

DIE BAUTECHNIK

16. Jahrgang

BERLIN, 1. Juli 1938

Heft 28

Alle Rechte vorbehalten.

Die Erneuerung der Ufermauer am Lustgarten in Berlin.

Von Regierungsbaurat Wilhelm und Regierungsbaurat Pieke, Berlin.

Seit einigen Jahren wies die 180 m lange Ufermauer, die zwischen der Schloßbrücke und der Eisernen Brücke den Lustgarten gegen den Spreekanal abgrenzt, zunehmende Zerstörungerscheinungen auf, die sich äußerlich durch starke Risse und eine deutlich sichtbare Verlagerung der waagerechten Mauerfugen bemerkbar machten (Abb. 1). Die Mauer war im Jahre 1829/30 von Schinkel erbaut worden. Ihre harmonisch aufgeteilte Ansichtfläche, die durch eine Treppe und einen Wassereinflaß (Abb. 2) noch besonders belebt war, zeigte eine Verblendung aus 40 bis 60 cm hohen Quadern.

Pfahlreihe um 0,07 m auf 2,5 m Höhe nach hinten geneigt. Durch diese Setzungen und Verkantungen war das Mauerwerk, besonders an der Treppenanlage, wo der Zusammenhang fehlte, gebrochen. Es wies starke Bruchfugen auf, und die Verblendsteine, die in den eigentlichen Mauerkörper nicht eingebunden waren, hatten sich teilweise in voller Mauerhöhe von dem Grundsteinmauerwerk gelöst und drohten völlig herauszufallen. Bedenklich waren die Beobachtungen, die erkennen ließen, daß die Mauer keineswegs zur Ruhe gekommen war, sondern ihr Verfall immer weiter fortschritt.

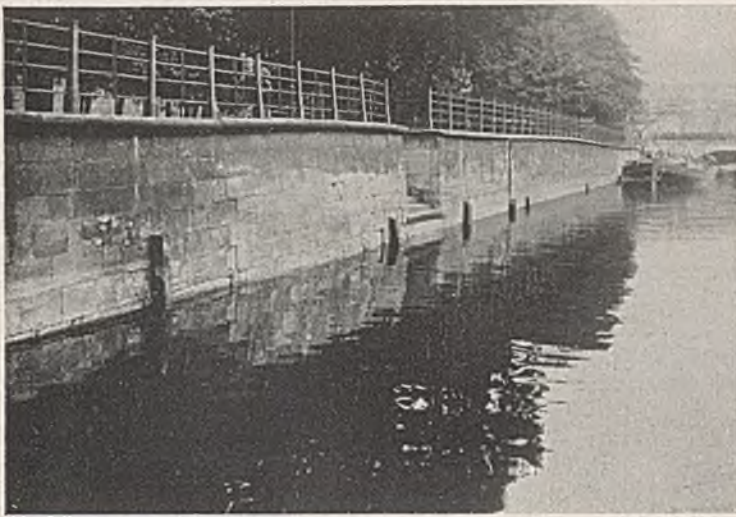


Abb. 1.



Abb. 2.

Soweit aus den spärlich vorhandenen Unterlagen festgestellt werden konnte, handelte es sich in konstruktiver Hinsicht um eine einfache Schwergewichtsmauer mit sehr flacher Gründung, deren Sohle durchweg auf NN + 29,00 m lag bei einem mittleren Wasserstande der Sprechaltung von NN + 30,50 m. Von der Schloßbrücke abwärts stand die Mauer, die wasserseitig mit einer hölzernen Spundwand eingefaßt war, unmittelbar auf der über dem moorigen Untergrunde vorhandenen Sandschicht. Der anschließende Teil von der Treppe bis zur Eisernen Brücke war mit Rücksicht auf den damals schon erkannten besonders schlechten Baugrund auf einen liegenden Schwellrost gestellt, der auf einer an der Wasserseite angeordneten Pfahlreihe ruhte. Der Abstand dieser Pfähle betrug 0,5 m. Die Breite der Mauer, die ursprünglich einen Anzug von rd. 17 : 1 hatte, betrug an der Sohle i. M. rd. 2,2 m und verzügte sich stufenweise nach oben bis auf rd. 1,5 m (Abb. 3). Das Mauerwerk selbst war aus Bruchsteinen und Klinkern jeglicher Größe, die in Mörtel verlegt waren, hergestellt. Das Gefüge dieses Mauerwerks war sehr fest, so daß sein späterer Abbruch recht mühsam war. Die Quaderverblendung bestand zum kleinen Teile aus Pirnaer Sandstein, im übrigen aber aus Rüdersdorfer Kalksteinen, die in der Vorderfläche eben und rechtwinklig behauen waren. Die Verblendsteine waren kaum durch Verzahnung mit dem Mauerwerk verbunden, hatten auch keine besondere Verzügung nach hinten, sie waren vielmehr nur als Schale vor das Bruchsteinmauerwerk gesetzt.

Genaue Messungen ergaben, daß die Lage der Mauer erhebliche Veränderungen erfahren hatte. Diese bestanden aus Versackungen und Verkippungen und waren am stärksten auf dem flach gegründeten Teil unterhalb der Schloßbrücke bis zur Treppenanlage. Hier betrug das Höchstmaß der Sackungen, wie aus dem Verlauf einer Mauerfuge ermittelt wurde, 0,5 m, während der auf Schwellrost und Pfählen gegründete Teil gleichmäßiger und weniger stark, i. M. nur 0,2 m abgesunken war. Auf dem flach gegründeten Teil war die Mauer ziemlich gleichmäßig nach vorn gekippt, und zwar 0,1 m auf 2,5 m Höhe. Auf dem flußabwärts gelegenen Ende hatte sich die Mauer dagegen durch die Wirkung der

Der Grund für die Zerstörung der Mauer lag nicht etwa in einer Verkehrssteigerung und der damit verknüpften Vergrößerung der Belastungen und Erschütterungen, denn nach wie vor lief auf der Mauer nur ein Fußweg, an den das unbefestigte Gelände des Lustgartens grenzte. Die Ursache lag vielmehr an dem ungünstigen Untergrunde, der im Laufe der letzten Jahrzehnte noch eine erhebliche Verschlechterung erfahren hatte.

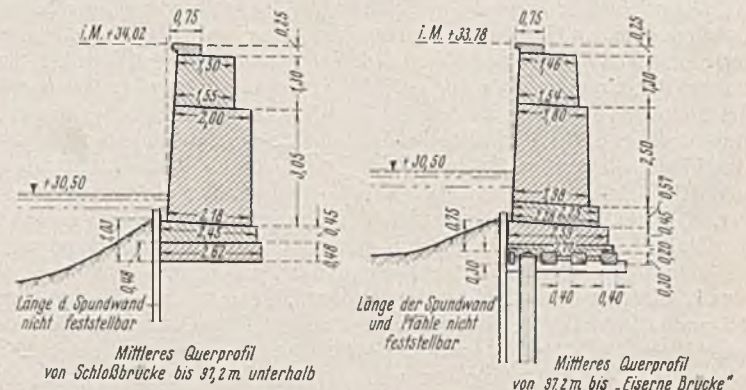


Abb. 3.

Das Gelände des Spreekanal, des Lustgartens und der Museumsinsel war früher ein Sumpfgebiet, das von mehreren Spreearmen durchzogen war, die etwa gegenüber der Neuen Friedrichstraße in den jetzigen Spreelauf mündeten. Später wurde das Gelände aufgehöhrt und ein Kanal — der heutige Kupfergraben — aufgeworfen, der für den Schiffsverkehr eine Querverbindung zur Spree erhielt. Diese Querverbindung, die oberhalb der Eisernen Brücke parallel zur Museumstraße verlief, wurde auf Anordnung von Schinkel anlässlich des Baues des Alten Museums wieder zugeschüttet. Durch Vergleich mit alten Plänen von Berlin geht nun hervor, daß der nach der Eisernen Brücke zu gelegene Teil der Lust-

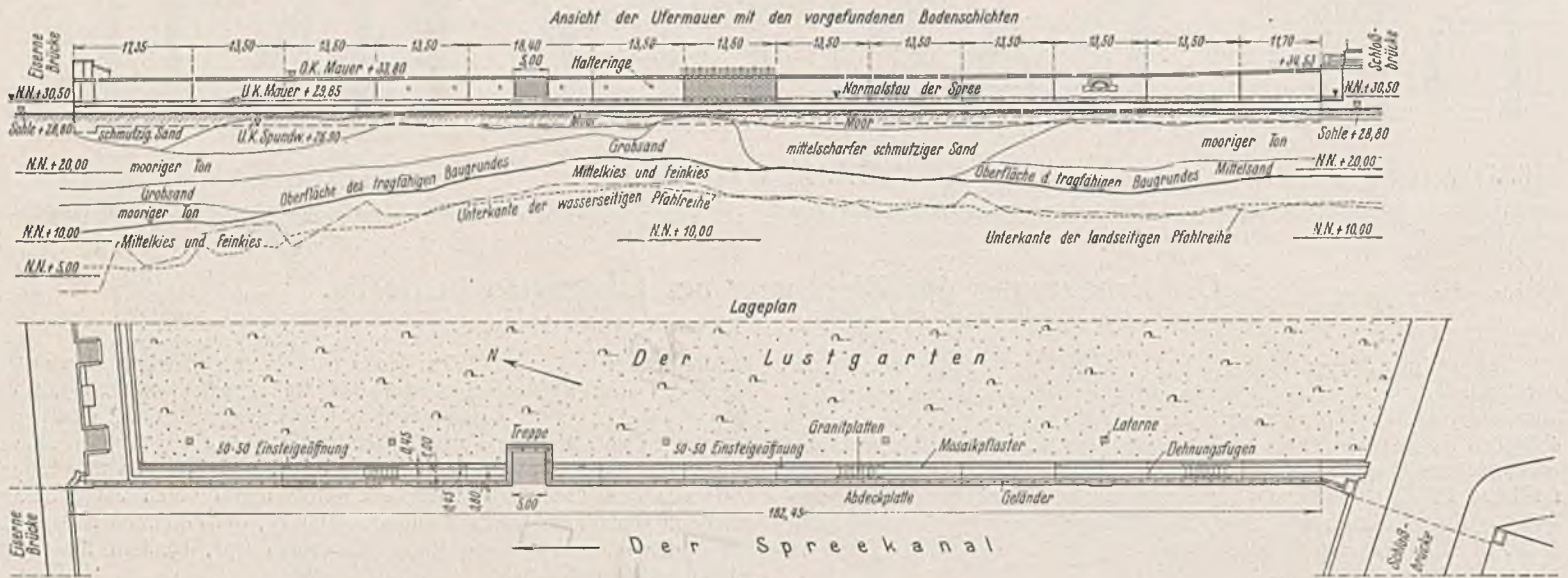


Abb. 4.

gartenmauer sowie das Alte Museum über einem der alten Spreearme bzw. über der künstlich angelegten Querverbindung steht. Der tragfähige Baugrund liegt daher meistens sehr tief und ist von moorigem Ton mit dazwischen gelagerten Sand- und Klesschichten überdeckt. Nach den Probebohrungen und den späteren Ergebnissen beim Bauvorgang ergaben sich im besonderen längs der Ufermauer folgenden Bodenschichten:

Unterhalb der Schloßbrücke liegt der gute Baugrund rd. 15 m unter Gelände. Dieser ist von einer 3 m mächtigen Schicht aus mittelfeinem Sande und einer moorigen Tonschicht von 6 m Mächtigkeit überlagert. Darüber breitet sich eine etwa 1 m hohe Moorschicht aus. Die Linie des tragfähigen Bodens steigt von der Schloßbrücke flüßabwärts bis auf 11 m unter Gelände und fällt dann unterhalb der Treppenanlage bis auf 22 m an der Eisernen Brücke. Weiter unterhalb erreicht sie beim Neuen Museum eine Tiefe von 50 m, die seinerzeit beim Bau dieses Museums durch ein Gewölbe überbrückt worden ist. Mit der größeren Tiefe wächst auch die Mächtigkeit der moorigen und tonigen Schichten; diese beträgt an der Eisernen Brücke bereits 15 m (Abb. 4).

Solange diese Schichten mit Wasser gesättigt waren, war ihr Gefüge fest genug, um die Last der Lustgartenmauer zu tragen. Mit dem schnellen Anwachsen Berlins und seiner Industrie senkte sich jedoch infolge des vermehrten Wasserverbrauchs der Grundwasserspiegel im Laufe der letzten hundert Jahre allgemein um rd. 2,5 m. Dieses Maß wurde aber in den letzten Jahren wesentlich überschritten, als der Bau der Untergrundbahnen und anderer Tiefbauten eine weitere künstliche Absenkung des Grundwassers notwendig machte.

Durch diese starke Wasserentziehung hatten die Ton- und Moorschichten ihre Tragfähigkeit eingebüßt. Sie gaben langsam dem Druck der Ufermauer nach und führten so ihre Zerstörung herbei.

Die wichtigste Frage beim Neubau der Lustgartenmauer, der infolge der zunehmenden Gefährdung immer dringlicher wurde, und auch wegen der bevorstehenden Olympischen Spiele beschleunigt werden sollte, war die Art der Gründung, da der gute Baugrund zum Teil über 20 m unter Geländeoberkante lag. Zudem lag 30 m hinter der Ufermauer das Alte Museum, das bereits Risse aufwies und durch die Bauarbeiten leicht in Mitleidenschaft gezogen werden konnte. Aus den Bestandszeichnungen ergab sich, daß dieses Bauwerk auf Holzpfählen mit Schwellrost gegründet war, daß die Pfähle durchschnittlich 10,5 m lang waren und ihre Köpfe auf Ordinate NN + 29,77 m lagen. Ein von der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik eingeholtes Gutachten, das sich auf Schwingungsversuche im Lustgarten stützte, kam zu dem Ergebnis, daß Rammarbeiten unter gewissen Voraussetzungen hinsichtlich der Zahl der sekundlichen Schläge, des Bärgewichtes und der Fallhöhe unschädlich wären, falls die Gründung der umliegenden Gebäude noch unversehrt sei. Da man hiermit nicht rechnen konnte, denn einerseits lagen die Pfahlköpfe schon lange Jahre über dem Grundwasserspiegel, andererseits war es sehr zweifelhaft, ob die Pfähle bei den unsicheren Bodenverhältnissen überhaupt den festen Baugrund erreichten, so kam nur eine Gründung auf Bohrpfählen in Betracht, die ohne jede Erschütterung eingebracht werden konnten. Außerdem hatten diese Pfähle den großen Vorteil, daß sie einen genauen Aufschluß über den unregelmäßigen Untergrund ergaben. Der Entwurf des Preußischen Wasserbauamts Berlin sah daher eine Winkelstützmauer aus Eisenbeton vor, die auf zwei Reihen Betonpfählen ruhte. Diese beiden Pfahlreihen waren vor und hinter der alten Ufermauer angeordnet, um eine völlige Besetzung dieser Mauer zu vermeiden, die leicht gefährliche Erdbewegungen zur Folge hätte haben

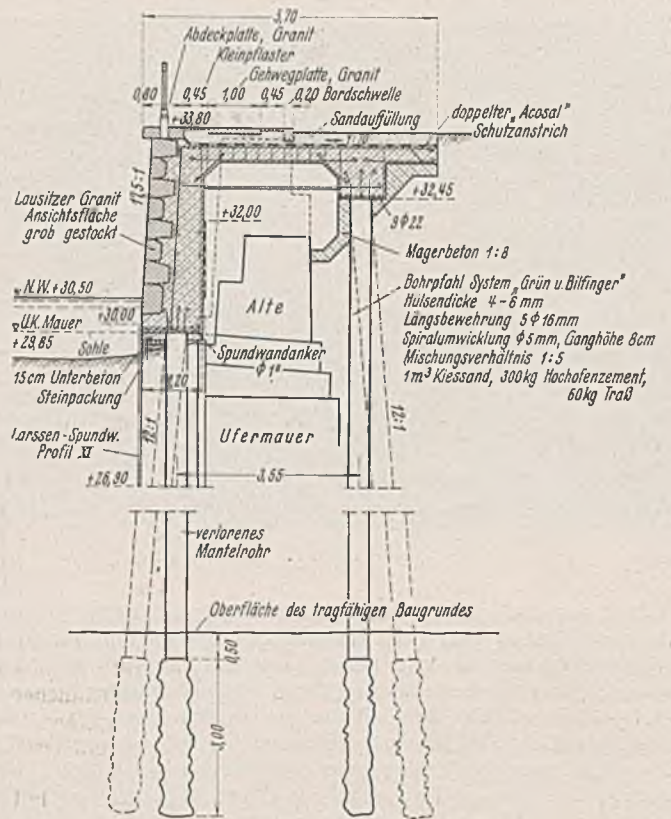


Abb. 5.

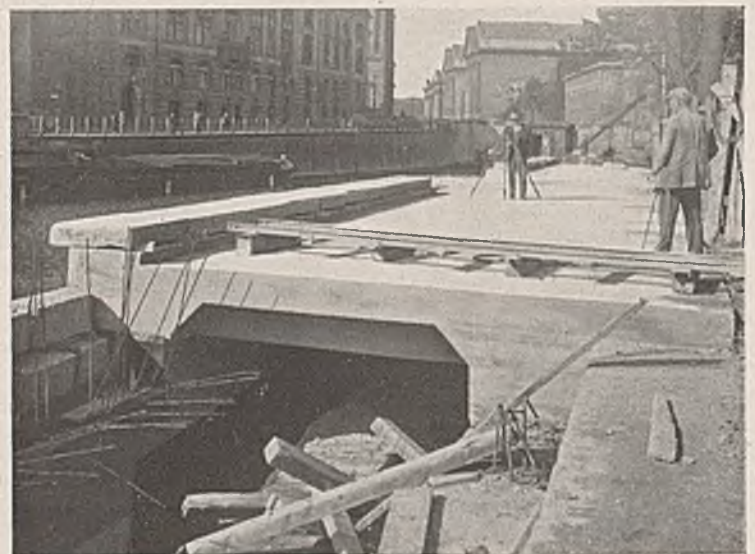


Abb. 6.

können. Dadurch kam die Vorderfläche der neuen Mauer allerdings 1,4 m vor die bisherige Wand zu liegen. Die Einschränkung der Wasserspiegelsbreite konnte jedoch ohne weiteres in Kauf genommen werden, da der Spreekanal nach dem Umbau der Schleusenanlage am Mühlendamm als durchgehende Schiffahrtstraße nicht mehr in Betracht kam. Eine gewisse Aggressivität des Grundwassers ließ es ratsam erscheinen, Pfähle mit verlorenem Mantelrohr vorzusehen.

Um das einheitliche Bild des von Schinkel so eindrucksvoll gestalteten Platzes, der für feierliche Massenversammlungen noch weiter in großzügiger Weise ausgebaut werden sollte, nicht zu beeinträchtigen, wurde die alte, mustergültig gestaltete Ansicht mit der Treppenanlage und dem Wassereinlaß auch im neuen Entwurf beibehalten. Als Verblendung wurde Lausitzer Granit gewählt.

Von den Angeboten, die auf die beschränkte Ausschreibung der Ufermauer eingingen, war ein Sonderangebot der Firma Grün & Billfinger, das gewisse Abänderungen des Bauamtsentwurfs und Bohrpfähle nach ihrem Patent vorsahen, am günstigsten. Diese Firma wurde daher mit der Ausführung des Bauwerks unter der Bauleitung des Wasserbauamts Berlin beauftragt.

Der waagerechte Schenkel der ursprünglichen Winkelstützmauer ist als hochliegende Eisenbetonplatte mit Verstärkungsrippen ausgebildet, die wasserseitig mit der Ufermauer, landseitig mit einem zur Ufermauer parallel laufenden Eisenbetonbalken fest verbunden ist. Der Gesamtquerschnitt bildet somit einen einhäutigen die Böschung überbrückenden Rahmen, der sich auf die beiden Pfahlreihen stützt (Abb. 5 u. 6). Diese Lösung bot den Vorteil, daß die Erdauflast des waagerechten Schenkels wegfiel und infolgedessen die Anzahl der Pfähle vermindert werden konnte. Ferner wurden dadurch die Erdarbeiten und die Abbrucharbeiten der alten Mauer noch weiter eingeschränkt. Da praktisch kein Erddruck auf die neue Mauer entsteht, werden die Pfähle in waagerechter Richtung nicht beansprucht. Der größeren Steifigkeit wegen ist jedoch jeder zweite Pfahl in der Neigung 12:1 schräg gestellt worden.

Der Abstand der Pfähle an der Wasserseite beträgt 2,7 m, an der Landseite 5,4 m. Die Pfähle haben einen Durchmesser von 0,4 m und sind mit Längs- und Spiralbewehrung versehen. Der eigentliche Mauerkörper hat einschließlich der Verblendung am Fuß eine Breite von 1,2 m. Da der bei der alten Mauer vorhandene Anzug aus architektonischen Gründen beibehalten ist, verzüngt sich die Mauer nach oben auf 1 m. Um Spannungen auszugleichen, sind alle 13,5 m Trennungsfugen durch den ganzen Mauerquerschnitt gelegt.

Eine an der Vorderseite der Mauer angeordnete Spundwand soll verhindern, daß sich Schmutzstoffe unter und hinter der Mauer sammeln. Sie liegt bündig mit der Mauerfläche, da die üblichen Reibhölzer des unschönen Aussehens wegen vermieden werden sollten. Jede zurückliegende Welle der Spundwand ist durch einen Anker mit dem Mauerkörper verbunden.

Am 11. Juli 1935 wurde mit der Einrichtung der Baustelle, die längs der Ufermauer in etwa 20 m Breite zur Verfügung gestellt werden konnte, begonnen. Da im Stadttinnern nur Gleichstrom im öffentlichen Netz vorhanden war, der für die Maschinen nicht benutzt werden konnte, wurde als Krafterzeugungsanlage ein 40-PS-Dieselmotor mit Drehstromgenerator aufgestellt. Die Druckluft wurde einer großen Kompressoranlage entnommen, die auf der nahen Stadtbahnbaustelle noch in Betrieb war. Am 26. Juli begannen die Bohrarbeiten.

Die verwendeten Bohrröhre hatten einen Durchmesser von 0,4 m; ihre Wanddicke betrug je nach der Pfahllänge, die durch Versuchsbohrungen ungefähr bekannt war, 3 bis 6 mm. Die einzelnen Rohrschüsse waren 3 m lang und wurden von außen miteinander verschweißt. Um den Eintrieb von Bohrgut in das Rohr und die Bildung von Hohlräumen während und nach Beendigung des Bohrens zu verhindern, wurde streng darauf geachtet, daß das Rohr in jedem Augenblick des Bohrens dem Bohrwerkzeug (Ventilbohrer) um mindestens 0,4 m vorausseilte. Sobald das Bohrröhr 3,9 m in den tragfähigen Boden hineingetrieben war, wurde das Bohren eingestellt und die Bewehrung eingebracht, die ebenfalls aus einzelnen zusammengeschweißten Schüssen bestand. Der Abstand zwischen Rohrwand und Bewehrung betrug 2 cm; er wurde durch Anbringen von Betonstäbchen sichergestellt, die über zwei Gänge der Querbewehrung reichen mußten. Hierauf wurde eine Druckluftschleuse auf das Bohrröhr gesetzt und das Wasser durch ein langes Wasserrohr aus dem Bohrröhr gedrückt. Um das Mitreißen von Sandteilchen zu verhindern, durfte das Wasserrohr zunächst nur etwa 50 cm über dem Boden angesetzt und erst, wenn das Wasser bis zu dieser Tiefe entfernt war, auf dem Boden aufgesetzt werden. Sobald kein Wasser mehr im Rohrinne war, wurde sofort der weiche Pfahlbeton unter Druck bis zur Höhe von etwa 10 m eingeschleust, so daß ein Hochdrücken der Betonsäule durch den Auftrieb nicht mehr zu befürchten war (Abb. 7). Der Beton wurde hierbei durch Füllrohre eingebracht, um sein Entmischen während des Falles zu verhindern. Nun wurde der obere Teil des Bohrröhres

vorsichtig mit Wasser gefüllt und das Rohr unter Wasserdruck, der bis 65 at erreichte, so weit gezogen, bis seine Unterkante 0,5 m unter der Oberfläche des tragfähigen Baugrundes angelangt war. Durch den hohen Wasserdruck wurde an der Unterkante des Rohres ein starkes Einpressen des Betons in den Baugrund und damit die Bildung eines kräftigen Fußes bewirkt. Nach dem Abschneiden des gezogenen Rohrendes wurde das

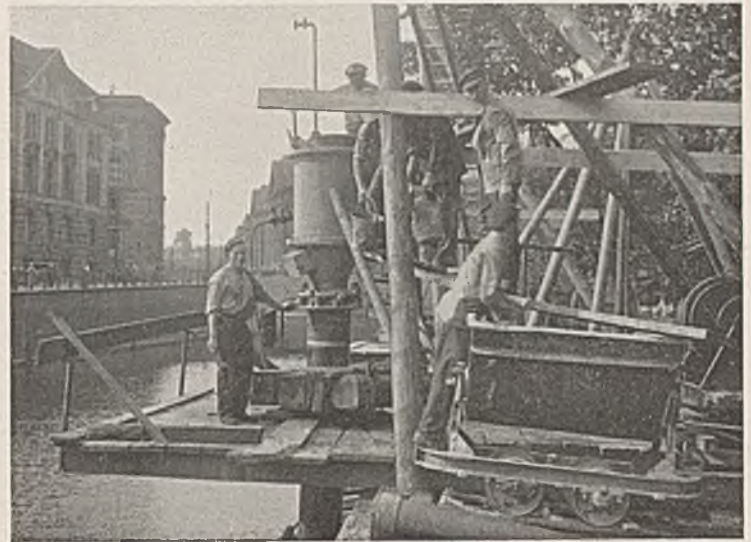


Abb. 7.

über dem Beton stehende Wasser wieder mit Druckluft ausgeblasen (Abb. 8) und der noch fehlende Beton eingebracht. Auch dieser wurde wieder mit Preßwasser abgedrückt, jedoch mit geringerem Druck, um das Rohr nicht weiterzuziehen. Während des gesamten Abdrückens sank die Oberfläche der Betonsäule durchschnittlich um 1,0 bis 1,4 m, wovon etwa 0,2 bis 0,4 m auf die Zusammenpressung des Betons, der Rest auf die Bildung des Fußes entfielen. Die Dauer des Abteufens der Bohrröhre war abhängig von ihrer Länge, der Bodenbeschaffenheit und den im Boden angetroffenen Hindernissen. Im allgemeinen wurden aber 12 bis 15 m lange Pfähle in ein bis zwei, 20 bis 25 m lange Pfähle in drei bis vier Arbeitsschichten hergestellt. Der eigentliche Betonierungsvorgang dauerte etwa 1,5 bis 3 Stunden. Die Pfahllängen betragen 11,7 bis 29,9 m. Es wurden insgesamt 110 Pfähle hergestellt. Wenn auch das Bohren im allgemeinen planmäßig vor sich ging, so traten vereinzelt doch Schwierigkeiten auf. In acht Fällen mußte das Bohrröhr gezogen und wieder neu angesetzt werden, weil Hindernisse im Untergrund (Baumstämme, Steine) nicht beseitigt werden konnten; in drei Fällen riß beim Bohren die Rohrnaht infolge Überbeanspruchung, und

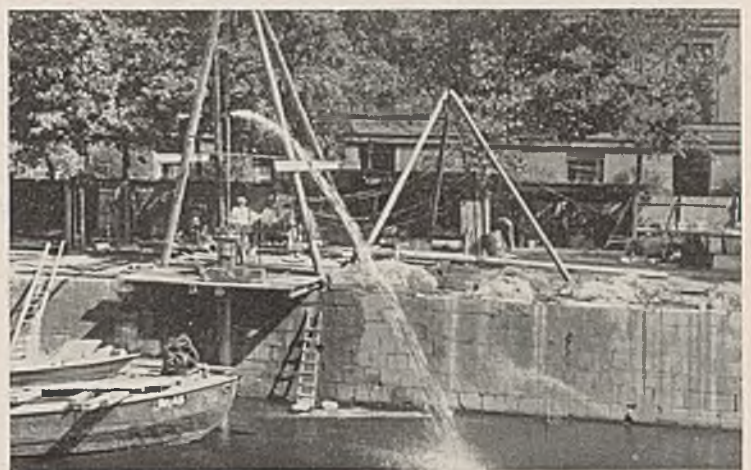


Abb. 8.

bei 10 Pfählen war ein Ziehen der Röhre nicht möglich, weil diese zu fest im Boden saßen. Sie konnten jedoch bedenkenlos als vollwertig angesehen werden. Erwähnt sei noch, daß einmal der Kopf eines Rohres beim Ziehen mit 60 at Druck abriß. Infolge der Verwendung von Druckwasser spielte sich der Vorgang jedoch völlig gefahrlos für die beteiligten Arbeiter ab. Bei zwei 18,1 und 24,6 m langen Pfählen wurden Belastungsproben angestellt. Es ergab sich bei 50 bzw. 55 t Belastung eine vorübergehende Einsenkung von 2,5 bzw. 1,5 mm und eine bleibende von 0,5 bzw. 1,2 mm. Die rechnerisch erforderliche Tragfähigkeit der Pfähle betrug im Höchstfalle 40 t.

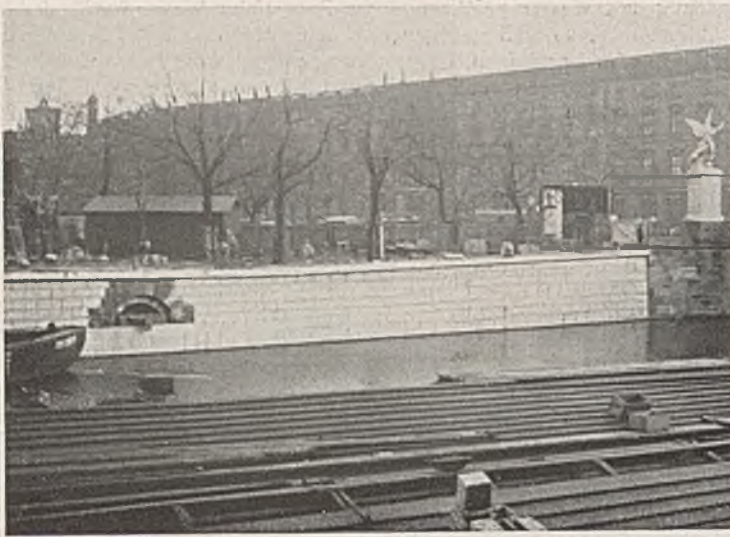


Abb. 9.

Der für die Herstellung der Ufermauer verwendete Beton bestand aus einer Mischung von 300 kg Hochofenzement und 60 kg Traß auf 1 m³ Klessand, dem als Zuschlagstoffe so viel Oderkies und Splitt zugesetzt wurde, bis das Mischungsverhältnis der Grafschen Kurve entsprach. Der in der alten Mauer vorhandene aus Sandstein bestehende Wasser-einlaß wurde vorsichtig aufgenommen und nach Erneuerung einzelner schadhafter Steine an der gleichen Stelle als Zierstück in die neue Mauer wieder eingebracht. Er belebt die sonst glatte Fläche in reizvoller Weise.

Da durch die Überbrückung der alten Ufermauer ein langer, oben vollständig abgeschlossener Hohlraum entstanden war, in dem der Luftdruck infolge Wechsels des Wasserspiegels, Temperaturschwankungen oder aus anderem Grunde erheblichen Veränderungen hätte ausgesetzt sein können, wurden in der Rippendecke vier durch Roste überdeckte Einsteigeöffnungen angebracht, so daß sich jetzt Druckunterschiede ausgleichen können. Diese Öffnungen ermöglichen ferner die Beobachtung des alten Mauerstumpfes, in dem eine Reihe von Festpunkten angebracht worden sind.



Abb. 10.

Nach Fertigstellung der Mauer zeigte sich, daß ihre mit den Granitquadern verkleidete Ansichtfläche im Vergleich mit den benachbarten Mauern, Brücken und öffentlichen Gebäuden etwas zu hell wirkte und das einheitliche Bild etwas beeinträchtigte (Abb. 9). Um zu den Olympischen Spielen ein möglichst harmonisches Aussehen der gesamten Platzanlage zu erhalten, entschloß man sich auf Wunsch der Preußischen Hochbauverwaltung, die ganze Mauer etwas dunkler zu tönen, wobei ein bis dahin noch wenig bekanntes Isochron-Verfahren, das die Struktur des Granits nicht verändern sollte, zur Anwendung kam.

Der Versuch ist gut gelungen (Abb. 10). Die dunkle Tonung hat sich in zwei Jahren noch nicht verändert und wird nach Angabe des Erfinders noch mindestens zehn Jahre vorhalten, bis sich durch den Großstadtstaub die natürliche „Patina“ gebildet hat.

Am 6. November 1935, also nach knapp vier Monaten, war der Neubau der Lustgartenmauer beendet, wobei durchweg in zwei-, bei den Bohrarbeiten sogar in dreischichtigem Betrieb gearbeitet worden war. Die gesamten Baukosten betragen 313 000 RM, d. h. rund 1740 RM/lfdm.

Alle Rechte vorbehalten.

Gestaltung der Widerlager massiver und stählerner Brücken.

Von G. Schaper.

(Schluß aus Heft 26.)

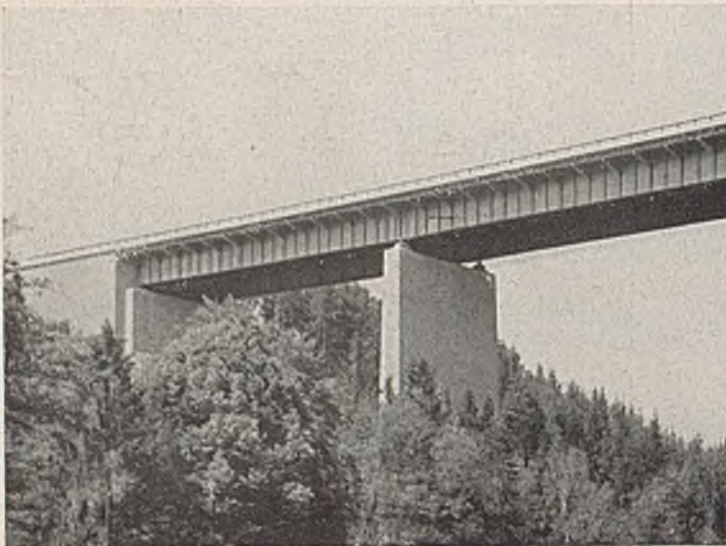


Abb. 27. Große Talbrücke mit stählernem Überbau und mit Widerlagern mit Parallelfügeln.

Der Überbau mit seinen weit ausladenden Konsolen ist offen auf kräftig hervorspringender Auflagermauer gelagert, die mit ihren Seitenflächen um ein gutes Stück hinter die Parallelfügel zurücktritt. Gesims und Geländer laufen über den Überbau und die Parallelfügel gleichmäßig durch. Gute Gestaltung des Widerlagers.

Nur Widerlager mit Parallelfügeln können lange Brücken harmonisch in die Umgebung einfügen.

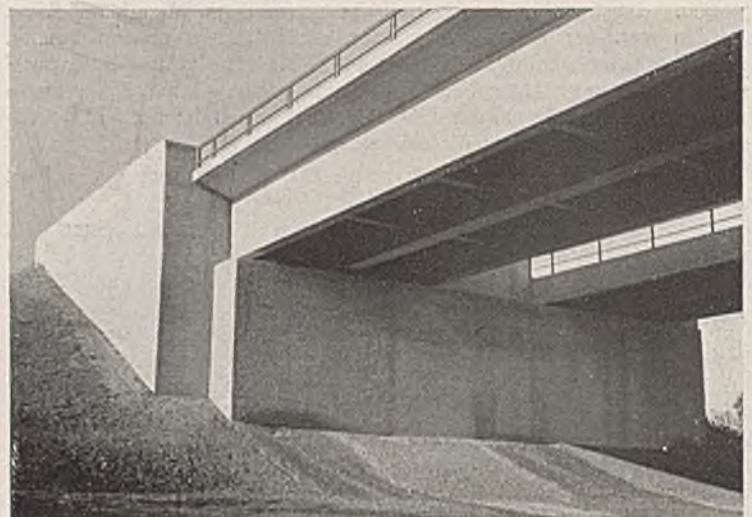


Abb. 28. Lange Talbrücke mit Überbauten aus Eisenbetonplattenbalken und mit Widerlagern mit Parallelfügeln.

Der Überbau ist offen gelagert. Die Auflagermauer tritt allseitig kräftig hervor. Gesims und Geländer des Überbaues stoßen gegen das eigentliche Widerlager, das mit den Parallelfügeln bis in die Höhe der Oberkante des Geländers des Überbaues geführt ist. Diese Ausführung, die man im allgemeinen nur bei Trogbriicken findet (Abb. 26), ist in diesem Falle deshalb gewählt, weil ein Vorhof vom Gelände zur Brücke überleitet.

Guter Abschluß und Anschluß des Brückenendes.

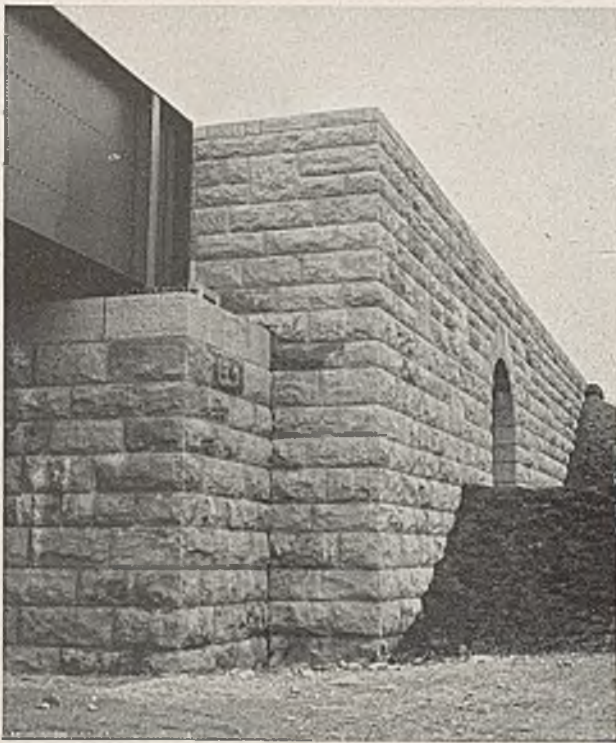


Abb. 29. Trogbrücke mit stählernem Überbau und mit Widerlagern mit Parallelfügeln.

Es gilt im allgemeinen das bei Abb. 26 Gesagte. Nur treten hier die Parallelfügel kräftig vor die Auflagermauer vor, weil die Widerlagermauern und die Parallelfügel einen Brückenvorhof begrenzen. Durch die Parallelfügel führt eine gewölbte Fußgängerunterführung hindurch. Gute, schlichte und kraftvolle Ausbildung des Widerlagers.

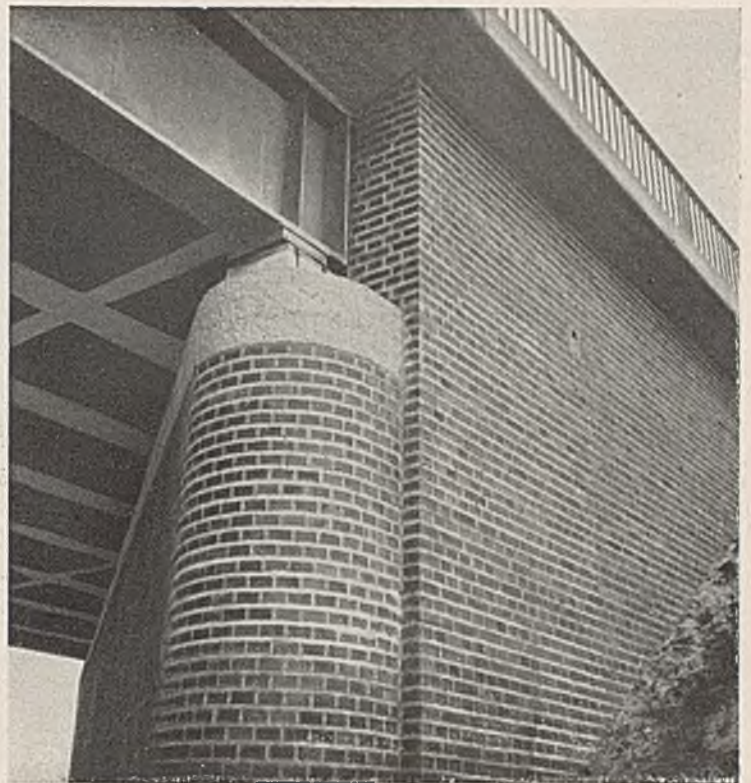


Abb. 32. Schiefe Brücke mit geschweißtem Überbau und mit Widerlagern mit Parallelfügeln.

Die vor das Widerlager hervortretende und seitlich stark abgerundete Auflagermauer springt zu wenig gegen die Parallelfügel zurück. Sonst ist die Ausbildung des Widerlagers einwandfrei.

Erläuterung zu Abb. 30.

Es gilt hier im allgemeinen das bei Abb. 28 Gesagte. Nur hat die Auflagermauer zwischen Vorderflächen und Seitenflächen keine scharfen Kanten, sondern Abrundungen erhalten.

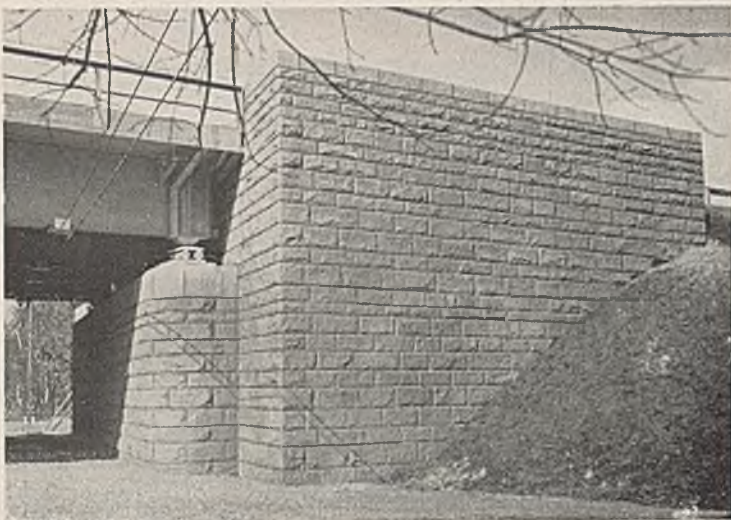


Abb. 30. Brücke mit stählernem Überbau und mit Widerlagern mit Parallelfügeln.

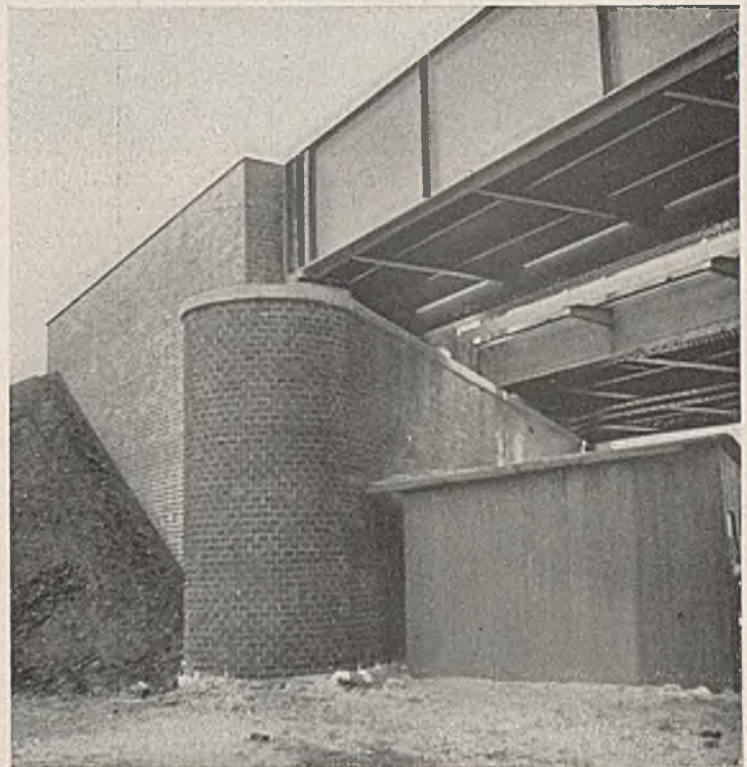


Abb. 33. Brücke mit stählernem Trogüberbau und mit Widerlagern mit Parallelfügeln.

Hier ist der Versuch gemacht worden, der hervortretenden Auflagermauer durch Hinausführen über die Seitenflächen der Parallelfügel und durch halbkreisförmige Abrundung an den Köpfen die Form von Pfeilern zu geben. Die bisher behandelten guten Formen der Widerlager sind ansprechender als diese Art.

Erläuterung zu Abb. 31.

Der Überbau ist auf einer hervortretenden Auflagermauer gelagert, deren Seitenflächen gegen die Parallelfügel kräftig zurücktreten. Vorderflächen und Seitenflächen der Auflagermauer und der Flügel sind durch Rundungen verbunden. Gutes, charaktervolles Brückeneende, das allen Regeln guter Gestaltung entspricht.

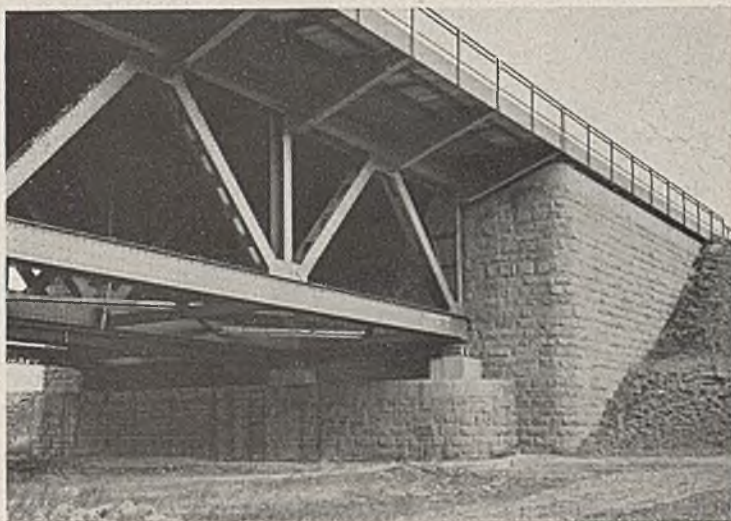


Abb. 31. Brücke mit stählernem Fachwerküberbau und mit Widerlagern mit Parallelfügeln.

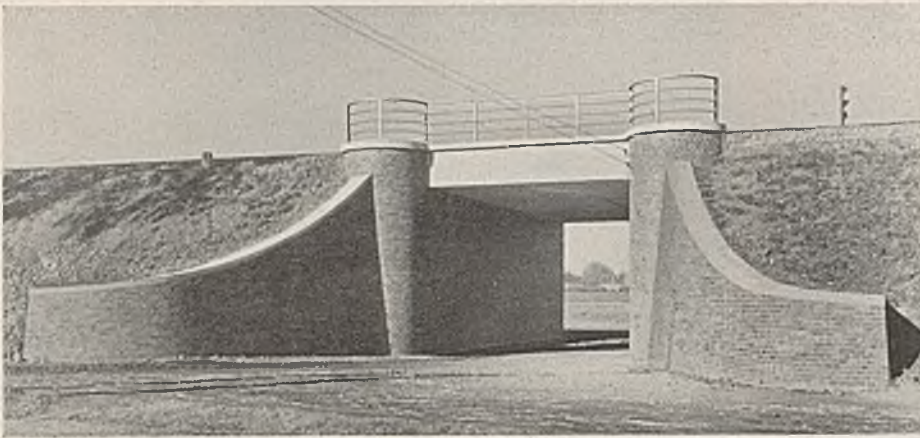


Abb. 34. Brücke mit Eisenbetonplattenüberbau und Widerlagern mit schwach geneigten, bogenförmigen Flügeln.

Erläuterung zu Abb. 34.

Der Überbau ist versteckt gelagert. Die Auflagermauern sind halbkreisförmig vorgezogen. Geländer und Gesims gehen ohne Unterbrechung durch, sie folgen über der Auflagermauer der Rundung. Die gebogenen Flügel enden ziemlich unvermittelt rd. 0,5 m unter dem Gesims der Auflagermauern. Man hat hier mit Erfolg versucht, durch geschwungene Formen der Widerlager der ganzen Brücke eine gefällige Form zu geben. Besser noch wäre dies aber wohl dadurch gelungen, daß man eine der im vorstehenden erläuterten guten Ausbildungen mit Parallelfügeln oder eine später geschilderte Form (vgl. Abb. 6, 40 u. 41) gewählt hätte.

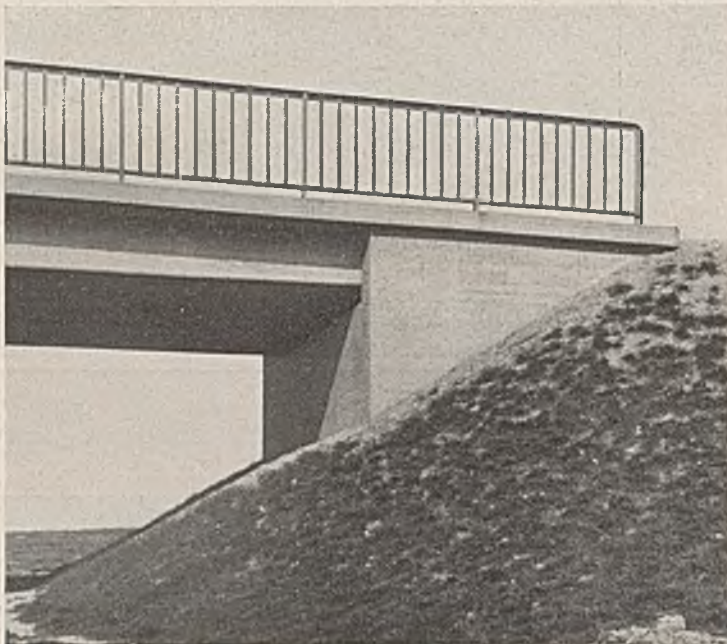


Abb. 35. Brücke mit Eisenbetonbalkenträger, der versteckt gelagert ist, und mit Widerlagern mit Parallelfügeln.

Die bisher erläuterten Widerlager der Brücken mit Balkenträgerüberbauten stehen am Fuß der Böschung der Dämme oder der Einschnitte. Häufig werden auch aus Gründen der Übersichtlichkeit oder des guten Aussehens oder unter Umständen auch der Wirtschaftlichkeit die Widerlager in die Böschungen verlegt. Sie erhalten in diesem Falle weit kleinere Abmessungen. Sonst ändert sich an der grundsätzlichen äußeren Gestaltung nichts, wie die nachfolgenden Beispiele zeigen (Abb. 35 bis 39).



Abb. 36. Brücke mit stählernem Überbau, der offen auf einer hervorspringenden Auflagermauer liegt. Die Parallelfügel liegen mit den Seitenflächen der Auflagermauer bündig.

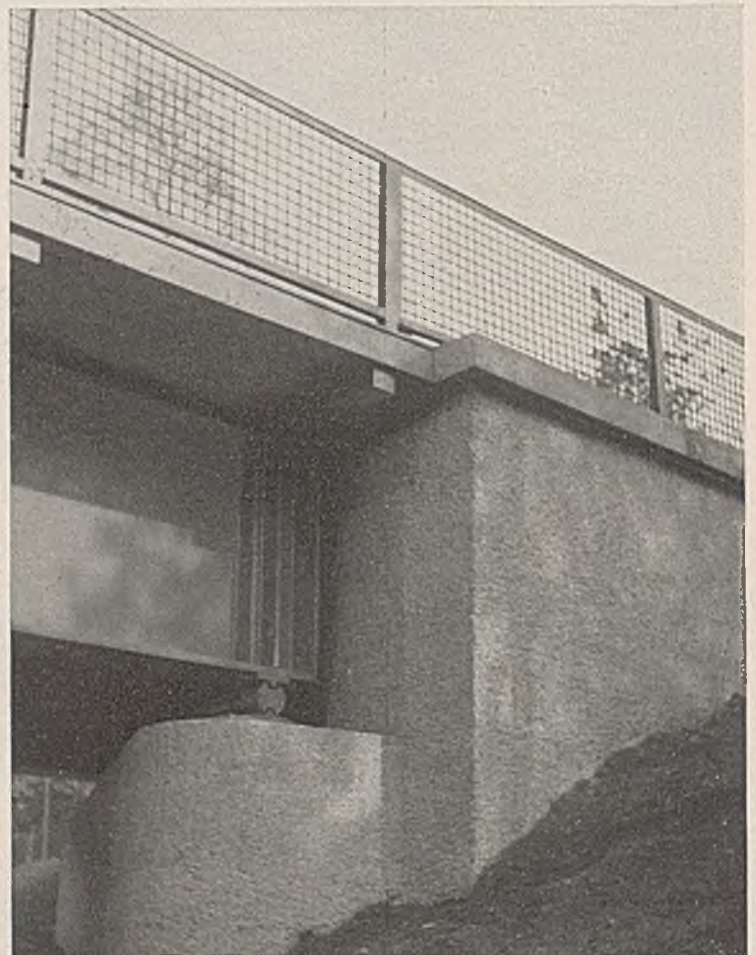


Abb. 37. Brücke mit geschweißtem stählernem, offen gelagertem Überbau. Die Parallelfügel springen kräftig vor die Seitenflächen der Auflagermauer vor. Das Gesims der Parallelfügel ist um die Ecke gekröpft und stößt gegen den gleich hohen stählernen Abschlußträger des Fußweges.



Abb. 38. Ähnlich ausgebildetes Brückenende wie bei der Brücke in Abb. 37.

Da unter der Brücke auf der Böschung der Graswuchs behindert ist, wird dieser Teil in der Regel gepflastert.

Will man aus baulichen Gründen, z. B. beim Einbau von Widerlagern unter Eisenbahngleisen im Betriebe oder bei sehr schiefen Brücken, lange, hohe Parallelfügel vermeiden, so kann man auf zwei Arten gut gestaltete Widerlager erzielen.

1. Man hält die Parallelfügel kurz und ordnet rechtwinklig an die Parallelfügel etwa in halber Höhe oder auch tiefer ansetzende Mauern mit waagerechter oberer Begrenzung an, die im Grundriß rechtwinklig (Abb. 6) oder halbkreisförmig (Abb. 40) sein können und die Böschung abfangen.

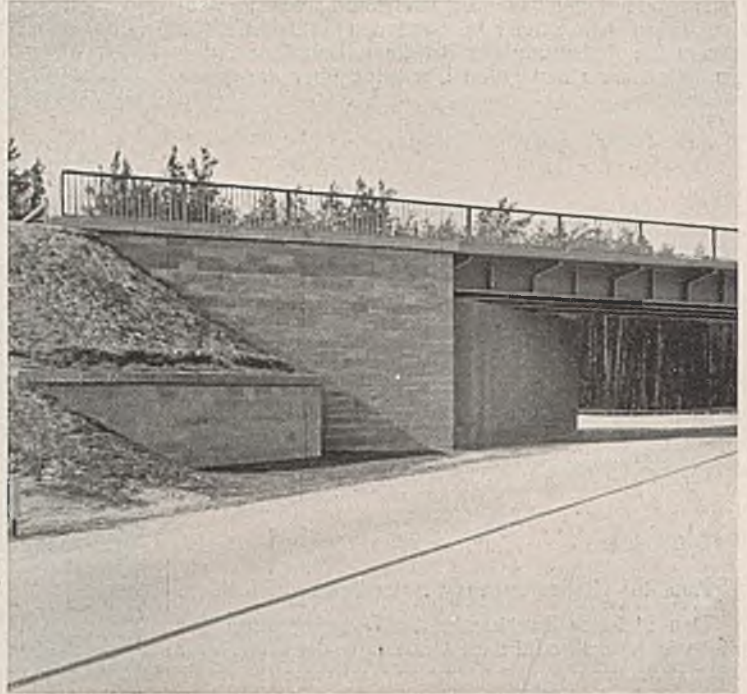


Abb. 40.

2. Man hält die hohen Parallelfügel kurz, zieht die Auflagermauer vor die hohen Parallelfügel vor und führt sie mit einem Viertelkreisbogen (Abb. 41) oder im rechten Winkel in eine Gleichlaufende zu den hohen Parallelfügel über**). Die Länge der hohen Parallelfügel und der

***) Diese Art der Widerlagerausbildung ist vom Architekten Dipl.-Ing. Friedrich Tamm, Berlin, angegeben worden.

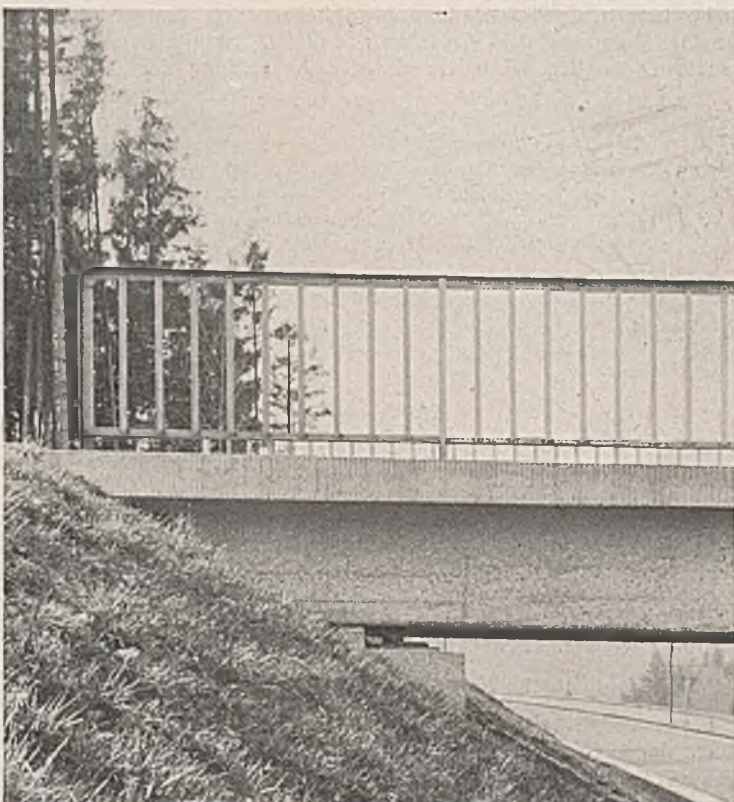


Abb. 39.

Hier besteht das Widerlager nur aus einer kleinen Auflagermauer. Der Eisenbetonüberbau greift in die Böschung hinein und bildet den seitlichen Abschluß des Brückenendes.



Abb. 41.

Abstand der niedrigen Parallelfügel von den hohen wird durch die Neigung der Böschung bestimmt.

In gewissen Fällen erhalten die Widerlager wegen der Bedeutung der Brücke besondere Formen, von denen hier nur zwei im Bilde vorgeführt werden sollen.

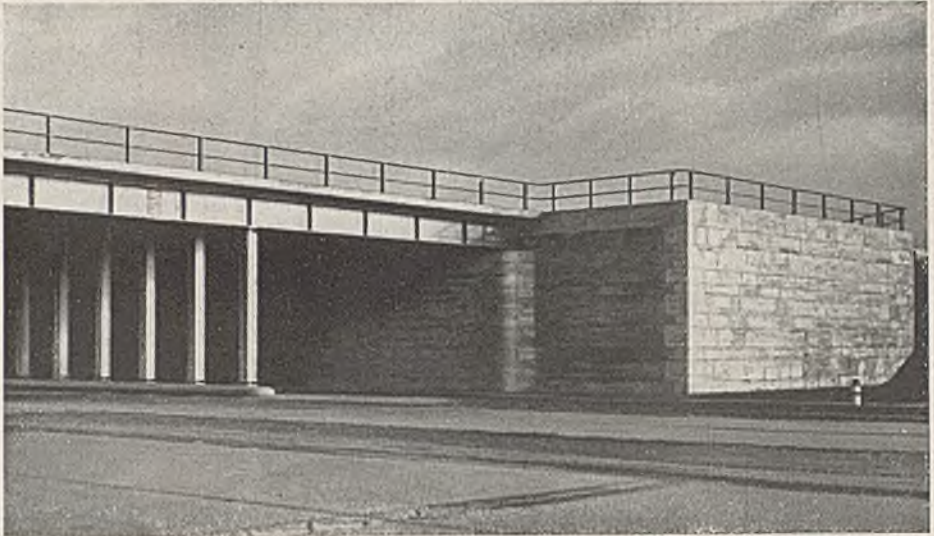
Abb. 42. Kreuzungsbauwerk der Reichsautobahnen.

Die Widerlager haben halbkreisförmig vor die Auflagermauern hervortretende Bastionen erhalten. Sie betonen die Bedeutung der Brücke gut und gestalten dem Beschauer einen guten Überblick über die ganze Brücke.



Abb. 43. Kreuzungsbauwerk der Reichsautobahnen.

Den gleichen Zweck wie die Widerlagerform der Brücke in Abb. 42 erfüllt die Gestaltung der Widerlager dieser Brücke.



Verfahren zur unmittelbaren Bestimmung des „spezifischen“ Erddrucks.

Von Dr.-Ing. Otto Mund, Mannheim.

Alle Rechte vorbehalten.

Wie ich an anderer Stelle¹⁾ ausführlicher dargelegt habe, ist die Druckverteilung gegen die Rückwand einer Stützmauer nach der Theorie von Coulomb nur im Grundfälle ebener Mauer- und Geländebegrenzung durch ein Dreieck darzustellen, dessen Spitze durch den Schnittpunkt von Gelände- und Mauerrückenlinie gegeben ist. In allen andern Fällen ist die Druckfigur kein Dreieck, vielmehr begrenzt durch eine oder mehrere Kurven, durch Gerade verschiedener Neigung usw. Ich habe außer im Handbuch auch in weiteren Veröffentlichungen²⁾³⁾ Beispiele für solche vom Grundfall abweichende Druckfiguren gegeben. Ihre Richtigkeit kann dadurch nachgeprüft werden, daß der Inhalt der Druckfläche bis herunter zu beliebiger Tiefe stets gleich dem für diese Tiefe ermittelten Gesamterddruck sein muß. Dies gilt für ebene Mauerbegrenzung. Bei gebrochener Mauerrückwand müssen die den einzelnen Mauerabschnitten entsprechenden Druckflächenteile für sich betrachtet werden. Sämtliche Figuren sind nach dem zuerst in der Bautechn.⁴⁾ veröffentlichten Verfahren mit Hilfe der „Erddruckmaßlinie“ in ihrer Form festgestellt worden.

Der „spezifische“ Erddruck ist der in einer bestimmten Tiefe herrschende Erddruck bzw. die Zunahme des Gesamterddrucks in dieser Tiefe, beides auf die Einheit der Fläche bezogen. Zu seiner Bestimmung benötigt man die Richtung der Erddruckmaßlinie im Fußpunkt des zugehörigen Erddruckmaßes⁵⁾. Zur genaueren Festlegung dieser Richtung, also der Berührungslinie an die Erddruckmaßlinie in diesem Punkte müssen zumindest noch zwei weitere Erddruckmaße, eins oberhalb und eins unterhalb bestimmt werden.

In den meisten Fällen ist es nun, wie im folgenden gezeigt werden soll, möglich, den spezifischen Erddruck unmittelbar, also ohne den Umweg über die Erddruckmaßlinie festzulegen. Die Bestimmung des Erddrucks bei unregelmäßig begrenztem Erdreich geschieht bekanntlich durch Verwandlung des Erdkörpers in ein flächengleiches Dreieck, dessen eine Seite bei gegebenem Mauerfußpunkt am zweckmäßigsten⁶⁾ die durch die wirkliche Geländelinie in dem betreffenden Abschnitt und ihre Verlängerung gebildete Ersatzgeländelinie ist. In Abb. 1 ist dementsprechend das Viereck BAA_1D in das Dreieck BO_1D verwandelt. Den gleichen

Erddruck erhält man⁷⁾, wenn man von dem Ersatzdreieck BOD ausgeht, dessen Spitze auf der Gleichlaufenden zur Gleitlinie BD durch O_1 gelegen ist und dessen eine Seite von der wirklichen Mauerlinie und ihrer Verlängerung gebildet wird. Dieses Dreieck ist unmittelbar nicht zu bestimmen, da Punkt D zunächst unbekannt ist. Erst nach Festlegung der Gleitlinie aus dem Ersatzdreieck O_1BD ist die Bestimmung des Punktes O möglich. Um die einfache Anwendung der „K-Linie“⁸⁾ zu zeigen, wurde sie in diesem Aufsatz durchweg zur Bestimmung des Punktes D benutzt. Es kann jedoch, wie ich schon öfters betont habe, auch jedes andere bekannte Verfahren (Poncelet, Engeßer, Rebhann-Mund usw.) angewendet werden.

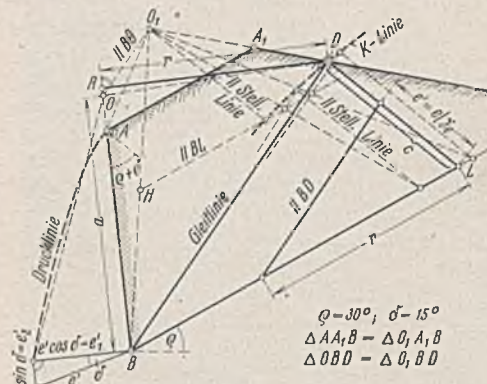


Abb. 1.

Mit dem Ersatzgleitkeil OBD ist die Aufgabe auf den Grundfall zurückgeführt. Der aus dem Erddruckmaß DL errechnete Erddruck E ist dann gleich einem Druckdreieck von der Höhe a gleich der Ersatzwandlänge OB und einem größten spezifischen Erddruck $e = \frac{2E}{a}$. Dieser Wert e kann zeichnerisch auch ohne Festlegung von O und a sehr leicht bestimmt werden. Bekanntlich stellt das Dreieck BDL das um $90^\circ - \rho$ gedrehte Coulombsche Krafteck im Maßstabe $1: \frac{c \cdot \cos(\delta - \alpha)}{2} \cdot \gamma_e$ dar, d. h. es verhält sich $BL:DL = G:E$. Andersseits ist Dreieck OBD gleich der Gleitkeilfläche, also gleich $G:\gamma_e$. Bezeichnet man den senkrechten Abstand DR des oberen Endpunktes D der Gleitlinie von der wirklichen Mauerlinie bzw. ihrer Verlängerung mit r , so ist $G:\gamma_e = \frac{ra}{2}$. Es verhält sich also

$$(1) \quad G:E = BL:DL = \frac{ra}{2} : \frac{ea}{2\gamma_e} = r : \frac{e}{\gamma_e} = r:e'$$

⁷⁾ s. Der Rebhannsche Satz, S. 14. — ⁸⁾ Bautechn 1938, Heft 4.

¹⁾ Handb. f. Eisenbetonbau, IV. Aufl., 4. Bd., S. 45 ff. Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn.

²⁾ Mund, Der Rebhannsche Satz. Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn.

³⁾ Bautechn. 1935, Heft 20, S. 253; 1936, Heft 30, S. 441.

⁴⁾ Bautechn. 1933, Heft 53, S. 709.

⁵⁾ s. Der Rebhannsche Satz, Abb. 21.

⁶⁾ s. Der Rebhannsche Satz, S. 15.

Trägt man also auf BL von L aus die Strecke r an und zieht durch ihren Endpunkt die Gleichlaufende zu BD , so schneidet diese auf dem Erddruckmaß DL das Maß $e' = e/\gamma_e$ ab. Der spezifische Erddruck e wirkt unter dem Winkel δ gegen die Senkrechte auf der Mauerlinie. Die Teilkraft senkrecht zur Mauer ist $e_1 = e \cdot \cos \delta$, die Teilkraft in Mauerrichtung $e_2 = e \cdot \sin \delta$. In Abb. 2 bis 5 ist das Verfahren für verschiedene Fälle dargestellt, und zwar der Übersichtlichkeit wegen jeweils nur für einen Mauerpunkt. Die Drucklinie wurde jedoch für die ganze Mauerhöhe ergänzt.

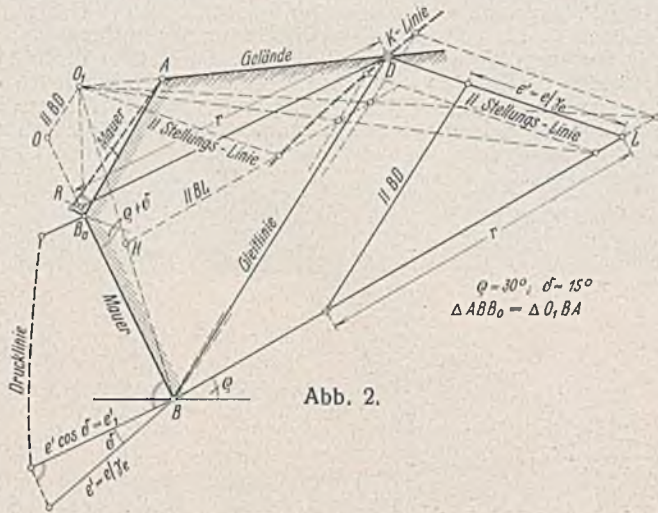


Abb. 2.

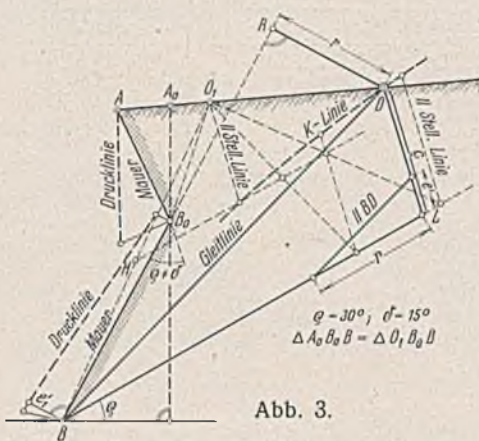


Abb. 3.

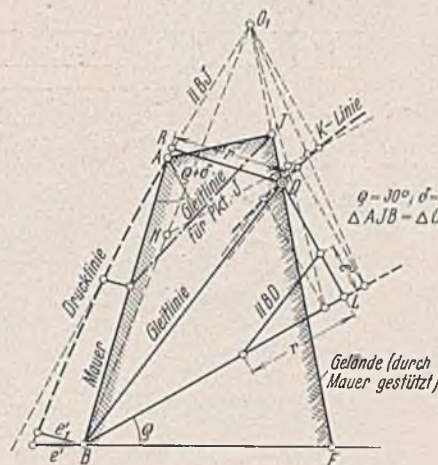


Abb. 4.

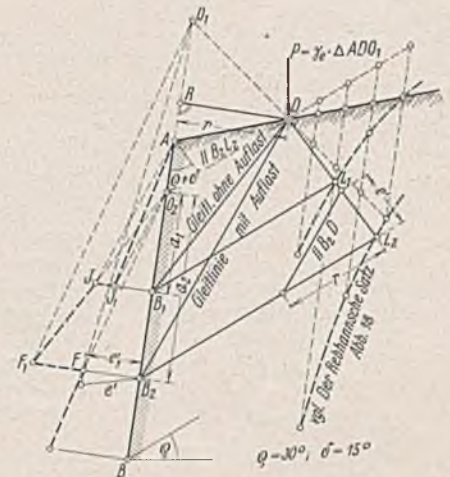


Abb. 6.

Besonders einfach ist, wie man sieht, der in Abb. 5 dargestellte Sonderfall des Erddrucks zwischen lotrechten Wänden. Hier ist r für jede Mauertiefe gleich dem Abstand der beiden Wände. Diese bisher als besonders verwickelt betrachtete Aufgabe, die meines Wissens vor 14 Jahren von Dörr⁹⁾ überhaupt erst einer Lösung zugeführt wurde und die ich im Handbuch (Abb. 40 u. 56) und in Bautechn. 1936, Heft 6, S. 441 ff. (Abb. 6) schon wesentlich vereinfacht habe, ist damit wohl der einfachste aller vom Grundfall abweichenden Fälle geworden, der sich unter Benutzung der in der zuletzt angeführten Quelle auf S. 442 u. 443 von mir angegebenen Formeln auch leicht rein rechnerisch behandeln läßt.

Es ist
$$\frac{ea}{2\gamma_e} = \frac{e'a}{2} = \frac{c^2 \cdot \cos \delta}{2}, \text{ also}$$

$$(2) \quad e = \frac{c^2 \cdot \cos \delta}{a} \cdot \gamma_e \quad \text{und} \quad e' = \frac{c^2 \cdot \cos \delta}{a}$$

Hierin ist c nach Gl. (6) zu bestimmen und $a = h - k = 2t - k$.

Für $\delta = 0$ vereinfacht sich der Wert zu

$$(3) \quad e = \frac{c^2}{a} \cdot \gamma_e \quad \text{und} \quad e' = \frac{c^2}{a}$$

Der vereinfachte Wert für c bei diesem Sonderfall wurde in Gl. (7) des genannten Aufsatzes bereits gegeben.

Für $\delta = \rho$ erhält man

$$(4) \quad c = -\frac{r}{\sin 2\rho} \pm \sqrt{\frac{r^2}{\sin^2 2\rho} + \frac{gr}{\sin 2\rho}}$$

Hier ist $i = c^{10)}$.

Das vorstehend entwickelte Verfahren hat nur solange Geltung, als die Vergrößerung des Gleitkeils mit zunehmender Tiefe lediglich durch

⁹⁾ Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., Bd. 14, Kapitel Sifos. Berlin 1924, Wilh. Ernst & Sohn.

¹⁰⁾ Vgl. Bautechn. 1936, Heft 30, S. 443, Abb. 6c.

Verschiebung der Gleitlinie zustande kommt. Es gilt also nicht bei Auflasten, die eine Ausweitung des Ersatzkeils auch nach anderer Seite hin zum Ausgleich der in den Gleitkeil eintretenden Auflasten bedingen. Auch hier aber gibt uns die Erddruckmaßlinie Richtlinien zur unmittelbaren Bestimmung von e .

Betrachtet man zunächst den Fall einer Einzellast (Abb. 6), so sieht man, daß sämtliche Erddruckmaße DL_n im ganzen Einflußbereich der Einzellast auf der durch D gezogenen Gleichlaufenden zur Stellungslinie liegen. Die e -Werte müssen also verhältnismäßig sein den durch die Gleichlaufenden zur Böschungslinie durch D und L_n auf der Mauerlinie abgeschnittenen Strecken $O_2B_n = a_n$. Die Drucklinie ist daher im Bereich der Einzellast, wie ich schon früher ausgeführt habe, eine Gerade, die von O_2 ausgeht und deren Neigung aus der Richtung der Stellungslinie zu bestimmen ist. Man erhält den Wert e rechnerisch, nachdem c_n durch die Formel (1) in Bautechn. 1936, Heft 30, S. 442, ermittelt ist, wie folgt:

Es ist

$$a_n = \frac{c_n \cdot \cos(\delta - \alpha)}{\cos(\rho + \alpha)}$$

$$e_n a_n = c_n^2 \cdot \cos(\delta - \alpha) \gamma_e$$

$$(5) \quad e_n = \frac{c_n^2 \cdot \cos(\delta - \alpha) \cos(\rho + \alpha)}{c_n \cdot \cos(\delta - \alpha)} \cdot \gamma_e = c_n \cdot \cos(\rho + \alpha) \gamma_e$$

Unterhalb des unmittelbaren Lasteinflußbereichs gilt wieder das im ersten Abschnitt beschriebene allgemeine Verfahren, bei dem im Ersatzdreieck BO_1D die Einzellast durch eine entsprechende Zusatzfläche AO_1D berücksichtigt ist. Daraus ergibt sich folgende zeichnerische Bestimmung

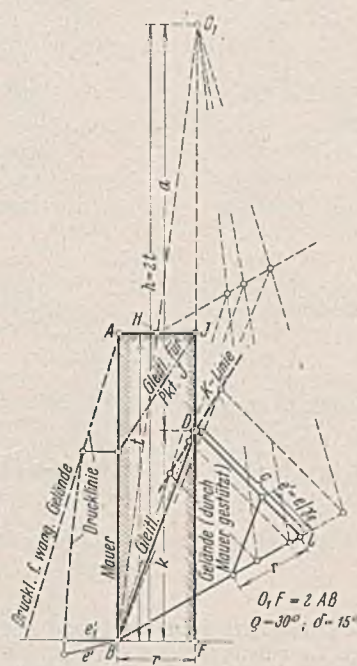


Abb. 5.

der gesamten Druckfläche. Man ermittelt zunächst e_1' für den unmittelbar unter dem Ende des Lasteinflußbereichs liegenden Mauerpunkt aus dem Abstände r des Punktes D von der Mauerlinie, verbindet den Endpunkt F von e_1' mit O_1 und O_2 und zieht durch O_1 die Gleichlaufende zu O_2F . Diese gibt den Größtwert von $e_1' = B_2F_1$ im Einflußbereich der Einzellast. F_1O_2 ist dann die maßgebende Drucklinie bis zum Fußpunkte B_1 der Gleitlinie durch D ohne Einzellast. Das Dreieck JO_2B_1 wird dann in das flächengleiche Dreieck J_1B_1A verwandelt, das den Druck im obersten Mauerteil wiedergibt. Der Verlauf der Drucklinie unterhalb des Lasteinflusses kann nach Bestimmung weiterer Gleitlinien nach dem allgemeinen Verfahren mit jeder gewünschten Genauigkeit festgelegt werden.

Für gleichmäßig verteilte Auflast ist man zunächst noch auf die Erddruckmaßlinie angewiesen. Sie wird auch sonst in verwickelteren

Fällen gute Dienste leisten, da man mit ihrer Anwendung stets allgemein gültige Ergebnisse erzielt. Immer aber ist die Nachprüfung empfehlenswert, ob die erhaltene Druckfläche dem aus dem Erddruckmaß errechneten Gesamterddruck entspricht.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Tunnel von Ste.-Marie-aux-Mines in den Vogesen.

Der Gedanke, die Vogesen mittels einer Eisenbahnstrecke zu durchqueren, war bereits in den Jahren 1860 und 1908 aufgenommen worden. Jedoch erst im Juli 1929 wurde nach einem Bericht aus T. d. Travaux 1938, v. Jan., S. 31, der Bau einer Verbindungsbahn von St.-Dié nach Ste.-Marie-aux-Mines endgültig beschlossen. Die Arbeiten an dem 6832 m langen Tunnel der Strecke begannen im Juni 1933. Von der Strecke Nancy—Straßburg zweigt die neue, zunächst eingleisig durchgeführte Linie ostwärts hinter der Haltestelle Lesseux-Frapelle mit einer Kurve von 1000 m Halbmesser ab. Bis zum Eintritt in den Tunnel hat sie eine Länge von 3567 m. Vom Austritt aus dem Tunnel bis zum Bahnhof Ste.-Marie-aux-Mines ist die Länge 1653 m. Die Tunnelstrecke selbst hat bis auf den letzten Teil am Ostaustritt, der in einer Kurve von 400 m Halbmesser abbiegt, geraden Verlauf. Die Steigungen sind innerhalb des Tunnels geringer als in den offenen Teilen der Strecke. Die Lintenführung ist aus Abb. 1 und das Höhenprofil der Strecke aus Abb. 2 zu erkennen.

Ste.-Marie-aux-Mines bemerkenswert, die im Zuge der Straße von Nancy nach Sélestat liegt.

Die vorgefundenen Verhältnisse im Gebirge beim Tunnelvortrieb entsprachen den vorangegangenen Untersuchungen. Von der Einfahrt von Ste.-Marie beginnt bis etwa zu 1 km der Tunnelstrecke wurde Gneis mit kristallinischen Kalkeinschlüssen gefunden. Im mittleren Teile des Tunnels stand Granit an auf einer Strecke von etwa 4 km. Dann folgte Granit mit Porphyry und am anderen Tunnelaustritt wieder Gneis.

Um beim Tunnelvortrieb das Fördergleis für den Ausbruch von vornherein in der endgültigen Lage vorzustrecken, wurde über der Mitte der Sohle zunächst ein Stollen vorgetrieben, der in zwei aufeinanderfolgenden Schichten bis über den Scheitel keilförmig erhöht wurde. Als dann folgte vom Scheitel nach beiden Seiten abwärts der Ausbruch bis zum größten Durchmesser des Tunnels, wo vorläufige Kämpfer in Höhe von 1,2 m aus Eisenbeton aufgeführt wurden, auf die sich die dann folgende Scheitel-

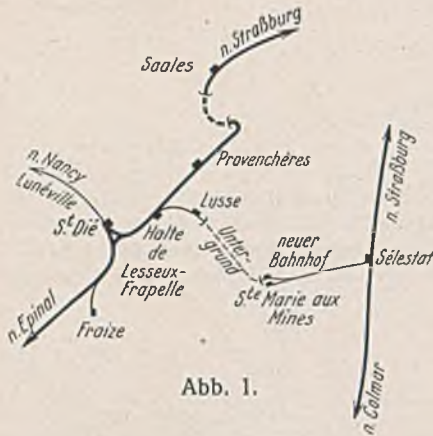


Abb. 1.

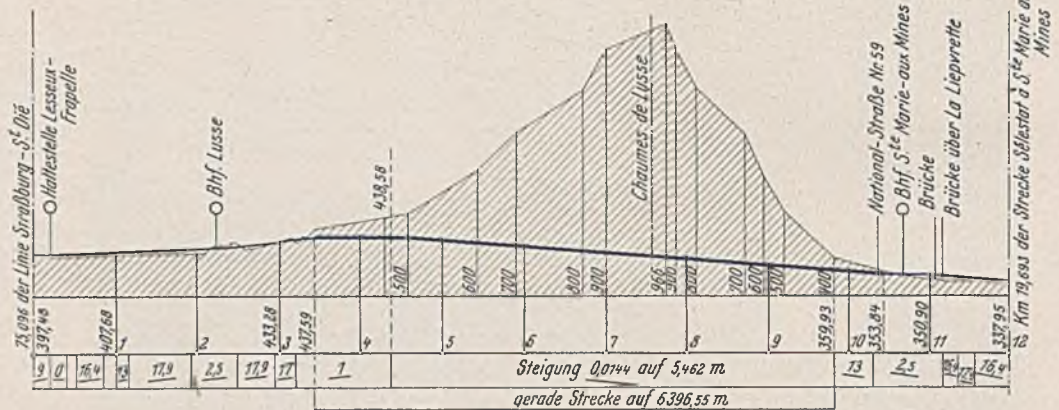


Abb. 2.

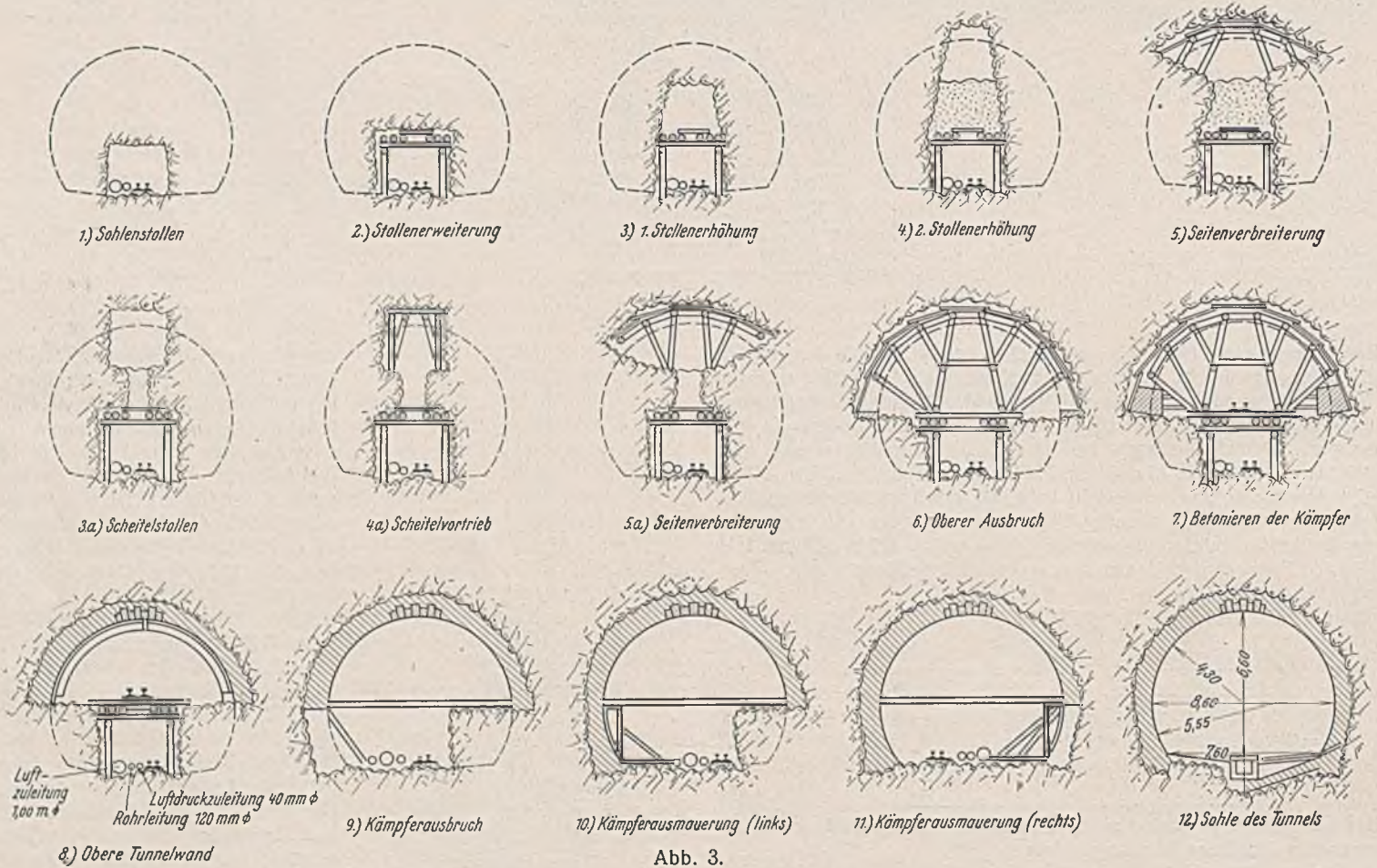


Abb. 3.

Für den Querschnitt waren die Belüftungserfordernisse wegen der langen von Dampflokotiv befahrenen Tunnelstrecke und der Gebirgsdruck von besonderer Bedeutung. Das Profil hat Ausmaße erhalten, die der vorgesehenen Fahrgeschwindigkeit von 100 km/h und der später vorgesehenen zweigleisigen Strecke genügen. Die lichte Höhe über S.O. ist 7,5 m. Die unteren Teile der Tunnelausmauerung sind hufeisenförmig zur Aufnahme des Gebirgsdrucks einwärts gerichtet. Von den Bauwerken, die über die neue Strecke außerhalb des Tunnels hinwegführen, ist eine Straßenbrücke kurz vor der Einfahrt in den Tunnel an der Seite von

ausmauerung abstützte. Danach wurde zunächst ein Schenkel und schließlich der andere bis zur Tunnelsohle abwärts ausgeführt. Die einzelnen Arbeitsgänge des Ausbruches und der Ausmauerung des Tunnels sind aus Abb. 3 ersichtlich.

Für die auszusprengende Gebirgsmasse von 435000 m³ wurden 107800 kg Dynamit (dynamite-gomme B) und 209000 kg Dynamit Nr. 2 verbraucht. Die Sprenglöcher wurden durch Druckluft angetriebene Gesteinsbohrer eingetrieben. Die ausgebrochenen Gesteinsmassen wurden in Schuttwagen von 2,3 m³ bzw. in Kippwagen von 3,3 m³ Inhalt



Abb. 5.

herausbefördert, und zwar auf der Seite von Ste.-Marie mit Hilfe von Preßluft- bzw. elektrischen Lokomotiven und auf der Seite von St.-Dié mit Hilfe von Ölgasmotorwagen. Das ausgebrochene Gestein wurde für die Gleisbettung der späteren Bahnlinie und für den Bahnhof Ste.-Marie-aux-Mines verwertet.

Für die Tunnelwände wurde ein Beton verwendet, bestehend aus 350 kg Zement, 400 l Sand und 800 l anderen Zuschlagstoffen. Die Tunnelverkleidung kam auf der ganzen Strecke in Anwendung, und zwar in einer Dicke von 0,45 bis 0,85 m.

Die Entwässerung des Tunnels ist von vornherein in die Mitte der Sohle gelegt worden, wie dies Abb. 3 im letzten Bilde zeigt.

Für die Entlüftung des Tunnels war eine Druckluftleitung an der Sohle vorgesehen, die 40 l/sek Frischluft je Arbeiter unter einem Druck von $\frac{1}{4}$ atü einbrachte. Dies war im besonderen mit Rücksicht auf eine Temperatursteigerung innerhalb des Gebirges um 1°C je 50 m Vortriebstrecke erforderlich.

Die Lagerplätze, Schuppen und sonstigen Einrichtungen der Baustelle waren vor der Tunnel-

einfahrt auf der Seite von Ste.-Marie vorgesehen, und zwar entlang der Straße von Nancy nach Sélestat. Die einzelnen Anordnungen, Gleisverbindungen, Magazine und Büroschuppen sind aus dem Plan (Abb. 4) ersichtlich.

Die Arbeiten begannen am 13. Mai 1933, von beiden Seiten ausgehend. Der Zusammenschluß fand am 12. Juni 1935 statt. Die sonstigen Arbeiten der Strecke wurden im November 1936 beendet und der Verkehr am 9. August 1937 aufgenommen. Die Arbeitsgeschwindigkeit war somit erheblicher als bei anderen bekannten Tunnelbauten.

Diese bemerkenswerte Bauausführung eröffnet einen neuen Verbindungsweg zwischen dem Elsaß und den östlichen Gebieten. Durch die neue Strecke vermindert sich die Entfernung von Ste.-Marie-aux-Mines bis Épinal um 101 km und die Entfernung von Ste.-Marie-aux-Mines bis Nancy um 92 km. Ferner wird ein reiches und an Naturschönheiten wertvolles Gebiet dem Verkehr zugänglich.

Bemerkenswert ist schließlich die schlichte architektonische Form der Tunnelleinfahrten, deren westliche Abb. 5 zeigt.

—Zs.—

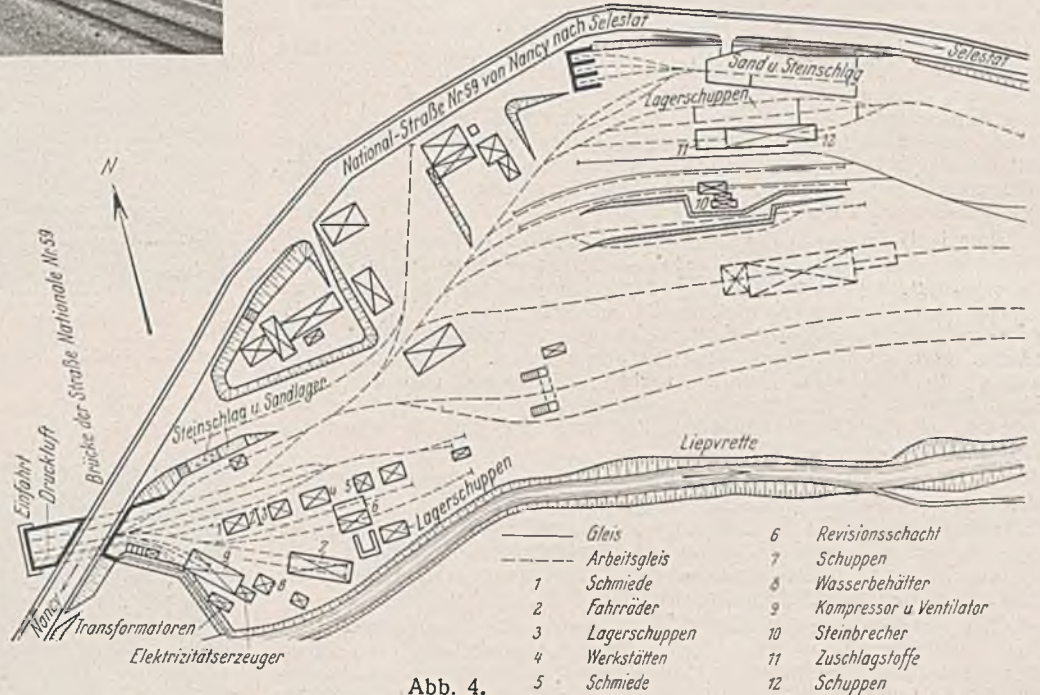


Abb. 4.

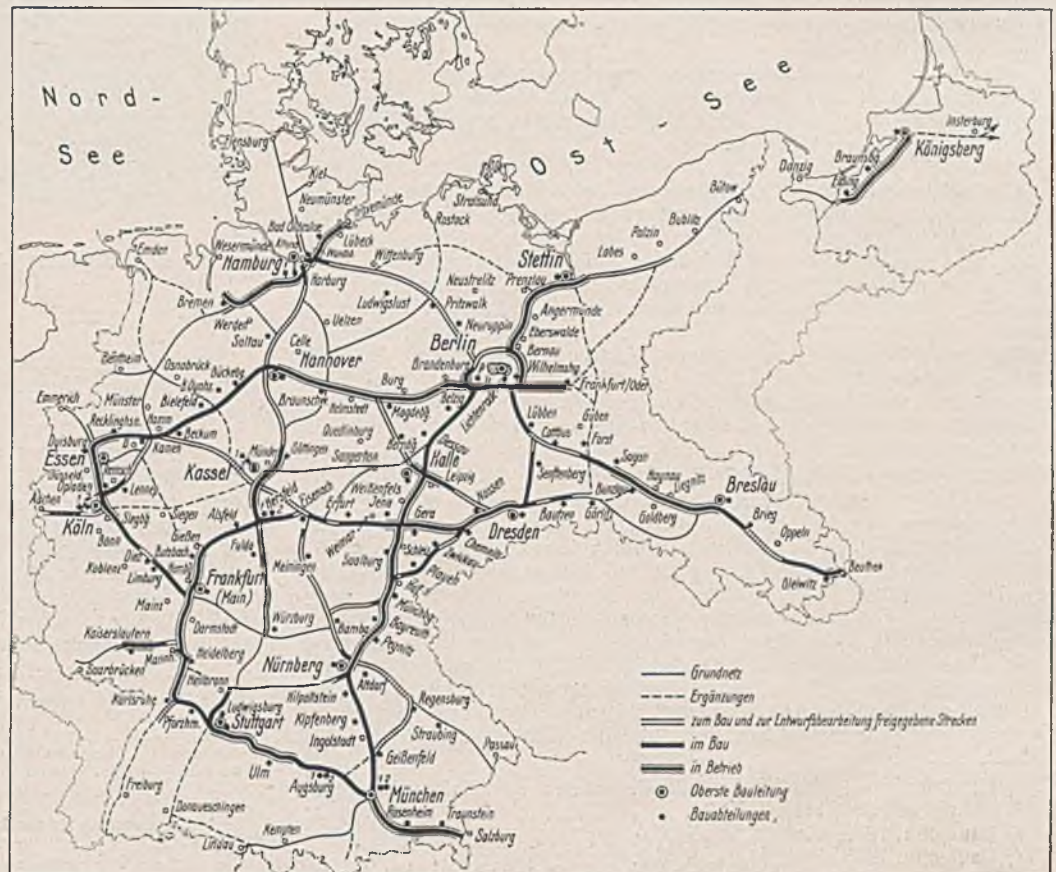
Vermischtes.

Aus dem Geschäftsbericht des Unternehmens „Reichsautobahnen“ über das 5. Geschäftsjahr 1937¹⁾. Im Geschäftsjahr 1937 wurden 927 km Reichsautobahnen fertiggestellt und dem Verkehr übergeben. Von den neu in Betrieb gesetzten 36 Teilstrecken seien erwähnt die Strecke Hamburg—Lübeck mit 57 km, Bayreuth—Nürnberg (Hauptstrecke Berlin—München) mit 76 km, Kirchheim (Teck)—Ulm-Dornstadt (Hauptstrecke Stuttgart—Ulm—München), Meerane/Crimmitschau—Jena (Hauptstrecke Dresden—Weimar—Eisenach) mit 62 km, Kassel Ost—Homburg (Hauptstrecke Göttingen—Kassel—Hersfeld) mit 39 km, Köln—Siegburg (Hauptstrecke Köln—Frankfurt [Main]) mit 30 km. Damit waren Ende 1937 2014 km Reichsautobahnen in Betrieb, 1623 km im Bau und 1931 km in der Vorbereitung zum Bau.

Das vorläufige Netz der Reichsautobahnen nach dem Stande vom 31. Dezember 1937 zeigt die Abbildung.

Beim Bau wurden 57,5 Mill. m³ Erdarbeiten ausgeführt und 10,6 Mill. m² Fahrbahndecken hergestellt. Von dieser Gesamtfläche wurden 8 866 000 m² in Beton, 1 254 000 m² als bituminöse Decken und 480 000 m² in Kleinpflaster ausgeführt.

Bis Ende 1937 waren 3900 Brücken fertiggestellt, davon im Geschäftsjahre 1290. Außerdem war am Schluß 1937 mit dem Bau von weiteren 800 Brücken begonnen worden. Seit Baubeginn wurden für Brücken rd. 3,5 Mill. m³ Stampfbeton, rd. 1,6 Mill. m³ Eisenbeton, rund



- Grundnetz
- - - Ergänzungen
- zum Bau und zur Entwurfsbearbeitung freigegebene Strecken
- im Bau
- in Betrieb
- ⊙ Oberste Bauleitung
- Bauabteilungen

¹⁾ Über den Geschäftsbericht 1936 siehe Bautechn. 1937, Heft 29, S. 395.

300 000 m³ Naturstein und rd. 250 000 t Stahl eingebaut. Von den fertiggestellten oder begonnenen Brückenbauwerken beträgt die Auftragssumme bei 140 Brücken je über 500 000 RM, bei 740 Brücken je 100 000 bis 500 000 RM und bei 3820 Brücken je bis 100 000 RM. Um an Baustahl zu sparen, sind 25 große Talbrücken und 8 größere Flußbrücken aus Naturstein im Bau oder in Vorbereitung.

Außer vielen Über- und Unterführungen von Eisenbahnen, Straßen, Feldwegen sowie Überbrückungen von Wasserläufen wurden insbesondere folgende größere Tal- und Flußbrücken fertiggestellt: die Donaubrücken bei Lelpheim²⁾ und Ingolstadt, die Rohrbachbrücke bei Stuttgart, die Lechbrücke bei Augsburg³⁾, die Pegnitzbrücke bei Lauf, die Teufelstalbrücke bei Hermsdorf, die Talbrücken bei Podelsatz und Frankenhausen⁴⁾, die Siegburgbrücke bei Siegburg, die Werrabrücke bei Hedemünden⁵⁾, die Lauterbachtalbrücke²⁾, die Ostertalbrücke und die Talbrücke bei Hökendorf.

Bei den Arbeiten machte sich im Laufe des Jahres an Stelle des früheren reichlichen Angebots ein gewisser Mangel an Arbeitskräften bemerkbar. Deshalb wurden noch mehr Maschinen als im Jahre 1936 eingesetzt, und die Höchstzahl der 1936 beim Bau beschäftigten Arbeiter (s. w. u.) wurde nicht mehr erreicht. Seit Baubeginn bis Ende 1937 sind rd. 90 Mill. Tagewerke geleistet worden; davon entfallen rd. 25 Mill. auf das Jahr 1937. Die Inbetriebnahme weiterer Strecken erforderte in größerem Umfange die Bereitstellung von Anlagen für die Durchführung und Bedienung des Verkehrs. An den Anschlußstellen wurden außer vielen Behelfstankstellen 33 ortsfeste Tankanlagen und 8 kleinere Anlagen mit zusammen 155 Zapfsäulen und 29 Wagenhebern in Betrieb genommen. Außerdem waren Ende 1937 sechs ortsfeste Tankstellen im Bau und 21 in der Entwurfsbearbeitung.

Für die Unterhaltung der Reichsautobahnen und die Verkehrsbetreuung waren 46 behelfsmäßig untergebrachte Straßenmeisterereien tätig, 6 Gehöfte für die endgültige Unterbringung der Straßenmeister, ihrer Büros und Geräte waren Ende 1937 im Bau, 38 in Vorbereitung dazu. Für das Park- und Rastbedürfnis des Verkehrs wurden an Aussichtspunkten, Waldrändern usw. etwa 660 Park- und Rastplätze für rd. 6000 Personenkraftwagen und eine entsprechende Anzahl Lastkraftwagen geschaffen. Bei Magdeburg ist der Bau der ersten größeren Rastanlage für den Fernlastverkehr, an der Strecke München—Salzburg der Bau der Chiemsee-Gaststätte begonnen worden.

Der Personalstand bei den Geschäftstellen der Reichsautobahnen hat sich von 8171 Köpfen (Ende 1936) auf 10 300 Köpfe (Ende 1937) erhöht; durchschnittlich betrug er 9249 Köpfe, und zwar 1518 Beamte, 4726 Angestellte und 3005 Arbeiter. Durch die Inbetriebnahme weiterer Strecken ist die im Straßenunterhaltungs- und Straßenüberwachungsdienst eingesetzte Anzahl von Bediensteten auf fast 600 Köpfe gestiegen.

Die Anforderungen des Vierjahresplanes an den Arbeitsmarkt haben den Arbeitseinsatz bei den Reichsautobahnen beeinflußt. Die durchschnittliche Zahl der bei den Unternehmern beschäftigten Arbeiter ist von 96 000 (im Jahre 1936) auf 81 750 (1937) zurückgegangen; die Höchstzahlen waren 121 668 (1936) und 98 042 (1937). Der Maschineneinsatz mußte verstärkt werden. Zur Unterbringung auswärtiger Arbeitskräfte waren 1937 135 Wohnlager mit rd. 28 000 Betten eingesetzt, davon haben die Reichsautobahnen 100 Lager beschafft; 75 weitere Wohnlager sind in Auftrag gegeben worden.

Das für den Bau von Reichsautobahnen eingesetzte Unternehmergerät umfaßte Ende 1937: 2211 Baulokomotiven, 38 367 Rollwagen, 733 Betonmischmaschinen, 610 Bagger, 664 Verdichtungsmaschinen, 66 Straßenfertiger sowie 2523 km Baugleis. Laskus.

Ortsveränderliche Fahrzeugwaagen beim Baubetriebe. Bei der Ausführung von Bauarbeiten ist es gelegentlich nötig, die Gewichte von Wagenladungen teils zu Kontrollen der angefahrenen Güter, teils zur Verhütung des Überladens von Fahrzeugen aller Art festzustellen. Überladene Straßen- und Schienenfahrzeuge sind bei den im allgemeinen nur wenig tragfähigen Fahrbahnen auf Baustellen mehrfach der Anlaß zu Unfällen und Betriebsstörungen gewesen. Zu geringe Ausnutzung der Tragfähigkeit von Fahrzeugen verteuert wiederum den Betrieb. Ortsfeste Fahrzeugwaagen mit in den Boden eingelassenen Brücken sind meist wegen ihrer Ausmaße nicht möglich, und die durch Wasserdruck betätigten Wiegeheber mit angebauter Gewichtsanzeigevorrichtung, die unter die Achsen der Fahrzeuge gestellt werden, müssen waagrecht liegen, wenn keine erheblichen Fehler in der Gewichtsanzeige eintreten sollen.

Unabhängig vom Ort und der Schräglage arbeiten die tragbaren Fahrzeugwaagen der Vomag-Betriebs AG, die den Druck der Räder auf die Unterlage anzeigen und ohne Schneiden arbeiten. Der Druck, den z. B. die Räder eines Lastkraftwagens auf die Waagenbrücke ausüben (Abb. 1), wird über einen Kolben, eine Membran und eine Glycerinfüllung auf die Zeigereinrichtung übertragen, wo er sofort abgelesen werden kann. Da die Brücke sehr niedrig ist, genügen kurze Schrägen zum Auf- und Abfahren eines Lastkraftwagens. Im allgemeinen bestimmt man die Raddrücke von zwei gegenüberliegenden Rädern gleichzeitig auf zwei Waagen. Man kommt aber auch mit nur einer Waage aus, wobei das gegenüberliegende Rad um die Höhe der Waagenbrücke angehoben

werden muß. Anschließend stellt man den Druck des anderen Radpaares fest.

Nach dem gleichen Grundsatz ist eine Gleisdruckwaage (Abb. 2) für Eisenbahn- oder Schmalspurwagen gebaut. Mit den Waagen werden die Gewichte dadurch ermittelt, daß die Spurkränze zweier gegenüberliegender Räder auf zwei Vorsprünge (Brücken) auffahren, die an den Innenseiten der Schienen liegen. Der Druck der anderen beiden Räder eines Schienenfahrzeugs wird darauf in derselben Weise bestimmt.



Abb. 1.
Ortsveränderliche Waage zum Messen der Raddrücke von Lastkraftwagen.
(Bauart Vomag-Betriebs AG.)

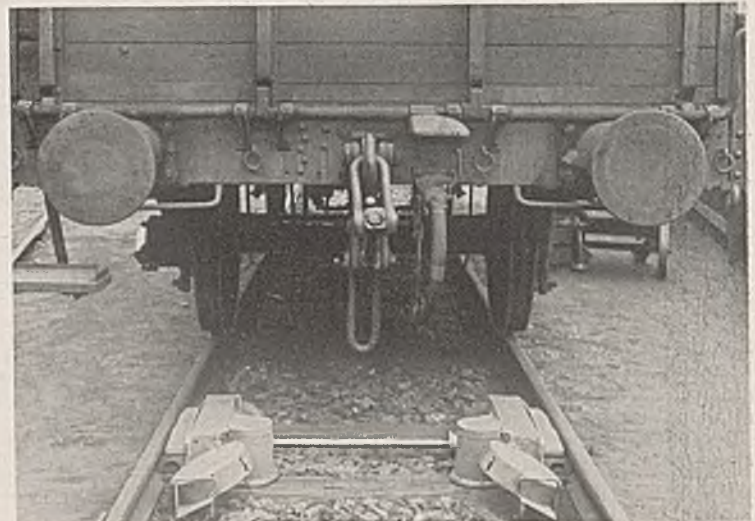


Abb. 2.
Ortsveränderliche Gleisdruckwaage zum Bestimmen der Raddrücke von Schienenfahrzeugen.
(Bauart Vomag-Betriebs AG.)

Beide Waagenarten entsprechen mit ihrer leichten Ortsveränderlichkeit und mehrfachen Verwendbarkeit den Anforderungen, die auch sonst an die Geräte beim Baubetrieb gestellt werden. R.—

Berichtigung. In dem Bericht „Der heutige Stand der Eisenforschung“ in Bautechn. 1938, Heft 17, S. 221, r. Sp., Zeile 12 v. o., ist der in Wien hergestellte Torstahl versehentlich unter den legierten, d. h. den Devisen-belasteten Stählen aufgeführt worden. Der Torstahl ist jedoch ebenso wie Drillwulsteln und Istegstahl ein Bewehrungsstahl, dessen Festigkeitseigenschaften durch Kaltverformung von Stahl St 37 erreicht werden. Beim Torstahl wird genau wie bei Drillwulsteln ein Stab um die eigene Achse verwunden. Dr.-Ing. K. Schönrock.

INHALT: Die Erneuerung der Ufermauer am Lustgarten in Berlin. — Gestaltung der Widerlager massiver und stählerner Brücken. (Schluß.) — Verfahren zur unmittelbaren Bestimmung des „spezifischen“ Erddrucks. — Der Tunnel von Ste.-Marie-aux-Mines in den Vogesen. — Vermischtes: Aus dem Geschäftsbericht des Unternehmens „Reichsautobahnen“ über das 5. Geschäftsjahr 1937. — Ortsveränderliche Fahrzeugwaagen beim Baubetriebe. — Berichtigung.

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

²⁾ Hierüber wird die Bautechnik demnächst ausführlich berichten.

³⁾ Bautechn. 1938, Heft 2, S. 21.

⁴⁾ Bautechn. 1938, Heft 18/20, S. 225.

⁵⁾ Bautechn. 1938, Heft 23/24, S. 292.