

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang

BERLIN, 5. April 1929

Heft 15

Alle Rechte vorbehalten.

Über englische Handels- und Fischereihäfen.¹⁾

Von Baudirektor Bunnies und Baurat Dr.-Ing. Bolle, Hamburg.

Bekannt, mit dem Weltkriege im Zusammenhang stehende Gründe haben es mit sich gebracht, daß in der deutschen bautechnischen Literatur neuere Veröffentlichungen über englische Häfen nur spärlich, und wenn, dann meist in unzureichendem Umfange, zu finden sind. Dieser Umstand

wollen, empfohlen werden kann, seien folgende Schriften genannt: Port Facilities of Great Britain, London 1924; The Development of Harbour and Dock Engineering von Sir C. R. S. Kirkpatrick, London 1926, und The Design, Construction and Maintenance of Docks, Wharves and Piers von F. M. Du-Plat-Taylor, Ernest Beni Limited 1928. Soweit andere, allgemein zugängliche Veröffentlichungen benutzt wurden oder zur Ergänzung der Darlegungen dienen können, sind diese jeweils an den in Frage kommenden Stellen in Fußnoten angegeben.

Southampton.²⁾

Southampton ist als Hafen besonders begünstigt infolge seiner durch die Isle of Wight geschützten Zufahrten und durch seine besonderen Tideverhältnisse. Ohne hier auf die außerdem umstrittenen Ursachen für die letzteren einzugehen, sei nur als für den Betrieb des Hafens wesentlich erwähnt, daß innerhalb einer Tide zwei Flutwellen nacheinander auftreten, so daß praktisch das Hochwasser etwa drei Stunden anhält, wodurch das Ein- und Ausfahren großer Schiffe außerordentlich erleichtert wird.

Southampton ist ein Handels-hafen, der von einer Eisenbahngesellschaft, der London and South-Western Railway Company betrieben wird. Diese übernahm 1892 die derzeit vorhandenen Hafenanlagen von der in finanzielle Schwierigkeiten geratenen Southampton Dock Co. und baute den Hafen weiter aus. Abb. 1 gibt einen Überblick über die wichtigsten

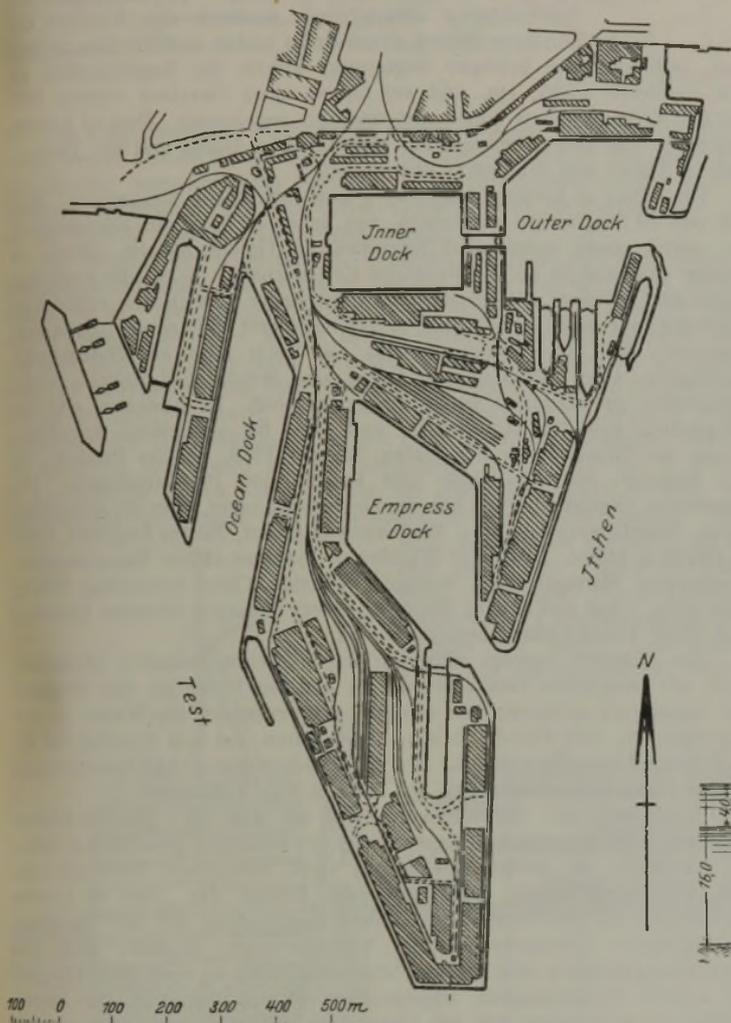


Abb. 1. Plan des Hafens von Southampton.

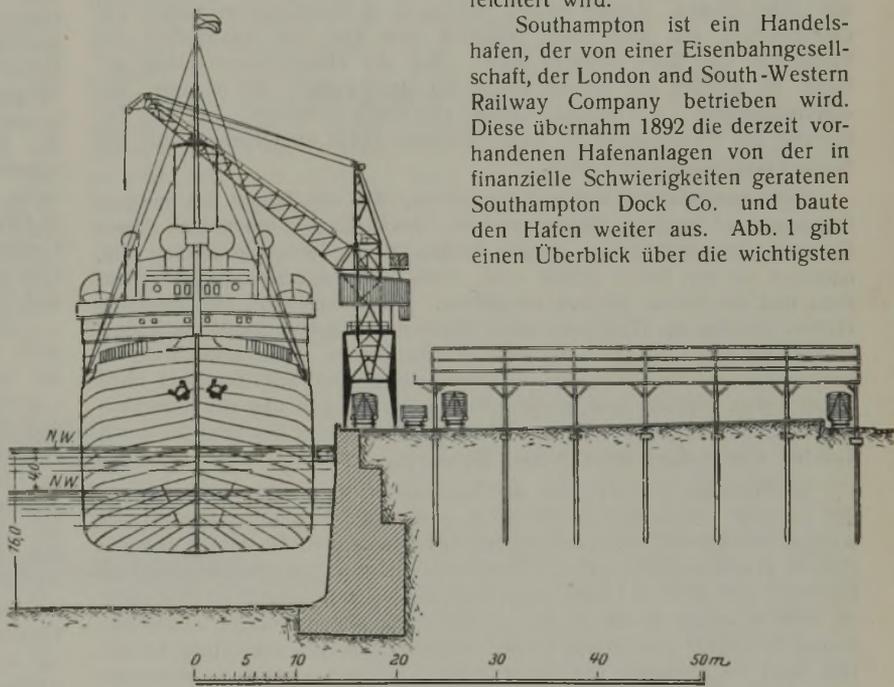


Abb. 2. Querschnitt durch einen Kaischuppen in Southampton.

ließ es den Verfassern gerechtfertigt erscheinen, gelegentliche persönliche Eindrücke hafentechnischer und -betrieblicher Art, die teils durch Literaturstudium, teils durch von den betreffenden Hafenverwaltungen zur Verfügung gestelltes Material — wofür auch an dieser Stelle nochmals gedankt sei — ergänzt wurden, in den nachfolgenden Ausführungen wiederzugeben. Hieraus ergibt sich, daß es sich keineswegs um erschöpfende Kennzeichnungen oder Beschreibungen der Häfen handeln kann. Vielmehr hat es der besondere Zweck der Studienreisen mit sich gebracht, daß einerseits Verwaltungsfragen und andererseits der Art und Weise, wie sich der Güterumschlag an den Kais und in den Kaischuppen abspielt, besondere Beachtung geschenkt wurde, wogegen andere, für das Gedeihen eines Hafens nicht minder wichtige Gesichtspunkte in den Hintergrund treten mußten. In diesem Sinne werden die nachstehenden Beschreibungen der Handelshäfen von Southampton, London, Liverpool, Manchester, Hull und Immingham zu werten sein; besondere Abschnitte geben kurze Überblicke über die Fischereihäfen Hull und Grimsby.

Als aufschlußreiches und zusammenfassendes Quellenmaterial, dessen Studium den Lesern, die tiefer in das Wesen englischer Häfen eindringen

¹⁾ Gemäß Vereinbarung zwischen den Schriftleitungen erscheint diese besonders interessante Abhandlung ausnahmsweise in gleicher Ausführlichkeit auch in der Zeitschrift „Werft, Reederei, Hafen“.

Die Schriftleitung.

Dock- und Kaianlagen Southamptons, die einen Dockhafen (Inner-Dock 1851), drei offene Häfen (Outer-Dock 1842, Empress-Dock 1890, Ocean-Dock 1912) und freie Uferstrecken an den Flußarmen Test und Itchen umfassen. Außerdem besitzt der Hafen sechs Trockendocks und am Test ein Schwimmdock, das Schiffe bis zu 60 000 Tonnen aufnehmen kann.³⁾ Von den Docks interessiert am meisten das Ocean-Dock, das von der Cunard Line und White Star Line benutzt wird. Es hat eine Länge von 520 m und eine Breite von 120 m und kann vier der größten Liniendampfer gleichzeitig aufnehmen; die Wassertiefe beträgt 12,20 m bei Niedrigwasser.

Charakteristisch für den Hafenbetrieb dieses Platzes ist der Umschlag vom Seeschiff auf die Eisenbahn und umgekehrt. Im allgemeinen (vergl. Abb. 2) ist die Aufteilung der Kaiflächen so, daß sich unmittelbar am Kai die Krangleise für die Vollportalkrane und zwei Eisenbahngleise befinden. Dann folgen die Kaischuppen mit Breiten zwischen 36 und

²⁾ Vergl. O. Franzius: Der Verkehrswasserbau, Berlin 1927, Verlag von Julius Springer, S. 777. — The Port of Southampton von F. E. Wentworth-Sheilds. The Dock and Harbour Authority 1925, Oktober, S. 381 bis 384. — Desgl. von demselben Verfasser, Engineering 1928, S. 800 bis 802. — Erweiterung des Hafens von Southampton. Werft-Reederei-Hafen 1927, S. 318 u. 319. — Desgl. Zentralbl. d. Bauverw. 1927, S. 464.

³⁾ Vergl. das 60 000-Tonnen-Schwimmdock für Southampton. Engineering 1924, Heft 3051. — Desgl. Schiffbau 1924, Heft 17.

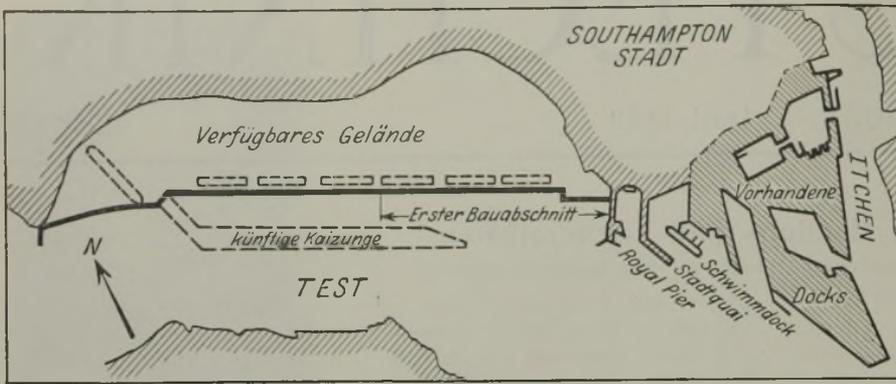


Abb. 3. Hafenerweiterung in Southampton.

50 m. In den Schuppen selbst liegt immer ein landseitiges Gleis, meist aber auch noch eins an der Wasserseite. Typisch ist, daß an der Wasserseite die Schuppenfußböden in gleicher Ebene mit den Kaianten liegen, dann aber nach der Landseite zu bis zur Plattformhöhe der Eisenbahnwagen ansteigen. Die ansteigenden Fußböden dürften besonderen betrieblichen Erfordernissen Southamptons angepaßt sein, da sich in vielen anderen Häfen für die Abfertigung von Fuhrwerken und Eisenbahnwagen das Vorhandensein von Perrons an der Wasserseite als praktisch erwiesen hat; die Anordnung von Eisenbahngleisen in den Schuppen selbst bedeutet zweifellos eine vermeidbare Verteuerung. Bemerkenswert ist, daß ebenso wie in Hamburg die Schuppen ausschließlich zur Sortierung der Güter dienen. Einige neuere Schuppen in Southampton haben ein Obergeschoß, das aber dann lediglich dem Ein- und Ausschiffen der Passagiere und ihres Gepäcks dient. Was die Hebezeugausrüstung angeht, so werden die älteren Krane mit Druckwasser, die neueren, die durchschnittlich 2 t Tragkraft haben, elektrisch betrieben. Für die Zuführung der Eisenbahnwagen sind zahlreiche Spills im Gebrauch, die die Klein-Verschiebearbeit leisten.

Rein bautechnisch dürfte interessieren, daß die Säulen der neueren Schuppen auf Simplex-Pfählen stehen. Bekanntlich werden bei dieser Gründungsart geschlossene eiserne Röhren in den Boden getrieben und, nachdem sie mit Beton gefüllt sind, wieder herausgezogen. Der Betonkern und die Spitze bleiben im Boden. Die Kaimauern⁴⁾ des neuesten Hafens wurden im Trockenen unter Wasserhaltung hergestellt, und zwar mußte die Sohle für den Kaimauerschlitze bis zu 23 m unter Kaihöhe ausgehoben werden. Da, wo die Anwendung von Schutzdeichen nicht möglich war, wurden zunächst Spundwände geschlagen und die Zwischenräume durch Greifbagger freigemacht; nach Säuberung des Grundes durch Taucher wurde dann unter Wasser betoniert.

Southampton gilt als einer der fortschrittlichsten Häfen Englands, so daß es nicht verwunderlich ist, wenn großzügige Erweiterungen geplant werden, mit deren Verwirklichung bereits begonnen ist. Die neuen Anlagen (Abb 3) erstrecken sich auf der Nordwestseite des Test-Flusses, wo eine Uferfront von 2250 m Länge ausgebaut werden soll; davon ist ein erster rd. 1000 m langer Abschnitt, der an die vorhandenen Anlagen anschließt, bereits in Angriff genommen.⁵⁾ Bei weiterer Verkehrsentwicklung ist der Bau einer im Abstände von 180 m parallel zu der genannten Uferstrecke verlaufenden 1500 m langen und 120 m breiten Kaizunge, die Liegeplätze für 20 Liniendampfer bietet, vorgesehen. Als Zufahrt zu dem neuen Kai wird eine bei Niedrigwasser 10,50 m tiefe und etwa 150 m breite Rinne ausgebagert, die sich an die bereits nach dem Ocean-Dock gehende anschließt. Vor dem oben erwähnten bereits in Angriff genommenen Kaiabschnitt wird eine Wassertiefe von 13,7 m hergestellt werden, während die umgebende Wasserfläche zunächst auf 10,50 m Tiefe gebracht werden soll. Außerordentlich günstig für die Planungen ist, daß hinter den neuen Kaistrecken genügend Gelände zur Verfügung steht, wo, abgesehen von den erforderlichen Gleis- und Bahnhofsanlagen, Industrie- und Wohnviertel untergebracht werden können. Die vollständige Durchführung des Ausbauprogramms dürfte 15 bis 20 Jahre in Anspruch nehmen und einen Kostenaufwand von 260 Mill. R.-M. verursachen.

⁴⁾ Ausführliche Angaben über Kaimauern vergl. The Quay Walls of Southampton von F. E. Wentworth-Sheilds. The Dock and Harbour Authority 1926, Februar, S. 122 bis 124.

⁵⁾ Über den Bau der Kaimauer vergl. Port of Southampton Topics. The Dock and Harbour Authority 1928, September, S. 332.

⁶⁾ Für die Beschreibung wurden in der Hauptsache benutzt: „The Port of London Yesterday and Today“ von D. J. Owen, General Manager bei der Port of London Authority, London 1927. — Ferner O. Franzius, Der Verkehrswasserbau. Berlin 1927. Verlag von Julius Springer, S. 773 bis 777. — Die Erweiterung des Hafens von London. „Die Bautechnik“ 1923, S. 454/455.

London.⁶⁾

Die Hafenanlagen von London umschließen kein zusammenhängendes Hafengebiet, vielmehr sind dort die Hafenbecken (Docks) gruppenweise auf einer Strecke von 42 km in die Ufer der Themse eingebaut. Die Themse ist verschiedentlich untertunnelt, wobei bemerkenswert ist, daß man die Niveauunterschiede durch Anrampungen ausgleicht.

Vor Errichtung der „Port of London Authority“ waren die Docks Eigentum von drei getrennten Dockgesellschaften, die miteinander in Wettbewerb standen. Die finanzielle Lage der Gesellschaften wurde aber, obwohl man die Gebühren fast bis zur Abschreckung der Schifffahrt hochgeschraubt hatte, allmählich so unbefriedigend, daß unbedingt notwendige Verbesserungen der Hafenanlagen unterblieben, wodurch das Ansehen des Londoner Hafens ernstlich zu leiden drohte. Ehe es dazu

kam, griff aber die britische Regierung, welche die Angelegenheit als eine nationale ansah, ein, und auf Grund eines Gesetzes wurden 1908 die drei Gesellschaften aufgekauft und die sogenannte „Port of London Authority“ ins Leben gerufen, auf die sämtliche Docks und der Themsefluß im Ebbe- und Flutgebiet übergingen.

Die „Port of London Authority“, eine öffentliche Verwaltung, setzt sich aus 29 Mitgliedern zusammen, von denen 18 durch die Interessenten, die mittel- oder unmittelbar irgendwelche Hafengebühren zahlen, zu wählen sind und 10 durch öffentliche Körperschaften bzw. die Regierung abgeordnet werden; die genannten 28 Mitglieder wählen den ersten Vorsitzenden außerhalb ihres Kreises, so daß insgesamt 29 Personen zusammenkommen. Auf diese Weise entsteht ein Kreis aller am Hafenbetrieb Beteiligten, eine Mischung aus freien und Behörden-Vertretern, deren Befugnisse im einzelnen genau festgelegt sind. Es bestehen acht aus Mitgliedern gebildete Ausschüsse, und zwar für allgemeine Angelegenheiten, für Finanzen, für den Hafen, für den Fluß, für das Personal, für das Material, für Erhaltungs- und Rechts- und Parlamentfragen. Die eigentliche Geschäftsleitung hat der General-Manager, dem als Abteilungsleiter: Maintenance Engineer, Mechanical Engineer, Marine Engineer, Chief of Drawing Office, Dock and Warehouse Manager, River Superintendent, Commercial Manager, Staff Manager, Solicitor, Chief Accounting Officer, Controller, Land and Estates Manager, Stores Manager, Principal Examiner und Chief Police Officer unterstellt sind.

Die Authority besorgt nicht nur den Umschlag, sondern übernimmt auch alle möglichen Geschäfte, die in anderen Häfen zu den Belangen der Importeure gehören; sie sortiert und versichert die Waren in den Lagerhäusern, läßt Proben ziehen, stellt Waren aus und bereitet sie für den Verkauf vor. Gewaltig ist der zur Verfügung stehende Speicherraum, dessen Fassungsvermögen sich auf etwa 1 Mill. t beläuft.

Ein Vorteil der Behördenvertretung ist, daß die „Port of London Authority“ die besondere Unterstützung der Behörden genießt und daher in der Regel zu niedrigeren Sätzen Geld aufnehmen kann als eine reine Privatgesellschaft. Wenn man die Erfolge der „Port of London Authority“, die unmittelbar nach ihrer Konstitution mit der Vornahme umfangreicher Erweiterungen und Verbesserungen begann, nach den Verkehrsergebnissen des Hafens beurteilen will, so muß ihre Tätigkeit als äußerst fruchtbringend angesprochen werden. Ist doch der Jahresschiffsverkehr Londons seit der Übernahme um rd. 30% gewachsen, und man hofft in Zukunft auf ein noch beschleunigteres Tempo. Im einzelnen belief sich der ein- und ausgehende Verkehr⁷⁾ des Hafens

im Jahre	1909	auf	38 511 000	N. R. T.
"	1913	"	40 082 000	"
"	1918	"	14 564 000	"
"	1920	"	32 759 000	"
"	1923	"	41 215 000	"
"	1924	"	45 393 000	"
"	1925	"	47 065 000	"
"	1926	"	49 278 000	"
"	1927	"	52 577 000	"

Um nun auf die Hafenanlagen selbst einzugehen (vergl. Abb. 4), so liegen, abgesehen von den Surrey-Commercial-Docks auf der Südseite, sämtliche Becken auf dem Nordufer der Themse. In der Richtung von Westen nach Osten sind nachstehende Dockanlagen zu unterscheiden: St.-Katharine-Docks, London-Docks, West-India-Dock, Millwall-Dock, East-India-Dock, Royal-Victoria-Dock, Royal-Albert-Dock und King-George-V.-Dock, und etwa 40 km unterhalb die Tilbury-Docks.

Etwas eingehender behandelt werden sollen die nach dem Kriege entstandenen und 1921 eröffneten Anlagen des King-George-V.-Dock, das parallel zum Royal-Albert-Dock angelegt und durch eine neue Schleuse von 244 m Länge, 30,5 m Breite und über 12 m Tiefe zugänglich gemacht

⁷⁾ Nach Werbeschriften der Port of London Authority.

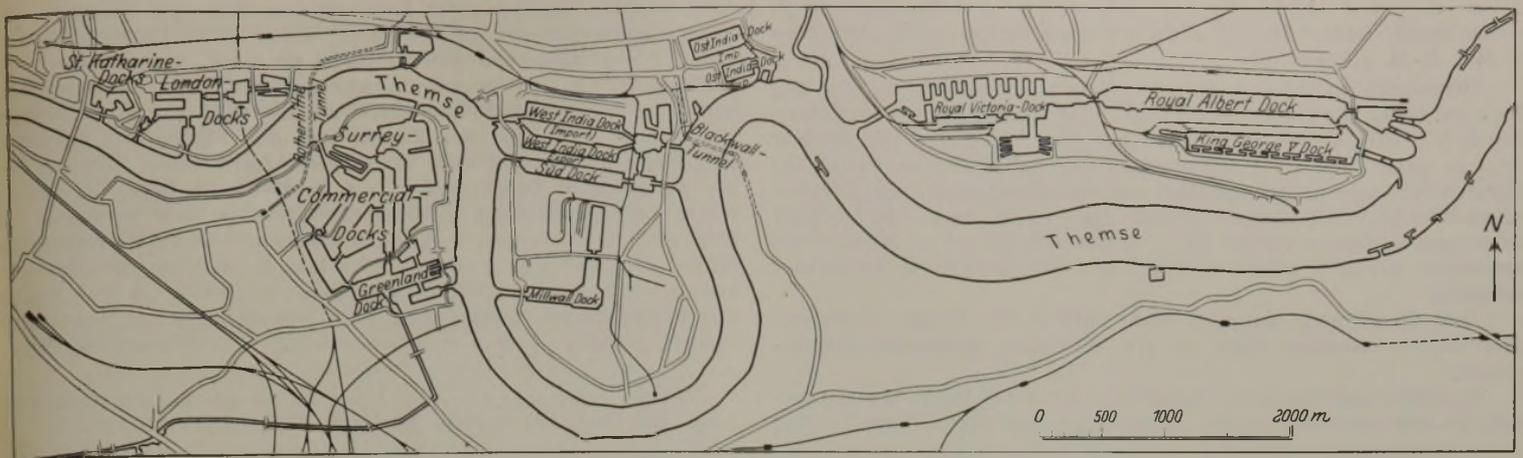


Abb. 4. Plan der Londoner Hafenanlagen.

ist. Das King-George-V.-Dock gehört ebenso wie die erwähnte Nachbaranlage seiner Grundrißanordnung nach zu den in neuerer Zeit häufiger ausgeführten langgestreckten Dockanlagen im Gegensatz zu der gabelförmigen Anordnung etwa des Royal-Victoria-Docks in London und zu der am Mersey beliebten Gruppenanordnung.

Am Nordkai des King-George-V.-Docks befinden sich drei doppelgeschossige Schuppen von je 335 m Länge, deren Querschnitt in Abb. 5 dargestellt ist. Die Zweigeschossigkeit soll Löschen und Laden an demselben Platze erleichtern, indem in das untere Stockwerk gelöscht und aus dem oberen geladen wird. Die Säulen und Tragdecken der Schuppen sind aus Eisenbeton, die Dächer aus Eisen hergestellt. Im Erdgeschoß beträgt die Schuppenbreite 36,57 m und im Obergeschoß 33,52 m. Die Anordnung der Eisenbahngleise in der 12,19 m breiten Kaistraße und an der Landseite ergibt sich aus der Abbildung; ebenso wie wir es schon in Southampton fanden, ist auch hier nur eine Rampe (3,50 m breit) an der Landseite vorhanden. Bemerkenswert ist die Kranausrüstung. Auf dem Kai laufen die zahlreich in den englischen Häfen Verwendung findenden Level-Luffing-Krane mit 3 t Hubvermögen; sie können bei voller Last einen Kreis von 18 m und bei etwas

ermäßigter Last einen solchen von 20 m Halbmesser beschreiben. Die Obergeschosse sind außerdem noch mit je acht elektrischen Laufkatzenkränen von 1 t Tragfähigkeit ausgerüstet. Diese Krane laufen quer durch die Schuppen und können Güter von der Kai- und Landseite in das mit dem Erdgeschoß durch Luken verbundene Obergeschoß befördern.

Die Ausbildung des Südkais weicht völlig von der des Nordkais ab; sie ist darauf zugeschnitten, daß am Südkai vorzugsweise Schiffe abgefertigt werden, die nach ihrer Entladung in ein Trockendock gehen. Infolgedessen hat man sich hier mit eingeschossigen Schuppen begnügt, und zwar sind sieben je 161 m lange und 36,57 m breite Bauwerke (Eisenfachwerk mit Wellblechdach), deren Querschnittausbildung aus Abb. 6 zu ersehen ist, vorhanden. Das Außergewöhnliche des Südkais liegt aber darin, daß zu jedem Schuppen eine gleich lange im Abstände von rd. 10 m parallel zur Kaikante laufende Ladebrücke gehört. An den Außenseiten dieser 6,7 m breiten in Eisenbeton ausgeführten Kaibrücken, deren jede in ihrer Mitte mit dem Kai durch eine hölzerne Fußgängerbrücke verbunden ist, legen die Seeschiffe an, während die Innenseite Flußfahrzeugen vorbehalten ist. Die 3-t-Krane, sechs auf jedem Pier, können nun die Waren entweder in die der unmittelbaren Weiterbeförderung dienenden Flußschiffe oder am Kai absetzen.

In Deutschland, besonders im Hamburger Hafen, würde sich der gleiche Betriebsvorgang in der Weise abspielen, daß man die Seeschiffe abbäumt. Mit diesem Verfahren ist der Vorteil verbunden, daß die Seeschiffe nur auf die Breite der gerade zu beladenden Flußschiffe abgebaut zu werden brauchen, während die beschriebene Anordnung eine ständige Einengung des Hafens, auch dann, wenn vom Seeschiff unmittelbar auf den Kai übergeladen wird, mit sich bringt. Ferner brauchen bei unserem Verfahren die Krane weniger weit zu greifen, da an Stelle des festliegenden Abstandes zwischen Kai und Verladebrücke von 10 m nur die tatsächliche Breite des Flußfahrzeuges zu überbrücken ist. Auch müssen bei der Londoner Anordnung die am Verbindungssteg, also in der Mitte des Piers liegenden Flußschiffe so lange mit der Ausfahrt warten, bis auch die äußeren Fahrzeuge verholt sind. Was die Anlagekosten anlangt, so wird durch die Verwendung der Verladebrücken die Kaimauer infolge der Möglichkeit einer Böschung billiger; die weniger tief gegründete Kaimauer und die Verladebrücke zusammen werden aber bestimmt wesentlich teurer.

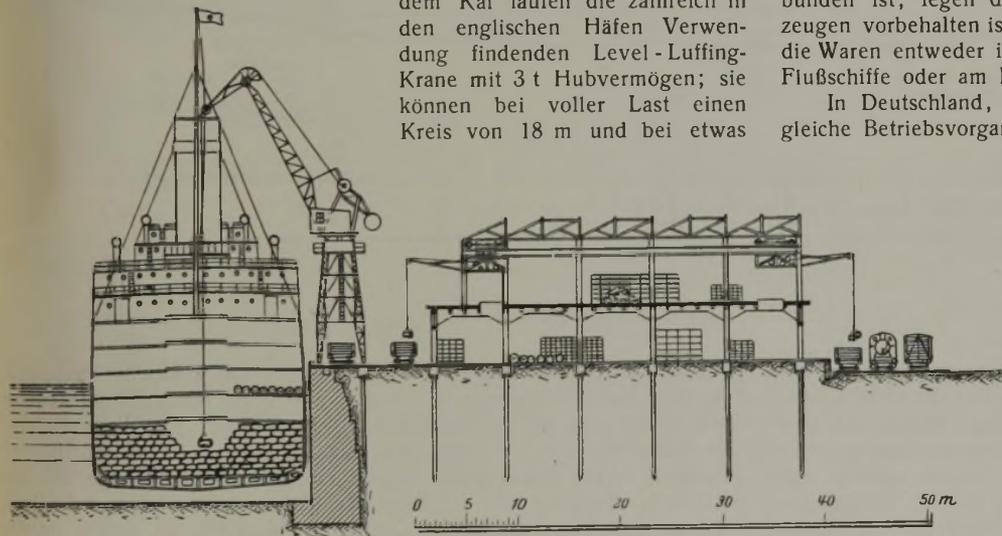


Abb. 5. Zweigeschossiger Schuppen am Nordkai des King-George-V.-Dock in London.]

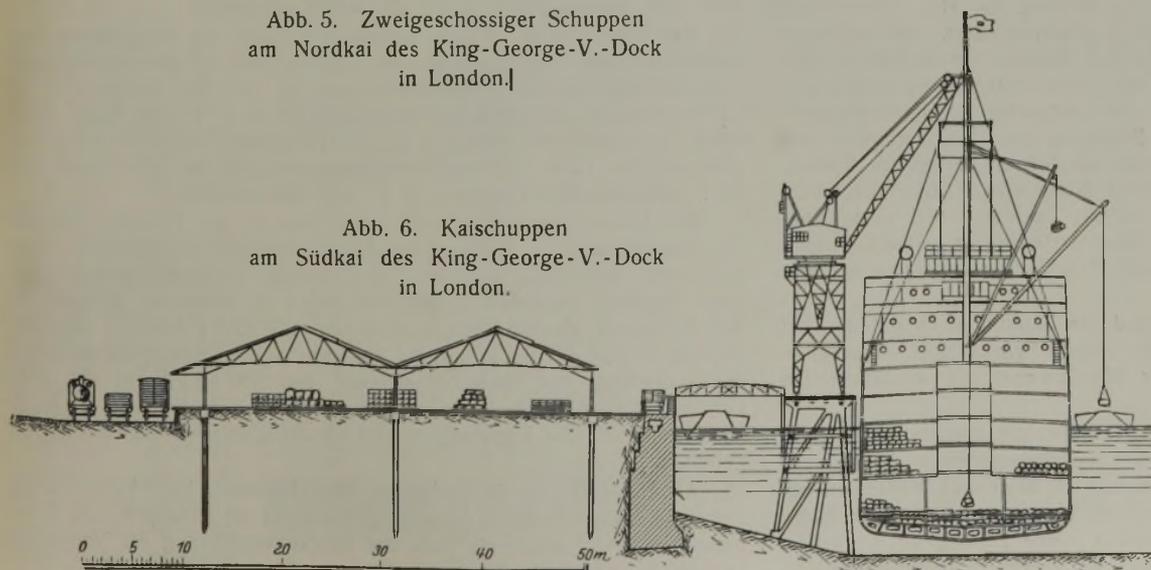


Abb. 6. Kaischuppen am Südkai des King-George-V.-Dock in London.

Bemerkenswert ist, daß das King-George-V.-Dock ganz im Trockenen gebaut wurde; die Wasserhaltung scheint bei dem Trockenaushub keine Schwierigkeiten gemacht zu haben. Die Kaimauern sind aus Beton im Mischungsverhältnis von 1 Teil Zement : 8 Teilen Kies, mit einer Verblendung von 1 : 4 hergestellt. Im Anschluß an das Hafenbecken wurde ein Trockendock von

244 m Länge und 11,60 m Tiefe gebaut, das in drei Stunden leer gepumpt werden kann. Alles in allem soll das King-George-V.-Dock etwa 90 Mill. R.-M. gekostet haben.

Hervorgehoben werden sollen noch als charakteristisch für den Londoner Hafen die Einrichtungen zum Entladen und Lagern von Gefrierfleisch.⁸⁾ Dieses kommt in Rutschen aus dem Schiff, wird mittels einer Schlinge gefaßt und auf Hängeschienen, an denen die an Ketten befestigten Schlingen aufgehängt sind, von Hand fortbewegt; die Schienen haben Weichenverbindungen, so daß das Fleisch nach verschiedenen Richtungen verfahren werden kann. Es wird entweder in Spezialisenbahnwagen geschafft oder mit Hilfe von Förderbändern in Kühlhäuser befördert.

Zum Schluß noch ein paar Worte über in den letzten Jahren vorgenommene Ausbauten sowie in der Ausführung befindliche Erweiterungen.

Besonders gut angelassen hat sich im Londoner Hafen die Holzeinfuhr, die sich wesentlich in den Surrey-Commercial-Docks abspielt. Hier

müssen daher laufend durch Erstellung von Kais und Schuppen neue Lagermöglichkeiten geschaffen werden. Weiter ist ein umfangreicher Ausbau der West-India- und Millwall-Docks im Gang, nachdem bereits die Verbindungen der zu dieser Dockgruppe gehörenden Becken untereinander verbessert worden sind; von Blackwall aus wird ein neuer 179,85 m langer und 24,40 m breiter Zugang von der Themse her geschaffen. Berechtigte Klagen sind auch seit längerer Zeit bekannt geworden über die mangelhaften Zufahrtstraßen zum Royal-Victoria-Dock, die den gewaltig gesteigerten An- und Abfuhr-Verkehr nicht mehr reibungslos und ohne größere Zeitverluste bewältigen konnten. Um die Abfertigung der Schiffe nicht weiter zu verzögern, muß hier ein umfangreiches Zubringersystem von Straßen geschaffen werden, das, da es sich um Erd-, Straßen- und Brückenbauten großen Stils, sogar um Abbruch von Wohnvierteln handelt, gewaltige Kosten verursachen wird. (Fortsetzung folgt.)

⁸⁾ Über eine neuere Anlage dieser Art in den Royal-Victoria-Docks, vergl. The Dock and Harbour Authority 1926, Juli, S. 270 bis 275.

Alle Rechte vorbehalten.

Entwurf für die neue Straßenbrücke über die Elbe in Aussig.

Vortrag, gehalten auf der Internationalen Tagung für Brücken- und Hochbau, von Prof. Dr.-Ing. Jos. Melan, Prag.

Zur Verbindung der Stadt Aussig mit den rechtsufrigen Gemeinden diente bisher die von der österreichischen Nordwestbahn unter Heilwig 1873 erbaute Brücke, die zweigeschossig ein Eisenbahngleis und eine Straße von Schreckenstein nach Aussig führt, sich aber schon seit langem dem Verkehr nicht mehr gewachsen erweist. Es bestehen gerechtfertigte Bedenken gegen ihre weitere Benutzung für beide Verkehrswege, da diese alte Schweißisenbrücke kaum mehr für den bloßen Eisenbahnverkehr ausreichende Sicherheit bietet.

die für die Durchfahrt der elektrischen Straßenbahn geforderte Lichthöhe von 4 m ohne Senkung der Straße zu gewinnen.

Für die Überbrückung des Stromes war von der Schifffahrt eine Öffnung von rd. 120 m lichter Weite verlangt, wobei auf der Aussiger Seite der Pfeiler in die Flucht der Kaimauer zu stellen und flußseitig ein 1,5 m breiter Treppelweg an dem Pfeiler auf einer ausgekragten Platte vorbeizuführen war. Es ergab sich so die Anordnung einer Mittelöffnung von 123,6 m mit beiderseits anschließenden Seitenöffnungen von

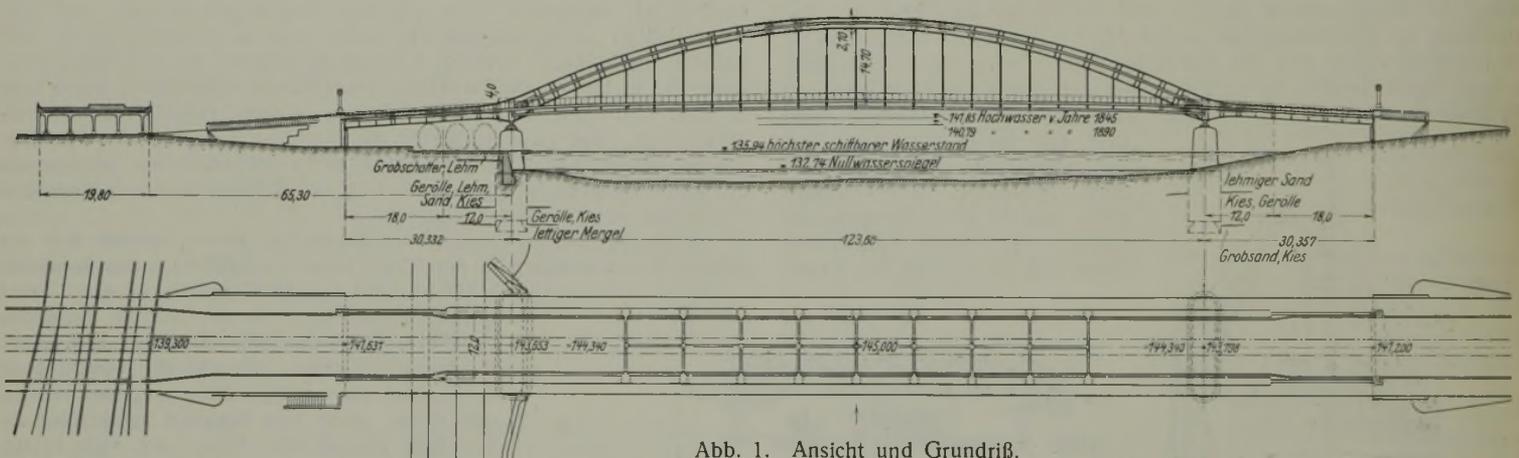


Abb. 1. Ansicht und Grundriß.

Die Stadt Aussig hat sich daher im Verein mit den umliegenden Gemeinden zu dem Bau einer neuen Straßenbrücke über die Elbe entschlossen.

Die lebhaft erörterte Frage der Lage dieser neuen Brücke soll hier nur kurz berührt werden. Die örtlichen Verkehrsverhältnisse sprachen für eine möglichst zentrale Lage zur Stadt Aussig, jedoch ergaben sich dabei nicht geringe Schwierigkeiten: einerseits durch den die Stadt gegen den Fluß absperrenden Eisenbahndamm, andererseits durch die hohe Hochwasserkote der Elbe. Eine Hochlage der Brücke, die eine Überführung der Zufahrtstraße über die Eisenbahn ermöglicht hätte, war an dieser Stelle mit Rücksicht auf den tiefliegenden Stadtteil, in den die Brücke einzumünden hatte, ausgeschlossen; die Zufahrt zur Brücke mußte hier die Bahn unterfahren und dann mit einer möglichst günstigen Rampensteigung sowohl über die am Vorkai liegenden drei Hafengleise als auch weiter noch über die die Kaimauer um 5,9 m überragende höchste Hochwasserlinie gehoben werden. Eine hochliegende hochwasserfreie Zufahrt zur Brücke hätte sich nur erzielen lassen, wenn diese flußabwärts an das Stadtende am Fuße des Marienberges verlegt worden wäre, was aber wieder für die angestrebten Ortsverbindungen weniger günstig gewesen wäre.

Nachdem sich die Stadt Aussig und die beteiligten Gemeinden auf Grund genereller Vorentwürfe für die erstere Brückenlage entschieden hatten, wurde mir der Auftrag, dafür den Entwurf mit werkstattreifen Plänen auszuarbeiten.

Die Erschwernis infolge der Höhenverhältnisse machte sich schon bei der Durchfahrt unter den vier Bahnhofsgleisen geltend. Die Durchfahrt erhielt bei einer Gesamtlichtweite von rd. 16 m drei Öffnungen, die mit einer durchgehenden, aus einbetonierten Walzträgern gebildeten Platte überdeckt sind. Es war dadurch möglich, ohne Festlegung der Gleis- und Weichenlage die Konstruktionsstärke auf 80 cm zu beschränken und

je 30,4 m Stützweite (Abb. 1). Auf der Aussiger Seite mußte der Straße eine Steigung von 1:15 gegeben werden, und zwar reicht diese Steigung noch 10 m weit in die Hauptöffnung der Brücke, um die geforderte Durchfahrthöhe von 7 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstande zu gewinnen. Vom Ende dieser Rampe ist die Straßennivellette mit abnehmender Steigung bis zur Brückenmitte und dann ebenso abfallend bis zum jenseitigen Stropfpfeiler geführt, woran sich die Rampe auf der Seite von Schreckenstein mit 1:19 Gefälle anschließt.

Das Tragwerk der Brücke besteht aus einem die Mittelöffnung überspannenden vollwandigen Bogen mit Zugband, der in die Seitenöffnungen je 12 m lange Kragarme ausstreckt, auf die die den Anschluß an die Landwiderlager vermittelnden Koppelträger, d. s. 18,4 m lange Blechbalken, gelagert sind (Abb. 2 u. 3). Die Hauptträger liegen in einem Achsabstande von 12 m und tragen zwischen sich eine rd. 10 m breite Fahrbahn und außerhalb liegende, je 2,5 m breite Gehsteige.

Die Verkehrsbelastung wurde nach den in der Tschecho-Slowakei für Straßenbrücken I. Klasse geltenden Vorschriften angenommen, außerdem aber auch eine Belastung der beiden Straßenbahngleise mit in 10 m Abstand folgenden Straßenbahnzügen in Rechnung gezogen, die aus je einem zweiachsigen Triebwagen mit 12,5 t Achslast und zwei Anhängewagen mit 6,6 t Achslast bestehen. Diese Straßenbahnbelastung in Verbindung mit Menschengedränge von 500 kg/m² auf den freien Fahrbahnstreifen und den Gehsteigen erwies sich für alle Teile der Hauptträger als die ungünstigste und für die Querschnittbemessung maßgebende.

Als Baustoff ist ein Flußstahl mit mindestens 3000 kg/cm² Streckgrenze (Baustahl St 48) in Aussicht genommen; die Beanspruchung konnte daher um 30 % höher als nach der Brückenverordnung für Normalstahl gewählt werden. Sie wurde

für die Hauptträger der Mittelöffnung mit 1500 kg/cm²
 „ „ „ „ „ Seitenöffnungen „ 1200
 „ „ „ „ „ „ „ „ „ „ „ „ „ 1105
 angesetzt. Bei Hinzurechnung der Winddruckkräfte wurde eine Steigerung der Beanspruchung um 20% zugelassen.

Die Niete wurden auf Abscherung mit 1000 kg/cm², auf Lochleibungsdruck mit 2100 kg/cm² gerechnet.

Der Berechnung auf Knickung wurden die nachstehenden Knickspannungszahlen zugrunde gelegt:

für $\lambda = \frac{l}{i} = 10$ bis 60	60 bis 100	100
$\sigma_R = 3345 - 6,2 \lambda$	4323 - 22,5 λ	$\frac{20\,726\,000}{\lambda^2}$

Für die geteilten Stäbe der Windstreben wurde die Knickspannung um 5% herabgesetzt.

Die Fahrbahn erhält in der Hauptöffnung Holzstöckelpflaster, auf den beiderseitigen Rampenstrecken Kleinpflaster aus 8 cm hohen Steinen. Das Pflaster wird von einer durchgehenden, 14,5 cm starken Eisenbetonplatte getragen, die in der Hauptöffnung unter den Straßenbahngleisen zwischen die Längsträger versenkt, im übrigen Teil auf sie gelagert ist. Für die Längsträger wurden in der Hauptöffnung breitflanschige Peineträger gewählt, um die in der Zugbandachse liegenden Windstreben unter ihnen durchführen zu können (Abb. 4, 5 u. 6).

Die an die Hängestangen des Bogens angeschlossenen Querträger liegen in 5,15 m Abstand; in den fünf ersten und letzten Feldern ist dieser Abstand auf 3,86 und 4,51 m verringert. In den Kragarmen und Koppelträgern beträgt der Querträgerabstand 3 m. Die Querträgerhöhe mußte in der Hauptöffnung auf rd. 1 m beschränkt werden, um die geforderte Durchfahrhöhe von 7 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstande einzuhalten. Bei der Querschnittbemessung wurde auf die durch

der Längsträger an den Querträger I die Eintragung der Zugbandkräfte in die Fahrbahn verhindert.

Die Bogen der Hauptträger haben zur Achse eine Parabel von 15,5 m Pfeilhöhe, ihre lotrechte Querschnittshöhe ist im Scheitel 2,10 m, in den Kämpfern 4 m. Das die Kämpfer verbindende Zugband hat eine Sprengung von 0,85 m Pfeilhöhe.

Für die erste Vorberechnung wurde das Trägheitsmoment der Bogenquerschnitte mit dem Quadrate der Bogenquerschnittshöhe veränderlich angenommen und der Zugbandquerschnitt mit 0,1 m², der Bogenquerschnitt im Scheitel mit 0,18 m², dessen Trägheitsmoment mit 0,12 m⁴ eingesetzt. Hierfür wurden in erster Näherung die Einflußwerte des wagerechten Schubes und der Kernpunktmomente bestimmt. Letztere wurden dabei im Abstände $\frac{1}{3} h$ von der Bogenachse angenommen. Daraufhin wurde die vorläufige Querschnittbemessung und damit die genauere Festlegung der Kernpunkte vorgenommen. Die danach verbesserten Einflußwerte des Schubes und der Momente lieferten die verbesserten Querschnittsgrößen, unter deren Zugrundelegung schließlich die genauere Spannungsberechnung und die endgültige Querschnittbemessung durchgeführt wurde.

Der Bogen erhielt kastenförmigen, unten offenen Querschnitt mit 20 mm starken, 900 mm voneinander abstehenden Stegblechen; letztere haben einen durchgehenden Längsstoß und sind daselbst sowie an den Rändern durch 300 mm breite Bleibleche verstärkt. Außerdem enthält der

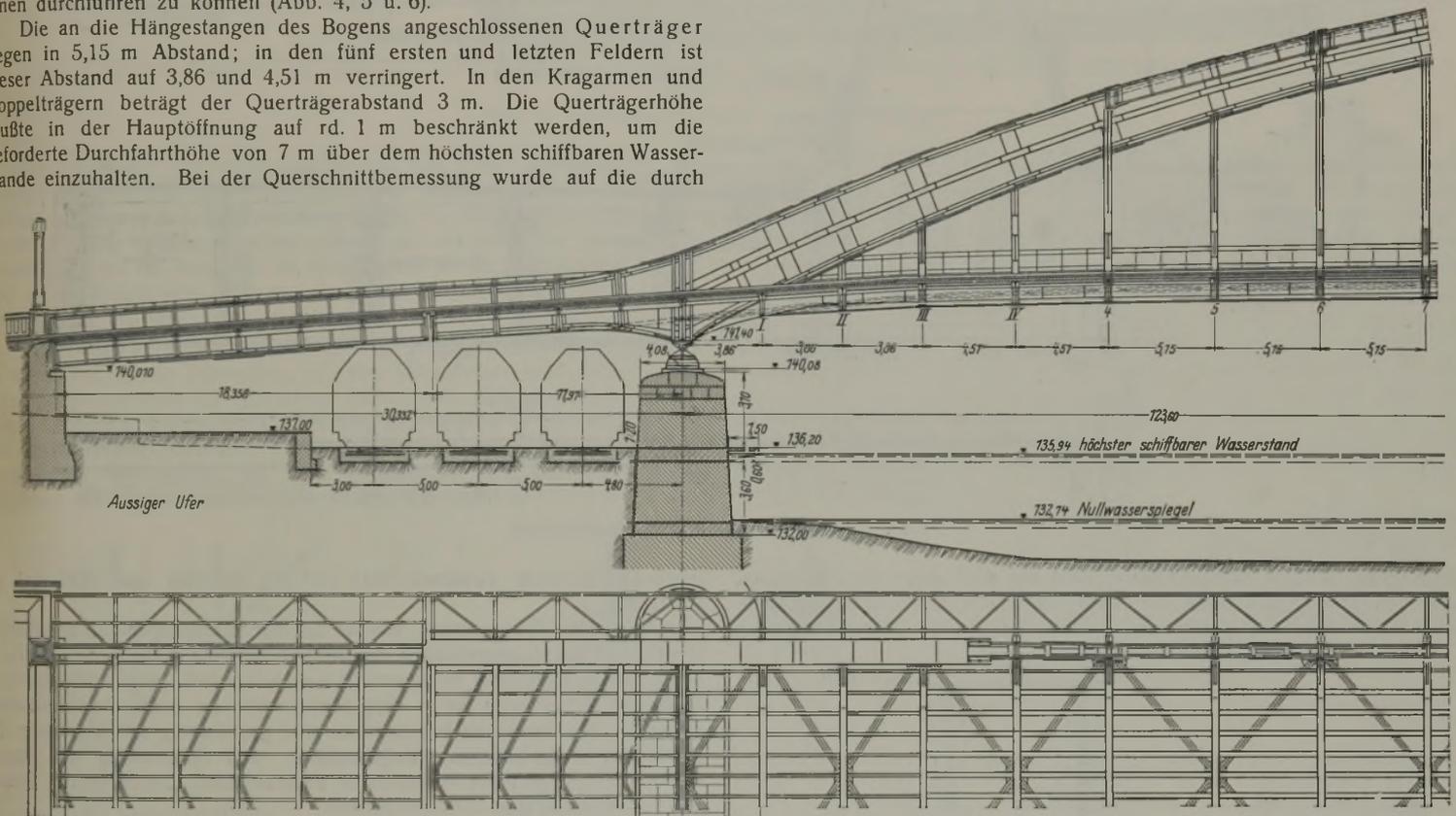


Abb. 2. Längenschnitt und Grundriß des linken Brückendes. 1:350.

die Hängestangen übertragenen wagerechten Kräfte infolge des seitlichen Knickbestrebens des Bogens und des Winddruckes Rücksicht genommen.

Das Zugband geht durch Aussparungen in den Querträgern frei hindurch und ist auf diese nur aufgelagert, sonst aber ohne jede Verbindung mit der Fahrbahn. Nur die auf den Bogen treffenden Querträger 0 und I sind an ihn fest angeschlossen, es ist aber daselbst durch längsverchieblichen Anschluß

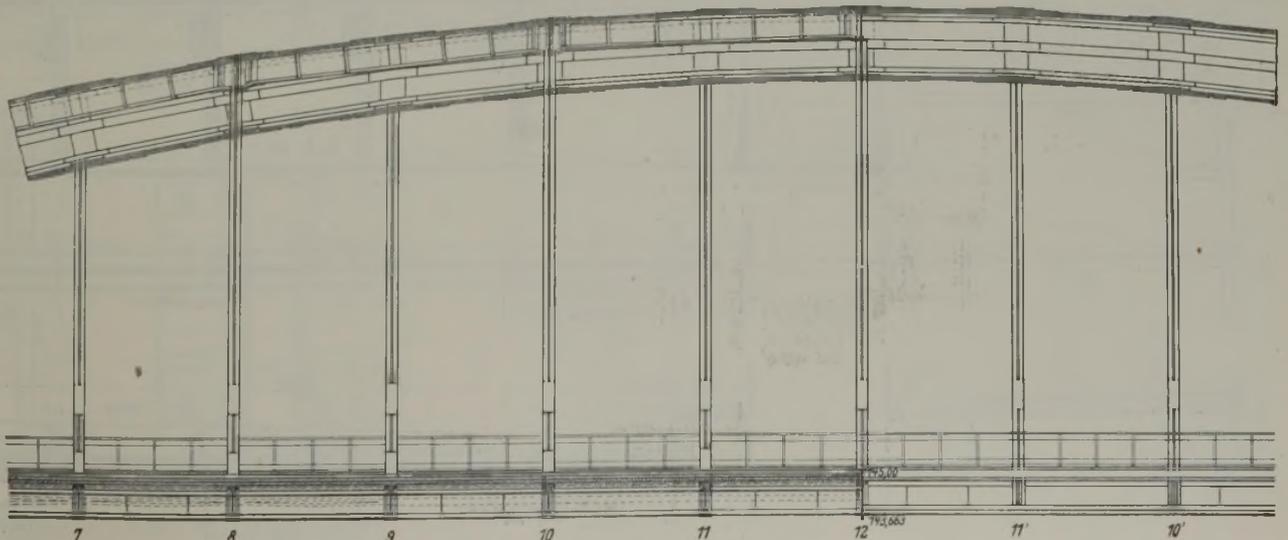


Abb. 3. Längenschnitt in Brückenmitte. 1:250.

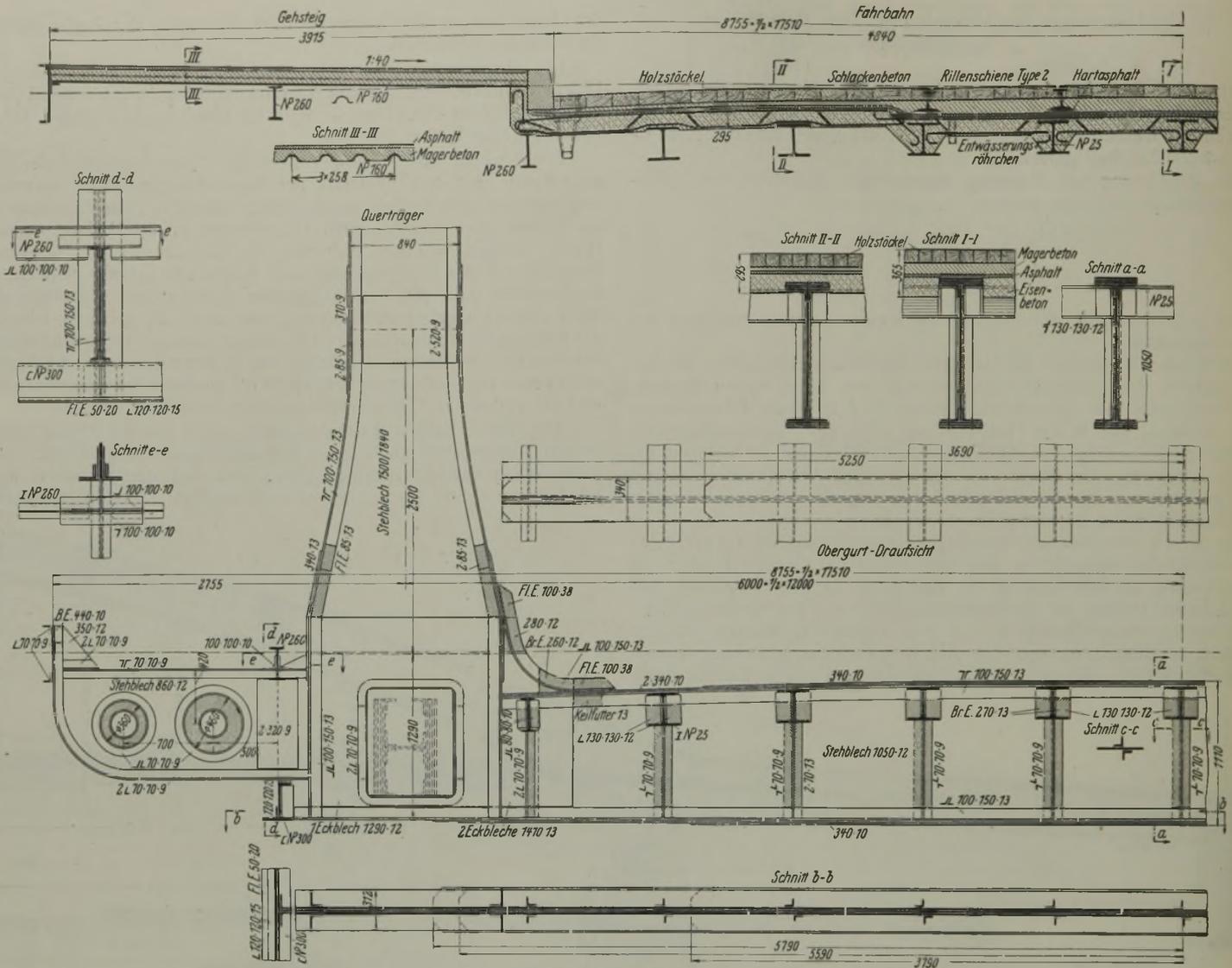


Abb. 4. Querschnitt in der Hauptöffnung.

Querschnitt sechs Winkleisenpaare, zwei bis drei obere 12 mm starke, 1250 mm breite Gurtplatten und zwei bis vier untere Gurtplattenpaare von 15 mm Stärke und 350 mm Breite. Die Brutto-Querschnittsfläche

wechselt hiernach zwischen 2619 cm² im Scheitel und 3297 cm² im Kämpfer.

An jedem Knotenpunkte, das ist an den Anschlußpunkten der Hängestangen ist ein durchgehender Baustoß, so daß die Bogenstücke auf Feldlänge in der Werkstätte fertiggestellt werden können, wobei das schwerste Stück rd. 12 t wiegen wird. Die Stöße sind alle möglichst unmittelbar gedeckt. Die einzelnen Bogenstücke sind geradkantig mit Ausnahme der geschweift ausgebildeten Kämpferstücke. Zur Aussteifung des Bogenquerschnitts dienen mit Mannlöchern durchbrochene Querstege und Bindebleche zwischen den Untergerthälften.

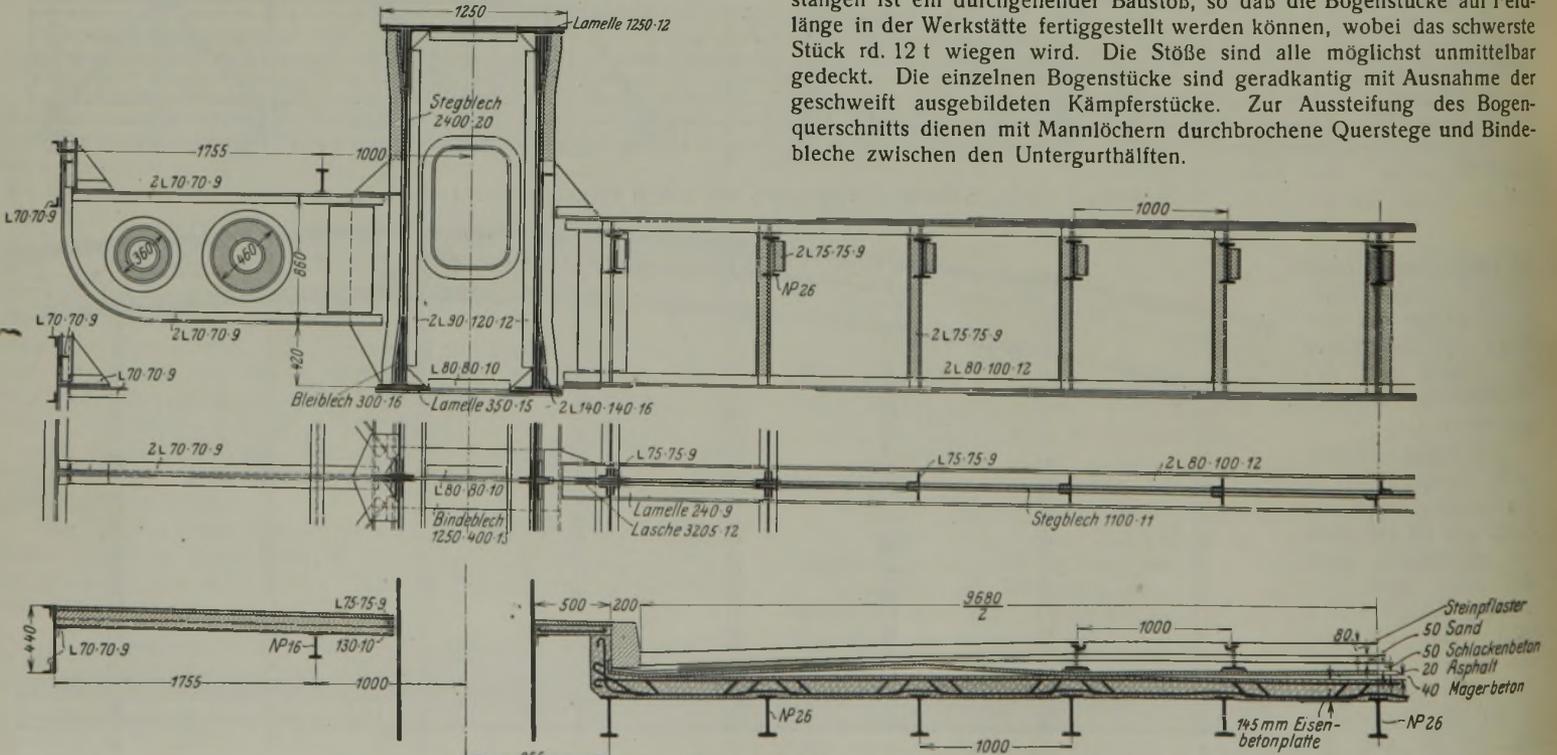


Abb. 5. Querschnitt durch den Kragarm.

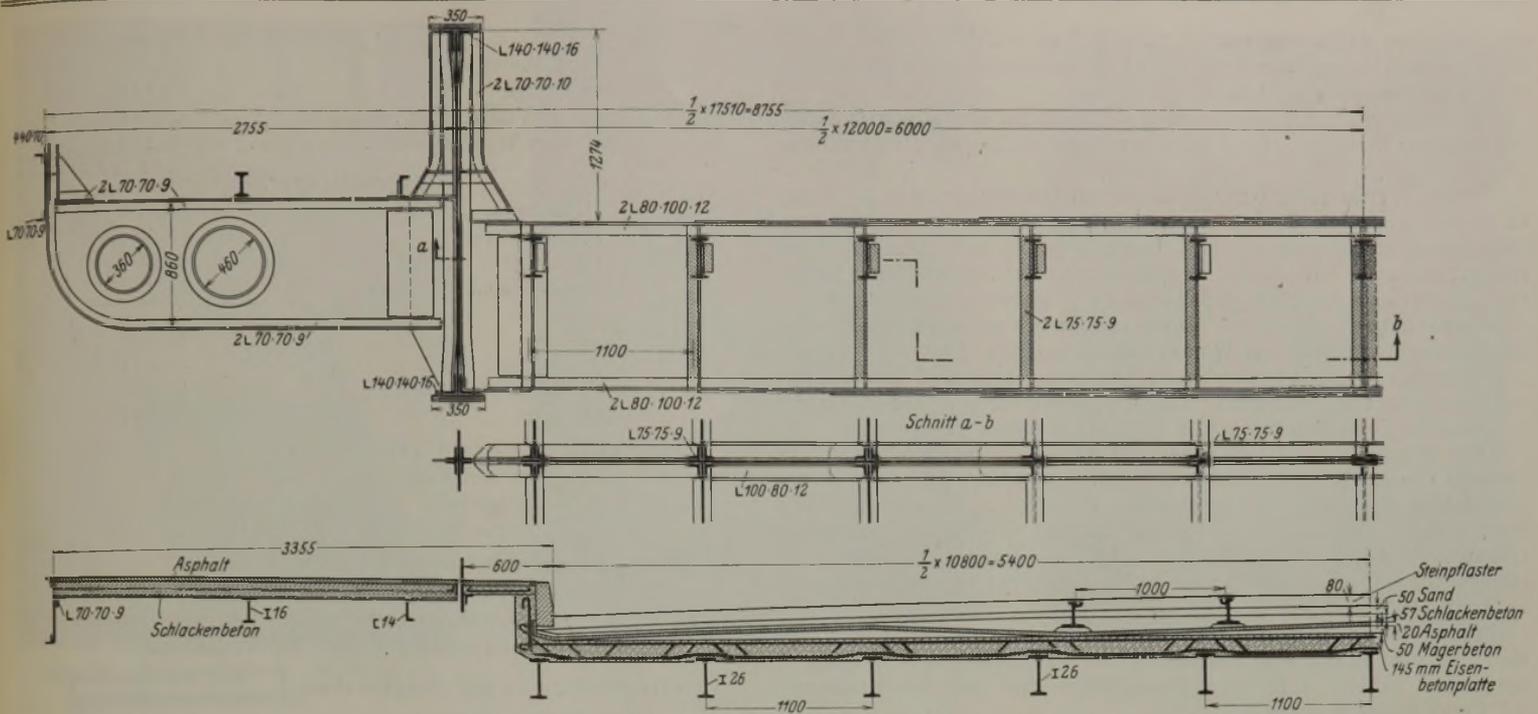


Abb. 6. Querschnitt durch den Koppelträger.

Das Zugband, das einen größten Zug von 1726 t aufzunehmen hat, besteht entsprechend dem doppelstegigen Bogenquerschnitt aus zwei Hälften, von denen jede aus fünf Blechen und vier Winkelisen zusammengesetzt ist. Der gesamte Nutzquerschnitt ist 1188 cm². Die beiden Zugbandhälften, die im Anschluß an den Bogen 90 cm Achsabstand haben, sind in der Trägermitte, um die Durchbrechungen der mittleren hohen Hängestangen schmaler halten zu können, auf 40 cm zusammengezogen.

Die Hängestangen, deren jede eine größte lotrechte Last von 76 t zu tragen hat, haben I-förmigen, aus vier Winkelisen (100·150·15) und einem Stegblech (840·12) gebildeten Querschnitt. Der Anschluß an den Bogen ist derart, daß durch Verformung des Bogens in der Bogenebene nur unwesentliche Momente übertragen werden. Dagegen mußten die wagerechten Seitenkräfte, die vom Winddrucke und aus dem Knickbestreben des Bogens herrühren, berücksichtigt werden.

Bezüglich des Knickbestrebens verlangt eine bekannte, in Deutschland und auch nach den tschechoslowakischen Vorschriften in Anwendung stehende Regel, daß in den Knotenpunkten des Druckgurtes einer offenen Brücke eine wagerechte Seitenkraft in Rechnung gebracht wird, die mit $\frac{1}{100}$ der daselbst wirkenden größten wagerechten Gurtkraft anzunehmen ist.

Es entspricht dies der Annahme, daß der Gurt Gelenkknoten hat, die um $\frac{1}{200}$ der Knotenweite seitlich ausknicken. Auf die Größe der Seitensteifigkeit des Gurtes ist dabei keine Rücksicht genommen, vielmehr nur vorausgesetzt, daß der Gurt bloß auf Knotenweite knicksicher ist. Bei einem Gurt von größerer Seitensteifigkeit ist diese Annahme jedenfalls viel zu ungünstig; man sollte sie daher dahin abändern, daß man die der Ausbiegung widerstehende Kraft $\frac{1}{100} H$ auf eine solche Länge verteilt wirken läßt, für die der Gurt selbst noch eine n -fache Sicherheit gegen seitliches Ausknicken besitzt.

Unser Bogen hat im Scheitel eine Querschnittsfläche $F = 2563 \text{ cm}^2$ und für die lotrechte Schwerachse den Trägheitshalbmesser $i = 43,15 \text{ cm}$. Die größte wagerechte Kraft ist $H = 1726 \text{ t}$, die mittlere Beanspruchung somit $0,673 \text{ t/cm}^2$. Setzt man diese gleich der zulässigen Knickbeanspruchung bei vierfacher Sicherheit $s_K = \frac{1}{4} (4,323 - 0,0225 \cdot \frac{l}{i})$, so er-

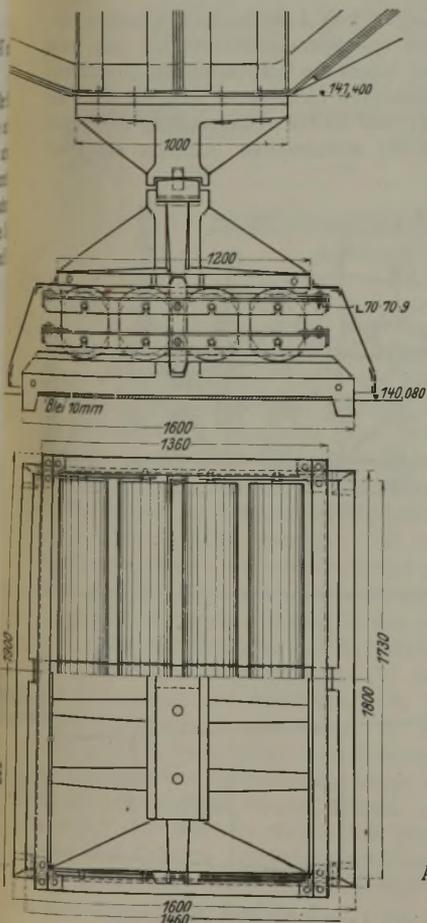


Abb. 7. Verschiebliches Auflager.

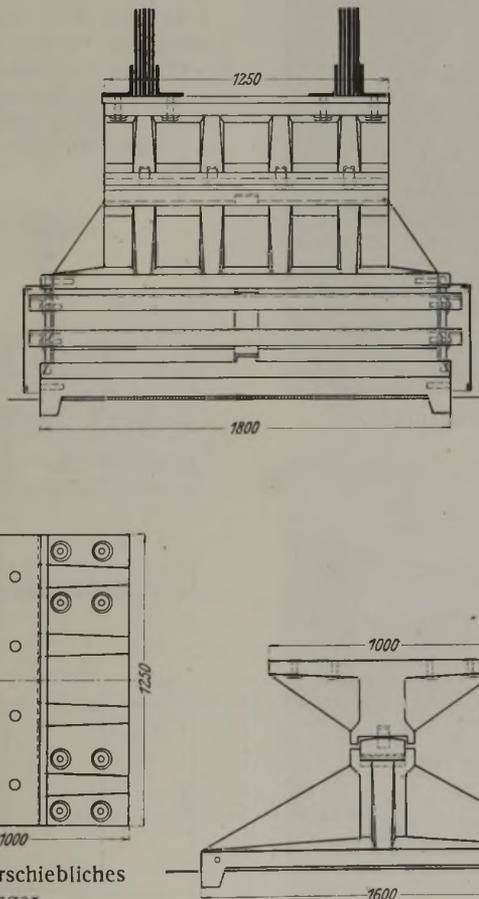
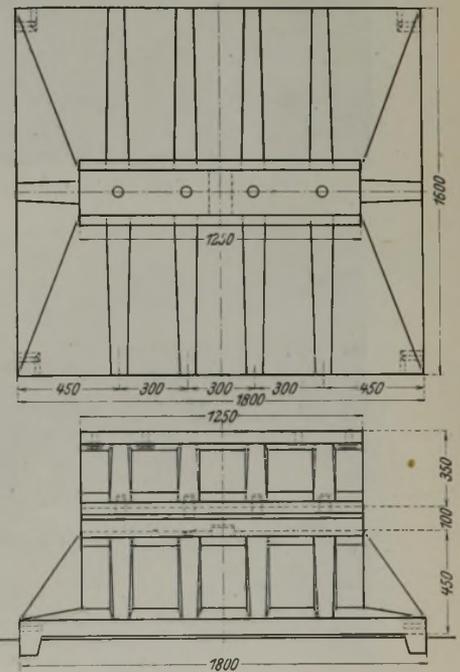


Abb. 8. Festes Auflager.



gibt sich eine Knicklänge von 31,3 m. Bei einer Feldweite von 5,15 m könnte sonach die seitliche Kraft $\frac{1}{100} H$ auf mindestens fünf Knotenpunkte verteilt angenommen werden.

Es wurde demnach nebst dem Winddrucke auf den Bogen mit einer wagerechten Kraft $\frac{1}{500} H = 3,452$ t am Kopfe einer jeden Hängestange gerechnet.

Der Querverband besteht aus oberen Querriegeln, die die Bogen an jeder zweiten Hängestange verbinden, und aus einer unter der Fahrbahn gelegenen Windverstrebung. Letztere ist in den Kragarmen und Koppelträgern als K-Fachwerk ausgebildet, in der Mittelöffnung besteht sie aus gekreuzten Streben, die nur an die Zugbänder, nicht aber an die Querträger angeschlossen sind. Diese stützen sich gegen die Windknotenbleche, wobei die von den Windstreben gekreuzten Querträger im Steg zur Durchführung des Knotenbleches geschlitzt sind und dieses Blech mit Langlochnieten festhalten. Dadurch ist vermieden, daß durch die Windstreben Zugbandkräfte in die Fahrbahn eingetragen werden.

Die Sicherheit des Bogens gegen seitliches Ausknicken wurde nach den Formeln von Bleich untersucht. Für den Scheitel des Bogens berechnet sich danach bei vierfacher Sicherheit der erforderliche Rahmenwiderstand mit $A = 35$ tm. Vorhanden ist bei dem höchsten Querrahmen mit oberem Querriegel ein Rahmenwiderstand $A = 189$ tm, bei dem nächsten Halbrahmen ohne Querriegel $A = 55$ tm. Die Sicherheit ist somit eine mehr als vierfache.

Die Auflager der Träger sind auf dem rechtsufrigen Strompfeiler als feste, auf dem linksufrigen Strompfeiler als Rollen-Kipplager in Stahlguß ausgebildet (Abb. 7 u. 8). Die Koppelträger sind auf den Kragarmen mit Einrollenlagern gelagert.

Das Gewicht der Stahlkonstruktion beträgt:

a) Mittelöffnung und Kragarme.	
Bogen mit beiden Kragarmen . . .	947,89 t
Zugband	274,53 t
Hängestangen	83,63 t
Zu übertragen 1306,05 t	

	Übertrag 1306,05 t
Fahrbahnträger	339,34 t
Gehsteige	78,15 t
Obere Verstrebung	48,96 t
Unterer Windverband	46,12 t

b) Koppelträger.

Hauptträger	50,02 t
Fahrbahnträger	63,64 t
Gehsteige	21,23 t
Windverband	5,35 t

Gesamtgewicht Baustahl 1958,86 t

Zores-Eisen St 37	40,30 t
Geländer St 37	32,43 t
Stahlguß	40,02 t

Gesamtes Eigengewicht f. 1 lfd. m für eine Tragwand:

Hauptöffnung	10,90 bis 11,6 t
Kragarme	8,20 t
Koppelträger	7,57 t

Für die Einsenkungen ergab die Rechnung:

Einsenkung infolge der Eigenlast

Trägermitte 96,2 mm, Kragarm-Ende — 7,76 mm (Hebung).

Größte Einsenkung infolge der Verkehrslast

Trägermitte 41,1 mm, Kragarm-Ende $\left\{ \begin{array}{l} 56,8 \text{ mm (Senkung)} \\ -50,7 \text{ mm (Hebung)} \end{array} \right.$

Für die beiden Strompfeiler ist Luftdruckgründung in einer Tiefe von rd. 11 m unter Null vorgesehen. Der aussieger Pfeiler kommt dabei auf festen grauen leittigen Mergel, der Schreckensteiner Pfeiler auf Sand- und Kiesschichten, die den Mergel in großer Mächtigkeit überlagern, zu stehen. Die Fundamentbelastung beträgt abzüglich Reibung rd. 3 kg/cm².

Die Gesamtkosten der Brücke ohne die Rampen und ohne Fahrbahn- decke sind zu rd. 14 $\frac{1}{2}$ Mill. K \ddot{a} . veranschlagt.

Alle Rechte vorbehalten.

Holz-Dachkonstruktionen im Bereich der Reichsbahndirektion Köln.

Von Reichsbahn-Oberrat Dr.-Ing. Tils, Köln.
(Schluß aus Heft 14.)

Durch Aufnageln von Bleistreifen wurde eine gute Abdichtung am Anschluß von Rauchfang und Dunstschlot im Innern erreicht. Bei früheren

Ausführungen war das Ausströmen von Rauchgasen an dieser Stoßstelle beobachtet worden. Die Dunsthaube lagert an der Austrittsstelle aus der Dachhaut auf einer kräftigen Kranzschwelle. Auch hier wurde in sorgfältigster Weise mit Walzblei gedichtet.

Die bei den ersten Ausführungen von Lokschuppen gewählte Absteifung der Schlote mit Rundeisen und Spanschlössern hat sich nicht bewährt, da schon nach Ablauf eines Jahres die Spanschlösser so verrostet waren, daß ein Verstellen und Nachziehen nicht mehr möglich war. Sie wurden deshalb, wie Abb. 9 zeigt, mit U-Eisen abgestützt, die gegen den Firstaufbau oder bei den weiter abstehenden Schloten am Dach befestigt sind.

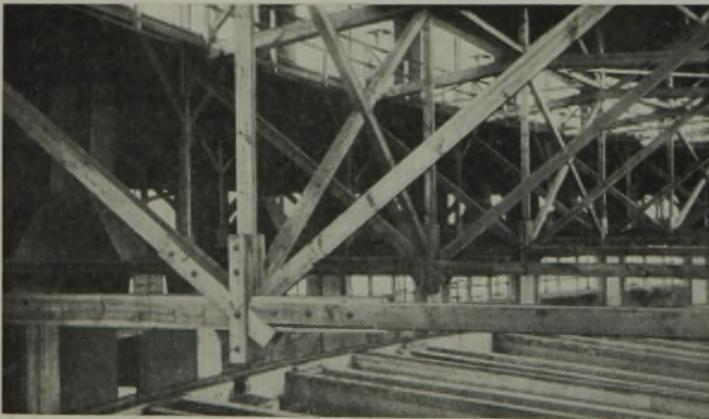


Abb. 10. Teilansicht mit Querverband in Bindermitte.



Abb. 11. Belastungsprobe durch Sandsäcke.

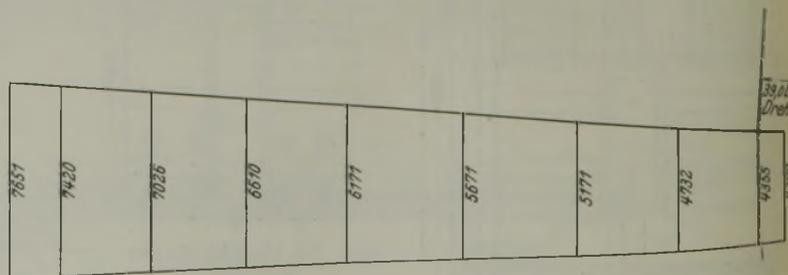
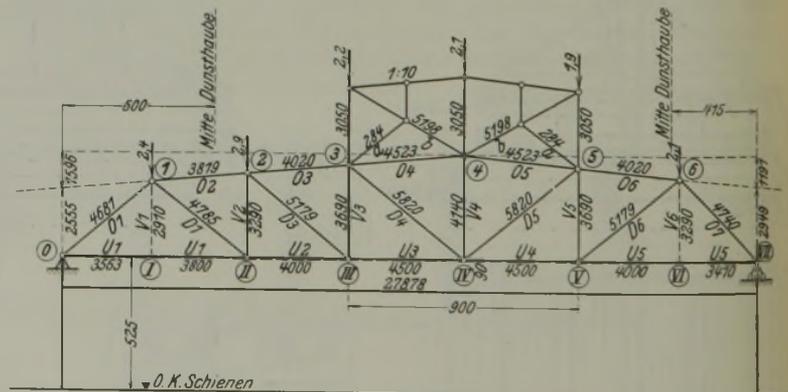


Abb. 12. Bindersystem mit Lasten für Probebelastung.



Abb. 13. Meßinstrumente am Binderuntergurt aufgehängt.



Abb. 14. Belastungsbinder.



Abb. 17. Einsicht in den Anbau.

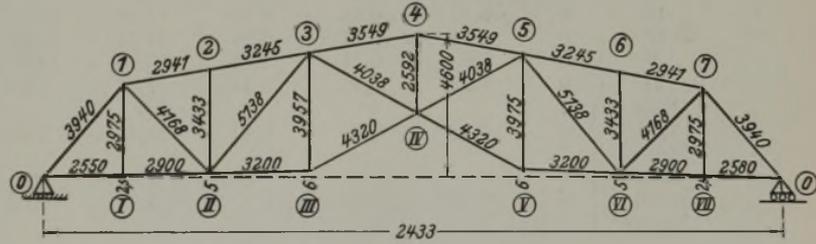
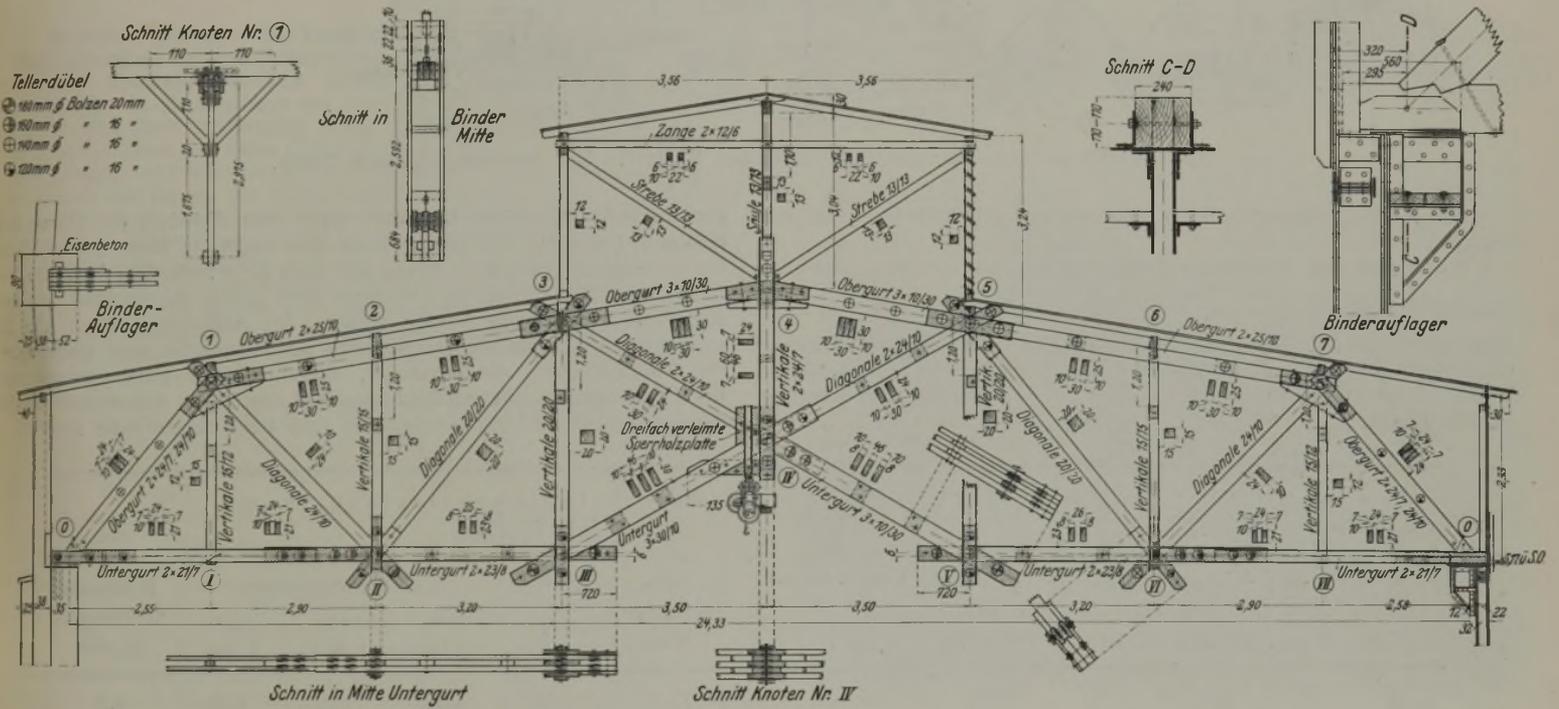


Abb. 15. Ausführungszeichnung des Lokschrupens Mödrath.

Über dem Rauchfang ist eine bewegliche Drosselklappe eingebaut, die ganz aus Holz hergestellt ist. Im offenen Zustande wird die Klappe durch ein Gegengewicht gegen die äußere Schalung angedrückt, so daß sie im Schlot nicht vorsteht. Mittels einer Zugschnur mit Stellkette an der Rückwand des Schuppens kann die Klappe geschlossen werden. Das Gewicht einer vollständigen Dunsthaube beträgt etwa 1 t.

Alle Rinnen am Schuppen wurden wegen der schlechten Erfahrungen mit Zinkrinnen als hölzerne Kastenrinnen mit doppeltem Boden zur Herstellung des Gefälles ausgeführt. Sie sind mit Pappe wie das Dach ausgelegt und werden an jedem Sparrenkopf mit verzinnnten Hängeeisen angehängt. Die Abfallrohre bestehen ganz aus schottischen Gußrohren.

Um bei der großen Stützweite von 28 m nicht nur durch die Abnahme der aufgelegten Binder in der Werkstätte der Kölner Holzbau-Werke und der fertig aufgestellten Binder an Ort und Stelle die Gewißheit zu haben, daß Berechnung und Ausführung alle Bedingungen erfüllen, wurde ein Belastungsversuch vorgenommen. Es wurden auf einen Binder 272 mit Sand gefüllte Papiersäcke von je 50 kg aufgebracht (Abb. 11 u. 12), die der rechnerischen Vollbelastung entsprechen. Aufgebracht wurden Dachpappe, Rauchabzüge, Fenster, Schnee. Winddruck wurde nicht berücksichtigt. An den Knotenpunkten des Untergurtes waren Leunersche Fühlhebel-Apparate und Biegungszeichner angebracht (Abb. 13 u. 14). Die etwaige seitliche Ausbiegung des Binder-Untergurtes wurde durch Klopsche Biegungsmesser beobachtet.

Entsprechend den „Vorläufigen Bestimmungen für die Herstellung von Holztragwerken“ wurde zuerst die Vorbelastung mit $\frac{1}{3}$ der rechnungsmäßigen Last über den ganzen Binder aufgebracht. Nach $\frac{1}{2}$ stündiger Lagerung wurde die Probelast entfernt und eine Stunde später die Vollast aufgebracht. Als Vergleich wurde, nachdem $\frac{1}{3}$ der Last aufgebracht war, die auftretende Durchbiegung nochmals festgestellt. Die Vollast blieb drei Stunden liegen und wurde dann zur Erzielung einseitiger Belastung auf der nach der Drehscheibe zu liegenden Seite $\frac{1}{3}$ der Auflast abgetragen, die Durchbiegung abgelesen und nach einer weiteren $\frac{1}{2}$ Stunde auch die übrige Last entfernt. Nach etwa drei Stunden, als die Apparate keine Veränderung der Durchbiegungen mehr anzeigten, wurde der Versuch abgebrochen.

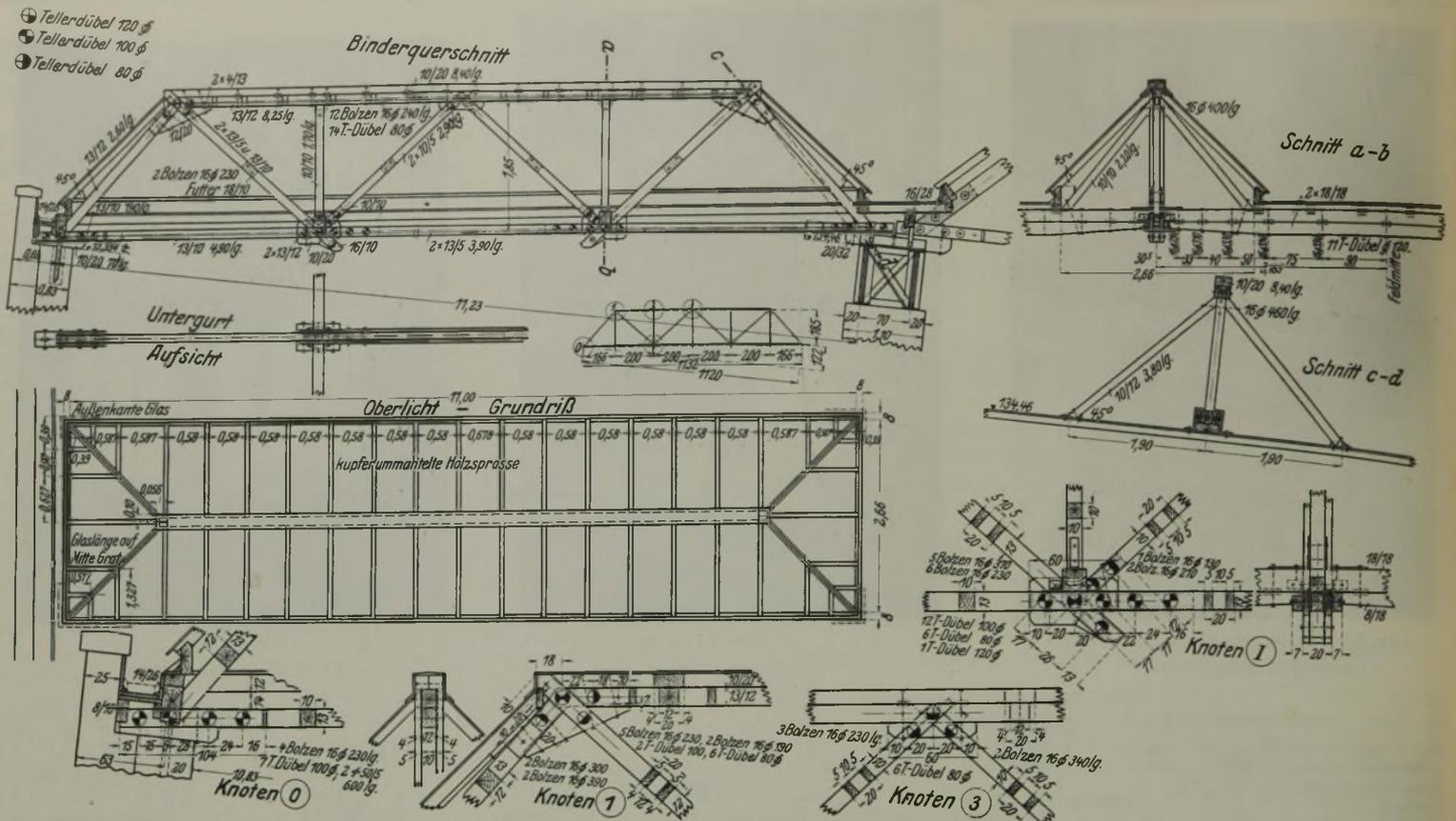


Abb. 16. Längs- und Querschnitt der seitlichen Binder in Lok-Ausbesserungshalle Düren.

Das Beobachtungsergebnis ist untenstehend tabellarisch zusammengestellt.

Die rechnerisch ermittelten Durchbiegungswerte wurden nach der Arbeitsgleichung $\delta_{ik} = \frac{\sum Si Sk s}{EP}$ mit Hilfe der w -Gewichte ermittelt. Auch diese Werte sind in der Tabelle eingetragen. Ein Vergleich dieser Durchbiegungswerte ergibt, daß die bestimmungsmäßig zugelassenen Werte bei weitem nicht erreicht wurden. Die bleibende Durchbiegung ist sehr gering.

von 3 t verlangt. Diese Laufkatze dient zum Abheben der Dome und schwerer Eisenteile der Lokomotiven und mußte in Mitte der 24,33-m-Binder aufgehängt werden. Hinzu kam noch die erforderliche Hubhöhe von 6,75 m über SO, so daß der Untergurt nicht gerade durchgeführt, sondern noch 1,65 m gesprengt werden mußte. Die Ausführung ist in Abb. 15 wiedergegeben. Nur die Querschnitte der Hauptstäbe sind eingetragen. Das Moment durch die Kranbahn, einschließlich Kranbahngewicht und Berücksichtigung eines Stoßfaktors $\varphi = 2$ mit $6,85 \times 0,31 = 2,124$ tm ist besonders berücksichtigt. Aufgestellt sind diese Binder noch nicht.

Meßpunkt	Vor der Belastung	Durchbiegungen des Binders bei Probelastung in mm										
		Vorbelastung		Vollbelastung								Bleibende Durchbiegung in mm
		1/3 Last ist aufgebracht	Last ist abgetragen	1/3 Last ist aufgebracht	Vollast ist aufgebracht nach 1/2 Std.	nach 3 Std.	rechnerischer Wert	1/3 Last ist abgetragen eins. östl.	Last ist abgetragen nach 1/2 Std.	nach 1 Std.	nach 3 Std.	
I	0	2,68	1,50	2,80	7,98	8,58	21,30	8,52	4,36	4,15	4,15	4,2
II	0	5,16	0,95	5,36	17,97	19,79	34,50	19,38	6,16	5,78	5,79	5,8
III	0	6,32	0,84	6,93	17,52	24,58	39,30	22,19	7,40	7,11	7,16	7,2
IV	0	6,04	0,77	6,48	21,35	23,37	36,90	20,47	6,95	6,67	6,67	6,7
V	0	3,93	0,71	3,44	16,56	18,10	29,40	14,10	5,97	5,86	5,83	5,8
VI	0	1,92	0,96	2,24	7,86	8,84	19,05	7,86	4,00	3,93	3,90	3,9
Mitte südl. Binder	0	0,32	0,18	0,43	1,42	1,48	—	1,28	0,41	0,37	0,37	0,4
Mitte nördl. Binder	0	0,62	0,60	0,73	2,96	3,03	—	2,96	0,35	0,27	0,27	0,3
Dehnung des Untergurtes in mm												
bei ϕ	0	+0,3	+0,1	+0,2	+0,9	+1,3	—	+1,3	+0,9	+0,9	+0,9	—
bei VII	0	-2,0	-2,8	-3,0	-3,0	-3,1	—	-3,1	-4,6	-4,6	-4,6	—
Seitliche Ausbiegung des Untergurtes in mm												
3	0	1,2	0,8	1,2	12,4	12,1	—	1,8	1,0	1,0	1,0	—
4	0	2,5	4,0	4,0	15,2	15,2	—	15,0	9,7	9,8	9,8	—

Aus dem Ergebnis der Versuchsbelastung kann geschlossen werden, daß die Holzkonstruktion alle an sie gestellten Erwartungen nicht nur erfüllt, sondern weit übertroffen hat.

Die übrigen ausgeführten Lokschuppendächer ähneln mehr oder weniger dem vorbeschriebenen. Eine besondere Binderkonstruktion zeigt jedoch die Ausführung für den Lokschuppen in Mödrath. Hier war die Anordnung einer Kranbahn mit Elektro-Laufkatze bei einer Nutzlast

Die an den Lokschuppen Düren sich anschließende Lok-Ausbesserungshalle wurde ebenfalls mit einer Holzkonstruktion überdacht. Die Fachwerkbinder haben 17,30 m Stützweite mit 2,45 m Systemhöhe in der Mitte. Wegen der Krananlage innerhalb der Lok-Ausbesserungshalle müssen die Auflager 7,70 m über SO liegen, gegenüber 5,10 m im Lokschuppen. Für eine gute Beleuchtung der Halle wurde ebenfalls Sorge getragen. In dem 6 m breiten Firstaufbau wechseln Fenster mit

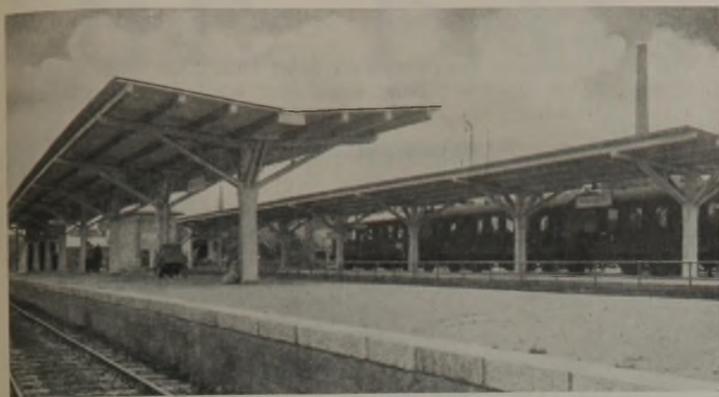


Abb. 18. Einstielige Bahnsteig-Überdachung auf Bahnhof Bedburg, Ert.

Jalousien ab. Während diese Fenster im Lokschuppen in Kitt auf Pitchpine-Sprossen verlegt wurden, wurde hier eine kittlose Verglasung auf Eichenholz-Sprossen mit Kupferabdichtung und Glasdeckschiene nach Patenten gewählt. Die Mansard-Oberlichter gelangten in derselben Weise zur Ausführung.

In dem 11,23 m breiten Seitenanbau liegen die Binder innerhalb der Satteloberlichter. Die Pfetten mußten als zweiteilige Dübelbalken ausgebildet werden.

Abb. 16 zeigt Quer- und Längsschnitt der Binder, sowie Oberlicht. Abb. 17 die Einsicht in den Anbau. Hier ist die gute Durchleuchtung der Halle und die Lage des Binders innerhalb des Oberlichts zu beachten.

Versuchsweise sind hier kupferummantelte Sprossen (Patent) gewählt worden. Der Sprossenabstand beträgt nicht über 62 cm.

Im Anschluß an diese Holzdachkonstruktionen sei auch eine einstielige Bahnsteig-Überdachung erwähnt, die in Bedburg nach Abb. 18 ausgeführt wurde. Wegen der feuchten Luft der niederrheinischen Ebene wurden die Untergurte nicht aus gebogenen geleimten Brettern, sondern aus einem geraden Vollholz hergestellt. Die Stiele sind auf den Eisenstützen eingespannt durch Flacheisen mit Dübeleinlagen.

Der Binderabstand beträgt 9 m. Die Pfetten sind als Gerberpfetten ausgebildet. Die Längsaussteifung geschieht durch Kopfbänder, die an den Stiel sorgfältig für Zug und Druck angeschlossen sind.

Wenn man bedenkt, daß die obenerwähnten, mit größter Sorgfalt ausgeführten Holzkonstruktionen erheblich billiger als die schweren Eisenbetonbauten und auch nicht unwesentlich billiger als Eisen in der Ausführung und Unterhaltung sind, so dürfte beim augenblicklichen Preisstand in den meisten Fällen die Entscheidung zugunsten der Ausführung in Holz ausfallen.

Vermischtes.

Bewerbungen für die Laufbahn der technischen Reichsbahn-obersekretäre. In der Behandlung der Gesuche von Bewerbern, die bei einer Reichsbahndirektion der ehemals preußisch-hessischen Staatseisenbahnen in die Laufbahn der bau- oder maschinentechnischen Reichsbahn-obersekretäre einzutreten wünschen, ist kürzlich eine Änderung insofern eingetreten, als diese Gesuche nicht mehr vom Reichsbahn-Zentralamt, sondern von jeder Reichsbahndirektion selbst zu bearbeiten sind. Es empfiehlt sich daher, die Einstellungsgesuche nicht mehr an das Reichsbahn-Zentralamt, sondern unmittelbar an die betreffende Reichsbahndirektion zu senden. Bewerbung bei mehreren Reichsbahndirektionen ist zulässig. Das Reichsbahn-Zentralamt hat nur noch über die Einstellung der für seinen eigenen Geschäftsbereich erforderlichen Bewerber zu entscheiden. Für das Jahr 1929 werden maschinentechnische Bewerber nicht mehr angenommen. Günstiger sind die Einstellungsaussichten für bautechnische Bewerber, namentlich für solche tiefbautechnischer Vorbildung.

Technische Tagung „Wohnungsbauwirtschaft und Wirtschaftlichkeit im Bauen“ in Berlin. Die von der Reichsforschungsgesellschaft für Wirtschaftlichkeit im Bau- und Wohnungswesen e. V. in Gemeinschaft mit 45 technischen Verbänden veranstaltete Tagung findet vom 15. bis 17. April 1929 statt.

Montag, den 15. April, 17 Uhr Vollversammlung bei Kroll, Am Platz der Republik. Dienstag, den 16. April, von 9 bis 13 Uhr und 15 bis 19 Uhr Beratungen der Gruppen 1 bis 5 in der Technischen Hochschule, Charlottenburg. Von besonderem Belang für unsere Leser ist die Tagesordnung der Gruppe 2 (Baustoffe und Bauweisen im Wohnungsbau) mit folgenden Sonderberichten (ab 10,55 Uhr): Ziegelbauweisen, Reg.- u. Baurat Riemer, Dresden; Betonbauweisen, Dr.-Ing. Petry, Obercassel; Holzbauweisen, Direktor Abel, Niesky; Stahlskelettbau, Direktor Hans Schmuckler, Berlin; Stahlhaut-, Stahlplatten- und Stahlrahmenbauweisen, Reg.-Baumeister Hans Spiegel, Düsseldorf; Decken, Stadtbaurat Nosbisch, Frankfurt (Main); (Pause von 13 bis 15 Uhr); Außenhaut, Prof. Dr. Siedler, Berlin. Mittwoch, den 17. April, 11 Uhr Vollversammlung in der Technischen Hochschule, Charlottenburg. Tagesordnung u. a. Bericht der Obleute über das Ergebnis der Gruppen-Beratung. Anmeldungen (bis zum 3. April) an die Reichsforschungsgesellschaft, Berlin W 9, Voßstraße 18 II.

Bericht über die 32. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins vom 7. bis 9. März 1929. (Fortsetzung aus Heft 14.)

Der siebente Vortrag, von Hafenbaudirektor Eckhardt, Wilhelmshaven, gab einen Überblick „Über den Hafenaufbau in Helgoland“. Die in den Jahren 1908 bis 1915 durchgeführten Hafenaufbauten sollten eine vor Seegang gesicherte Unterkunft für die Marine, hauptsächlich Torpedoboote, und außerdem einen Fischereischutzhafen schaffen. Da bei dem felsigen Untergrund einerseits möglichst wenig Abraumarbeiten erforderlich werden sollten, andererseits eine Niedrigwassertiefe von 4,5 m notwendig war, ergab sich die eigenartige Form des Hafens. Er wurde gebildet aus zwei von der Südspitze Helgolands auslaufenden Molen von 1535 und 1100 m Länge. Die ersten Molenabschnitte wurden durch Betonschüttung unter Wasser mittels Trichter hergestellt, wobei von eingerammten eisernen Trägern gestützte Eisenbetonplatten als Schalung dienten. Der obere Teil der Molen wurde im Trockenen zwischen Granitquadern betoniert. Bei den größeren Wassertiefen bis 10 m mußte der durch den Seegang hervorgerufene Störungen wegen ein anderes Arbeitsverfahren gewählt werden. Die Gründung wurde dort durch 48 Senkkasten erzielt, die in ihrem unteren Teile aus mehreren eisernen Kammern, darüber aus hölzernem Aufbau bestanden; diese wurden auf

dem Festlande erbaut und erhielten dort eine Bodenbetonschicht, wurden schwimmend nach der Insel gebracht, daselbst im Innern mit Klinkern ausgemauert und durch Einfüllen von Wasser abgesenkt. Die einzelnen Fächer wurden nach Auspumpen mit Beton gefüllt. In einem Molen-



Abb. 4. Hafen Helgoland. Westmole bei Punkt 1100 durch Sturmflut stark beschädigt.



Abb. 5. Hafen Helgoland. Senkkasten für den Ostmolenkopf im Begriffe, abgesenkt zu werden.

abschnitt geschah die Gründung derart, daß zwischen den vorher als Fördergerüst dienenden lotrecht gerammten Differdinger I-Trägern etwa 10 t schwere Betonblöcke im Verband versetzt wurden. Entsprechend dem Vorwärtsschreiten des Molenbaues folgte der Ausbau des inneren Hafens. Hierbei fanden aus Holzfachwerk und Drahtgeflecht hergestellte Kästen, die mit Bruchsteinen gefüllt wurden, weitgehende Verwendung. Gegen den Angriff des Bohrwurmes sollten Betonschürzen vor den Holzkästen schützen. Der zur Auffüllung des Hafengeländes erforderliche Boden wurde meist als Baggersand von der Elbe herangeschafft. Auf dem so gewonnenen Hafengelände kam zunächst ein mit Dieselmotoren betriebenes elektrisches Kraftwerk zur Ausführung. Infolge des Versailler Diktates mußten die mit ungeheurem Kostenaufwande errichteten Bauten in den Jahren 1921 bis 1923 trotz aller berechtigten Einsprüche vollkommen wieder so weit zerstört werden, daß ihre Benutzung auch als Handels-hafen jetzt unmöglich geworden ist.¹⁾ (Fortsetzung folgt.)

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. Am Mittwoch, den 10. April 1929, 20 Uhr, findet im großen Saale des Ingenieurhauses, Berlin NW7, Friedrich-Ebert-Straße 27, ein Vortrag von Dr.-Ing. N. Kelen, Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin, über „Bautätigkeit in der Sowjet-Union“ statt. Der Vortragende spricht auf Grund eigener Beobachtungen. Der Vortrag wird von Lichtbildvorführungen begleitet sein. Eintritt frei, Gäste willkommen!

Ein amerikanischer Staudamm. Ein Staudamm, den die New York, New Haven & Hartford-Eisenbahn im Mianus-Fluß bei Cos Cob im Staate Connecticut angelegt hat, ist nicht wie andere derartige Bauten wegen seiner Größe bemerkenswert, im Gegenteil, er dient nur zur Aufspeicherung von 65 000 m³ Wasser, er löst aber eine eigenartige Aufgabe, nämlich die Trennung von Süß- und Salzwasser. Der Wechsel von Ebbe und Flut erstreckt sich im Mianus-Fluß, einem kleinen Gewässer mit einem Niederschlagsgebiet von nur etwa 75 km² oberhalb des Staudamms, etwa bis 1,5 km oberhalb der Stelle, wo der Damm errichtet worden ist. Zum Betriebe eines etwa 2 km davon entfernten Kraftwerks, in dem der Strom für die etwa 115 km lange, elektrisch betriebene Strecke der Eisenbahngesellschaft erzeugt wird, braucht diese täglich 450 bis 850 m³ Wasser zur Kesselspeisung, das sie bisher von einem Wasserwerk jener Gegend beziehen mußte, während das Kühlwasser aus dem salzhaltigen Teile der Flußmündung gepumpt wurde. Um sich von dem Wasserwerk frei zu machen, beschloß die Eisenbahngesellschaft, wie die Zeitschrift „Railway Age“ vom 15. Dezember 1928 berichtet, ihr Kesselwasser aus dem Mianus-Fluß zu entnehmen, dazu war es aber entweder nötig, mit der Entnahmestelle so weit stromaufwärts zu gehen, bis der Einfluß von Ebbe und Flut nicht mehr merkbar war, oder zwischen Salz- und Süßwasser einen Damm zu errichten, über den wohl das Flußwasser abfließen, den aber das Seewasser nicht überschreiten könnte. Man entschloß sich für die letztgenannte Lösung.

Der neue Staudamm ist 110 m lang, wovon 75 m als Überfall ausgebildet sind. Er erhebt sich nur 5 m über das Flußbett, greift aber um etwa dasselbe Maß in die aus Sand und Schlamm bestehende Flußsohle ein, um den darunterliegenden festen Fels zu erreichen. In diesen ist unter der Mitte des Staudamms in seiner Längsrichtung verlaufend ein 2 bis 2,5 m breiter Graben ausgegraben, so daß die Mauer mit einer Art Sporn im Felsen verankert ist (Abb. 1). Ihr Körper besteht aus Beton 1:2:4, der nach 28 Tagen bei der Prüfung eine Festigkeit von 170 bis 210 kg/cm² aufwies. Auf der Luftseite ist der Überfallrücken innerhalb der Höhe, in der der Wasserstand schwankt, also auf etwa 4,2 m mit Granitquadern verkleidet, die mit Kupferankern im Beton festgelegt sind und deren Fugen mit Blei gedichtet sind. Der Staudamm wurde in drei Teilen hergestellt. Während des Baues der beiden seitlichen Teile, die in durch Kofferdämme abgeschlossenen Baugruben errichtet wurden, floß das Wasser des Flusses durch die offengehaltene Mitte ab. Um diese Lücke schließen zu können, wurde das Wasser durch zwei Rohre von 1,37 m Durchm. über einen der Seitenteile geleitet; alle Arbeiten wurden also im Trockenen ausgeführt.

Mit Rücksicht auf den Verwendungszweck des Wassers war es wichtig, das Salz, das vom Meere her in das Flußbett eingedrungen war, und den Schlamm, der sich hier abgelagert hatte, zu beseitigen. Zu diesem Zweck wurde die Sohle des Staubeckens, das eine Fläche von 205 ha bedeckt, sozusagen ausgewaschen. Sobald der Staudamm geschlossen war, wurden Wasserproben entnommen. Sodann wurde fast täglich das aufgestaute Wasser abgelassen, und alle zwei bis drei Tage wurden wieder Wasserproben entnommen. Nach zwei Monaten wurde das Wasser, was Salz-

gehalt und sonstige Beimengungen anbelangt, als geeignet zur Kesselspeisung befunden.

Von dem Staudamm zum Kraftwerk führt eine 2 km lange Gußeisenleitung von 40 cm Durchm. Beim Kraftwerke wird der Tagesbedarf an

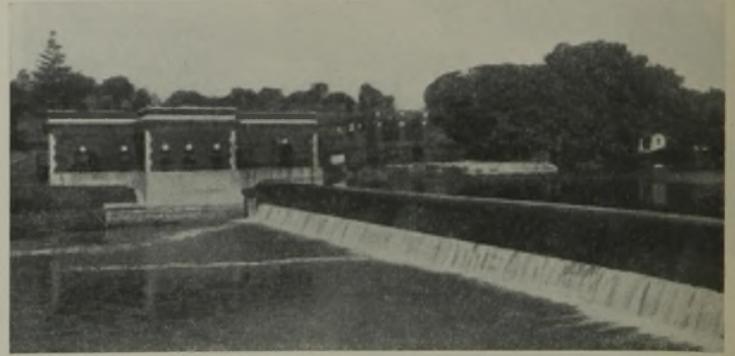


Abb. 2.

Wasser in zwei Betonbecken von je 2270 m³ Inhalt gespeichert. Da deren Oberfläche 10,4 m höher liegt als die Überfallkante des Staudamms, mußte bei diesem ein Pumpwerk errichtet werden, das das Wasser auf diese Höhe drückt (Abb. 2). Wkk.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 5. April erscheinende Heft 7 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr. F. Emperger: Die Brücke über die Vlara bei Nemschov. — E. Gaber: Die Längenänderung des Gußbetons mit und ohne Kalkzusatz durch Schwinden und Witterungseinflüsse.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernann: zum Reichsbahnrat: der technische Reichsbahnoberspezektor Seidel, Vorstand des R. B. A. Olpe, der Reichsbahnamtman Brauns beim R. B. A. Münster I und die Reichsbahnbaumeister Brand bei der R. B. D. Köln, Weiler beim Reichsbahn-Neubauamt Liegnitz, Streitz bei der R. B. D. Berlin und Breest beim R. Z. A. in Berlin; — zum Reichsbahnamtman auf Dienstposten von besonderer Bedeutung: der Reichsbahnamtman Inkofer, Leiter des Hauptbahnhof München; — zum Reichsbahnamtman: die technischen Reichsbahnoberspezektoren Haberkamp, Leiter des Bahnbetriebswerks Langendreer, und Scriba, Hilfsdezernent der R. B. D. Frankfurt (Main), sowie die Reichsbahnoberspezektoren Littmann, Leiter der Fahrkartenausgabe Stettin Hauptbahnhof, Grimmer, Hauptkassenrendant bei der R. B. D. Kassel, und Ebeling, Vorstand des Präsidialbureaus bei der R. B. D. Hannover, und zum Oberlandmesser auf wichtigeren Dienstposten: der Oberlandmesser Lücke bei der R. B. D. Essen.

Versetzt: die Reichsbahndirektionspräsidenten von Käß von der R. B. D. Regensburg zur R. B. D. München, und Koch von der R. B. D. Würzburg zur R. B. D. Regensburg, Reichsbahnoberrat Geier, Vorstand des R. B. A. Braunschweig I, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Liegnitz I, die Reichsbahnrate Blau, Vorstand des R. B. A. Liegnitz I, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Braunschweig I, Max Müller, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Osnabrück, infolge Auflösung dieses Amts zur R. B. D. Münster (Westf.), Allinger, bisher bei der R. B. D. Stuttgart, zum Reichsbahn-Neubauamt Heilbronn, Eitel, bisher beim Reichsbahn-Bauamt Eßlingen, zum Reichsbahn-Neubauamt Horb, Wischmann, Vorstand des R. M. A. Stargard (Pom.), in gleicher Eigenschaft zum R. M. A. Eberswalde und Wolfram, bisher bei der R. B. D. Berlin, als Vorstand zum R. M. A. Stargard (Pom.).

Übertragen: dem Reichsbahndirektionspräsidenten Kaepfel in Nürnberg ist neben seinen jetzigen Dienstgeschäften kommissarisch auch die Leitung der R. B. D. Würzburg übertragen worden.

Überwiesen: Reichsbahnrat Eger vom Reichsbahn-Bauamt Ulm zum R. B. A. Ulm.

Bestellt: Reichsbahnamtman Gerhard zum Vorstand des Vermessungsbureaus bei der R. B. D. Stuttgart.

In den Ruhestand getreten: die Reichsbahnamtman, Rechnungsrate Rien, Hilfsdezernent bei der R. B. D. Hannover, und Striesow, Leiter der Fahrkartenausgabe Stettin Hauptbahnhof.

Gestorben: Reichsbahnrat Wörnle bei der R. B. D. Stuttgart.

INHALT: Über englische Handels- und Fischereihäfen. — Entwurf für die neue Straßenbrücke über die Elbe in Aussig. — Holz-Dachkonstruktionen im Bereich der Reichsbahndirektion Köln (Schluß). — Vermischtes: Bewerbungen für die Laufbahn der technischen Reichsbahnoberspezektoren. — Technische Tagung „Wohnungsbauwirtschaft und Wirtschaftlichkeit im Bauen“ in Berlin. — Bericht über die 32. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (Fortsetzung). — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. — Amerikanischer Staudamm. — Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Personalnachrichten.

¹⁾ Dieser Vortrag wird demnächst in der „Bautechnik“ veröffentlicht.