & - \frac{175}{7} - \frac{20}{14} = - 26,4 \text{ t.} \end{aligned}$$

Der Bremsverband überträgt dann auf den am meisten belasteten Hauptträger die Kraft

$$\frac{1}{8,8} [26,4 (1,2 + 6,4 + 10,0) + 25 \cdot 2,4] = + 59,6 \text{ t.}$$

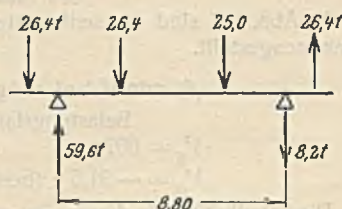


Abb. 99.

Das von diesen Bremskräften hervorgerufene Kippmoment $= 2 \cdot 59,6 \cdot 8,2$ erzeugt in den Hublagern die Auflagerkräfte $A_w = \pm 17$ t.

Das Mittellager *C* erhält, da die Belastung für beide Bremskräfte gleich groß angenommen wird, keinen senkrechten Stützendruck.

d) Windkräfte.

Wie bereits früher (S. 193) dargelegt, sind die Verkehrsbänder als über die ganze Brückenlänge reichend anzunehmen.

Gesamtangriffsfläche (einschl. der beiden Verkehrsbänder) $= 11,88 \text{ m}^2/\text{m}$.
Senkrechte Zusatzbelastung eines Hauptträgers (Winddruck von 150 kg/m^2) $= 0,15 \cdot \frac{11,88 \cdot 4,53}{8,8} = \pm 0,92 \text{ t/m}$.

Aus der Einflußlinie ergibt sich $A_w = \pm 10,3$ t.

e) Zusammenstellung.

	max <i>A</i> in t	min <i>A</i> in t
Ständige Last . . .	+ 150	+ 150
Verkehrslast . . .	+ 692	- 118,5
Bremskraft . . .	+ 17	- 17,0
Windkraft . . .	+ 10,3	- 10,3
Zusammen	+ 869,3	+ 150 - 145,8 = + 4,2 t.

Wir sehen also, daß min *A* auch im ungünstigsten Fall immer positiv bleibt, so daß ein Abheben der Brücke am Endauflager nicht stattfinden kann.

2. Königsstuhl.

a) Allgemeines.

Für die Bemessung des Königsstuhls und des Auflagersteins sind folgende Belastungsfälle maßgebend, die die verschiedensten Kombinationen des senkrechten Auflagerdrucks *V* und wagerechten Auflagerdrucks *H* enthalten.

Brücke in Verkehrslage.

1. max *V* bei gleichzeitigem Eintritt von max *H*
2. min *V* bei möglichst großem *H*
3. max *H* bei möglichst kleinem *V*.

Brücke während des Öffnens.

Brücke geöffnet.

1. Winddruck von 250 kg/m^2 rechtwinklig zur Brückenachse,
2. Winddruck von 250 kg/m^2 gleichlaufend zur Brückenachse.

Es würde hier zu weit führen, die sämtlichen Belastungsfälle zu behandeln, wir beschränken uns daher, den Rechnungsgang für einige Fälle darzulegen.

b) Brücke in Verkehrslage.

Die senkrechte Auflagerkraft infolge ruhender Belastung V_g ist gleich dem Gesamtgewicht der Drehbrücke weniger $4 \cdot 150$ t, die von den Hublagern aufgenommen werden.

$$V_g = 1214 - 600 = 614 \text{ t.}$$

Von den Verkehrslasten beanspruchen den Königsstuhl nur die in den Mittelfeldern der unteren Fahrbahn angreifenden Lasten. Eine überschlägliche Berechnung ergibt

$$V_p = 52 \text{ t.}$$

Der größte negative Auflagerdruck entsteht bei dem Belastungsfall nach Abb. 100. Aus der Einflußlinie für den Stützendruck X_a (vergl. Abb. 16) berechnen sich die Anteile X_I und X_{II} für die beiden Hauptträger, wie folgt:

$$\begin{aligned} X_I &= - 82,5 - 9,0 \text{ t} = - 91,5 \text{ t} \\ & \quad \text{Obere Fahrbahn} \quad \text{Untere Fahrbahn} \\ X_{II} &= - 689 \text{ t} + 61,7 \text{ t} = + 750,7 \text{ t} \\ & \quad \text{Obere Fahrbahn} \quad \text{Untere Fahrbahn} \end{aligned}$$

Aus Abb. 100 folgt:

$$V_p \text{ min} = - 91,5 \cdot \frac{8,8}{4,4} = - 183 \text{ t.}$$

Ein weiterer negativer Stützendruck wird durch Windbelastung (150 kg/m^2) hervorgerufen.

Senkrechte Zusatzbelastung eines Hauptträgers $= \pm 0,91 \text{ t/m}$.

Aus der Einflußlinie für X_a folgt:

$$X_I = - X_{II} = - 0,91 \cdot 35,1 = 32 \text{ t.}$$

Der auf den Königsstuhl entfallende wagerechte Auflagerdruck beträgt $10/16 \cdot 0,15 \cdot 11,74 \cdot 57,4 = 63 \text{ t}$.

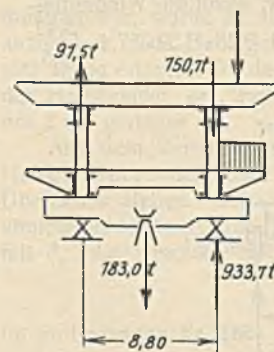


Abb. 100.

Angriffsfläche für den 1dm. Brückenlänge

Nach Abb. 101 folgt

$$V_w = -\frac{1}{4,4} (32 \cdot 8,8 + 63 \cdot 1,20) = -81,2 \text{ t.}$$

Die größte wagerechte Auflagerkraft infolge der Bremswirkung H_b entsteht bei der in Abb. 102 wiedergegebenen Laststellung. Mit Rücksicht darauf, daß sich auch die beiden Verkehrslager infolge Reibung ($\mu = 0,15$) an der Aufnahme der Bremskräfte beteiligen, sind die Lasten zugunsten der Sicherheit so verteilt, daß die Verkehrslager einen möglichst kleinen Druck erhalten; hierzu sind auch die Verkehrslasten ohne Stoßziffer eingeführt. Von der gesamten Bremskraft $4 \cdot 50 = 200 \text{ t}$ erhält jedes Verkehrslager $0,15 \cdot 2 \cdot 25 \cdot 7,104 = 53 \text{ t}$, so daß der Königstuhl erhält

$$H_b = 200 - 2 \cdot 53 = 94 \text{ t.}$$

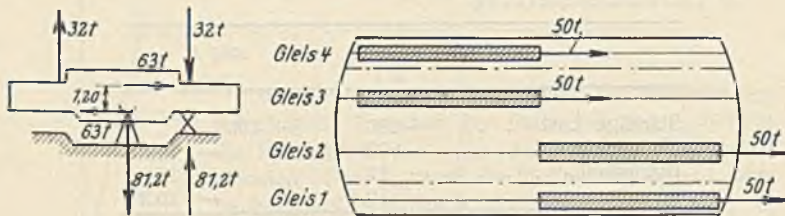


Abb. 101.

Abb. 102.

Zur Ermittlung des größten Windeinflusses denken wir uns die Verkehrsbänder auf beiden Fahrbahnen über die ganze Brückenlänge reichend. Die gesamte Angriffsfläche beträgt dann $11,88 \text{ m}^2/\text{m}$.

$$H_w = \frac{10}{16} \cdot 0,15 \cdot 11,88 \cdot 57,4 = 64 \text{ t.}$$

Es ergeben sich folgende Kombinationen von H und V :

1. max V und gleichzeitig max H
 $\text{max } V = 614 + 52 \text{ t} = 666 \text{ t}$
 $\text{max } H = \sqrt{H_b^2 + H_w^2} = 114 \text{ t.}$
2. min V bei möglichst großem H
 $\text{min } V = 614 - 183 - 83,5 = +347,5 \text{ t.}$

H_b wird hier, da weniger Gleise besetzt sind, kleiner als oben, und zwar $= 70 \text{ t}$; H_w wird $= 63 \text{ t}$; $\text{max } H = \sqrt{70^2 + 63^2} = 94 \text{ t.}$

3. max H bei möglichst kleinem V .

V_p wird hier möglichst gering angenommen, zur Sicherheit $= 0$; $V = 614 \text{ t}$; $\text{max } H$ wie im Fall 1 $= 114 \text{ t.}$

c) Brücke geöffnet.

$$V_g = 1214 \text{ t (Brückengewicht).}$$

Wind rechtwinklig zur Brücke.

$$\text{Angriffsfläche} = 6,59 \text{ m}^2/\text{m.}$$

Aus der Einflußlinie für die Mittelstütze des Windverbandes (Abb. 39) folgt

$$H_w = 0,25 \cdot 6,59 \cdot 31,06 = 51,3 \text{ t.}$$

Zusatzlasten der Hauptträger über dem Drehpfeiler, wenn die Windmittelkraft $3,42 \text{ m}$ über der Windverbandebene liegt, $= \pm 0,25 \cdot 6,59 \cdot 57,4 \cdot \frac{3,42}{8,8} = \pm 36,7 \text{ t.}$

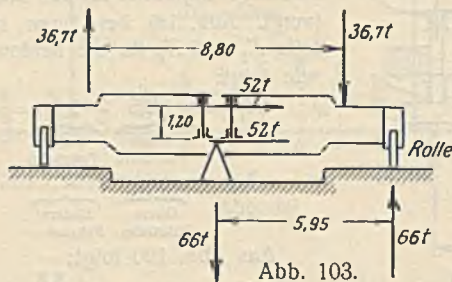


Abb. 103.

Aus Abb. 103 folgt

$$V_w = -\frac{1}{5,95} (36,7 \cdot 8,8 + 52 \cdot 1,35) = -66 \text{ t.}$$

$$V = V_g + V_w = 1214 - 66 = 1148 \text{ t.}$$

Wind gleichlaufend zur Brücke.

Hier ergibt die Rechnung

$$H_w = 34,5 \text{ t}$$

$$V_w = -31,5 \text{ t}$$

$$V = 1214 - 31,5 = 1182,5 \text{ t.}$$

3. Verkehrslager.

Die größten Auflagerkräfte treten nur bei ausgebautem Königstuhl auf, da die Verkehrslager dann auch die ruhende Brückenlast sowie die Wind- und Bremskräfte aufnehmen müssen. Folgende Belastungsfälle sind zu untersuchen:

- a) Hauptkräfte allein.
- b) Haupt- und Zusatzkräfte.
 - α) max V bei möglichst großem H
 - β) min V " " " " H
 - γ) max H " " " " H
 - δ) max H " " " " kleinem V .

a) Hauptkräfte allein.

Die oben ermittelte Auflagerkraft des Königstuhls infolge ständiger Last wird von den Verkehrslagern je zur Hälfte übernommen.

$$V_g = \frac{1}{2} \cdot 1214 = 607 \text{ t.}$$

Die ungünstigste Verkehrsbelastung zeigt Abb. 104.

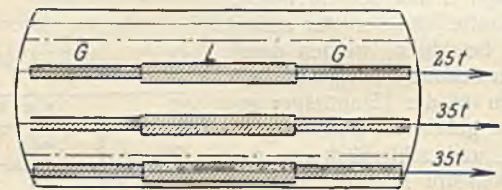


Abb. 104.

Aus der Einflußlinie für X_a ergibt sich:

Einfluß der Eisenbahnlasten $V' = 1296 \text{ t}$
 " " Straßenbahnlasten $V'' = 79 \text{ t}$
 " sonstigen Straßenbelastung $V''' = 109,5 \text{ t}$
 $V_p = V' + V'' + V''' = 1484,5 \text{ t}$
 $\text{max } V = 607 + 1484,5 = 2091,5 \text{ t.}$

b) Haupt- und Zusatzkräfte.

- α) max V bei möglichst großem H .

Einfluß der Hauptkräfte ist oben ermittelt. Infolge von Wind von rechts auf Brücke und beide Verkehrsbänder entsteht eine Zusatzbelastung von $\pm 0,918 \text{ t/m}$. Die senkrechten Auflagerkräfte des Hauptquerträgers sind dann $= \pm 0,918 \cdot 35,10 = \pm 32,3 \text{ t.}$

Inhalt der Einflußfläche

Die wagerechte Windkraft, die durch die Reibung eines Verkehrslagers aufgenommen wird, beträgt nach früheren Rechnungen 64 t.

$$V_w = 32,3 + \frac{64 \cdot 1,94}{8,8} = 46,4 \text{ t (Abb. 105)}$$

$$\text{max } V = 2091,5 + 46,4 = 2137,9 \text{ t.}$$

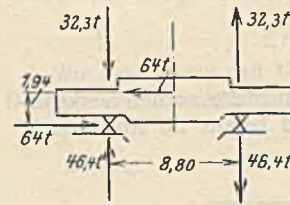


Abb. 105.

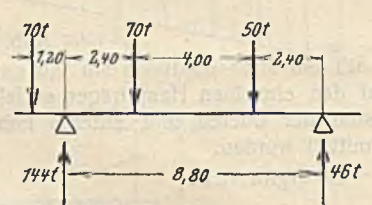


Abb. 106.

Einfluß der Bremskräfte.

Bremskraft der ersten beiden Gleise je 70 t . Anfahrwiderstand des dritten Gleises 50 t .

Hiervon erhält das Verkehrslager unter Hauptträger I (s. Abb. 106)

$$H_b = \frac{50 \cdot 2,4 + 70 \cdot 6,9 + 70 \cdot 10}{8,8} = 144 \text{ t.}$$

In Abb. 107 sind die senkrechten und die wagerechten Auflagerkräfte zusammengestellt.

- β) min V bei möglichst großem H .

Belastungsfall s. Abb. 108.

$$V_g = 607 \text{ t}$$

$$V_p = -91,5 \text{ t (bereits früher ermittelt).}$$

Die Windkräfte für diesen Belastungsfall sind schon früher errechnet.

$$V_w = -46 \text{ t.}$$

$$\text{min } V = 607 - 91,5 - 46 = 744,5 \text{ t.}$$

Gesamte auf den Drehpfeiler kommende Windkraft $= 63 \text{ t.}$

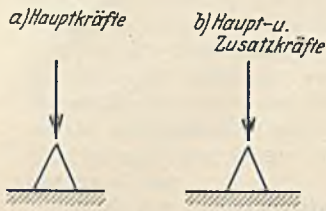


Abb. 107.

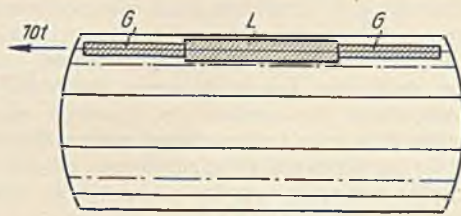


Abb. 108.

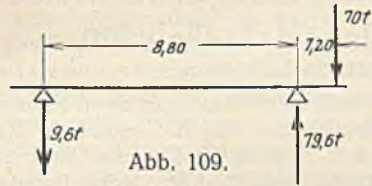


Abb. 109.

Hiervon erhält das linke Verkehrslager unter der Annahme einer möglichst großen Reibungsziffer 0,2 $H_w = 0,2 \cdot \min V = 28$ t.

Die im Gleis 4 wirkende Bremskraft von 70 t erzeugt im linken Verkehrslager (s. Abb. 109) einen wagerechten Druck

$$H_b = \frac{70 \cdot 1,2}{8,8} = 9,6 \text{ t.}$$

Abb. 110 zeigt die Zusammenstellung der Auflagerkräfte.

γ) max H bei möglichst großem V.
Belastungsfall Abb. 111.

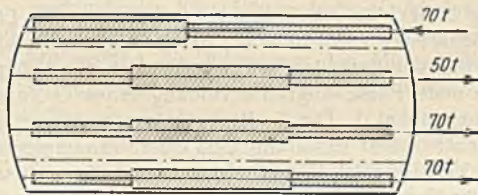


Abb. 111.

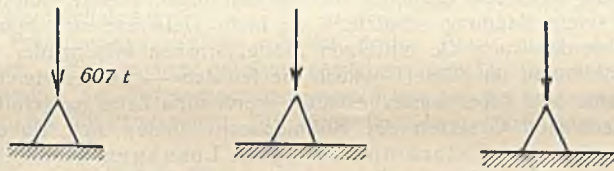


Abb. 110.

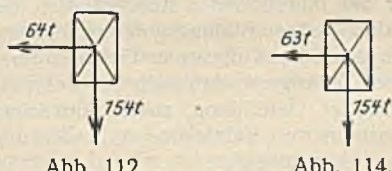


Abb. 112.

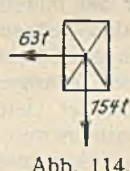


Abb. 114.

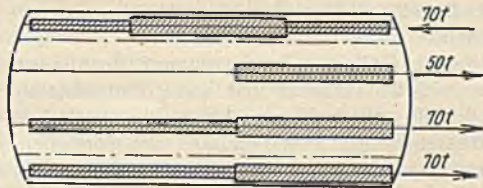


Abb. 113.

Die Rechnung ist ähnlich wie oben.
Das Ergebnis zeigt Abb. 112.

δ) max H bei möglichst kleinem V.
Belastungsfall Abb. 113.

Ergebnis Abb. 114.

VII. Durchbiegung an den Brückenden.

Wie im Abschnitt III näher ausgeführt ist, muß die Drehbrücke gegenüber den festen Brücken eine solche Höhenlage erhalten, daß in den 4 Endauflagern nach Anheben der Brückenden Auflagerkräfte von je 150 t auftreten. Der erforderliche Höhenunterschied δ (s. Abb. 115) ist daher gleich derjenigen Durchbiegung, die der Hauptträger am Ende erfährt, wenn an beiden Enden je eine nach oben gerichtete Kraft von 150 t angreift. Dieser Wert δ wurde, um für die Brückenmontage einen Anhalt zu haben, zunächst rechnerisch ermittelt. δ setzt sich zusammen aus der Durchbiegung δ_1 des Hauptträgers und dem Werte δ_2 , um den sich die Enden der Hauptquerträger anheben. Die Rechnung gestaltet sich unter Verwertung der Rechnungsergebnisse im Abschnitt III sehr einfach. Wir wenden die allgemeine Arbeitsgleichung auf den gedachten Belastungsfall der Abb. 116 und wirklichen Verschiebungszustand der Abb. 117 an.

$$2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \delta_1 = \sum S_a \cdot \Delta s = \sum S_a S \cdot \frac{s}{EF}.$$

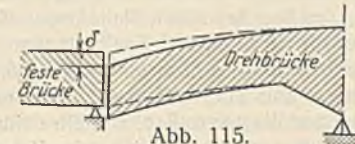


Abb. 115.



Abb. 116.

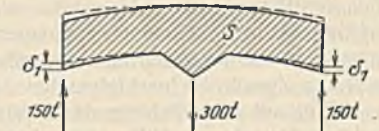


Abb. 117.

Ein Vergleich mit Abschnitt III, Unterabschnitt A 2a zeigt, daß die Stabkräfte S_a mit den dort entwickelten Stabkräften S_a (Zustand $X_a = -1$) gleichbedeutend sind. Ferner folgt aus dem Vergleich dieser beiden Abbildungen, daß $S = 300 \text{ t} \cdot S_a$ sein muß. Also folgt

$$\delta_1 = \frac{300 \text{ t}}{E} \cdot \sum S_a^2 \cdot \frac{s}{F} = \frac{300 \text{ t}}{2150 \text{ t/cm}^2} \cdot 56,39 \text{ cm}^{-1} = 7,88 \text{ cm.}$$

δ_2 berechnet sich in einfacher Weise zu 0,2 cm.

$$\delta = 7,88 + 0,2 = 8,08 \text{ cm.}$$

Die vorstehende Rechnung setzt bekanntlich voraus, daß sämtliche Knotenpunkte als reibungslose Gelenke ausgebildet sind. Tatsächlich sind aber infolge der großen Stabquerschnitte, recht schwere Knotenpunktverbindungen entstanden, so daß der ganze Träger bezüglich der Durchbiegungen steifer ausfallen muß, als die Rechnung annimmt. Da nun in der Festigkeitsberechnung mit den gegebenen Kräften von 150 t gerechnet ist, mußte unbedingt sichergestellt werden, daß die Auflagerkräfte diesen Wert auch möglichst genau erreichen. Zu diesem Zweck wurden nach beendeter Montage auf den Hublagern Wasserdruckpressen mit Manometern aufgestellt. Nun wurden die Brückenden anstatt mit den Hublagern mit diesen Pressen allmählich angehoben und hierbei die zu den einzelnen Hubmaßen gehörenden Druckkräfte mit Hilfe der Manometer festgestellt. Hierbei ergab sich, daß die Kräfte von 150 t bereits bei einem Hub von rd. 6 cm auftreten.

Da die Brücke zunächst mit einem Höhenunterschied von 8 cm montiert war, wurde es notwendig, die Drehbrücke nachträglich um 2 cm anzuheben. Die Hublager, deren Wirkungsweise in einem früheren Aufsatz schon erläutert wurde, bleiben unverändert, es wird nur der Leerlauf der Hubstempel um 2 cm größer und dafür der eigentliche Arbeitshub um 2 cm geringer.

Aus dem Verhältnis der rechnerischen Durchbiegung zur wirklichen kann man einen gewissen Schluß auf den Steifigkeitsgrad des Überbaues ziehen. Setzen wir diesen bei einem Überbau mit Gelenknotenpunkten = 1, und bezeichnen wir die rechnerische Durchbiegung mit δ_r , die wirkliche mit δ_w , so ist der Steifigkeitsgrad einer Brücke

$$S = \frac{\delta_r}{\delta_w}.$$

Im vorliegenden Falle:

$$S = \frac{8,08}{6,00} = 1,35.$$

Zweckmäßige und wirtschaftliche Betonmischungen für Wasserbauten, im besonderen der Zement-Kalk-Traß-Beton.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Karl Ostendorf, Duisburg.

I. Die wirtschaftliche Bedeutung der mörteltechnischen Fragen für den Wasserbau.

Im Wasserbau stehen wir vor einem neuen, sehr wichtigen Zeitabschnitt, große Bauvorhaben sind in die Wege geleitet: Die Vollendung des Mittellandkanales, der Bau des Rhein-Main-Donau-Kanales, die Neckarkanalisierung, die Fertigstellung des Lippe-Seitenkanales, die Schaffung einer neuen leistungsfähigen Wasserstraße zwischen dem Ruhrgebiet und den Deutschen Seehäfen und andere Kanal-, Hafen- und Erweiterungsbauten an den vorhandenen Wasserstraßen, das alles sind Bauausführungen, zu deren Herstellung Millionen von Kubikmetern Beton benötigt werden. Für den Wasserbauer ist es daher ein Gebot der Stunde, die Frage der wirtschaftlich richtigen Zusammensetzung von Betonmischungen wissenschaftlich und praktisch zu untersuchen. Hierzu einen Beitrag zu liefern, soll der Zweck der nachfolgenden Abhandlung sein.

Wer auf dem Gebiete der Mörteltechnik in den letzten Jahrzehnten gehörig Umschau gehalten hat, der weiß, daß die Frage, welche Bedingungen in den einzelnen Fällen an den Beton zu stellen sind und wie das Mischungsverhältnis anzusetzen ist, um diese Bedingungen zu erfüllen, eifrig untersucht worden ist. Es gibt wohl kaum heute noch eine größere Bauausführung, bei der nicht eingehende Vorversuche in eigens dazu eingerichteten Materialprüfstellen angestellt werden. Wenn diese Versuche das zweckmäßigste Ergebnis bringen sollen, so genügt es nicht, diejenige Betonmischung zu ermitteln, welche die Festigkeitsbedingungen erfüllt. Wasserundurchlässigkeit und Wirtschaftlichkeit spielen außer der Festigkeit des Betons eine so wichtige Rolle, daß grobe Fehler von den schwerwiegendsten Folgen und Materialverschwendung in unerhörtem Maße aufkommen können, wenn sich die mörteltechnischen Untersuchungen nicht auch auf diese wichtigen Punkte erstrecken. Grundsätzlich muß der Wasserbauer sich sagen, daß das, was für den Hochbau zweckmäßig ist, für den Wasserbau nicht maßgebend zu sein braucht. So grundverschieden wie der Hochbau vom Wasserbau ist, so grundverschieden sind auch die Gesichtspunkte, nach denen die Frage über die Zweckmäßigkeit der Betonmischungen im Hochbau und im Wasserbau beurteilt werden muß. In dieser Hinsicht ist u. a. die 28tägige Festigkeitsprobe nicht immer maßgebend für die massigen Wasserbauten, die meist erst dann nennenswert beansprucht werden, wenn der Beton mehrere Monate, ja bisweilen mehr als ein Jahr alt ist. Dieser Umstand und andere Gesichtspunkte müssen, wenn die oben angedeuteten Fehler vermieden werden sollen, gebührende Berücksichtigung finden bei der Wahl der Baustoffe und bei der Bestimmung des zweckmäßigen Mischungsverhältnisses des Betons. Die Frage, wie das zweckmäßigste Mischungsverhältnis bestimmt wird, möge nachfolgend eingehend erörtert werden; zum besseren Verständnis wird vorweg der Erhärtungsvorgang der hydraulischen Bindemittel besprochen.

II. Der Erhärtungsvorgang der hydraulischen Bindemittel und der Einfluß des Wasserzusatzes auf die Festigkeit und die Dichtigkeit des Betons.

Die hydraulischen Bindemittel (Portlandzement, Hochofenzement, Eisenportlandzement, hochwertige Zemente und hydraulischer Kalk) enthalten außer Kalziumoxyd CaO : Kieselsäure SiO_2 , Aluminiumoxyd Al_2O_3 und Eisenoxyd Fe_2O_3 . Die letzteren drei Verbindungen sind die charakteristischen Bestandteile der hydraulischen Bindemittel. Sie sind bei der Sinterung der Rohprodukte, aus denen die hydraulischen Bindemittel hergestellt werden, mit dem Kalziumoxyd in Wechselwirkung getreten, und dabei haben sich chemische Verbindungen gebildet, die mit Wasser zu einem Brei angemacht, dieses Wasser zum Teil aufnehmen — chemisch binden oder hydratisieren — und dann an der Luft und auch unter Wasser erhärten. Aus diesem Grunde nennt man diese drei Bestandteile, nämlich die Kieselsäure, das Aluminiumoxyd und das Eisenoxyd Hydraulefaktoren.

Man bezeichnet den Vorgang, der sich bei der Wasseraufnahme und bei der chemischen Bindung des Wassers abspielt, als die Hydratation der Hydraulefaktoren.

Traß gehört auch zu den hydraulischen Bindemitteln, weil auch er Kieselsäure, Aluminiumoxyd und Eisenoxyd enthält; jedoch ist der Traß kein selbständiges Bindemittel, weil ihm die nötige Menge Kalk fehlt, um mit Wasser angemacht in der Luft oder unter Wasser erhärten zu können.

Fügt man dem Traß Kalk zu in Form von Kalkbrei oder Staubbkalk oder Portlandzement, der überschüssigen Kalk enthält, so erhärtet der Traß mit dem Kalk in der Luft und auch unter Wasser genau wie die vorerwähnten, selbständigen, hydraulischen Bindemittel. Die Hydratation der Hydraulefaktoren findet, soweit bis heute unsere Kenntnisse von diesem sehr verwickelten Vorgang reichen, in mehreren Phasen statt.¹⁾ In der ersten Phase bilden sich Kristalle, und zwar Trikalziumaluminatplättchen, Kalziumsilikatnadeln und bei Anwesenheit eines Kalküberschusses hexagonale Kalkhydratkristalle. Die Nadeln und Plättchen durchdringen sich innig, schieben sich neben und übereinander, sie verwachsen miteinander und verursachen so den ersten Zusammenhalt der Mörtelteilchen.¹⁾ Hier spielt schon die Menge des Anmachwassers eine Rolle. Zunächst ist klar, daß der Kristallisationsvorgang unvollkommen sein wird, wenn zu wenig Wasser vorhanden ist; andererseits wirkt auch ein Zuviel an Wasser verzögernd auf die Bildung der Kristalle ein, weil die unzähligen feinen Kalziumsilikatnadeln sich nur aus konzentrierter, d. h. nicht sehr wasserreicher Lösung bilden können;²⁾ je weniger gesättigt die Lösung ist, d. h. je mehr Anmachwasser vorhanden ist, desto langsamer und großflächiger ist Kristallbildung, und desto langsamer spielt sich der Abbindevorgang ab.

Auf diese erste Phase folgt die Bildung einer Gelmasse, bestehend aus Kalziummonosilikat.¹⁾ Durch diese Gelausscheidung wird der Leim gebildet, der nach seiner Erhärtung dem ersten Zusammenhalt der Mörtelteilchen, dem Kristallgerüst, Dauerhaftigkeit und Wasserbeständigkeit verleiht; denn das feste Kristallskelett ist wasserlöslich und würde durch Auslaugung aufgelöst und zerfallen, wenn die bei der Erhärtung wasserbeständig werdende Gelmasse die Kristalle nicht allseitig umhüllte und vor Wasserauslaugung schützte.²⁾ Je mehr Gelmasse sich bildet, desto mehr werden auch die einzelnen Mörtelkörnchen miteinander verkittet; die Hohlräume im Mörtel — auch die feinsten — werden durch den erhärtenden und dabei wasserbeständig werdenden Leim ausgefüllt.

Nach den Gesetzen der Kolloidchemie bilden sich Gallerte oder Hydrogel nur aus stark übersättigten Lösungen heraus, und zwar fast momentan, wobei das Erzeugnis unlöslich bezw. schwerlöslich ist.³⁾ Also nur bei hinreichender Konzentration der Kalklösung scheidet sich infolge der großen Bildungsgeschwindigkeit und Schwerlöslichkeit des Kalziumhydroxilates dieses in Gallerteform, also als Kolloidmasse aus.⁴⁾ Hieraus ist zu folgern, daß auch bei der zweiten Phase des Erhärtungsvorganges, der Gelbildung, zuviel Anmachwasser das Zustandekommen einer konzentrierten Kalklösung verhindert und somit den Abbindevorgang nachteilig beeinträchtigt.

Durch die Gelbildung ist der eigentliche Erhärtungsvorgang in bezug auf Wasserbeständigkeit und Dauerhaftigkeit des Mörtels eingeleitet worden, es folgt nunmehr die dritte Phase:

Die wasserreiche Gallerte, der Leim, muß noch eintrocknen, erhärten, damit er wirklich verkittet und wasserundurchlässig und wasserbeständig wird.⁴⁾ Wie soll das Eintrocknen aber geschehen, da doch der Zement unter Wasser erhärtet? Wir müssen uns vorstellen, daß das, was in der ersten und zweiten Phase vor sich gegangen ist, sich auf der Oberfläche der einzelnen Zementkörnchen bezw. Traßkörnchen und in den Zwischenräumen der Sandkörnchen abgespielt hat. Das Anmachwasser hatte durch Auflösung des Kalkes auf der äußersten Schicht der Zementkörnchen eine konzentrierte Kalkwasserlösung gebildet, und diese hatte auf die durch die Kalkentziehung mit Kieselsäure, Aluminiumoxyd und Eisenoxyd angereicherte, aufgeweichte Oberfläche der Zementkörnchen eingewirkt und dabei Kristalle und flüssigen Gel gebildet. Die Feuchtigkeit der Gallerte wirkt nunmehr auf die nach dem Innern der Körnchen nächstfolgende Schicht ein; der soeben beschriebene Vorgang wiederholt sich in der zweiten Schicht, und zwar unter Verbrauch von Wasser, das zum Teil dem Anmachwasser, zum Teil der ersten Gallertesicht entzogen wird, und weil das Innerste der Zementkörnchen seiner Natur nach begierig ist, Wasser aufzunehmen und zu verarbeiten, wiederholt sich der

¹⁾ Vergl. Die Hydratation von Portlandzement von Dr. Ferd. Blumenthal.

²⁾ Vergl. Der Erhärtungsprozeß der kalkhaltigen Bindungsmittel von Michaelis sen., S. 6.

³⁾ Vergl. Dr. Blumenthal.

⁴⁾ Vergl. Dr. Michaelis.

Vorgang so lange, bis das Zementkörnchen durch und durch, d. h. bis daß die ganze Masse bis ins Innerste hydratisiert ist. Die äußeren Schichten des Zementkornes werden dabei immer wasserärmer. Durch Absorption geht aus der überschüssigen Kalklösung immer mehr und mehr Kalk in das anfänglich kalkarme, weiche Hydrogel ein, indem von außen nur Wasser in das Innere der Zementkörnchen hineinwandert, der Kalk aber im Gel zurückbehalten wird. Mit der zunehmenden Kalkabscheidung wird das Hydrogel aber immer mehr verdickt, unplastisch, schließlich dicht und dann starr.

In diesem Zustande ist es dann auch wasserundurchlässig, und in dem erhärteten, wasserundurchlässigen Leim stecken dann die Kristallnadeln bzw. die starren Kristallskelette gleichsam wie Degen in wasserdichter Scheide.⁵⁾ Die innere Wasserentziehung bzw. der Wasserverbrauch bei der Kristall- und Gelbildung erklärt also das Hartwerden unter Wasser und bewirkt auch die zunehmende Erhärtung des Mörtels unter Wasser und seine Wasserbeständigkeit und Wasserdichtigkeit.⁶⁾

Die Verkittung bzw. die Verfestigung der Mörtelteilchen geschieht nicht unmittelbar durch die Kolloidbildung, sondern mittelbar. Durch die Kolloidbildung wird die Festigkeit, die Wasserdichtigkeit und Wasserbeständigkeit erst vermittelt. Wenn Leim quillt, dann ist er noch nicht dicht; auch ist er in diesem Zustande noch nicht fähig, fest zu verbinden; erst wenn der gequollene Leim durch Eintrocknung verdickt, dann beginnt er dichter und dichter zu werden, dann erst fängt er an zu verkitten und zu verbinden. Auf den vorliegenden Fall angewendet, heißt das: durch innere Absaugung muß eine Konzentration, eine Verdickung der Gallerte eintreten; dabei erlangt sie die Fähigkeit zu verkitten, zu verfestigen und zu verdichten. Verstärkt wird diese Fähigkeit nach Dr. Herfeld durch eine osmotische Wirkung, indem die gelösten Kalkhydrate mit der in der Gallerte — dem Mineralleim — vorhandenen Kieselsäure feste Verbindungen eingehen. Durch diese Aufnahme von Kalk — durch die Verkalkung auf osmotischem Wege also — tritt zuletzt die Erstarrung des Mineralleimes ein, dann aber ist die Verkittung, die Verfestigung und die Verdichtung eine vollkommene geworden.

Je konzentrierter nun die Kalklösung ist, die das Wasser für die Hydratisierung des Innersten der Zementkörnchen hergibt, desto sicherer und desto eher wird das weiche Kalziumhydroxylsilikatgel verdickt, unplastisch und schließlich starr. Zuviel Anmachwasser wirkt also auch bei der dritten Phase des Erhärtungsvorganges ungünstig auf die Festigkeitsentwicklung und auf die Verdichtung.

Der Erhärtungsvorgang ist mit der dritten Phase noch nicht abgeschlossen. Wie eingangs erwähnt, entstehen nach Dr. Blumenthal bei der Hydratation des Portlandzementes sowohl wie bei der Erhärtung einer Mischung aus Portlandzement mit einer Puzzolane (Traß oder glasige Hochofenschlacke):

1. kleine, hexagonale Plättchen, bestehend aus Trikalziumaluminat,
2. feine Nadeln, bestehend aus Monokalziumsilikat, die sich in immer größer werdender Anzahl bilden derart, daß aus den Plättchen und Nadeln ein dicht ineinandergewachsenes Gerüst entsteht,
3. eine Gelmasse, bestehend in der Hauptsache ebenfalls aus Monokalziumsilikat und
4. größere, hexagonale Kristalle aus Kalkhydrat.

Es ist nun nach Dr. Blumenthal bei der mikroskopischen Untersuchung der abbindenden und abgebundenen hydraulischen Bindemittel festgestellt worden, daß die unter 4 genannten Kalkhydratkristalle bei fortschreitender Gelbildung aufgezehrt wurden, d. h. den Kalkhydratkristallen ist die Rolle als Unterhalter fortschreitender Gelbildung zugefallen. Die Gelweiterbildung ist also nur möglich, wenn überschüssiger Kalk zugegen ist, und da der Kalk nur in gelöster Form auf die Kieselsäure einwirken kann, ist die Gelweiterbildung auch nur in Gegenwart von Wasser möglich. Ein Überschuß von Kalk kann daher im hydraulischen Mörtel nur von Vorteil sein; dabei ist aber die Auswirkung des Kalküberschusses für die fortschreitende Erhärtung an die Gegenwart von Wasser geknüpft. Eine wie wichtige Rolle der überschüssige Kalk beim Erhärten der hydraulischen Bindemittel spielt, hat sich aus der mikroskopischen Untersuchung des Abbindevorganges einer Mischung von Portlandzement und einer künstlichen Puzzolane (glasige Hochofenschlacke) nach Dr. Blumenthal ergeben. Während sich in gewöhnlichem, abgebundenem Portlandzement stets eine ziemlich große Anzahl von Kalkhydratkristallen bildete, waren diese im abgebundenen Eisenportlandzement (Portlandzement + granuliert, d. i. glasige Hochofenschlacke) fast gar nicht zu finden; der Kalküberschuß des Portlandzementes wird also von den Hydraulfaktoren der Puzzolane (die an Stelle der glasigen Hochofenschlacke auch Traß sein kann) ganz zu seiner Umsetzung beansprucht. Solange also Kalk, aufgeschlossene Kieselsäure, Aluminiumoxyd, Eisenoxyd und Wasser zur Verfügung stehen, schreitet die Gelbildung bzw. die Festigkeitsentwicklung und die Verdichtung des Mörtels fort.

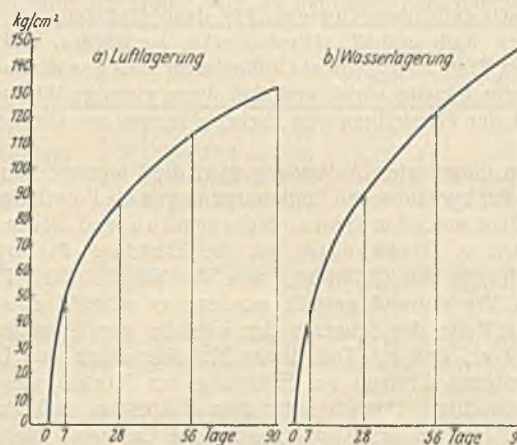
⁵⁾ Vergl. Kiepenheuer.

⁶⁾ Vergl. Dr. Michaelis.

In der vierten Phase, der Nacherhärtung, kann die Einwirkung des Kalküberschusses auf die Kieselsäure (Traß oder glasige Hochofenschlacke) nur bei hinreichender Konzentration der Kalkwasserlösung stattfinden, d. h. zuviel Wasser würde auch hier ungünstig sein. Es muß also eine Grenze geben für den Wasserzusatz in bezug auf den günstigsten Verlauf des Erhärtungsvorganges, und es ist die Frage, wo liegt diese Grenze? Enthält der erdfeuchte Beton den genügenden Wasserzusatz? Ist etwa im plastischen Beton der zuträgliche Wasserzusatz vorhanden, oder trifft das erst für den Gußbeton zu? Ist ferner beim Gußbeton der Wasserzusatz so hoch, daß in bezug auf den Erhärtungsvorgang die zuträgliche Grenze des Wasserzusatzes bereits überschritten worden ist?

Die Versuche, die von mir im Auftrage der Kanalbaudirektion Essen ausgeführt worden sind, haben ergeben, daß die höchsten Festigkeiten bei erdfeucht eingestampftem Beton bei Luftlagerung erzielt wurden, und daß sowohl die sehr trockenen als auch die nassen Betonmischungen gegenüber den erdfeuchten Mischungen (auch nach 180 Tagen Erhärtung) 30 bis 40% Minderfestigkeit aufwiesen. Daraus könnte man folgern, daß der erdfeuchte Beton an sich den für den Erhärtungsvorgang günstigsten Wasserzusatz enthält; dabei darf aber folgendes nicht außer acht gelassen werden: Die Festigkeitszahlen für den erdfeuchten Beton rühren von Probekörpern her, die in die Form eingestampft worden sind. Durch das Stampfen werden die Zuschlagstoffe (Kies und Sand) im engbegrenzten Raum fest ineinander geschlagen. In diesem Zustande bilden die Zuschlagstoffe an sich schon bis zu einem gewissen Grade ein starres System; je schärfer die Sandkörner und je unregelmäßiger und kantiger die Steine sind, desto starrer wird dieser Sand-Kieskörper an sich, d. h. ohne die verkittende Kraft der Bindemittel sein. Die Festigkeitszahlen der erdfeucht eingestampften Betonkörper lassen daher einen Schluß auf die durch den Abbindevorgang der hydraulischen Bindemittel entwickelte Festigkeit ohne weiteres nicht zu, und die Beurteilung der Bindemittel hinsichtlich ihrer Erhärtung allein aus dem Ergebnis der Festigkeitszahlen erdfeucht eingestampfter Betonkörper würde von Trugschlüssen nicht frei sein, weil ein Mehr an Stampfarbeit an sich eine höhere Festigkeit verursachen kann. Die oben gezogene Schlußfolgerung, daß der erdfeuchte Beton den für den Erhärtungsvorgang günstigsten Wasserzusatz enthält, kann daher auf völlige Richtigkeit und Zuverlässigkeit keinen Anspruch machen.

Beobachtet man den mehr als erdfeucht eingebrachten Beton beim Abbinden, so bemerkt man, daß er klares Wasser abgibt. Dieses sammelt sich an der Oberfläche und verdunstet, oder entweicht zum Teil durch die Schalung. Der weiche Beton stößt also einen Teil des Anmachewassers von sich ab. Diese Beobachtung ließe nun den Schluß zu, daß im weichen oder Gußbeton der anfängliche Überschuß an Wasser für den Verlauf des Erhärtungsvorganges nicht schädlich zu sein braucht, weil der Überschuß zum Teil abgestoßen wird und weil die dann zurückbehaltene Menge des Anmachewassers die zuträgliche sein müsse.



Wenn man aber bedenkt, daß die Festigkeitszahlen der erdfeucht eingestampften Probekörper aus Zementmörtel, sofern sie bei Luftlagerung erhärten, am höchsten ausfallen, daß die Festigkeitszahlen für die erdfeucht eingestampften Probekörper gleicher Mischung, sofern sie unter Wasser erhärten, niedriger sind, dann möchte man schließen, daß im erdfeuchten Mörtel die für die Festigkeitsentwicklung günstigste Wassermenge enthalten ist, und daß der größere Wasserzusatz, wie er im Gußbeton vorhanden ist, in dieser Beziehung ungünstig wirken muß. Vergleicht man dagegen die verschiedenen Druckfestigkeiten von Kalk-Traß-Mörteln bei Luft- und Wasserlagerung, so findet man in der Regel, daß bei Wasserlagerung sich höhere Festigkeiten ergeben als bei Luftlagerung. Das besagt, daß die Kalk-Traß-Mörtel einen höheren Wasserzusatz verlangen, als er im erdfeuchten Kalk-Traß-Mörtel vorhanden ist; vergl. die obenstehende Darstellung.

Weil nun die oben besprochene Nacherhärtung (die Weiterbildung von Kalziumhydroxysilikatgel) durch die Einwirkung von Kalk und Puzzolane (Traß oder glasige Hochofenschlacke) hervorgerufen wird, und weil sich hierbei dieselben Vorgänge abspielen, wie bei der Erhärtung des Kalk-Traß-Mörtels, müßte man folgerichtig schließen, daß, wenn dem Zementmörtel Traß oder Kalk und Traß zugesetzt wird, ein begrenzter Überschuß an Wasser die Nacherhärtung (Phase 4) nur günstig beeinflussen kann.

Alles in allem dürfte also der Schluß zu ziehen sein, daß mit Rücksicht auf den erforderlichen Wasservorrat für die Nacherhärtung der sogenannte plastische Beton den für den günstigsten Verlauf des Erhärtungsvorganges richtigen Wasserzusatz enthält; insbesondere wenn dem Zement eine Puzzolane oder Kalk und Traß zugefügt worden ist.

Nun ist aber die Festigkeit des Betons allein nicht ausschlaggebend für seine Widerstandsfähigkeit; der Beton muß auch dicht sein, wenigstens soweit er im Grundwasser steht, oder soweit er einen Wasserdruck auszuhalten hat. Es ist beobachtet worden, daß dieselbe Betonmischung als Stampfbeton undicht, als Gußbeton dagegen wasserdicht war.⁷⁾ Es dürfte keinem Zweifel unterliegen, daß im weichen Beton die Hohlräume zwischen den Steinen durch den weichen Mörtel vollkommener ausgefüllt werden als beim erdfeuchten Beton, und daß die kleineren und feinsten Hohlräume im Mörtel zwischen den Sandkörnern von den infolge des erhöhten Wasserzusatzes breiig gewordenen Bindemitteln gleichmäßiger ausgefüllt werden als bei knappem Wasserzusatz; je sämiger der Mörtel ist, desto dichter wird also der Beton werden.

Demnach bietet der erhöhte Wasserzusatz das billigste Mittel, durch Schwimmwirkung einen Betonkörper herzustellen, der fast keine Hohlräume enthält. Nachdem der weiche Beton eingebracht ist, findet durch das Absacken der weichen Masse und durch den gleichzeitigen Austritt von reinem Wasser aus der Schalung heraus und durch Ansammlung des überschüssigen Wassers an der Oberfläche eine weitere Verdichtung der ganzen Masse statt; an die Stelle des ausgetretenen Wassers tritt der verdichtete Zementbrei, so ist es zu erklären, daß der Gußbeton fast keine Hohlräume hat. Diese rein mechanische Verdichtung wird mit Sicherheit da eintreten, wo das überschüssige, abgesonderte Wasser aus dem Beton durch die poröse Schalung heraustreten und verdunsten kann; d. h. dünne Mauern aus Gußbeton müssen dicht werden. Bei dicken Mauern liegen die Verhältnisse nicht so günstig, und es dürften, wie es auch der Augenschein vielfach zeigt, Wassertropfen in größerer Zahl im Innern der dicken Gußbetonkörper verbleiben, die den Weg an die Oberfläche oder an die Schalung nicht finden konnten. Diese Tröpfchen, die also von dem abgestoßenen, nicht verdunsteten Wasser herrühren, bilden zunächst kleine Hohlräume im Gußbeton. Es ist nun sehr wohl denkbar, daß diese Wassertropfen durch den Nacherhärtungsvorgang mehr und mehr aufgezehrt werden, und daß der Raum, den sie anfänglich einnahmen, mit Kristallgebilden und nach und nach hart werdender Kittmasse aus Kalziumhydroxysilikatgel ausgefüllt werden. Die Nachdichtung kann aber nach dem oben Gesagten nur dann eintreten, wenn der Beton überschüssigen Kalk enthält. Hieraus wäre zu folgern, daß ein Zusatz von Kalk und Traß zum Zement-Gußbeton in bezug auf die erwünschte Dichtigkeit sehr günstig wirkt, und daß diese günstige Wirkung sich vornehmlich bei der Herstellung von dicken Mauern aus Gußbeton herausstellen muß.

Der oben dargelegten Auffassung über die Vorgänge beim Abbinden und Erhärten der hydraulischen Bindemittel liegen die Forschungsergebnisse von Michaelis sen., Ambronn, Keisermann und Blumenthal zugrunde. Nach v. Glasenapp⁸⁾ ist die Erhärtung der hydraulischen Bindemittel infolge der Gelbildung von den vorgenannten Forschern zu stark in den Vordergrund gestellt worden; er schreibt zwar auch den Kolloiden die Rolle des Schutzes der Kristalle vor Wasserauflösung zu, jedoch glaubt er, daß ein Teil dieser Kolloide durch den Übergang in den kristallinen Zustand zur Erhärtung des Mörtels wesentlich beiträgt. Er beobachtete nämlich unter dem Mikroskop, daß sich unmittelbar aus den Körnern des Klinkermehls eine Gelmasse bildete, die aus Kalziumhydroaluminat bestand, das die Neigung hatte, in den kristallinen Zustand überzugehen und dabei zu erstarren. Der Übergang des Gels in den kristallinen Zustand fiel zusammen mit dem Abbinden des Zementes und war deutlich daran zu erkennen, daß das Kalziumhydroaluminatgel vor der Umwandlung optisch inaktiv, nach der Umwandlung — nach 18 bis 25 Stunden — aber optisch aktiv geworden war.

v. Glasenapp erklärt auch die Nacherhärtung des Portlandzementes als eine Strukturänderung des Mörtels, hervorgerufen durch einen allmählich sehr langsam verlaufenden Übergang von Kolloidstoffen in den kristallinen Zustand.

⁷⁾ Versuche für den Schleusenbau in Anderten, „Die Bautechnik“ 1926, Heft 14.

⁸⁾ Vergl. v. Glasenapp: Über Kristalloide und Kolloide bei der Erhärtung mörtelartiger Stoffe. Cementverlag.

Je älter der Mörtel, desto durchlässiger waren nach seinen Beobachtungen die Dünnschliffe für polarisierte Lichtstrahlen, d. h. desto mehr Kristalle waren vorhanden, denn optische Aktivität kommt nur den Kristallen und nicht den Kolloiden des Zementmörtels zu.

Unter dem Mikroskop hat v. Glasenapp an älteren Zementmörteln die Anwesenheit von äußerst kleinen Kriställchen in großer Zahl festgestellt und sie u. a. erkannt an der auffallenden Goldfarbe im polarisierten Licht, die den Sphärokriställchen (halbflüssigen Kristallen) aus Kalziumhydroaluminat eigen ist. (v. Glasenapp stellte auch fest, daß die Kriställchen des alten Mörtels deutliche kristallographische Umgrenzungen zeigen).

Wie dem auch sei, der Erhärtungsvorgang beruht nach beiden Theorien auf der Bildung von Kristallen und auf der Bildung und Eintrocknung bzw. teilweise Umwandlung von Mineralien. Was bezüglich des Wasserzusatzes im vorhergehenden erörtert wurde, das bleibt auch für die Erhärtungstheorie nach v. Glasenapp bestehen. Zu erörtern bleibt noch der Einfluß von Wasser auf die Umbildung des Gels in Kristalle. Hierzu ist Wasser nicht erforderlich, es wird vielmehr hierbei Wasser abgespalten; je konzentrierter, je übersättigter die Lösung, desto schneller und zahlreicher ist die Kristallbildung; daraus ist zu schließen, daß auch in bezug auf die Umbildung des Gels in Kristalle zuviel Wasser störend und verzögernd wirkt, und so bleiben wir bei dem Schluß, daß die Festigkeitsentwicklung und auch die Dichtigkeit des Betons ungünstig beeinflusst wird, wenn dem Beton mehr Anmachwasser zugesetzt wird, als unbedingt notwendig ist, um ihn als plastischen Beton oder als gerade noch praktisch gießfähigen Gußbeton sachgemäß verarbeiten zu können. Die Erhärtungstheorie ist zurzeit noch nicht abgeschlossen; der Streit der Meinungen geht weiter. Die bisherigen Forschungsergebnisse gewähren immerhin einen lichtvollen Blick in das noch nicht vollkommen geklarte Wesen des Erhärtungsvorganges.

III. Der Zement-Kalk-Traß-Beton für die Schleusen des Rhein-Herne-Kanals.

Für die Schleusen des Rhein-Herne-Kanals ist ein Zement-Kalk-Traß-Beton zur Verwendung gekommen.

1. Dichtigkeit des Zement-Kalk-Traß-Betons.

Über das Mischungsverhältnis dieses Betons, über seine Dichtigkeit, seine Druckfestigkeit, seine Hauffestigkeit an Eisen sowie über seine hervorragenden in bezug auf Elastizität ist vom Verfasser in der Zeit für Bauwesen 1913, S. 336 u. f. eingehend berichtet worden. Auf die zugehörigen Abbildungen im Atlas dieser Zeitschrift, Blatt 37 und 38 wird besonders hingewiesen; ergänzend ist noch folgendes zu sagen:

Wir sagen, ein Beton sei dicht, wenn erstens der Mörtel soviel Kittmasse enthält, als Hohlräume in Sand vorhanden sind und wenn zweitens soviel Mörtel im Beton vorhanden ist, daß alle Hohlräume im Kies durch den dichten Mörtel ausgefüllt werden. Die Menge der Kittmasse, vergl. untenstehende Untersuchung, ergibt sich aus der Menge der Bindemittel, und zwar liefert nach den vom Verfasser angestellten Versuchen 1 R.-T. Zement 0,48 R.-T. Kittmasse, 1 R.-T. hydraulisches Kalkpulver 0,28 und 1 R.-T. Traß 0,48 R.-T. Kittmasse; hinzu kommt noch die Menge des Anmachwassers, soweit es zur Herstellung einer kellengerichten Konsistenz des Mörtels erforderlich ist. Die Annahme, daß das ganze Anmachwasser im erhärtenden Mörtel erhalten bleibe, entspricht zwar nicht dem physikalischen und chemischen Vorgang beim Erhärten, liefert aber nach vielen Versuchen bei der Berechnung der Ausbeute Zahlenwerte, die mit der Praxis übereinstimmen.⁹⁾

Versuche zur Bestimmung der Ausbeute von Zement, Traß und leicht-hydraulischem Kalkpulver.

1. 1 l Zement mit 1 l Wasser angerührt gibt 1,48 l Zementbrei,
1 l „ füllt also im Zementbrei einen Raum aus von 1,48 — 1,00
= 0,48 l.

Die Ausbeute von Zement ist daher 0,48.

2. 1 l Traß mit 1 l Wasser angerührt gibt 1,48 l Traßbrei,
1 l „ füllt also im Traßbrei einen Raum aus von 1,48 — 1,00 = 0,48 l.

Die Ausbeute von Traß ist daher 0,48.

3. 1 l leicht-hydraulisches Kalkpulver mit 1 l Wasser angerührt gibt 1,28 l Kalkbrei,
1 l leicht-hydraulisches Kalkpulver füllt also im Kalkbrei einen Raum aus von 1,28 — 1,00 = 0,28 l.

Die Ausbeute von leicht-hydraulischem Kalkpulver ist daher 0,28.

Die Hohlräume im Sande bestimmt man am leichtesten und sichersten nach der Gleichung: Undichtigkeit $U = i - \frac{r}{s}$, wo r das Raumgewicht von 1 l fest eingerütteltem Sande und wo $s = 2,65$ = dem spezifischen Gewicht des Sandes ist. Je nachdem die Sandkörner gleichmäßig dick oder

⁹⁾ Vergl. Unna, Die Bestimmung rationeller Mörtelmischungen, Verlag Neubner, Köln.

verschiedenartig sind, kann die Zahl der Hohlräume im Sande zwischen 30% und 45% wechseln. Es ist daher bei großen Bauwerken immer ratsam, die Hohlräume des zur Verwendung kommenden Sandes festzustellen; denn bei dem dichteren Sande sind zur Erzielung des gewünschten Dichtigkeitsgrades von Mörtel und Beton weniger Bindemittel erforderlich als bei dem weniger dichten Sande. Durch die Feststellung der Hohlräume kann also eine nicht unwesentliche Ersparnis erzielt werden; wird dagegen diese Feststellung unterlassen und der Undichtigkeitsgrad unrichtig geschätzt, so könnten sich bei ausnahmsweise sehr undichtem Sande später Undichtigkeiten zum Schaden des Bauwerks zeigen. Der Quotient Kittmasse durch Hohlräume im Sande gibt den Dichtigkeitsgrad des Mörtels an. Ist dieser Quotient größer als 1, so bedeutet das, daß der Mörtel theoretisch dicht ist. Weil nun auch bei noch so sorgfältiger Herstellungsweise des Mörtels gewisse Unvollkommenheiten in dem Mischvorgang nicht zu vermeiden sind, so tut man gut, wenn man den Mörtel für die Praxis erst dann als dicht annimmt, wenn der Quotient größer als 1,70 ist. Die Versuche verschiedener Betonmischungen haben, wie weiter unten beschrieben, ergeben, daß dieser Dichtigkeitsgrad mindestens vorhanden sein muß, wenn der Beton als dicht anzusprechen ist. Rechnet man, sofern es sich um die Bruchfestigkeit handelt, wie üblich mit der fünf- bis zehnfachen Sicherheit, dann sollte man, nachdem soviel schlechte Erfahrungen mit undichtem Beton gemacht worden sind, es in besonderen Fällen an der notwendigen Vorsicht, den Dichtigkeitsgrad reichlich hoch zu nehmen, nicht fehlen lassen; solche Fälle liegen z. B. vor, wenn das Betonmauerwerk größeren Wasserdruck aufzunehmen hat oder wenn es mit gefährlichen Grund- oder Tagewässern in Berührung kommt.

Eine Mörteldichte von 1,75 bis 2,5 wird in solchen Fällen genügende Sicherheit bieten. Es ist z. B. von Hambloch durch Versuche festgestellt worden, daß ein Kalk-Traß-Mörtel: 1 R.-T. Fettkalk, 1 1/2 R.-T. Traß und 2,25 R.-T. Sand, einen Wasserdruck von 2,5 at aushalten konnte, ohne daß die Probeplatten Wasser durchließen; dieser Mörtel hat eine Dichtigkeit von $d = 2,17^{10)}$

Hat man die Menge der Bindemittel und den Sandzusatz so bemessen, daß ein dichter Mörtel entsteht, so ist die Größe des Kieszuschlages so zu wählen, daß der Quotient Mörtelmenge durch Hohlräume im Kies größer als 1 ist. Mit Rücksicht auf die Neigung des Betons, sich beim Abkippen zu entmischen, empfiehlt es sich auch hier, die Betondichte Bd nicht kleiner als 1,70 zu wählen, was ebenfalls durch die obenerwähnten Versuche des Verfassers bestätigt wird.

Hinsichtlich der Bestimmung der Hohlräume im Kies gilt sinngemäß das gleiche, was oben in bezug auf die Hohlräume im Sand gesagt wurde. Man findet Kiese mit nur 35% und solche mit 50% Hohlräume; bei den letzteren würde z. B. bei Anwendung des Zement-Kalk-Traß-Betons, wie er für die Schleusen des Rhein-Herne-Kanals verwendet worden ist, 45% Mörtel mehr erforderlich sein als bei den ersteren, um den gleichen Betondichtigkeitsgrad 1,76 zu erzielen.

Um da, wo es darauf ankommt, mit Sicherheit einen gleichmäßig dichten Mortel und einen gleichmäßig dichten Beton herzustellen, trennt man zweckmäßig den gewachsenen Kiessand in Sand und Kies und gibt bei der Mörtel- bzw. Betonbereitung die beiden Zuschlagstoffe getrennt im richtigen Mengenverhältnis auf. Man läuft dann keine Gefahr, einerseits Mörtel zu verschwenden und andererseits wegen Mangels an Mörtel einen undichten Beton herzustellen.

Die Dichtigkeit des Betons spielt im Wasserbau eine ganz besondere Rolle; sie ist für den Bestand der Wasserbauten von ausschlaggebender Bedeutung. Man darf sehr wohl behaupten, daß die Lebensdauer eines im Wasser stehenden Betonbauwerks von der Dichtigkeit des Betons in hohem Grade abhängig ist. Das kann zur Beachtung in der Praxis nicht stark genug unterstrichen werden. Sofern nämlich die im Wasser enthaltenen, auf die Zerstörung des Betons hinwirkenden Bestandteile (aggressive Kohlensäure, Humussäure, Schwefelsäure u. a. m.) nicht in den Betonkörper eindringen können, vermögen sie diesem nichts anzuhaben; finden aber diese im Wasser gelösten Stoffe durch die Poren des Betons Zugang zu dessen Innerem, so beginnt der Zerstörungsvorgang und damit auch der Verfall des Bauwerks. Nach den Erfahrungen hat sich die Verwendung eines undichten Betons schon des öfteren bitter gerächt.

Betonmischungen, die an Anfangsfestigkeit nichts zu wünschen übrig ließen, sind mürbe geworden, weil sie nicht genügend dicht waren. Der Verfasser hat Gelegenheit gehabt, diese Tatsachen an einer Kaimauer in einem Hafen des Rhein-Herne-Kanals festzustellen, die aus Zement-Traß-Beton im Mischungsverhältnis 1 Zement:0,5 Traß:8 Kiessand hergestellt war.

Die aggressive Kohlensäure, die sich u. a. bildet, wenn das Grundwasser kohlenstoffsaures Eisen enthält und mit der Luft in Berührung kommt, die aber auch in den reinsten, fließenden Wassern in gefährlicher Menge

vorhanden sein kann, löst den freien Kalk im Mörtel und bildet daraus doppeltkohlenstoffsauren Kalk,¹¹⁾ wodurch das Gefüge des Betons gelockert werden kann.

Schwefelsäure bildet namentlich bei stärkerem Aluminiumoxydgehalt im Mörtel mit Kalk und Tonerde Calciumsulfoaluminat,¹²⁾ das unter beträchtlicher Volumenvermehrung beim Kristallisieren bedeutende Mengen Wasser aufnimmt und Treiberscheinungen hervorruft. Die unheilvollen Zerstörungen von Betonbauwerken im Moorwasser werden darauf zurückgeführt, daß der in vielen Mooren enthaltene Schwefel durch den Einfluß der Luft allmählich zu Schwefelsäure oxydiert. Die Schwefelsäure setzt sich mit dem Kalkgehalt im Mörtel unter Volumenvermehrung in Gips = Kalziumsulfat¹³⁾ um und verursacht so Treiben des Betons und damit den Zerfall des Bauwerks. Im Meerwasser sind es namentlich Natriumsulfat- und Magnesiumsulfatlösungen,¹⁴⁾ die zur Bildung von Kalziumsulfat Veranlassung geben und somit die gefährlichsten Treiberscheinungen hervorrufen. Im Wasserbau sollte man daher überall da, wo das Bauwerk im Grundwasser steht oder mit Meer-, Moor- oder Grubenwasser in Berührung kommt, kurz mit allen Wässern, die eine Sulfatbildung im Mörtel hervorrufen können, auf die Dichtigkeit des Betons den größten Wert legen und nur solche Betonmischungen verwenden, von deren Dichtigkeit man sich theoretisch und praktisch überzeugt hat.¹⁵⁾

Man soll auch nicht glauben, daß durch eine Putzschicht mit Goudronanstrich der Zerstörungsvorgang verhütet wird. Der Putz wird meist in einem fetten Mörtel hergestellt; fette Mörtel aber neigen zu Schwindrissen. Bei der obenerwähnten Bestätigung der Betonzerstörung durch angreifende Grundwässer konnte festgestellt werden, daß die Kaimauer des Hafens eine Putzschicht und einen Goudronanstrich erhalten hatte. Der Kern muß also dicht sein, wenn man vor dem Zerfall des Bauwerks sicher sein will.

Es sei hier vorweg darauf hingewiesen, daß die Zementbetonmischungen 1 R.-T. Zement, 4 R.-T. Sand und 8 R.-T. Kies, ferner die Mischungen 1:3:6 und auch 1:2,5:5, sodann die Zement-Traß-Betonmischungen 1:0,5:4:8, ferner 1:0,75:4:8 und 1:0,5:3,5:7 als Stampfbeton praktisch nicht als zuverlässig dicht angesprochen werden dürfen und der Zerstörung anheimfallen müssen, wenn sie dauernd mit Wasser in Berührung kommen, das die genannten schädlichen Bestandteile enthält.

Für den Wasserbauer sollte daher der Satz gelten:

„Dichtigkeit geht über Festigkeit“.

Was nun die Dichtigkeit des Zement-Kalk-Traß-Betons im Mischungsverhältnis 1:1,25:2:6,75:13,5, wie er für die Schleusen des Rhein-Herne-Kanals verwendet worden ist, anbelangt, so bildete sich infolge der verhältnismäßig großen Menge der bis zur Staubfeinheit gemahlten Bindemittel bei der Mörtelbereitung Kittmasse genug, um alle Hohlräume des Sandes auszufüllen, so daß ein dichter Mortel entstand. Auch der Kieszusatz war so bemessen, daß alle Hohlräume in ihm mit dem vorhandenen dichten Mörtel ausgefüllt wurden. Daß dieser Zement-Kalk-Traß-Beton dicht ist, ergibt sich aus folgender Berechnung:

Raumteile	Ausbeute	Kittmasse	Hohlräume im Sande	Mörteldichte
1,00 Zement . . .	1,00 · 0,48 = 0,48	0,48	—	—
1,25 Kalkpulver . . .	1,25 · 0,28 = 0,35	0,35	—	—
2,00 Traß	2,00 · 0,48 = 0,96	0,96	—	—
6,75 Sand	6,75 · 0,67 = 4,52	—	6,75 · 0,33	3,79
				2,22
2,00 Wasser	2,00	2,00	—	—
	8,31	3,79	2,22	1,707

Es ist also 1,7mal soviel Kittmasse in dem Mörtel, als Hohlräume im Sande sind. In den zugehörigen 13,51 Kies sind $13,5 \cdot (1 - 0,65) = 4,72$ l

¹¹⁾ Nach Dr. H. Bach, Oberchemiker bei der Emschergenossenschaft.

¹²⁾ Vergl. Passow, Hochofenzement; ferner den Aufsatz: „Der Bau des Abwasserkanals in Osnabrück und die an demselben beobachteten Zerstörungerscheinungen durch die Einwirkung des schwefelsauren Moor- bzw. Grundwasser“ in der Deutschen Bauzeitung 1908, Nr. 68, 69, 74 und 76, ferner die Veröffentlichung des Stadtbaurats Henneking im Zentralblatt der Bauverwaltung 1922, Nr. 24 und 25, betr. die Sternbrücke in Magdeburg.

¹³⁾ Vergl. Passow, Hochofenzement.

¹⁴⁾ Weil im vorstehenden von Betonzerstörungen die Rede gewesen ist, mochte ich hier kurz einschalten, daß in neuerer Zeit Bindemittel auf dem Markt erschienen sind, die in bedenkl. großen Mengen Bestandteile enthalten, die durch aggressive Wässer, besonders durch Humussäure gelöst werden, dabei zu Schwefelsäure oxydieren und der zerstörenden Bildung von Gips Vorschub leisten. Hier ist es daher am Platze, auf solche gefährlichen Bindemittel, zu denen nach Dr. Herfeld eine Abart von Hochofenzement gehört, warnend hinzuweisen und zu raten, nur mit den bewährten Bindemitteln, deren Zusammensetzung einwandfrei feststeht, Beton herzustellen.

¹⁰⁾ Vergl. Hambloch, Der rheinische Traß; im Selbstverlag des Verfassers.

Hohlräume. Die Dichtigkeit des Betons wird daher ausgedrückt durch den Bruch $8,31 : 4,72 = 1,76$, d. h. es ist rd. 1,76 mal soviel Mörtel im Beton vorhanden, als Hohlräume im Kies sind.

Um die Probe auf diese Berechnung zu machen, wurde ein 2,50 m hoher Kasten hergestellt, dessen 50 cm dicken Wände aus vier verschiedenen Betonmischungen gestampft waren. Eine dieser Wände hatte das Mischungsverhältnis 1 : 1,25 : 2 : 6,75 : 13,5. Es zeigte sich deutlich, daß dieser Beton von den vieren derjenige war, der als dicht anzusehen war; diese Betonwand ließ so gut wie gar kein Wasser durch, während durch die drei andern Wände meßbare Wassermengen hindurchgingen. Die Bestätigung über die Dichtigkeit dieses Zement-Kalk-Traß-Betons lieferten dann später auch die Schleusen des Rhein-Herne-Kanals nach der Inbetriebnahme. Die Kammerwände ließen zwar anfangs hier und da etwas Wasser durch; diese geringe Durchsickerung hörte jedoch bald ganz auf. Besonders deutlich erkennt man die Dichtigkeit des Betons an der Stirnseite der Unterhäupter, hinter der die Kammer für die Schiebetore liegt; ebenso erwiesen sich die Kammermauern der Nordschleuse VII als vollkommen dicht, als diese Schleuse für einige Wochen außer Betrieb gesetzt wurde. Das Gefälle an dieser Schleuse beträgt 6 m. Trotzdem hinter der Kammermauer das Grundwasser in Höhe des Oberwassers stand, wurden die Innenflächen der Schleusenkammern vollkommen trocken und blieben so vier Wochen lang. Beachtenswert ist hierbei der Umstand, daß die Schleusenmauern auf der Rückseite weder einen Glattstrich noch eine Putzschicht, noch einen Anstrich mit Goudron oder dergleichen erhalten haben.

Hier zeigt sich, daß das sachgemäß hergestellte Betonmauerwerk, trotz des dahinter wirkenden beträchtlichen Wasserdruckes (zeitweise mehr als 6 m), dicht ist; das hat wohl seinen Grund in der samigen Beschaffenheit des Betons beim Einbringen und Einstampfen. Diese vorzügliche Plastizität des Betons ist auf die reichliche Menge von hydraulischem Kalk und von Traß zurückzuführen. Auf Grund dieser Ergebnisse darf man behaupten, daß der bei den Schleusen des Rhein-Herne-Kanals durchgeführte Versuch, einen wasserundurchlässigen Beton herzustellen, gelungen ist.

IV. Ableitung neuer, richtig zusammengesetzter Mischungen für Zement-Kalk-Traß-Beton.

1. Ableitung der Mischungsverhältnisse der Gruppe A.

Der Zement-Kalk-Traß-Beton, der für den Bau der Schleusen des Rhein-Herne-Kanals verwendet worden ist, wurde durch Mischung des Kalk-Traß-Betons 1 : 1,25 : 2,2 : 4,4 und des Zement-Traß-Betons 1 : 0,5 : 4 : 8 hergestellt, und zwar in der Weise, daß ungefähr gleiche Mengen der Mörtel der beiden Betonarten genommen wurden, und daß diesem Gemenge doppelt soviel Kies zugesetzt wurde, wie Sand in demselben enthalten war. Sowohl der Zement-Traß-Beton 1 : 0,5 : 4 : 8 wie auch der Kalk-Traß-Beton 1 : 1,25 : 2,2 : 4,4 waren je für sich so zusammengesetzt, daß in jeder dieser beiden Betonarten die Bindemittel im richtigen Mengenverhältnis zueinander vorhanden waren. Es entsteht zwar ein anderes, jedoch auch richtig zusammengesetztes Mischungsverhältnis für Zement-Kalk-Traß-Beton, wenn man nicht gleiche Mengen der beiden Mörtel miteinander mischt, sondern verschiedene Mengen von jedem Mörtel nimmt und wieder doppelt soviel Kies dem Mörtelgemisch zuschlägt, als Sand in dem Mörtelgemisch enthalten ist: Bezeichnet man den Kalk-Traß-Mörtel 1 : 1,25 : 2,2 mit a , den Zement-Traß-Mörtel 1 : 0,5 : 4 mit b , und nimmt man

7,9 l von Mörtel a , enthaltend 2,5 l Kalk, 3,00 l Traß, 5,50 l Sand,
4,4 l " " b , " 1,0 l Zement, 0,50 l Traß, 4,00 l Sand,
so erhält man:

12,3 l von Mörtel $a + b$, enthaltend 1 l Zement, 2,5 l Kalk, 3,50 l Traß, 9,50 l Sand, und dementsprechend würde der Zement-Kalk-Traß-Beton das Mischungsverhältnis 1 : 2,5 : 3,5 : 9,5 : 19 haben.

Es entsteht ebenfalls ein Beton von richtiger Zusammensetzung, wenn man an Stelle des Zement-Traß-Betons 1 : 0,5 : 4 : 8 einen solchen im Mischungsverhältnis 1 : 0,5 : 3 : 6 nimmt und diesen mit dem Kalk-Traß-Beton 1 : 1,25 : 2,2 : 4,4 mischt. Im folgenden wollen wir uns aus diesen beiden Betonarten noch verschiedene andere Mischungsverhältnisse für Zement-Kalk-Traß-Beton ableiten.

Nennen wir den Kalk-Traß-Mörtel 1 : 1,25 : 2,2 wieder a , den Zement-Traß-Mörtel 1 : 0,5 : 3 bezeichnen wir mit c und nehmen $2,5 \cdot 3,15 = 7,9$ l von a und $3,54$ l von c . Die Zahl 3,15 l ist die Mörtelmenge, die man erhält, wenn man 1 l hydraulisches Kalkpulver + 1,25 l Traß + 2,2 l Sand mit 0,8 l Wasser vermengt, vergl. die Berechnung auf S. 579, Spalte Mörtelmenge. In $7,9$ l = $2,5 \times 3,15$ l sind demnach 2,5 l hydraulisches Kalkpulver + $2,5 \times 1,25 = 3,0$ l Traß + $2,5 \times 2,2 = 5,5$ l Sand. $3,54$ l ist die Mörtelmenge, die man erhält, wenn man 1 l Zement + 0,5 l Traß + 3 l Sand mit 0,8 l Wasser vermengt, vergl. hierzu die Berechnung auf S. 578, Spalte Mörtelmenge. 7,9 l Mörtel von $a + 3,54$ l Mörtel von c ergeben 11,44 l Mörtel aus $a + c$, und darin sind enthalten 1 l Zement, 2,5 hydraulisches Kalkpulver, $3,0 + 0,5 = 3,5$ l Traß u. $5,5 + 3 = 8,5$ l Sand.

Dieser Mörtel erhält einen Kieszuschlag von $2 \times 8,5 = 17,00$ l. Das Mischungsverhältnis dieses Zement-Kalk-Traß-Betons lautet 1 : 2,5 : 3,5 : 8,5 : 17.

In der nachstehenden Zusammenstellung sind in ähnlicher Weise weitere Mischungsverhältnisse abgeleitet. Die Zahl 4,43 ist entstanden aus $1,25 \cdot 3,54$; 4,7 ist $1,5 \cdot 3,15$; $8,86 = 2,5 \cdot 3,54$ und $10,62 = 3 \cdot 3,54$. Die Grundzahlen 3,54 und 3,15 sind oben erörtert und auf S. 578 u. 579 nachgewiesen.

1. 7,90 l von a , enthaltend 2,5 l Kalk 3,0 l Traß 5,5 l Sand
3,54 l " c , " 1 l Zement 0,5 l " 3,0 l "

ergibt 11,44 l von $a + c$, enthaltend 1 l Zement 2,5 l Kalk 3,5 l Traß 8,5 l Sand,
der Zement-Kalk-Traß-Beton würde somit das Mischungsverhältnis erhalten:
1 : 2,5 : 3,5 : 8,5 : 17,00.

2. 7,90 l von a , enthaltend 2,5 l Kalk 3,00 l Traß 5,50 l Sand
4,43 l " c , " 1,25 l Zement 0,63 l " 3,75 l "

ergibt 12,33 l von $a + c$, enthaltend 1,25 l Zement 2,5 l Kalk 3,63 l Traß 9,26 l Sand.
Auf Zement als Einheit bezogen, lautet somit das Mischungsverhältnis:
1 : 2 : 3 : 7,5 : 15,00.

3. 4,70 l von a , enthaltend 1,5 l Kalk 1,88 l Traß 3,30 l Sand
3,54 l " c , " 1 l Zement 0,50 l " 3,00 l "

ergibt 8,24 l von $a + c$, enthaltend 1 l Zement 1,5 l Kalk 2,38 l Traß 6,30 l Sand.
Mischungsverhältnis: 1 : 1,5 : 2,4 : 6,3 : 12,60.

4. 7,90 l von a , enthaltend 2,5 l Kalk 3,00 l Traß 5,50 l Sand
8,86 l " c , " 2,5 l Zement 1,25 l " 7,47 l "

ergibt 16,76 l von $a + c$, enthaltend 2,5 l Zement 2,5 l Kalk 4,25 l Traß 12,97 l Sand.
Auf Zement als Einheit bezogen, lautet alsdann das Mischungsverhältnis:
1 : 1 : 1,7 : 5,2 : 10,40.

5. 4,70 l von a , enthaltend 1,5 l Kalk 1,88 l Traß 3,30 l Sand
10,62 l " c , " 3 l Zement 1,50 l " 9,02 l "

ergibt 15,32 l von $a + c$, enthaltend 3 l Zement 1,5 l Kalk 3,38 l Traß 12,32 l Sand
Auf Zement als Einheit bezogen, lautet das Mischungsverhältnis:
1 : 0,5 : 1,13 : 4,1 : 8,20.

In den abgeleiteten Mischungen für Zement-Kalk-Traß-Beton sind die Bindemittel so zueinander abgestimmt, daß keines von ihnen im Überschuß vorhanden ist, d. h. der Beton hat in jedem dieser Fälle die wirtschaftlich richtige Zusammensetzung, denn die Grundmörtel, aus denen diese Betonmischungen zusammengesetzt sind, sind nachgewiesenermaßen mörteltechnisch richtig zusammengesetzt; dasselbe gilt deshalb auch für die verschiedenen Mischungen, die aus den beiden Grundmörteln zusammengesetzt sind.

Zement, Kalk und Traß sind in solcher Menge in diesen Betonmischungen enthalten, daß weder ein Überschuß noch ein Mangel an einem der drei Bindemittel vorhanden ist; sie sind der Menge nach in dem unbedingt notwendigen und daher in dem wirtschaftlich richtigen Mischungsverhältnis in den verschiedenen Betonmischungen enthalten.

Die fünf Mischungen unterscheiden sich durch den verschiedenen Anteil des stärkeren Zement-Traß-Mörtels und des mildereren Kalk-Traß-Mörtels und werden dementsprechend auch verschiedene Festigkeiten und verschiedenen Erhärtungsfortschritt haben.

Während sich die ersten beiden Mischungen in bezug auf den Erhärtungsfortschritt ähnlich wie der Kalk-Traß-Beton 1 : 1,25 : 2,2 : 4,4 verhalten, werden die beiden letzteren Mischungen sich mehr der Festigkeit des Zement-Traß-Betons 1 : 0,5 : 3 : 6 annähern.

Für die ermittelten Zement-Kalk-Traß-Betonmischungen sind die Mörteldichte, die Betondichte und der Betonpreis rechnerisch ermittelt worden; ferner der Preis für die Einheit der Mörteldichte und für die Einheit der Betondichte. Diese Verhältniszahlen, einerseits Mörtelpreis durch Mörteldichte, andererseits Betonpreis durch Betondichte, geben vergleichshalber an, zu welchem Preise die erzielte Dichtigkeit erkaufte worden ist; vergl. die Berechnungen auf S. 575. Je niedriger sich diese Verhältniszahl für eine Mischung herausstellt, desto günstiger ist diese hinsichtlich der Dichtigkeit zu beurteilen; die niedrigere Verhältniszahl besagt, daß die Dichtigkeit zu einem verhältnismäßig billigen Preise erkaufte ist. Bei dieser Beurteilung kommt es zunächst auf die Mörteldichte und den Preis für die Einheit der Mörteldichte an, weil von der Betondichte keine Rede sein kann, wenn der Mörtel nicht dicht ist; mit anderen Worten, es kann noch soviel Mörtel im Beton zur Ausfüllung der Hohlräume im Kies vorhanden sein, der Beton ist trotzdem undicht, wenn nicht durch genügenden Zusatz von Bindemitteln dafür gesorgt ist, daß alle Hohlräume im Sande durch Kittmassen ausgefüllt sind.

Die Ergebnisse der Berechnung des Betonpreises, der Mörtel- und Betondichte und der zugehörigen Verhältniszahlen sind in der nachfolgenden

¹⁵⁾ Nähere Erläuterungen s. oben.

Gruppe A. Tafel I.

Betonpreis, Mörteldichte, Betondichte und Materialverbrauch für verschiedene Mischungsverhältnisse von Zement-Kalk-Traß-Beton der Gruppe A.

Materialien in Raumteilen					Mörtel- preis R.-M.	Mörtel- dichte Md.	Preis für die Einheit von Md. R.-M.	Beton- preis R.-M.	Beton- dichte Bd.	Preis für die Einheit von Bd. R.-M.	Materialverbrauch in Liter für 1 m³ Zement-Kalk-Traß-Beton					Mörtelmenge durch Kiesmenge
Z.	Kp.	T.	S.	K.							Zement	hydr. Kalkp.	Traß	Sand	Kies	
1	2,5	3,5	8,5	17,0	25,11	2,01	12,49	19,17	1,90	10,08	44,6	111,5	156,1	379,1	758,2	0,67
1	2	3	7,5	15,0	25,45	1,99	12,79	19,45	1,89	10,29	50,8	101,6	152,4	381,0	762,0	0,66
1	1,5	2,4	6,3	12,6	26,13	1,96	13,33	19,63	1,87	10,49	60,8	91,2	145,9	383,0	766,0	0,65
1	1,25	2	6,75	13,5	24,82	1,70	14,62	18,80	1,76	10,68	58,6	73,12	117,0	394,8	789,6	0,61
1	1	1,75	5,2	10,4	26,82	1,87	14,35	19,89	1,83	10,86	74,3	74,3	130,0	386,3	772,6	0,64
1	0,5	1,13	4,1	8,2	28,02	1,75	16,02	20,40	1,77	11,51	95,5	47,7	107,9	391,5	783,0	0,62

Zusammenstellung enthalten; der Materialverbrauch für jede einzelne Mischung ist auch zum Vergleich in diese Aufstellung mitaufgenommen worden. Der Berechnung zugrunde gelegt wurde, daß 1 m³ Zement 63 R.-M., 1 m³ hydraulisches Kalkpulver 18 R.-M., 1 m³ Traß 25 R.-M., 1 m³ Sand 10,50 R.-M. und 1 m³ Kies 8,50 R.-M. kosten. Die Ausbeute für Zement beträgt nach den Versuchen 0,48, die für Kalkpulver 0,28, für Traß 0,48, für Sand 0,67 und für Kies 0,65.

2. Zusammenstellung und Beurteilung der Gruppe A.

Aus der Zusammenstellung (Tafel I) kann nachstehendes gefolgert werden: Die sechs Mischungen sind alle dicht, insbesondere die ersten drei; denn die Mörteldichte ist durchweg größer als 1,70. Die Dichtigkeit wird verhältnismäßig billig erkaufte; das gilt wiederum insbesondere von den ersten drei Mischungen. Der Beton 1:1,25:2:6,75:13,5 ist der billigste bei ausreichender Dichte. Da er eine Festigkeit 200 kg/cm² nach einem Jahr erreicht, die erwiesenermaßen stetig zunimmt, weil ferner seine Dichtigkeit sich als ausreichend erwiesen hat (Schleusen des Rhein-Herne-Kanals), kann dieser Beton für ähnliche Fälle bestens empfohlen werden. Von den ersten drei Mischungen wäre Gebrauch zu machen, wenn eine besonders hohe Dichtigkeit verlangt wird und wenn der Baufortschritt, ohne eine Behinderung zu erleiden, eine lange Erhärtungsdauer zuläßt. Die beiden letzten Mischungen wären da zu empfehlen, wo neben einer guten Dichtigkeit eine schnellere Erhärtung vom Beton verlangt wird. Durch den höheren Gehalt an Zement-Traß-Mörtel 1:0,5:3 bzw. durch den höheren Zementverbrauch (74,3 bzw. 95,5 l je m³ Beton gegenüber 58,5 l) wird die größere Anfangsfestigkeit gegenüber dem Beton 1:1,25:2:6,75:13,5 mit Sicherheit erreicht.

3. Ableitung der neuen Mischungsverhältnisse der Gruppe B.

In den bisher ermittelten Mischungen für Zement-Kalk-Traß-Beton ist ein Kalk-Traß-Mörtel im Mischungsverhältnis 1 R.-T. hydraulisches Kalkpulver zu 1,25 R.-T. Traß zu 2,2 R.-T. Sand zugrunde gelegt. Die Sandmenge 2,2 R.-T. entspricht den Versuchen, die seinerzeit auf Anordnung von Intze zur Ermittlung des wirtschaftlich besten Kalk-Traß-Mörtels für Talsperrenbauten ausgeführt worden sind. Aus deren Ergebnis war zu folgern, daß der Mörtel aus 1 R.-T. Kalkbrei, 1½ R.-T. Traß und 1 R.-T. Rheinsand an Festigkeit zunahm, wenn der Sandzusatz bis auf 2,2 R.-T. gesteigert wurde, ohne daß dadurch die Dichtigkeit gegen hohen Druck nachließ.¹⁶⁾ Nun kann das hydraulische Kalkpulver nicht genau soviel Sand meistern wie der Fettkalk. Es ist daher anzunehmen, daß die höchste Festigkeit bei Verwendung von hydraulischem Kalkpulver dann erreicht wird, wenn man den Sandzusatz entsprechend geringer als 2,2 R.-T. wählt. Aus den Versuchen, die Dr. Gerhard Herfeld in Andernach mit Kalkpulver, Traß und Sand ausführte, geht hervor, daß die höchsten Festigkeiten sowie die günstigsten Ergebnisse für den Fortschritt der Erhärtung des Kalk-Traß-Mörtels dann erzielt werden, wenn 1,25 R.-T. Kalkpulver, 1½ R.-T. Traß und 2 R.-T. Sand oder, auf Kalk als Einheit bezogen, wenn 1 R.-T. Kalkpulver, 1,2 R.-T. Traß und 1,6 R.-T. Sand zur Mörtelbereitung verwendet werden.¹⁷⁾

Nutzt man nun diese Erfahrung noch aus und wählt als Zement-Traß-Mörtel die Mischung 1 R.-T. Zement, 0,75 R.-T. Traß und 3 R.-T. Sand und mischt diese beiden Mörtel in den Verhältnissen zueinander, wie sie im folgenden näher begründet werden, und setzt wiederum doppelt soviel Kies zu, wie in beiden Mörteln Sand enthalten ist, so wird ein Zement-Kalk-Traß-Beton entstehen, der, was Dichtigkeit und Festigkeit anbelangt, das Beste darstellt, was erreicht werden kann. Freilich wird dieser Beton etwas teurer sein als die vorher ermittelten Mischungen, dafür wird er auch um so viel besser sein.

Es soll eine weitere Gruppe B von fünf Zement-Kalk-Traß-Beton-Mischungen aus diesen beiden Mörteln abgeleitet werden, und zwar sollen die einzelnen Mischungsverhältnisse so zueinander abgestuft werden, daß der Kalkgehalt von 2,5 R.-T. auf 2,00, 1,50, 1,00 bis auf 0,5 R.-T. abnimmt; der Gehalt an Zement, der in allen Mischungen mit 1 R.-T. angesetzt wird, steigt alsdann relativ. Es erscheinen in dieser Ableitung die Zahlen 2,64 l und 3,70 l; es wird hierzu auf die Berechnung des Betonpreises, der Mörteldichte und der Betondichte, Spalte Mörtelmenge, S. 579 verwiesen. Wenn in diesen Mischungsverhältnissen ungewöhnliche Zahlen wie 3,88 R.-T. erscheinen, so ist das für die Praxis ohne Belang, weil man bei großen Baustellen dazu übergegangen ist, die Bindemittel selbsttätig nach umgerechnetem Gewicht mittels einer ein für allemal eingestellten Wage zuzusetzen; die Zuschläge Sand und Kies werden nach geeichten Loren gemessen.

Den Zement-Traß-Mörtel 1:0,75:3:6,0 bezeichnen wir mit x und den Kalk-Traß-Mörtel 1:1,25:1,6 mit y. Es sind enthalten:

	Zement	Kalkpulver	Traß	Sand
1. in 2,5 · 2,64 =	6,60 l des Mörtels y	2,5 l	3,13 l	4,0 l
"	3,70 l " " x	1 l	0,75 l	3,0 l
in	10,30 l des Mörtels (x + y)	1 l	2,5 l	3,88 l
Das Mischungsverhältnis für den Zement-Kalk-Traß-Beton lautet dann:				
1:2,5:3,88:7:14,00;				

	Zement	Kalkpulver	Traß	Sand
2. in 2,0 · 2,64 =	5,28 l des Mörtels y	2,0 l	2,50 l	3,2 l
"	3,70 l " " x	1 l	0,75 l	3,0 l
in	8,98 l des Mörtels (x + y)	1 l	2,0 l	3,25 l
Mischungsverhältnis: 1:2,0:3,25:6,2:12,40;				

	Zement	Kalkpulver	Traß	Sand
3. in 1,5 · 2,64 =	3,96 l des Mörtels y	1,5 l	1,88 l	2,4 l
"	3,70 l " " x	1 l	0,75 l	3,0 l
in	7,66 l des Mörtels (x + y)	1 l	1,5 l	2,63 l
Mischungsverhältnis: 1:1,5:2,63:5,4:10,80;				

	Zement	Kalkpulver	Traß	Sand
4. in 1,0 · 2,64 =	2,64 l des Mörtels y	1,0 l	1,25 l	1,6 l
"	3,70 l " " x	1 l	0,75 l	3,0 l
in	6,34 l des Mörtels (x + y)	1 l	1,0 l	2,00 l
Mischungsverhältnis: 1:1:2:4,6:9,2;				

	Zement	Kalkpulver	Traß	Sand
5. in 0,5 · 2,64 =	1,32 l des Mörtels y	0,5 l	0,63 l	0,8 l
"	3,70 l " " x	1 l	0,75 l	3,0 l
in	5,02 l des Mörtels (x + y)	1 l	0,5 l	1,38 l
Mischungsverhältnis: 1:0,5:1,38:3,8:7,60.				

4. Zusammenstellung und Beurteilung der Gruppe B.

Die Mischungen dieser Gruppe B (Tafel II, S. 572) sind durchweg etwas dichter als diejenigen der vorherigen Gruppe A. Die Mörteldichte liegt zwischen Md. = 1,98 und Md. = 2,43. Sie enthalten im Vergleich zur Gruppe A etwas mehr Zement und Traß, ferner etwas weniger Sand und Kies. Dementsprechend wird auch die Festigkeit eine etwas höhere sein und die Erhärtung etwas schneller voranschreiten. Diese Mischungen dürften daher dort Verwendung finden, wo die entsprechenden Festigkeiten der Gruppe A nicht ausreichen und wo bezüglich der Dichtigkeit an den Beton ganz besonders hohe Anforderungen gestellt werden, z. B. bei verhältnismäßig dünnwandigen Wasserbehältern, ferner bei Wasserspeichern (Sparbecken für Schleusen).

Der größere Gehalt an Traß macht diese Betonmischungen gegen angreifende Wasser widerstandsfähiger; es empfiehlt sich daher, von diesen Mischungen außer in den vorgenannten Fällen auch bei den See-Wasserbauten Gebrauch zu machen.

¹⁶⁾ Vergl. Hambloch, der rheinische Traß, S. 45. — ¹⁷⁾ Ebenda S. 28.

Gruppe B. Tafel II. Betonpreis, Mörteldichte und Betondichte der Zement-Kalk-Traß-Betonmischungen der Gruppe B.

Z.	Materialien in Raumteilen				Mörtel- preis R.-M.	Mörtel- dichte Md.	Preis für die Einheit von Md. R.-M.	Beton- preis R.-M.	Beton- dichte Bd.	Preis für die Einheit von Bd. R.-M.	Materialverbrauch in Liter für 1 m³ Zement-Kalk-Traß-Beton					Mörtelmenge durch Kiesmenge
	Kp.	T.	S.	K.							Zement	hydr. Kalkp.	Traß	Sand	Kies	
1	2,5	3,88	7,0	14,0	26,98	2,43	11,10	20,42	2,10	9,72	51,4	128,5	195,3	359,8	719,6	0,73
1	2	3,25	6,2	12,4	27,23	2,37	11,55	20,55	2,02	9,94	58,6	117,2	190,4	363,3	726,6	0,72
1	1,5	2,63	5,4	10,8	27,83	2,28	12,22	20,72	2,02	10,25	68,0	102,0	178,8	377,2	754,4	0,71
1	1	2,0	4,6	9,2	28,25	2,15	13,15	20,85	1,97	10,58	81,1	81,1	162,2	373,0	746,0	0,69
1	0,5	1,38	3,8	7,6	29,14	1,98	14,71	21,18	1,88	11,25	100,4	50,2	138,3	381,5	763,0	0,66

V. Vergleich des Zement-Kalk-Traß-Betons mit Zementbeton und Zement-Traß-Beton.

Weil es zur Beurteilung des Zement-Kalk-Traß-Betons notwendig ist, ihn in Vergleich zu stellen mit den sonst üblichen Betonmischungen, sind die letzteren genau in derselben Weise auf Dichtigkeit und Preis untersucht worden; vergl. die Berechnungen auf S. 577 bis 579. Um richtige Vergleichswerte zu erhalten, sind die Werte für die Berechnung der Ausbeute, die Größe der Hohlräume im Sand und Kies sowie die Einheitspreise der Mörtelmaterialien und des Kieses in gleicher Höhe wie beim Zement-Kalk-Traß-Beton zugrunde gelegt worden. Die Ergebnisse dieser Vergleichsberechnungen sind weiter unten zusammengestellt und die Schlußfolgerungen daraus gezogen.

Was die Festigkeiten der zu vergleichenden Betonarten anbelangt, so ist im allgemeinen zu sagen, daß sowohl der reine Zementbeton wie auch der Zement-Traß-Beton dem Zement-Kalk-Traß-Beton überlegen ist, wenigstens in den ersten Jahren der Erhärtung.

Der Zement-Kalk-Traß-Beton ist eben ein langsam, aber sicher und stetig erhärtender Beton; Zementbeton und Zement-Traß-Beton haben dagegen eine höhere Anfangsfestigkeit. Es gibt aber in der Baupraxis Fälle, wo das letztere kein Vorzug ist, ja, wo gerade das Gegenteil — die möglichst langsam voranschreitende Erhärtung — gewünscht wird, und

außerdem solche Fälle, wo es auf einen schnellen Erhärtungsfortschritt in den ersten Monaten garnicht ankommt.

Die Zusammenstellung (Tafel III) besagt, daß die Betonmischung 1 : 4 : 8 und auch die im allgemeinen als fett geltende Mischung 1 : 3 : 6 undicht sind, weil die Mörtel dieser Mischungen praktisch undicht sind. Selbst die Mischungen 1 : 2,5 : 5 und 1 : 2,25 : 4,5 sind da, wo es auf Dichtigkeit ankommt, nicht zu empfehlen, weil die Mörteldichten 1,35 bzw. 1,43 wegen der in der Praxis unvermeidlichen Unvollkommenheiten in der Gleichmäßigkeit des Gemenges unzureichend sind. Nicht einmal die sehr fette und sehr teure Mischung 1 : 2 : 4 ist praktisch dicht.

Die Einheit der Mörteldichte ist allenthalben sehr teuer erkaufte. Diese Preise liegen für den Zementbeton zwischen 22,06 und 24,61 R.-M. gegen 14,62 R.-M.; bei Zement-Kalk-Traß-Beton liegen diese Preise zwischen 11,10 R.-M. und 14,71 R.-M. also bedeutend niedriger, s. S. 572 oben.

Was Wohlfeilheit und Dichtigkeit anbelangt, so werden die reinen Zementbetonmischungen von dem Zement-Kalk-Traß-Beton weit überholt; zum Vergleich ist die Mischung 1 : 1,25 : 2 : 6,75 : 13,5 in die Zusammenstellung Tafel III mit aufgenommen:

Vergl. Md = 1,70 gegen 1,05 bzw. 1,54
Bd = 1,76 „ 1,45 „ 1,68

Gruppe C. Tafel III.

Betonpreis, Mörteldichte, Betondichte und Materialverbrauch für verschiedene Mischungsverhältnisse von reinem Zementbeton der Gruppe C.

Z.	Materialien in Raumteilen				Mörtel- preis R.-M.	Mörtel- dichte Md.	Preis für die Einheit von Md. R.-M.	Beton- preis R.-M.	Beton- dichte Bd.	Preis für die Einheit von Bd. R.-M.	Materialverbrauch in Liter für 1 m³ Zementbeton					Mörtelmenge durch Kiesmenge
	Kp.	T.	S.	K.							Zement	hydr. Kalkp.	Traß	Sand	Kies	
1			4	8	25,86	1,05	24,61	18,68	1,45	12,85	107,9			431,6	863,2	0,51
1			3,5	7	27,45	1,12	24,52	19,46	1,48	13,14	122,2			427,7	855,4	0,52
1			3	6	29,43	1,21	24,32	20,41	1,53	13,35	140,6			421,8	843,6	0,53
1			2,5	5	32,10	1,35	24,31	21,83	1,58	13,83	165,8			414,5	829,0	0,56
1			2,25	4,5	33,82	1,43	23,64	22,72	1,63	13,92	182,1			409,7	819,4	0,57
1			2	4	35,60	1,54	23,10	23,79	1,68	14,14	201,6			403,2	806,4	0,59
1			1,8	3,6	37,39	1,66	22,52	24,83	1,73	14,35	220,7			397,2	794,4	0,61
1			1,6	3,2	39,50	1,79	22,06	26,09	1,80	14,49	244			390,4	780,8	0,63
1	1,25	2	6,75	13,5	24,82	1,70	14,62	18,80	1,76	10,68	58,5	73,12	117	394,8	789,6	0,61

Gruppe D. Tafel IV.

Betonpreis, Mörteldichte, Betondichte und Materialverbrauch für verschiedene Mischungsverhältnisse von Zement-Traß-Beton der Gruppe D.

Z.	Materialien in Raumteilen				Mörtel- preis R.-M.	Mörtel- dichte Md.	Preis für die Einheit von Md. R.-M.	Beton- preis R.-M.	Beton- dichte Bd.	Preis für die Einheit von Bd. R.-M.	Materialverbrauch in Liter für 1 m³ Zement-Traß-Beton					Mörtelmenge durch Kiesmenge
	Kp.	T.	Sp.	K.							Zement	hydr. Kalkp.	Traß	Sand	Kies	
1	—	0,5	4	8	26,70	1,30	20,52	19,32	1,57	12,32	104,1	—	52,0	416,4	832,8	0,55
1	—	0,75	4	8	27,19	1,42	19,13	19,68	1,58	12,45	102,5	—	76,8	410,0	820	0,57
1	—	1	4	8	27,55	1,55	17,78	19,96	1,68	11,88	100,8	—	100,8	403,2	806,4	0,58
1	—	0,5	3,5	7	28,40	1,41	20,28	20,18	1,62	12,45	117,5	—	58,7	411,2	822,5	0,56
1	—	0,75	3,5	7	28,80	1,55	18,60	20,55	1,68	12,20	115,3	—	86,4	403,55	807,1	0,58
1	—	0,5	2,5	5,0	32,79	1,76	18,61	22,68	1,77	12,82	157,2	—	78,6	393,0	786,0	0,62
1	—	0,5	3	6	30,22	1,55	19,61	21,25	1,68	12,65	134,4	—	67,2	403,2	806,4	0,59
1	—	0,6	3	6	30,31	1,62	18,84	21,36	1,72	12,40	133,1	—	79,8	399,3	798,6	0,60
1	—	0,75	3	6	30,60	1,71	17,90	21,62	1,76	12,29	131,5	—	98,6	394,5	789,0	0,61
1	—	0,5	2	4	35,87	2,04	17,58	24,65	1,92	12,85	189,0	—	94,5	378,0	756,0	0,67
1	—	0,5	1,8	3,6	37,46	2,22	16,87	25,72	2,00	12,86	205,7	—	102,8	370,2	740,4	0,70
1	—	0,5	1,6	3,2	39,27	2,41	16,29	26,97	2,09	12,90	225,7	—	112,8	361,1	722,2	0,73
1	1,25	2	6,75	13,5	24,82	1,70	14,62	18,80	1,76	10,68	58,5	73,12	117,0	394,8	789,6	0,61

und die Preise für die Einheit der Betondichte 10,68 R.-M. gegen 12,85 bzw. 14,14 R.-M. Die außerordentlich zementreichen und sehr teuren Mischungen 1 Zement : 1,8 Sand : 3,6 Kies und 1 Zement : 1,6 Sand : 3,2 Kies sind in die letzte Gegenüberstellung nicht miteinbezogen, weil sie nicht im Rahmen des Gebräuchlichen liegen.

Die Zement-Traß-Betonmischungen 1 : 0,5 : 4 : 8 und 1 : 0,75 : 4 : 8 (Tafel IV, S. 572) sind praktisch als undicht zu bezeichnen. Der starke Traßzusatz in der Mischung 1 : 1 : 4 : 8 ist nur da zu rechtfertigen, wo es sich um besondere Zwecke, etwa Verhinderung von Ausblühungen in Sichtflächen handelt. Gleiche Mörtel- und Betondichte wie bei dem bewährten Zement-Kalk-Traß-Beton 1 : 1,25 : 2 : 6,75 wird erst mit der Mischung 1 : 0,75 : 3 : 6 erreicht, die aber um 21,62 — 18,80 = 2,82 R.-M. je m³ teurer ist. Der Zement-Traß-Beton 1 : 0,5 : 2 : 4 mit Md. = 2,04 ist 24,65 — 18,80 = 5,85 R.-M./m³ teurer als der Zement-Kalk-Traß-Beton 1 : 1,25 : 2,5 : 6,75 : 13,5 mit Md. = 1,70. Die Dichtigkeit ist bei den Zement-Traß-Betonmischungen teurer erkauft; vergl. die Preise 17,90 R.-M. gegen 14,62 R.-M. bzw. 12,29 gegen 10,68 R.-M.

Wenn es sich also im besonderen um die Herstellung eines dichten Betons handelt, so kämen nur die vier letzten Mischungen dann in Frage, wenn die langsamere Erhärtung des Zement-Kalk-Traß-Betons des Baufortschrittes wegen nicht abgewartet werden kann, und wenn höhere Festigkeiten besonders in den ersten Monaten verlangt werden, die mit Zement-Kalk-Traß-Beton nicht erreicht werden.

VI. Die praktischen Erfahrungen über Zement-Kalk-Traß-Beton.

Was man von dem Zement-Kalk-Traß-Beton auf Grund der eingangs geschilderten Versuche erwartet hat, das hat er in der Praxis gehalten. Die Schleuse IV des Rhein-Herne-Kanals liefert hierfür einen schlagenden Beweis. Von den sieben Schleusen ist es nämlich diejenige, die infolge des bisher teilweisen Abbaues von zwei Kohlenflößen um 1,00 m gesunken ist. Die Absenkung ging nicht gleichmäßig vonstatten, denn das mit der Zeche vereinbarte Abbauprogramm, dessen wesentliche Bestimmung darin bestand, daß die Kohle unter den Schleusen möglichst schnell und in einem Zuge abgebaut werden sollte, erlitt durch die feindliche Besetzung des Ruhrgebietes im Jahre 1923 eine gefährvolle, fast einjährige Unterbrechung. Die einzelnen Bauwerkteile sanken daher ungleichmäßig, und diese höchst ungünstigen Senkungen verursachten naturgemäß sehr starke, gefährvolle Beanspruchungen im Betonmauerwerk. Trotzdem aber machten die je 200 m langen Schleppzugschleusen der Schleusengruppe IV diese unregelmäßigen Bewegungen nach unten mit und blieben dauernd betriebs-tüchtig; nirgendwo erlitt das aus Zement-Kalk-Traß-Beton bestehende Mauerwerk eine Bruchfuge, nicht einmal einen Haarriss.

Die Schleuse II des Rhein-Herne-Kanals steht auf dem Rande einer Senkungsmulde, die durch den Bergbau in einiger Entfernung von der Schleuse II hervorgerufen worden ist. Bekanntlich sind hier die Einwirkungen des Kohlenabbaues besonders gefährlich, weil zu den senkrechten Bewegungen auch noch wagerechte des Erdbodens und damit des Schleusenbauwerkes hinzukommen. Unter dem Einfluß dieser sehr ungünstigen Bodenbewegungen hat sich die Südschleuse II um 16 cm verlängert, indem die Trennungsfugen zwischen den einzelnen Baublöcken sich erweitert haben.

Die Südschleuse II hat diese wagerechten Bewegungen mitgemacht, ebenfalls ohne auch nur einen Riß zu bekommen; auch diese 200 m lange Schleppzugschleuse aus Zement-Kalk-Traß-Beton ist trotz der wagerechten Bewegungen des Erdbodens in den 13 Betriebsjahren betriebs-tüchtig geblieben.

Aus diesen Feststellungen ist zu schließen, daß der Zement-Kalk-Traß-Beton eine sehr hohe Eigenfestigkeit erlangt hat und daß die Eiseneinlagen, sowohl die Längseisen wie die Scherbügel, ihren Zweck erfüllt haben; daß also die Haftfestigkeit zwischen Zement-Kalk-Traß-Beton und Eisen die Probe auch im großen Stil vollkommen bestanden hat. Auch dürfte der Umstand, daß keinerlei Risse bei dieser Bewegung entstanden sind, Zeugnis dafür ablegen, daß der Zement-Kalk-Traß-Beton als in hohem Grade elastisch bezeichnet werden darf.

Über die Dichtigkeit des Mauerwerks, die nichts zu wünschen übrigläßt, ist bereits berichtet worden.

Gerade für große Bauwerke war dieser Beton wegen seiner Fähigkeit, länger als Zement-Traß-Beton und Zementbeton uneingebaut lagern zu können, ohne wesentlich an Güte einzubüßen, so empfehlenswert. Man stelle sich nur vor, eine wie beträchtliche Menge Beton auf einer großen Baustelle verlorengeht, wo etwa stündlich 100 m³ verbaut werden, wenn plötzlich die Arbeit unterbrochen werden muß, sei es durch heftige Regen, sei es durch Versagen der Wasserhaltung, sei es durch Schäden an den Transportmitteln, Mischmaschinen, Gleis oder Gerüstbrücken — und selten sind solche Fälle keineswegs —, wenn da der Beton die oben erwähnte Eigenschaft nicht hat, dann sind nicht unwesentliche Materialverluste an der Tagesordnung. Wie ganz anders verhielt es sich da bei

der Verwendung des Zement-Kalk-Traß-Betons. Nicht allein, daß es keine Materialverluste gab, der Beton wurde zugweise an die Verwendungsstelle gebracht und konnte zu dem Ende zugweise bereitgestellt werden, ohne zu leiden. Daß dieser Umstand den Baubetrieb vereinfacht, den Baufortgang beschleunigt und Kosten erspart, ist leicht einzusehen.

Ein Vorzug des Zement-Kalk-Traß-Betons liegt auch darin, daß er länger frisch bleibt, die Stampfschichten kommen dementsprechend frisch aufeinander und binden fester aneinander.

Und was den Preis des Zement-Kalk-Traß-Betons 1 : 1,25 : 2 : 6,75 : 13,5 je m³ anbelangt, so geht aus den Zusammenstellungen hervor, daß seine Wohlfeilheit alle anderen brauchbaren Betonmischungen übertrifft. Was hier über die Mischung 1 : 1,25 : 2 : 6,75 : 13,5 als bewährte Schleusenbetonmischung gesagt wurde, gilt auch im allgemeinen für die anderen abgeleiteten Zement-Kalk-Traß-Betonmischungen.

Während des Baues der großen Ruhrschleuse in Duisburg wurde 1923 angeordnet, daß kein Zement-Kalk-Traß-Beton mehr verwendet werden sollte und daß die restlichen Betonmassen aus Zement-Traß-Beton herzustellen seien. Diese Anordnung war durch folgenden Umstand veranlaßt worden:

Von einem bestimmten Tage ab blieb der Zement-Kalk-Traß-Beton weich, stellenweise zeigte er eine bröckelige Beschaffenheit; an einzelnen Stellen traten auch Treiberscheinungen auf; man glaubte zunächst diesen Mißstand auf treibenden Kalk zurückführen zu müssen. Die mit außerordentlicher Genauigkeit und strenger Sachlichkeit vom Kanalbauamt Duisburg (Regierungsbaurat Kruse und Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Nattermann) angestellten eingehenden Forschungen nach der wahren Ursache führten aber zu folgendem Ergebnis: Überall da, wo der Beton weich geblieben oder zermürbt war, hatte man einen Kies verwendet, der durch kolloidartige Fremdstoffe, die zweifellos von Abwässern herührten, sehr stark verunreinigt war. Diese Kolloide umhüllten die einzelnen Sand- und Kieskörner sowie die einzelnen Körnerchen der Bindemittel derart, daß die Ver kittung von Kies und Bindemitteln nicht zustande kommen konnte; eine Verfestigung der Betonmasse war daher ausgeschlossen. Mochten die Bindemittel auch noch so vorzüglich sein, nicht einer der Probekörper erhärtete, wenn zu seiner Herstellung Kies verwendet wurde, der die kolloidartigen Verunreinigungen enthielt. Sofern diese Kolloide durch einen Trockenvorgang an der Luft zerstört worden waren, ergab sich bei Verwendung von brauchbaren Bindemitteln ein guter Beton.

Es hatte sich ferner aus den Versuchen ergeben, daß zur Betonbereitung ein Zement verwendet worden war, der auf der Baustelle in Schnellbinder umgeschlagen war; bereits wenige Minuten nach dem Anmachen hatte er vollständig abgedungen.

Der Zement-Kalk-Traß-Beton, der solchen Schnellbinder enthielt, erlangte immer noch infolge der Kalk-Traß-Verbindung eine wenn auch geringere, so doch ausreichende Festigkeit, wenn nur guter Kies, also kein durch Kolloide verunreinigter Kies, zu seiner Herstellung verwendet worden war. Selbst wenn der Kalk nicht einwandfrei war, d. h. wenn der Probekuchen aus Kalk und Sand durch Treibwirkung zerfiel, erreichte doch der Kalk-Traß-Beton eine genügende Festigkeit; niemals aber hatte er Treibrisse. Von den 200 Probekörpern aus Kalk-Traß-Mörtel, bestehend aus treibendem Kalk, Traß und gutem Sand, zeigte auch nicht ein einziger Treibrisse. Alle diese Probekörper besaßen eine genügende, teilweise sogar eine verhältnismäßig sehr hohe Festigkeit. Nur dann, wenn zu diesen Versuchskörpern treibender Kalk, Traß und schlechter, d. h. durch Kolloide verunreinigter Sand genommen wurde, zeigten sich Treibrisse an den Probekörpern.

Aus diesen Ergebnissen durfte mit Sicherheit geschlossen werden, daß treibender Kalk nicht die Ursache des Zerfalles des Schleusenbetons gewesen sein konnte, sondern daß das Mürbesein des Betons in erster Linie auf schlechten Kies und schlechten Zement zurückzuführen war; da, wo sich Treibrisse im Schleusenbeton gezeigt hatten, war schlechter Kies, schlechter Zement und treibender Kalk zur Betonbereitung verwendet worden. War nur der Kies gut, dann ergab sich auch bei schlechtem Zement ein ausreichend fester Schleusenbeton.

Die anfängliche Meinung, daß treibender Kalk die Schuld an der Nichterhärtung des Betons habe, hatte sich hiernach als irrig erwiesen; selbst bei treibendem Kalk und sonst guten Betonmaterialien ergab sich immer ein vollständig einwandfreier, sogar vorzüglicher Schleusenbeton.

Diese Erkenntnis kam wegen der großen Versuchsreihen und der langen Beobachtungsdauer der Versuche so spät, daß es sich nicht mehr lohnte, die mit Zement-Traß-Beton inzwischen fortgesetzten Bauarbeiten der Schleuse wieder auf Zement-Kalk-Traß-Beton umzustellen; sehr lehrreich und sehr wertvoll aber ist die Erkenntnis, daß es nicht notwendig war, den Kalk auszuschneiden, und daß man ohne jedes Bedenken mit Zement-Kalk-Traß-Beton in der ursprünglichen Mischung 1 R.-T. Zement, 1,25 R.-T. Kalkpulver, 2 R.-T. Traß, 6,75 R.-T. Sand und 13,5 R.-T. Kies die Ruhrschleuse hätte fertigstellen können.

VII. Der reine Kalk-Traßbeton

ist in der ungekürzten Arbeit enthalten, die als Sonderdruck in Buchformat erscheint.

VIII. Vorschlag für die Wahl der zweckmäßigsten Betonmischung.

Es ist leider vielfach üblich, den Beton lediglich nach seiner 28tägigen Festigkeit zu beurteilen. Das mag im Hochbau angängig sein; aber im Wasserbau ist diese Beurteilung in sehr vielen Fällen unrichtig. Man darf wohl behaupten, daß fast allgemein die größeren Bauwerke im Wasserbau erst 6, 12 und noch mehr Monate nach der Betonierung die volle Belastung oder nur einen Teil davon erhalten können, weil der normale Baufortschritt es meist nicht anders mit sich bringt; gedacht ist dabei an Schleusenmauerwerk, an Ufermauern, an Brückenpfeiler und dergl. Bei solchen Bauten kommt es darauf an, daß der Beton, wenn die hohen Kantenpressungen tatsächlich eintreten, d. h. nach 6, 12 und gegebenenfalls nach noch mehr Monaten, die erforderliche Festigkeit erlangt hat. Würde man in einem solchen Falle eine Betonmischung wählen, die die erst später erforderliche Höchstfestigkeit bereits viel früher entwickelt, und wäre diese vorzeitige Höchstfestigkeit durch teure Materialaufwendung erkauft, so käme das einer Materialverschwendung gleich. Man sollte also in der Wahl des Betonmischungsverhältnisses wirtschaftlich vorgehen, indem man sich darüber Rechenschaft gibt, welche Zeit für die Entwicklung der erforderlichen Festigkeit zur Verfügung steht. Zu dem Zweck könnte man, sofern für aufeinanderfolgende Zeitabschnitte eine bestimmte Steigerung der Festigkeit verlangt wird, eine Soll-Festigkeitstabelle aufstellen, und zur Auffindung der wirtschaftlich richtigen und den Festigkeitsbedingungen entsprechenden Betonmischung müßte man eine Ist-Festigkeitstabelle zur Hand haben, die Aufschluß darüber gibt, wie die einzelnen Betonmischungen im Laufe der Zeit an Festigkeit zunehmen; sodann müßte diese Tabelle Angaben enthalten über den Preis jeder einzelnen Mischung sowie über deren Mörteldichte und Betondichte. Es ist nun auf S. 580 versucht worden, eine solche Tabelle aufzustellen; die hier eingesetzten Festigkeitszahlen können aber auf völlige Richtigkeit keinen Anspruch machen, weil die Festigkeitswerte aus Angaben heraus gemittelt sind, die der Literatur entnommen wurden oder dem Verfasser aus der Praxis bekannt waren. Es ist das aber zunächst ohne Belang, weil es hier darauf ankommt, darzutun, wie die Tabelle aufgestellt werden müßte und wie damit gearbeitet werden könnte. Sie enthält die üblichen Zementbetonmischungen, desgl. die gebräuchlichen Zement-Traß-Betonmischungen und die abgeleiteten Zement-Kalk-Traß-Betonmischungen. Die verschiedenen Mischungen sind von links nach rechts numeriert und dabei so geordnet, daß die Kosten je m³ von links nach rechts steigen. Die Preise bewegen sich zwischen 18,25 und 26,97 R.-M./m³. Zur schnellen Beurteilung sind Mörteldichte und Betondichte gleich unter der Preisspalte angegeben.

Die Festigkeitswerte für die verschiedenen Erhärtingszeiten sind in senkrechten Spalten eingetragen. Die doppelten Linien rechts von den Festigkeitszahlen deuten an, daß es sich in dieser Spalte um eine praktisch dichte Betonmischung handelt.

Zur Vervollständigung alles Wissenswerten über die einzelne Mischung enthält die Tabelle noch in kg und in Liter die Materialien, die zur Herstellung von 1 m³ gestampften Beton benötigt werden. In die Zusammenstellung mitaufgenommen sind ferner die Kalk-Traß-Betonmischungen 1:1,25; 2,2:4,4 und 1:1,25; 1,6:3,2.

Stellen wir uns nun vor, wir sollen an Hand dieser Zusammenstellung diejenige Betonmischung herausuchen, die etwa folgenden, zunächst willkürlich angenommenen Soll-Festigkeiten genügt.

	Alter					
	3 Monate	9 Monate	1 Jahr	3 Jahre	5 Jahre	10 Jahre
Soll-Festigkeiten kg/cm ²	170	230	250	275	290	310
Nr. der Betonmischungen, die genügende Festigkeit besitzen	13, 14, 15, 18, 20 bis 33	13, 14, 15, 18 bis 23	13, 14, 15, 18, 20 bis 33	14, 15, 18, 20 bis 33	9, 12, 13, 14, 15, 18, 20 bis 33	9, 12, 13, 14, 18, 20 bis 33
Ist-Festigkeit der Mischung Nr. 14	178	240	250	275	300	315

Die Zahlen 13, 14, 15, 18, 20 bis 33 besagen, daß die mit diesen Zahlen bezeichneten Betonmischungen eine Festigkeit von mindestens 170 kg/cm² bei einem Alter von 3 Monaten haben; für die anderen Spalten gilt sinngemäß das gleiche. Die niedrigste von diesen Zahlen, die in allen sechs Spalten vorkommt, entspricht derjenigen von allen Mischungen, die die verlangten Festigkeiten besitzt und dabei am billigsten ist. Im vorliegenden Falle ist das die Mischung Nr. 14. Die nächsthöhere Zahl, die in allen sechs Spalten vorkommt, die Zahl 18, bezeichnet die zweitbilligste derjenigen Mischungen, die die Festigkeitsbedingungen erfüllen

usw. Man wählt nunmehr unter den ermittelten billigsten Mischungen diejenige aus, die in bezug auf die Dichtigkeit am zweckmäßigsten ist. Aus der Zusammenstellung ist zu entnehmen: Nr. 14 hat Md. = 1,75, d. h. der Beton ist eben dicht. Nr. 18 hat Md. = 1,55, d. h. der Beton ist praktisch undicht. Nr. 20 hat Md. = 2,15 und Bd. = 1,97, Nr. 21 hat Md. = 1,98 und Bd. = 1,88. Für den gedachten Fall möge Md. = 2,00 ausreichend sein, und damit wäre Nr. 20 diejenige Betonmischung, die bei ausreichender Festigkeit am billigsten und genügend dicht ist.

Wir wollen nun im folgenden einige Beispiele aus der Praxis des Wasserbaues herausnehmen und untersuchen, ob für diese Fälle zweckmäßig hydraulischer Kalk Verwendung finden kann, und auch solche Fälle suchen, in denen seine Verwendung nicht zweckdienlich ist. Bei diesen Untersuchungen wollen wir uns der oben erörterten Zusammenstellung der Betonfestigkeiten, Betondichten und Betonpreise bedienen.

I. In einem 20 km langen Baulos einer Kanalstrecke sind 20 Brücken mit eisernen Überbauten zu bauen. Die Widerlagerquerschnitte sind so bemessen, daß nach der Hinterfüllung Kantenpressungen bis 17,5 kg/cm² auftreten. Der Beton hat bei der Hinterfüllung ein Alter von mindestens 3 Monaten. Bis die eisernen Überbauten montiert sind und auf die Widerlager abgelassen werden, hat der Beton in jedem Falle ein Alter von mindestens 9 Monaten erreicht. Wenn die Eigenlast der Brücke einschließlich Betriebslast auf die Widerlager einwirkt, steigt die Kantenpressung im Höchstdalle auf 24,5 kg/cm². Es ist damit zu rechnen, daß das Wasser im Kanalbett nicht vor dem vierten Baujahr ansteigt, d. h. wenn der Kanal gefüllt wird, ist der Widerlagerbeton zum mindesten drei Jahre alt. Erst dann also kann der in der Berechnung vorgesehene ungünstigste Fall, hohes Grundwasser hinter dem Widerlager und Kanal leergelaufen, eintreten. Diesem ungünstigsten Falle würde eine höchste Kantenpressung von 27,5 kg/cm² entsprechen.

Wir haben nun folgende Soll-Festigkeiten bei zehnfacher Sicherheit:

Alter:	3 Monate	9 Monate	3 Jahre
Soll-Festigkeit:	175	245	275 kg/cm ² .

Die drei niedrigsten Nummern derjenigen Betonmischungen, die die Festigkeitsbedingungen erfüllen, sind die Nummern 15, 18 und 20, vergl. die Zusammenstellung S. 581.

Alter:	3 Monate	9 Monate	3 Jahre
Ist-Festigkeit Nr. 15:	190	255	280 kg/cm ²
" 18:	177	245	285 "
" 20:	190	250	275 "

Was die Dichtigkeit und den Preis anbelangt, so entnehmen wir aus der Zusammenstellung:

Nr. 15 hat Md. = 1,21, Bd. = 1,53 und kostet 20,41 R.-M./m ³
" 18 " " = 1,55, " = 1,68 " " 20,55 "
" 20 " " = 2,15, " = 1,97 " " 20,85 "

(Nr. 14 scheidet aus, weil die Festigkeit nach 9 Monaten nicht ausreichend ist.)

Kommt der Widerlagerbeton mit angreifenden Wassern nicht in Berührung, so würde die Mischung Nr. 15 genügen. Weil jedoch auf das gute Aussehen der Widerlager Wert gelegt wird und Ausblühungen nicht auftreten sollen, dürfte die Zement-Traßmischung Nr. 18 für die Ausführung zu wählen sein im Mischungsverhältnis 1 Zement:0,75 Traß:3,5 Sand:7,0 Kies.

Enthält dagegen das Grundwasser gefahrvolle Bestandteile, so wäre die Mischung Nr. 20 mit dem Mischungsverhältnis 1 Zement:1 hydr. Kalkpulver:2 Traß:4,6 Sand:9,2 Kies zu empfehlen.

II. Es handelt sich um den Bau einer Schleuse in offener Baugrube, für die etwa 30 000 m³ Stampfbeton hergestellt werden müssen. Solange die Kammerwände nicht hinterfüllt sind, treten keine nennenswerten Spannungen im Mauerwerk auf. Die Hinterfüllung kann mit Rücksicht auf den Fortgang der Erdarbeiten im Kanalschlauch erst stattfinden, wenn die am meisten beanspruchten Querschnitte ein Alter von mehr als einem Jahre haben. Die durch die Hinterfüllung verursachten Druckspannungen wachsen an bis auf 19 kg/cm². Zwei Jahre später, d. h. wenn der Beton mindestens drei Jahre alt ist, erhält die Schleuse Betriebswasser; alsdann treten Spannungen auf bis 21 kg/cm². Bei der statischen Untersuchung ist damit gerechnet worden, daß später, und zwar frühestens bevor der Beton zehn Jahre alt ist, infolge des vorrückenden Bergbaues Bodensenkungen eintreten, wodurch Biegungsspannungen auftreten.

Die Zugspannungen sind von Eiseneinlagen aufzunehmen, die Druckspannungen, die der Beton erleidet, steigern sich bis auf 23,5 kg/cm². Bei Annahme einer zehnfachen Sicherheit ergeben sich nun folgende Soll-Festigkeiten:

Alter in Jahren:	1	3	10
Soll-Festigkeit in kg/cm ² :	190	210	235

Nach der Zusammenstellung der Ist-Festigkeiten erfüllt sowohl der Beton Nr. 2 im Mischungsverhältnis 1 Zement:4 Sand:8 Kies als auch der Beton Nr. 3 im Mischungsverhältnis 1 Zement:1,25 hydr. Kalk:2 Traß:6,75 Sand:13,5 Kies die Festigkeitsbedingungen. Auf Dichtigkeit des (Fortsetzung des Textes auf Seite 580.)

IX. Berechnungen zur Ermittlung der Mörteldichte, der Betondichte und des Betonpreises für 28 verschiedene Betonmischungen.

Zement-Kalk-Traß-Beton. Gruppe A.

Materialien in Raumteilen	Aus- beute	Kitt- masse	Hohlräume im Sand	Mör- tel- dichte	Mörtel- menge	Hohlräume im Kies	Beton- dichte Bd.	Preisberechnung		Beton- menge	Beton- preis	Preis für die Einheit von Bd.	Mörtel- preis	Preis für die Einheit von Md.	Mörtel- menge durch Kies- menge
								1 m³ Zement kostet = 63,- R.-M.	1 m³ hydr. Kalkp. „ = 18,- „						
m³		m³	m³	Md.	m³			1 m³ Traß „ = 25,- „	1 m³ Sand „ = 10,50 „	m³	R.-M.	R.-M.	R.-M.	R.-M.	
								1 m³ Kies „ = 8,50 „	R.-M.						

Mischungsverhältnis: 1 Zement : 2,5 hydr. Kalkpulver : 3,5 Traß : 8,5 Sand : 17 Kies.

1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00								
2,5 hydr. Kalkp. . .	0,28	0,70			0,70			2,50 · 18,00 = 45,00								
3,5 Traß . . .	0,48	1,68			1,68			3,50 · 25,00 = 87,50	17,00							
8,5 Sand . . .			8,5 · 0,33	5,65	5,69		11,34	8,50 · 10,50 = 89,25	11,34	429,25	19,17	284,75	25,11	11,34		
2,79 Wasser . . .		2,79		2,80	2,79			284,75	28,34	22,39	1,90	11,34	2,01	17,00		
17 Kies . . .						17,0 · 0,35	5,95	17,00 · 8,50 = 144,50	5,95							
		5,65	2,80	2,01	11,34	5,95	1,90	429,25	22,39	19,17	10,08	25,11	12,49	0,67		

Mischungsverhältnis: 1 Zement : 2 hydr. Kalkpulver : 3 Traß : 7,5 Sand : 15 Kies.

1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00								
2 hydr. Kalkp. . .	0,28	0,56			0,56			2,00 · 18,00 = 36,00								
3 Traß . . .	0,48	1,44			1,44			3,00 · 25,00 = 75,00	15,00							
7,5 Sand . . .			7,5 · 0,33	4,91	5,02		9,93	7,50 · 10,50 = 78,75	9,93	380,25	19,45	252,75	25,45	9,93		
2,43 Wasser . . .		2,43		2,47	2,43			252,75	24,93	19,68	1,89	9,93	1,99	15,00		
15 Kies . . .						15,0 · 0,35	5,25	15,00 · 8,50 = 127,50	5,25							
		4,91	2,47	1,99	9,93	5,25	1,98	380,25	19,68	19,45	10,29	25,45	12,79	0,66		

Mischungsverhältnis: 1 Zement : 1,5 hydr. Kalkpulver : 2,4 Traß : 6,3 Sand : 12,60 Kies.

1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00								
1,5 hydr. Kalkp. . .	0,28	0,42			0,42			1,50 · 18,00 = 27,00								
2,4 Traß . . .	0,48	1,15			1,15			2,40 · 25,00 = 60,00	12,60							
6,3 Sand . . .			6,3 · 0,33	4,07	4,22		8,29	6,30 · 10,50 = 66,15	8,29	323,25	19,63	216,15	26,13	8,29		
2,02 Wasser . . .		2,02		2,07	2,02			216,15	20,89	16,48	1,87	8,29	1,96	12,60		
12,60 Kies . . .						12,6 · 0,35	4,41	12,60 · 8,50 = 107,10	4,41							
		4,07	2,07	1,96	8,29	4,41	1,87	323,25	16,48	19,63	10,49	26,13	13,33	0,65		

Mischungsverhältnis: 1 Zement : 1,25 hydr. Kalkpulver : 2,0 Traß : 6,75 Sand : 13,50 Kies.

1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00								
1,25 hydr. Kalkp. . .	0,28	0,35			0,35			1,25 · 18,00 = 22,50								
2,00 Traß . . .	0,48	0,96			0,96			2,00 · 25,00 = 50,00	13,50							
6,75 Sand . . .			6,75 · 0,33	3,79	4,52		8,31	6,75 · 10,50 = 70,87	8,31	321,12	18,80	206,37	24,82	8,31		
2,00 Wasser . . .		2,00		2,22	2,00			206,37	21,81	17,09	1,76	8,31	1,70	13,50		
13,50 Kies . . .						13,5 · 0,35	4,72	13,50 · 8,50 = 114,75	4,72							
		3,79	2,22	1,70	8,31	4,72	1,76	321,12	17,09	18,80	10,68	24,82	14,62	0,61		

Mischungsverhältnis: 1 Zement : 1 hydr. Kalkpulver : 1,75 Traß : 5,20 Sand : 10,40 Kies.

1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00								
1 hydr. Kalkp. . .	0,28	0,28			0,28			1,00 · 18,00 = 18,00								
1,75 Traß . . .	0,48	0,84			0,84			1,75 · 25,00 = 43,75	10,40							
5,20 Sand . . .			5,20 · 0,33	3,21	3,48		6,69	5,20 · 10,50 = 54,60	6,69	267,75	19,89	179,35	26,82	6,69		
1,61 Wasser . . .		1,61		1,71	1,61			179,35	17,09	13,45	1,83	6,69	1,87	10,40		
10,40 Kies . . .						10,4 · 0,35	3,64	10,40 · 8,50 = 88,40	3,64							
		3,21	1,71	1,87	6,69	3,64	1,83	267,75	13,45	19,89	10,86	26,82	14,35	0,64		

Mischungsverhältnis: 1 Zement : 0,5 hydr. Kalkpulver : 1,13 Traß : 4,10 Sand : 8,20 Kies.

1 Zement . . .	0,48	0,28			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00								
0,5 hydr. Kalkp. . .	0,28	0,14			0,14			0,50 · 18,00 = 9,00								
1,13 Traß . . .	0,48	0,54			0,54			1,13 · 25,00 = 28,25	8,20							
4,10 Sand . . .			4,10 · 0,33	2,37	2,74		5,11	4,10 · 10,50 = 43,05	5,11	213,00	20,40	143,30	28,02	5,11		
1,21 Wasser . . .		1,21		1,35	1,21			143,30	13,31	10,44	1,77	5,11	1,75	8,20		
8,20 Kies . . .						8,20 · 0,35	2,87	8,20 · 8,50 = 69,70	2,87							
		2,37	1,35	1,75	5,11	2,87	1,77	213,00	10,44	20,40	11,51	28,02	16,02	0,62		

Zement-Kalk-Traß-Beton. Gruppe B.

Materialien in Raumteilen m ³	Aus- beute	Kitt- masse m ³	Hohlräume im Sand m ³	Mör- tel- dichte Md. m ³	Mörtel- menge m ³	Hohlräume im Kies m ³	Beton- dichte Bd. m ³	Preisberechnung				Beton- menge m ³	Beton- preis R.-M.	Preis für die Einheit von Bd. R.-M.	Mörtel- preis R.-M.	Preis für die Einheit von Md. R.-M.	Mörtel- menge durch Kies- menge	
								1 m ³ Zement	1 m ³ hydr. Kalkp.	1 m ³ Traß	1 m ³ Sand							1 m ³ Kies
								1 m ³ Zement	kostet =	63,00	R.-M.							
								1 m ³ hydr. Kalkp.	"	18,00	"							
								1 m ³ Traß	"	25,00	"							
								1 m ³ Sand	"	10,50	"							
								1 m ³ Kies	"	8,50	"							

Mischungsverhältnis: 1 Zement : 2,5 hydr. Kalkpulver : 3,88 Traß : 7,00 Sand : 14,0 Kies.

1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 =	63,00									
2,5 hydr. Kalkp. . .	0,28	0,70			0,70			2,50 · 18,00 =	45,00									
3,88 Traß . . .	0,48	1,86			1,86			3,88 · 25,00 =	97,00	14,00								
7,00 Sand . . .			7,0 · 0,33	5,63	4,69		10,32	7,00 · 10,50 =	73,50	10,32	397,50	20,42	278,50	26,98	10,32		10,32	
2,59 Wasser . . .		2,59		2,31	2,59		4,90		278,50	24,32	19,42	2,10	10,32	2,43	14,00		14,00	
14,0 Kies . . .						14,0 · 0,35	4,90	14,00 · 8,50 =	119,00	4,90	19,42	9,72	26,98	11,10	0,73		0,73	
		5,63	2,31	2,43	10,32	4,90	2,10		397,50	19,42	20,42	9,72	26,98	11,10	0,73		0,73	

Mischungsverhältnis: 1 Zement : 2 hydr. Kalkpulver : 3,25 Traß : 6,2 Sand : 12,4 Kies.

1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 =	63,00									
2 hydr. Kalkp. . .	0,28	0,56			0,56			2,00 · 18,00 =	36,00									
3,25 Traß . . .	0,48	1,56			1,56			3,25 · 25,00 =	81,25	12,40								
6,2 Sand . . .			6,2 · 0,33	4,85	4,16		9,01	6,20 · 10,50 =	65,10	9,01	350,75	20,55	245,35	27,23	9,01		9,01	
2,25 Wasser . . .		2,25		2,02	2,25		4,34		245,35	21,41	17,07	2,08	9,01	2,37	12,40		12,40	
12,4 Kies . . .						12,4 · 0,35	4,34	12,40 · 8,50 =	105,40	4,34	17,07	9,94	27,23	11,55	0,72		0,72	
		4,85	2,04	2,37	9,01	4,34	2,98		350,75	17,07	20,55	9,94	27,23	11,55	0,72		0,72	

Mischungsverhältnis: 1 Zement : 1,5 hydr. Kalkpulver : 2,63 Traß : 5,40 Sand : 10,80 Kies.

1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 =	63,00									
1,5 hydr. Kalkp. . .	0,28	0,42			0,42			1,50 · 18,00 =	27,00									
2,63 Traß . . .	0,48	1,26			1,26			2,63 · 25,00 =	65,75	10,80								
5,40 Sand . . .			5,4 · 0,33	4,06	3,61		7,67	5,40 · 10,50 =	56,70	7,67	304,25	20,72	212,45	27,83	7,67		7,67	
1,90 Wasser . . .		1,90		1,78	1,90		3,78		212,45	18,47	14,69	2,02	7,67	2,28	10,80		10,80	
10,80 Kies . . .						10,8 · 0,35	3,78	10,80 · 8,50 =	91,80	3,78	14,69	10,25	27,83	12,22	0,71		0,71	
		4,06	1,78	2,28	7,67	3,78	2,02		304,25	14,69	20,72	10,25	27,83	12,22	0,71		0,71	

Mischungsverhältnis: 1 Zement : 1 hydr. Kalkpulver : 2 Traß : 4,6 Sand : 9,20 Kies.

1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 =	63,00									
1 hydr. Kalkp. . .	0,28	0,28			0,28			1,00 · 18,00 =	18,00									
2 Traß . . .	0,48	0,96			0,96			2,00 · 25,00 =	50,00	9,20								
4,6 Sand . . .			4,6 · 0,33	3,27	3,08		6,35	4,60 · 10,50 =	48,30	6,35	257,50	20,85	179,30	28,25	6,35		6,35	
1,55 Wasser . . .		1,55		1,52	1,55		3,22		179,30	15,55	12,33	1,97	6,35	2,15	9,20		9,20	
9,20 Kies . . .						9,2 · 0,35	3,22	9,20 · 8,50 =	78,20	3,22	12,33	20,85	28,25	13,15	0,69		0,69	
		3,27	1,52	2,15	6,35	3,22	1,97		257,50	12,33	20,85	10,58	28,25	13,15	0,69		0,69	

Mischungsverhältnis: 1 Zement : 0,5 hydr. Kalkpulver : 1,38 Traß : 3,8 Sand : 7,6 Kies.

1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 =	63,00									
0,5 hydr. Kalkp. . .	0,28	0,14			0,14			0,50 · 18,00 =	9,00									
1,38 Traß . . .	0,48	0,66			0,66			1,38 · 25,00 =	34,50	7,60								
3,8 Sand . . .			3,8 · 0,33	2,48	2,54		5,02	3,80 · 10,50 =	39,90	5,02	211,00	21,18	146,40	29,14	5,02		5,02	
1,20 Wasser . . .		1,20		1,25	1,20		2,66		146,40	12,62	9,96	1,88	5,02	1,98	7,60		7,60	
7,6 Kies . . .						7,6 · 0,35	2,66	7,60 · 8,50 =	64,60	2,66	9,96	21,18	11,25	29,14	14,71	0,66	0,66	
		2,48	1,25	1,98	5,02	2,66	1,88		211,00	9,96	21,18	11,25	29,14	14,71	0,66		0,66	

Zementbeton. Gruppe C.

Materialien in Raumteilen	Aus- beute	Kitt- masse	Hohlräume im Sand	Mör- tel- dicke Md.	Mörtel- menge	Hohlräume im Kies	Beton- dicke Bd.	Preisberechnung		Beton- menge	Beton- preis	Preis für die Einheit von Bd.	Mörtel- preis	Preis für die Einheit von Md.	Mörtel- menge durch Kies- menge
								1 m ³ Zement kostet = 63,00 R.-M.	1 m ³ Sand „ = 10,50 „						

Mischungsverhältnis: 1 Zement : 4 Sand : 8 Kies.

1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00		8,00						
4 Sand . . .			4 · 0,33	1,38	2,68		4,06	4,00 · 10,50 = 42,00		4,06	173,00	18,68	105,00	25,86	4,06	
0,9 Wasser . . .		0,90		1,32	0,90		2,80	105,00		12,06	9,26	1,45	4,06	1,05	8,00	
8 Kies . . .						8 · 0,35	2,80	8,00 · 8,50 = 68,00		2,80						
		1,38	1,32	1,05	4,06	2,80	1,45	173,00		9,26	18,68	12,85	25,86	24,61	0,51	

Mischungsverhältnis: 1 Zement : 3,5 Sand : 7 Kies.

1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00		7,00						
3,5 Sand . . .			3,5 · 0,33	1,29	2,34		3,63	3,50 · 10,50 = 36,75		3,63	159,25	19,46	99,75	27,45	3,63	
0,81 Wasser . . .		0,81		1,15	0,81		2,45	99,75		10,63	8,18	1,48	3,63	1,12	7,00	
7 Kies . . .						7 · 0,35	2,45	7,00 · 8,50 = 59,50		2,45						
		1,29	1,15	1,12	3,63	2,45	1,48	159,25		8,18	19,46	13,14	27,45	24,52	0,52	

Mischungsverhältnis: 1 Zement : 3 Sand : 6 Kies.

1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00		6,00						
3 Sand . . .			3 · 0,33	1,20	2,01		3,21	3,00 · 10,50 = 31,50		3,21	145,50	20,41	94,50	29,43	3,21	
0,72 Wasser . . .		0,72		0,99	0,72		2,10	94,50		9,21	7,11	1,53	3,21	1,21	6,00	
6 Kies . . .						6 · 0,35	2,10	6,00 · 8,50 = 51,00		2,10						
		1,20	0,99	1,21	3,21	2,10	1,53	145,50		7,11	20,41	13,35	29,43	24,32	0,53	

Mischungsverhältnis: 1 Zement : 2,5 Sand : 5 Kies.

1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00		5,00						
2,5 Sand . . .			2,5 · 0,33	1,11	1,67		2,78	2,50 · 10,50 = 26,25		2,78	131,75	21,83	89,25	32,10	2,78	
0,6 Wasser . . .		0,60		0,82	0,63		1,75	89,25		7,78	6,03	1,58	2,78	1,35	5,00	
5 Kies . . .						5 · 0,35	1,75	5,00 · 8,50 = 42,50		1,75						
		1,11	0,82	1,35	2,78	1,75	1,58	131,75		6,03	21,83	13,83	32,10	24,31	0,56	

Mischungsverhältnis: 1 Zement : 2,25 Sand : 4,5 Kies.

1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00		4,50						
2,25 Sand . . .			2,25 · 0,33	1,06	1,50		2,56	2,25 · 10,50 = 23,62		2,56	124,87	22,72	86,62	33,82	2,56	
0,58 Wasser . . .		0,58		0,74	0,58		1,57	86,62		7,06	5,49	1,63	2,56	1,43	4,50	
4,5 Kies . . .						4,5 · 0,35	1,57	4,50 · 8,50 = 38,25		1,57						
		1,06	0,74	1,43	2,56	1,57	1,63	124,87		5,49	22,72	13,92	33,82	23,64	0,57	

Mischungsverhältnis: 1 Zement : 2 Sand : 4 Kies.

1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00		4,00						
2 Sand . . .			2 · 0,33	1,02	1,34		2,36	2,00 · 10,50 = 21,00		2,36	118,00	23,79	84,00	35,60	2,36	
0,54 Wasser . . .		0,54		0,66	0,54		1,40	84,00		6,36	4,96	1,68	2,36	1,54	4,00	
4 Kies . . .						4 · 0,35	1,40	4,00 · 8,50 = 34,00		1,40						
		1,02	0,66	1,54	2,36	1,40	1,68	118,00		4,96	23,79	14,14	35,60	23,10	0,59	

Mischungsverhältnis: 1 Zement : 1,8 Sand : 3,6 Kies.

1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00		3,60						
1,8 Sand . . .			1,8 · 0,33	0,98	1,21		2,19	1,80 · 10,50 = 18,90		2,19	112,50	24,83	81,90	37,39	2,19	
0,5 Wasser . . .		0,50		0,95	0,50		1,26	81,90		5,79	4,53	1,73	2,19	1,66	3,60	
3,6 Kies . . .						3,6 · 0,35	1,26	3,60 · 8,50 = 30,60		1,26						
		0,98	0,59	1,66	2,19	1,26	1,73	112,50		4,53	24,83	14,35	37,39	22,52	0,61	

Mischungsverhältnis: 1 Zement : 1,6 Sand : 3,2 Kies.

1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00		3,20						
1,6 Sand . . .			1,6 · 0,33	0,95	1,07		2,02	1,60 · 10,50 = 16,80		2,02	107,00	26,09	79,80	39,50	2,02	
0,47 Wasser . . .		0,47		0,53	0,47		1,12	79,80		5,22	4,10	1,80	2,02	1,79	3,20	
3,2 Kies . . .						3,2 · 0,35	1,12	3,20 · 8,50 = 27,20		1,12						
		0,95	0,53	1,79	2,02	1,12	1,80	107,00		4,10	26,09	14,49	39,50	22,06	0,63	

Zement-Traß-Beton. Gruppe D.

Materialien in Raumteilen m ³	Aus- beute	Kitt- masse m ³	Hohlräume im Sand m ³	Mör- tel- dicke Md.	Mörtel- menge m ³	Hohlräume im Kies	Beton- dicke Bd.	Preisberechnung			Beton- menge m ³	Beton- preis R.-M.	Preis für die Einheit von Bd. R.-M.	Mörtel- preis R.-M.	Preis für die Einheit von Md. R.-M.	Mörtel- menge durch Kies- menge
								1 m ³ Zement kostet = 63,00 R.-M.								
								1 m ³ Traß " = 25,00 "								
1 m ³ Sand " = 10,50 "																
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 0,5 Traß : 4 Sand : 8 Kies.																
1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00								
0,5 Traß . . .	0,48	0,24			0,24			0,50 · 25,00 = 12,50		8,00						
4 Sand . . .			4 · 0,33	1,72	2,68		4,40	4,00 · 10,50 = 42,00	4,40	185,50	19,32	117,50	26,70	4,40		
1 Wasser . . .		1,00		1,32	1,00		2,80	117,50	12,40	9,60	1,57	4,40	1,30	8,00		
8 Kies . . .						8 · 0,35	2,80	8,00 · 8,50 = 68,00	-2,80	9,60	19,32	12,32	26,70	20,52	0,55	
		1,72	1,32	1,30	4,40	2,80	1,57	185,50		9,60	19,32	12,32	26,70	20,52	0,55	
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 0,75 Traß : 4 Sand : 8 Kies.																
1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00								
0,75 Traß . . .	0,48	0,36			0,36			0,75 · 25,00 = 18,75		8,00						
4 Sand . . .			4 · 0,33	1,87	2,68		4,55	4,00 · 10,50 = 42,00	4,55	191,75	19,68	123,75	27,19	4,55		
1,03 Wasser . . .		1,03		1,32	1,03		2,80	123,75	12,55	9,75	1,58	4,55	1,42	8,00		
8 Kies . . .						8 · 0,35	2,80	8,00 · 8,50 = 68,00	-2,80	9,75	19,68	12,45	27,19	19,13	0,57	
		1,87	1,32	1,42	4,55	2,80	1,58	191,75		9,75	19,68	12,45	27,19	19,13	0,57	
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 1 Traß : 4 Sand : 8 Kies.																
1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00								
1 Traß . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 25,00 = 25,00		8,00						
4 Sand . . .			4 · 0,33	2,04	2,68		4,72	4,00 · 10,50 = 42,00	4,72	198,00	19,96	130,00	27,55	4,72		
1,08 Wasser . . .		1,08		1,32	1,08		2,80	130,00	12,72	9,92	1,68	4,72	1,55	8,00		
8 Kies . . .						8 · 0,35	2,80	8,00 · 8,50 = 68,00	-2,80	9,92	19,96	11,88	27,55	17,78	0,58	
		2,04	1,32	1,55	4,72	2,80	1,68	198,00		9,92	19,96	11,88	27,55	17,78	0,58	
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 0,5 Traß : 3,5 Sand : 7 Kies.																
1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00								
0,5 Traß . . .	0,48	0,24			0,24			0,50 · 25,00 = 12,50		7,00						
3,5 Sand . . .			3,5 · 0,33	1,62	2,34		3,96	3,50 · 10,50 = 36,75	3,96	171,75	20,18	112,25	28,40	3,96		
0,9 Wasser . . .		0,90		1,15	0,90		2,45	112,25	10,96	8,51	1,62	3,96	1,41	7,00		
7 Kies . . .						7 · 0,35	2,45	7,00 · 8,50 = 59,50	-2,45	8,51	20,18	12,45	28,40	20,28	0,56	
		1,62	1,15	1,41	3,96	2,45	1,62	171,75		8,51	20,18	12,45	28,40	20,28	0,56	
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 0,75 Traß : 3,5 Sand : 7 Kies.																
1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00								
0,75 Traß . . .	0,48	0,36			0,36			0,75 · 25,00 = 18,75		7,00						
3,5 Sand . . .			3,5 · 0,33	1,77	2,34		4,11	3,50 · 10,50 = 36,75	4,11	178,00	20,55	118,50	28,80	4,11		
0,93 Wasser . . .		0,93		1,15	0,93		2,45	118,50	11,11	8,66	1,68	4,11	1,55	7,00		
7 Kies . . .						7 · 0,35	2,45	7,00 · 8,50 = 59,50	-2,45	8,66	20,55	12,20	28,80	18,60	0,58	
		1,77	1,15	1,55	4,11	2,45	1,68	178,00		8,66	20,55	12,20	28,80	18,60	0,58	
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 0,5 Traß : 2,5 Sand : 5 Kies.																
1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00								
0,5 Traß . . .	0,48	0,24			0,24			0,50 · 25,00 = 12,50		5,00						
2,5 Sand . . .			2,5 · 0,33	1,44	1,67		3,11	2,50 · 10,50 = 26,50	3,11	144,50	22,68	102,00	32,79	3,11		
0,72 Wasser . . .		0,72		0,82	0,72		1,75	102,00	8,11	6,36	1,77	3,11	1,76	5,00		
5 Kies . . .						5 · 0,35	1,75	5,00 · 8,50 = 42,50	-1,75	6,36	22,68	12,82	32,79	18,61	0,62	
		1,44	0,82	1,76	3,11	1,75	1,77	144,50		6,36	22,68	12,82	32,79	18,61	0,62	
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 0,5 Traß : 3 Sand : 6 Kies.																
1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00								
0,5 Traß . . .	0,48	0,24			0,24			0,50 · 25,00 = 12,50		6,00						
3 Sand . . .			3 · 0,33	1,53	2,01		3,54	3,00 · 10,50 = 31,50	3,54	158,00	21,25	107,00	30,22	3,54		
0,81 Wasser . . .		0,81		0,99	0,81		2,10	107,00	9,54	7,44	1,68	3,54	1,55	6,00		
6 Kies . . .						6 · 0,35	2,10	6,00 · 8,50 = 51,00	-2,10	7,44	21,25	12,65	30,22	19,61	0,59	
		1,53	0,99	1,55	3,54	2,10	1,68	158,00		7,44	21,25	12,65	30,22	19,61	0,59	
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 0,6 Traß : 3 Sand : 6 Kies.																
1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00								
0,6 Traß . . .	0,48	0,29			0,29			0,60 · 25,00 = 15,00		6,00						
3 Sand . . .			3 · 0,33	1,60	2,01		3,61	3,00 · 10,50 = 31,50	3,61	160,50	21,36	109,50	30,31	3,61		
0,83 Wasser . . .		0,83		0,99	0,83		2,10	109,50	9,61	7,51	1,72	3,61	1,62	6,00		
6 Kies . . .						6 · 0,35	2,10	6,00 · 8,50 = 51,00	-2,10	7,51	21,36	12,40	30,31	18,84	0,60	
		1,60	0,99	1,62	3,61	2,10	1,72	160,50		7,51	21,36	12,40	30,31	18,84	0,60	

Zement-Traß-Beton. Gruppe D. (Fortsetzung.)

Materialien in Raumteilen m ³	Aus- beute	Kitt- masse m ³	Hohlräume im Sand m ³	Mör- tel- dichte Md. m ³	Mörtel- menge m ³	Hohlräume im Kies m ³	Beton- dichte Bd.	Preisberechnung		Beton- menge m ³	Beton- preis R.-M.	Preis für die Einheit von Bd. R.-M.	Mörtel- preis R.-M.	Preis für die Einheit von Md. R.-M.	Mörtel- menge durch Kies- menge
								1 m ³ Zement kostet = 63,00 R.-M.	1 m ³ Traß " = 25,00 R.-M.						

Mischungsverhältnis: 1 Zement : 0,75 Traß : 3 Sand : 6 Kies.

1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00								
0,75 Traß . . .	0,48	0,36			0,36			0,75 · 25,00 = 18,75	6,00							
3 Sand . . .			3,0 · 0,33	1,69	2,01		3,70	3,00 · 10,50 = 31,50	3,70	164,25	21,62	113,25	30,60	3,70		
0,85 Wasser . . .		0,85		0,99	0,85		2,10		9,70	7,60	1,76	3,70	1,71	6,00		
6 Kies . . .						6,0 · 0,35		6,00 · 8,50 = 51,00	-2,10							
		1,69	0,99	1,71	3,70	2,10	1,76	164,25	7,60	21,62	12,29	30,60	17,90	0,61		

Mischungsverhältnis: 1 Zement : 0,5 Traß : 2 Sand : 4 Kies.

1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00								
0,5 Traß . . .	0,48	0,24			0,24			0,50 · 25,00 = 12,50	4,00							
2 Sand . . .			2,0 · 0,33	1,35	1,34		2,69	2,00 · 10,50 = 21,00	2,69	130,50	24,65	96,50	35,87	2,69		
0,63 Wasser . . .		0,63		0,66	0,63		1,40		6,69	5,29	1,92	2,69	2,04	4,00		
4 Kies . . .						4,0 · 0,35		4,00 · 8,50 = 34,00	-1,40							
		1,35	0,66	2,04	2,69	1,40	1,92	130,50	5,29	24,65	12,85	35,87	17,58	0,67		

Mischungsverhältnis: 1 Zement : 0,5 Traß : 1,8 Sand : 3,6 Kies.

1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00								
0,5 Traß . . .	0,48	0,24			0,24			0,50 · 25,00 = 12,50	3,60							
1,8 Sand . . .			1,8 · 0,33	1,31	1,21		2,52	1,80 · 10,50 = 18,90	2,52	125,00	25,72	94,40	37,46	2,52		
0,59 Wasser . . .		0,59		0,59	0,59		1,26		6,12	4,86	2,00	2,52	2,22	3,60		
3,6 Kies . . .						3,6 · 0,35		3,60 · 8,50 = 30,60	-1,26							
		1,31	0,59	2,22	2,52	1,26	2,00	125,00	4,86	25,72	12,86	37,46	16,87	0,70		

Mischungsverhältnis: 1 Zement : 0,5 Traß : 1,6 Sand : 3,2 Kies.

1 Zement . . .	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00								
0,5 Traß . . .	0,48	0,24			0,24			0,50 · 25,00 = 12,50	3,20							
1,6 Sand . . .			1,6 · 0,33	1,28	1,07		2,35	1,60 · 10,50 = 16,80	2,35	119,50	26,97	92,30	39,27	2,35		
0,56 Wasser . . .		0,56		0,53	0,56		1,12		5,55	4,43	2,09	2,35	2,41	3,20		
3,2 Kies . . .						3,2 · 0,35		3,20 · 8,50 = 27,20	-1,12							
		1,28	0,53	2,41	2,35	1,12	2,09	119,50	4,43	26,97	12,90	39,27	16,29	0,73		

Kalk-Traß-Beton.

Materialien in Raumteilen m ³	Aus- beute	Kitt- masse m ³	Hohlräume im Sand m ³	Mör- tel- dichte Md. m ³	Mörtel- menge m ³	Hohlräume im Kies m ³	Beton- dichte Bd.	Preisberechnung		Beton- menge m ³	Beton- preis R.-M.	Preis für die Einheit von Bd. R.-M.	Mörtel- preis R.-M.	Preis für die Einheit von Md. R.-M.	Mörtel- menge durch Kies- menge
								1 m ³ hydr. Kalkp. kostet = 18,00 R.-M.	1 m ³ Traß " = 25,00 R.-M.						

Mischungsverhältnis: 1 hydr. Kalkpulver : 1,25 Traß : 2,2 Sand : 4,4 Kies.

1 hydr. Kalkp. . .	0,28	0,28			0,28			1,00 · 18,00 = 18,00								
1,25 Traß . . .	0,48	0,60			0,60			1,25 · 25,00 = 31,25	4,40							
2,2 Sand . . .			2,2 · 0,33	1,68	1,47		3,15	2,20 · 10,50 = 23,10	3,15	109,75	18,25	72,35	22,95	3,15		
0,8 Wasser . . .		0,80		0,73	0,80		1,54		7,55	6,01	2,04	3,15	2,31	4,40		
4,4 Kies . . .						4,4 · 0,35		4,40 · 8,50 = 37,40	-1,54							
		1,68	0,73	2,31	3,15	1,54	2,04	109,75	6,01	18,25	8,95	22,95	9,95	0,72		

Mischungsverhältnis: 1 hydr. Kalkpulver : 1,25 Traß : 1,6 Sand : 3,2 Kies.

1 hydr. Kalkp. . .	0,28	0,28			0,28			1,00 · 18,00 = 18,00								
1,25 Traß . . .	0,48	0,60			0,60			1,25 · 25,00 = 31,25	3,20							
1,6 Sand . . .			1,6 · 0,33	1,57	1,07		2,64	1,60 · 10,50 = 16,80	2,64	93,25	19,75	66,05	25,00	2,64		
0,69 Wasser . . .		0,69		0,53	0,69		1,12		5,84	4,72	2,36	2,64	2,96	3,20		
3,2 Kies . . .						3,2 · 0,35		3,20 · 8,50 = 27,20	-1,12							
		1,57	0,53	2,96	2,64	1,12	2,36	93,25	4,72	19,75	8,38	25,00	8,45	0,82		

Zusammen

verschiedener Betonmischungsverhältnisse für Zementbeton, Zement-Traß-Beton und Zement-Kalk-Traß-Beton mit Angabe
Zur Beachtung vor dem

Der Zement hat eine normenmäßige Festigkeit von 320 kg/cm² (Wasserlagerung). Der Mörtel aus 1 R.-T. hydr. Kalkpulver + 3 R.-T. Sand hat nach 3 Tagen Luftlagerung und 25 Tagen Wasserlagerung 15 kg/cm² Druckfestigkeit. Der Traß entspricht den Traßnormen. Der Sand ist scharfer Rheinsand, Kies gewöhnlicher Rheinkies.

Mörteldichte = Kittmasse : Hohlräume im Sand,
Betondichte = Mörtelmenge : Hohlräume im Kies.
Der Sand hat 33% Hohlräume,
Der Kies hat 35% Hohlräume.
Ausbeute für Zement = 0,48,
" hydr. Kalkpulver = 0,28,
" Traß = 0,48.
Das Anmachewasser wird ganz auf die Kittmasse angerechnet.

Nummer	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Mischungsverhältnisse	Zement	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	hydr. Kalkpulver	1,25	2,0	2,5	0,5	3	2,4	0,75	1,25	1,75	1	0,5	
	Traß	2,2	4	6,75	8,5	4	7,5	3,5	6,3	4	1,60	5,20	4
	Kies	4,4	8	13,50	17,00	8	15,00	7,00	12,60	8	3,20	10,40	8
	:	:	:	:
Betonpreis	18,25	18,68	18,80	19,17	19,32	19,45	19,46	19,63	19,68	19,75	19,89	19,96	20,18
Mörteldichte Md.	2,31	1,05	1,70	2,01	1,30	1,99	1,12	1,96	1,42	2,96	1,87	1,55	1,41
Betondichte Bd.	2,04	1,45	1,76	1,90	1,57	1,89	1,48	1,87	1,58	2,36	1,83	1,68	1,62
Mörtelmenge durch Kiesmenge	0,72	0,51	0,61	0,67	0,55	0,66	0,52	0,65	0,57	0,82	0,64	0,58	0,56

Druckfestigkeit

Bemerkung: Die Festigkeitszahlen beruhen auf Schätzung unter Zugrundelegung von Versuchs-

Nach 28 Tagen	65	100	93	85	115	90	128	100	120	80	110	123	130
3 Monaten	107	140	139	129	155	133	169	150	159	119	160	163	172
6	137	175	175	164	193	170	205	185	199	150	200	202	214
9	152	195	195	185	215	190	225	205	223	168	219	227	238
1 Jahr	160	204	205	195	228	200	237	215	237	178	228	242	250
2 Jahren	170	210	215	204	240	210	245	223	252	190	238	258	261
3	180	215	225	212	250	220	248	230	266	200	246	272	271
5	200	225	240	230	270	235	270	240	290	220	265	296	290
10	240	235	270	260	290	265	290	275	310	250	280	320	310
Materialbedarf in 1 je m ³ fertig gestampften Betrns	Zement	107,9	58,5	44,6	104,1	50,8	122,2	60,8	102,5	74,3	100,8	117,5	
	hydr. Kalkpulver	166,3	73,12	111,5	52,0	101,6	91,2	145,9	76,8	211,8	74,3	58,7	
	Traß	207,8	117,0	156,1	52,0	152,4	145,9	76,8	264,7	130,0	100,8	58,7	
	Sand	365,8	431,6	394,8	416,4	381,0	427,7	383,0	410,0	328,8	386,3	403,2	411,2
Kies	731,6	863,2	789,6	832,8	712,0	855,4	766,0	820,0	657,6	772,6	806,4	822,5	
Materialbedarf der Bindemittel in kg/m ³ fertig gestampften Betrns	Zement	151,06	81,9	62,4	145,7	71,1	171,08	85,1	143,5	104,0	141,1	164,5	
	hydr. Kalkpulver	133,04	58,5	89,2	52,0	81,3	73,0	169,4	59,4	169,4	59,4	58,7	
	Traß	207,8	117,0	156,1	52,0	152,4	145,9	76,8	264,7	130,0	100,8	58,7	
Gruppe	Kalk-Traß-Beton	C	A	A	D	A	C	A	D	Kalk-Traß-Beton	A	D	D
Verhältnis der Bindemittel zu Sand u. Kies	1 : 2,5	1 : 10,5	1 : 4	1 : 3	1 : 7	1 : 3	1 : 9	1 : 3	1 : 6	1 : 2	1 : 4	1 : 5	1 : 6

Zeichenerklärung: . Zementbeton. : Zement-Traß-Beton. .. Zement-Kalk-Traß-Beton.

Schleusenmauerwerks wird Wert gelegt. Md soll mindestens gleich 1,70 sein. Nr. 2 mit Md. = 1,05 kommt nicht in Betracht. Es ist erwiesen, daß der Zement-Kalk-Traß-Beton in vorstehendem Mischungsverhältnis mit einer Mörteldichte von 1,70 und einer Betondichte von 1,76 hinlänglich dicht ist und daß er auch eine gute Haftfestigkeit besitzt. Dieser Zement-Kalk-Traß-Beton ist verhältnismäßig sehr billig und kann daher als zweckmäßiger und wirtschaftlich richtig zusammengesetzter Beton für die Ausführung gewählt werden. Wählte man statt dessen etwa einen Zement-Traß-Beton von gleicher Dichtigkeit, und zwar die Mischung Nr. 24, bestehend aus 1 Zement : 0,75 Traß : 3 Sand : 6 Kies (Nr. 24 ist der billigste Zement-Traß-Beton, der die Dichtigkeitsbedingung erfüllt), so würde dieser Beton um 21,62 - 18,80 = 2,82 R.-M. je m³ teurer sein; mit der Verwendung des billigeren Zement-Kalk-Traß-Betrns wird also die nicht unerhebliche Ersparnis von 30 000 · 2,82 = 84 600 R.-M. erzielt.

III. Die Ufermauer eines im Betriebe befindlichen Industriebafens muß um 200 m verlängert werden. Die Bauarbeiten sind derart zu beschleunigen, daß, wenn die Mauer 28 Tage alt ist, mit der Hinterfüllung begonnen wird und der Verladekran zwei Monate später in Betrieb tritt. Durch die Hinterfüllung entstehen Kantenpressungen bis zu 13,5

kg/cm²; infolge der Betriebsbelastung steigt die Beanspruchung des Betrns auf 18,5 kg/cm².

Im Entwurt ist vorgesehen, daß nach Ablauf von weiteren neun Jahren die Ufermauer um 2 m aufgehört werden kann, ohne daß die Fundamente und der aufgehende Teil der Stützmauer verstärkt zu werden brauchen; die Kantenpressungen erhöhen sich nach der Aufhöhung bis auf 29,5 kg/cm².

Die Soll-Festigkeitsbedingungen lauten:

Alter:	28 Tage	3 Monate	10 Jahre
Soll-Festigkeiten:	135	185	295 kg/cm ² .

Nach der Zusammenstellung der Betonfestigkeiten erfüllt der Beton Nr. 15 diese Festigkeitsbedingungen, er ist ein Zementbeton, der die Zusammensetzung 1 Zement : 3 Sand : 6 Kies hat; seine Mörteldichte ist 1,21 und die Betondichte 1,53, die für den vorliegenden Fall ausnahmsweise zugelassen werden dürfen, weil mit voller Sicherheit keinerlei aggressive Grundwässer vorhanden sind. Dieser Beton kostet 20,41 R.-M./m³. Wenn es sich nicht um eine so dringende Verlängerung der Ufermauer handelt, sondern etwa um deren erstmaligen Bau in der Zeit des Kanalbaues, so würden bei diesem normalen Baubetriebe die Soll-Festigkeiten zwar die

stellung

der Betonfestigkeit für verschiedene Erhärtungszeiten, des Betonpreises, der Dichtigkeit und des Materialbedarfes. Gebrauch der Zahlenwerte:

Der Preisberechnung liegen folgende Preise zugrunde: Es kostet 1 m ³ = 1400 kg Zement = 63,00 R.-M. " " 1 " = 800 " hydr. Kalkpulver = 18,00 " " " 1 " = 1000 " Traß = 25,00 " " " 1 " Sand = 10,50 " " " 1 " Kies = 8,50 "	Materialbedarfsberechnung. Beispiel für den Zement-Kalk-Traß-Beton: 1 : 2,5 : 3,5 : 8,5 : 17,00 (vergl. hierzu Betonmenge S. 575). In 22,39 m ³ Beton sind enthalten 1000 1 Zement " 1 " " " " 44,6 1 Zement " 1 " " " " 2,5 · 44,6 = 111,5 1 Kalkpulver " 1 " " " " 3,5 · 44,6 = 156,1 1 Traß usw.	Die Mischungen 1 bis 33 eignen sich für Stampfbeton. Das Verhältnis von Kies zu Sand ist bei allen Mischungen 1 : 2.
---	---	---

14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0,5		2,5	2		1,5	1	0,5												
1,13		3,88	3,25	0,75	2,63	2	1,38	0,5	0,6	0,75		0,5			0,5		0,5		0,5
4,10	3	7,00	6,2	3,5	5,40	4,6	3,8	3	3	3	2,5	2,5	2,25	2	2	1,8	1,8	1,6	1,6
8,20	6	14,00	12,40	7,00	10,80	9,20	7,60	6	6	6	5	5,0	4,50	4	4	3,6	3,6	3,2	3,2
∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴
20,40	20,41	20,42	20,55	20,55	20,72	20,85	21,18	21,25	21,36	21,62	21,83	22,68	22,72	23,79	24,65	24,83	25,72	26,09	26,97
1,75	1,21	2,43	2,37	1,55	2,28	2,15	1,98	1,55	1,62	1,71	1,35	1,76	1,43	1,54	2,04	1,66	2,22	1,79	2,41
1,77	1,53	2,10	2,08	1,68	2,02	1,97	1,88	1,68	1,72	1,76	1,58	1,77	1,63	1,68	1,92	1,73	2,00	1,80	2,09
0,62	0,53	0,73	0,72	0,58	0,71	0,69	0,66	0,59	0,60	0,61	0,56	0,62	0,57	0,59	0,67	0,61	0,70	0,63	0,73

in kg/cm².

ergebnissen, die zum Teil aus eigener Praxis stammen, zum Teil der Literatur entnommen sind.

126	140	95	105	135	122	130	150	160	165	170	185	190	200	220	240	243	265	270	295	
178	190	145	155	177	169	190	210	219	230	240	255	265	270	290	310	313	332	337	363	
219	235	181	195	219	210	230	252	262	279	285	300	310	316	334	355	375	377	382	408	
240	255	200	215	245	231	250	276	290	302	313	324	332	343	360	381	383	403	405	434	
250	267	210	225	258	240	258	288	303	315	325	337	345	357	375	395	397	420	415	446	
260	275	220	233	272	249	268	298	315	326	335	345	364	366	385	410	404	431	424	454	
275	280	230	240	285	258	275	305	320	330	340	350	380	370	390	420	410	440	432	462	
300	290	250	260	310	272	290	320	330	340	350	360	400	380	400	430	430	460	452	482	
315	295	270	280	330	290	310	335	340	350	360	365	410	390	410	440	440	470	462	492	
∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	
95,5	140,6	51,4	58,6	115,3	68,0	81,1	100,4	134,4	133,1	131,5	165,8	157,2	182,1	201,6	189,0	220,7	205,7	243,9	225,7	
47,7		128,5	117,2		102,0	81,1	50,2													
107,9		195,3	190,4	86,4	178,8	162,2	138,5	67,2	79,8	98,6		78,6			94,6		102,8		112,8	
391,5	421,8	359,8	363,3	403,55	377,2	373,0	381,5	403,2	399,3	394,5	414,5	393,0	409,7	403,2	378,0	397,2	370,2	390,2	361,1	
783,0	843,6	719,6	726,6	807,1	754,4	746,0	763,0	806,4	798,6	789,0	829,0	786,0	819,4	806,4	756,0	794,4	740,4	780,4	722,2	
kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	
133,7	196,8	71,96	82,04	161,4	92,2	113,54	140,5	188,1	186,3	184,1	232,1	220,0	254,9	282,2	264,6	308,9	287,9	341,4	315,9	
38,2		102,8	93,8		81,6	64,9	40,2										102,8		112,8	
107,9		195,3	190,4	86,4	178,8	162,2	138,5	67,2	79,8	98,6		78,6			94,5		102,8		112,8	
A	C	B	B	D	B	B	B	D	D	D	C	D	C	C	D	C	D	C	D	
1 : 4	1 : 8	1 : 2	1 : 3	1 : 5	1 : 3	1 : 3	1 : 3,5	1 : 5	1 : 5	1 : 5	1 : 4,5	1 : 6,5	1 : 4	1 : 6	1 : 5	1 : 3	1 : 5	1 : 3	1 : 4	1 : 3

∴ Kalk-Traß-Beton. □ Mörteldichte größer als 1,70. Betondichte gleich oder größer als 1,75.

gleichem bleiben, jedoch würden andere Erhärtungszeiten in Ansatz zu bringen sein, etwa wie folgt:

Alter:	3 Monate	2 Jahre	10 Jahre
Soll-Festigkeiten:	135	185	295 kg/cm ² .

In diesem Falle würde der Zement-Traß-Beton Nr. 9 im Mischungsverhältnis 1 Zement : 0,75 Traß : 4 Sand : 8 Kies Verwendung finden dürfen. Dieser Beton ist dichter als der erstere und kostet je m³ nur 19,68 R.-M., d. i. 0,73 R.-M./m³ weniger.

Man sieht aus dieser Gegenüberstellung deutlich, daß die Berücksichtigung der Erhärtungszeit Vorteile bietet, und daß die Festigkeitstabelle dabei gute Dienste leistet.

Zieht man aus dem Vorstehenden die Schlußfolgerungen, so ergibt sich:

1. Es gibt Fälle, in denen es möglich ist, die Wahl des Betonmischungsverhältnisses so zu treffen, daß sich die Festigkeitszunahme des Betons der Zunahme der Betonbeanspruchung einigermaßen anpaßt.
2. Wird bei der Auswahl des Betonmischungsverhältnisses diese Möglichkeit ausgenutzt, so ist damit eine Ersparnis verbunden.
3. Bei der Auswahl der wirtschaftlich richtigen Betonmischung leistet die Zusammenstellung der Festigkeitszunahmen der verschiedenartigen

Betonmischungen gute Dienste; es ist daher an der Zeit, durch Ausführung von normenmäßigen Druckversuchen die genauen Werte einer solchen Festigkeitstabelle mit Angabe des Betonpreises und der Beton- und Mörteldichte festzustellen.

4. Der hydraulische Kalk ist ein wohlfeiles Bindemittel zur Erhöhung der Dichtigkeit des Betons.

X. Gußbeton, im besonderen der Zement-Kalk-Traß-Beton als Gußbeton.

Bei fast allen größeren Bauausführungen im Wasserbau wird heutzutage an Stelle des Stampfbetons das Gußbetonverfahren angewendet. Ich erinnere an den Bau der Doppelschleuse in Geestemünde, den Bau der Schleusen in Anderten, in Fürstenberg und an die Schleusenbauten für den Lippe-Seitenkanal. Allenthalben werden mörtelreiche Zement-Traß-Betonmischungen verwendet.

Wenn man bedenkt, daß im Zement-Kalk-Traß-Beton eine so reichliche Menge Kittmasse vorhanden ist und daß dieser kittreiche, sämige Beton billiger erzeugt wird als der Zement-Traß-Beton, wenn man ferner in Betracht zieht, daß der reiche Kalkvorrat in diesem Beton besonders günstig auf die Nacherhärtung und die Nachdichtung einwirkt, und daß

Zusammen

verschiedener Betonmischungsverhältnisse für Zementbeton, Zement-Traß-Beton und Zement-Kalk-Traß-Beton mit Angabe Zur Beachtung vor dem

Der Zement hat eine normenmäßige Festigkeit von 320 kg/cm² (Wasserlagerung). Der Mörtel aus 1 R.-T. hydr. Kalkpulver + 3 R.-T. Sand hat nach 3 Tagen Luftlagerung und 25 Tagen Wasserlagerung 15 kg/cm² Druckfestigkeit. Der Traß entspricht den Traßnormen. Der Sand ist scharfer Rheinsand, Kies gewöhnlicher Rheinkies.

Mörteldichte = Kittmasse: Hohlräume im Sand,
 Betondichte = Mörtelmenge: Hohlräume im Kies.
 Der Sand hat 33% Hohlräume.
 Der Kies hat 35% Hohlräume.
 Die Ausbeute für Zement = 0,48;
 " hydr. Kalkpulver = 0,28;
 " Traß = 0,48.
 Das Anmachewasser wird ganz auf die Kittmasse angerechnet.

Nummer	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
Mischungsverhältnis	Zement	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
	hydr. Kalkpulver	1	1	1,25	2,5	2	1	1,5	1	1	1	1	1	
	Traß	1,25	1	2,0	3,5	3	0,5	2,4	1,25	0,75	1,75	1	0,5	
	Sand	2,2	4	6,75	8,5	7,5	4	3,5	6,3	1,60	4	5,20	4	3,5
	Kies	3,3	6	10,12	12,75	11,25	6	5,25	9,45	2,40	6	7,80	6	5,25
		
Betonpreis	18,94	19,59	19,67	20,02	20,19	20,30	20,50	20,53	20,56	20,65	20,86	20,99	21,24	
Mörteldichte Md.	2,31	1,05	1,70	2,01	1,99	1,30	1,12	1,96	2,96	1,42	1,87	1,55	1,41	
Betondichte Bd.	2,74	1,93	2,34	2,54	2,52	2,09	1,97	2,51	3,14	2,16	2,44	2,24	2,16	
Mörtelmenge durch Kiesmenge	0,95	0,68	0,83	0,89	0,77	0,73	0,69	0,87	1,1	0,76	0,86	0,79	0,75	

Druckfestigkeit

Bemerkung: Die Festigkeitszahlen beruhen auf Schätzung unter Zugrundelegung von Versuchs-

Nach 28 Tagen	33	50	62	56	60	87	64	66	40	90	74	93	99
3 Monaten	54	70	92	86	88	117	85	100	60	120	106	123	129
6 "	69	88	116	110	114	144	103	124	75	150	134	153	162
9 "	76	98	130	124	126	162	113	136	84	168	146	171	180
1 Jahr	80	102	136	130	134	171	119	144	89	177	152	183	189
2 Jahren	85	105	144	136	140	180	123	148	95	189	158	195	195
3 "	90	108	150	142	146	189	124	154	100	201	164	204	204
5 "	100	113	160	154	156	204	135	164	110	219	176	222	219
10 "	120	118	180	174	176	219	145	184	125	234	186	240	234
Materialbedarf in 1 je m ³ fertiger gegossener Betons	Liter												
	Zement	125,6	67,1	50,9	57,9	120,4	142,0	69,2	118,3	85,0	116,0	135,5	
	hydr. Kalkpulver	188,6	83,6	127,2	115,8	60,2	103,8	238,0	88,7	148,7	116,0	67,7	
	Traß	235,7	134,2	178,1	173,7	481,6	497,0	435,9	380,8	473,2	442,0	464,0	474,2
Materialbedarf der Bindemittel in kg/m ³ fertiger gegossener Betons	kg												
	Zement	175,8	93,9	71,3	81,0	168,6	198,8	96,9	165,6	119,0	162,4	189,7	
	hydr. Kalkpulver	150,8	66,8	101,8	92,6	60,2	83,0	190,4	88,7	148,7	116,0	67,7	
	Traß	235,7	134,2	178,1	173,7	481,6	497,0	435,9	380,8	473,2	442,0	464,0	474,2
Gruppe	Kalk-Traß-Beton	C	A	A	A	D	C	A	Kalk-Traß-Beton	D	A	D	D
	Verhältnis der Bindemittel zu Sand u. Kies	1:2	1:8,5	1:3,5	1:2,5	1:2,5	1:5,5	1:7,5	1:2,5	1:1,5	1:5	1:3	1:4

Zeichenerklärung: [] Zementbeton. [:] Zement-Traß-Beton. [..] Zement-Kalk-Traß-Beton.

ferner Zement-Kalk-Traß-Beton einen verhältnismäßig größeren Wasserzusatz vertragen kann als Zementbeton und Zement-Traß-Beton, so liegt der Schluß nahe, daß der Zement-Kalk-Traß-Beton auch eine geeignete Mischung für Gußbeton sein muß.

In der Abhandlung über das Gußbetonverfahren beim Bau der Doppelschleuse in Geestemünde¹⁹⁾ wird mitgeteilt, daß in dem Innern des massigen Mauerwerks sehr hohe Temperaturen gemessen wurden; es heißt dort, daß eine geradezu tropische Hitze in den Umläufen festgestellt wurde. Die Ursache dieser starken Temperaturerhöhungen war die Wärmeentwicklung beim Abbinden des verhältnismäßig schnell erhartenden Zement-Traß-Betons. Es ist klar, daß je schneller und lebhafter der Abbindevorgang verläuft, desto größer die Temperatursteigerung sein muß. Weil die Erwärmung der ganzen Betonmasse keine gleichmäßige ist — sie nimmt von innen nach außen ab — ist auch die Dehnung und die Zusammenziehung des Betons an den verschiedenen Stellen verschieden. Daß mit diesem Umstande das Auftreten innerer Spannungen ursächlich verbunden ist, ist sicher. Nicht ausgeschlossen ist, daß die inneren Spannungen sich durch Bildung von Spannungsrissen auslösen.

¹⁹⁾ Zentralbl. d. Bauverw., 44. Jahrg., Nr. 38 bis 41.

Weil nun der Zement-Kalk-Traß-Beton weniger schnell abbindet und demzufolge auch weniger große Temperaturerhöhungen im Innern der Mauern während des Abbindevorganges auftreten können, dürfte der Schluß zu ziehen sein, daß die Neigung zur Bildung von Spannungsrissen bei Verwendung von Zement-Kalk-Traß-Beton weniger gegeben ist als bei Verwendung von Zement-Traß-Beton. Dieser Vorzug des Zement-Kalk-Traß-Betons läßt ihn für die Verwendung zu massivem Gußbetonmauerwerk geeignet erscheinen, und es wäre daher ratsam, Versuche mit Zement-Kalk-Traß-Beton für massive Gußbetonbauten auszuführen. Beim Bau der Schleusen des Rhein-Herne-Kanals sind die dichten Eisenroste in weichen Zement-Kalk-Traß-Beton eingebettet worden, und dieser Weichbeton hat die Festigkeitsprobe bei dem Absinken der beiden Schleusen IV durch Bodensenkungen um 1,00 m glänzend bestanden. Der gießfähige Zement-Kalk-Traß-Beton dürfte demnach die gleichen Eigenschaften haben.

Um über die anwendbaren, gießfähigen Betonmischungen aus Zementbeton, Zement-Traß-Beton und Zement-Kalk-Traß-Beton einen Überblick und eine Vergleichsmöglichkeit zu erhalten, habe ich eine Übersicht über die verschiedenen gießfähigen Betonmischungen mit Angabe des Betonpreises, der Mörteldichte, der Betondichte und des Materialverbrauches

stellung

der Betonfestigkeit für verschiedene Erhärtungszeiten, des Betonpreises, der Dichtigkeit und des Materialbedarfes.

Gebrauch der Zahlenwerte:

Der Preisberechnung liegen folgende Preise zugrunde:	
Es kostet 1 m ³ = 1400 kg Zement	= 63,00 R.-M.
" " 1 " = 800 " hydr. Kalkpulver	= 18,00 "
" " 1 " = 1000 " Traß	= 25,00 "
" " 1 " Sand	= 10,50 "
" " 1 " Kies	= 8,50 "

Materialbedarfsberechnung.	
Beispiel für den Zement-Kalk-Traß-Beton: 1:2,5:3,5:8,5:12,75.	
Berechnung der Betonmasse: [(1 · 0,48 + 2,5 · 0,28 + 3,5 · 0,48 + 8,5 · 0,67) + (15,5 · 0,18) + 12,75] = 19,63 m ³ .	
In 19,63 m ³ Beton sind enthalten	1000 1 Zement
" 1 " " " " " "	50,91 Zement
" 1 " " " " " "	127,21 Kalkp.
" 1 " " " " " "	178,11 Traß
	usw.

Die Mischungen 1 bis 34 eignen sich als **Gußbeton**. Das Verhältnis von Kies zu Sand ist bei allen Mischungen **1:1 1/2**.

14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0,5	2,5		2		1,5	1	0,5									
1,13	3,88		3,25	0,75	2,63	2	1,38	0,5	0,6	0,75	0,5		0,5			0,5
4,10	7,0	3	6,2	3,5	5,40	4,6	3,8	3	3	3	2,75	2,5	2,5	2,25	2	2
6,15	10,50	4,5	9,3	5,25	8,10	6,90	5,70	4,5	4,5	4,5	4,13	3,75	3,75	3,37	3	3
∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴
21,42	21,42	21,61	21,62	21,65	21,71	21,90	22,31	22,45	22,59	22,83	23,20	23,21	24,10	24,26	25,38	26,29
1,75	2,43	1,21	2,37	1,55	2,28	2,15	1,98	1,55	1,62	1,71	1,62	1,35	1,76	1,43	1,54	2,04
2,38	2,81	2,04	2,76	2,25	2,71	2,63	2,52	2,25	2,29	2,35	2,30	2,12	2,37	2,17	2,24	2,56
0,83	0,98	0,71	0,97	0,78	0,95	0,92	0,88	0,79	0,80	0,82	0,80	0,74	0,83	0,76	0,79	0,89

31	32	33	34
1	1	1	1
	0,5		0,5
1,8	1,8	1,6	1,6
2,7	2,7	2,4	2,4
∴	∴	∴	∴
26,54	27,41	27,98	28,82
1,66	2,22	1,79	2,41
2,33	2,68	2,40	2,79
0,81	0,93	0,84	0,98

in kg/cm²

ergebnissen, die zum Teil aus eigener Praxis stammen, zum Teil aus der Literatur entnommen sind.

84	64	70	70	101	82	86	100	120	123	126	135	93	144	100	110	180
118	96	95	104	132	112	126	140	165	174	180	189	128	198	135	145	234
146	120	118	130	165	140	154	168	198	210	213	224	150	234	158	167	267
160	134	128	144	183	154	166	184	216	228	234	242	162	249	172	180	286
166	140	134	150	195	160	172	192	228	237	243	257	169	258	179	188	297
174	146	138	156	204	166	178	198	237	243	252	263	173	273	183	193	306
184	154	140	160	213	172	184	204	240	246	255	270	175	285	185	195	315
200	166	145	174	234	182	194	214	246	258	264	282	180	300	190	200	324
210	180	148	186	247	194	206	224	258	264	270	288	183	306	195	205	330
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
109,8	58,3	162,8	66,4	132,6	77,2	92,2	114,5	154,5	152,9	150,8	166,3	191,5	180,0	210,5	232,0	215,5
54,9	145,7		132,8		115,8	92,2	57,3									
124,0	266,2		215,8	99,4	203,0	184,4	157,0	77,3	91,7	113,1	83,2		90,0			107,7
450,1	408,1	488,4	411,6	464,1	416,8	424,1	435,1	463,5	458,7	452,4	457,3	478,7	450,0	473,6	464,0	431,0
675,1	612,1	732,6	617,4	696,1	625,2	636,1	652,0	695,2	688,0	678,6	686,0	718,1	675,0	710,4	696,0	646,0
kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg
153,7	81,6	227,9	92,9	185,6	108,0	129,0	160,3	216,3	214,0	211,1	232,8	268,1	252,0	294,7	324,8	301,7
43,9	116,5		106,2		92,6	73,7	45,8									
124,0	266,5		215,8	99,4	203,0	184,4	157,0	77,3	91,7	113,1	83,2		90,0			107,7
A	B	C	B	D	B	B	B	D	D	D	D	C	D	C	C	D
1:3,5	1:2	1:6,5	1:2	1:4,5	1:2	1:2,5	1:3	1:4	1:4	1:3,5	1:4	1:5,5	1:3,5	1:5	1:4,5	1:3

122	192	135	222
157	249	169	273
184	282	191	306
194	303	203	324
199	315	208	336
202	324	212	342
205	330	216	348
215	345	226	361
220	351	231	369
1	1	1	1
253,1	233,6	279,3	255,7
	116,8		127,8
455,6	420,5	446,9	409,1
683,3	630,8	670,4	613,6
kg	kg	kg	kg
354,3	327,0	391,0	357,9
	116,8		127,8
C	D	C	D
1:4	1:2,5	1:3,5	1:2,5

∴ Kalk-Traß-Beton. □ Mörteldichte größer als 1,70. Betondichte gleich oder größer als 1,75.

je m³ zusammengestellt. Für die Zuschlagstoffe Sand und Kies ist das Mischungsverhältnis 1:1,5 gewählt worden, also nicht wie für Stampfbeton das Verhältnis 1:2. Die Zusammenstellung enthält u. a. eine Spalte, aus der der Quotient Mörtelmenge zu Kiesmenge entnommen werden kann (vergl. oben).

An Hand dieser Zusammenstellung kann man sich somit ohne weiteres Gewißheit verschaffen über die Mörteldichte, die Betondichte, die Gießfähigkeit, den Materialverbrauch je m³ und auch über den Preis je m³ dieser Gußbetonmischungen. Bei der Wahl der zweckmäßigsten und wirtschaftlich günstigsten Gußbetonmischung wird diese Tabelle gute Dienste leisten können. Die durch den doppel ausgezogenen Strich gekennzeichneten Mischungen werden als zuverlässig dicht besonders empfohlen. Sie besitzen eine Mörteldichte über 1,70 und eine Betondichte über 2,30. Das Verhältnis von Mörtelmenge zur Kiesmenge ist größer als 0,80, d. h. die Gießfähigkeit wird bei richtigem Wasserzusatz eine gute sein. Bei den Betonmischungen der Gruppe B bewegt sich diese Verhältniszahl zwischen 0,89 und 1,01. Es sind das die in der Zusammenstellung S. 583 mit den Nummern 15, 17, 19, 20 und 21 bezeichneten Zement-Kalk-Traß-Betonmischungen.

Was nach den bisherigen Erfahrungen bei der Herstellung von Guß-

beton besonders zu beachten ist, soll im nachfolgenden angedeutet werden:

1. Schalung standsicher abstützen bzw. durch Zugstangen abfangen; dabei die Erhärtungsdauer des Betons berücksichtigen.
2. Zuschlagstoffe rein, scharfkantig und in möglichst vielen Korngrößen (38 bis 40% Sand + 60 bis 62% Kies). Kolloidartige Verunreinigungen im Kies und im Sande beeinträchtigen die Festigkeitsentwicklung in gefahrvoller Weise.
3. Gleichmäßigkeit des Mischungsverhältnisses erstreben durch Zusetzen von Kies oder Sand je nach Bedarf; getrenntes Aufgeben von Kies und Sand in abgemessenen Mengen ist zur Erzielung der Gleichmäßigkeit der Mischungen sehr zu empfehlen.
4. Bindemittel selbsttätig abwägen und trocken vormischen.
5. Mischung mörtelreich; je größer der Zementzusatz, desto größer die Gefahr der Rissebildung.
6. Wasserzusatz nicht größer als unbedingt notwendig, um eben die Gießfähigkeit zu erreichen; Witterungswechsel ist zu berücksichtigen.
7. Mischen in Maschinen mindestens 1 1/2 bis 2 Minuten, und zwar zunächst Bindemittel und Sand trocken mischen, dann erst Wasser setzen, zuletzt den Mortel mit dem Kies mischen.

Vergleich der Druckfestigkeit von Gußbeton und Stampfbeton.

Gruppe	Mischungsverhältnis nach Raumteilen						g = gießfähig e = erdfeucht w = weich	Zement-Wasserfaktor	Druckfestigkeit (kg/cm ² *)				Verhältnis f:F	Bemerkungen: *) Gemessen an normenmäßigen Probewürfeln.	
	Zement	Traß	Sand	Kies	Schotter	Steinsplitt			28 Tage alt f	180 Tage alt F	f	F			
I	1	—	2,0	3,0	—	—	g	0,71	154	—	—	—	Quellenangabe: Der Aufbau des Mörtels im Beton von Otto Graf, S. 30 bis 32. Verlag von Julius Springer. Praktische Versuche zur Feststellung der Festigkeit und Wasserundurchlässigkeit des Betons für den Schleusenbau Anderten von Reg.-Baurat Schönk und Reg.-Baurat Maaske; „Die Bautechnik“ 1926, Heft 13, S. 187. Das Gußbetonverfahren beim Bau der Doppelschleuse in Geestemünde von Reg.-Baurat Arp und Reg.-Baurat Gaye; Zentralbl. d. Bauverw. 1924, Nr. 40, S. 350.		
	1	—	2,0	3,0	—	—	e	0,55	—	307	—	—		0,50	
II	1	—	2,4	2,4	1,8	—	g	1,07	92	—	—	—		0,30	
	1	—	2,4	2,4	1,8	—	e	0,50	—	303	—	—			
III	1	—	Kies + Sand		—	1,8	g	1,07	205	—	—	—		0,61	
	1	—	1,2	1,2	—	1,8	e	0,40	—	334	—	—			
IV	1	—	1,1	—	—	1,9	g	0,61	210	—	—	—		0,66	
	1	—	1,1	—	—	1,9	e	0,36	—	316	—	—			
V	1	0,33	3,5	—	—	1,5	w	0,55	209	—	—	—		Praktische Versuche zur Feststellung der Festigkeit und Wasserundurchlässigkeit des Betons für den Schleusenbau Anderten von Reg.-Baurat Schönk und Reg.-Baurat Maaske; „Die Bautechnik“ 1926, Heft 13, S. 187.	
VI	1	—	5,0	—	—	—	g	0,60	62	—	—	—			0,34
	1	—	5,0	—	—	—	e	0,40	—	181	—	—			
VII	1	0,33	5,0	—	—	—	g	0,63	65	—	—	—			0,65
	1	0,33	5,0	—	—	—	e	0,42	—	101	—	—			
VIII	1	—	6,0	—	—	—	g	0,70	51	—	—	—			0,35
	1	—	6,0	—	—	—	e	0,46	—	147	—	—			
IX	1	0,33	6,0	—	—	—	g	0,73	48	—	—	—	0,55		
	1	0,33	6,0	—	—	—	e	0,49	—	88	—	—			
X	1	—	7,0	—	—	—	g	0,80	42	—	—	—	0,34		
	1	—	7,0	—	—	—	e	0,53	—	125	—	—			
XI	1	0,33	7,0	—	—	—	g	0,83	46	—	—	—	0,60		
	1	0,33	7,0	—	—	—	e	0,56	—	77	—	—			
XII	1	—	8,0	—	—	—	g	0,90	36	—	—	—	0,31		
	1	—	8,0	—	—	—	e	0,60	—	118	—	—			
XIII	1	0,33	8,0	—	—	—	g	0,93	27	—	—	—	0,45		
	1	0,33	8,0	—	—	—	e	0,62	—	60	—	—			
XIV	1	—	3,5	—	—	—	g	0,45	108	—	—	—	0,35		
	1	—	3,5	—	—	—	e	0,30	—	308	—	—			
XV	1	0,50	5,0	—	—	—	g	0,64	—	—	238	—	0,70		
	1	0,50	5,0	—	—	—	e	0,43	—	—	—	325			

8. Gußbeton ist nur durch die Gießrinne zu fördern, nicht in Kübeln, in denen er sich entmischt.

9. Während des Gießens ist der Gußbeton mit Eisen gehörig zu stochern, damit das überschüssige Wasser und die mitgerissene Luft nach oben entweichen können, insbesondere zwischen den Eiseneinlagen und an der Schalung. Das überschüssige, vom Beton abgesonderte Wasser muß durch die Schalung abfließen können.

10. Stärke der zu gießenden Lage: 2 bis 4 m.

11. Ohne Unterbrechung gießen, jedoch ohne die Stand- und Bruchsicherheit der Schalung zu gefährden; wo eine Unterbrechung eintreten muß, ist der ältere Beton vor dem Aufgießen des neuen von Zement-schlamm sorgfältig zu reinigen und mit Spitzseisen aufzurauen. Das Aufgießen einer Mörtelschicht vor dem Weiterbetonieren ist sehr zu empfehlen. Dieser Mörtel soll die gleiche Zusammensetzung haben wie der Mörtel des Gußbetons. Durch kreuz und quer anzuordnende, dübelartige und rinnenförmige Aussparungen in der jeweiligen oberen Schicht einer jeden Lage ist eine bessere Verbindung der Lagen untereinander anzustreben.

12. Der frische Beton ist vor Frost und Sonnenbestrahlung zu schützen und für die ersten 20 Tage feucht zu halten.

13. Probekörper gleichzeitig herstellen, das Abbinden und den Erhärtungsfortschritt beobachten. Die Probewürfel 30 × 30 geben zuverlässigere Festigkeitswerte als die Würfel 20 × 20, weil ein zufällig geringer Überschuß an Kieseln bei den kleineren Würfeln eine erhebliche Verringerung der Festigkeitszahl verursacht.

14. Ausrüstung erst dann vornehmen, wenn nach der Beobachtung der Probewürfel genügende Erhärtung eingetreten ist.

15. Je stärker der Gießturm gebaut ist, desto größer ist die mögliche und zulässige Fahrgeschwindigkeit und desto größer die Leistungsfähigkeit der Gießanlage.

Der günstigste Querschnitt der Gießrinne ist abhängig von der Leistung und dem Fassungsvermögen der Mischtrommel. Die Gießrinne muß zur Erzielung eines guten Betons und einer guten Leistung standhaft und doch leicht beweglich sein.

Der freie Fall des Gußbetons ist in Hinsicht auf die Entmischung weniger von Belang als das Fallen auf eine schräg zur Fallrichtung geneigte Fläche; am wenigsten entmischt sich der Gußbeton, wenn er senkrecht in die weiche Gußmasse hineinfallen kann.

16. Entstehen Risse (Schwind- oder Temperaturrisse), so treten sie meist senkrecht zu den größten Kantenlängen auf. Je nachdem lotrechte Risse weniger schädlich sind als wagerechte oder umgekehrt, empfiehlt es sich, die Baublocklänge hiernach vorsorglich zu bemessen. Die Baublocke sind tunlichst nicht zu lang zu wählen, nicht mehr als 20 bis 30 m.

Der Gußbeton hat eine geringere Festigkeit als der Stampfbeton im gleichen Mischungsverhältnis. Die Festigkeitsverringerung ist abhängig von der Größe des Wasserzusatzes bzw. von dem Zementwasserfaktor, der ausgedrückt wird durch den Quotienten Gewicht des Wassergehaltes durch Gewicht des Zementes. Je niedriger dieser Wert ist, desto größer ist die Festigkeit.

Es interessiert nun zu wissen, ob ein bestimmtes Verhältnis zwischen der Festigkeit des Gußbetons und der Festigkeit des Stampfbetons gleicher Mischung besteht, und wie groß diese Verhältniszahl ist. Um hierüber Aufschluß zu erhalten, habe ich an Hand der Literatur einen Vergleich der Festigkeiten von verschiedenen Gußbeton- und Stampfbetonmischungen aufgestellt; die Quellen für diese Festigkeitszahlen sind in der Zusammenstellung angegeben; vergl. oben.

Aus dieser Zusammenstellung ist folgendes zu entnehmen:

1. Das Verhältnis $\frac{f}{F} = \frac{\text{Festigkeit des Gußbetons}}{\text{Festigkeit des Stampfbetons}}$ liegt zwischen den Grenzen 0,30 und 0,70.

2. Das Verhältnis $\frac{f}{F}$ liegt für Betonmischungen aus Zement, Traß, Sand und Kies zwischen den Grenzwerten 0,45 und 0,70; vergl. Gruppe VII, IX, XI, XIII und XV.

3. Das Verhältnis $\frac{f}{F}$ liegt für Betonmischungen aus Zement, Sand und Kies zwischen 0,30 und 0,50; vergl. Gruppe I, VI, VIII, X, XII und XIV.

Unterschied in den Materialkosten für Gußbeton und Stampfbeton.

Gruppe	Laufende Nr.	G = Gußbeton	St = Stampfbeton	Mischungsverhältnis nach Raumteilen					Mörteldichte	Betondichte	Druckfestigkeit des Betons nach		Materialpreis für 1 m ³ Beton	Unterschied in den Materialkosten für 1 m ³	Bemerkungen		
				Zement	hydr. Kalkpulver	Traß	Sand	Kies			28 Tagen	180 Tagen					
														R.-M.	R.-M.		
a	1	G		1	1,25	2,00	6,75	10,20	1,70	2,34	58	109	19,67	0,87	Nr. 2 ist der Zement-Kalk-Traß-Stampfbeton für die Schleusen des Rhein-Herne-Kanals.		
	2	St		1	1,25	2,00	6,75	13,30	1,70	1,76	93	175	18,80				
b	3	G		1	—	0,50	4,00	6,00	1,30	2,09	71	120	20,30	0,98	Nr. 3 ist der Gußbeton für die Kammermauern des Wesel-Datteln-Kanals.		
	4	St		1	—	0,50	4,00	8,00	1,30	1,57	115	193	19,32				
c	5	G		1	1,00	2,00	4,60	6,90	2,15	2,63	81	143	21,90	1,05	Nr. 6 ist ein vorzüglicher Zement-Kalk-Traß-Beton. Nr. 5 desgleichen.		
	6	St		1	1,00	2,00	4,60	9,20	2,15	1,97	130	230	20,85				
d	7	G		1	—	0,60	3,00	4,50	1,62	2,29	102	194	22,59	1,23	Nr. 7 ist der Gußbeton für die Hüupter der Schleusen des Wesel-Datteln-Kanals. ¹⁾		
	8	St		1	—	0,60	3,00	6,00	1,62	1,72	165	279	21,36				
e	9	G		1	—	0,50	2,50	3,75	1,76	2,37	118	192	24,10	1,42	Nr. 9 Eisenbetonmischung. Nr. 10 Eisenbetonmischung.		
	10	St		1	—	0,50	2,50	5,00	1,76	1,77	190	310	22,68				
f	3	G		1	—	0,50	4,00	6,00	1,30	1,76	71	120	20,30	1,50	Nr. 3 Schleusen des Wesel-Datteln-Kanals. Nr. 2 Schleusen des Rhein-Herne-Kanals.		
	2	St		1	1,25	2,00	6,75	13,50	1,70	1,76	93	175	18,80				
g	11	G		1	—	0,50	2,00	3,00	2,04	2,56	149	220	26,29	1,64	Nr. 11 Eisenbetonmischung. Nr. 12 Eisenbetonmischung.		
	12	St		1	—	0,50	2,00	4,00	2,04	1,92	240	355	24,65				
h	7	G		1	—	0,60	3,00	4,50	1,62	2,29	102	194	22,59	1,74	Nr. 6 und Nr. 7 siehe oben.		
	6	St		1	1,00	2,00	4,60	9,20	2,15	1,97	130	230	20,85				
i	13	G		1	—	—	1,60	2,40	1,79	2,40	108	237	27,98	1,89			
	14	St		1	—	—	1,60	3,20	1,79	1,80	270	382	26,09				
k	9	G		1	—	0,50	2,50	3,75	1,76	2,37	118	192	24,10	3,25			
	6	St		1	1,00	2,00	4,00	9,20	2,15	1,97	130	230	20,85				
l	7	G		1	—	0,60	3,00	4,50	1,62	2,29	102	194	22,59	3,79	Nr. 7 und Nr. 2 siehe oben.		
	2	St		1	1,25	2,00	6,75	13,50	1,70	1,76	93	175	18,80				
m	11	G		1	—	0,50	2,00	3,00	2,04	2,56	149	220	26,29	5,44	Nr. 11 ist der Gußbeton für die Schleuse Anderten und für die Doppelschleuse in Geestemünde. Nr. 6 siehe oben.		
	6	St		1	1,00	2,00	4,60	9,20	2,15	1,97	130	230	20,85				

¹⁾ Nach Baertz, „Vom Kanal Wesel—Datteln und dem Bau seiner Schleusen in Gußbeton.“ Wasser- u. Wegebau-Ztschr. 1926, Heft 4.

4. Durch Zusatz von Traß wird das Verhältnis $\frac{f}{F}$ zugunsten des Gußbetons wesentlich verbessert.

5. Das Verhältnis $\frac{f}{F}$ wird ferner zugunsten des Gußbetons günstig beeinflusst, wenn in dem reinen Zementbeton ein Teil des Kieses durch Steinsplitt ersetzt wird; vergl. Gruppe III und IV, wo $\frac{f}{F} = 0,61$ bzw. $= 0,66$ ist gegen 0,30 bis 0,50.

Die erdfuchte Stampfbetonmischung 1 Zement : 5 Kiessand hat bei einem Zementwasserfaktor von nur 0,40 eine Festigkeit von 181 kg/cm², vergl. Gruppe VI; die weiche Betonmischung 1 Zement : 0,33 Traß : 5 (Kiessand + Steinsplitt) hat eine Festigkeit von 209 kg/cm² ergeben bei dem ungünstigeren Zementwasserfaktor $w = 0,55$, vergl. Gruppe V; daraus ist zu folgern:

6. Durch Zusatz von Traß und Steinsplitt erreicht der Gußbeton eine Festigkeit, die der des Stampfbetons nicht nachsteht.

Beim Bau der Schleuse Anderten hat man diese Erkenntnis voll ausgenutzt; vergl. „Die Bautechnik“ 1926, S. 188.

Bei dem Betonieren der Schleusen des Lippe-Seitenkanales (Strecke Wesel—Datteln) hat sich herausgestellt, daß das trockene Mischen der Bindemittel (Zement und Traß) die Festigkeit des Gußbetons sehr günstig beeinflusst. Das Verhältnis der Festigkeitszahlen dieses Gußbetons zu denjenigen von gewöhnlichem Stampfbeton gleicher Mischung ist durch diese Vervollkommnung des Mischvorganges noch günstiger als 0,70.

Was die Wirtschaftlichkeit des Gußbetons anbelangt, so ist zu beachten, daß die Gußbetonmischungen mörtelreicher sein müssen als die Stampfbetonmischungen, und daß daher der Gußbeton mehr Bindemittel verlangt als der Stampfbeton, und daß demgemäß der Gußbeton nur dann billiger wird als der Stampfbeton, wenn die Mehraufwendung für den größeren Verbrauch von Bindemitteln kleiner ist als der Unterschied zwischen den teureren Herstellungskosten für Stampfbeton und den billigeren Herstellungskosten für Gußbeton, sofern der etwaige Zeitgewinn bei dem Gußbetonverfahren nicht auch in die Wagschale zu werfen ist zugunsten des Gußbetons.

Um die maßgebenden Unterschiede in den Materialkosten für Gußbeton und Stampfbeton zahlenmäßig zu bringen, wird nachstehend eine vergleichende Zusammenstellung gegeben; zum Vergleich sind herangezogen Zementbeton-, Zement-Traß-Beton- und Zement-Kalk-Traß-Betonmischungen; dabei ist der Kieszuschlag für die mörtelreichere Gußbetonmischung gleich dem 1½fachen des Sandzusatzes und für die entsprechenden Stampfbetonmischungen gleich dem 2fachen des Sandzusatzes in Ansatz gebracht. Weil außer den Materialkosten auch die Dichtigkeit und die Festigkeit bei dem Vergleich der verschiedenen Mischungen mit von ausschlaggebender Bedeutung sind, enthält die Zusammenstellung die notwendigen Angaben über Mörteldichte, Betondichte und über die Festigkeit des Betons nach 28 Tagen und nach 6 Monaten (vergl. oben).

Nach dieser Zusammenstellung bewegt sich der Unterschied in den Materialkosten zwischen 0,87 und 5,44 R.-M. Der starke Unterschied von 5,44 R.-M. in den Materialkosten ergibt sich bei dem Vergleich der wohlfeilen wasserundurchlässigen Zement-Kalk-Traß-Stampfbetonmischung 1:1:2:4,6:9,2 mit der Zement-Traß-Betonmischung 1:0,5:2:3.

Die letztere Betonmischung entspricht der wichtigsten Betonmischung für den Bau der Schleuse Anderten und derjenigen der Doppelschleuse in Geestemünde.

Der Kostenunterschied in Höhe von 1,74 R.-M./m³ ergibt sich aus der Gegenüberstellung der Gußbetonmischung 1:0,5:3:4,5, wie sie für die Hüupter der Schleusen des Wesel-Datteln-Kanals Anwendung findet, mit dem Zement-Kalk-Traß-Stampfbeton 1:1:2:4,6:9,2, der in den vorhergehenden Kapiteln auch wegen seiner großen Festigkeit besonders empfohlen wurde.

Nach Gruppe f ist der Unterschied in den Materialkosten zwischen dem Gußbeton für die Kammermauern der Schleusen des Kanals Wesel—Datteln und dem Stampfbeton der Schleusen des Rhein-Herne-Kanals 1,50 R.-M./m³.

Bei der Ausschreibung der Schleusen des Wesel-Datteln-Kanals wurden bereits Preise erzielt, die etwa 1,20 R.-M. niedriger lagen als der entsprechende Einheitspreis für die Herstellung von Stampfbeton, d. h.

der fertige Gußbeton ist zurzeit noch etwas teurer als der fertige Stampfbeton.

Wenn zur Entscheidung steht, ob Stampfbeton oder Gußbeton für Massenaufbau zur Anwendung kommt, ist es aus wirtschaftlichen Gründen geboten, außer dem Preisunterschied für die Herstellung des Betons auch den Kostenunterschied für die verschiedene Materialaufwendung für Gußbeton und Stampfbeton in die Wagschale zu werfen.

Wenn erst das Gußbetonverfahren mehr eingebürgert ist, und wenn das dazu erforderliche Gerät nicht mehr mit hoher Abschreibung in die Kalkulation des Unternehmers eingesetzt zu werden braucht, wenn ferner wegen des teuren Lehrgeldes ein hoher Unkostensatz nicht mehr in Ansatz gebracht zu werden braucht, dann werden die Preisunterschiede für die Herstellung von Gußbeton und Stampfbeton größer werden, als sie es zurzeit noch sind, d. h. dann wird der fertige Gußbeton billiger sein als der fertige Stampfbeton.

Es ist daher zu begrüßen, daß das Gußbetonverfahren heute allenthalben gefördert wird, um weitere Erfahrungen auf diesem vielversprechenden Gebiete zu sammeln. Gestützt auf diese Erfahrungen werden sich durch die Anwendung des Gußbetons an Stelle von Stampfbeton sicherlich erhebliche Ersparnisse und auch andere beachtenswerte Vorteile erzielen lassen. So z. B. wird die Abkürzung der Bauzeit bei Anwendung des Gußbetonverfahrens gerade im Wasserbau mit Rücksicht auf die Verkürzung der kostspieligen Wasserhaltung die Möglichkeit bieten, an Zeit und Geld beträchtlich zu sparen, und weil erfahrungsgemäß die fetteren Gußbetonmischungen wasserundurchlässig sind, wird dem für Wasserbauwerke so wichtigen Grundsatz:

„Dichtigkeit geht über Festigkeit“

bestens entsprochen, wenn das Gußbetonverfahren im Wasserbau allgemein angewendet wird.

Bezüglich des Zement-Kalk-Traß-Betons könnte eingewendet werden, daß die Zusammenmischung von Zement, Traß und Kalk umständlich und auch unsicher sei. Hiergegen muß gesagt werden, daß das Abmessen der Bindemittel sich heute selbsttätig vollzieht; Arbeitskräfte werden hierfür nur in geringer Anzahl benötigt. Das Vormischen der Bindemittel hat sich als außerordentlich günstig erwiesen und wird für die Folge bei größeren Bauten wohl nie mehr unterlassen werden. Die deshalb nun doch einmal in Kauf zu nehmenden Kosten für das mechanische Vormischen von Zement und Traß können nur unwesentlich höher werden, wenn Zement, Traß und Kalkpulver, also drei Stoffe statt zwei, vorgemischt werden; denn die Mischung der drei Stoffe kann in ein und derselben Vormischmaschine geschehen, und das mechanische Abwiegen und Einfüllen in die Vormischmaschine erfordert nur eine einmalige, wenig Kosten verursachende Meßeinrichtung mehr; die erwiesene Genauigkeit und Zuverlässigkeit des mechanischen Abwiegens und Vormischens schließt jede Unsicherheit aus.

Unrichtig wäre es also, wenn behauptet werden sollte, daß die Mischung von Zement, Traß und Kalkpulver umständlich und unsicher sei.

Die vom Deutschen Traßbund konstruierte Vormischmaschine Trassia, die mir vorgeführt wurde, mischt je nach der Größe bis zu 10 t/Std. Zement, Traß und Kalkpulver mit sehr geringem Energieaufwande (bis zu 3 PS) — also sehr billig — so vollkommen und innig, daß die Trassia als eine zuverlässige, einfache Vormischanlage zu empfehlen ist.

Durch Zusatz von Kalk und Traß zum Zementbeton dürften wir zu einem Gußbeton gelangen, der wegen seiner sämigen Beschaffenheit eine vorzügliche Gießfähigkeit besitzt, der dicht bzw. wasserundurchlässig ist, in dem ferner durch hohe Temperatur hervorgerufene Spannungsrisse nicht auftreten und dessen Verwendung wegen seines billigen Materialpreises in wirtschaftlicher Hinsicht von großem Nutzen sein wird.