

DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang

BERLIN, 9. September 1932

Heft 39

Alle Rechte vorbehalten.

Stahlbauten für Übersee.¹⁾

Von Dr.-Ing. L. Caemmerer, Dortmund.

Einen beachtenswerten Teil der deutschen Ausfuhr machen die Stahlbauten aus, die für Überseeländer geliefert werden. Hier sollen unter „Stahlbauten für Übersee“ solche Bauten verstanden werden, deren Teile in deutschen Werkstätten hergestellt und etwa durch Vermittlung von Exporthäusern oder auch unmittelbar an Überseebesteller geliefert und durch diese aufgestellt werden. Im Gegensatz zu den Bauten, die deutsche Werke durch ihre Fachkräfte und mit eigenen Geräten und Werkzeugen irgendwo im Auslande aufstellen lassen, ist das wesentliche jener Bauten, daß sie zwar in deutschen Werkstätten hergestellt, aber im übrigen so vorbearbeitet werden, daß sie ohne weiteres durch die Besteller aufgestellt werden können. Das Lieferwerk hat die Bauteile so herzurichten, daß sie selbst von ungeschulten Kräften an Hand der mitzugebenden Zeichnungen und Beschreibungen zum ganzen Bau zusammengefügt werden können. Es muß also beispielsweise möglich sein, die Stahlteile einer Straßenbrücke für irgend eine weltabgelegene Flußkreuzung so zu bearbeiten, daß die Brückenteile mit den vorhandenen Verkehrsmitteln an Ort und Stelle gebracht und dort an Hand der Beschreibungen usw. von eingeborenen Arbeitern zusammengefügt werden können, ohne daß besondere Vorarbeiten — abgesehen von etwa erforderlichen Rüstungen — hierzu nötig sind. Natürlich müssen auch die rechnerischen und konstruktiven Voraussetzungen erfüllt sein, denen die Brücke genügen muß.

Im folgenden soll den Besonderheiten, die sich bei der Büro- und Werkstattbearbeitung der „Stahlbauten für Übersee“ ergeben, im einzelnen nachgegangen werden.

Die Bürobearbeitung hängt im wesentlichen davon ab, welche Unterlagen zur Herstellung des Bauwerks gegeben werden können. Oft werden nur ganz knappe Angaben zur Verfügung gestellt, die etwa die Hauptabmessungen des Baues und Nutz- oder Verkehrslast umfassen. Andererseits wieder sind oft Lieferungen an Hand eingehend durchgearbeiteter Berechnungen und Zeichnungen sowie Vorschriften auszuführen, die alle Einzelheiten des Fabrikationsganges regeln. In diesem Falle verläuft die Bürobearbeitung in Anlehnung an diese Vorschriften, während im ersten Falle eine Reihe von Überlegungen angestellt werden müssen.

Dabei ist zunächst die Kenntnis des Bestimmungslandes wichtig, damit etwaige Besonderheiten beim Einführen der auftretenden Kräfte (Schneebelastung, Windlasten, Erdbebengefahr) in der Festigkeitsberechnung beachtet werden. Von größter Wichtigkeit ist die Kenntnis des Transportweges vom Lieferwerk bis zur Baustelle, da durch ihn die Formgebung wesentlich beeinflusst werden kann. Die Transportverhältnisse vom Lieferwerk bis zum Seeschiff können im allgemeinen als bekannt angenommen werden, aber schon die Umladeverhältnisse im Hafen des Bestimmungslandes müssen angegeben werden, da sie die Größe der Bauteile beeinflussen können. Noch mehr ist dies der Fall, wenn sich an den Seetransport ein solcher durch kleinere Wasser- oder Landfahrzeuge, Schmalspurbahnen, Tragtiere oder gar Träger anschließt. Höchstgewicht und Abmessungen der einzelnen Bauteile sind hiervon abhängig. Dazu kommt, daß die Transportkosten oft sehr hoch im Verhältnis zu den Kosten der Bauteile selber sind. In diesen Fällen können Gewichtersparnisse etwaige Mehrkosten für hochwertige Baustähle oder infolge der kleineren Gewichte verteuerte Werkbearbeitung übertreffen. Es ist Sache des Entwurfsbearbeiters, unter richtiger Würdigung der Transportkosten die Planung durchzuführen sowohl im Hinblick auf die Baustoffwahl als auch besonders auf die Formgebung. Ist also z. B. eine Fachwerkbrücke mittlerer Stützweite, etwa von 40 m, bei Zugrundelegung deutscher Verhältnisse in hochwertigem Baustahl nicht mehr wirtschaftlich, so kann dieselbe Brücke unter Beachtung der bis zum Bestimmungsort aufzuwendenden Frachtkosten durchaus mit der in normalem Baustahl ausgeführten Brücke in wirtschaftlichen Wettbewerb treten. Natürlich spielen auch noch andere Gesichtspunkte bei der Auswahl der Stahlart eine Rolle, wie z. B. die Frage der Baustellennietung, die in einigen Fällen dazu führte, daß zwar hochwertiger Baustahl zur Verwendung kam, für die Niete jedoch normales Nietelsen verwendet wurde, um Schwierigkeiten auf den Baustellen zu vermeiden. Selbstverständlich wurden die Nietverbindungen nun auch für den Normalstahl berechnet, aber die größeren Knotenbleche und die Mehrmenge an

Nieten konnten den Vorteil des hochwertigen Baustahls nicht wesentlich beeinträchtigen.

Bei der Querschnittbemessung wird oft an Stelle eines Vollwandträgers der Fachwerkträger treten, wenn die Gewichtsverminderung in Verbindung mit den niedrigen Transportkosten die billigen Herstellungskosten eines Vollwandträgers übersteigen. Meist geht mit der Auflösung vollwandiger Bauteile in solche aus Fachwerk auch eine Verbilligung der Seefrachten Hand in Hand, da die Frachtenberechnung bei Überschreitung gewisser Höchstgewichte (i. a. 2 t) und Höchstlängen (10 bzw. 12 m) besondere Zuschläge vorsieht. Abgesehen davon ist der Zwang zur Anwendung aufgelöster Bauteile gegeben, wenn etwa eins der oben aufgeführten Transportmittel benötigt wird, das keine großen Gewichte und Längen zuläßt. Sind z. B. die Bauteile durch Tragtiere zu befördern, so hängt es von deren Leistungsfähigkeit ab, wie schwer die einzelnen Bündel sein dürfen, und in Gebirgsgegenden kann der Weg, den diese Tragtiere zu nehmen haben, auf die Länge der Stücke sehr einschränkend wirken, da sonst an scharfen Wegbiegungen Schwierigkeiten entstehen können.

Auch die Einfuhr- und Zollvorschriften des Bestimmungslandes können die Wahl des Baustoffes und die Formgebung beeinflussen. Da allgemein aus praktischen Gründen die Zollsätze für die verschiedenen Baustähle gleich sind, ist in diesem Punkte der hochwertigere Stahl dem normalen immer überlegen. Weiter sind in einigen Ländern die Zollsätze für vernietete, gelochte und abgelängte Bauteile verschieden hoch, und zwar haben die vernieteten Konstruktionen die höchsten, die nur abgelängten Walzprofile die niedrigsten Sätze. Hierdurch werden die Verhältnisse für vollwandige unvernietete Bauteile, z. B. für Träger aus Normalprofilen gegenüber Blechträgern, günstiger, und von der Höhe und Staffelung der betr. Zollsätze sowie ihrem Verhältnis zu den sonstigen Kostenelementen, in der Hauptsache Lieferpreis und Transport, hängt es ab, ob sie die Querschnittswahl beeinflussen.

Beim Entwurf ist auch die bereits oben gestreifte Frage der Verbindungsmittel für die Bauteile auf der Baustelle zu lösen. Für die Werkstattverbindungen sind im allgemeinen keine anderen als die sonst für Stahlbauten gültigen Grundsätze maßgebend, und es steht nichts im Wege, außer der Nietung auch die Schweißung anzuwenden. Für die Baustelle jedoch muß immer von Fall zu Fall beurteilt werden, welchem Verbindungsmittel der Vorzug zu geben ist. Dabei werden die Schweißverbindungen aus leicht erklärlichen Gründen nur in besonders gelagerten Fällen benutzt werden können, vorherrschend ist die Verschraubung und Vernietung. Die Verschraubung kommt in erster Linie für alle Hochbauten, Maste und auch Brücken in Frage, während die Vernietung meist dem Behälterbau, aber auch besonders bei größeren Stützweiten dem Brückenbau vorbehalten bleibt, wenn nicht gedrehte Bolzen vorgesehen werden. Meist geht schon aus den von Übersee gegebenen Unterlagen hervor, ob Nietung oder Verschraubung gewünscht wird; wo das nicht angegeben ist, muß nach der Art des Baues und den sonstigen örtlichen Verhältnissen die Entscheidung vom Entwurfsbearbeiter getroffen werden.

Wenn die verschiedenen aufgeführten Punkte schon bei der Planung und Angebotabgabe beachtet und richtig gegeneinander abgewogen werden, so ist die erste Vorbedingung zur Hereinholung dieses Auftrages erfüllt, und jede leistungsfähige Stahlbaufirma, die auf einen großen Erfahrungsschatz im Exportgeschäft zurückblickt, wird gern die gewünschten Planungen vornehmen, besonders wenn sie sieht, daß ihre Entwürfe auch ernstlich verfolgt werden. Hiermit beginnen die Arbeit und die Schwierigkeiten für den Überseehandel, erschwert durch den Kampf mit der ausländischen, meist kreditkräftigeren Konkurrenz und auch mit der nationalen Industrie, die sich viele Länder geschaffen haben und trotz oft großer Verluste zu schützen wissen.

Im Herstellungsvorgang des Lieferwerkes sind nach der Berechnung und Formgebung der Teile nunmehr die Werkstattzeichnungen anzufertigen, die sich, abgesehen von etwa einzuhaltenden Bedingungen und der Aufmachung in einer bestimmten Sprache und einem besonderen Maßsystem, nicht weiter von den auch für Inlandlieferungen üblichen unterscheiden. Anschließend müssen jedoch nunmehr bestimmte Vorkehrungen getroffen werden, die den Transport und die richtige Montage der zur Verwendung kommenden Teile sicherstellen. Beim Zusammenlegen der einzelnen Bauteile zu den Transportstücken müssen die bereits bei der Formgebung beachteten Größtwerte für Länge und Gewicht erneut berücksichtigt

¹⁾ Die im folgenden dargestellten Stahlbauten sind von der Firma C. H. Jucho, Dortmund, geliefert worden.

werden. Besonders ist auch darauf zu achten, daß die Teile möglichst raumsparend zusammengestellt werden und wo möglich das Verhältnis des Rauminhaltes der Stücke zum Gewicht die Zahl 1 nicht überschreitet, da sonst an Stelle der Berechnung nach Gewicht für die Seefracht eine solche nach Raum tritt. Das Ergebnis dieser Überlegungen wird in der Versand- oder Verpackungs-, auch Kollilliste genannt, festgelegt. Diese enthält die Benennung für jedes Versandstück, das seiner Verpackungsart nach als Bündel, Stück, Kiste, Faß (Niete) usw. bezeichnet wird. Außerdem ist die fortlaufende Numerierung, die auch auf den Versandstücken zusammen mit der Versandadresse aufgetragen wird, in dieser Liste enthalten, sowie die Raum- und Gewichtsangaben.

Besondere Sorgfalt ist auch der Montageanweisung für die Baustelle zuzuwenden. Es kann vorkommen, daß die Aufstellung in unzugänglichen Gegenden durch Eingeborene geschieht, die vielleicht nie vorher einen Stahlbau gesehen haben. Es muß daher so wenig wie möglich sowohl an Fachkenntnissen als auch an Bildung (Lesen und Schreiben) vorausgesetzt werden, wenn die Anweisungen aufgestellt werden. Diese müssen in erster Linie darüber Aufschluß geben, wo die einzelnen Bauteile anzubringen sind. Am besten hat sich hierfür eine sorgfältig überlegte Signierung mit Buchstaben und Zahlen in einer oder mehreren Farben bewährt. Diese Kennzeichnung wird planmäßig festgelegt und sowohl in eine Übersichtszeichnung, den sogenannten Signierungsplan, eingetragen, als auch auf die einzelnen Bauteile an der richtigen Stelle in der richtigen Lage und Farbe aufgemalt. Außerdem werden auch trotz der Mehrkosten diese Bezeichnungen oft in die Bauteile eingeschlagen, um bei längeren Transporten, monatelangem Lagern der Teile im Tropenregen o. ä., dem Verwischen der Farben zu begegnen. Weiter wird es oft nötig sein, falls Rüstungen zur Aufstellung der Bauteile erforderlich sind, auch hierfür Angaben zu machen oder wenigstens die Kräfte näher zu bezeichnen, die in der Aufstellungszeit die Rüstungen belasten. Sind schwierigere Aufstellungen erforderlich, z. B. Freivorbau von Brücken, so können die mitzugebenden Aufstellungsvorschriften gar nicht ausführlich genug sein, um Schäden auf der Baustelle zu verhüten. Schon im eigenen Interesse der Lieferfirmen liegt es, dem Besteller die Aufstellungsarbeiten zu erleichtern, damit die von ihnen gelieferten Bauteile richtig und ohne Unfall zusammengebaut werden.

Die Werkstattbearbeitung der Überseeleistungen erfordert besondere Maßnahmen, um ein gutes Zusammenpassen der Teile auf der Baustelle ohne besondere Anpaßarbeiten, wie z. B. Aufreiben der Niet- und Schraubenlöcher, zu erreichen.

Eins der bekanntesten Verfahren hierfür ist die Schablonenverwendung. Sie kommt vor allen Dingen dort in Frage, wo es sich um die Herstellung einer großen Anzahl gleicher Stücke, um Serienfabrikation, handelt. Ist also z. B. eine Fabrikhalle mit vielen gleichen Bindern zu liefern, so werden sich die für die Herstellung der Binderstab- und Knotenpunkt-Schablonen aufgewendeten Kosten bezahlt machen. Das Gleiche ist der Fall, wenn etwa eine Reihe gleicher Brücken zu liefern ist. Auch wird es sich z. B. bei einem einzigen großen Überbau schon lohnen, etwa die vielen gleichen Anschlüsse der Fahrhahnlängsträger an die Querträger unter Zuhilfenahme von Schablonen zu bearbeiten. Die Kosten für ihre Herstellung sind verhältnismäßig hohe, da sie, im Gegensatz zu den üblichen, für die normale Werkstattbearbeitung verwendeten Papier-, Holz- oder Flacheisenschablonen, aus dickerem Blech, meist 10 mm, sein müssen, um bei dem wiederholten Gebrauch widerstandsfähiger zu sein. Außerdem sind in die Bohrlöcher gehärtete Bohrbuchsen einzusetzen, um das Verlaufen der Bohrer, und damit eine Versetzung der Löcher, zu vermeiden. Weiter sind die Bohrschablonen meist mit besonderen Anschlägen zu versehen, die zur Einhaltung gleicher Randabstände zwingen.

Die richtige Anwendung der Schablonen erfordert eingehende Überlegung, damit auch wirklich der erstrebte Zweck erreicht wird und alle Teile eines Bauwerks ohne Nacharbeit zusammenpassen. Darüber hinaus können zur Vermeidung unnützer Bearbeitungskosten Abmaße dort zugelassen werden, wo sie ohne Einfluß auf den Zusammenbau oder sonstige an die Konstruktion zu stellende Anforderungen bleiben. Da die Niet- oder Schraubenlöcher sogleich mit dem richtigen, endgültigen Durchmesser gebohrt werden können, wird ihr Aufreiben erspart. Grund genug, diese Schablonen nicht nur bei für Übersee bestimmten Bauten zu verwenden, sondern ganz allgemein auch dort, wo ihre Herstellungskosten durch Wegfall von Löhnen für Aufreibearbeiten, sei es in der Werkstatt oder auf der Baustelle, aufgewogen werden.

Besonderer Beliebtheit erfreut sich der durch die Verwendung der Bohrschablonen gegebene Austauschbau in England und Amerika, während in Deutschland vielfach dem probeweisen Zusammenbau der Stahlbauten in der Werkstatt mit gleichzeitigem Aufreiben der Niet- oder Schraubenlöcher der Vorzug gegeben wird. Hierzu sei vorweg bemerkt, daß das probeweise Aufstellen von Stahlbauten in der Werkstatt ein Vorgang ist, der ebenso wie die Schablonenverwendung nicht nur für zur Lieferung nach Übersee bestimmte Bauten in Betracht zu kommen braucht. Auch für Inlandbauten, bzw. Bauten, die durch die Stahlbauanstalt selbst

aufgestellt werden, kann eine wenigstens teilweise

Werkstattaufstellung zweckmäßig und erwünscht sein. So wird z. B. kaum ein Brückenhauptträger die Werkstatt verlassen, der dort nicht zusammengelegt und meist auch aufgerieben wurde. Bei kleineren und insbesondere vollwandigen Überbauten gehen viele Brückenbaufirmen dazu über, sie grundsätzlich in ihrer Werkstatt vollständig zusammenzubauen, um die Aufarbeitung von der Baustelle in die Werkstatt zu verlegen. Daß die gelieferte Arbeit dadurch nur verbessert wird, muß angenommen werden, denn zumal eine mit den entsprechenden Aufreibemaschinen ausgestattete Werkstatt wird genauer arbeiten können als jede noch so gut eingerichtete Baustelle. Es wäre daher erwägenswert, ob nicht grundsätzlich in den Lieferbedingungen gefordert werden sollte, daß vor allem Brücken bis zu gewissen Größen in der Werkstatt aufzustellen und aufzureiben sind.

Das probeweise Aufstellen in der Werkstatt erfordert vor allem eine Zulage, die einmal das formgerechte Aufstellen eines Stahlbaues gestattet und weiter auch die Möglichkeit gibt, während der Aufstellung das Aufreiben der Löcher und sonstige Nacharbeiten durchzuführen. An und für sich wäre also jede Zulage einer Stahlbauanstalt dazu geeignet. An weiteren Erfordernissen kommt jedoch dazu, daß meist die Haupttragteile eines Bauwerkes nach dem Zusammenlegen aufgerichtet werden müssen, wie z. B. die Hauptträger einer Brücke, was tragfähige Hebezeuge voraussetzt. Auch sind die Kranbahnen bzw. Hallendächer hoch genug anzuordnen, um möglichst hohe Bauwerke aufstellen zu können. Dies kann zwar auch im Freien vor sich gehen, dabei ist aber die Abhängigkeit von Witterungseinflüssen in Kauf zu nehmen.

Die werkstattmäßige Herstellung der zeichnungsmäßigen Form spielt besonders bei den Brückenhauptträgern eine Rolle, da deren Überhöhung genau einzuhalten ist. Es kann sich daher sogar als zweckmäßig erweisen, regelrechte Betonfundamente unter die Auflagerpunkte zu setzen, um die Einhaltung der Überhöhungskurve auch bei Eigenlast der Brücke durch Einnivellieren der Knotenpunkte nachprüfen zu können. Abb. 1 zeigt eine probeweise aufgestellte eingleisige Fachwerkbrücke von rd. 40 m Stützweite, die für eine Eisenbahngesellschaft in Indien bestimmt ist. An den Knotenpunkten sind die Schrauben und Dorne sichtbar, die das Ganze während des Aufstellens und Aufreibens unverrückbar zusammenhalten. Auch fallen namentlich an den Querträgern die bereits aufgeführten Bezeichnungen für die Baustellenaufstellung auf. Außerdem sind unter den Auflagerknotenpunkten die Betonklötze zur sicheren Lagerung zu sehen. Bemerkenswert ist an diesem von englischen Ingenieuren entworfenen Bauwerk die Vorliebe für die Vergitterung in Streben und Ständern der Hauptträger und Verbände. In Abb. 2 ist die

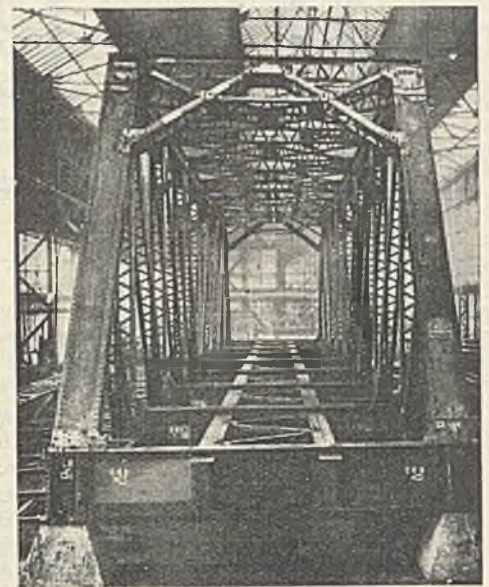


Abb. 1.



Abb. 2.

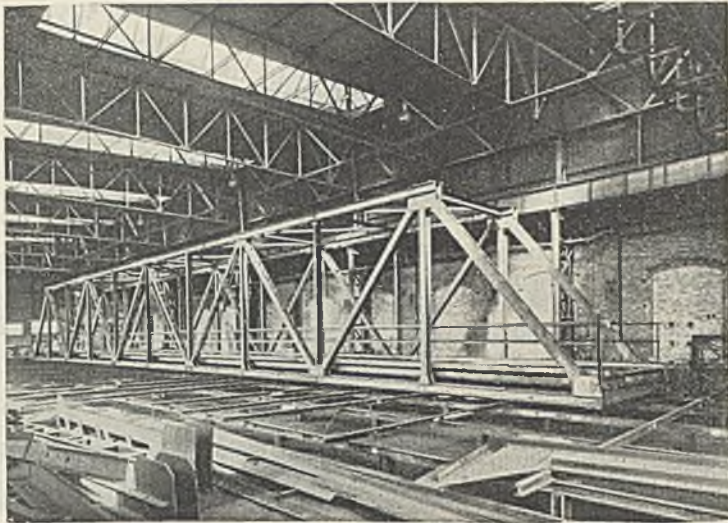


Abb. 3.

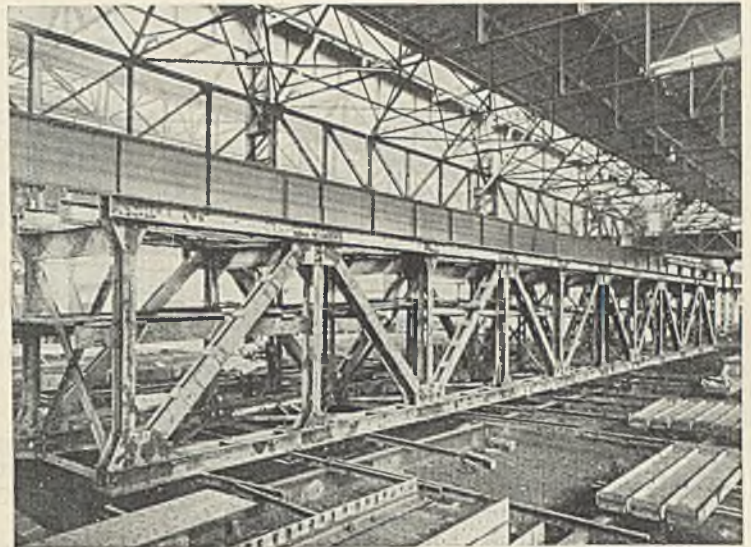


Abb. 4.

selbe Brücke, die aus 13 gleichen Überbauten besteht, während der Aufstellung und Auswechslung gegen eine veraltete Brücke gezeigt. Offenbar liegt der zu überbrückende Flußlauf längere Zeit trocken, so daß die neuen Überbauten auf der Flußsohle nacheinander zusammengebaut, gehoben und seitlich eingefahren werden konnten. Andere Beispiele probeweise aufgestellter Brücken zeigen die Abb. 3 u. 4. Die erste zeigt eine Straßenbrücke von 50 m Stützweite für Niederländisch-Indien, während auf der zweiten eine Eisenbahnbrücke für Peru dargestellt ist. Auf ihr ist auch noch die Rüstung ersichtlich, die als Arbeitsbühne zum Aufreihen der Obergurtnotenpunkte sowie der Anschlüsse für die obenliegende Fahrbahn diente.

wird es sich empfehlen, die Fahrbahn mit dem zugehörigen Verband und den Obergurten in richtiger Lage nochmals besonders auszulegen. Zum Vergleich der in Abb. 5 gezeigten Brücke während der Probeaufstellung bringt Abb. 6 dieselbe Brücke während der Aufstellung auf ihrer Verwendungsstelle in Mittelamerika, wo sie eine Schlucht überspannt. Bemerkenswert ist hierbei noch die behelfmäßige Ausbildung der Rüstung.

Mit der Größe der Bauwerke wachsen naturgemäß die Schwierigkeiten der Probeaufstellung, zumal wenn die Hallenabmessungen nicht mehr ausreichen. Es müssen daher besondere Maßnahmen getroffen werden, um mit dem vorhandenen Raum auszukommen, wenn der Vorteil der Unterdacharbeit beibehalten werden soll. Ebenso ist dies z. B. der Fall bei größeren Brücken mit zwei gekrümmten Gurten, bei denen auch die Möglichkeit in Frage kommt, die Brücke auf der Seite liegend aufzustellen, um auch den Aufbau besonderer Unterstützungsstrukturen zu sparen. In diesen Fällen muß jeweils überlegt werden, welche Art der Werkstattaufstellung zu wählen ist im Hinblick sowohl auf Wirtschaftlichkeit als auch auf gutes Zusammenpassen. Sind Gelenkträger aufzustellen, so ist die Unterteilung meist durch die Gelenklage gegeben.

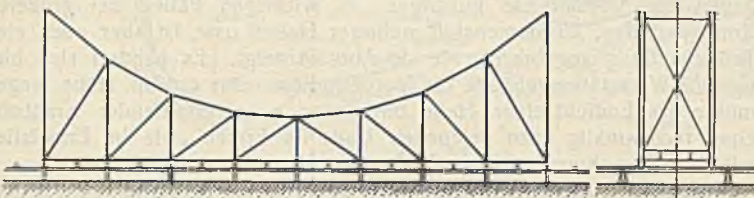


Abb. 5.

Am einfachsten gestaltet sich natürlich immer die Aufstellung von Brücken mit geraden oder nahezu geraden Untergurten, da schon durch kleine Auflagen auf der Zulage die gewünschte Höhenlage der einzelnen Knotenpunkte zu erreichen ist. Bei gekrümmten Hauptträgeruntergurten (z. B. bei Fischbauch- und Bogenträgern) sind die Unterlagen zu schaffen, die die Auflagerung der Knotenpunkte ermöglichen. Sind die Gewichte nicht zu hoch, so werden die Knotenlasten durch Stapel aufgenommen werden können, bei größeren Gewichten und Höhen der Tragwerke werden Böcke unter den Knotenpunkten aufgestellt oder sogar Pfähle zur Lastübertragung gerammt. Ist wenigstens der Obergurt einer derartigen Brücke gerade oder nahezu gerade, so ergibt sich die Möglichkeit, die Brücke in umgekehrter Lage auf diesen Obergurt zu legen, wie das bei der in Abb. 5 dargestellten Fachwerkbogenbrücke mit gekrümmtem Unter- und geradem Obergurt während der Werkstattaufstellung geschehen ist. Der vorgesehenen Überhöhung der Brücke entsprechend ist bei dieser umgekehrten Lage eine Unterhöhung zu geben, d. h. die Endknotenpunkte sind höher als die mittleren Knotenpunkte des Obergurts zu legen. Ob bei dieser Aufstellungsart die Fahrtrahnen zugleich mit den Hauptträgern eingebaut werden, hängt von der Anordnung ab. Vielfach

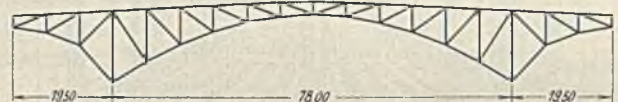


Abb. 7.

An zwei weiteren Beispielen sei gezeigt, wie in bestimmten Fällen vorgegangen ist. Abb. 7 zeigt das System einer für Mittelamerika bestimmten Straßenbrücke, eines Auslegerbogenträgers von 19,5 + 78,0 + 19,5 m Länge. Die den Mittelagern benachbarten Untergurtstäbe der Seitenöffnungen sind für den endgültigen Bauzustand als Blindstäbe gedacht. Während der Aufstellung, die im Freivorbau von beiden Seiten stattfindet, sind diese Stäbe jedoch fest angeschlossen. Über den Mittelagern beträgt die Systemhöhe der Hauptträger 13,875 m, dazu sind sie der Standsicherheit (Erdbebengebiet) wegen mit einem Anzug von 1:11,8 gespreizt. Die Aufstellung der Brücke in senkrechter Lage hätte umfangreiche Stützkonstruktionen erfordert, ebenso hätten bei Rückenlage der Schrägstellung wegen die Hauptträger bis zum Einbau der Querverbände seitlich besonders abgestützt werden müssen. Daher wurde die Brücke auf der Seite liegend aufgestellt. Abb. 8 zeigt die sich daraus ergebende Anordnung der Brücke bei der Probeaufstellung. Ein Hauptträger wurde ausgelegt und die senkrechten Querverbände ein-

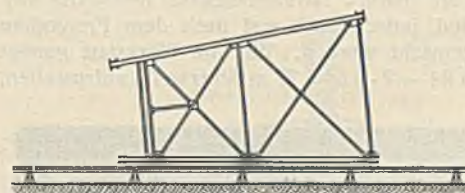


Abb. 8.

gebaut, so daß nunmehr der zweite Hauptträger aufgelegt werden konnte. Da für die Aufstellung der Brücke im Bogenscheitel ein Gelenk vorgesehen ist, das erst nach Aufbringung aller ständigen Lasten geschlossen wird, konnten die beiden Brückenhälften getrennt aufgestellt werden.



Abb. 9.

gebaut, so daß nunmehr der zweite Hauptträger aufgelegt werden konnte. Da für die Aufstellung der Brücke im Bogenscheitel ein Gelenk vorgesehen ist, das erst nach Aufbringung aller ständigen Lasten geschlossen wird, konnten die beiden Brückenhälften getrennt aufgestellt werden.

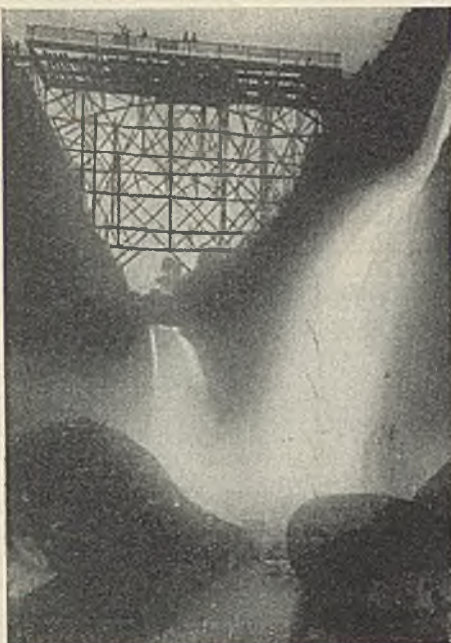


Abb. 6.

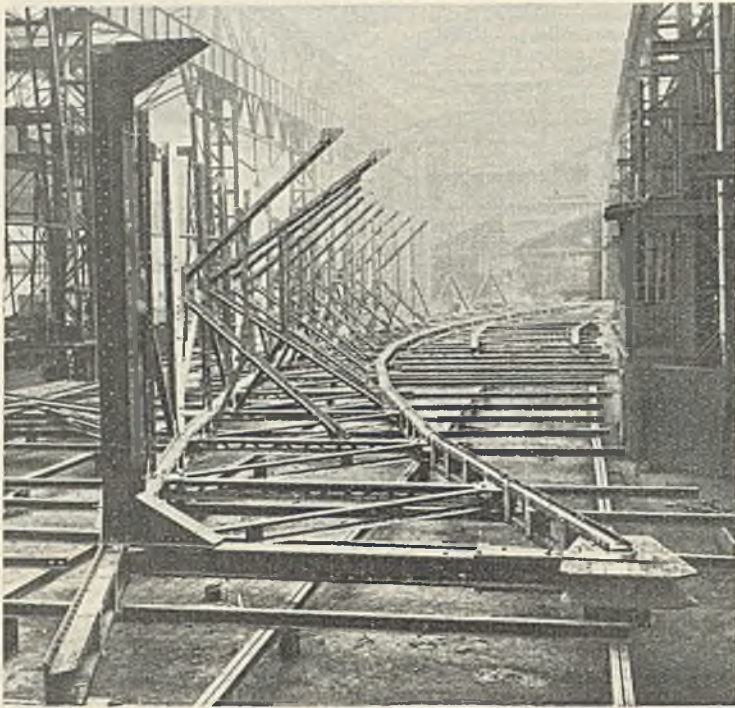


Abb. 10.

Ein anderes Beispiel einer für Ostindien bestimmten Straßenbrücke, eines Auslegerbogenträgers mit Zugband in der Mittelöffnung von $24,5 + 84,0 + 24,5$ m Länge, ist im System in Abb. 9 dargestellt. Auch hier sind Gelenke vorgesehen, die in den den Mittelagern benachbarten



Abb. 11.

Knotenpunkten angeordnet sind, jedoch auch erst nach dem Freivorbau der Mittelöffnung wirksam gemacht werden. Für die Werkstatt genügt es daher, den Mittelbogen von $84 - 2 \cdot 3,5 = 77$ m Stützweite aufzustellen,

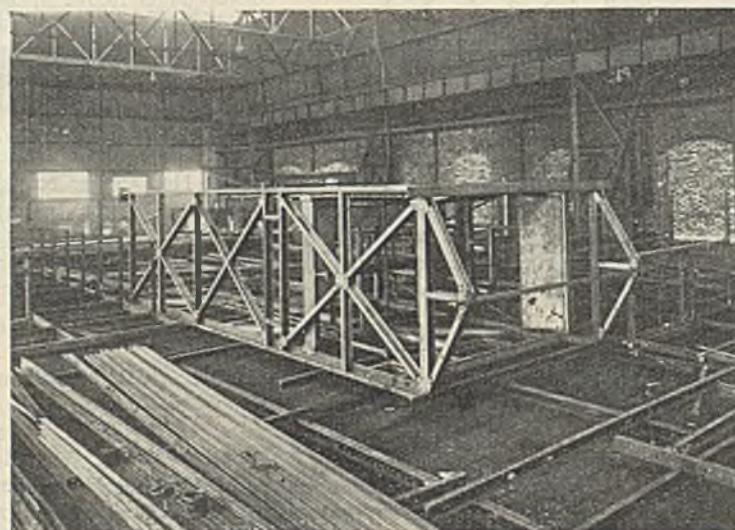


Abb. 12.

was wegen der großen Bogenhöhe ebenfalls in Seitenlage geschah. Abbild. 10 zeigt einen Hauptträger mit den senkrechten Querverbänden vor Auflegen des zweiten Hauptträgers. Die Fahrbahn der Mittelöffnung wurde zusammen mit dem Zugband für sich ausgelegt (Abb. 11), dagegen wurden die seitlichen Überbauten im ganzen in senkrechter Lage vormontiert.

Die Hochbauten erfordern im allgemeinen nicht dieselben vollständigen Probeaufstellungen wie die Brücken. Es werden aber doch größere zusammenhängende Teile

(Binder, Säulen, Fachwerkkunterzüge) zusammengelegt und ihr Zusammenpassen geprüft, wobei auch diejenige Lage gewählt wird, die für die Probeaufstellung am günstigsten ist, wie z. B. in Abb. 12 die auf der Seite liegenden Teile einer Schaltstation für Mittelamerika. Kommen schwierigere Konstruktionen vor, so werden sie durch Aufstellen auf Zusammenpassen geprüft und gegebenenfalls nachbearbeitet. Abb. 13 zeigt die Probeaufstellung einer Kuppeldecke für das Dach eines Regierungsgebäudes in Südamerika. Da die Hochbauten im allgemeinen nicht wie die Brückenträger nur auf vier Punkten, sondern auf einer ganzen Reihe von Punkten auf die Fundamente aufgesetzt sind, wodurch sich die Ausgleichsmöglichkeit beim Ausrichten der Konstruktionen ergibt, liegen die Verhältnisse günstiger. In wichtigen Fällen bei größeren Konstruktionen, Zusammenstoß mehrerer Hallen usw. ist aber auch eine Teilaufstellung angebracht, wie sie Abb. 14 zeigt. Es handelt sich hier um ein Werkstattengebäude für Vorderindien. Der großen Höhe wegen mußte das Endfeld einer Halle mit davor quer verlaufender Kranbahn einer rechtwinklig dazu gelegenen Halle im Freien „wie im Ernstfalle“ mittels Schwenkmast aufgestellt werden.

Weitere Mittel zur Sicherstellung eines guten Zusammenpassens von Stahlbauteilen auf der Baustelle sind die nachstellbaren Vorrichtungen, wie sie z. B. die Spannstangen in Verbindung mit den Spannschlössern darstellen. Dort, wo diese angewendet werden können, wie z. B. bei Schrägen oder Dreieckverbänden, erübrigt sich die Schablonenherstellung und Probeaufstellung, da durch jene die zeichnungsmäßige Form ohne weiteres gebildet werden kann. Allerdings erfordert die Anfertigung der Spannschlösser besondere Kosten, und noch schwerwiegender ist der Nachteil, daß nur bis zu gewissen Abmessungen eine praktische Verwendbarkeit auf der Baustelle gegeben ist. Weiter sind die Spannstangen nur zur Aufnahme von Zugkräften geeignet, so daß bei wechselnden Quer-

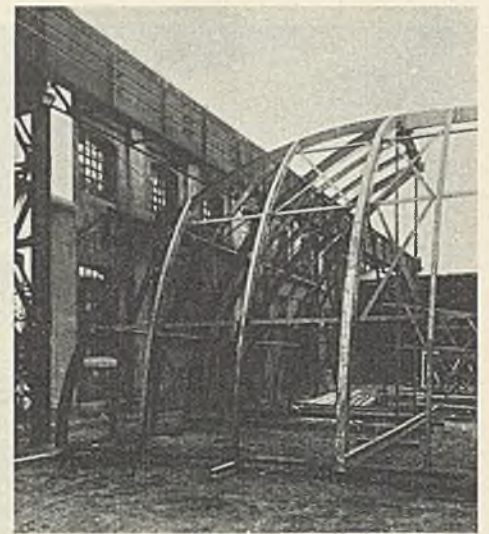


Abb. 13.

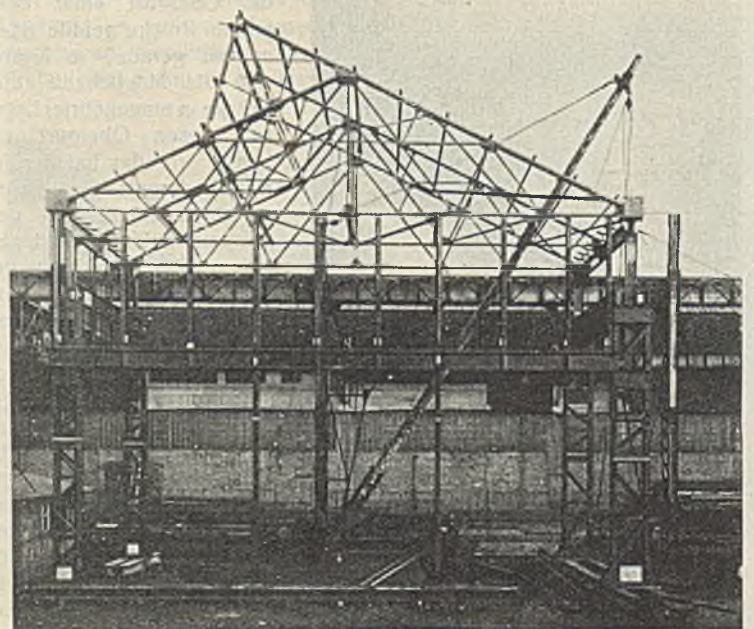


Abb. 14.

kräften Gegenstreben angeordnet werden müssen. Dazu besteht die Gefahr, daß bei ungeschickter Einstellung auf der Baustelle der ganze Bau krumm gezogen werden kann.

Es ist nun Sache der Erfahrung, aus den zur Verfügung stehenden Mitteln dasjenige oder eine Verbindung derjenigen auszuwählen, die bei einem Kleinstwerte an Kosten die größte Gewähr für gutes Zusammenpassen der Bauteile auf der Baustelle ergeben. Sind weiter alle die aufgeführten Punkte bei der rechnerischen und zeichnerischen Behandlung beachtet und insbesondere die richtigen Voraussetzungen für den Transport

und die Aufstellung erfüllt, dann treten die Vorteile der Stahlbauten beim Gebrauch für Übersee besonders in Erscheinung. Sie geben eine viel größere Unabhängigkeit von den Arbeitsverhältnissen und bieten dadurch eine bedeutend größere Sicherheit als Bauweisen, die von der Geschicklichkeit und Zuverlässigkeit der Baustellenarbeiter abhängig sind. Und nicht zuletzt bedeutet es einen größeren Vorteil für die deutsche Volkswirtschaft, wenn nicht nur Baustoffe, sondern auch fertig bearbeitete Bauteile ausgeführt werden, deren Aufstellungskosten nur noch einen geringen Teil der Gesamtbaukosten ausmachen.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Straße zum Mount Vernon in den Vereinigten Staaten von Nordamerika.

Von Prof. Dr.-Ing. E. Neumann und Regierungsbaumeister A. Heeb, Technische Hochschule Stuttgart.

Bei meinem ersten Besuch in den V. St. A. im Jahre 1912 konnte man das Landgut des ersten Präsidenten, George Washington, zweckmäßig nur mit dem Dampfer erreichen, der die Besucher durch die landschaftlich reizvolle Gegend des Potomacflusses nach Mount Vernon führte. Später wurde eine elektrische Straßenbahn gebaut, die den Verkehr zwischen der Bundeshauptstadt Washington und Mount Vernon vermittelte. Aber auch diese Bahn entsprach nicht mehr dem amerikanischen Verkehrsbedürfnis. Sie wurde vom Bundesstaat angekauft, abgerissen, und an ihre Stelle wurde eine Autostraße gebaut, deren Durchführung uns Teilnehmern am Internationalen Straßenkongreß im Herbst 1930 vorgeführt wurde.

Die Ausführung wurde in eine Anzahl von Bauabschnitten unterteilt. Der I. Abschnitt bestand in dem Aufbringen einer Steinschüttung zum Schutze der flußeitigen Böschung zwischen Columbia Island und der Pennsylvania-Eisenbahnbrücke (Abb. 1), sowie in dem Einspülen der Dammschüttungen für die künftige Straße in den Flußbuchten.

Die Herstellung des Straßenplanums auf den Landstrecken, sowie die Ausführung von Entwässerungsanlagen, waren die Bauarbeiten des II. Abschnitts. Der III. Abschnitt erstreckt sich auf die Herstellung von zwölf Brücken. Als IV. und letzter Abschnitt war die Herstellung der Straßenbefestigung vorgesehen.

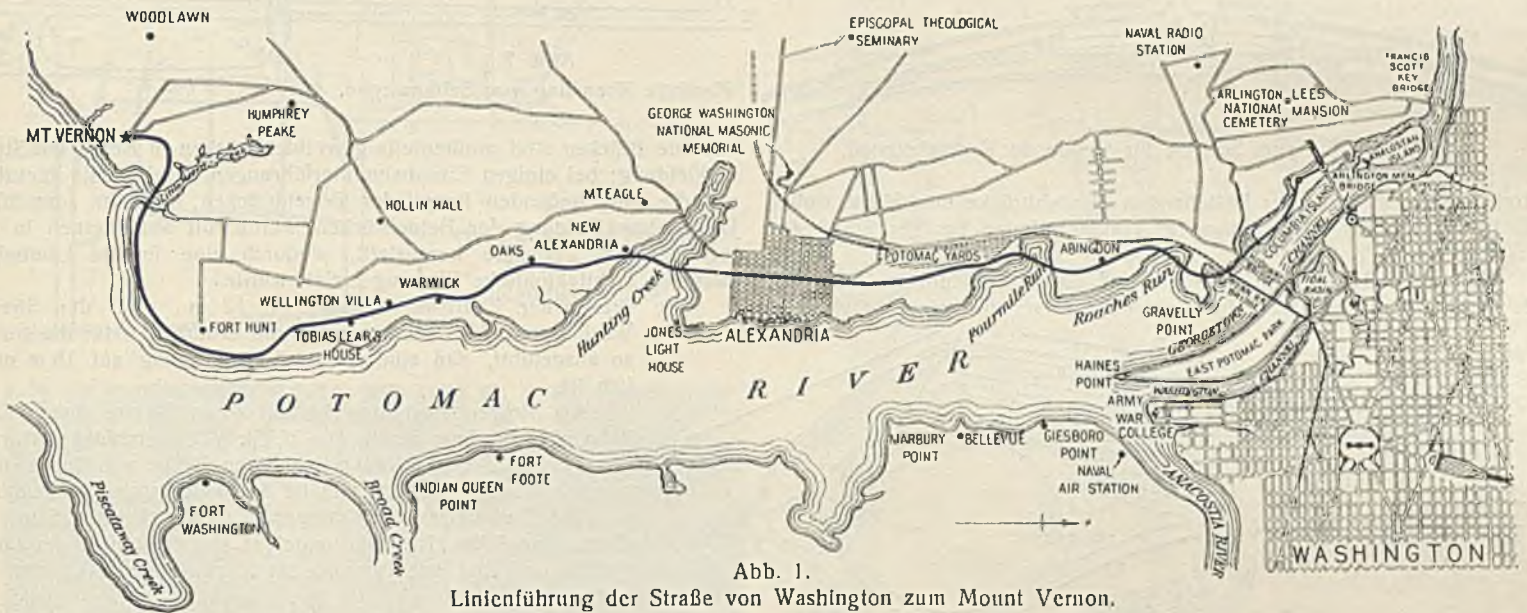


Abb. 1.
Linienführung der Straße von Washington zum Mount Vernon.

Die neue Kraftverkehrsstraße, innerhalb eines dicht besiedelten Gebietes, bietet eine Anzahl bemerkenswerter Bauanordnungen und soll daher im folgenden kurz beschrieben werden.

Im Jahre der 200jährigen Wiederkehr des Geburtstages von George Washington, dessen auch außerhalb der V. St. A. gedacht worden ist, hat man die Autostraße von der Stadt Washington nach dem Mount Vernon, wo der Präsident nach seiner Abdankung seine letzten Lebensjahre als Farmer zugebracht hat und wo sich seine Grabstätte befindet, dem Verkehr übergeben.

Das Bedürfnis für diese Straße ist daran zu erkennen, daß 1928 rd. 400 000 Personen die Grabstätte des Gründers der Nation besucht haben, und daß vor Jahren schon auf der bisherigen Zufahrtstraße täglich bis zu 1300 Personenkraftwagen und rd. 30 Omnibusse gezählt worden sind.

Der Gedanke, die Hauptstadt der V. St. A. mit dem Mount Vernon durch eine Straße zu verbinden, entstand schon im Jahre 1886. Seine Ausführung, lange Zeit gefördert von einer zu diesem Zweck gegründeten Vereinigung, wurde endgültig vom Kongreß am 23. Mai 1928 beschlossen.

Bei der Wahl der Linienführung standen zwei Trassen zur Wahl: Die eine landeinwärts am Rande der Stadt Alexandria vorbeiführend, die andere folgt der Küste des Potomac-Flusses und durchquert Alexandria. Die letztere wurde gewählt, da sie eine Reihe historischer Stätten berührt und durch eine schöne Landschaft führt (Abb. 1).

Die Straße beginnt in Washington an der Memorial-Brücke und führt entlang dem Ufer des Potomac-Flusses vorbei am Flugplatz. Hierauf wird die Stadt Alexandria durchquert, die zur Zeit Washingtons eine lebhaft Handelsstadt war und wo nahezu jedes Bauwerk an George Washington erinnert. Die Straße überschreitet dann in einem Damm die Bucht (Hunting Creek), steigt auf zur Hochebene und endet am Eingangstor zu dem Park von Mount Vernon, wo sich Washingtons ehemaliger Wohnsitz und sein Grabmal befindet.

Abschnitt I wurde im August 1929 ausgeschrieben; mit der Ausführung der Steinschüttung wurde alsbald begonnen. Die Dämme in den Buchten von 4 km Länge sind im Elgenbetriebe durch das Kriegsdepartement mit Unterstützung des Ingenieurkorps ausgeführt worden. Durch Verwendung von schwerem Gesteinsmaterial wurden die Dämme in kurzer Zeit stand-

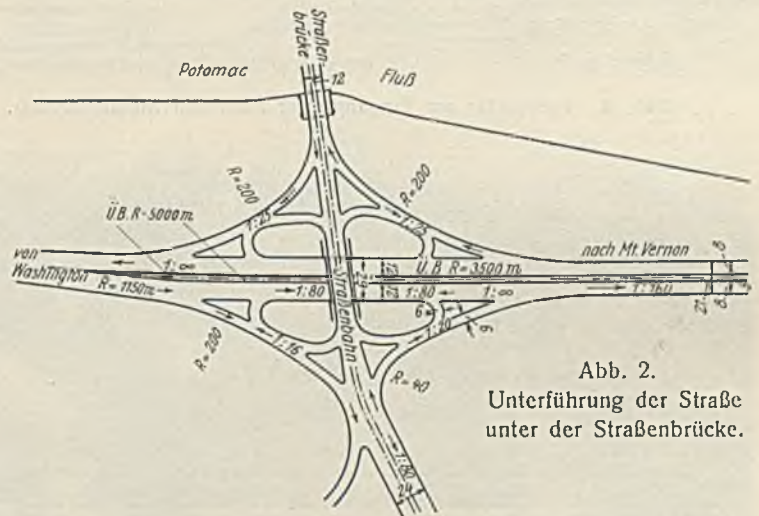


Abb. 2.
Unterführung der Straße unter der Straßenbrücke.

fest. Abschnitt II wurde im März 1930, Abschnitt III im April desselben Jahres begonnen und ohne Unterbrechung im Frühjahr 1931 fertiggestellt, hierauf folgte Bauabschnitt IV, so daß Ende des vergangenen Jahres die gesamte, etwa 25 km lange Straße, dem Verkehr übergeben werden konnte.

Die Krümmungshalbmesser der neuen Straße sind im allgemeinen größer als 1000 m, an einigen Stellen sind aber Halbmesser von 400 m mit Rücksicht auf das Gelände notwendig geworden.

Allein auf der Strecke zwischen Columbia Island und der Pennsylvania-Eisenbrücke waren etwa 570 000 m³ Füllmaterial aufzuspülen. Die

drei Öffnungen durchquert. Von hier ab folgt die Straße wieder dem Flußufer. Da in der Nähe von Wellington Villa mit späterer städtebaulicher Entwicklung gerechnet wird, sind hier seitlich Parallelstraßen geplant, um zu verhindern, daß durch viele Kreuzungen der Verkehr auf der Hauptstraße gehemmt wird.

Abb. 3. Parkplatz für kurzen Aufenthalt an hervorragenden Aussichtspunkten.

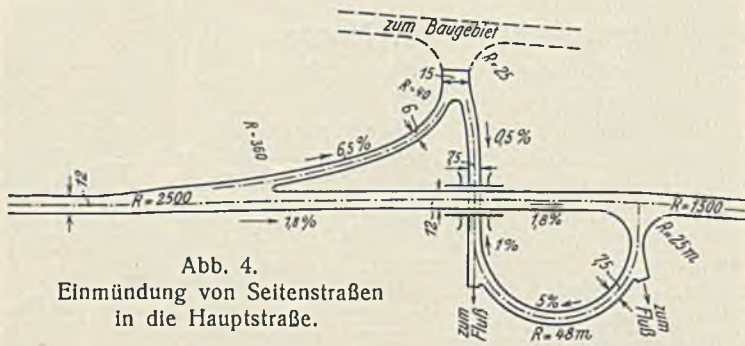
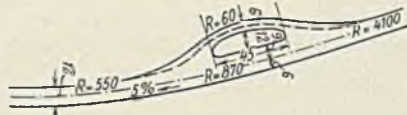


Abb. 4. Einmündung von Seitenstraßen in die Hauptstraße.

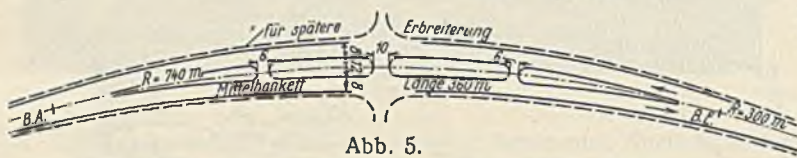


Abb. 5. Mittelbankette zum Schutze für wendende Kraftfahrzeuge.

Straße wird dort unter der bestehenden Straßenbrücke unterführt, wobei durch Anschüttung von Rampen für kreuzungsfreien Verkehr Sorge getragen ist (Abb. 2).

Kurz nach der Stadt Alexandria wird die Bucht Hunting Creek mit etwa 900 m Dammschüttung in offenem Gewässer und einer Brücke mit

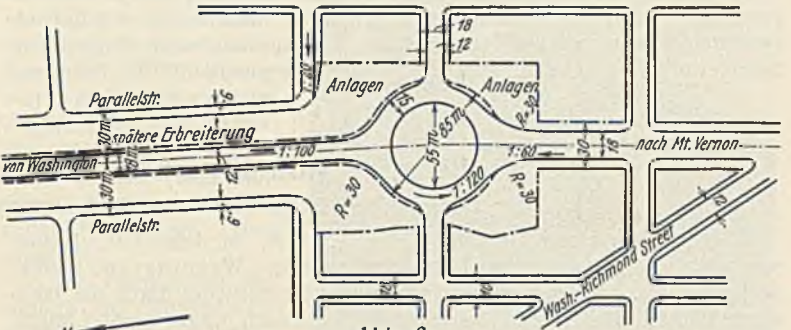


Abb. 6. Platzanlage mit Kreisverkehr bei der Einfahrt in die Stadt Alexandria.

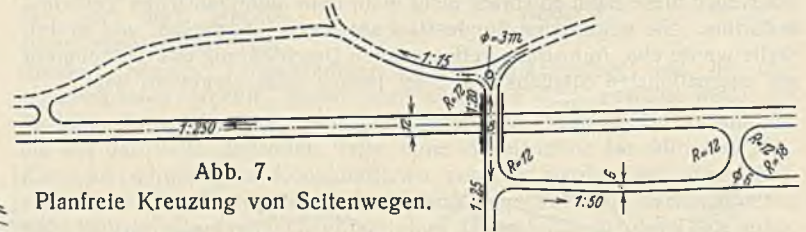


Abb. 7. Planfreie Kreuzung von Seitenwegen.

Die Brücken sind größtenteils gewölbte Brücken in Beton mit Steinverkleidung; bei einigen Eisenbahnunterführungen wurden mit Rücksicht auf die anschließenden Bauglieder Bogenbrücken in Stahl ausgeführt. Die Steinverkleidung der Betonbrücken wurde mit Natursteinen in unregelmäßigem Verbands hergestellt, wodurch eine in die Landschaft passende architektonische Wirkung erzielt wurde.

Die Breite der Fahrbahn beträgt rd. 12 m. Auf der Strecke Washington—Alexandria wurden die Erdarbeiten für die Straße so ausgeführt, daß eine spätere Verbreiterung auf 18 m möglich ist.

Als Straßenbefestigung ist auf einer 20 cm dicken Kiesbahn als Unterlage der in den V. St. A. als Straßenbefestigung sehr beliebte Asphalttränkmakadam in Dicke von 7 cm aufgebracht worden. Die Fahrbahn ist durch Bordsteine eingefasst.

Die Parkplätze für Kraftwagen sind 3,5 bis 4,5 m, für Omnibusse 6 bis 7 m tief angelegt, haben einseitiges Quergerfälle und sind mit einer 15 bis 20 cm dicken Kiesbahn befestigt.

Die Anlage der Straße hinsichtlich der Kreuzung mit anderen Verkehrswegen ist von allgemeinem Interesse für den Bau von Fernverkehrsstraßen und Kraftwagenbahnen. In Abb. 2 ist z. B. die Kreuzung des Südendes der Straßenbrücke mit der Mount Vernon-Straße dargestellt. Die Mount Vernon-Straße wird hier unterführt, und der Verkehr wird durch Rampen so geleitet, daß jede Kreuzung vermieden wird.

Abb. 3 zeigt einen Parkplatz an hervorragenden Aussichtspunkten der Straße für kurzen Aufenthalt der Fahrzeuge. Um für spätere Zeiten die Möglichkeit einer bequemen Verbindung von der Straße zum Flußufer bzw. in seitlich gelegenes Baugelände vorzusehen, sind Unterführungen nach Abb. 4 an mehreren Stellen ausgeführt worden. Um den Kraftfahrzeugen auch auf offener Strecke die Möglichkeit des Umwendens zu geben, ohne daß dabei der übrige Verkehr aufgehalten wird, sind an verschiedenen Stellen in etwas engeren Kurven die beiden Fahrtrichtungen durch unterbrochene Mittelbankette unterteilt worden (Abb. 5). Hierdurch wird erreicht, daß das Fahrzeug in drei Etappen umkehren kann. Um die hohe Fahrgeschwindigkeit, die auf offener Strecke vorhanden ist, bei der Durchfahrt durch die Stadt Alexandria herabzumindern, wurde bei der Einfahrt in die Stadt eine Platzanlage mit Kreisverkehr geschaffen (Abb. 6), die den Fahrer zwingt, seine Geschwindigkeit zu ermäßigen. Eine einfachere Art der Ausführung einer planfreien Kreuzung zweier Straßen zeigt Abb. 7; hier ist die Hauptverkehrsstraße unterführt und für Zu- und Ausgang an zwei Punkten Sorge getragen.

Abb. 8 zeigt das Ende der Straße am Zugänge zum Park von Mount Vernon mit getrennten Parkplätzen für 350 Personenkraftwagen und 60 Omnibussen und

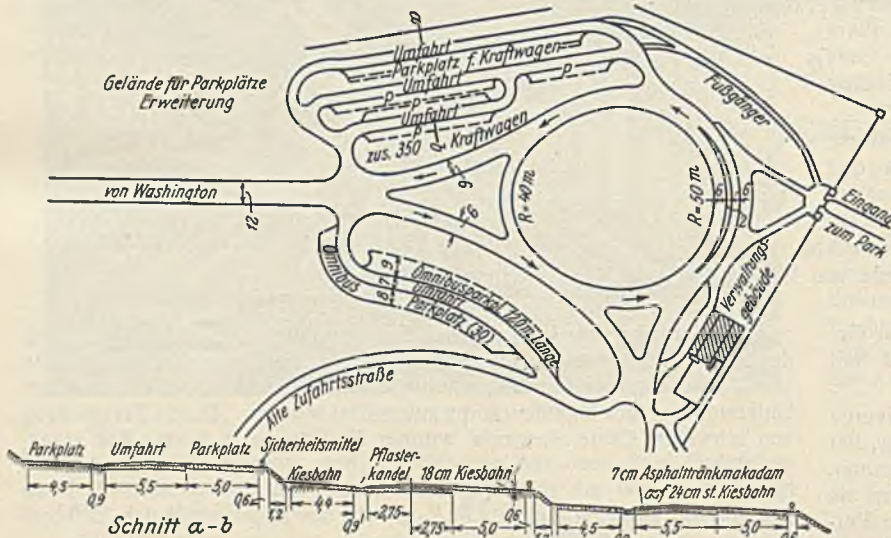


Abb. 8. Parkplätze am Eingang zum Park von Mount Vernon.



Abb. 9. Schaubild der Straße mit Parkplätzen am Eingang zum Park von Mount Vernon.

einer späteren Erweiterungsmöglichkeit für 1500 Fahrzeuge. Die Abbildung gibt auch einen Querschnitt durch die Parkplätze für Kraftwagen. Das Schaubild (Abb. 9) zeigt, daß es auch in landschaftlich hervorragend gelegenen Orten durch geschickte Anordnung von Baumgruppen und Grünflächen möglich ist, die beim Massenverkehr nicht zu umgehende

Schaffung von Parkplätzen so zu gestalten, daß das Landschaftsbild kaum beeinträchtigt wird.

Mit der Mount Vernon-Straße haben die Amerikaner eine vorbildliche Autostraße geschaffen, deren Ausgestaltung auch für ähnliche in Deutschland bestehende Pläne Beachtung verdient.

Alle Rechte vorbehalten.

Vom Bau der Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Kleinen Belt.

(Fortsetzung der Mitteilungen in der Bautechn. 1931, Heft 47, S. 683 bis 685.)

Von Schaper.

Die schwierigen Bauarbeiten sind in der Zwischenzeit trotz mancher unerwarteter Hindernisse sehr gefördert worden.

Der Senkkasten des dritten Pfeilers im Belt ist am 8. März d. J. und der des vierten Pfeilers am 19. Juli d. J. glücklich vom Stapel gelaufen. Die Stapelläufe vollzogen sich in gleicher Weise, wie sie früher geschildert ist. Die Senkkasten waren aber beim Stapellauf an schweren

Betonblöcken im Belt mit langen Sellen verankert. Es wurde hierdurch verhindert, daß sie, wie es beim ersten Senkkasten vorgekommen war, durch die Strömung abgetrieben wurden. Auch das Drehen der schwimmenden Senkkasten ging in gleicher Weise wie früher vor sich. Auf den beiden Senkkasten werden gegenwärtig in der gleichen Art wie bei ihren beiden Vorgängern die Pfeiler hochgeführt (vgl. Abb. 11 auf S. 685 der Bautechn. 1931). Ergänzend sei hierzu noch bemerkt, daß der Senkkasten zunächst in der Nähe des Ufers mit Wasserballast auf den Grund abgesetzt wird (Abb. 1), damit er nicht von der Strömung abgetrieben wird. Ist der Pfeiler auf dem Senkkasten ein Stück hochgeführt, so wird der Senkkasten durch Auspumpen des Wasserballastes wieder zum Schwimmen gebracht, an eine tiefere Stelle geschafft, wieder durch Wasserballast auf den Grund gesetzt und weiter aufgemauert (Abb. 2). Hat der Pfeiler eine genügende Höhe erreicht, so wird er an seine endgültige Stelle gebracht und mit Wasserballast auf den Grund ver-

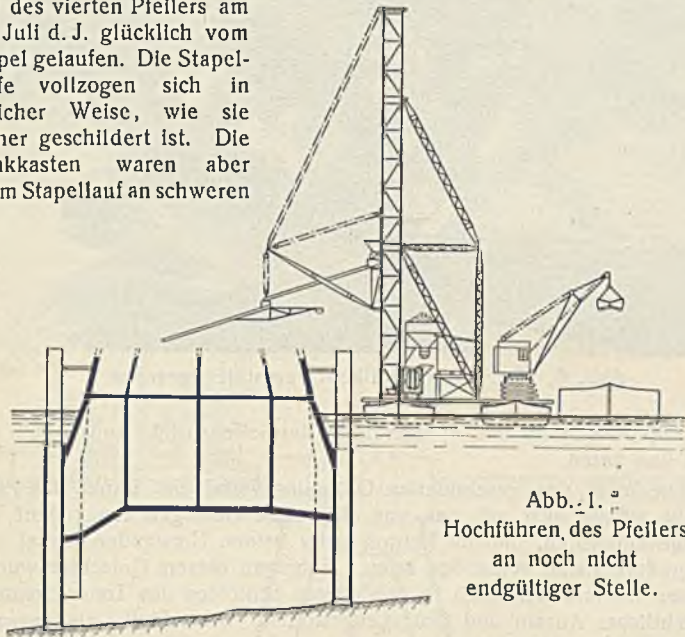


Abb. 1. Hochführen des Pfeilers an noch nicht endgültiger Stelle.

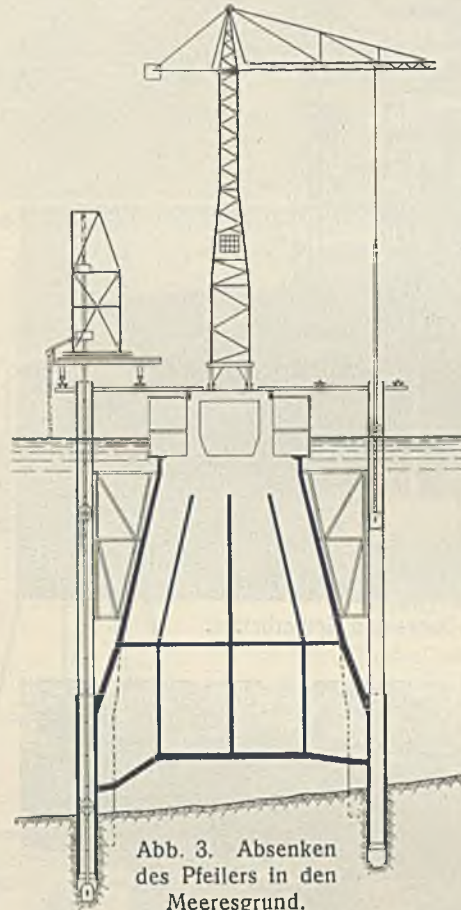


Abb. 3. Absenken des Pfeilers in den Meeresgrund.

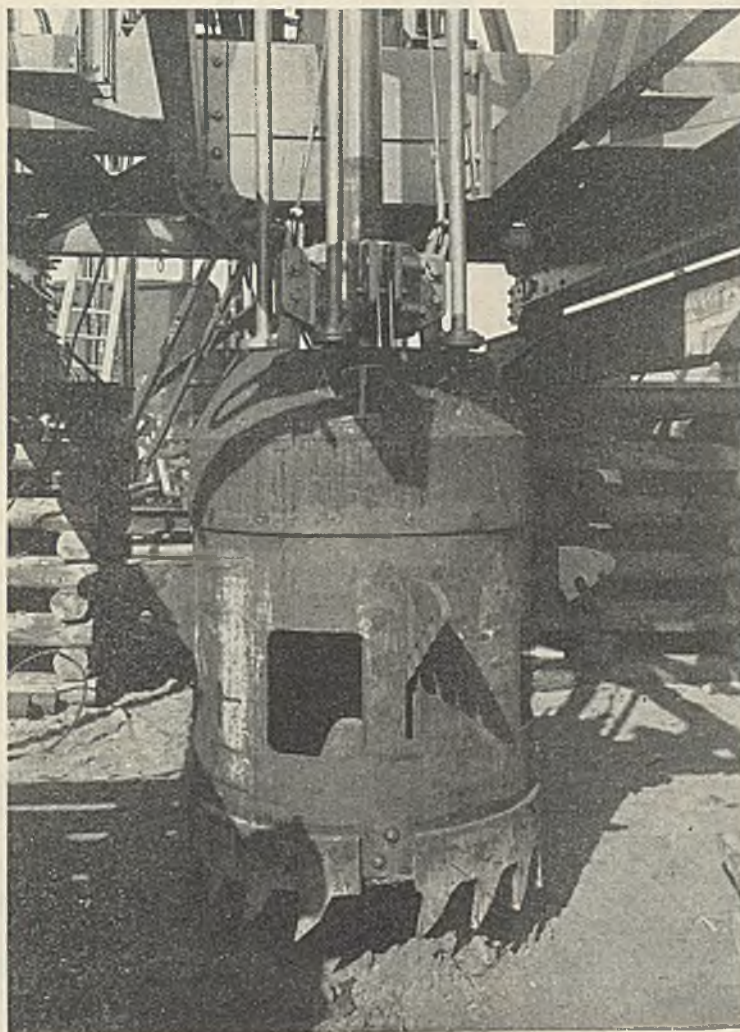


Abb. 5. Bohr- und Spülkopf in der Seitenansicht.

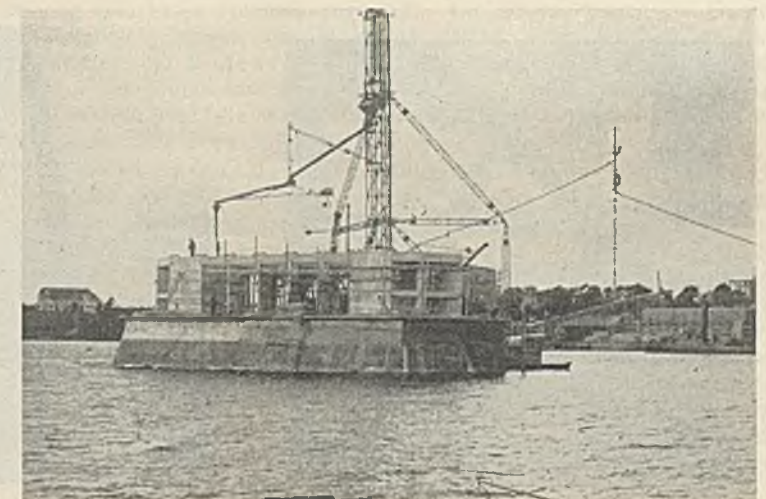


Abb. 2. Hochführen des Pfeilers.

senkt. Es beginnen dann in den Hohlpfählen, die den Senkkasten umschließen, die Bohr- und Spülarbeiten, um den Pfeiler auf die nötige Gründungstiefe in den Meeresgrund abzusenken. Zwei auf dem Pfeiler errichtete Turmdrehkrane (Abb. 3 u. 4), die die stählernen Aufsatzpfähle auf die Eisenbetonpfähle aufgesetzt und die beiden Bohrtürme aufgestellt haben, dienen zum Einbringen der Bohr- und Spülgestänge in die Pfähle. Zwei Bohrtürme betätigen die Bohr- und Spülgeräte. In der Abb. 4 sieht man das eine Bohr- und Spülgerät in Tätigkeit. Das Bohrgut wird in einem dicken Strahl herausgespült. Abb. 5 zeigt

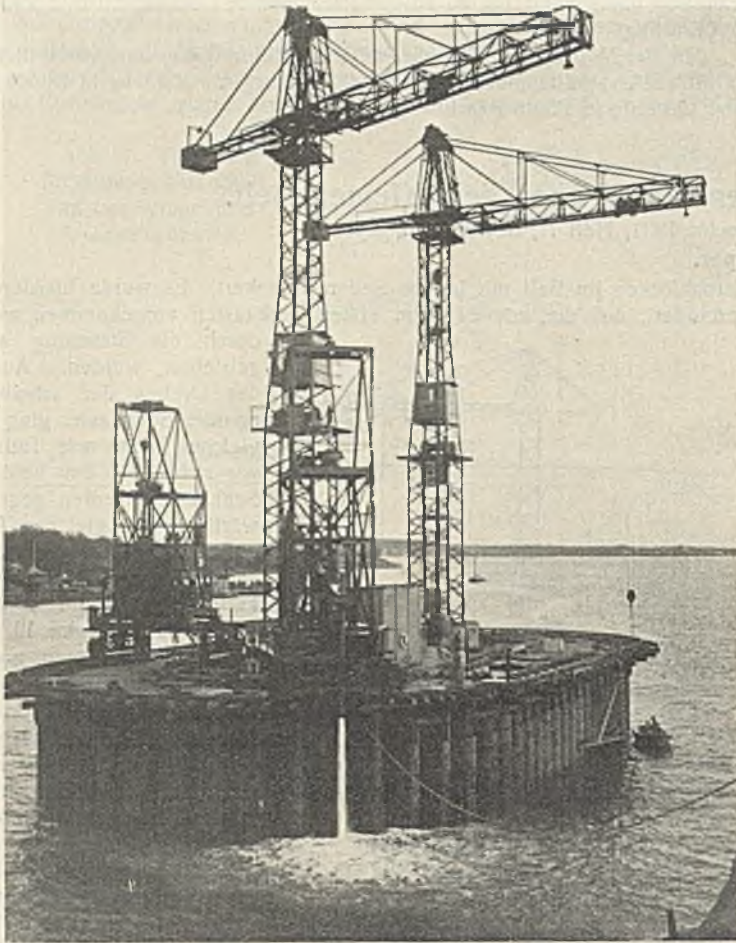


Abb. 4. Bohr- und Spülarbeiten.

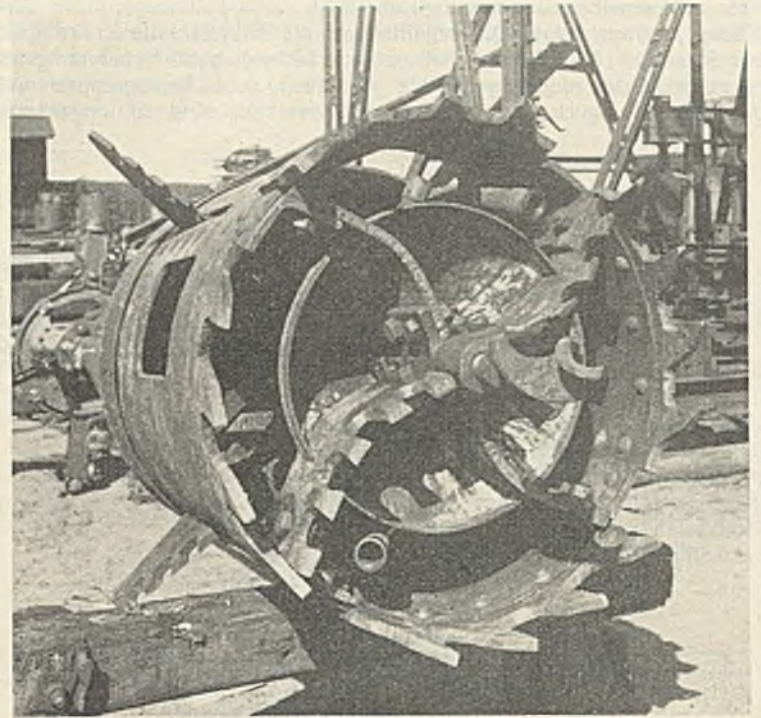


Abb. 6. Bohr- und Spülkopf von unten gesehen.

den Kopf des Bohr- und Spülgeräts in der Seitenansicht und Abb. 6 den Kopf von unten.

Die Wahl des geschilderten Gründungsverfahrens durch das Preisgericht stützte sich auf das von dänischen Geologen abgegebene eindeutige Gutachten, daß im Beltton unter keinen Umständen Kiesel oder gar größere Steine vorhanden seien. Entgegen diesem Gutachten wurden bei den Bohrarbeiten doch in den oberen Schichten des Tones Steine in beträchtlicher Anzahl und Größe angetroffen. Diese Steine sind vermutlich nach der Ablagerung des Tones auf dem Meeresgrunde auf Eisschollen aus dem Norden in den Belt gelangt und dann in die oberen Tonschichten abgesunken. Die Steine mußten unter großen Schwierigkeiten mit Tauchern (Abb. 7), die in den engen Rohren und in der großen Tiefe nur mühsam arbeiten konnten, und durch Steinzangen (Abb. 8) oder Polygreifer (Abbild. 9), teilweise nach Zertrümmerung mit Fallmeißeln, entfernt werden. Trotz dieser großen

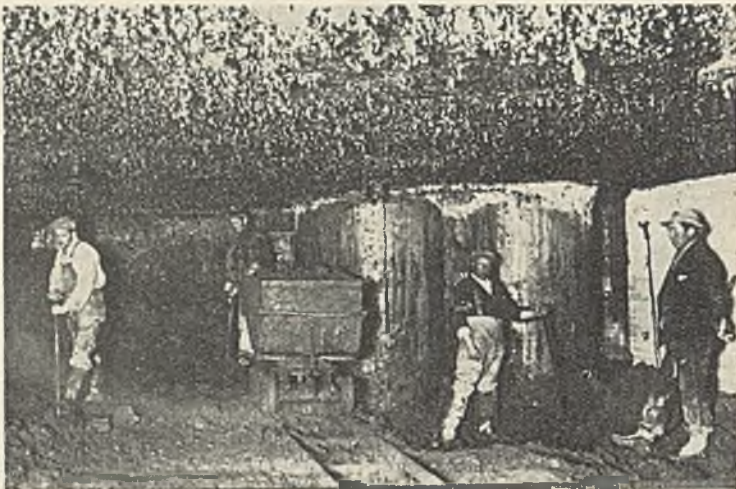
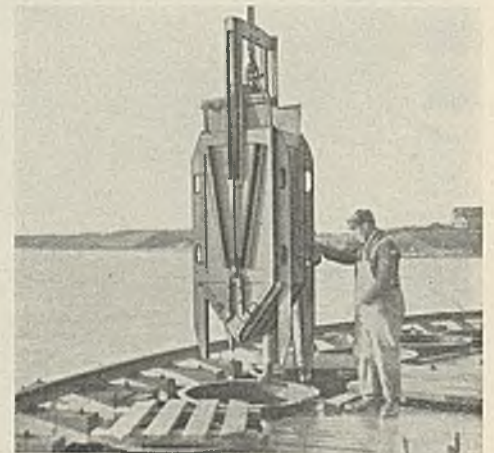


Abb. 12. Ausschachtungsarbeiten im Arbeitsraum des Senkkastens.



Abb. 7. Ein Taucher wird in einen Hohlpfahl hinuntergelassen.

Abb. 8.
Steinzange.Abb. 9.
Polygreifer.Abb. 10.
Kasten zum Unterwasser-Betonieren.

Schwierigkeiten, die den Fortschritt der Arbeiten erheblich verzögerten, ist der erste Pfeiler schon vor längerer Zeit auf die vorgeschriebene Tiefe abgesenkt worden. Die Eisenbetonhohlpfähle, die den Senkkasten umschließen, sind dann durch die stählernen Aufsatzpfähle hindurch mit Hilfe der Turmdrehkrane durch kastenförmige Trichter (Abb. 10) unter Wasser ausbetoniert worden. Nach dem Erhärten des Betons in den Pfählen ging man daran, den Senkkastenarbeitsraum, der durch Treppen von oben zugänglich ist (Abb. 11), auszusachten. Zum Glück zeigte sich der Baugrund trotz der Störungen durch das Entfernen der vielen Steine vollkommen wasserdicht. Die Arbeiten im Senkkastenarbeitsraum — Ausschachten und Ausbetonieren — konnten daher entsprechend den Voraussetzungen ohne Druckluft durchgeführt werden

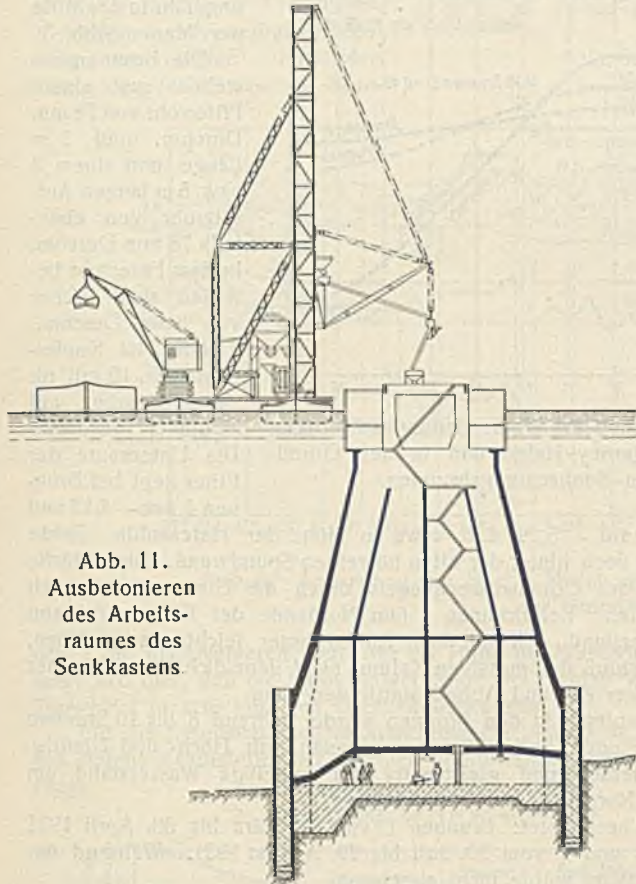


Abb. 11.
Ausbetonieren
des Arbeits-
raumes des
Senkkastens.

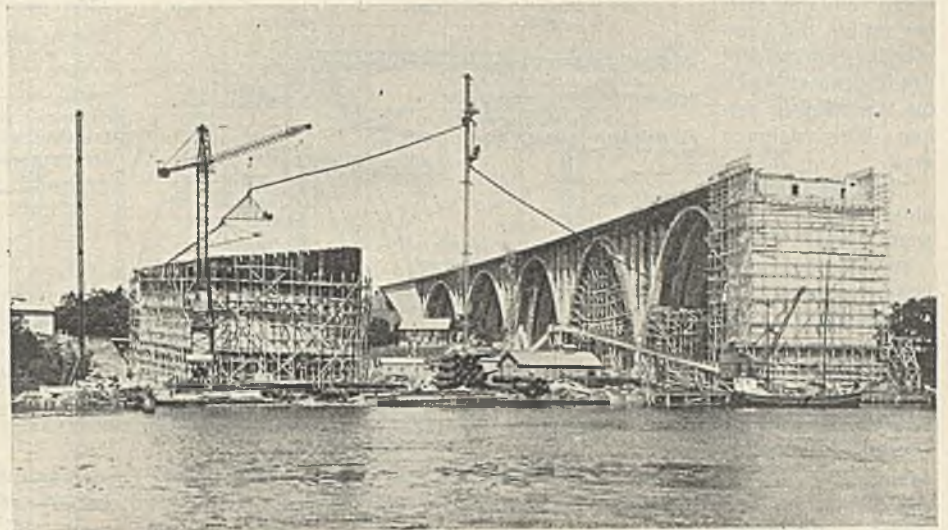


Abb. 14. Gewölbe der Vorlandbrücke auf dem Ufer von Jütland.

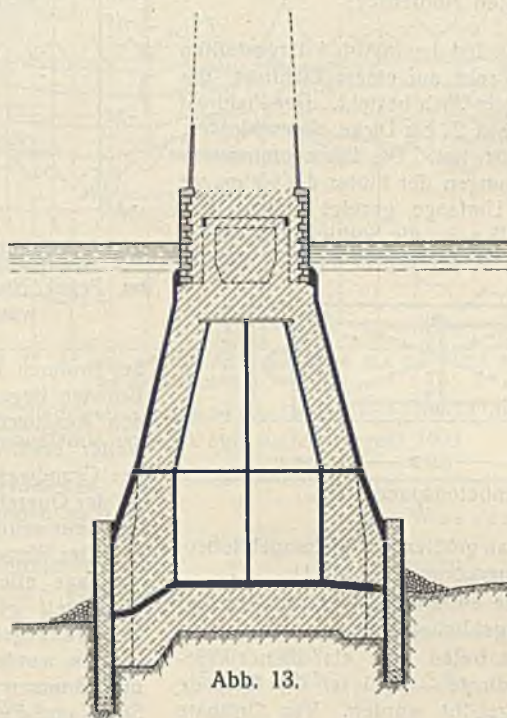


Abb. 13.

(Abb. 12). Nun boten die weiteren Arbeiten am Pfeiler keine Schwierigkeiten mehr. Der erste Pfeiler geht jetzt seiner Vollendung entgegen (Abb. 13). Der zweite Pfeiler ist gegenwärtig auf die ursprünglich vorgesehene Tiefe abgesenkt worden. Da an dem Standorte dieses Pfeilers die Beltsohle stark geneigt ist, hat man sich nachträglich entschlossen, die Rohre, die den Senkkasten umschließen, zur Erhöhung der Standsicherheit des Pfeilers um einige Meter zu verlängern; der Pfeiler selbst kann nicht tiefer abgesenkt werden, weil die Decke des Arbeitsraumes auf dem Meeresboden aufrucht. Die Rohre werden dadurch verlängert, daß in ihnen Stahlrohre mit etwas geringerem Durchmesser als dem der ersteren einige Meter in den Meeresboden eingerammt werden.

Die Arbeiten für die Gewölbe der Vorlandbrücken sind ebenfalls schon weit vorgeschritten. Abb. 14 zeigt den Zustand dieser Arbeiten vor einigen Wochen auf dem Ufer von Jütland.

Beobachtungen über die Grundwasserbewegung hinter einer dichten Uferwand im Tidegebiet.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister Walther, Norderney.

Eiserne Spundwände bei der Herstellung von Ufermauern und Bohlwerken im Hafen- und Schleusenbau haben in neuerer Zeit durch die Vervollkommnung der Walztechnik eine große Bedeutung erlangt. Die schweren Spundbohlenprofile gestatten die Verwendung eiserner Spundwände auch bei großen Wandhöhen und Gründungstiefen. Die zutreffende Berücksichtigung der auftretenden Belastungen ist für die wirtschaftliche Ausbildung solcher Bauwerke von Wichtigkeit.

Hierbei kann der für die Berechnung des Wasserüberdruckes maßgebende Grundwasserstand häufig nur durch örtliche Beobachtungen in jedem Einzelfalle genauer ermittelt werden. Es ist bekannt, daß der Grundwasserstand in der Nähe der Ufer dem freien Wasserstand folgt, jedoch treten je nach Art des Bodens mehr oder weniger große zeitliche Verschiebungen der Höchst- und Tiefstwerte auf, auch pflegt der Grundwasserstand dem Wechsel des freien Wasserstandes nicht in voller Höhe nachzukommen.

Von der Dichtigkeit des Bodens und bei Bohlwerken usw. auch von der Dichtigkeit der Wand hängt es ab, in welcher Weise diese Änderungen vor sich gehen. Infolge seiner Kapillarität kann der Boden Wasser ansaugen; Tonboden und feiner Sandboden haben einen großen „Benetzungswiderstand“ und halten das Wasser in sich fest. Für die Berechnung des Wasserdruckes auf Bauwerke kommt die durch die Kapillarität gehaltene „Benetzungshöhe“ jedoch nicht in Frage, da das so gehaltene Wasser keinen Druck nach unten oder seitwärts ausübt. Vielmehr ist hierfür der wirkliche Grundwasserspiegel hinter dem zu untersuchenden Bauwerk maßgebend.

Besonders starkem Wechsel sind die Grundwasserstände im Tidegebiet unterworfen. Hierüber sind u. a. Beobachtungen vor dem Bau des neuen Hafens in Cuxhaven angestellt¹⁾, ferner vor dem Bau der Emdener Seeschleuse²⁾. In beiden Fällen sind die Beobachtungen in gewisser Entfernung vom freien Flußufer angestellt. Die Schwankungen des Grundwasserspiegels hängen also in diesen Fällen wesentlich von der Beschaffenheit des Bodens ab. Sie folgen der Gezeitenbewegung. Die Scheitel der Grundwasserbewegung bleiben gegenüber denen der Tide- welle zurück, und die Wasserspiegelunterschiede betragen in Ufernähe in beiden Fällen etwa 60% des Tidenhubes.

Diese an freien Ufern angestellten Beobachtungen können jedoch keine einwandfreien Anhaltspunkte für die Grundwasserschwankungen hinter Spundwänden im Tidegebiet geben, da durch die Spundwand die Angleichung der Grundwasserschwankungen an die Tidebewegung noch wesentlich mehr verzögert und gedämpft werden kann. Für die Standsicherheitsberechnung von Spundwänden wird man aus Sicherheitsgründen immer mit vollständig dicht schließenden Wänden rechnen müssen; es wird anzunehmen sein, daß die Wasserspiegel nicht unmittelbar durch die Spundwand hindurch, sondern unter der Spundwand hinweg durch den Boden sich ausgleichen. Dieser Ausgleich wird um so langsamer vor sich gehen und die Schwankungen des Grundwasserspiegels werden um so kleiner werden, je tiefer die Spundwand in den Boden

¹⁾ Vgl. Schultze, Seehafenbau, Bd. I, S. 214.

²⁾ Vgl. Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau, 4. Aufl., Bd. I, S. 15.

reicht und je stärker mithin die hemmende Filterschicht des Bodens ist, durch die das Wasser seinen Weg nehmen muß.

Der geplante Bau einer neuen Uferwand aus Eisen-spundbohlen im Hafen Norderney gab Veranlassung, diese Verhältnisse an einer bestehenden massiven Kalmauer zu untersuchen. Diese Ufermauer ist in den Jahren 1912 bis 1914 als Ersatz für die früher vorhandene Pflasterböschung, die mit einer 3,5 m langen hölzernen Spundwand am Fuß gestützt war, erbaut worden. Sie hat den in Abb. 1 dargestellten Querschnitt. Der Mauerkörper aus Beton ruht auf einem Pfahlrost, der aus drei Zug- und drei Druckpfählen in jedem Joch besteht. Der Pfahlrost ist vorn durch eine Eisenbetonspundwand von 22 cm Dicke abgeschlossen, die den in Abb. 2 dargestellten Querschnitt hat. Die Eisenbetonspundwand ist offenbar recht dicht, da sich Sackungen der hinter der Kalmauer liegenden Hafenstraße nur in geringem Umfange gezeigt haben. Die Unterkante der Spundwand liegt auf -8,25 a. P., die Solltiefe der Hafensohle auf -4,50 a. P., die Oberkante des Mauerkörpers auf +1,45 a. P.

Abb. 1. Querschnitt der Kalmauer im Hafen Norderney.

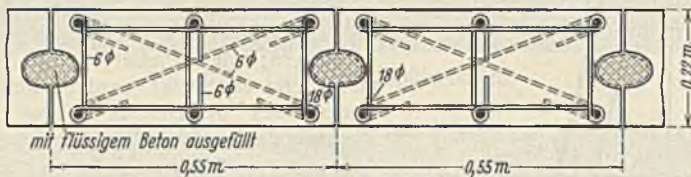


Abb. 2. Querschnitt der Eisenbetonspundwand.

Die alte Holzspundwand ist beim Neubau größtenteils stehengeblieben, sie befindet sich unter dem massiven Mauerkörper (s. Abb. 1).

Das Pflaster der alten Böschung wurde entfernt; Klinkerschotter und Buschreste sind jedoch größtenteils liegengelassen.

Der Hafen ist in den 80er Jahren im freien Watt als offener Tidehafen erbaut worden. Oberhalb der Ordinate -1,00 ist das Gelände mit Baggersand aus den Watttrinnen aufgehört worden. Von Ordinate -1,00 bis etwa -7,00 steht ebenfalls Sand an, von -7,00 bis etwa -8,00 liegt eine Darg(Moor-)schicht. Darunter steht wieder Sand mit teilweise etwas tonigen Beimengungen an.

Sowohl der aufgefüllte wie der gewachsene Sand ist außerordentlich fein. Die Korngröße liegt zwischen 0,05 und 0,5 mm. Teilweise ist der Sand mit Muscheln durchsetzt.

Besondere Entwässerungseinrichtungen sind hinter der massiven Kalmauer nicht angelegt worden.

Die für die Berechnung maßgebenden Tidewasserstände sind folgende:

$$\begin{aligned} \text{MHW} &= +0,15 \text{ a. P.} & \text{HHW} &= +3,10 \text{ a. P.} \\ \text{MNW} &= -2,17 \text{ a. P.} & \text{M. Tidehub} &= 2,32 \text{ m.} \end{aligned}$$

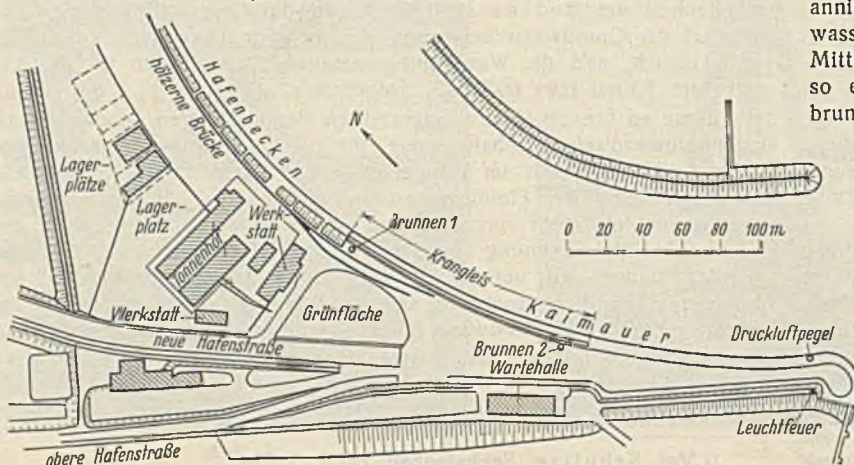


Abb. 3. Lageplan des Hafens Norderney.

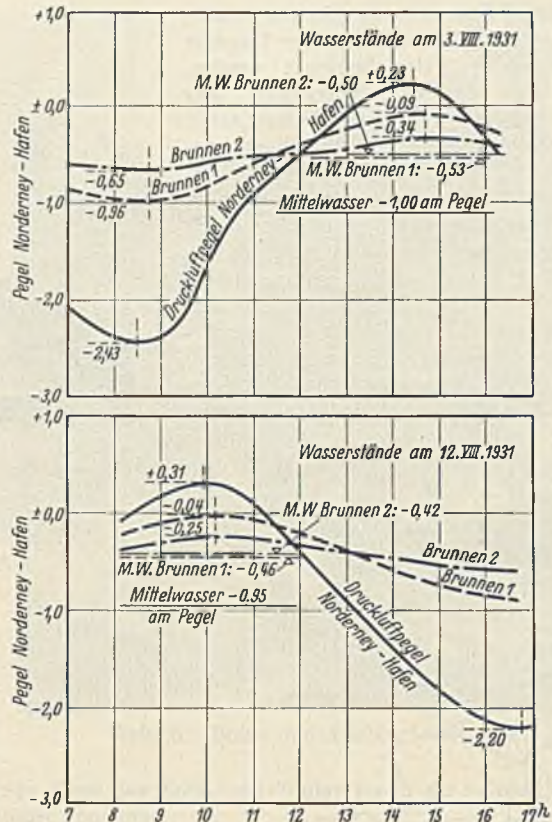


Abb. 4. Auftragung der Wasserstandsschwankungen am Pegel Norderney-Hafen und in den Grundwasser-Beobachtungsbrunnen.

Das niedrigste Niedrigwasser (NNW) ist zu -3,50 a. P. anzunehmen. Zur Beobachtung der Grundwasserbewegung wurden im Abstände von 7,70 m hinter der Vorderkante der Kalmauer zwei Filterbrunnen gesetzt, und zwar Brunnen 1 am Nordende der Kajung, Brunnen 2 etwa 120 m weiter südlich, ungefähr in der Mitte der Mauer (Abb. 3). Die Brunnen bestehen aus einem Filterrohr von 78 mm Durchm. und 1 m Länge und einem 4 bzw. 5 m langen Aufsatzrohr von ebenfalls 78 mm Durchm. In dem Filterrohr befinden sich Löcher von 8 mm Durchm., darüber ist Kupfretresse Nr. 12 mit rd. zwölf Maschen auf 26 mm (1") gespannt. Die Unterkante der Filter liegt bei Brunnen 1 auf -4,13 und bei Brunnen 2 auf -5,29, d. h. etwa in Höhe der Hafensohle. Beide Brunnen liegen noch hinter der alten hölzernen Spundwand. Diese dürfte den Ausgleich des Grundwasserspiegels durch die Uferwand hindurch weiter erschweren. Bei Brunnen 1 (am Nordende der Kalmauer) kann der Grundwasserstand sich mit dem Außenwasser leichter ausgleichen, da der Querabschluß der massiven Kajung nicht ganz dicht ist und daher auch ein seitlicher Zu- und Abfluß stattfinden kann.

Der Wasserspiegel in den Brunnen wurde während 8 bis 10 Stunden am Tage alle Stunde und außerdem ungefähr zur Hoch- und Niedrigwasserzeit gemessen und gleichzeitig der jeweilige Wasserstand am Druckluftpegel Norderney-Hafen abgelesen.

Es wurde beobachtet: Brunnen 1 vom 2. März bis 30. April 1931 und Brunnen 1 und 2 vom 20. Juli bis 29. August 1931. Während der Sonn- und Feiertage wurde nicht abgelesen.

Die Beobachtungen ergaben, daß der Grundwasserspiegel trotz der ziemlich dichten Spundwand der Gezeitenbewegung folgt. In Abb. 4 sind die Beobachtungen vom 3. und 12. August 1931 aufgetragen, die das normale Bild der Wasserstandsschwankungen für eine Flut und eine Ebbe zeigen. Die Höchst- und Tiefstwerte des Grundwasserspiegels bleiben hinter denen der Tidenkurven zeitlich um etwa 15 bis 20 min zurück.

Die Wasserstandsschwankungen in den Brunnen sind verschieden. Es hat sich gezeigt, daß während der Tidenbewegung in gewisser Abhängigkeit von der Größe des Tidehubes die Schwankungen im Brunnen 1 etwa 0,60 bis 1,10 m und im Brunnen 2 etwa 0,25 bis 0,50 m betragen bei entsprechenden Tidehuben von etwa 1,50 bis 3,30 m. Wenn man annimmt, daß die Schwingungsachsen der Tidenkurve und der Grundwasserstandskurven mit dem jeweiligen Mittelwasser (= arithmetisches Mittel zwischen höchstem und niedrigstem Wasserstand) zusammenfallen, so ergibt sich ferner, daß dieses Mittelwasser in beiden Grundwasserbrunnen um 0,50 bis 0,60 m höher liegt als das Mittelwasser der Tidenkurve (s. Abb. 4). Diese Erscheinung läßt erkennen, in welchem Maße bei den gegebenen Verhältnissen die Reibung im Boden dauernd wirksam ist.

In Abb. 5 u. 6 sind die Beobachtungen für den Monat März 1931 und die Zeit vom 20. Juli bis 24. August 1931 dargestellt. Es sind sämtliche Hoch-, Niedrig- und Mittelwasserstände am Druckluftpegel und die gleichzeitigen Höchst- und Tiefstwerte der Grundwasserstände laufend aufgetragen. Im März 1931 ist nur Brunnen 1, im August 1931 sind beide Brunnen beobachtet.

Die Wasserstandsschwankungen in den beiden Brunnen sind erkennbar. Die niedrigsten Grundwasserstände folgen, auf längere Zeiträume betrachtet, im allgemeinen dem Tidenmittelwasser, liegen aber höher als dieses. Die höchsten Grund-

wasserstände folgen jedoch mehr dem Tidenhochwasser, liegen aber niedriger als dieses. Der Grundwasserstand folgt allerdings plötzlichen und starken Veränderungen der Tidebewegung bei Sturmfluten nicht in gleichem Maße [vgl. die Tage vom 8. bis 14. März 1931 (Abb. 5) und vom 6. bis 10. August 1931 (Abb. 6)].

Die Wasserstandsschwankungen im Brunnen 1 sind aus den oben erwähnten Gründen größer als die in Brunnen 2. Sie betragen in Brunnen 1 etwa 34 bis 36%, dagegen in Brunnen 2 nur 12 bis 16% des jeweiligen Tidenhubes.

Für die Standsicherheitsberechnung von dichten Uferwänden liefern die Verhältnisse im Brun-

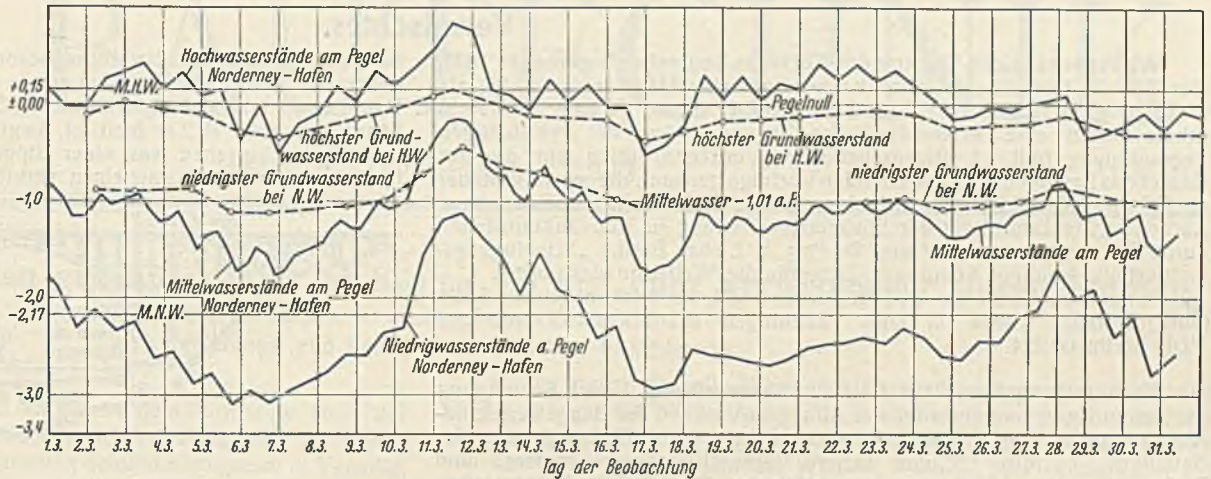


Abb. 5. Auftragung der Hoch-, Mittel- und Niedrigwasserstände am Druckluftpegel und der Höchst- und Tiefstwerte der Grundwasserstände für März 1931.

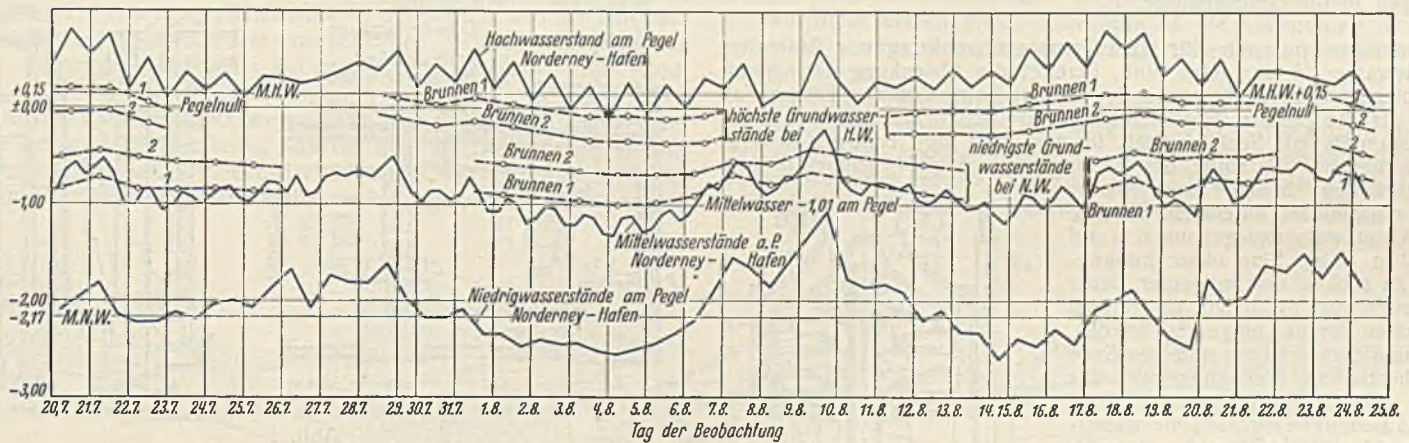


Abb. 6. Auftragung der Hoch-, Mittel- und Niedrigwasserstände am Druckluftpegel und der Höchst- und Tiefstwerte der Grundwasserstände vom 20. Juli bis 25. August 1931.

nen 2 die ungünstigeren Werte für die Höhe des Wasserüberdruckes. Es zeigt sich hier, daß die Grundwasserstände bei dichten Wänden auch im Tidegebiet in sehr geringen Grenzen schwanken.

Für die Standsicherheitsuntersuchung der neuen, im nördlichen Teil des Hafens herzustellenden eisernen Spundwand kommen zwei Fälle in Frage:

1. Außenwasser = MNW = - 2,17,
2. Außenwasser = NNW = - 3,50.

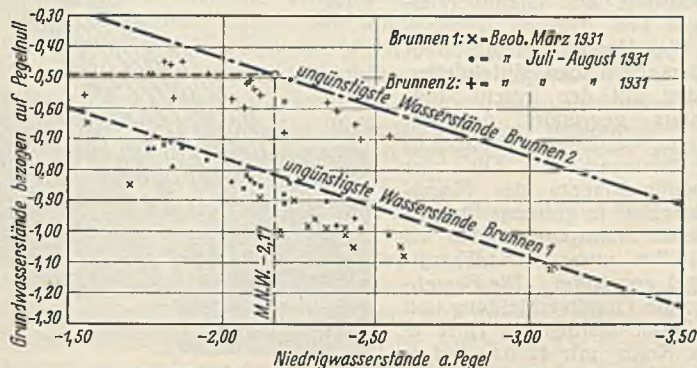


Abb. 7. Die niedrigsten Grundwasserstände in Abhängigkeit von den gleichzeitigen Niedrigwasserständen am Pegel.

Um die ungünstigste Lage des Grundwassers für diese Fälle zu ermitteln, sind in Abb. 7 die niedrigsten Grundwasserstände in Abhängigkeit von den gleichzeitigen Niedrigwasserständen am Pegel aus der ganzen Beobachtungszeit aufgetragen. Der Wasserüberdruck zwischen Grundwasser und Außenwasser ist am ungünstigsten bei hohem Grundwasserstand. Es ergeben sich für beide Brunnen die in der Abbildung eingezeichneten Linien für die ungünstigsten Grundwasserstände bei dem zugehörigen Niedrigwasserstand am Pegel. Die Linien sind so gelegt, daß sie die obere Begrenzung für alle beobachteten Werte des betreffenden Brunnens bilden. Da für Brunnen 1 zahlreichere Beobachtungen vorliegen, konnte die Linie für Brunnen 1 genauer festgelegt und nach ihr die Linie für Brunnen 2 trotz der kleineren Anzahl der Werte gezeichnet werden.

Die Höhe des Wasserüberdruckes ergibt sich aus Abb. 4 wie folgt:

Bezeichnung	Wasserstände		Für die Berechnung angenommener Grundwasserstand	Wasserüberdruck (Sp. 2 u. 4)
	außen	Brunnen 2		
	m	m	m	m
Fall 1 (MNW)	- 2,17	- 0,49	- 0,40	1,77
Fall 2 (NNW)	- 3,50	- 0,91	- 0,85	2,65



Abb. 8. Belastungsfälle für die Standsicherheitsberechnung.

Die Belastungsfälle 1 und 2 sind in Abb. 8 dargestellt.

Die Beobachtungen zeigen einen guten Überblick über die Schwankungen des Grundwasserstandes hinter einer dichten Uferwand im Tidegebiet. Sie haben für den vorliegenden Fall folgendes Ergebnis:

1. Die von der Tidebewegung abhängigen periodischen Wasserstandsschwankungen des Grundwassers betragen nur 12 bis 16% des jeweiligen Tidenhubes.
2. Die Höchst- und Tiefstwerte des Grundwasserspiegels bleiben hinter denen der Tidenkurve bei den gegebenen Verhältnissen zeitlich um ein geringes Maß (15 bis 20 min) zurück.
3. Das Mittelwasser aus den Grundwasserschwankungen liegt um 0,50 bis 0,60 m höher als das Mittelwasser der Tidenkurven.
4. Die niedrigsten Grundwasserstände folgen, auf längere Zeiträume betrachtet, ungefähr dem Tide-Mittelwasser, liegen aber höher als dieses.
5. Die höchsten Grundwasserstände folgen mehr dem Tide-Hochwasser, liegen aber niedriger als dieses.

Diese Ergebnisse können Anhaltspunkte für die Beurteilung ähnlicher Verhältnisse an anderer Stelle geben.

Nach Fertigstellung der neuen eisernen Uferwand ist beabsichtigt, hinter dieser Wand ebenfalls einen Beobachtungsbrunnen zu setzen.

Vermischtes.

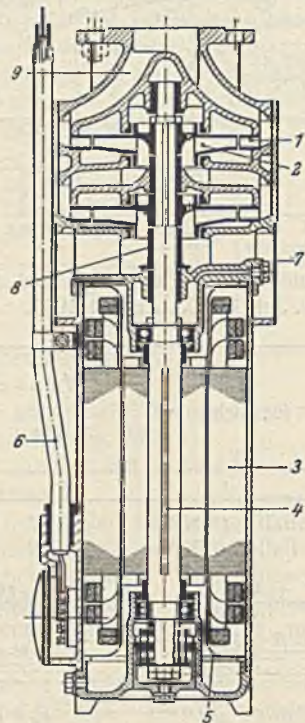
Wissenschaftliche Tagung des Vereines deutscher Ingenieure 1932. Der VDI hält in diesem Jahre keine allgemeine Hauptversammlung ab, er veranstaltet jedoch am 15. und 16. Oktober in der Technischen Hochschule Berlin eine wissenschaftliche Tagung. Aus der reichhaltigen Tagesordnung (mit 14 wissenschaftlichen Vorträgen) seien nur die das Gebiet des Bauingenieurs betreffenden Vorträge genannt, die am 15. Oktober ab 9 Uhr im Hörsaal EB301 stattfinden werden: Prof. Dr.-Ing. F. Röttscher, Aachen: „Die Ermittlung der Spannungsverteilung in Konstruktionsteilen durch Dehnungsmessungen“ und Dr.-Ing. E. Lehr, Berlin: „Schwingungsmeßtechnik, heutiger Stand und Ziele für die Weiterentwicklung“.

Teilnehmergebühr für VDI-Mitglieder 4 RM, für Nichtmitglieder 6 RM (einschl. kalter Küche im Zoo). Zahlungen auf Postscheckkonto des VDI, Berlin 60 224.

Vorbereitungskurse für die Baumeisterprüfung. Nach Beendigung der ersten Kurse¹⁾ veranstaltet der Altherren-Verband der Baugewerkschul-Absolventen zu Berlin, Berlin-Steglitz, Klingsorstraße 22, bei genügender Beteiligung ab Mitte Oktober weitere Vorbereitungskurse im Hoch- und Tiefbau für die Absolventen von Höheren Technischen Lehranstalten (Baugewerkschulen), die sich der Baumeisterprüfung unterziehen wollen. Teilnahme ist sowohl am ganzen Kursus wie an einzelnen Fächern zulässig. Meldungen an die Geschäftsstelle.

Unterwasserpumpen für Grundwasserabsenkungen. Besonders wenn Gewässer in der Nähe sind, bereitet die Absenkung des Grundwasserspiegels Schwierigkeiten und erfordert hohe Kosten. Dieser Fall lag vor, als die Berliner Nord-Südbahn-Gesellschaft mit dem Bau eines Versuchstunnels mit Schildvortrieb in der Nähe des Teltow-Kanals in Neukölln begann. Es sollte das Verfahren des Schildvortriebes in dem wasserführenden feinen Sand dieser Gegend einwandfrei untersucht werden. Da der Grundwasserspiegel um 6 m auf etwa 10 m unter Flur ohne Erdbewegungen zu senken und mit einer Dauer der Arbeiten über 14 Monate zu rechnen war, mußten Pumpen eingesetzt werden, die betriebsicher arbeiten und von Sand oder chemischen Beimengungen des Wassers nicht angegriffen werden. Man entschied sich für besondere Unterwasserpumpen (der Uta-Unterwasserpumpen G. m. b. H.), deren Bauart von den üblichen Ausführungen solcher Pumpen abweicht.

Die Pumpen (s. Abb.) bestehen aus einer ein- bis dreistufigen Kreiselpumpe und einem unterhalb der Pumpe liegenden Elektromotor. Als Werkstoff ist für die Leit- und Laufräder (1, 2) der Pumpe Bronze, für die gemeinsame Welle und die Lager rostfreier Stahl verwendet. In dem Drehstrommotor ist in dem Luftspalt zwischen dem Ständer (3) und dem Läufer (4) ein zylindrisches Spaltrohr (5) eingezogen, das die Wicklungen des Ständers (3) vollkommen gegen Wasser abdichtet. Der Werkstoff des Spaltrohres ist derart beschaffen, daß die elektrischen Verluste, die durch die Störung des elektromagnetischen Feldes eintreten, auf ein kleinstes Maß verringert werden. Durch Versuche ist festgestellt worden, daß die Verminderung des Wirkungsgrades durch das eingezogene Spaltrohr sehr gering ist und unter Berücksichtigung des Vorteiles der hohen Betriebssicherheit eines solchen Motors vernachlässigt werden darf. Der Drehstrom-Kurzschluß-Läufer (4) kann ohne Folgen mit Wasser in Berührung kommen, so daß sich der Einbau von Stopfbüchsen zum Schutze gegen das Eindringen von Wasser erübrigt. Die als Labyrinthdichtung ausgebildete Sandglocke (8) schützt die Lager vor Sand und hält das Fett in den Lagern zurück. Der Pumpensatz mit einer Leistung von 25 bis 120 l/min Wasser bei einer Gesamtförderhöhe von 15 bis 65 m kann bis zu 60 m unter Flur eingebaut werden. Der Schmiermittelvorrat in den Lagern reicht für rd. 6000 Betriebsstunden, so daß nur etwa alle zwei Jahre die Lager mit neuem Fett gefüllt werden müssen. R.—



1 Leitrad. 2 Laufrad. 3 wasserdicht gekapselter Ständer. 4 Läufer. 5 Spaltrohr. 6 Stromzuführungskabel. 7 Sandfilter. 8 Sandglocke. 9 Druckstutzen.

Schnitt durch eine Unterwasserpumpe mit einem gegen Wasser unempfindlichen Motor.

tal, dem die neue Straßenbrücke besonders anzupassen war. Man wählte daher eine altrömische Bauform mit je drei kleinen Seitenbogen und einem Hauptbogen in Halbkreisform von 91,5 m Spannweite. Die Straße, deren Fahrweg etwa 18,2 m breit ist, liegt 52 m über dem Fluß. Die Bogen und Pfeiler bestehen aus einer Rippenkonstruktion, die an den Sichtflächen außen mit Granitsteinen verkleidet sind (Abb. 1).

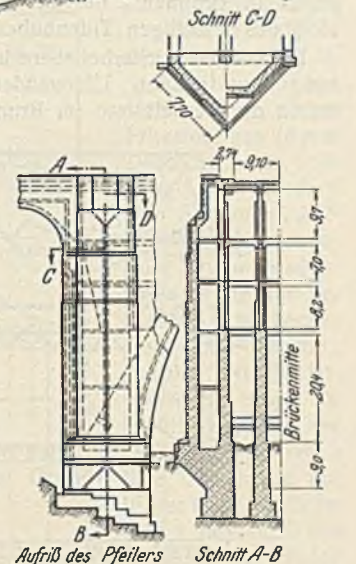
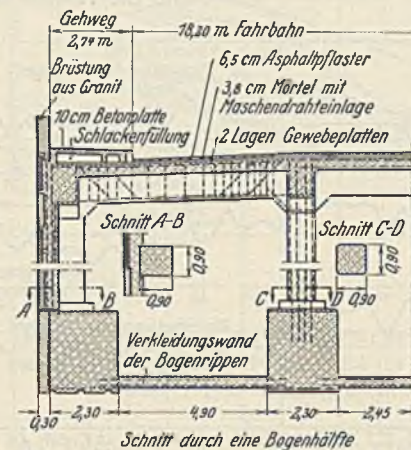
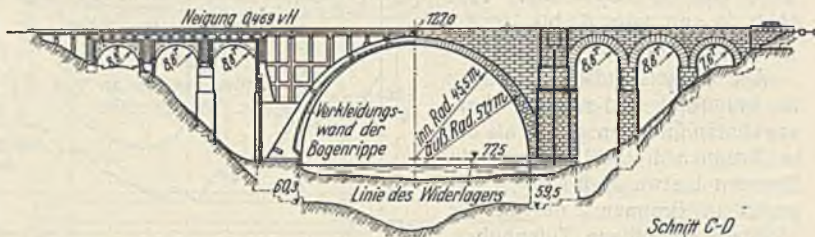


Abb. 1.

Die Fahrweglasten werden durch ein System von Deckträgern und Zwischenwänden auf vier parallel verlaufende Bogenrippen verteilt, wie dieses aus Abb. 1 zu ersehen ist. Die sechs Seitenbogen haben Spannweiten von 15,2 bis 17,6 m. Jede der vier Rippenkonstruktionen ruht auf einer besonderen Gründung. Die Granitverkleidung ist mit dem Rippenbeton verbunden, und zwar diente sie beim Betonieren als bleibende Schalung. Besonders zu erwähnen ist die Ausführung der Vorbauten der Hauptpfeiler als winkelförmige, hohle Eisenbetonwände mit Granitverkleidung.

Die Haupttragglieder, besonders die beiden Mittelpfeiler, wurden auf den roten Sandsteinfels gegründet, der von weniger tragfähigen Felsschichten überlagert ist. Die vier Rippenfundamente der Hauptpfeiler sind je getrennt für sich zwischen Stahlpundwänden bis zu 16,7 m unter dem Wasserspiegel gegründet. Die Bewehrung, die Granitverkleidung und der Beton wurden mit Hilfe je eines Krans mit 47 bzw. 61 m langen Auslegern von den beiden Seiten ausgehend eingebracht. Dann wurden diese beiden Krane auf den fertiggestellten Mittelpfeilern aufgestellt und zum Errichten der stählernen Lehrbogen der Mittelöffnung verwendet. Die Lehrbogen bestanden aus einzelnen Fachwerkschüssen, die von den Widerlagern aus vorgekragt wurden, wie aus Abb. 2 zu ersehen ist.



Abb. 2.

Die Brücke wurde von der Firma Booth & Flinn, Pittsburgh, hergestellt. Die Kosten beliefen sich auf rd. 2,5 Mill. \$ bei einer Bauzeit von etwa 24 Monaten. — Zs. —

Beton-Bogenbrücke über den Genesee-Fluß in Rochester, N. Y. Eng. News-Rec. 1932, Bd. 108, Nr. 14 vom 7. April, S. 507, berichtet über eine 1931 gebaute Beton-Bogenbrücke, die durch ihre Architektur und Ausführung in einzelnen Tragrippen bemerkenswert ist. Der Genesee-Fluß, der, etwa 160 km vom Niagara-Fluß entfernt, ebenfalls vom Ontario-See nach dem Erie-See strömt, hat drei größere Fälle in der Stadt Rochester. Er teilt hier im Unterlauf die Stadt durch ein landschaftlich schönes Fluß-

INHALT: Stahlbauten für Übersee. — Die Straße zum Mount Vernon in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. — Vom Bau der Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Kleinen Belt. — Beobachtungen über die Grundwasserbewegung hinter einer dichten Uferwand im Tidegebiet. — Vermischtes: Wissenschaftliche Tagung des Vereines deutscher Ingenieure 1932. — Vorbereitungskurse für die Baumeisterprüfung. — Unterwasserpumpen für Grundwasserabsenkungen. — Beton-Bogenbrücke über den Genesee-Fluß in Rochester, N. Y.

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

¹⁾ Bautechn. 1932, Heft 17, S. 225.