

# DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang

BERLIN, 19. November 1929

Heft 50

Alle Rechte vorbehalten.

## Hamburgs Hafenbauten auf Waltershof.

Von Baurat Hetzell und Dipl.-Ing. Wedekind, Hamburg.

Im Jahre 1913 sind von See in Hamburg angekommen 15 073 Schiffe mit 14 185 496 Netto-Registertonnen, im Jahre 1927 16 011 Schiffe mit 19 595 541 Tonnen und im Jahre 1928 17 267 Schiffe mit 21 292 000 Tonnen. Gleichzeitig betrug die Warenbewegung im gesamten Seeverkehr<sup>1)</sup>:

	Einfuhr		Ausfuhr	
	Gewicht Mill. t	Wert Mill. R.-M.	Gewicht Mill. t	Wert Mill. R.-M.
1913	16,5	4834	8,9	3896
1927	16,6	7002	8,1	4811
1928	17,4	7214	9,1	5521

Diese wenigen Zahlen zeigen, mit welcher zähen Lebenskraft sich Hamburg allen Gewalten zum Trotz seinen Platz an der Sonne zurück-

Gütermenge wird jetzt ein größerer Bedarf an Kailänge und Schuppenfläche erforderlich, der beschafft werden muß, wenn Stockungen vermieden werden sollen. Durch Mechanisierung des Schuppenbetriebes, Einführung von Elektrokarren und maschinellen Stapelgeräten ist eine beträchtliche Entlastung erreicht, der Mehrbedarf ist aber so groß, daß daneben schon sehr bald nach Wiederbelebung der Wirtschaft eine rege Bautätigkeit an Schuppen- und Kaiflächen einsetzen mußte. Der Hamburger Hafen hat seit Beendigung des Krieges seine Schuppenfläche um 35% vergrößert.

Kaischuppen, die dem Stückgutumschlag dienen, bedürfen wegen des regen Arbeiter- und Geschäftsverkehrs in ihnen einer möglichst nahen



Abb. 1. Übersichtsplan des Hamburger Hafens.

erobert hat. Wir erkennen, daß die Anzahl der Schiffe und ihre Tonnage den Stand von 1913 weit hinter sich gelassen hat, und daß die Güterbewegung wieder den Umfang der Vorkriegszeit erreicht hat. Dabei hat sich aber die Struktur des den Hafen benutzenden Verkehrs nicht unerheblich geändert. Die Kapitalnot und die industrielle Entwicklung des überseeischen Auslandes während des Krieges bringen es mit sich, daß im Vergleich zu früher von hochwertigen Gütern im allgemeinen nur kleinere Posten gehandelt werden, die, jeder für sich, mit einem unverhältnismäßig großen Aufwand von Raum und Zeit zu bearbeiten sind, und daß die Waren mehr als früher den Umschlag am Kai bevorzugen. Für die gleiche

<sup>1)</sup> „Hamburgs Handel und Schiffahrt“, Herausgegeben vom Handelsstatistischen Amt, Hamburg.

Wohnstadt. Bald waren in den stadtnahen Häfen alle noch irgendwie verfügbaren Flächen vergeben, der Bedarf an Schuppenraum aber war noch nicht gedeckt. Frühzeitig entschloß man sich deshalb, neuen Platz zu schaffen, dadurch, daß man den sogenannten Freiladeverkehr, den unmittelbaren Umschlag zwischen Eisenbahnwagen und Schiff, der noch in Stadtnähe einige für Schuppenbauten geeignete Uferstrecken innehatte, weiter von der Wohnstadt legte, da dieser Verkehr als Massengutverkehr der Stadtnähe nicht bedarf. Man einigte sich darauf, im westlichsten Teil des Hamburger Hafens auf Waltershof (Abb. 1) den durch den Krieg unterbrochenen Ausbau wieder aufzunehmen und hier in einem neu zu erbauenden Hafen die heimatlos gewordenen Freiladebetriebe unterzubringen. Nachdem Waltershof einen besonderen Anschluß an die Reichsbahn erhalten hat, wird sich diese Verkehrsart dort in jeder



Weise entwickeln können und sich den dort bereits befindlichen Betrieben gut angliedern.

Einiges aus der Vorgeschichte Waltershofs<sup>2)</sup>:

Bis zum Jahre 1910 lag Waltershof als die von der Stadt entfernteste der hamburgischen Inseln des linken Elbufers in ländlicher Abgeschlossenheit. Die Wichtigkeit dieses Gebietes als Hafenerweiterungsgebiet war aber schon voll erkannt, und bereits in dem Staatsvertrage zwischen Hamburg und Preußen vom 14. November 1908 (dem sogenannten Köhlbrandvertrage) hatte sich Hamburg das Recht gesichert, diese damals noch ganz unbebaute,

Bubendey's 25,68 Mill. Mark für den ersten Ausbau von Waltershof zur Verfügung stellte, konnte mit den Bauarbeiten sogleich begonnen werden.

Dem Gesamtausbau lag der Lageplan der Abb. 2 zugrunde, und es sei schon hier erwähnt, daß dieser Plan auch bisher ohne wesentliche Änderungen durchgeführt ist. Der Plan sah vor: Die Schaffung dreier großer Seeschiffbecken, die von der Elbe her durch einen geräumigen Vorhafen zugänglich waren, und von denen zwei an ihrem oberen Ende nach bewährtem hamburgischen Muster an einen Flußschiffhafen an-

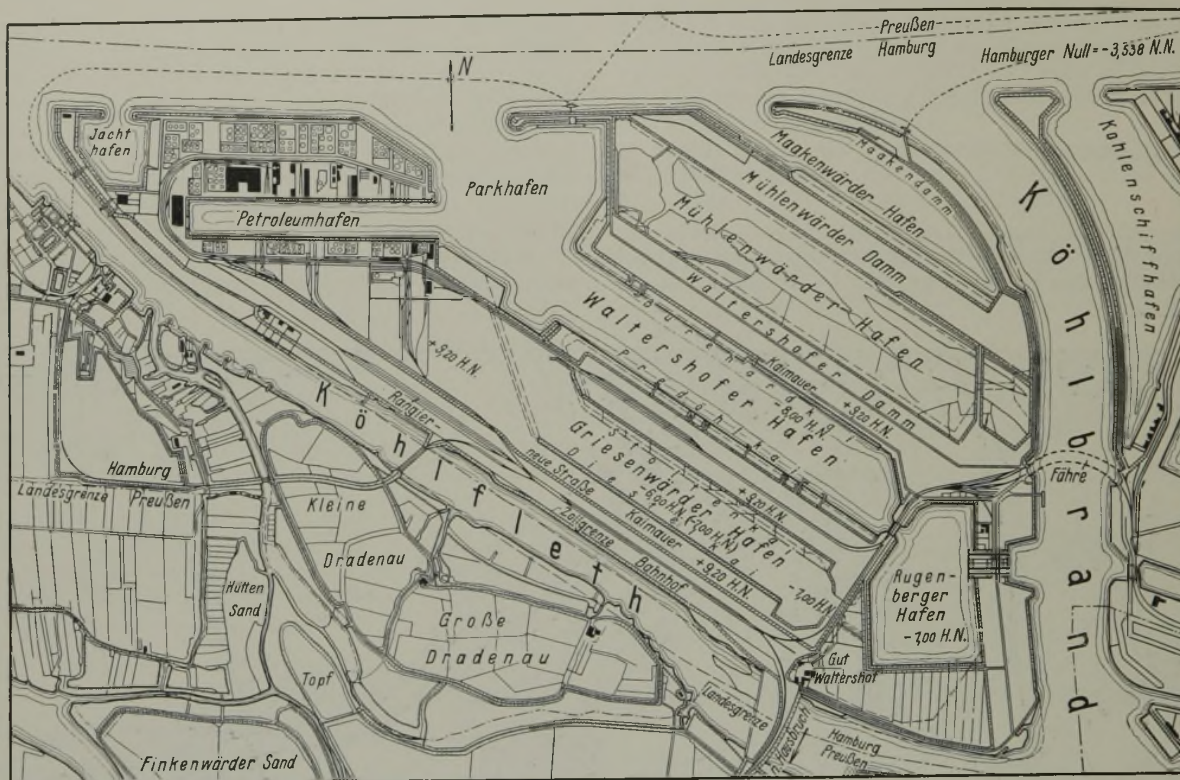


Abb. 2. Ausbau der Elbinsel Waltershof.

von zahlreichen Elbprielen durchzogene Insel durch eine besondere Hafenbahn über preußisches Gebiet hinweg an die Reichsbahn, und zwar an die Strecke Hamburg—Cuxhaven, anzuschließen.

Damit war Waltershof den Hafenbelangen Hamburgs angegliedert, und als dann 1910 die hamburgische Bürgerschaft in klarer Erkenntnis des für Hamburg Lebensnotwendigen und gestützt durch das Gutachten

<sup>2)</sup> Granzin: Die Erweiterung des Hamburger Hafens auf Waltershof. Zeitschr. d. Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine 1913.

geschlossen waren, der seinerseits wieder durch eine Durchströmungen verhindernde Sperrschleuse mit dem Köhlbrand in Verbindung stand. Der dritte Seehafen soll an seinem oberen Ende eine besondere Zufahrt für Flußschiffe erhalten. An den großen Vorhafen sollte sich nach Westen ein Petroleumhafen anschließen und an der Mündung des Köhlbrands, die in dieser Zeit aus nautischen und hydrotechnischen Gründen reguliert wurde, war ein Hafen für Küsten- und Fischerfahrzeuge geplant. Am Westende des Inselgebietes war ein Hamburg bisher fehlender Jachthafen vorgesehen.

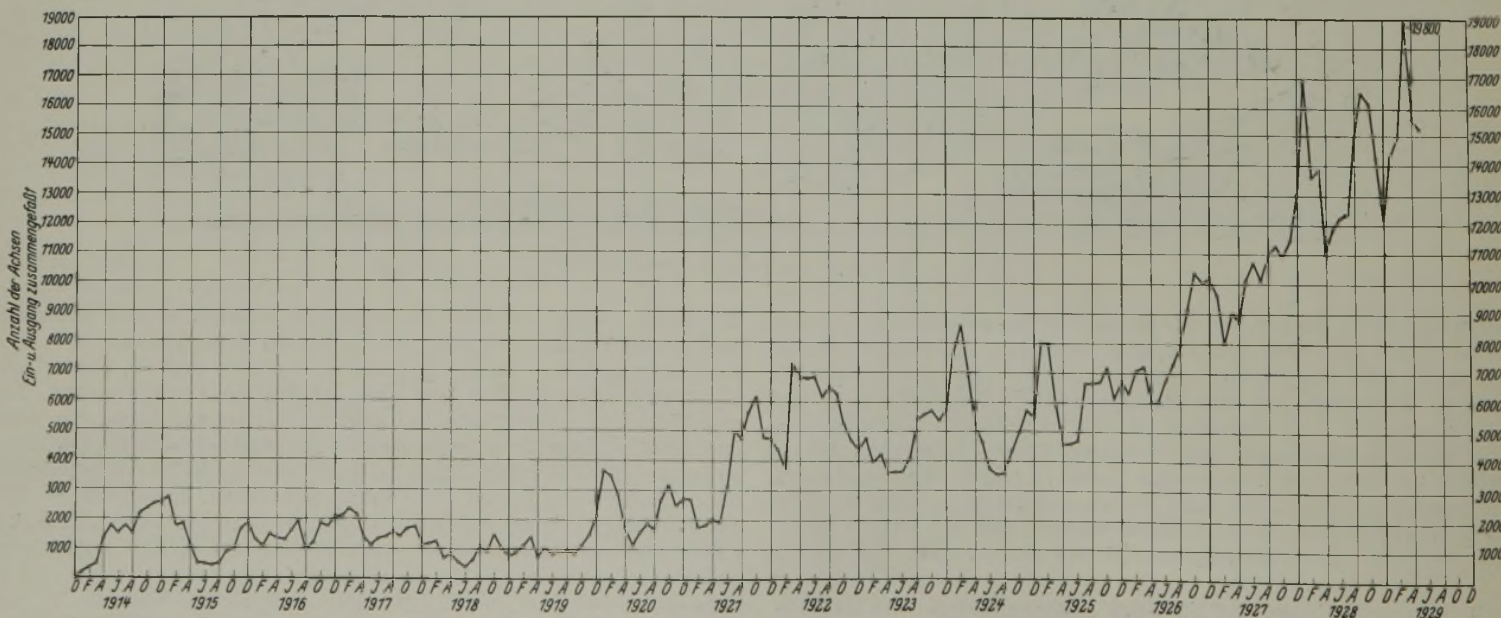


Abb. 3. Belastung der Eisenbahnfähre über den Köhlbrand.



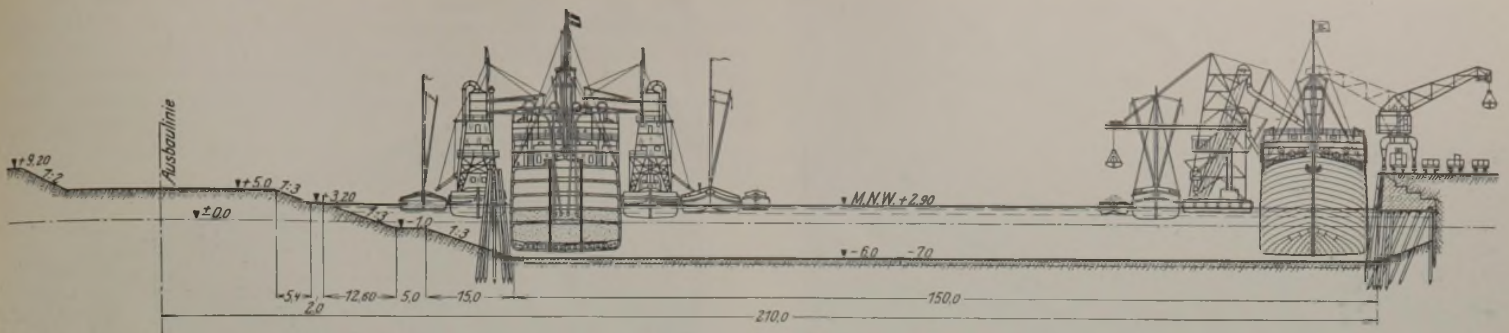


Abb. 5. Querschnitt durch den Griesenwälder Hafen.

Vor dem Kriege sind von diesen Arbeiten ausgeführt: Der Vorhafen, der einen Wendepunkt von 550 m Durchm. umgrent, und in Anlehnung an alte Flurbezeichnungen den Namen „Parkhafen“ erhielt, das mittlere Seehafenbecken, heute „Waltershofer Hafen“ genannt, der Flußschiffhafen mit Schleuse (Rugenberger Hafen mit Rugenberger Schleuse), der Jachthafen am Westende Waltersshofs und der Küstenschiffhafen (Maakenwälder Hafen). Der Eisenbahnanschluß wurde damals noch nicht hergestellt, da die Verhandlungen mit Preußen noch nicht zum Abschluß gelangt waren, statt dessen wurde eine Eisenbahnfähre über den Köhlbrand in Betrieb genommen, die auf zwei Fährschiffen je sechs Eisenbahnwagen auf jeder Fahrt befördern konnte. Diese Fährverbindung hat

wo der Umschlag im Strome, d. h. vom Seeschiff auf Küsten- und Binnenfahrzeuge mittels schwimmender Getreidesaugheber geschieht, kein Liegeplatz mehr frei.

Auch der Rugenberger Hafen ist, namentlich im Winter, stark mit Binnenfahrzeugen belegt; außerdem hat er sehr wertvolle Dienste als Bauhafen geleistet. Der Wendepunkt Parkhafen, der Maakenwälder Hafen als Liegehafen für Küstensegler und der Jachthafen werden lebhaft in Anspruch genommen.

So war Platz für weitere Anlagen auf Waltersshof nur durch Neubauten zu gewinnen.

Im Jahre 1926 bewilligte die Bürgerschaft für den Ausbau Waltersshofs die Summe von 20 Mill. R.-M., und zwar 15 Mill. R.-M. für den Griesenwälder Hafen und 5 Mill. R.-M. für eine 600 m lange Kaimauer am Nordufer des Waltersshofer Hafens.

**Der Griesenwälder Hafen.**

Der zuerst in Angriff genommene Griesenwälder Hafen wird, wie alle Hamburger Seehafenbecken, als offener Tidehafen mit einer unteren Einfahrt für Seeschiffe vom Parkhafen her und einer oberen Einfahrt für Flußschiffe vom Rugenberger Hafen her angelegt. Er erhält auf einer 32 ha großen Fläche Seeschifftiefe von 11,10 m bei MHW, die später auf 12,10 m vergrößert werden kann, und am östlichen Ende in der zu einem kleinen Schuttenhafen erweiterten Verbindung zum Rugenberger Hafen noch 3,8 ha mit einer Tiefe von 6,10 m bei MHW. Sein südliches Ufer wird mit einer festen Einfassung, Kaimauer und Spundwänden, eingefast, während sein nördliches Ufer, um späterer Entwicklung nicht vorzugreifen, ebenso wie die westliche Einfahrt in Böschung liegen bleibt und durch Dückdalbenreihen dem Wasserumschlag zugänglich gemacht wird. Abb. 5 zeigt einen Querschnitt der Anlage und läßt durch die eingezeichneten Fahrzeuge gleichzeitig erkennen, wie sie ausgenutzt werden soll.

Bei Beginn der Bauarbeiten im Herbst 1926 lag das eigentliche Hafenbecken noch in ursprünglicher Marschhöhe auf etwa MHW der Elbe, ringsherum aber war von früheren Bauarbeiten her bereits sturmflutfrei aufgehöhhtes Gelände vorhanden. Diese Art der Vorbereitung eines Hafenbaues hat sich, obgleich der später aus dem Hafenbecken begaberte Boden mit erheblichen Kosten auf größere Entfernung fortgeschafft werden muß, bei den hamburgischen Hafenbauten als sehr wirtschaftlich gezeigt, denn sie gibt dem aufgehöhhten Gelände Gelegenheit, sich ordentlich abzusetzen, so daß gleich nach Aushub des Beckens Bauten darauf errichtet werden können, und sie gestattet, die Uferneinfassungen des Hafens im Trockenem, unabhängig von den Tideschwankungen des benachbarten Elbstromes, auszuführen. Billige und rasche Herstellung der Uferwerke ist dadurch sichergestellt.

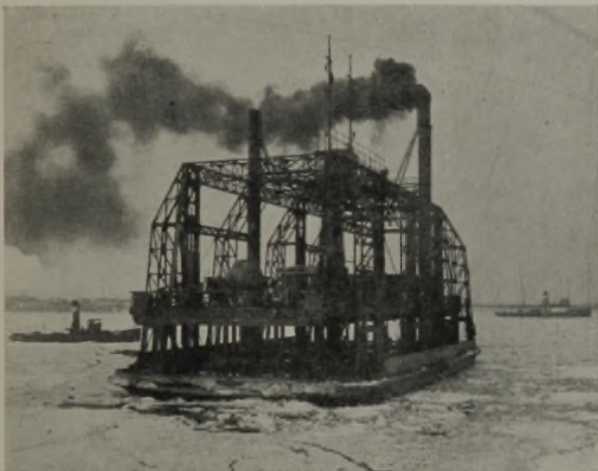


Abb. 4. Fährschiff.

Erhebliches geleistet, namentlich seitdem der Petroleumhafen, der Lagerfähigkeiten für 500 000 t hat und damit eine der größten europäischen Anlagen geworden ist, sich schnell entwickelte. Abb. 3 zeigt die Entwicklung der Fährverbindung, die jetzt wohl an der Grenze ihrer Leistungsfähigkeit angelangt ist.

Abb. 4 zeigt die Ausbildung des Fährschiffes, das an jedem Ende mit zwei Schrauben ausgerüstet ist, also kein Steuer braucht und auch mit Hilfe dieser Schrauben auf der Stelle „auf dem Teller“ drehen kann. Der Ausgleich der verschiedenen Wasserstände wird bei diesen Schiffen durch Heben und Senken eines Tragdecks mittels maschinell angetriebener Schraubenspindeln erreicht.

Der Krieg unterbrach die Bauarbeiten auf Waltersshof; es bedurfte der oben geschilderten Schuppennot und der eben erwähnten Leistungsgrenze der Fährschiffe, um den weiteren Ausbau der Häfen und parallel damit die Herstellung des Eisenbahnanschlusses anzukurbeln.

Trotz aller Nöte der Zeit hatten sich die vor dem Kriege auf Waltersshof angelegten Hafenbecken günstig entwickelt. Der Petroleumhafen war restlos an die großen Mineralöl-Gesellschaften verpachtet; ein dichter Kranz von Tankanlagen umgibt ihn. Im „Waltersshofer Hafen“, dem größten aller vorgesehenen Becken, hat sich ein reger Getreideumschlag entwickelt. Zeitweilig ist hier,

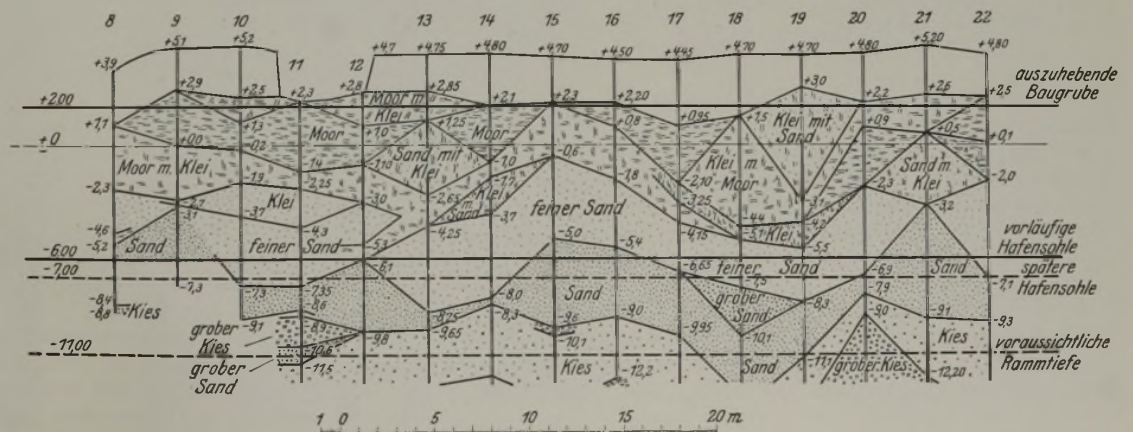


Abb. 6. Bohrergebnisse am Griesenwälder Hafen.





Abb. 7. Aufquellendes Moor in der Baugrube. — Rechts Rutschung.

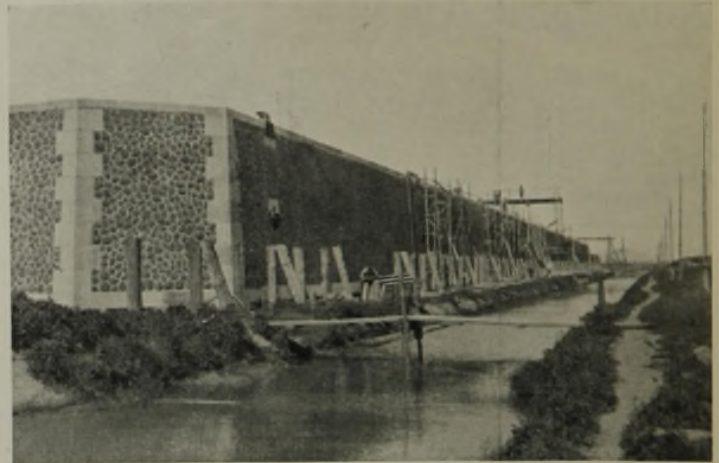


Abb. 9. Ansicht der fertigen Kaimauer am Griesenwälder Hafen.

Die erste Ausschreibung von Bauarbeiten geschah im Herbst 1926 und umfaßte:

1. die Herstellung der Baugruben im Hafenbecken und Anschüttung des gewonnenen Bodens an noch nicht aufgehöhten Landflächen in einer Gesamtmenge von 500 000 m<sup>3</sup>,
2. die Errichtung einer 1168 m langen Kaimauer für eine Hafentiefe von 10 m bei MWW am Südufer des Hafenbeckens<sup>3)</sup>,
3. den Bau von zwei Brückenwiderlagern an der zukünftigen Durchfahrt zum Rugenberger Hafen,
4. die Rammung von rd. 400 lfd. m versteifter Spundwand für eine Wassertiefe von 4 m bei NW als Uferbefestigung für den am Ostende des Hafenbeckens liegenden Schutenhafen.

An der Ausschreibung beteiligten sich nahezu sämtliche Großfirmen Deutschlands. Den Zuschlag erhielt die „Arbeitsgemeinschaft Griesenwälder Hafen“, bestehend aus den Firmen Friedr. Holst, Hamburg, Dyckerhoff & Widmann, Hamburg, und Julius Berger, Berlin, bei einer Gesamtübernahmesumme von rd. 4,5 Mill. R.-M. Fünf namhafte Firmen hatten noch billiger angeboten, es bestätigte sich aber im Laufe der Arbeiten die Auffassung der Bauverwaltung, daß die Summe von 4 1/2 Mill. R.-M. an der unteren Grenze der Preisangemessenheit lag.

Der Bauausführung gingen natürlich sorgfältige Bodenuntersuchungen voraus.

In Abb. 6 sind die Bohrerergebnisse im Griesenwälder Hafen dargestellt; aus ihnen ist zu ersehen, daß im allgemeinen von + 5,00 bis + 2,00 HN schwerer blauer und brauner Kleiboden ansteht, darunter folgt eine Moorschicht von 3 bis 4 m Mächtigkeit, dann feiner, dann größerer Sand, der allmählich in Kies und groben Kies übergeht. Das Bild des Untergrundes entspricht seiner geologischen Entstehung als Ablagerung des ständig sein Bett verändernden Elbstromes und gleicht, bis auf die starke Moorschicht, den sonst im Hafengebiet angetroffenen Verhältnissen.

Die Arbeiten begannen mit dem Trockenaushub der Baugruben und eines Teiles des Hafenbeckens bis zur Tiefe von + 2,00 HN. Hierbei verursachte die Moorschicht bedeutende Schwierigkeiten. Sobald die Baggerung an die bis + 9,20 HN aufgehöhten Randflächen herankam, drückte die Last der Aufhöhung den Moorboden in der Baugrube hoch und die Böschung der Aufhöhung rutschte nach. Die Baugrube der ver-

steiften Spundwand am Schutenhafen, die den aufgehöhten Flächen besonders nahekommt, mußte dreimal ausgehoben werden, ehe es gelang, die immer wieder hochquellenden Moormassen (Abb. 7) zu bewältigen. Streckenweise blieb nichts weiter übrig, als neben der zukünftigen Baugrube die gesamte Aufhöhung in 12 m Breite bis auf + 5,00 HN abzubaggern und dann erst die eigentliche Baugrube auszuheben. Diese, bei Baubeginn nicht vorgesehene Entlastung der Moorschicht verursachte naturgemäß Betriebsumstellungen in größerem Umfange und damit Verzögerungen in der Bauausführung. Auch veranlaßten die dabei auftretenden gewaltigen Kräfte, die z. B. einen in der Baugrube stehenden Löffelbagger im Dienstgewicht von 50 t glatt um 1 m hoben und beinahe umwarfen, die Standsicherheit der Bauwerke unter Berücksichtigung der besonderen Wirkung dieser gefährlichen Moorschicht nochmals nachzuprüfen. Als statische Werte des Bodens wurden von der Bauleitung nach entsprechenden Versuchen für den Moorboden  $\gamma = 1,1$  und  $\varphi = 20^\circ$  angenommen. Eingehende Versuche mit Waltershofer Moorboden durch Prof. O. Franzius in der Erdbauversuchsanstalt der Technischen Hochschule Hannover bestätigten die Annahmen als richtig. Die Nachprüfung unter Zugrundelegung dieser Zahlen ließ es erwünscht erscheinen, überall die Bauwerke dadurch zu entlasten, daß nach ihrer Fertigstellung die treibende Moorschicht hinter ihnen auf eine gewisse Breite vollständig beseitigt und durch Sandschüttungen ersetzt würde.

Abb. 8 zeigt den Querschnitt der Kaimauer am Griesenwälder Hafen, der der in Hamburg für derartige Bauwerke üblichen Form entspricht: Hoher Pfahlrost aus acht Reihen 14 bis 16 m langen Kiefernspfählen von 40 und 45 cm mittlerem Durchmesser, und zwar vorn drei Reihen Geradpfähle, dann drei Reihen Schrägpfähle, 2 1/2 : 1 geneigt, und hinter diesen ein Pfahlbock, bestehend aus einem Schräg- und einem Geradpfahl. Die Pfahlköpfe sind durch eine Verzimierung von Längsholmen, Zangen, Querschwellen und Bohlenbelag miteinander verbunden. Alles Holzwerk endigt unter der in Hamburg auf + 3,75 HN liegenden Fäulnisgrenze. Der rückwärtige Abschluß der Mauer besteht aus einer 30 cm starken und 10 m langen nicht gespundeten Pfahlwand, deren Kopf von zwei kräftigen Holmen gehalten wird. Böcke und Schrägpfähle binden in den Beton des Mauerkörpers ein, um eine bessere Verbindung beider Bauteile herzustellen. Der Abstand der Pfahlreihen in Richtung der Mauer beträgt 1,80 m. Der treppenförmig abgestufte Mauerquerschnitt hat eine Sohlenbreite von 10 m und ist in Abständen von 45 m durch verzahnte Dehnungsfugen unterbrochen. An der Wasserseite ist jeder Mauerkörper von 45 m Länge an allen Kanten mit Granit verkleidet, während die eigentliche Verblendung aus wabenförmig gemauertem Säulenbasalt (vgl. Abb. 9) besteht. Das Mauerwerk gibt mit den unregelmäßig schwarzen sechskantigen Basaltsäulen eine lebhaftere Vorstellung von der großen Widerstandskraft der Mauer. Basaltverkleidungen, namentlich vom Rhein, aber auch aus Böhmen bezogen, haben sich in Hamburg bestens bewährt; alle neueren Mauern sind damit ausgeführt.

Die Mauer erhält in 22,5 m Abstand schwere Stahlgußpoller (Abb. 10), Streichpfähle in 9 m Abstand, Schiffshalteketten für kleinere Fahrzeuge, große Doppelschäkel zum Anschlagen der Seeschifftrassen, Steigeleitern und senkrechte Entwässerungsröhre zur Entwässerung der Hinterfüllung. Außerdem sind im Abstände von 100 m große Abfallrohre zur Entwässerung der zukünftigen Straßen- und Kaianlagen eingebaut.

Das Mischungsverhältnis des Stampfbetons war im unteren Teil bis zur Einbindehöhe des Pfahlrostes mit 1 : 6, oben mit 1 : 8 vorgeschrieben. Stampfbeton war nach längeren Überlegungen dem Gußbeton vorgezogen, da bei seiner Verwendung an der Vorderseite durch die Basaltverkleidung keine Schalung nötig war, wodurch sich eine wirtschaftliche Bauweise ergab.

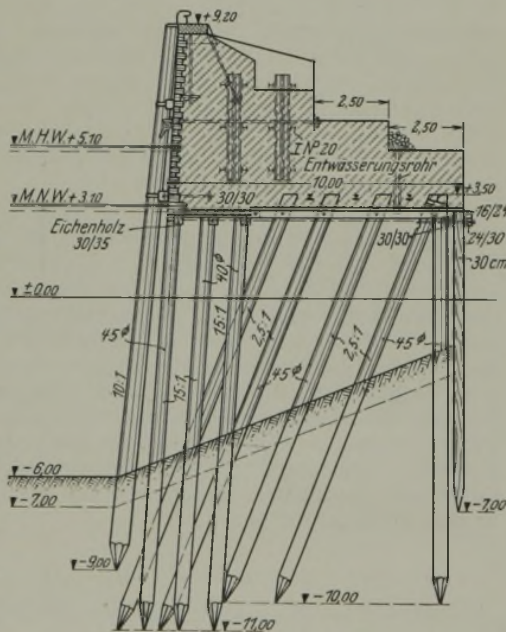


Abb. 8. Querschnitt der Kaimauer am Griesenwälder Hafen.

<sup>3)</sup> MNW + 2,90 HN, MHW + 5,10, HHW + 8,75, NNW + 0,53. HN (Hamburger Null) liegt 3,538 m tiefer als Normal-Null.



Der Bauvorgang (Abb. 11)<sup>4)</sup> für die schnurgerade Mauer ergab sich sehr einfach aus der Reihenfolge der Arbeiten, indem sämtliche Geräte hintereinander auf einem langen Rammgerüst in Tätigkeit traten. Bei der Rammung der acht Pfahlreihen und der Pfahlwand wurden zunächst vier, später fünf Universalrammen mit Bärgewicht von 2 bis 5 t eingesetzt, für die das Spülwasser von 12 at durch drei Pumpanlagen von je 42,5 PS geliefert wurde. Vor und zwischen den Rammen liefen zwei Kappsägen (Abb. 12, 13), dann folgt der Portalkran zum Versetzen der Werkstücke und aller schweren Teile, zum Schluß kamen zwei große fahrbare Mischanlagen mit Transportbandauslegern und ein fahrbarer Kompressor für die Stampfarbeit. Eine besondere Konstruktion mußte für das seitliche Ausfahren der Mischanlagen vorgesehen werden, weil der Portalkran häufig zurück mußte, um Poller oder Granitabdeckplatten zu versetzen. Als letztes Gerät folgte der Pfahlzieher für den Abbruch des nicht mehr gebrauchten Ramm-

8000 t Zement, 10 000 fm Schnittholz und sonstige große Massen von Basalt, Granit und Eisenteilen — machten eine sehr sorgfältige Disponierung der An- und Zufuhr erforderlich. Sämtliche Baustoffe kamen auf dem Wasserwege im Rugenberger Hafen an. Dort standen zwei Löschrücken mit Kranen zur Verfügung, deren eine nur für das Löschen des Kiessandes bestimmt und demgemäß mit einem vierzelligen Silo ausgerüstet war. Die Rammfähle, deren Beschaffung in den erforderlichen großen Mengen den Baufirmen, die sie mitzuliefern hatten, erhebliche Schwierigkeiten bereitete, wurden hier von der Bauleitung abgenommen,

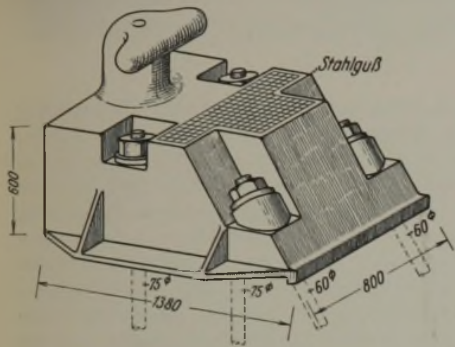


Abb. 10. Stahlguß-Poller.

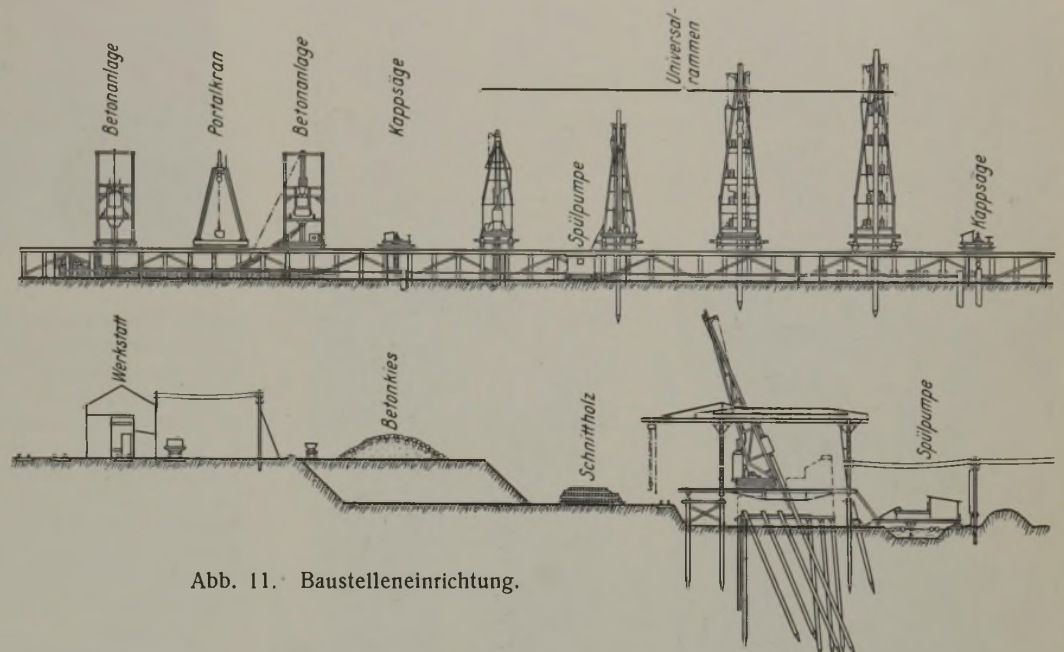


Abb. 11. Baustelleneinrichtung.

gerüsts, der auf der Kaimauer lief und mit besonderer Spüleinrichtung versehen war. Mit Ausnahme der Rammen wurden sämtliche Maschinen elektrisch betrieben. Wegen der Kürze der Bauzeit hatten die beteiligten Firmen diesen ungewöhnlich umfangreichen Maschinenpark eingesetzt, der alle Arbeiten möglichst wirtschaftlich, aber doch in durch die Maschinenarbeit bedingter guter Qualität ausführte. Bemerkenswert ist u. a. das Aushöhlen der Bockgeradpfähle (Abb. 14) durch eine schräg gestellte Zylindersäge, die die Tagesleistung eines hochbezahlten Zimmerers in wenigen Minuten ausführt. Das ganz neuartige Gerät ist der Firma Dyckerhoff & Widmann patentiert worden.

Die gewaltigen Mengen der zu verarbeitenden Materialien — es handelt sich im ganzen um über 7000 Rammfähle, 50 000 m<sup>3</sup> Kiessand,

<sup>4)</sup> Vgl. Hetzell-Wundram, Die Grundbautechnik und ihre maschinellen Hilfsmittel, S. 74.

dann an der Brücke hochgenommen und auf dem Landwege mittels Feldbahn zum Spitzplatz am Schutenhafen gebracht. Der Weitertransport der gespitzten und mit einem Rammkopf versehenen Pfähle an die Rammen geschieht schwimmend auf dem sogenannten Floßgraben, der in 5 m Entfernung vor der ganzen Mauer entlang lief (vgl. Abb. 9 u. 15) und in bequemer Weise das Aufnehmen durch die Rammen ermöglichte. Nebenbei diente dieser Floßgraben, der das ganze Bauen sehr erleichtert hat und der bereits in der Ausschreibung vorgesehen war, der Entwässerung der Baugrube, und es wurde aus ihm auch das Spülwasser für die Rammen entnommen.

Kant- und Schnitthölzer wurden sofort auf den hinter der Mauer reichlich zur Verfügung stehenden Lagerraum (vgl. Abb. 15) möglichst handgerecht verteilt, ebenso ein Teil des Granits und der Poller.

Schwieriger war die Anlieferung des Betonkieses. Mit verschwindenden Ausnahmen kommt aller im Hafen verwendete Kiessand aus den Gruben



Abb. 12. Kappsäge beim waagerechten Schnitt.



Abb. 13. Kappsäge beim lotrechten Schnitt.

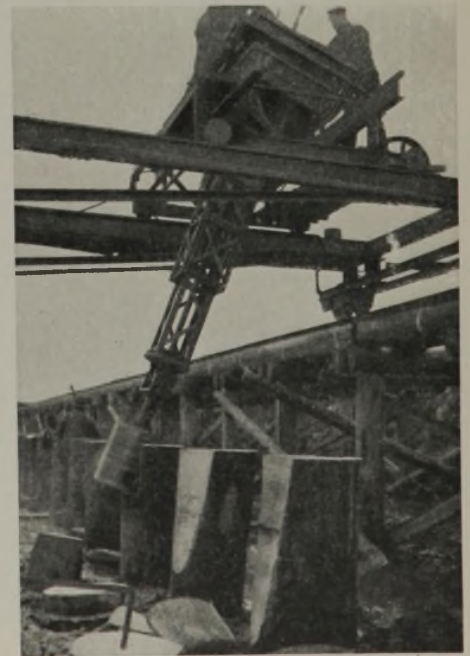


Abb. 14. Aushöhlen der Bockgeradpfähle.



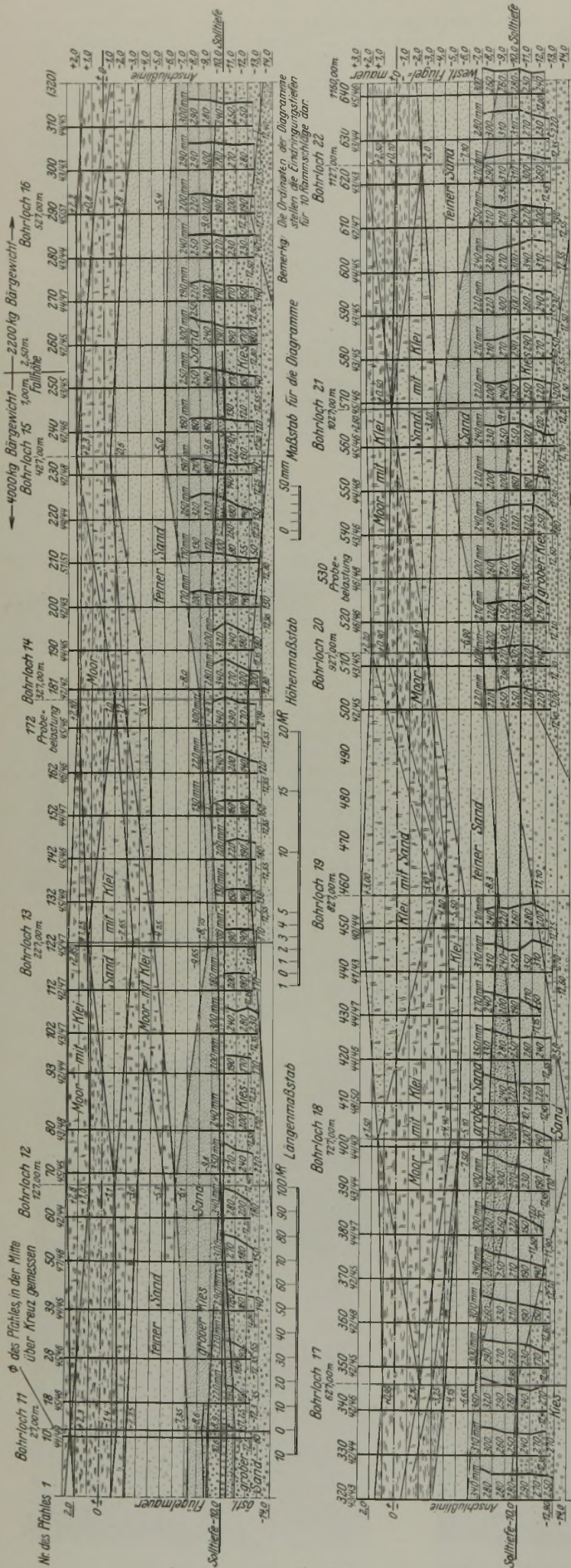


Abb. 15. Übersicht der Baustelle.

am Elb-Travekanal bei Güster, und zwar auf dem Wasserwege; die Lieferung ist also stark abhängig von den Wasserständen der Oberelbe. Im Sommer kann die zulässige Tauchtiefe so gering werden, daß die Kähne nur zu 1/4 ihrer Tragfähigkeit ausgenutzt werden können, wobei dann natürlich die Frachten stark anziehen. Unter Berücksichtigung dieser Verhältnisse hatten sich die Firmen entschlossen, 1/4 der Gesamtmenge in den wasserreichen Winter- und Frühlingsmonaten auf Lager zu nehmen, während der Rest sofort vom Kahn zur Verarbeitung nach den Mischmaschinen gebracht werden sollte. Die Anlieferung der aus der Magdeburger Elb-strecke kommenden Kiesel für die Verbesserung des Kiessandes und des ebenfalls zu Schiff von Böhmen kommenden Säulenbasalts machte keine Schwierigkeiten.

Der Zement wurde in Säcken zwischengelagert und den zur Mischanlage fahrenden Kieszügen lose in besonderen Silo-Wagen mitgegeben.

Bereits bei der ersten Rammung, die an der versteiften Spundwand vorgenommen wurde, zeigte es sich, daß die Pfähle bei der vorgesehenen Tiefe von -7,00 HN nicht fest wurden, obwohl sie über 3 m im Sand standen, also nach allen bisherigen Erfahrungen in älteren Hafenteilen hätten fest werden müssen. Zu erklären ist dieses ungewöhnliche Verhalten nur aus dem besonders feinen Korn des hier anstehenden Sandes einerseits und andererseits aus dem hydraulischen Überdruck, unter dem die Sandschichten unter der überlagernden wasserdichten Kleischicht stehen. Im Augenblick der Durchrammung der Deckschicht wird das hydraulische Gleichgewicht gestört (es traten sogar neben den Pfählen Springquellen auf), der Sand kommt in fließende Bewegung und bietet dem eindringenden Pfahl nicht mehr genügend Widerstand. Es blieb nichts anderes übrig, als für die versteifte Spundwand und die Brückenwiderlager, für die eine Rammtiefe von -8,00 HN vorgesehen war, etwa 1500 Pfähle neu zu beschaffen, und zwar für eine Rammtiefe von -10,00 bis -11,00 m HN. Für die Kaimauer waren von vornherein Rammtiefen von -10,00 und -11,00 m HN mit Rücksicht auf die spätere Ausbaggerung (-7,00 m HN) vorgesehen, aber es zeigte sich auch hier schon im Anfang der Rammung, daß an einzelnen Stellen die Pfähle mehr zogen, als bisher als zulässig angesehen wurde. Bei der großen Zahl der Pfähle, deren Beschaffung an sich schon Schwierigkeiten genug

Abb. 16. Ergebnis der Proberammungen.

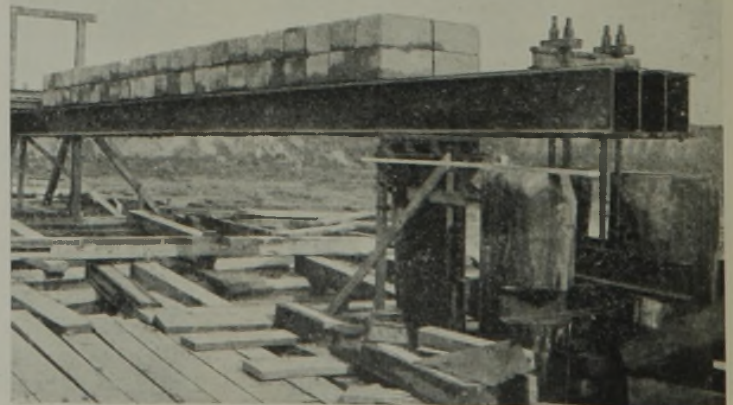


Abb. 17. Anordnung der Probelastung.





Abb. 18. Fahrbare Betonierungsanlagen.

gemacht hatte, war es aber ganz unmöglich, bei einer nicht vorherzusehenden weiteren Bodenverschlechterung etwa noch längere und noch schwerer zu beschaffende Pfähle vorzuschreiben. Es kommt hinzu, daß die Schlagzeit der Pfähle in den Winter fällt, und daß die Holzhändler keine größeren Lagervorräte in Rammpfählen halten; bei einer Neubeschaffung wäre also der ganze Bau auf unabsehbare Zeit zum Stillstand gekommen, und gewaltige Mehrkosten wären entstanden. Von diesen Erwägungen ausgehend, entschloß sich die Bauleitung, die Berammbarkeit des Bodens auf der ganzen Kaimauerlänge sofort durch Proberammungen zu prüfen und an einigen dieser Proberampfen Probelastungen vorzunehmen. Das Ergebnis der Proberammung ist in Abb. 16 dargestellt und zeigt, daß mit den vorgesehenen Rammtiefen auf der ganzen Länge der Mauer auszukommen ist, wenn Eindringungstiefen von 26 cm für die letzten 10 Schläge bei 2,2 t Bärge wicht und 2,5 m Fallhöhe zugelassen werden dürfen. Diese Frage sollte durch die Probelastung entschieden werden. Für die Proberammung waren durchweg 16 m lange Pfähle, die bis etwa — 12,00 m HN heruntergerammt werden können, vorgesehen, um von vornherein ein richtiges Bild der Tragfähigkeit bis zu allen in Frage kommenden Tiefen zu bekommen. Als Proberampfen wurden jeder 10. Bockgeradpfehl, d. h. also alle 18 m ein Pfehl, geschlagen.

Nach dieser Proberammung von über 40 Pfählen war es gewiß, daß größere Überraschungen durch den Untergrund nicht mehr eintreten konnten, weitere Sicherheit brachte die Probelastung mehrerer Pfähle. Nach der statischen Berechnung der Mauer konnten Höchstdrücke von 56 t auf einen Pfehl von 45 cm Durchm. auftreten. Mit Rücksicht auf den erforderlichen großen Aufwand hielt es die Bauleitung nicht für erforderlich, die Probelastung bis zum Bruch des Pfahles durchzuführen, sondern die Versuchseinrichtung sollte von vornherein so bemessen werden, daß unter Verwendung vorhandenen Materials eine Tragfähigkeit von etwa  $1\frac{1}{2}$  der rechnerischen Beanspruchung nachgewiesen würde. Mit der in Abb. 17 dargestellten Hebelanordnung war es möglich, Drücke bis zu 70 t auf den zu prüfenden Pfehl auszuüben. Probelastungen von Rammpfählen nach dem Hebelprinzip sind bereits von der Firma Butzer in Holland<sup>5)</sup> ausgeführt; die Hebelbelastung geschah dort durch einen vollbeladenen verschiebbaren Wagen. Im Griesenwälder Hafen war die Hebellänge von 12 m durch die vorhandenen I 40 und durch den inzwischen beendeten Vorbau des Rammgerüsts, das die freie Länge begrenzt, gegeben. Vier I 40 waren durch sehr kräftige Aussteifungen und Verbolungen zu einem einheitlichen Hebel zusammengefaßt, der mit Hilfe eines besonderen Kippauflagers (um zentrische Lasten zu bekommen) auf den Proberampfen drückte, während das Zugauflager in 1,50 m Entfernung aus einer Traverse bestand, die mit vier kräftigen Ankern an den C-Eisen-Zangen der vier

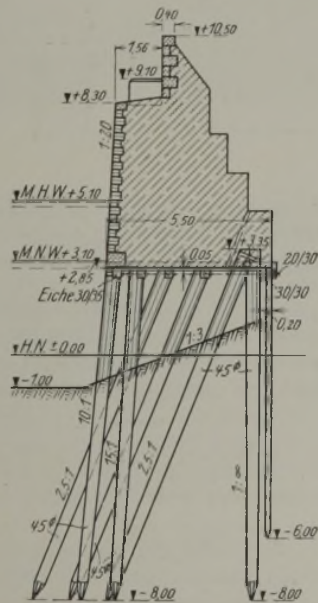


Abb. 19. Querschnitt durch das Brückenwiderlager.

Zugpfähle befestigt war. Die Zugpfähle von je 12 m Länge waren bei der Rammung des Proberampfes gleich mit geschlagen; ihre Umfangsreibung war bei den vorkommenden Zuglasten so gering, daß die Zugpfahlgruppe auf alle Fälle halten mußte. Der feste Punkt der Meßvorrichtung wurde unabhängig von der ganzen Versuchseinrichtung am Rammgerüst mit Hilfe eines weitausladenden starken Kantholzes angebracht, die Meßskala war einfach an die Pfähle angenagelt. Außerdem wurden alle Bewegungen an vorher genau eingemessenen kräftigen Nägeln mit einem sicher aufgestellten Nivellierinstrument nachgemessen. Die Belastung geschah stufenweise, zunächst mit Betonböschungssteinen; das äußerste Hebelende erhielt dann Einzellasten aus querliegenden Eisenbahnschienen. Wegen der großen Gefahr, die bei plötzlichem Bruch für die Bedienungsmannschaften eintreten konnte, war unter der freien Länge des Hebels aus Schwellen eine Sicherheitspallung aufgebaut (die Pallung ist in Abb. 17 für die Aufnahme entfernt), die den Durchbiegungen des Hebels so angepaßt wurde, daß bei einem Bruch höchstens eine Fallhöhe von etwa 10 cm möglich war. Gegen seitliche Schwankungen des freien Hebelendes schützte eine mit dem Rammgerüst verbundene Führung. Alle Verbindungen sind geschraubt, damit der Hebel leicht zerlegt und an anderen Baustellen wieder verwendet werden kann.

Mit der beschriebenen Einrichtung wurden mehrere Vor- und Hauptversuche an zwei verschiedenen Druckpfählen gemacht, die übereinstimmend zeigten, daß bei einer auch wochenlang stehenden Belastung von 70 t keine über wenige Millimeter betragende bleibende Einsenkung festzustellen war. Dabei hatte der eine Proberampfen auf die letzten zehn Schläge noch 270 mm bei 4 t Bärge wicht und 1,0 m Fallhöhe, der andere 260 mm bei 2,2 t Bärge wicht und 2,5 m Fallhöhe gezogen, die

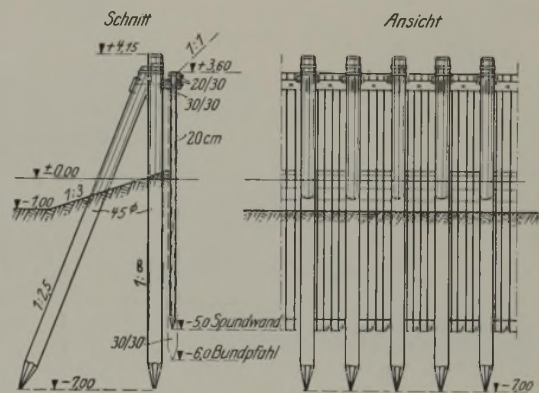


Abb. 20. Versteifte Spundwand.

Pfähle waren also nach den bisherigen Anschauungen nicht fest geworden. Die Versuchsergebnisse bestätigen wiederum, daß für die Beurteilung der Tragfähigkeit eines Rammampfes die sogenannten Rammformeln mit ihren mehr oder weniger schwankenden Ergebnissen nicht brauchbar sind (wie es einsichtige Praktiker immer festgestellt haben), und daß auch die Beobachtung des Pfahles beim Rammen wohl einen gewissen Anhalt gibt, aber niemals einen sicheren Schluß auf die Tragfähigkeit zuläßt, weil die Eigenschaften des Pfahles, der Ramme und vor allem des Untergrundes in ihrer Gesamtheit in jedem Falle ein anderes Ergebnis hervorrufen. Sicherer Aufschluß über die Tragfähigkeit gibt allein die Probelastung. Selbstverständlich bleibt es aber, daß die Eindringungstiefen aller Rammampfes genau beobachtet werden. Diese Beobachtung soll sich nicht auf die letzte Hitze beschränken, sondern wenigstens an einem Teil der Pfähle auf die letzten 2 bis 3 m Rammtiefe ausgedehnt werden, um allen Unregelmäßigkeiten des Untergrundes sofort auf die Spur zu kommen.

Durch Abschaltung von drei Zugpfählen war es in einfachster Weise möglich, den Versuch umzukehren und auch einen einzigen Pfehl auf Zug zu belasten. Die Zuglast wurde auf 55 t bis zum Bruch, der durch Abplatzen der Scherflächen über den C-Zangen eintrat, gesteigert. Bewegungen des Pfahles (außer den elastischen) traten nicht ein, es wurde bei beiden ausgeführten Versuchen eine Umfangsreibung von  $0,50 \text{ kg/cm}^2$  ohne das geringste Nachgeben aufgenommen.

Die acht Pfehlreihen und die Pfehlwand wurden ohne besondere Schwierigkeiten in der Reihenfolge gerammt: Bockpfähle, Schrägpfähle, Geradpfähle, Pfehlwand. Gegeben war diese Reihenfolge durch die Bedingung, daß die vordersten Geradpfähle und die Pfehlwand unbedingt an der richtigen Stelle stehen mußten, daß sie also zuletzt gerammt werden mußten, um alle Verdrückungen durch benachbarte Rammungen zu vermeiden. Nach Rammung der Böcke und der ersten Schrägpfehlreihen war der Untergrund so verdichtet, daß die weiteren Pfähle nur noch mit Spülung herunterzubringen waren. Trotz der umfangreichen vorn beschriebenen Spülanlage wurden aber noch über 60 Pfähle abgeschlagen und mußten wieder herausgezogen werden. Eine ganze Reihe auf Bruch

<sup>5)</sup> Vgl. Bauingenieur 1924, S. 401, und 1927, S. 835.





Abb. 21. Brücken über die Griesenwälder Durchfahrt.

verdächtiger Pfähle wurde gezogen, aber in Ordnung befunden; gerade die Beobachtung dieser Pfähle gab der Bauleitung die Sicherheit, daß alle Pfähle heil herunter gekommen waren, und zeugte andererseits von der großen Widerstandsfähigkeit des Untergrundes.

Entscheidend für die Spülwirkung an den Pfählen ist in erster Linie der Wasserdruck, nicht die Wassermenge, das hat sich bei umfangreichen Rammarbeiten im Hamburger Hafen immer wieder gezeigt.

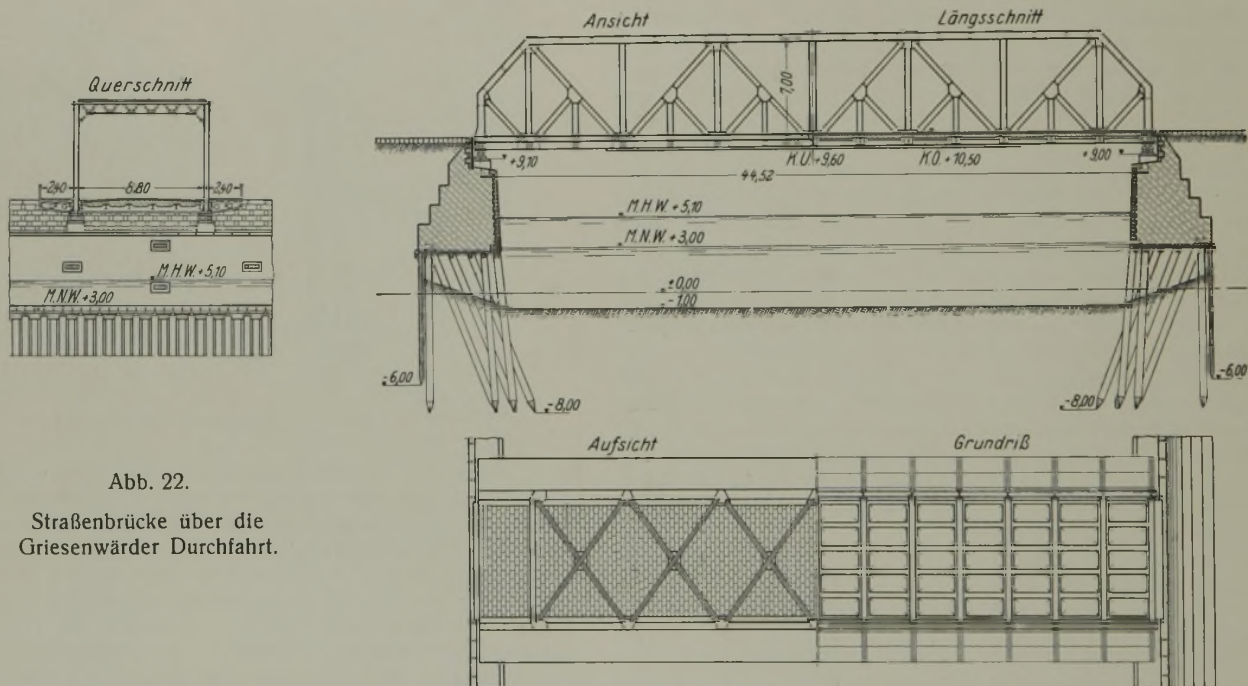


Abb. 22.

Straßenbrücke über die Griesenwälder Durchfahrt.

Die durch das Rammen dicht beieinander stehender Pfähle im Untergrund eintretende Bodenverdichtung ist aber keine Dauererscheinung, sie verschwindet spätestens mit der Baggerung vor der Mauer. Man soll sich hüten, aus ihr eine größere Tragfähigkeit der Pfähle abzuleiten, maßgebend ist allein der frei im jungfräulichen Boden stehende Pfahl. Versuche in dieser Richtung konnten leider wegen der rasch folgenden weiteren Bauarbeiten nicht gemacht werden.

Es ist natürlich bei so umfangreichen Rammungen nicht möglich, jeden einzelnen Pfahl mit mathematischer Genauigkeit an seinen richtigen Platz zu setzen; die Verzimierung erfordert aber doch eine gewisse Genauigkeit der Stellung, die durch nachträgliches Richten mittels Spülgeschirrs namentlich der vorderen holmtragenden Geradpfähle erzielt wurde. Von einem gewaltsamen Hinzwängen wurde grundsätzlich abgesehen, aber bereits bei der Rammung der Geradpfähle wurden diese etwas nach hinten angesetzt, um bei der nachträglichen Einrichtung durch die Vorspannung einen für die Mauer günstigen Schub nach hinten zu bekommen.

Die Verzimierungsarbeiten folgen der Rammung dichtauf; außer den schon erwähnten Kappsägen wurden in weitestem Umfange elektrische Bohrgeräte für die zahlreichen Anker- und Bolzenbohrungen verwendet. Ein hierbei vorgekommener tödlicher Unfall mahnt, der Isolierung der Leitungen und Handgriffe und der richtigen Anwendung durch die Zimmerleute die größte Sorgfalt zu widmen.

Als Vorbereitung für die Betonierungsarbeiten folgte dann die Vermauerung des Granits und der Säulenbasaltverblendung. Letztere wurde

durch eine besondere Kolonne bayerischer Maurer ausgeführt; vor dem Kriege waren bei dieser Arbeit hauptsächlich Italiener beschäftigt. Der Betonkörper der Mauer wurde immer in mehreren Abschnitten gleichzeitig hergestellt; zunächst wurde in einem Abschnitt von 45 m die Granitschwelle (vgl. Abb. 15) verlegt und darauf eine 1 m hohe Schicht Basalt gemauert, dann, nach genügendem Erhärten des Verblendungsmauerwerks, wurde die jetzt etwa 1,5 m hohe Vorderwand mit Stampfbeton hinterfüllt. Inzwischen stellten die Maurer im nächsten Mauerabschnitt die Verblendung her, damit die Betonmaschine des ersten Teils sofort weiterarbeiten konnte. Ein dauerndes planmäßiges Hin und Her und dabei ein langsames Vorrücken entwickelte sich so; es waren meistens sechs Mauerabschnitte gleichzeitig im Bau. Obwohl die Mischanlagen mit ihrem drehbaren Transportband-Ausleger eine erhebliche Fläche aus dem Stand bestreichen konnten, war ein täglich mehrmaliges Verholen der schweren Anlagen notwendig, für das sich eine besondere Verholwinde auf das Beste bewährte. Die beiden Mischanlagen<sup>6)</sup> (Abb. 18) wurden mit Kies sand auf dem unmittelbar dahinter liegenden Gleis beliefert, ein Wageninhalt Kiessand entsprach immer einer Mischung von rd.  $\frac{3}{4}$  m<sup>3</sup>. Wie oben schon gesagt, wurde der Zement lose in Silowagen angefahren, die jedem Kieszug angehängt wurden. An der Mischanlage zog ein besonderer Aufzug den ganzen Wagenkasten mit Zement über einen hochliegenden Behälter (Abb. 18, links), aus dem mittels Meßgefäßes der Zement gleichzeitig mit dem Kies eingebracht wurde. Im Mittel wurde für Mischung 1:6  $E_{b28} = 140$  kg/cm<sup>2</sup> und für Mischung 1:8  $E_{b28} = 110$  kg/cm<sup>2</sup> erreicht. Ein genauer Wasser-Zement-Faktor ließ sich nicht feststellen, weil der natürliche Wassergehalt des Kiessandes mit jeder Kahnladung und noch

innerhalb der Kahnladung stark schwankt. Der Wasserzusatz wurde dementsprechend von Hand geregelt und gab zu Beanstandungen keinen Anlaß; angestrebt wurde ein Wasserzusatz von 7 bis 8 Gewichtsprozenten. Bei sehr heißem und windigem Wetter wurde der Beton etwas feuchter angemacht, um vorzeitige Austrocknung der obersten Schicht zu vermeiden, immer aber mußte die Mischung gut stampfbar bleiben. Die verwendeten Preßluftstampfer arbeiteten vorzüglich; für jede Mischanlage genügten zwei Stück zur ordnungsgemäßen Abstampfung der verarbeiteten Betonmasse.

Mit Hilfe dieser gut durchdachten maschinellen Einrichtung und Arbeiten in Doppelschicht war es möglich, die wegen der Schwierigkeit der Rammfahlfeschaffung und des Untergrundes fast ganz verlorene Bauzeit des ersten Baujahres im zweiten Jahre 1928 wieder einzuholen.

Die außer der Kaimauer von der Arbeitsgemeinschaft Griesenwälder Hafen auszuführenden Bauwerke: Zwei Brückenwiderlager (Abb. 19) für Eisenbahn- und Straßenbrücke und die versteifte Spundwand (Abb. 20) wurden in grundsätzlich gleicher Weise ohne andere Schwierigkeiten als die schon genannten, betreffend die Pfahllängen, ausgeführt. Der sofort bei Beginn der Rammung gefaßte schwere Entschluß, rd. 1500 längere Pfähle neu zu beschaffen, wurde dadurch erleichtert, daß auf die für die Kaimauer schon angelieferten längeren Pfähle zurückgegriffen werden konnte,

<sup>6)</sup> Vgl. Hetzell-Wundram, Die Grundbautechnik und ihre maschinellen Hilfsmittel, S. 348.



und daß sich die kurzen Pfähle sehr bald bei anderen Bauwerken im Hamburger Hafen unterbringen ließen.

**Übrige Bauwerke im Griesenwälder Hafen.**

Die künftige Einfahrt für Seeschiffe vom Parkhafen in den Griesenwälder Hafen durchschneidet die bisherige stark belastete Straßen- und Eisenbahnverbindung zwischen der Köhlbrand-Fähre und dem Petroleumhafen (vgl. Abb. 2). Da eine Überbrückung nicht in Frage kommt, mußte Vorsorge getroffen werden, die Verkehrswege um das neue Hafenbecken herumzuführen. Es war also zunächst der Bau einer über 3 km langen, 7 m breiten gepflasterten Straße mit beiderseitigen Fußwegen, Regensiel, zwei Wasserleitungen, Fernsprech-, Feuerwehr-, Kraft- und Lichtstromkabel erforderlich. Bei der im allgemeinen schlechten und ungleichmäßigen Beschaffenheit der durch Aufspülung aufgehöhten Flächen und bei dem starken, unbedingte Sicherheit erfordernden Verkehr war es von vornherein notwendig, die Straße mit einem kräftigen Unterbau aus festgewalzten und mit Sand dichtgeschlämmten Steinbrocken zu versehen. Am Westende, im sogenannten Parkloch, war der Untergrund aber derartig schlecht, daß man ihn nur mit Gefahr des Versinkens betreten konnte. An dieser Stelle hatten sich bei der Aufspülung alle leichteren und schwimmenden Teile des Spülgutes angesammelt und im Laufe der Jahre in einen weichen, zähen Schlamm von 3 bis 4 m Mächtigkeit verwandelt. Hier konnte nur das Einpressen eines Sandkernes bis auf die unten liegende feste Kleischicht helfen. Demgemäß wurde ein 5 m

wurden, eine Trockenlegung der obersten Sandschicht bis zu etwa 1,20 m Tiefe herbeizuführen. — Die neue Eisenbahnverbindung nach dem Petroleumhafen folgt dem Zuge der Straße, teilweise auf dem Rangierbahnhof verlaufend; die Pachtplätze am Petroleumhafen werden durch Stichgleise angeschlossen. Die Ölimportfirmen haben nun die Möglichkeit, ihre Pachtplätze bis an die neue Straße auszudehnen.

Die beiden Brücken über die Griesenwälder Durchfahrt (Abb. 21) sind in den Abb. 22 u. 23 in Ansicht und Querschnitt dargestellt. Als Material wurde St 37 verwendet, und zwar:

Straßenbrücke:	Hauptträger . . .	105 091 kg
	Fahrbahn . . .	87 231 "
	Gehwege . . .	27 903 "
	Verbände . . .	7 676 "
	Geländer . . .	4 777 "
	zusammen:	232 678 kg

Stahlguß für die Auflager: 3 116 kg.

Eisenbahnbrücke:	Hauptträger . . .	102 536 kg
	Fahrbahn . . .	34 565 "
	Verbände . . .	15 142 "
	Gitter . . .	1 573 "
	zusammen:	153 816 kg

Stahlguß für die Auflager: 3 886 kg.

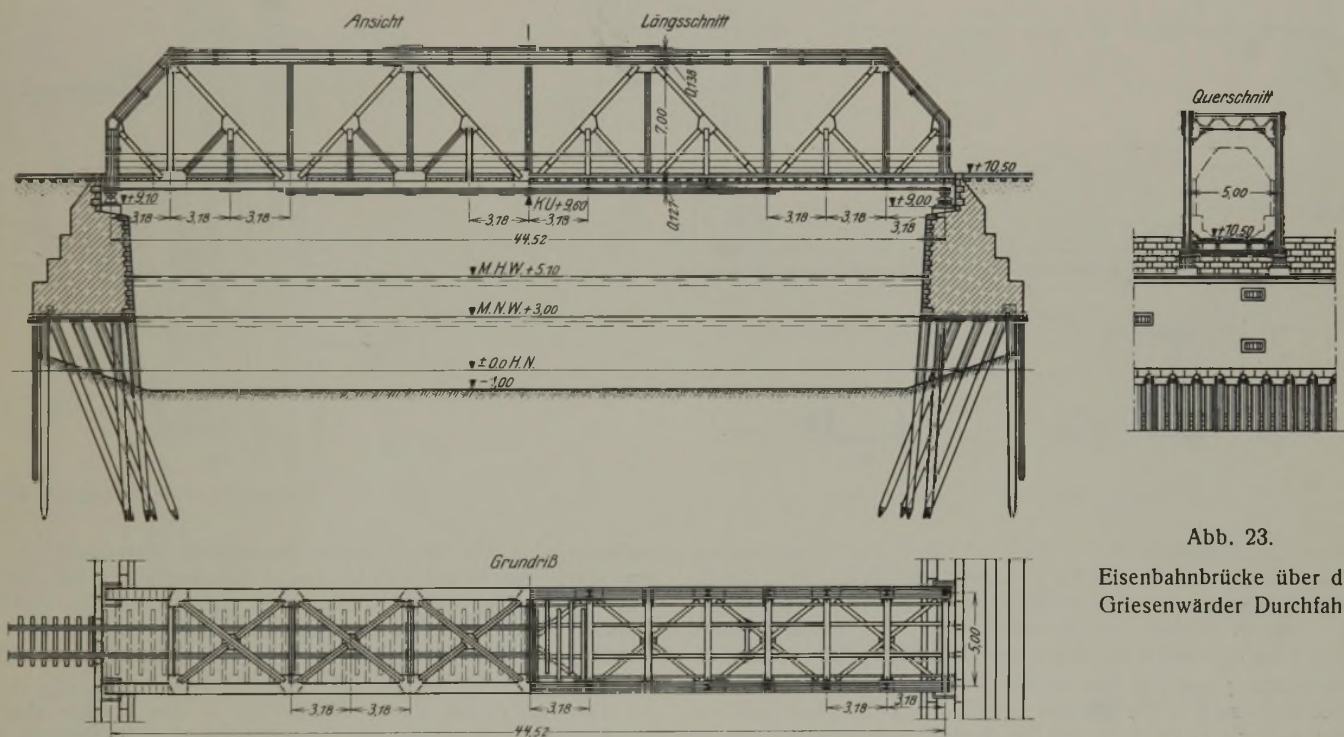


Abb. 23.

Eisenbahnbrücke über die Griesenwälder Durchfahrt.

hoher Sanddamm mit den größten Schwierigkeiten wegen der dauernden Rutschungen geschüttet. Als der Damm fertig war, betrug die Aufreibungen des schlechten Bodens an beiden Seiten bis zu 3 m Höhe. Mit Rücksicht auf die künftige Ausnutzung des Geländes, die eine Höhe von durchweg + 9,20 m HN erfordert, mußten zunächst die Aufreibungen beseitigt und abgefahren werden, danach wurde der Sanddamm abgetragen und seitlich einplaniert. Die Straße liegt hier nun schon über ein Jahr ohne jede ungewöhnliche Setzung, obwohl sie durch schwere Fuhrwerke stark belastet wurde. — Auch der Sielbau bereitete hier besondere Schwierigkeiten wegen des mit dem Gelände gleichliegenden Grundwasserstandes und in Verbindung damit wegen des eingepreßten feinen Baggersandes, in dem die Baugrube nur durch Abrammung mit eisernen Tafeln gehalten werden konnte. Dieser hohe Grundwasserstand ist eine sehr unangenehme Eigenschaft aller aufgespülten Flächen; die Aufspülung geschieht bekanntlich erst nach Umschließung des aufzuhöhten Geländes mit einem wasserdichten Kleiboden-Damm. Da hier nun auch das Urgelände aus wasserdichtem Klei besteht, so gleicht die aufgehöhte Fläche im Querschnitt einer gefüllten Wanne ohne Abfluß. Alle Versuche, eine wirksame Entwässerung durch seitlichen Durchstich der Spüldämme oder durch Bohren eines Entwässerungsrohres nach unten herbeizuführen, schlugen wegen des feinen Sandmaterials, das die Wassermengen außerordentlich stark festhält und die Filteranlagen verstopft, fehl. Es gelang lediglich, durch ausgedehnte regelrechte Drainagen, die an das Regensiel der Straße angeschlossen

Als Belastung wurde für die Eisenbahnbrücke der Lastenzug N und für die Straßenbrücke die DIN 1072, Brückenklasse I, angenommen.

Auf den Brückenwiderlagern ist weiter Platz für eine zweite Eisenbahnbrücke und eine Brücke für die geplante Hafen-Hochbahn vorgesehen.

Die vor dem Kriege in Betrieb genommenen Häfen sind als Zollausschlußgebiet mit einem eisernen Zollgitter und — so weit die Zollgrenze noch nicht endgültig war — mit einer hölzernen Zollplanke umschlossen. Das große Gebiet des Griesenwälder Hafens war bisher Zollinland, mußte aber noch vor der Inbetriebnahme der neuen Straße und Bahnlinie in das Zollausschlußgebiet einbezogen werden. Die neue Zollgrenze, die, beim Rugenberger Hafen an die frühere Zollgrenze anschließend, der Uferlinie des Köhlfleths folgt, wurde als endgültige Grenze in Eisenkonstruktion auf Betonfundament (Abb. 24) ausgeführt. Die Übernahme der neuen Zollgrenze durch die Zollbehörde fand Anfang 1929 statt. Nebenbei gesagt, verursachten die komplizierten Zollverhältnisse der Baustelle, die, zur Zeit der Bauausführung noch im Zollinlande liegend, ihre sämtlichen Zufuhren durch den zollausländischen Rugenberger Hafen erhielt, mancherlei Schwierigkeiten und Kosten für Bewachung und Abfertigung. — Zurzeit wird das Becken des Griesenwälder Hafens ausgebaggert, der Hafen kann 1930 in Betrieb genommen werden.

**Kaimauer am Burchardkai.**

Parallel mit dem Ausbau des Griesenwälder Hafens ging der Bau einer Kaimauer am Burchardkai, dem Nordufer des seit 1912 in Betrieb



befindlichen Waltershofer Hafens. Die Mauer ist 600 m lang und für eine bis unmittelbar an die Mauer heranzuführende Wassertiefe von 13 m bei MHW konstruiert. Sie ist damit die schwerste aller Kaimauern, die je in Hamburg gebaut wurden. Der in Abb. 25 dargestellte Querschnitt zeigt, daß ihre Konstruktion grundsätzlich mit der ausführlich beschriebenen

Die Durchführung dieses Programms stieß zunächst auf Schwierigkeiten, da der Moorboden die Auflast des Schutzdamms nicht tragen konnte. Bei einer gewissen Höhe des Damms versank dieser restlos im Untergrund, und der Moorboden quoll in der benachbarten Baugrube meterhoch empor (Abb. 26 u. 27). Im östlichen Teil konnte man sich nur dadurch helfen, daß die ganze Moorschicht auf die volle Breite der Baugrube mittels Schwimmbagger beseitigt wurde und durch Verklappen von Sand eine neue Unterlage für Baugrube und Schutzdamm geschaffen wurde. Auf dieser Unterlage wurde dann der Schutzdamm mit Hilfe eines Schutenentleerers in Sand aufgeschüttet (Abb. 28) und an der Wasserseite mit Kleiboden abgedeckt.

Im westlichen Teil der Baugrube, wo die Untergrundverhältnisse etwas günstiger sind, konnte ein Bauverfahren entwickelt werden, das sich auf die Beobachtung stützte, daß die Rutschungen immer erst einige Zeit nach vollendetem Aushub eintraten. Die Sohle der Baugrube wurde daher hier immer in ganz kurzen Abschnitten ausgehoben, und zwar um 1 m tiefer, als für das Bauen selbst erforderlich war; dann wurde mittels Schuten-

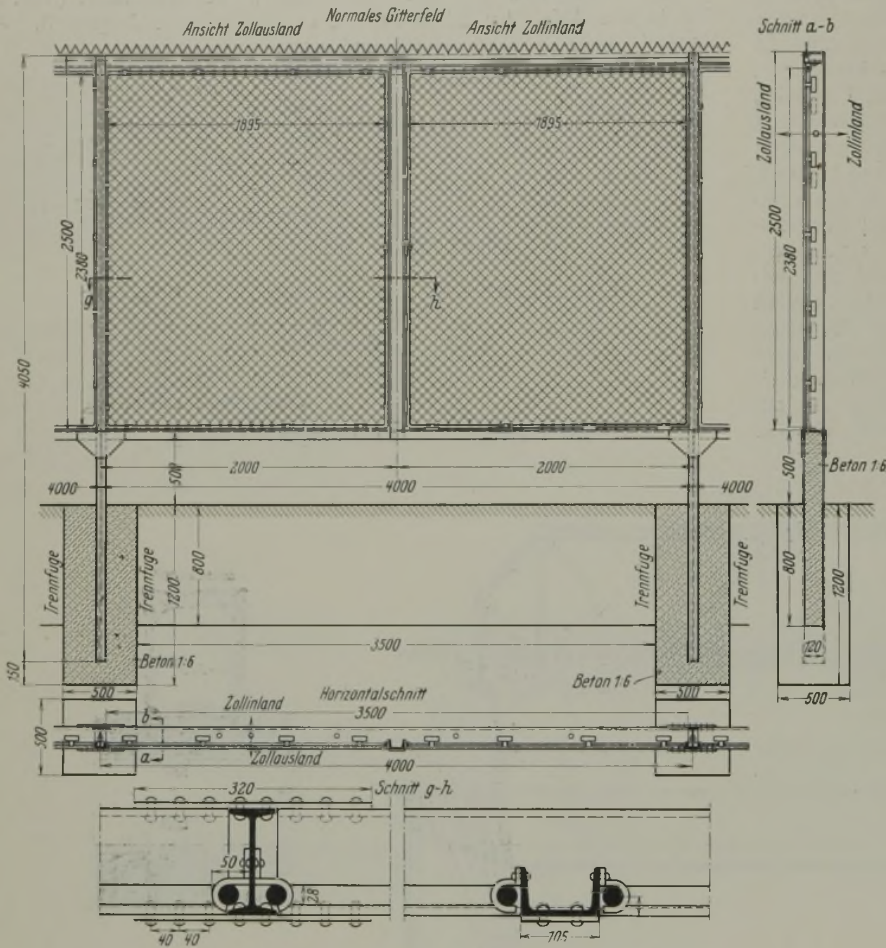


Abb. 24. Zöllgitter auf Waltershof.

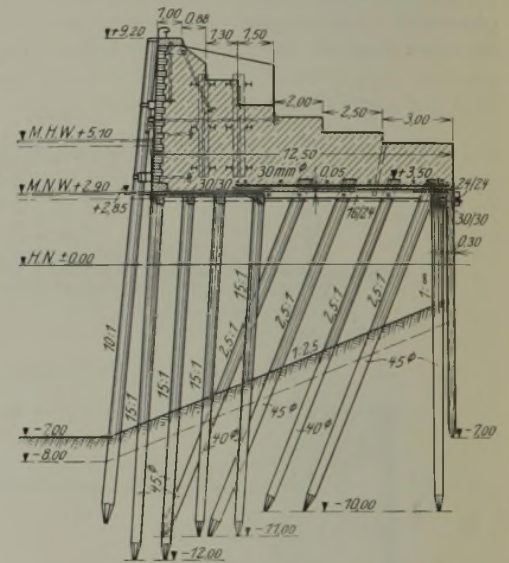


Abb. 25. Querschnitt der Kaimauer am Burchardkai.

Kaimauer am Griesenwärder Hafen übereinstimmt. Die Bauausführung aber war von der Griesenwärder Mauer wesentlich verschieden, da die Mauer auf dem Ufer des den Tidebewegungen ausgesetzten Waltershofer Hafens am offenen Wasser errichtet werden mußte. Der Untergrund ähnelte den beim Griesenwärder Hafen besprochenen Verhältnissen.

Die Bauplanung sah nun von vornherein vor, den Bauvorgang vom Tidewechsel unabhängig zu machen und dem Griesenwärder Hafen ähnliche Verhältnisse dadurch zu schaffen, daß der Aushub der Baugrube benutzt wurde, um auf der Böschung einen das gewöhnliche Hochwasser überragenden Schutzdamm zu schütten und so den Bau unter Zuhilfenahme geringer Pumpenleistungen auch hier im Trockenen auszuführen.

entleerer eine ein Meter starke Sandschicht eingebracht, die genügte, um durch ihr Gegengewicht den Schutzdamm im Gleichgewicht zu halten (Abb. 29). Immerhin blieb aber auch hierbei das Gleichgewichtsverhältnis ziemlich labil, so daß, um größere Schäden zu vermeiden, immer nur kurze, durch Querdeiche geschützte Mauerabschnitte gleichzeitig gerammt werden konnten (vgl. Abb. 28).

Die Ausführung dieser Mauer lag in den Händen einer Arbeitsgemeinschaft, bestehend aus den Firmen Ph. Holzmann AG. und Christiani & Nielsen G.m.b.H. Diese Firmen erzielten günstige wirtschaftliche Ergebnisse durch besonders sorgfältige Einrichtung der Pfahlsplänlage. In der Mitte der 600 m langen Kaimauer war an der



Abb. 26. Burchardkai — Ostteil.

Versinken des Schutzdamms und Aufquellen des Moorbodens.



Abb. 27. Burchardkai — Ostteil.

Vergeblicher Versuch, den Schutzdamm nach der Rutschung wiederherzustellen.





Abb. 28. Burchardkai — Ostteil.  
Endgültiger Schutzdamm aus Sand.



Abb. 29. Burchardkai — Westteil.  
Einbringen der Belastungsschicht. — Beginnende Bewegung des Dammes an den verdrückten Gerüstpfählen zu erkennen.

Außenseite des Schutzdammes eine Pumpenstation eingerichtet, in der drei Kreispumpen mit den dazugehörigen Elektromotoren hochwasserfrei aufgestellt waren. Pumpe 1 leistete  $105 \text{ m}^3/\text{h}$  bei einer Motorleistung von 75 PS, Pumpe 2  $75 \text{ m}^3/\text{h}$  bei einer Motorleistung von 47 PS, Pumpe 3  $110 \text{ m}^3/\text{h}$  bei einer Motorleistung von 100 PS.

Hinter der Baugrube waren zwei Leitungen verlegt, die einzeln oder auch gekuppelt arbeiten konnten. In den Leitungen nahm der erzeugte Druck von 12 atü bei Anschluß mehrerer Rammen schnell ab und sank bei drei Rammen, die je mit zwei Spüllanzen arbeiteten, auf 6,00 at. Die Spüllanzen hatten Stahlspitzen nebenstehender Anordnung (Abb. 30); durch die nach oben gerichteten Bohrungen spülte sich die Lanze stets gut frei.

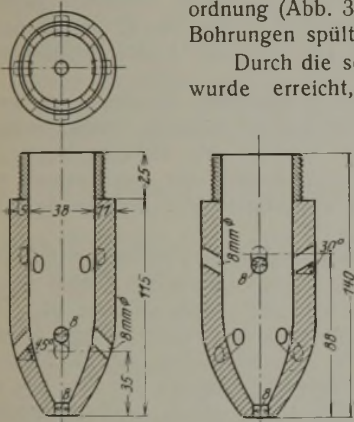


Abb. 30. Spitze der Spüllanze.

Durch die sorgsame Ausbildung des Spülgeschirrs wurde erreicht, daß von den zu schlagenden 5000 Pfählen, soweit durch zahlreiche gezogene Pfähle und durch sorgsames Beobachten des Rammvorganges festgestellt werden konnte, nur ein einziger zerstört wurde.

Selbstverständlich wurde beim Einbringen der Pfähle das Spülverfahren durch leichte Rammschläge unterstützt und das letzte Ende nur gerammt. Die Pfähle wurden durchweg sehr fest.

Zur Betonierung am Burchardkai diente eine feststehende Mischmaschine, die den fertigen Beton

in Kübel füllte, die auf Feldbahnuntergestellen standen. Von diesen wurden sie von einem, auf einer fahrbaren Transportbrücke laufenden Lastenaufzug abgehoben und quer zur Kaimauer an den Ort ihrer Verwendung gebracht. Abb. 31 gibt einen Blick in die Baugrube. Wir sehen die verzimmerten Pfähle, deren obere Enden einbetoniert werden, erkennen den Beginn der Steinsetzung an der durch den Damm geschützten Vorderseite der Mauer und erblicken im Hintergrunde die fahrbare Transportbrücke, zu der rechts die Feldbahngleise für den

Betontransport führen und auf der auch die Laufkatze des Aufzuges zu erkennen ist. Einen Blick auf die Rückseite der gewaltigen Mauer zeigt Abb. 32.

Auch bei der Kaimauer am Burchardkai hat man nachträglich den Moorboden hinter der Mauer entfernt und durch Sand ersetzt. Sie wird zur Zeit mit Sand betriebsfertig hinterfüllt und bildet zunächst eine wichtige Reserve der Hamburger Hafenanlage; Pläne zu ihrer Verwendung liegen aber bereits vor.

#### Die Waltershofer Bahn.

Wir erwähnten einleitend, daß schon vor dem Beginn der Bauarbeiten auf Waltershof Vorsorge getroffen war, dem neuen Hafengebiet einen selbständigen Anschluß an das Netz der heutigen Reichsbahn zu schaffen. Ein solcher Anschluß wurde nötig, da einmal die beteiligten preußischen Behörden, in Sorge um die Entwicklung des Hafens von Harburg, sich gegen eine Überbrückung des Köhlbrands, durch die eine zusammenhängende Hafenbahn für den ganzen Hafen entstanden wäre, sträubten und andererseits aber die hamburgischen Bahnanlagen östlich des Köhlbrands durch den intensiven Ausbau des Hafengebietes an der Grenze ihrer Leistungsfähigkeit angelangt waren. Die Fährverbindung zwischen den beiden Ufern des Köhlbrands wird nie genügend leistungsfähig gemacht werden können, um ein so großes Hafengebiet wie Waltershof ganz und gar darauf verweisen zu können, und der Bau eines Tunnels unter dem Köhlbrand erfordert wegen der großen Anrampungen so erhebliche Mittel, daß man bisher nicht über eine vorläufige Planung hinausgekommen ist.

So wurde gemäß Köhlbrand-Vertrag, der grundlegend für die Erschließung Waltershofs geworden ist, der Bau einer Bahn festgelegt, die von der sogenannten Unterelbischen Bahn abzweigend, die Elbinseln Waltershof und Finkenwärder an die Reichsbahn anschließen sollte. Nach § 36 des Vertrages sollten die Hafenanlagen westlich des Köhlbrands den älteren hamburgischen Anlagen östlich des Köhlbrands tariflich gleichgestellt werden.

Von dieser Bahn ist zur Zeit der Zweig von Hausbruch nach Waltershof fertiggestellt, während der Zweig nach Finkenwärder vorläufig noch nicht gebaut wird, weil die Verhältnisse hier noch nicht genügend geklärt sind, namentlich wegen der kürzlich zwischen Hamburg und Preußen



Abb. 31. Baugrube Burchardkai.



Abb. 32. Rückansicht der Kaimauer Burchardkai.



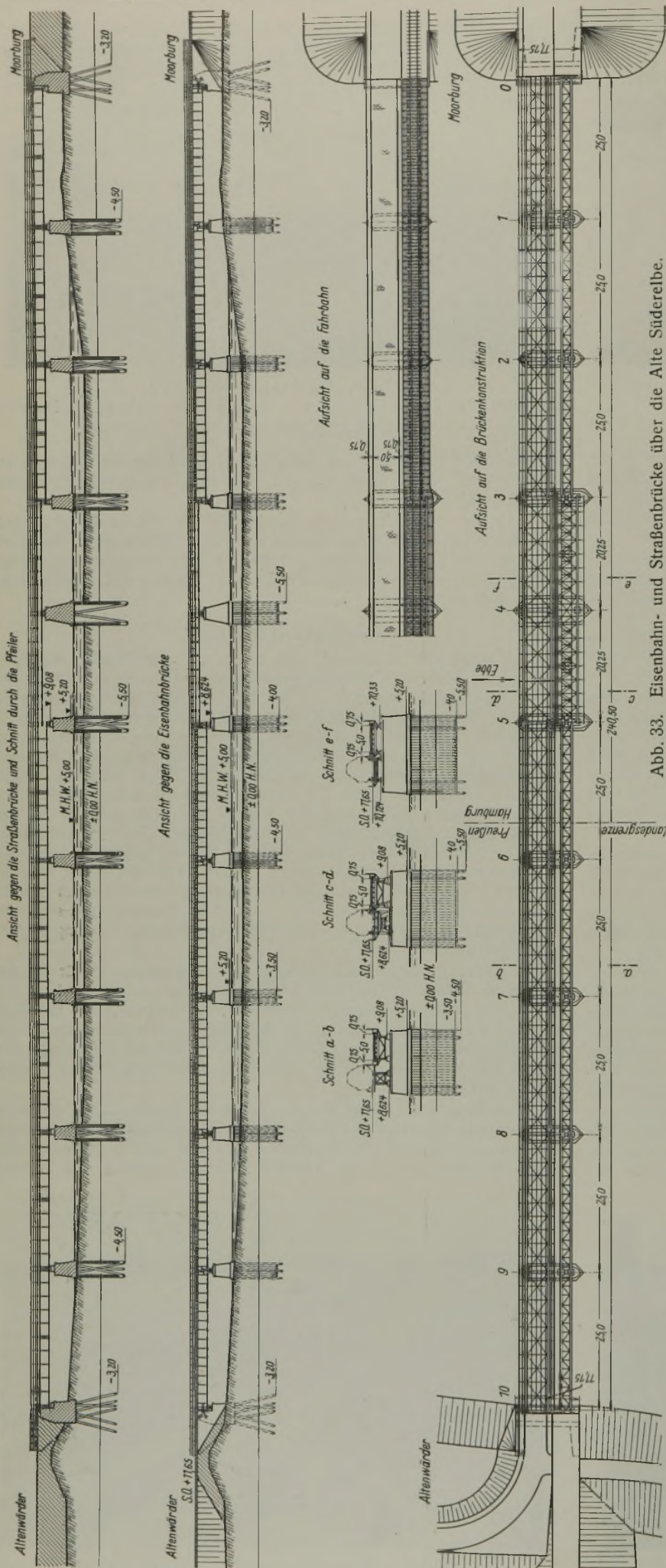


Abb. 33. Eisenbahn- und Straßenbrücke über die Alte Süderelbe.

abgeschlossenen „Hafengemeinschaft“, zu deren Einflußgebiet das fragliche Gelände gehört.

In ihrem jetzigen Umfange besteht die Bahnanlage daher nur aus einer eingleisigen Eisenbahn (Abb. 1, Lageplan), die 1,5 km östlich vom Bahnhof Hausbruch von der Unterelbischen Bahn abzweigt, Moorburg und Altenwärd durchquert, in Altenwärd einen Ortsgüterbahnhof erhält und in Waltershof in einem großen Hafenbahnhof endet. Die Einrichtung der Bahn für den Personen- und Ortsgüterverkehr der von ihr berührten Ortschaften ist vorgesehen.

Die neue Bahnlinie verläuft zunächst rd. 900 m parallel der Unterelbischen Bahn; auf dieser Strecke ist ein zweigleisiger Übergabebahnhof vorgesehen. Ein Stellwerk sorgt zusammen mit einem Ausziehgleis für die Betriebssicherheit an der Abzweigungsstelle.

Die Bahn wendet sich dann nach Norden, überschreitet bei km 2,422 die Landesgrenze und erreicht das Gebiet der hamburgischen Gemeinde Moorburg, wobei sie den Hauptentwässerungsgraben der Marschniederung, die „Landscheide“ kreuzt. Bei km 3,8 trifft sie dann den Moorburger Elbdeich, durchquert das breite Außendeichland am linken Ufer der Alten Süderelbe und überschreitet diesen Flußarm auf einer rd. 240 m langen eisernen Brücke (Abb. 33). In der Mitte dieser Brücke, bei km 4,328, schneidet sie wieder die Landesgrenze und führt nun durch die preußische Gemeinde Altenwärd und über das dazugehörige, zwischen Altenwärd und dem Köhlfleth liegende, als Weideland ausgenutzte Vorland unter Durchdämmung des Köhlfleths, das schiffahrtstechnisch und hydrologisch ohne Bedeutung ist, auf das Gebiet von Waltershof und mündet dort in den längs des Köhlfleths entwickelten Hafenbahnhof. Die Gesamtlänge der Bahn von der Abzweigung in Hausbruch bis zur Mitte des Verschiebebahnhofes Waltershof beträgt 7,66 km. Hiervon liegen 3,08 km (rd. 40%) auf hamburgischem und 4,58 km (rd. 60%) auf preußischem Gebiet.

Dem Bau der Bahn gingen sehr schwierige Verhandlungen zwischen den beteiligten Ländern voraus, bedingt durch den mehrfachen Wechsel des Hoheitsgebietes im Zuge der Bahnlinie und wegen der nachstehend geschilderten besonderen Verhältnisse des durchquerten Gebietes.

Zwischen Hausbruch und dem Moorburger Elbdeich finden wir niedrig gelegene, von zahlreichen Gräben durchzogene Marschwiesen, die gegen jede Störung der Vorflut wegen ihrer ausnahmsweise niedrigen Lage äußerst empfindlich sind. Die Alte Süderelbe, die in früheren Jahrhunderten ein wichtiger Mündungsarm der Elbe war, ist zwar heute stark versandet und spielt als Schifffahrtsweg keine Rolle. Sie ist aber auch heute noch ein wichtiger Vorfluter und, da sie der Tideströmung offen ist, auch ein sorgsam zu schützender Weg der Hochwasserwellen. Zudem kann sie später einmal durch entsprechenden Ausbau, der vielleicht zusammen mit dem Bau des Hansakanals folgen wird, wieder große Bedeutung für die Schifffahrt erhalten. Alle diese Punkte machten lange Verhandlungen notwendig, die sich bis weit in die Bauzeit hinein erstreckten und erst ganz kürzlich zum Abschluß gelangten.

Der Bahnkörper selbst bietet wenig Erwähnenswertes. Er liegt durchweg hochwasserfrei und ist auf den niedrigen moorigen Marschwiesen als Sanddamm geschüttet mit Massen, die den Dünenbildungen der Haake südlich der Unterelbischen Bahn entnommen sind. Trotz des schlechten Untergrundes, der stellenweise bis 6 m mächtiges Moor aufwies, ist die Schüttung ohne größere Verdrückungen vor sich gegangen. Der Moorboden war so weich und porös, daß er große Mengen Sand verschlucken konnte, ohne daß an der Oberfläche außer einigen kleinen Grabenverdrückungen etwas zu merken war. Und doch genügte der eingepreßte Sand, um dem immerhin 5 m hohen Sanddamm einen festen Fuß zu geben. Merkliche Sackungen sind in letzter Zeit nicht mehr eingetreten.

Das einzig bemerkenswerte Bauwerk der Bahn ist die Brücke über die Alte Süderelbe, mit der zusammen, auf denselben Pfeilern ruhend, eine Straßenbrücke errichtet ist, die für die Aufschließung des ganzen Gebietes der einst von größter Bedeutung sein wird.

Die Pfeilerstellung der Brücke (vgl. Abb. 33) ergab sich aus der in Verhandlungen zwischen den Ländern festgelegten Forderung, eine Brückenweite so auszugestalten,









Abb. 37. Süderelbbrücke.  
Einbau der Träger über den Landöffnungen.



Abb. 38. Süderelbbrücke.  
Einbau des letzten Trägers über den Landöffnungen.

deren Hauptträger über die Fahrbahn hinausragen, ist für den Fußweg eine Kragträgerkonstruktion angebracht.

Die Straßenbrücke stimmt in ihren Spannweiten und in der Höhenlage mit der Eisenbahnbrücke überein. Als Verkehrslast wurden angenommen: 1. Dampfwalze von 23 t, 2. Lastkraftwagen von 9,0 t, 3. Menschengedränge von 500 kg/m<sup>2</sup>.

Die vollwandigen Hauptträger endigen über jedem Pfeiler, auf denen sich also immer ein festes und ein bewegliches Auflager nebeneinander befinden. Diese Konstruktion war hier zulässig, da ja keine Bremskräfte aufzunehmen sind. Der Mittelpfeiler der Durchfahrtöffnung trägt auch hier zwei feste Auflager, während auf den Seitenpfeilern wiederum Pendelstützen vorgesehen sind. Die Fahrbahn besteht aus Brückensteinen, die unter Zwischenschaltung einer Beton- und Isolierschicht auf Zores-

gänglich war. Die Ausführung ging danach ohne Schwierigkeiten vor sich.

Die eisernen Überbauten der Eisenbahnbrücke wurden auf den für die Erdschüttungen verlegten Feldbahngleisen von Hausbruch her herangefahren, und zwar jeder Blechträger als ein bereits auf dem Werk fertig genietetes Stück, dann hinter dem Moorburger Landwiderlager hintereinander montiert (Abb. 37) und, soweit das Vorland reichte, vorgefahren und abgesenkt (Abb. 38). Von der ersten Wasseröffnung an wurden die Überbauten auf zusammengekuppelte Schuten abgesenkt (Abb. 39)



Abb. 39. Süderelbbrücke.  
Einbau eines Trägers der Wasseröffnungen.



Abb. 40. Süderelbbrücke.  
Behelfsmäßiger Schwimmkran.

Eisen ruhen. Die beiderseitigen, durch Konsolen gestützten Fußwege erhalten Eisenbetonplatten mit Asphaltabdeckung.

Die Pfeiler wurden 1923/24 ausgeführt von der Dyckerhoff & Widmann AG., Zweigniederlassung Hamburg, die auch gemeinsam mit der bauleitenden Wasserbaudirektion Hamburg den Entwurf dafür geliefert hatte. Die Firma schlug zunächst über die ganze Flußbreite eine leichte hölzerne Brücke und gabelte von dieser ausgehend jede Pfeilerbaustelle durch zwei kurze stromaufwärts gerichtete Brückenstücke ein, so daß jeder Pfeiler vom Land aus an allen Punkten zu-

und auf diesen in die einzelnen Öffnungen eingefahren. Ebbe und Flut mit ihren hin- und hergehenden Strömungen und dem Steigen und Fallen des Wassers ließen sich hierbei gut ausnutzen.

Die Träger der Straßenbrücke wurden von der Eisenbahnbrücke her eingebracht; wesentliche Dienste leisteten auch hierbei die zu einem behelfsmäßigen Schwimmkran ausgebauten zusammengekoppelten Schuten (Abb. 40).

Entwurf und Ausführung der Eisenkonstruktionen lag in den Händen der Gutehoffnungshütte.





Alle Rechte vorbehalten.

## Die Straßenbrücke über den Rhein in Köln - Mülheim.<sup>1)</sup>

Redaktionelle Bearbeitung Professor Dr.-Ing. ehr. G. Kapsch, München.  
(Fortsetzung aus Heft 43.)

### Unterbauten der Strom-, Flut- und Vorlandbrücken.

#### Umfang der Unterbauten.

Die Unterbauten umfassen die Herstellung von

- a) zwei Pylonenpfeilern und zwei Verankerungspfeilern für die eigentliche Hängebrücke,
- b) einem Flut- und einem Deichpfeiler für die linksrheinisch anschließenden beiden Flutbrücken,
- c) drei Pfeilern und einem Widerlager für die linksrheinisch sich weiter anschließenden vier Vorlandbrücken.

#### Pylonenpfeiler.

Die beiden Pylonenpfeiler haben die gewaltigen Drücke der Hängebrücke-Pylonen über dem höchsten Hochwasserstande des Rheines, d. h. auf Höhe + 44,855 aufzunehmen und auf den Untergrund überzuleiten.

Der Untergrund der Baustelle besteht abwechselnd aus feinem Kies mit Sandnestern und grobem Kies mit teilweise großen Findlingen und kann nach den angestellten Voruntersuchungen zusätzlich bis zu 5 kg/cm<sup>2</sup> beansprucht werden.

Als Gründungstiefe wurde die Höhe + 27,0 festgelegt, d. h. sie liegt rd. 6,5 m unter Flußsohle. Dabei wurde berücksichtigt, daß die beiden Pfeiler sich bei Mittelwasser außerhalb des Strombettes befinden und deshalb gut in das gepflasterte Ufergelände eingebettet sind. Infolgedessen sind später keine Auskolkungen der Flußsohle vor und hinter den Pfeilern zu befürchten.

Die an jedem Pfeiler durch die Eisenkonstruktion angreifenden Kräfte werden durch einen allmählich verbreiterten Pfeilerschaft der Fundamentsohle zugeleitet. Der Pfeiler besteht durchweg aus Beton und wurde entsprechend den mit der Tiefe abnehmenden Betonbeanspruchungen

<sup>1)</sup> Über die Vorgeschichte des Baues der Brücke vgl. „Die Bau-technik“ 1927, Heft 5 ff., Heft 26, S. 377, Heft 52, S. 758.

Ein erweiterter Sonderdruck dieser Abhandlung ist im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8, erschienen und zum Preise von 20 R.-M. von dort zu beziehen.

geformt. Die auftretenden Fugenpressungen, die Mischungsverhältnisse des Betons unter einem Pylonenaufleger, sowie die Beanspruchung des Baugrundes sind aus Abb. 11 zu ersehen.

Der Pfeilerschaft (vgl. Abb. 12) hat eine mittlere Länge von 36,25 m und eine mittlere Stärke von 6,20 m und ragt auf der Kölner Seite 6 m, auf der Mülheimer Seite 1,4 m über das künftige Flutgelände hervor. Der Pfeileranzug beträgt 1:20. Soweit seine Ansichtflächen sichtbar in Erscheinung treten, sind sie mit Sandsteinen (aus Olsbrücken in der Pfalz) verkleidet. Die Quader der Ecksteine sind scharriert, die übrigen Flächen bruchrauh bearbeitet. Die Spitzen der oberstrom und unterstrom angeordneten Vorköpfe erhielten bis Hochwasserhöhe zur einwandfreien Aufnahme der Stöße durch Eis usw. eine Verkleidung aus rötlichem Schwarzwaldgranit. Unter Gelände sind die Außenflächen des Betons, der während der Caissonabsenkung eingebracht wurde, zur Vermeidung des Verlustes der Schalldielen mit einer Verkleidung aus eigens auf der Baustelle im Mischungsverhältnis 1:9 hergestellten Betonformsteinen in einer Größe von 0,4/0,28/0,19 m versehen.

Bei dem großen Abstände der Pylonenfüße von 22,2 m ist der zwischen den Betonauflagern befindliche innere Pfeilerteil von Höhe + 37,20 bis zur Pfeilerabdeckung zur Einsparung von Pfeilergewicht in Bimsbeton 1:14 hergestellt.

Der größte Auflagerdruck

eines Brückenpylons, herrührend aus ständiger Last und Verkehrslast, beträgt  $6237 + 2170 = 8407$  t. Auf einen Pfeiler wirken daher als lotrechte Kräfte  $2 \cdot 8407 = 16814$  t und als waagerechte Kräfte: quer zur Brücke der Winddruck (330 t) und in der Längsrichtung der Brücke die Reibung und die Seitenkraft infolge Schrägstellung der Pylonen (114 t).

Zur Übertragung dieser gewaltigen Drücke der beiden Pylonenfüße waren Auflager von außergewöhnlichen Abmessungen notwendig. Granitsteine konnten in diesem Falle nicht genügen. Es wurde daher als Baustoff Eisenbeton mit spiralförmiger Ringbewehrung gewählt, dessen über den Pfeilerschaft herausragende Ansichtflächen in Vorsatzbeton mit Granitzuschlag und scharrierter Verarbeitung ausgeführt wurden. Trotz



Lageplan.



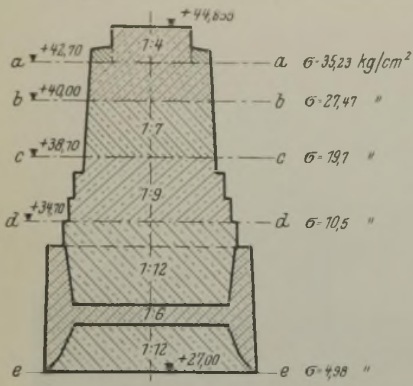


Abb. 11. Pylonenpfeiler. Darstellung des inneren Aufbaues.

einer unter den Stahl-Lagerstühlen zugelassenen Druckbeanspruchung von 81 kg/cm<sup>2</sup> ergab sich die Größe des einzelnen Auflagerquaders zu 5,25/4,95 m. Dessen Bewehrung geht aus Abb. 13 hervor, die auch den Kraftplan enthält, der der Bemessung der Ringbewehrung zugrunde gelegt wurde; für diese haben Rundeseisen von 28 mm Durchmesser Verwendung gefunden. Die Größe und der erhebliche Umfang des Bewehrungsgeflechtes ist aus Abb. 13 ersichtlich.

Das Gesamtgewicht des rd. 18 m hohen Pfeilers beträgt unter der Einwirkung des Auftriebs bei Mittelwasser 7550 t. In der Fundamentsohle sind daher bei Vollbelastung durch die Eisenkonstruktion, Verkehr und Pfeilereigengewicht 16 814 + 7550 = 24 364 t aufzunehmen. Die in Fundamentsohle durch die Belastung hervorgerufene zusätzliche größte Kantenpressung beträgt unter dem Einfluß der Windkräfte 4,98 kg/cm<sup>2</sup>.

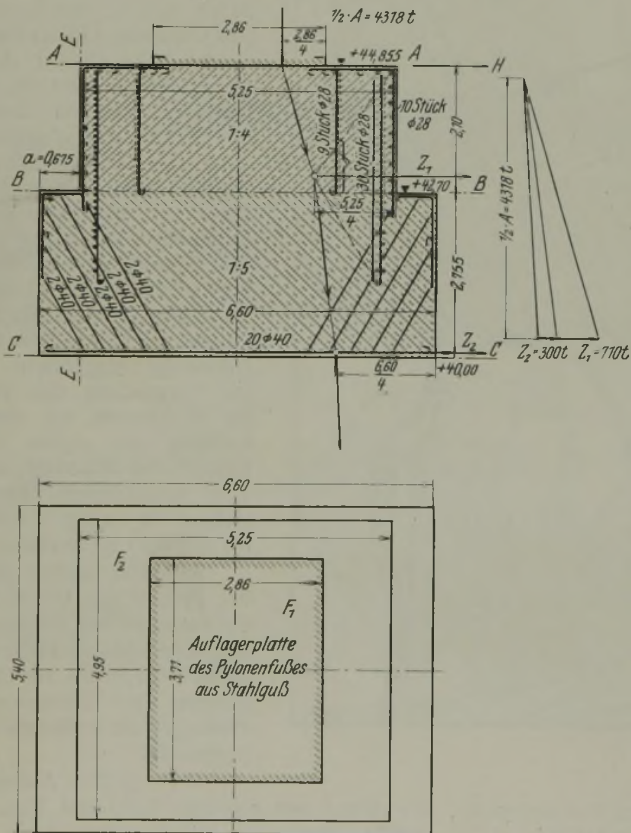


Abb. 13. Bewehrungsplan für die Auflagerquader in den Pylonenpfeilern mit Kräfteplan; Grundriß des Auflagerquaders.

Zwecks Einhaltung der sehr beschränkten Baufrist konnte bei den um 8,5 m wechselnden Wasserständen (NW + 36,20, HHW + 44,72) und der Gründungstiefe von 10,80 m unter Mittelwasser nur eine Gründung mittels Druckluft in Frage kommen. Die beiden Senkkasten aus Eisenbeton der beiden Pylonenpfeiler wurden je auf einem aufgeschütteten

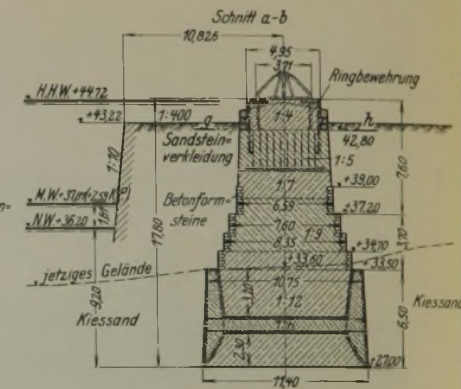
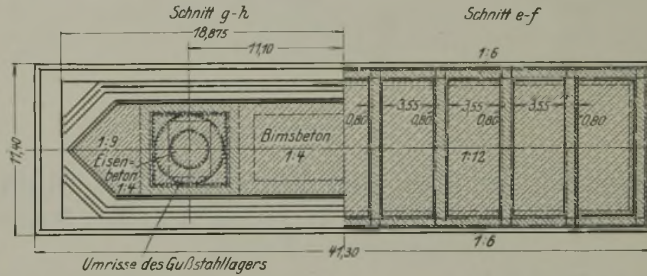
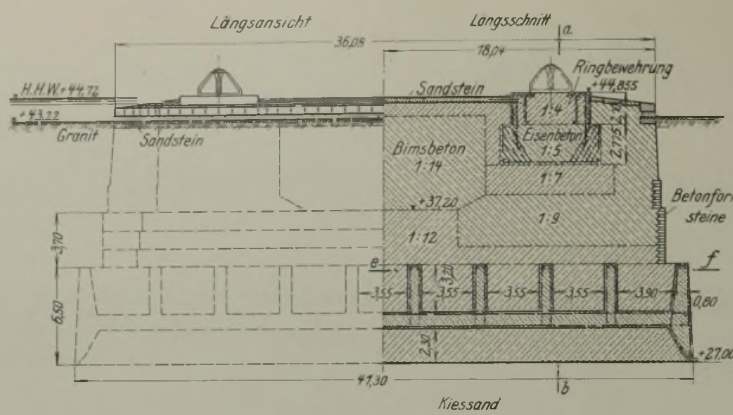


Abb. 12. Pylonenpfeiler.

Arbeitsplan hergestellt und ohne Gerüste in kürzester Zeit bis auf die gewünschte Tiefe abgesenkt. Um ein Arbeitsplanum rd. 1,5 m über Mittelwasser zu schaffen, war auf der Kölner Seite, wo das Ufer nahezu in Mittelwasserhöhe anstand, nur eine verhältnismäßig geringe Aufschüttung von Kiessand nötig. Dieses Planum, das bei höheren Wasserständen nicht sofort überflutet wurde, kam an die frühere Auffahrt der Schiffbrücke zu liegen. Auf der Mülheimer Seite kam der Pylonenpfeiler in den eigentlichen Fluß zu sitzen, so daß dort die Auffüllung einen größeren Umfang annahm. Gegen den Fluß zu wurde sie durch eine eingerammte 10 m hohe Larsenwand abgegrenzt, die die Auffüllung vor Angriffen des Wassers schützte, das selbst bei Niederwasser wegen der Lage auf der konkaven Seite der Flußkrümmung eine verhältnismäßig große Strömung besitzt (vgl. Abb. 14 u. 15). Da die Auffüllung hinter die vor dem Uferpfeiler neu herzustellende Ufermauer zu liegen kommt, so diente sie zugleich zur Schaffung der künftig notwendigen Werftfläche.

Eine Tiefergründung der Pfeiler gegenüber den Annahmen wurde nicht erforderlich, da die Tragfähigkeit der angeschnittenen Kiesschichten den Erwartungen auf Grund der Bohrproben entsprach.

Abb. 16 zeigt den Senkkasten des rechten Pylonenpfeilers beim Beginn der Absenkung. Jeder Senkkasten trug während der Absenkung drei



Abb. 15. Anschüttung des Senkkastenplanums für den rechten Pylonenpfeiler.

Luftschleusen zur möglichst Beschleunigung des Aushubes; seitlich waren zwei Betonmischmaschinen und zwei Gießmaste aufgestellt. Sie sorgten für ständiges Beibringen des Betons. Der Kiessand wurde im Rhein gewonnen und jeweils neben den Betonieranlagen ans Land gebracht.

Im Arbeitsraum des Senkkastens, der eine Höhe von 2,30 m aufwies und der durch keine Querträger in irgendwelcher Weise eingeengt war, befanden sich bewegliche Förderbänder, die das ausgeschachtete Kiesmaterial nach den an den Caissonenden angeordneten elektrisch betriebenen Aufzugvorrichtungen brachten. Der ausgehobene Boden wurde zur Auffüllung der Werftflächen bzw. der Rampen benutzt. Beide Senkkasten wurden fast gleichzeitig abgesenkt, so daß meist sechs Luftschleusen an der Baustelle in Betrieb waren. Mit dem Abteufen des Senkkastens ging das Betonieren des Pfeilerschaftes immer Hand in Hand. Die Seitenwände der Pylonenpfeiler wurden als Längsträger von



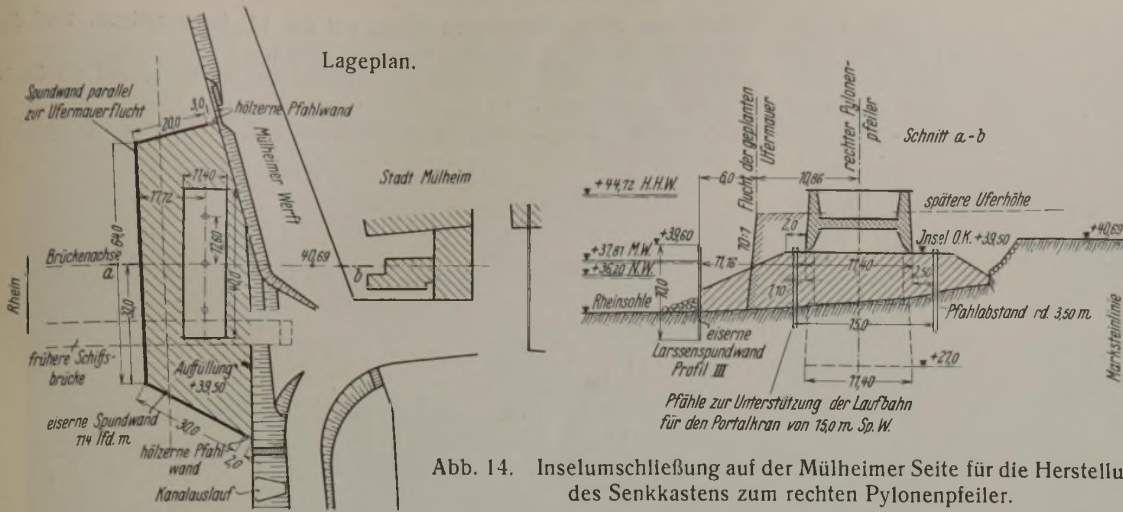


Abb. 14. Inselumschließung auf der Mülheimer Seite für die Herstellung des Senkkastens zum rechten Pylonenpfeiler.

6,5 m Höhe und einer mittleren Stärke von 1 m ausgebildet. Am oberen Rand und in der Schneide befindet sich die starke Rundeisenbewehrung. Abb. 17 gibt ein Bild von der Herstellung der Senkkastensbewehrung zur Zeit großen Hochwassers. Abb. 18 zeigt die Eckausbildung der Senkkastenschnaide. Zur Berechnung der einzulegenden Längseisen wurde

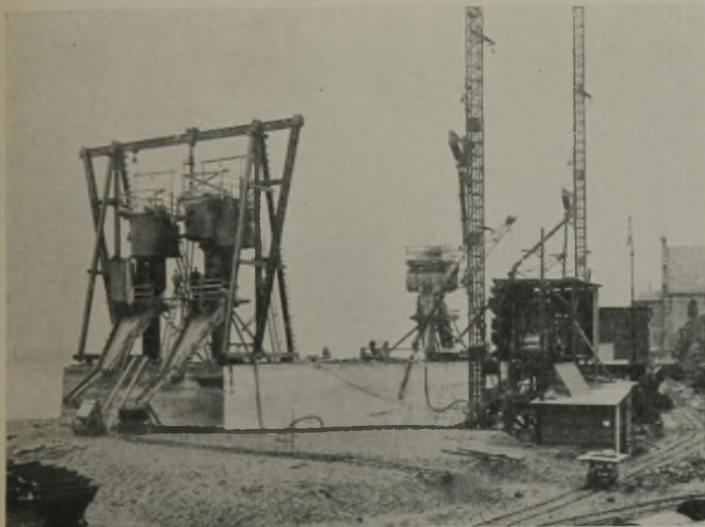


Abb. 16. Senkkasten des rechten Pylonenpfeilers bei Beginn der Absenkung.

angenommen, daß sich der Senkkasten auf etwa ein Viertel seiner Länge, d. h. auf rd. 11 m frei trägt. Zwischen die Längswände spannen sich im Abstand von 4,35 m die über dem Arbeitsraum liegenden Querwände von 11,40 m Länge und 0,8 m Breite; sie tragen die Betondecke über dem Arbeitsraum. Zur Erzielung eines möglichst großen Gewichts schon

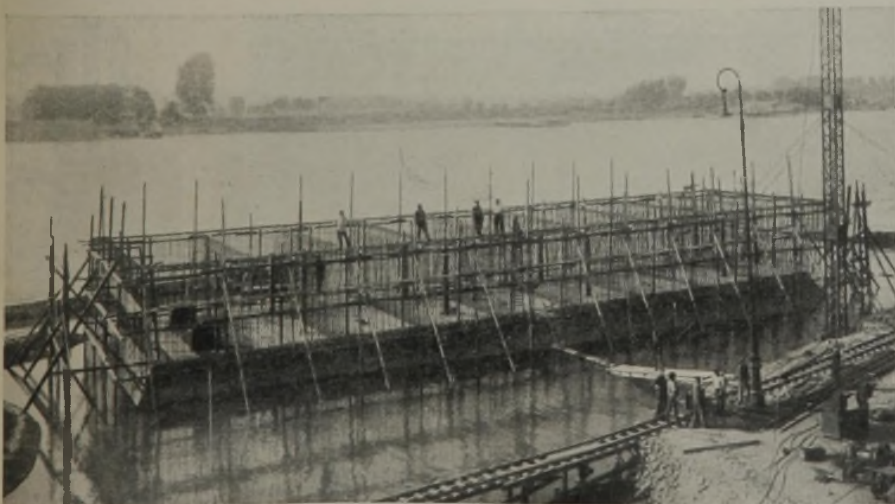


Abb. 17. Herstellung der Bewehrung des Senkkastens vom rechten Pylonenpfeiler zur Zeit großen Hochwassers.

zu Beginn der Versenkung schien es geraten, eine dünnwandige Eisenbetonkonstruktion zu vermeiden und statt dessen massige Querschnitte anzuwenden. Die Eisenbewehrung des Senkkastens betrug durchschnittlich  $65 \text{ kg/m}^3$ ; als Mischungsverhältnis des Eisenbetons der Senkkastens wurde 1:6 wegen seiner vorübergehenden Beanspruchung gewählt. Als Kantenschutz der Senkkastenschnaide ist ein einfaches Winkeleisen  $100 \cdot 100 \cdot 14$  angebracht. Die Außenflächen des Betons sind sorgfältig mit Inertol gestrichen, um den Kasten gegen Angriffe etwaiger unter der Flußsohle auftretender säurehaltiger Wasser zu schützen.

Von besonderer Wichtigkeit war ein rissefreies Absetzen der Senkkasten nach ihrer Betonierung auf die Schneide. Zu diesem Zwecke wurde die Senkkastenschalung auf ein Holzgerüst gelegt, dessen Binder — ähnlich wie bei Lehrgerüsten — auf 72 Schraubenspindeln ruhten (vgl. Abb. 20). Durch das gleichmäßige Abdrehen der Schraubenspindeln senkte sich das Schalgerüst und damit der Senkkasten, dessen Schneide gleichmäßig in den Untergrund eindrang.

Die Absenkung der außergewöhnlich großen Senkkasten vollzog sich dank der gegebenen Form und Bewehrung ohne nennenswerte Störung, trotz mehrfacher Hochwasserwellen, die die Baustelle im Jahre 1927 zu bestehen hatte; bei einem außergewöhnlichen Hochwasser ruhte der Senkkastensbetrieb vorübergehend. Abb. 19 gibt ein Bild der überfluteten Baustelle des linken Pylonenpfeilers am 13. November 1927 bei einem Wasserstande 41,10 über NN. Nachdem die Absenkung beendet war, wurde mit dem Ausbetonieren des Arbeitsraumes begonnen. Abb. 21 zeigt die Luftschleusen für den Bodenaushub und die Betonschleusen.

#### Ankerpfeiler.

Wie aus der allgemeinen Beschreibung des Bauwerks (S. 684) hervorgeht, sind die Kabel eines jeden Hauptträgers der Hängebrücke nicht in den Endpfeilern, sondern unmittelbar in dem zugehörigen Versteifungsträger verankert.

Aus den späteren Erläuterungen über die Ausbildung der Eisenkonstruktion ist ersichtlich, daß bei der fertigen Brücke im Schnittpunkte der Kabel mit der Achse des Versteifungsträgers bedeutende lotrechte Zugkräfte entstehen; sie liegen in den Grenzen von 1146 t bzw. 2384 t für jeden Hauptträger, also zwischen 2292 t und 4768 t für den Pfeiler. Diese Zugkräfte werden durch das starke Überwiegen der Mittelöffnung gegenüber den anschließenden Seitenöffnungen erzeugt. Nur während der Montage kommt vorübergehend auch eine Druckkraft von 1400 t je Pfeiler zur Wirkung. Die lotrechten Zugkräfte müssen zur Erzielung der notwendigen Standsicherheit durch Bauwerkmassen ausgeglichen werden. Dies geschieht einerseits durch ein am Ende des Versteifungsträgers über höchstem Hochwasser angeordnetes Gegengewicht, andererseits durch den unter dem obengenannten Schnittpunkte zentrisch angeordneten Verankerungspfeiler. Der Vorteil des zwischen den eisernen Querträgern der sechs letzten Brückenfelder eingebrachten Ballastbetons liegt darin, daß seine Massen dadurch besonders wirkungsvoll sind, daß sie nicht ins Hochwasserprofil eintauchen und so keinen Verlust an wirksamem Gewicht erleiden. Der Verankerungspfeiler erfährt jedoch in Hochwasserzeiten infolge des Auftriebs eine Gewichts-minderung.

Das Gegengewicht hat den Zweck, die vom Pfeiler aufzunehmende Auflagerzugkraft möglichst klein zu halten, um so an Pfeilmassen zu sparen. Man wird daher bestrebt sein, das Gegengewicht so groß wie möglich zu machen. Wenn das Gegengewicht jedoch größer wird als die kleinste auftretende Zugkraft, so treten abwechselnd Druck- und Zugspannungen in den Verankerungsgliedern auf. Das Gegengewicht wurde daher nach der kleinsten auftretenden Zugkraft (bei Belastung der Seitenöffnungen durch Verkehrslast) = 2292 t bemessen. Vom Pfeiler ist nur noch der Unterschied zwischen größtem und kleinstem Auflagerzug:

$$4768 - 2292 = 2476 \text{ t}$$

(bei Belastung der Mittelöffnung) aufzunehmen. Nur während der Montage mußten besondere Vorkehrungen getroffen werden, um Auflagerdruckkräfte aufnehmen



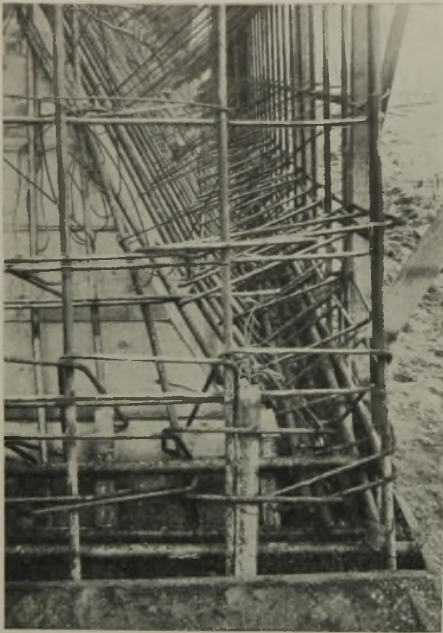


Abb. 18. Eckausbildung der Senkkastenschneide.

schalten wollte. Selbst wenn die Verkehrslasten später auf das 1 1/2 fache steigen, wird das Pfeilergewicht für die Erhöhung des Ankerzuges noch ausreichen.

Als weitere Sicherheit kann der Druck und das Gewicht des Erdreichs auf die Senkkastenswände in Höhe von mindestens 250 t angesehen werden.

Im Gegensatz zur Beanspruchung sonstiger Brückenpfeiler, z. B. auch der Pylonenpfeiler,

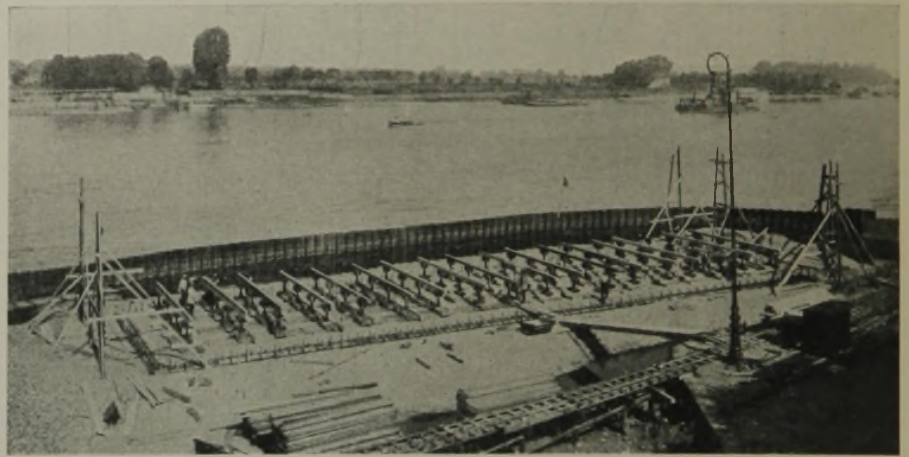


Abb. 20. Untergerüst für die Senkkastenschalung des rechten Pylonenpfeilers.



Abb. 19. Überflutete Baustelle des linken Pylonenpfeilers bei außergewöhnlichem Hochwasser.

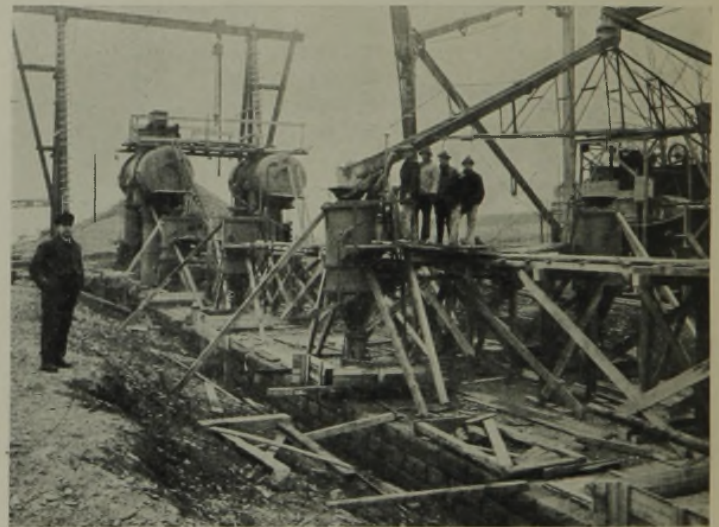


Abb. 21. Linker Pylonenpfeiler. Ausbetonieren des Arbeitsraumes mittels der Betonschleusen.

zu können. Ferner durfte während der Montage nicht gleich das volle Gegengewicht vorhanden sein; es wurden zunächst nur Eisenbetontröge von 700 t (bzw. 696 t) Gewicht ausgeführt, in die später zur Vervollständigung des Ballastgewichtes Beton 1:12 eingebracht wurde.

Die auf den Verankerungspfeiler entfallende restliche freie Zugkraft von 2476 t muß bei jedem Wasserstand mit Sicherheit aufgenommen werden. Danach wurde das notwendige Gewicht der beiden Verankerungspfeiler bemessen unter Berücksichtigung der sonst noch für den Pfeiler maßgebenden baulichen Einzelheiten. Die einzelnen Abmessungen wurden so groß gewählt, daß noch ein reichlicher Überschuß des Pfeilergewichts über die angreifenden Zugkräfte vorhanden ist, und zwar beträgt der Gewichtsüberschuß am linken Verankerungspfeiler

bei einem Pfeilergewicht von 3426 t  $3426 - 2476 = 950$  t am rechten Verankerungspfeiler

bei einem Pfeilergewicht von 3730 t  $3730 - 2676 = 1054$  t.

Diese Mehrgewichte wurden der Ausführung zugrunde gelegt, weil man unter allen Umständen jede Bewegung des Pfeilers aus-

die in der Regel Druck nach unten zu vermitteln haben, zeigt sich hier das seltene Bild, daß Pfeiler mit nachstehenden großen Abmessungen gegen Herausreißen aus dem Boden Widerstand zu leisten haben. Während die Breite des Fundaments bei beiden Pfeilern zu 7 m an-

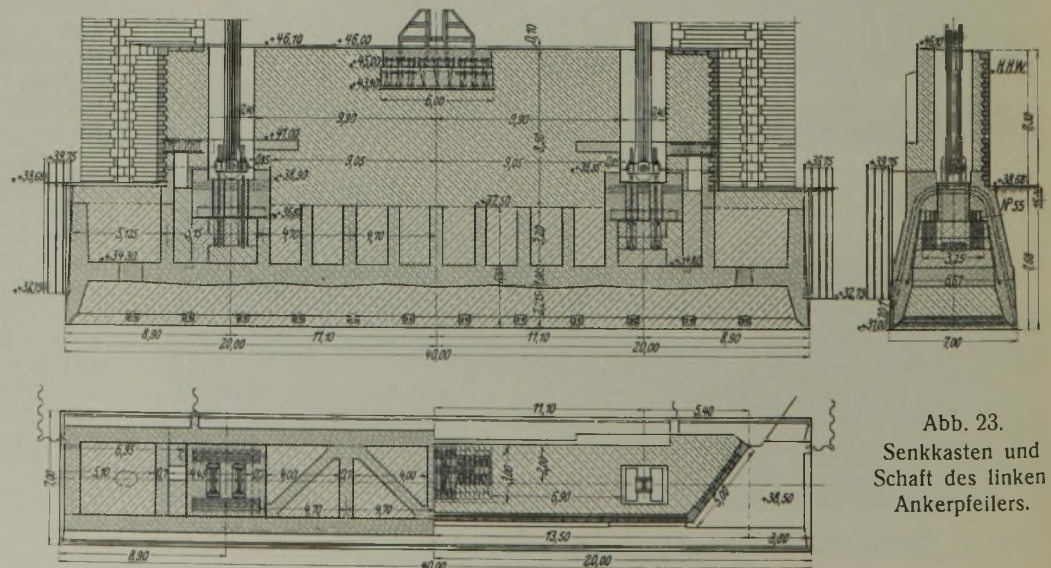


Abb. 23. Senkkasten und Schaft des linken Ankerpfeilers.



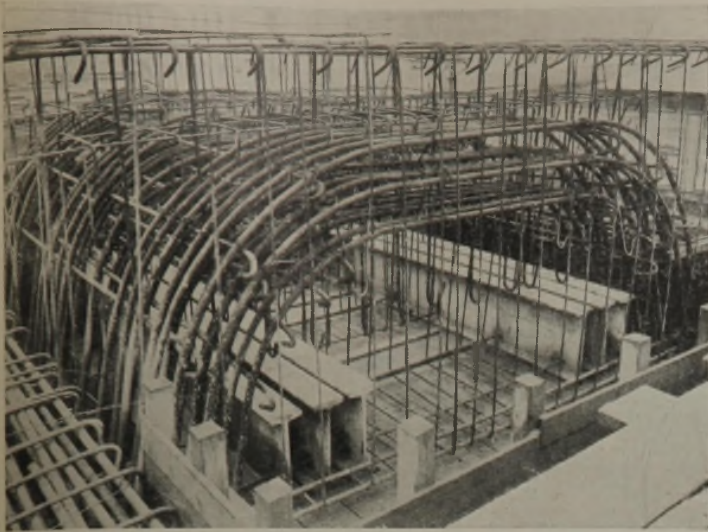


Abb. 22. Bewehrung über den Ankerkammern des linken und rechten Ankerpfeilers.



Abb. 24. Linker Ankerpfeiler; innere Senkkastenschalung mit dem Querbalken für den späteren Füllkörper des Arbeitsraumes.

genommen ist, beträgt die Länge des Fundaments auf der Kölner Seite 40 m und auf der Mülheimer Seite 37 m. Die Gründungstiefe liegt beim Kölner Verankerungspfeiler auf + 31,0 und beim Mülheimer Verankerungspfeiler auf + 32,30, d. h. noch 6,8 bzw. 5,5 m unter Mittelwasser und 13,7 bzw. 12,4 m unter Hochwasser.

Bei diesen Abmessungen und den ungünstigsten Belastungen beträgt die geringste Bodenpressung unter dem Einfluß von Hochwasser, Wind und größtem Ankerzug 0,23 kg/cm<sup>2</sup> und die größte Bodenpressung unter dem Einfluß von Niederwasser, Wind, Schrägstellung der Ankerpendel und kleinstem Ankerzug (d. h. Null bei belasteter Seitenöffnung) 2,123 kg/cm<sup>2</sup>.

Was nun die Einzelheiten der Verankerung des Versteifungsträgers in dem Verankerungspfeiler betrifft, so wird die Zugkraft des Verankerungspfeilers durch ein lotrechtes, gelenkig gelagertes, eisernes Pendel der Ankerkammer zugeleitet, welches in dem Fundament des Ankerpfeilers unmittelbar oberhalb der Decke des zur Verwendung gelangten Senkkastens angeordnet ist. Die Ausbildung des eisernen Ankerpendels geht aus der späteren Beschreibung der Einzelheiten der Eisenkonstruktion hervor. In diesem Zusammenhang sei nur erwähnt, daß am Ende der beiden Pendel eines Verankerungspfeilers in jeder der beiden Ankerkammern sich zwei große eiserne Querhäupter befinden, die als Blechträger konstruiert sind; sie geben die Zugkraft eines Versteifungsträgers

an sechs eiserne Deckenträger I 55 ab, die ihrerseits den Druck auf den darüber gelagerten Eisenbeton vermitteln. Die zahlreichen, 18,50 m langen Bewehrungsseisen von 40 mm Durchm. umspannen die I-Träger ohne Stoß und bilden gleichsam Bügel, durch welche die unteren Konstruktionsteile des Ankerpendels durchgesteckt sind (vgl. Abb. 22). Die Bügel reichen bis zur Schneide des Senkkastens und sind mit ihm zu einem einheitlichen Ganzen verbunden. Der Senkkasten war während des Baues zur anstandslosen Gründung eines jeden der beiden Verankerungspfeiler notwendig; er kann im Zusammenhang mit den Ankerpendeln im endgültigen Zustande als Eisenbetonbehälter aufgefäßt werden, der an zwei Punkten im Abstände der Hauptträgerentfernung von 22,2 m aufgehängt ist. Die eisernen Bügel der zwei Ankerkammern verteilen sich auf 2 × 3,90 m und stellen einen Teil der Bewehrung der Längswände des Senkkastens dar, die unter sich durch Querwände versteift sind. Außerdem sind Diagonalwände eingezogen, um Verwindungen des

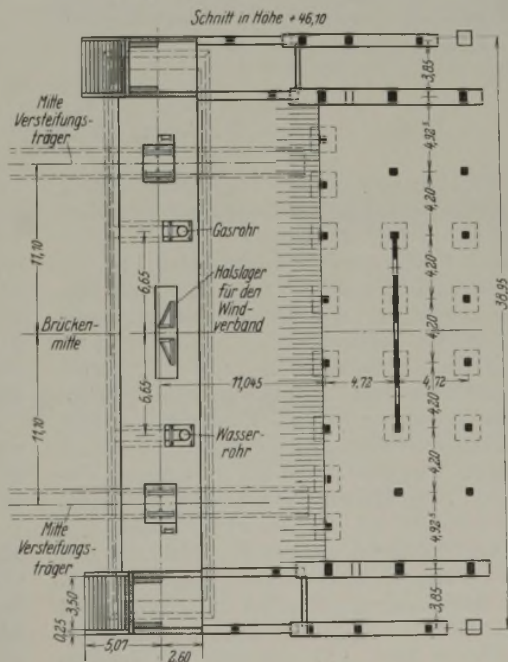
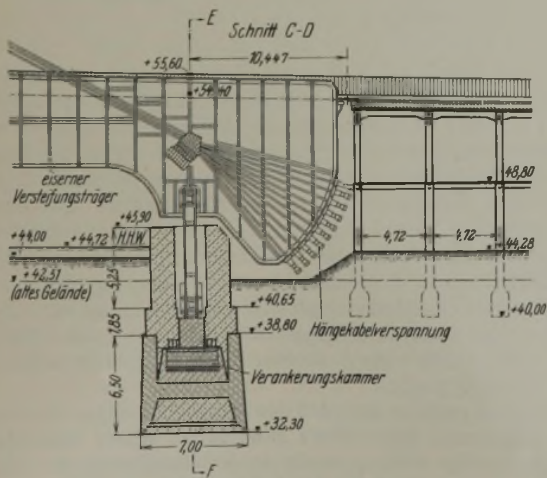
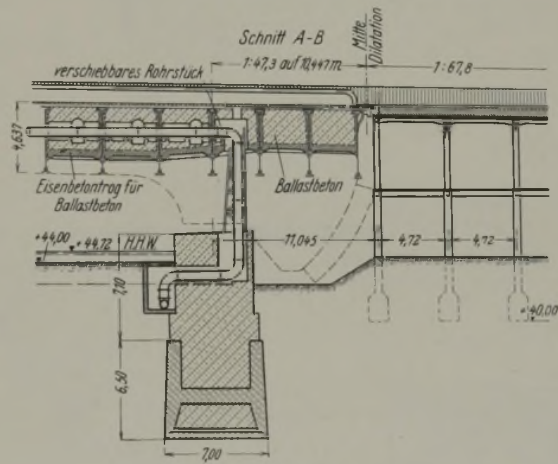
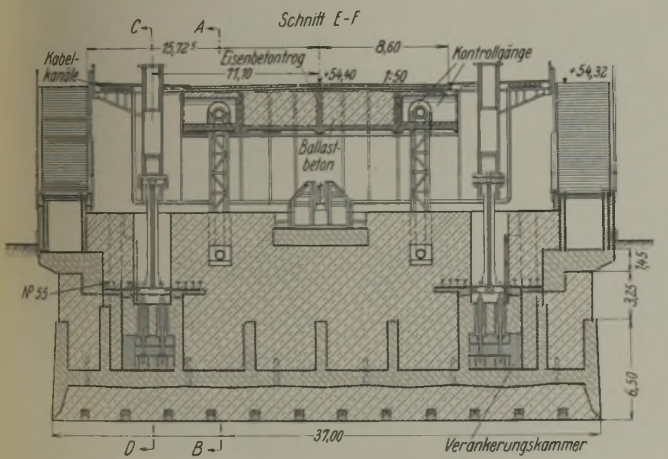


Abb. 25. Rechter Ankerpfeiler auf der Mülheimer Seite.



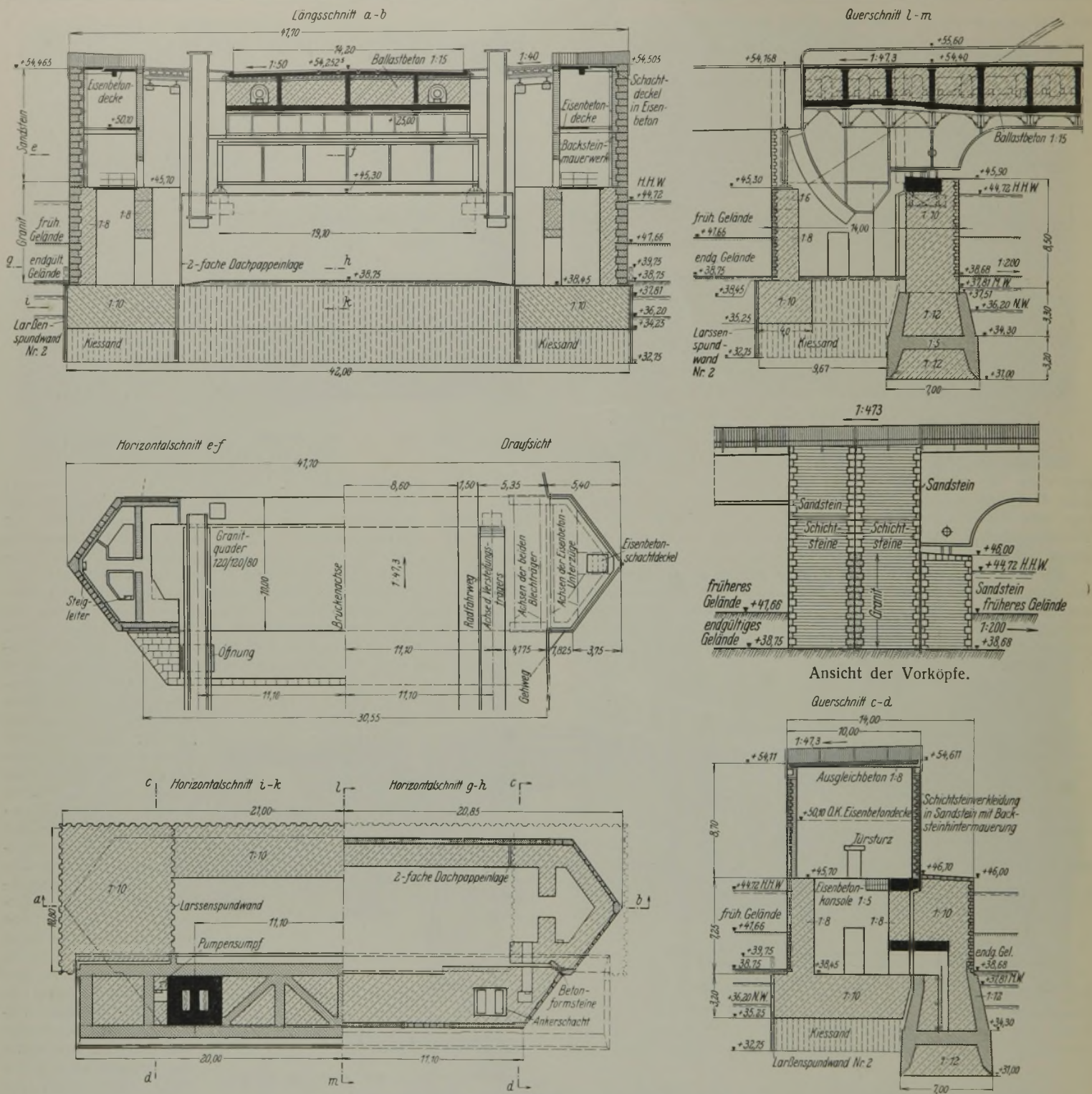


Abb. 26. Linker Ankerpfeiler auf der Kölner Seite.

Senkkastens sowohl während des Absenkens als im endgültigen Zustande zu verhindern. Sämtliche Wände des Senkkastens sind stark mit Rundeisen bewehrt. Die Einzelheiten gehen aus Abb. 23 hervor.

Der Senkkasten besteht in der Hauptsache aus Eisenbeton 1:6, die hoch beanspruchten Teile aus Beton 1:5. Die Ballastkammern oberhalb der Caissondecke und der Arbeitsraum des Senkkastens sind mit Beton 1:12 gefüllt, die Ankerkammern mit Beton 1:7 bzw. 1:5 bzw. 1:4. Das aufgehende Mauerwerk besteht aus Stampfbeton 1:10. Der Beton des Arbeitsraumes unterhalb der Caissondecke ist mit zum Pfeilergewicht herangezogen und durch eiserne Querbalken (zwei  $\square$  22) mit dem Pfeiler fest verbunden. Diese Querbalken wurden in Abständen von 3 m in die Schneide des Caissons eingelegt bzw. darin verankert und gegen Verrotten durch Umhüllen mit Beton 1:5 geschützt. Abb. 24 zeigt die innere Senkkastenschalung mit den Querbalken und eine Ankerbügelgruppe.

Der Ausbetonierung der Ankerkammern wurde besondere Sorgfalt gewidmet, um ein nachträgliches Rosten der eisernen Teile auszuschließen. Dies geschah dadurch, daß die Betonmischung ziemlich fett gewählt und dem Beton das Dichtungsmittel Sika 1 beigemischt wurde. Unter den Blechträgern befindet sich druckfester Beton 1:7 und über den Trägern,

soweit er mit Hand unter Wasserhaltung eingebracht werden konnte, Beton 1:5. Der schließlich verbleibende Hohlraum der Ankerkammern wurde mit Mörtel 1:4 ähnlich wie die Auflager einer Brücke unter Druck mit Standrohr ausgegossen, danach der Beton in die für die Durchsteckung der unteren Ankerteile vorgesehenen Aussparungen (zwei für jede Ankerkammer in einer Größe von 0,60/1,75 m) eingestampft. Das Ausbetonieren der Ankerkammern wurde etwa ein Jahr nach Fertigstellung des Ankerpfeilers vorgenommen. Es bestand das Bedürfnis, erst nach der Montage der Hängekabel das Ankerpendel einzubauen und auszurichten.

Infolge dieser Umstände ergab sich die Notwendigkeit, behelfsmäßige, waagrechte und lotrechte Zugänge bzw. Schächte zu den Ankerkammern anzulegen, die später nach Ausbetonierung der Ankerkammern mit Füllbeton geschlossen wurden.

Da damit zu rechnen war, daß der Senkkasten während des Absenkens durch im Untergrund angetroffene Hindernisse kleine Verschiebungen in seiner Lage erleiden würde, wurde in der Bemessung der erforderlichen Betonaussparungen sowohl für das Ankerpendel als für die unteren Querträger ein Spielraum bis zu 25 cm gelassen, und es wurden die Folgen der exzentrischen Lagerung auf die Beanspruchung der einzelnen Konstruktions-



teile statisch genau untersucht. Bei der Ausführung ist es gelungen, die beiden Senkkasten sowohl der Höhe als der Lage nach nahezu haarscharf an die gewünschte Stelle zu bekommen. Zusätzliche Nebenspannungen treten also in der Verankerung nicht auf.

Um zusätzliche Beanspruchungen der Ankerpendel durch Windkräfte quer zur Brücke auszuschließen, ist an jedem Verankerungspfeiler in Brückenachse auf Höhe + 46,0 je ein eisernes Halslager angebracht und durch Schraubenbolzen fest mit dem Pfeilerschaft verbunden (vgl. Abb. 23). Der in Pfeilerachse befindliche Hauptquerträger *O* der Hängebrücke legt sich mittels einer Scheibe bei Wind an dieses Lager an, das nun die entstehenden Seitenkräfte in Höhe von 56 t bei unbelasteter Brücke und 43 t bei belasteter Brücke unmittelbar dem Pfeilerschaft zuführt.

Während der Pfeilerschaft des rechten Ankerpfeilers östlich der Mülheimer Freiheit (vgl. Abb. 25) in einer Stärke von 5,2 m etwa 2 m über die zukünftige Straßenhöhe + 44,0 hinausragt und an seinen beiden Enden nur der Anlage je eines Treppenaufganges zur Brückenrampe Unterstützung zu bieten hat, mußte der Verankerungspfeiler auf Kölner Seite eine ganz andere, vielgestaltigere Ausbildung erhalten.

Der Verankerungspfeiler kommt dort in das Flutgelände des Rheins zu stehen. Auf seiner Westseite schließen sich an die Hängebrücke weitere Flutbrücken an, und die unmittelbar an die Hängebrücke anstoßende Brückenöffnung bedarf eines besonderen Stützpunktes. Da die Auflagerung der Flutbrücke am äußeren Ende der Hauptbrücke wegen der damit verbundenen unsymmetrischen Belastung derselben nicht zweckmäßig erschien, wurde ein besonderer Stützpfiler erforderlich, der mit dem Verankerungspfeiler der Hängebrücke zu einem Bauwerk vereinigt wurde.

Dieses Bauwerk (vgl. Abb. 23 u. 26) nahm einen besonderen Umfang dadurch an, daß die Stützpunkte für die beiden Hauptträger der Flutbrücke (gegenseitiger Abstand 19,10 m) wegen des über den Gelenkpunkt (Knoten *O*) des Ankerpendels hinausragenden Endes des Versteifungsträgers der Hängebrücke in einer Entfernung von 11 m auswärts des Ankerpendels zu errichten waren. Zwei Pfeiler in solch engem Achsabstand nebeneinander im Hochwasserprofil des Rheins waren wegen der möglichen Versetzungen durch Eis, Baumstämme u. dgl. nicht denkbar. Man war vielmehr genötigt, die beiden Pfeiler zu einem Bauwerk zusammenzuschließen und es stromab und stromauf mit Vorköpfen zu versehen.

Aus diesen Verhältnissen erklärt sich die Breite des Kölner Verankerungspfeilers von 14 m. Da das frühere Gelände zur Schaffung eines besseren Hochwasserdurchflusses um 2,90 m, d. h. auf + 38,75 abgegraben wird, taucht der Pfeiler bei höchstem Hochwasser 6 m ein. Die Vorköpfe sind auf eine Breite von 10 m bis zur Höhe der Brückengehwege senkrecht hochgeführt. Die dadurch gewonnene Pfeilerhöhe über Gelände von 15,75 m sichert ein architektonisch günstiges Verhältnis zur Pfeilerbreite, außerdem wird durch den Vorbau des Pfeilervorkopfes das über die Verankerung vorkragende Ende des Versteifungsträgers, das die Seilköpfe der Stahlkabel aufnimmt, dem Auge des Beschauers entzogen.

Das Pfeilerteil, unmittelbar am Ankerpendel der Hängebrücke, bleibt auf Höhe + 46,0 liegen und springt in Grundriß und Ansicht um seine Stärke von 4 m mit stromab und stromauf abgeschragten Enden gegenüber dem sonstigen Pfeiler vor. Der landseitige Pfeilerteil, der die Auflager für die anschließende Flutbrücke aufnimmt, reicht bis Höhe + 45,30.

Dieser Pfeilerteil sowie die beiden Pfeilervorköpfe weichen in ihrer Gründungsart von dem eigentlichen Verankerungspfeiler der Hängebrücke ab.

Bei den auftretenden Belastungen genügte eine Gründungstiefe etwa 1 m unter Niederwasser, d. h. auf + 35,25. Die Gründung geschah daher in offener Baugrube zwischen eisernen Spundwänden unter Wasserhaltung mit Beton. Die Spundwände Larssenprofil II reichen noch 2,50 m unter die Fundamentsohle und sichern, da sie 6 m unter der künftigen Geländehöhe liegen, den Pfeiler gegen die Gefahr des Unterspülens durch Auskolkungen.

Die Fundamentplatte unter dem Vorkopf stromauf und stromab hat eine Größe von 10,80/8,40 m bei einer Stärke von 3,20 m. Sie ist für sich umpundet worden, da an diesen beiden Stellen die Angriffe des Wassers bekanntlich am stärksten sind. Das Fundament unter dem Auflager der Flutbrücke hat eine Länge von 25,2 m bei einer Breite von 4 m und einer Stärke von 3,20 m. Der Pfeilerschaft über dem letzteren Fundament ist 2 m stark. Die Granitauflager der Flutbrücke haben eine Größe von 1,2 × 1,2 × 0,8 m. Die vier für sich gegründeten Bauwerkteile sind durch Dehnungsfugen voneinander getrennt, so daß jeder Teil unter seiner verschiedenen Belastung Bewegungsfreiheit hat und Risse im Mauerwerk vermieden werden. Die Vorköpfe sind nicht voll ausbetoniert, sondern als Wände von 1,60 m bzw. 0,66 m hochgeführt.

Die dadurch entstehenden Räume und diejenigen unter dem Versteifungsträger der Hängebrücke sind durch Steigleitern, die im Innern des Vorkopfes angebracht sind, zugänglich gemacht. Die Einsteigöffnung in Größe von 1,60/1,60 m befindet sich auf der Höhe des Brückengehweges + 54,50 an der Spitze des jeweiligen Vorkopfes. Türaussparungen in den Wänden und sonstige Zugänge mit Geländer sind vorgesehen. Jeder

Vorkopf ist durch eine Eisenbetonplatte mit Eisenbetonunterzügen abgedeckt und mit eisernem Geländer versehen.

Die beiderseitigen Gehwege werden über dem 10 m breiten Pfeilerschaft des Verankerungspfeilers durch besondere eiserne Träger I 40 in gegenseitigem Abstände von 2 m über den Hohlraum des Pfeilers weggeführt. Die Trennungsfuge der Hängebrücke befindet sich an dem einen Ende und die der Flutbrücke am anderen Ende dieser Träger.

Die Ansichtflächen des Pfeilers sind mit Ausnahme der Vorkopfspitzensteine, die bis Hochwasserhöhe aus scharriertem Granit bestehen, mit Pfälzer Sandsteinen verkleidet, und zwar haben sämtliche Ecksteine von 50 cm Schichtenhöhe scharrierte Bearbeitung, während die übrigen Pfeilerflächen durch bruchrauhe Steine mit halber Schichtenhöhe in unregelmäßigem Verband verkleidet sind.

Die über die Brücke wegzuführenden großkalibrigen Gas- und Wasserrohre von 60 cm Durchm. gehen durch den Ballastbeton des Versteifungsträgers über den linken Verankerungspfeiler hinweg zu den anschließenden Flutbrücken. Am rechten Verankerungspfeiler dagegen müssen die Rohre zur Mülheimer Freiheit herabgeführt werden. Zu diesem Zweck befinden sich im gegenseitigen Abstände von 13,3 m zwei auf dem Verankerungspfeiler errichtete eiserne Gerüstböcke, die die beiden Krümmer festhalten (vgl. Abb. 25). Zur Aufnahme der durch die verschiedenen Temperaturen und Belastungen hervorgerufenen ständigen Bewegungen der Hängebrücke in der Längsrichtung ist kurz vor dem Krümmer ein Teleskoprohr eingeschaltet.

### Überbau der Hauptbrücke.

#### 1. Kabel, Kabelschellen und Hängestangen.

Die Tragkabel. Für die Wahl der Tragkabel standen zwei Systeme zur Verfügung, das amerikanische mit unverseilten und das europäische mit verseilten Drähten. Bei den amerikanischen Hängebrücken sind die Tragkabel aus einfachen Drahtbündeln zusammengesetzt, die auf der Baustelle selbst, hoch in der Luft, aus unverseilten, parallel nebeneinandergelegten Drähten hergestellt werden. Paralleldrahtbündel können nämlich nicht fertig angeliefert werden, da sie sich ohne Verschiebung der Drähte gegeneinander nicht biegen, beispielsweise nicht über die Pylonensattel legen lassen. Sie müssen auf der Baustelle gleich in der Lage hergestellt werden, die sie im fertigen Kabel haben sollen. Dagegen hat der europäische Brückenbau von jeher verseilten Traggliedern den Vorzug gegeben, die auf geeigneten Maschinen in der Fabrik gebrauchsfertig hergestellt werden. Die Herstellung der Drahtseile auf den zu großer Vollkommenheit ausgebildeten Verseilmaschinen sichert eine außerordentliche Gleichmäßigkeit der Seile untereinander, sowohl in der Festigkeit als auch in den Dehnungsverhältnissen.

Für die Verwendung von Drahtseilen sprach auch die Erleichterung der Montage und die Verkürzung der Montagedauer. Die Fabrikation der Seile vollzieht sich in der Fabrik, sie können schon bei der Vollendung der Pylonen zum Zusammenbau bereitstehen, während mit der Herstellung von Drahtbündeln erst nach Vollendung der Pylonen begonnen werden kann. Der Zeitgewinn beträgt im vorliegenden Falle mehrere Monate. Der Transport der Seile von der Fabrik zur Baustelle macht keine Schwierigkeiten. Sie sind so biegsam, daß man sie in der üblichen Weise auf Haspel aufwickeln und auf einem besonderen Haspelwagen an die Baustelle befördern kann. Die Abmessungen der Haspel müssen natürlich in den durch das Profil der Straßenunterführungen bedingten Grenzen gehalten werden, was bei den Köln-Mülheimer Brückenseilen ohne weiteres ausführbar war.

Die Wahl fiel auf Seile der sog. verschlossenen Konstruktion, die die für den vorliegenden Fall geforderten Eigenschaften in höherem Maße aufweisen als andere Seilarten. Die bei kürzeren Spannweiten gemachten Erfahrungen konnten hierbei Verwendung finden.

Als ein besonderer Vorzug dieser Seile muß der dichte Abschluß des Seilinneren gelten. Da bei der Fabrikation auch die winzigen Fugen zwischen den einzelnen Drähten und Drahtlagen mit Mennige ausgefüllt werden, kann keine Feuchtigkeit von außen in das Seilinnere eindringen. Rostwirkungen könnten nur von der Oberfläche ausgehen, und dort können sie mit denselben Mitteln verhindert werden wie bei jeder Eisenkonstruktion. Im vorliegenden Falle wurde ein Anstrich aus mexikanischem Petrol-Asphalt gewählt, der, mit Kristallöl flüssig aufgetragen, schon nach sehr kurzer Zeit einen widerstandsfähigen und doch sehr elastischen Anstrich lieferte und bei den im Kabel vorliegenden Verhältnissen von einer praktisch fast unbegrenzten Lebensdauer ist. Der Asphalt ist vollständig säurefrei und ist seit Jahren in der Industrie elektrischer Kabel erprobt worden. Der Anstrich wurde bei der Seilmontage noch — soweit notwendig — ausgebessert, so daß jedes Seil einen geschlossenen Asphaltüberzug besitzt.

Dehnungsversuche mit einem derart angestrichenen Seilstück ergaben eine sehr große Elastizität des Asphaltanstriches, der auch den größten Dehnungen ohne Beschädigung zu folgen vermochte.

Seilquerschnitt. Steht die Kabelkraft fest, so ergibt sich die erforderliche Festigkeit der einzelnen Seile, sobald die Anzahl der Seile



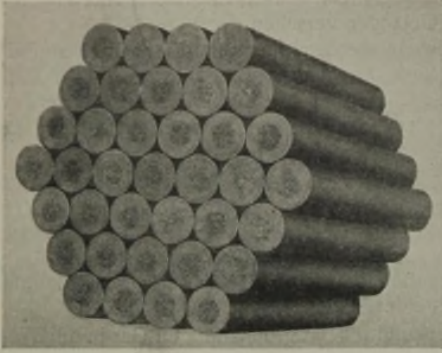


Abb. 27. Aufbau des Tragkabels.

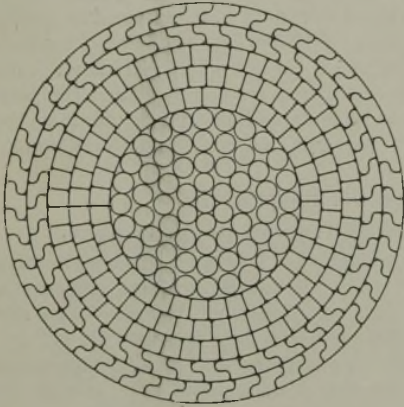
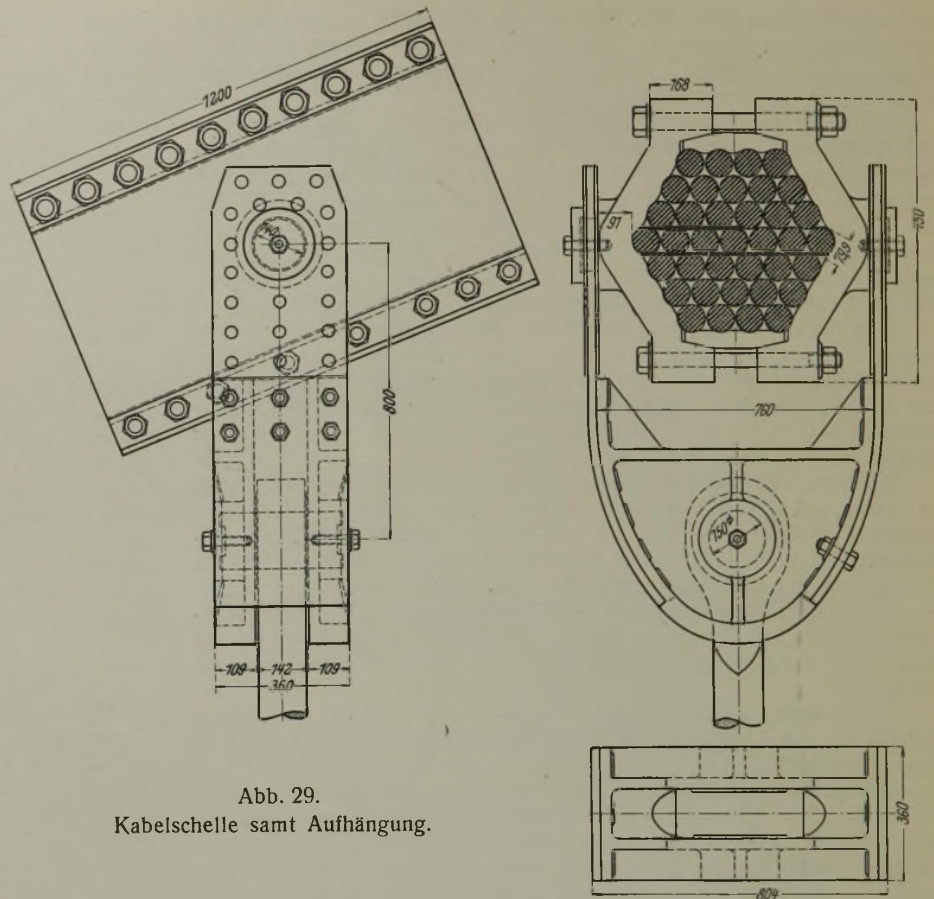


Abb. 28. Aufbau des Einzelseiles.

Abb. 29.  
Kabelschelle samt Aufhängung.

bestimmt ist, aus denen das Kabel zusammengesetzt werden soll. In einem normal aufgebauten Kabel folgt diese Zahl einer feststehenden Regel. Um das in der Mitte liegende Seil schließt sich eine Lage von 6 Seilen. Die folgende Lage enthält 12, die dritte 18, die vierte 24 Seile. Jede neue Lage enthält also 6 Seile mehr als die vorhergehende. Ein solches normal aufgebautes Kabel in Sechseckform kann sich somit aus insgesamt 7, aus 19, aus 37 oder aus 61 Seilen zusammensetzen. Im vorliegenden Falle wurde ein Aufbau aus 37 Seilen gewählt, als der den Verhältnissen am besten entsprechende (vgl. Abb. 27). Die Höchstbelastung der einzelnen Seile beträgt rd. 218 t. Die Seile waren von vornherein in einer Länge angefertigt worden, die es gestattete, ein 3,25 m langes Stück von jedem Seil zu Prüfzwecken zur Verfügung zu stellen. Hiervon wählte der Vertreter der Stadt 10 Seilstücke aus, die auf der Maschine zerrissen wurden. Die mittlere Zerreißeigigkeit aus den 10 Proben betrug 592 t.

Für den inneren Aufbau der Seile war der Entschluß der herstellenden Firma entscheidend, die Seile, trotz ihrer Länge von 550 m, ohne Lötstellen in den Drähten herzustellen. Dazu bedurfte es der Anpassung der Drahtquerschnitte an die Leistungsfähigkeit der Drahtwalzwerke, d. h. das Gewicht der Walzdrahtlinge durfte 100 kg nicht überschreiten. Es war also notwendig, die Drahtquerschnitte, besonders der für den Zusammenhalt der Seile wichtigen Profildrähte der äußeren Lagen, auf etwa 20 mm<sup>2</sup> zu beschränken, was sich auch beim Verseilen als ausreichend erwiesen hat.

So ergab sich der nachstehende Seilaufbau (Abb. 28).

- 1 Herzdraht 4,7 mm Durchm. aus sehr weichem Material und im Querschnitt nicht mitgerechnet.
- 60 Runddrähte je 4,2 mm Durchm. (4 Lagen zu 6, 12, 18, 24 Drähten)

$$\sigma_B = 145 \text{ bis } 150 \text{ kg/mm}^2 \quad F = 830 \text{ mm}^2$$

- 129 Keildrähte je 4,2 mm hoch (3 Lagen zu 36, 43, 50 Drähten)

$$\sigma_B = 140 \text{ bis } 145 \text{ kg/mm}^2 \quad F = 1800 \text{ mm}^2$$

- 87 Profildrähte je 4,1 mm hoch (2 Lagen zu 41, 46 Drähten)

$$\sigma_B = 135 \text{ kg/mm}^2 \quad F = 1625 \text{ mm}^2$$

Rechnerischer Gesamtquerschnitt 4255 mm<sup>2</sup>

Rechnerische Bruchfestigkeit 604 t

(= Summe der Festigkeiten der Einzeldrähte)

Tatsächliche Bruchfestigkeit 592 t

Seildurchmesser rd. 80 mm

Seilgewicht rd. 36,7 kg/m.

Kabelschellen. Die Anordnung ist in Abb. 29 dargestellt. Zwischen zwei zur senkrechten Mittelebene symmetrisch angeordneten Schellenhälften aus Stahlguß sind oben und unten doppelkeilartige, an den Anlage-

flächen der Seile mit Rillen versehene Druckstücke eingesetzt, die beim Zusammenpressen der Schellenhälften infolge der Keilwirkung von oben und unten in senkrechter Richtung auf das Seilbündel drücken. Da die Seile im Bündel in waagerechten Reihen liegen, kann der auf Ober- und Unterseite ausgeübte Druck sich gleichmäßiger über den Querschnitt verteilen als der unmittelbar waagerecht wirkende Druck der Schellenhälften. Durch die Keilwirkung wird die Pressung erhöht und durch die in den Keilflächen wirkende Reibung das Lockern der Schellenverbindung verhindert. Die Schellenhälften tragen je einen Zapfen, an den die Hängestäbe mit Flachbändern, die ihrerseits ein segmentartiges Stahlgußstück mit einem Augenlager tragen, angreifen.

Die beiden Schellenhälften werden durch Verbindungsbolzen zusammengehalten. Entsprechend dem aus dem seitlichen Angriff der Flachbänder sich ergebenden Biegemoment sind die Bolzen im oberen Flansch stärker bemessen als im unteren.

Die Seilrillen in den Schellen und in den Druckkeilen sind wegen der in den Schellen vorhandenen Ablenkung der Kabelachse gekrümmt ausgeführt. Die Pfeilhöhe der Seilkrümmung innerhalb der 1,2 m langen Schelle beträgt etwa 5 mm. Die Rillen sind nicht bearbeitet, damit die rauhe Gußhaut zur Vergrößerung der Reibung bestehen bleibt. Sie sind besonders sorgfältig eingeformt und wurden nach dem Abgießen mit Schablonen nachgemessen. Alle groben Unebenheiten, die das Anliegen der Seile an der Schellenwandung beeinträchtigen konnten, wurden durch Nachschleifen entfernt und geglättet.

Bei der rechnerischen Untersuchung des auf die Schellenwandung wirkenden Reibungsdruckes wurde die Annahme gemacht, daß auf Ober- und Unterseite des Kabelbündels ein Druck ausgeübt wird, der sich durch die Berührungslinien der Seile über den Querschnitt fortpflanzt (vgl. Abb. 30a).

An einem Seil der oberen, äußeren Reihe greifen dann die Druckkräfte  $\frac{D}{2} + 2D' = 1,08D$  an, wobei  $D' = \frac{D}{4 \cdot \cos 30^\circ}$ ; damit konnte für die am Umfang eines solchen Einzelseiles wirkende Reibungskraft gesetzt werden:  $R_K = 1,08 \varphi_K D$ . An dem in der Mitte des ganzen Bündels liegenden Seil greifen die Druckkräfte  $4D' = 1,15D$  an. Die am Umfang dieses Seiles wirkende Reibungskraft wird danach um ein geringes höher liegen als bei den äußeren Seilen. Betrachtet man nun die am ganzen Bündel wirkenden Druckkräfte, und nimmt man an, daß der von den Schellenhälften unmittelbar ausgeübte waagerechte Druck  $D_H$  nur so weit wirksam ist, als er das Ausweichen der mittleren Seilage verhindert (Abb. 30b), so erhält man aus der Zusammenzählung der am äußeren Umfang des Kabelbündels wirkenden Druckkräfte:  $4D + 2D_H$ , wobei



$D_H = 2 \cdot \frac{3}{4} \cdot D \cdot \text{tg } 30^\circ = 0,866 D$ . Es ist also die im ganzen Umfang des Kabelbündels wirkende Reibungskraft:  $R_S = 5,73 \varphi_S D$ ; nimmt man zunächst die Reibungsziffer zwischen den Seilen und den Schellenwandungen und diejenige zwischen den Seilen unter sich gleich groß an, so ergibt sich, daß der wirksame Reibungsdruck etwa  $\frac{5,73}{1,08} \approx 5,3$ mal so groß ist als der auf ein einzelnes Seil wirkende Druck.

Um die Größe der Reibungsziffer zu bestimmen und um hieraus die erforderliche Vorspannung der Kabelschellen zu ermitteln, wurden mit einer Probeschelle und 37 je etwa 3 m langen Seilstücken unter einer Druckwasserpresse in der Werkstatt Gleitversuche vorgenommen. Hierbei war es indessen nicht durchführbar, das ganze Seilbündel aus der Schelle herauszuziehen, und es wurden daher unter verschieden starken Pressungen der Schelle einzelne Seile, von denen eins am äußeren Umfang, eins in der Mitte des Bündels lag, herausgezogen. Dabei wurde die erforderliche Zugkraft durch Manometermessungen bestimmt. Durch die oben angegebene theoretisch ermittelte Beziehung zwischen der Pressung des Einzelseiles und derjenigen des Seilbündels konnten daraus Rückschlüsse auf die Reibung des Seilbündels in der Schelle gezogen werden.

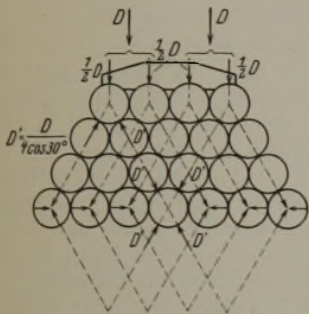


Abb. 30a.

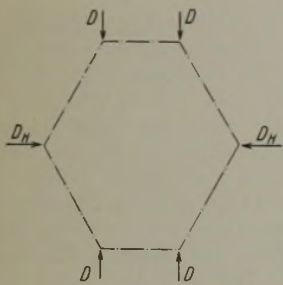


Abb. 30b.

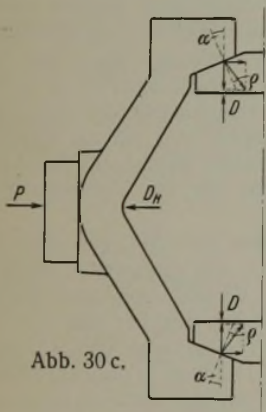


Abb. 30c.

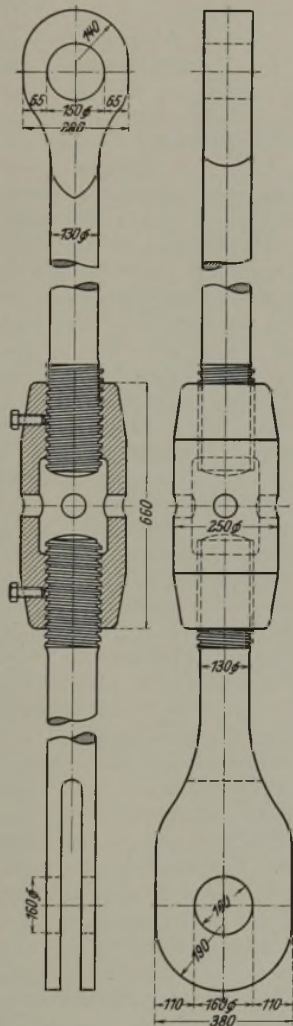


Abb. 31. Einzelheiten der Hängestangen.

in einem Bericht über die Delaware-Brücke die durch Versuche ermittelte Reibungsziffer für  $\varphi = 0,3$  an. Es ist zu berücksichtigen, daß die amerikanischen Kabel aus Parallelrunddrähten bestanden, die sich in der Querrichtung stark zusammendrücken lassen, so daß das Kabel zu beiden Seiten der Schelle etwas dicker ist als unter der Schelle selbst. Daher tritt einer Verschiebung der letzteren außer der Reibung auch noch eine Keilwirkung entgegen. Demgegenüber sind die verschlossenen Kabel der Rheinbrücke Köln—Mülheim schon durch die Art ihrer Herstellung sehr fest, also nur wenig zusammendrückbar und außerdem an der Oberfläche sehr glatt. Auch durch die Abrundung der Rillenden tritt ein Eindringen der Kanten in die Kabel nicht auf.

Es erschien unbedenklich, für die Bestimmung des erforderlichen Pressendruckes mit einer Reibungsziffer von 0,12 zu rechnen. Damit ergibt sich für die am Umfang des Kabelbündels wirkende Reibungskraft der Wert:  $R_S = 5,73 \cdot 0,12 D = 0,688 D$ , und hieraus konnte bei gegebener Reibungskraft auf den notwendigen Druck  $D$  geschlossen werden. Es ist dann nämlich:  $D = 1,45 R_S$ . Dieser Druck wird durch die Keilwirkung der oberen und unteren Druckplatte beim Zusammenpressen der beiden Schellenhälften erzeugt. Für den notwendigen Pressendruck kann man angenähert setzen (vgl. Abb. 30c):  $P = 2D (\text{tg } \alpha + \text{tg } \varphi) + D_H$ . Bei einem Keilneigungswinkel  $\text{tg } \alpha = \frac{1}{5}$  einer Keilreibung  $\text{tg } \varphi = \frac{1}{7}$  und  $D_H = 0,866 D$  ergibt sich  $P = 1,55 \cdot D = 1,55 \cdot 1,45 \cdot R_S = 2,25 R_S$ . Die Sicherheitszahl gegen das Abgleiten der Schelle am Kabel wurde zu  $n = 1,5$  angenommen. Wird mit  $K$  die Seitenkraft des Hängestangenzuges in der Richtung der Kabelachse bezeichnet, so ist der erforderliche Pressendruck  $P = 1,5 \cdot 2,25 K = 3,375 K$ . Beispielsweise ergibt sich für die Schelle neben dem Pylon  $P = 280 t$ .

Hängestangen. Die Hängestangen, die die Verbindung des Tragkabels mit dem Versteifungsträger vermitteln, sind Rundstäbe aus geschmiedetem Stahl von 130 mm Durchm. mit Spannschloßverbindungen, die zur genauen Einstellung der Länge beim Einbau verwendet werden (Abb. 31). Sie enden beiderseits in geschmiedeten und bearbeiteten Köpfen mit Augenlagern. Die Gewinde sind nicht in den Querschnitt eingeschnitten, sondern durch entsprechende Verdickung des Schaftes aufgesetzt, um den Stabquerschnitt nicht größer erscheinen zu lassen als notwendig. Die Gewinde haben einseitig trapezförmigen Querschnitt mit rechtwinklig zur Stabachse liegender Druckfläche, eine Anordnung, die hinsichtlich der Übertragung der Kräfte am zweckmäßigsten ist. Die Berechnung der einzelnen Teile der Hängestangen geschah für eine größte Zugkraft  $\text{max } V = 218,1 t$ ; die Länge zwischen den Augen beträgt bei der längsten Hängestange 32,52 m, bei der kürzesten 2,18 m. Bei den in Brückenmitte liegenden kurzen Hängestangen ist jeweilig ein Spannschloß in der Mitte angeordnet, bei allen übrigen Hängestangen (Knoten 9—18) sind, um die mit den Augen versehenen Enden innerhalb bestimmter Grenzlängen zu halten, zwei Spannschlösser (je eins oben und unten) angeordnet. Bei den ganz langen Hängestangen (Knoten 9—12) wurde in der Mitte noch ein drittes Spannschloß eingeschaltet. Die größte Länge der einzelnen Rundstäbe mit beiderseitigem Gewinde beträgt rd. 14,8 m. Alle Teile der Hängestangen sind aus Schmiedestahl hergestellt.

## 2. Pylonen.

Die Höhe der Portalpfosten beträgt vom Lagergelenkpunkt auf dem Uferpfeiler bis zum Knickpunkte der Kabelachse 50,4 m. Jeder der vier Pfosten überträgt an ständiger Last und Verkehrslast einschließlich Stoßzuschlag einen Druck von 6743 t. Im Gegensatz zu den Turmpfeilern der bekannten amerikanischen Hängebrücken sind hier die Portalstützen pendelnd gelagert, um Biegemomente der Pfosten in der Hauptträgerebene und wechselnde Beanspruchung des Baugrundes durch solche Biegemomente möglichst zu vermeiden.

In der Brückenachse gesehen, verbreitern sich die Pylonenpfosten von 2,600 m am Fuß auf 3,188 m am Kopf, während sie sich in der Brückenansicht von 3,500 auf 3,000 m verjüngen. Bemerkenswert sind die Portale insbesondere durch die Form der Querverbindungen, die nur aus einem 5 m hohen, parallelgürtigen, nahe den Pylonenköpfen an die Pfosten angeschlossenen Riegel bestehen. Auf diesen Riegel ist ein Stabeisengeländer aufgesetzt, das den harten oberen Abschluß mildert, aber zugleich auch das Begehen der durch das Innere der Pfosten zugänglichen Gurtfläche ermöglicht.

Die Pylonenpfosten sind in der Portalebene mit dem Riegel biegefest verbunden und an den Fußpunkten frei drehbar gelagert. Da diese Auflagerung für den Verlauf der inneren Kräfte bei waagerechter Querbelastung der Brücke und für die seitliche Stabilität des ganzen Portalrahmens nicht gerade günstig ist, hätte es nahegelegen, die Stützlager nicht als Punkt-, sondern als Linienkipplager auszuführen, um auch am Fuß eine gewisse Einspannung der Pfosten in der Portalebene zu erzielen. Der Grund dafür, daß dieses Mittel zur besseren Verteilung der inneren Kräfte und zur Verminderung der Knickgefahr nicht angewendet wurde, liegt darin, daß hierbei der untere Teil der Pfosten besonders steif und

Die Versuche ließen zunächst erkennen, daß die Reibung der Seile in der mittleren waagerechten Reihe wesentlich größer war als diejenige unmittelbar unter den Druckkeilen. Dies ließ darauf schließen, daß der Druck nicht, wie die Rechnung voraussetzte, durch die Druckkeile allein auf das Bündel übertragen wurde, sondern zum großen Teil von den Schellenhälften unmittelbar auf die waagerechten Seillagen wirkte. Bei der Ausführung wurde dies dadurch vermieden, daß die Schelle mit Rücksicht auf ihre Verbiegung und die Formänderung des Seilbündels so verzerrt wurde, daß die waagerechte Diagonale einige Millimeter länger war als die anderen Diagonalen, so daß der Druck nun im wesentlichen durch die Druckkeile übertragen wird. Die Versuche ergaben eine scheinbare Reibungsziffer zwischen Seil und Schellenwandung von  $\varphi = 0,1$ , während diejenige zwischen Seil und Seil sich zu etwa  $\varphi = 0,15$  ergab. Im Vergleich mit den Ergebnissen amerikanischer Versuche über die Schellenreibung erscheinen diese Werte niedrig. So gibt Schachenmeier



biegungsfest hätte ausgebildet werden müssen. Dies war indes nicht angängig, weil die Pfosten gerade hier zwecks Durchführung der Versteifungsträger durchbrochen werden mußten. Die Anordnung einer unteren Querverbindung zwischen den Portalfüßen unterblieb wegen der außerordentlich ungünstigen Einwirkung der Wärmeänderung eines solchen Riegels auf die hochbelasteten festen Fußlager.

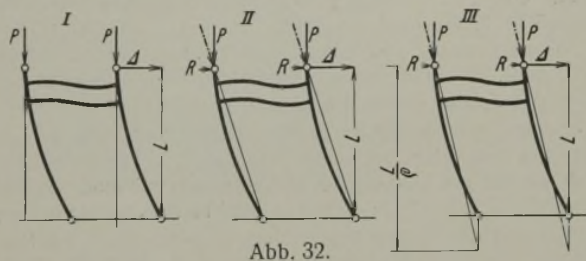


Abb. 32.

Sowohl die Stabilität als auch die Beanspruchungen der Pfosten und des Riegels sind in hohem Maße von der Größe der rückhaltenden Kraft abhängig, die bei einer seitlichen Ausbiegung vom Kabel auf das Portal ausgeübt wird. Diese Kraft  $R$  wirkt waagrecht, entgegengesetzt der Richtung der Ausbiegung, und wächst mit zunehmender Größe derselben. Der lotrechte Kabelstützdruck  $P$  und die Rückhaltekraft  $R$  geben eine Mittelkraft, deren Neigung gegen die Lotrechte mit  $R$  veränderlich ist. Der Einfluß der Größe dieses Neigungswinkels wird klar aus dem Vergleich der Figuren I bis III der Abb. 32. Während Figur I etwa dem Knickfall mit einer Halbwellenlänge von  $2L$  entspricht, ist im Falle II die Länge der Halbwellenlänge nur  $L$ , die Knicklast mithin im elastischen Bereich etwa das Vierfache derjenigen im Falle I. Fall III liegt hinsichtlich der Wellenlänge zwischen I und II. Um diesen Fall zu kennzeichnen, wird ein Stützbeiwert  $\rho$  eingeführt, der so bestimmt wird, daß der Kabelstützdruck die Lotrechte durch den Fußpunkt im Abstand  $\frac{L}{\rho}$  vom Pfostenkopf schneidet. Der Beiwert  $\rho$  läßt sich ausdrücken durch

$$\rho = \frac{L}{\Delta} \cdot \frac{R}{P},$$

worin  $L$  die Portalhöhe,  $\Delta$  die waagerechte Ausbiegung des Pfostenkopfes,  $P$  und  $R$  die lotrechte und waagerechte Seitenkraft des Kabelstützdruckes bezeichnen. Im Falle I ist  $\rho = 0$ , im Falle II  $\rho = 1$ , im Falle III  $0 < \rho < 1$ . Für Werte  $\rho > 1$  würden die Portalpfosten ohne Berücksichtigung der Portalsteifigkeit allein durch das Kabel standsicher sein, während bei  $\rho < 1$  die Steifigkeit des Portals für die Stabilitätsfrage in Betracht gezogen werden muß.

#### Bauliche Durchbildung der Pylonen.

Einen Überblick über die bauliche Durchbildung der Pylonen gibt das Gesamtbild Abb. 33. Die Pfosten werden aus vier in der Portalebene angeordneten Stegen und beiderseitigen breiten Gurtplatten zusammengesetzt. Sie bilden so einen kastenförmigen, aus drei Kammern bestehenden Querschnitt, dessen Stegblechwände durch zwei Fachwerk-Längsschotte in den äußeren Kammern gegenseitig ausgesteift sind. Vollwandige Querschotte sind in etwa 3 m Abstand angeordnet. Alle Innenräume sind durch eingebaute Leitern und Mannlöcher von unten zugänglich. Durch das Innere des Pfostens wird auch der Innenraum und die Gurtfläche des Portalriegels zugänglich gemacht. Die Anordnung der Längs- und Querstöße geschah so, daß bei der Montage die äußeren Kasten fertig vernietet zur Baustelle geschafft und aufgesetzt werden konnten.

Bei der Untersuchung der Knicksicherheit der Wandlungsbleche wurde für die einzelnen Felder freie Auflagerung in der Nietnaht angenommen. Es wurde Wert darauf gelegt, die Sicherheitsgrade in den Gurtplatten größer zu halten als diejenigen in den Stegplatten, weil jene durch die Biegemomente am stärksten beansprucht und für die Steifigkeit des Bauwerks besonders wichtig sind. In allen Fällen ist die Sicherheit der Wandbleche gegen Ausbeulen wenigstens gleich derjenigen der Pylonen selbst.

Den unteren Teil der Pylonenpfosten zeigt Abb. 34, in der die Durchdringung durch den Versteifungsträger und den Querträger 8 dargestellt ist. Besondere Sorgfalt erforderte die konstruktive Durchbildung des Überganges der unteren aufgelösten Rahmenteile in den geschlossenen Querschnitt des oberen Teiles.

Die Pylonenfußlager (vgl. Abb. 34) sind Kugelschalen-Kipplager mit rechteckigen Grundplatten. Deren Abmessungen sind  $3710 \times 2860$  mm. An den hohlen zylindrischen Mittelteil schließen acht strahlenförmig angeordnete Rippen an. Die Biegemomente und Beanspruchungen wurden für die ungünstigsten Lagen der möglichen Bruchfugen untersucht.

Infolge der Auflösung des Pylonenfußes in vier getrennte Querschnitte, die durch den oberen Stahlkörper zu einheitlicher Wirkung zusammengefaßt werden müssen, ergeben sich für diesen große Biegemomente.

Die Versteifung geschieht auch hier durch radial angeordnete Rippen, außerdem werden die Ränder der  $3510 \times 2700$  mm großen Platte durch wulstartige Rippen versteift, so daß die auf die Ecken wirkenden Einzellasten sich auch parallel zur Lagerkante verteilen und auf die Tragrippen übertragen können.

Geen waagerechte Verschiebung ist jeder der vier Hauptquerschnitte des Pylonenpfostens außer durch die Reibungskraft noch durch einen kreisrunden Nocken von 200 mm Durchm., der in die die Einzelpfosten paarweise verbindenden Fußplatten eingreift, gesichert. Der Mittelteil der Lagerplatte trägt das innerhalb der Pylonen angeordnete Auflager des Versteifungsträgers.

Die Sohlenflächen der Unterteile sind glatt gehobelt und mit Hartbleiplatten unterlegt. Sie ruhen auf den sehr sorgfältig abgeglichenen und geplätteten Eisenbetonquadern der Pylonenpfeiler auf. Die größte Kantenpressung in der Lagerfuge beträgt  $81 \text{ kg/cm}^2$ .

Die Kabelsättel auf den Pylonen sind Rippenkörper, deren Einzelausbildung aus Abb. 33 zu ersehen ist. Der eigentliche Tragsattel besteht aus zwei Teilen, die miteinander verschraubt sind. Die ebenfalls zweiseitige Abschlußklappe wird auf die Tragsattel aufgepreßt und verschraubt, um die Einzelseile gut zusammenzufassen.

### 3. Versteifungsträger.

#### Allgemeines und statische Wirkung.

Der Versteifungsträger erstreckt sich über die ganze Länge der Strombrücke, d. h. über die beiden Seitenöffnungen von je 91,03 m Stützweite und die Mittelöffnung von 315 m Stützweite (vgl. Abb. 1, S. 683). Seine Aufgabe ist, wie bei allen Hängebrücken, konzentrierte oder ungleichmäßige Belastungen so zu verteilen, daß die Belastung der Hängegurtung eine gleichmäßige wird. Diesen Zweck hat er im vorliegenden Falle aber nur in der Mittelöffnung zu erfüllen, da er nur hier mittels der Hängestangen in Abständen von 11,13 m mit dem Kabel in Verbindung steht. Der Abstand von der Pylonenmitte bis zur ersten Aufhängung beträgt 12,81 m, um mit Rücksicht auf die Breite der Pylonenpfosten die Einteilung der Fache möglichst gleichmäßig erscheinen zu lassen.

In den Seitenöffnungen wirkt der Versteifungsträger dagegen als Kragbalken, indem von der Mittelöffnung in jede Seitenöffnung ein Kragarm von 13,12 m Länge vorgestreckt ist. Ein Gelenk am Ende des Kragarms dient zur Auflagerung des übrigen Teils der Seitenöffnung von  $7 \times 11,13 \text{ m} = 77,91 \text{ m}$  Stützweite. In der Mitte der Hauptöffnung ist ein Gelenk eingeschaltet, welches dazu bestimmt ist, für die Wirkung der gesamten ständigen Last einen statisch bestimmten Zustand herzustellen. Außerdem sind diese drei Gelenke nötig, da die Trägerscheiben bei der Montage zur Herstellung der Verbindung zwischen Kabel, Hängestangen und Versteifungsträger ziemlich große Drehungen gegeneinander, nämlich um etwa  $\frac{1}{30}$  vollziehen müssen. Der Stoß am Gelenk in der Mittelöffnung wird nach Aufbringung der gesamten ständigen Last biegungsfest vernietet. Die Gelenke in den Seitenöffnungen bleiben dauernd offen. Für Verkehrslast ist das System somit einfach statisch unbestimmt.

Die zweite wesentliche Aufgabe des Versteifungsträgers besteht in der Aufnahme des waagerechten Zuges des Kabels, welches im Versteifungsträger verankert ist. Der lotrechten Komponente des Kabelzuges wirkt der Auflagerdruck des Versteifungsträgers und ein am Ende des Versteifungsträgers in die Fahrbahn eingebauter Ballast aus Beton entgegen. Der Rest der lotrechten Kraft wird von der Verankerung des Trägers im Ankerpfeiler aufgenommen.

Der Versteifungsträger ist am Ende über den Auflager- bzw. Verankerungspunkt noch um 9,77 m verlängert, um genügenden Raum für die Seilverankerung zu gewinnen. Diese Verlängerung wird zugleich für die Unterbringung des Ballastes ausgenutzt, welcher sich vom Verankerungspunkt aus einerseits über diese Verlängerung von 9,77 m erstreckt und andererseits um eine Fachlänge = 11,130 m in die Seitenöffnung hineinreicht. Das Ballastgewicht (einschließlich des dazu zu rechnenden Gewichtes des überhängenden Endes der Eisenkonstruktion) ist so verteilt, daß sein Schwerpunkt in die Verankerungslotrechte fällt.

Die größte vom Versteifungsträger aufzunehmende waagerechte Kraft beträgt je Träger  $\max H_{g+q+p} = 7055 \text{ t}$ . Die „Drucklinie“ geht in der Seitenöffnung durch den Schnittpunkt der Kabelachse mit der Lotrechten durch den Ankerpunkt und den Mittelpunkt des Gelenkes in der Seitenöffnung. Sie verläuft in der Mittelöffnung entsprechend den Hängestangenkräften und sonstigen Lasten gekrümmt. Insbesondere im statisch bestimmten System geht sie durch das Mittelgelenk (vgl. Abb. 2, S. 684). Da die Schwerlinie des Versteifungsträgers im allgemeinen nicht mit der Drucklinie zusammenfällt, so wird der Versteifungsträger durch die in dieser wirkende Kraft nicht allein auf Druck, sondern auch auf Biegung beansprucht.

Durch die auf den Versteifungsträger wirkende Längskraft läßt sich der vollwandige Querschnitt verhältnismäßig gut ausnutzen. Es ist ein zweiseitiger Kastenquerschnitt gewählt worden, welcher mit seiner Ober-



kante bis auf Brüstungshöhe reicht. Die Stegblechhöhe beträgt im allgemeinen 6,0 m, wächst aber nach den Auflagern in den Pylonen zu bis auf 8,38 m an. Die Länge der Ausrundungskurve am Untergurt erstreckt sich in den Seitenöffnungen über je drei, in der Mittelöffnung über je vier Felder. In der Nähe des Verankerungspunktes und an dem überhängenden Ende ist die Höhe ebenfalls wegen des Einbaues der Verankerung der Seile in den Versteifungsträger vergrößert. Die Stegblechoberkante verläuft in einem Abstände von 1,20 m parallel zur Fahrbahnoberkante, und zwar von den Verankerungspfeilern bis zum Pylon in einer Geraden mit der Neigung 1:47,3, in der Mittelöffnung in einer tangential anschließenden Parabel mit dem Pfeil von 1,664 m. Die Bogenlinie des Untergurtes in der Mittelöffnung hat einen Pfeil von 4,044 m.

Einzelheiten im normalen Teil und rechnerische Untersuchung des Versteifungsträgers.

Der Grundquerschnitt des Versteifungsträgers wird aus den beiden im Mittenabstande von 880 mm liegenden, 20 mm starken Stegblechen, den hierauf beiderseits oben und unten aufgelegten Beilagen 600·10 mm und je vier Gurtwinkeln 200·200·18 mm oben und unten gebildet (vgl. Abb. 35). Auf den Gurtwinkeln liegen die Gurtplatten 670·18 mm von je nach Bedarf wechselnder Zahl (vgl. die Materialverteilung, Abb. 36). Im Obergurt ist zwischen den Gurtplatten der beiden Querschnittshälften eine Fuge von 10 mm gelassen und diese durch eine doppelte Längslasche gedeckt. Die Gesamtbreite des Obergurtes beträgt 1350 mm. Im Untergurt bleibt zwischen den Gurtplatten ein Abstand von 400 mm für die Zugänglichkeit des Innenraumes.

Die Stegbleche haben bei 6 m Höhe eine mittlere Längsnaht erhalten, bei größerer Höhe zwei Längsnahte. Der Querschnitt des Trägers konnte somit für Versand und Montage in vier Teile zerlegt werden. Soweit dies mit Rücksicht auf die Tragfähigkeit der

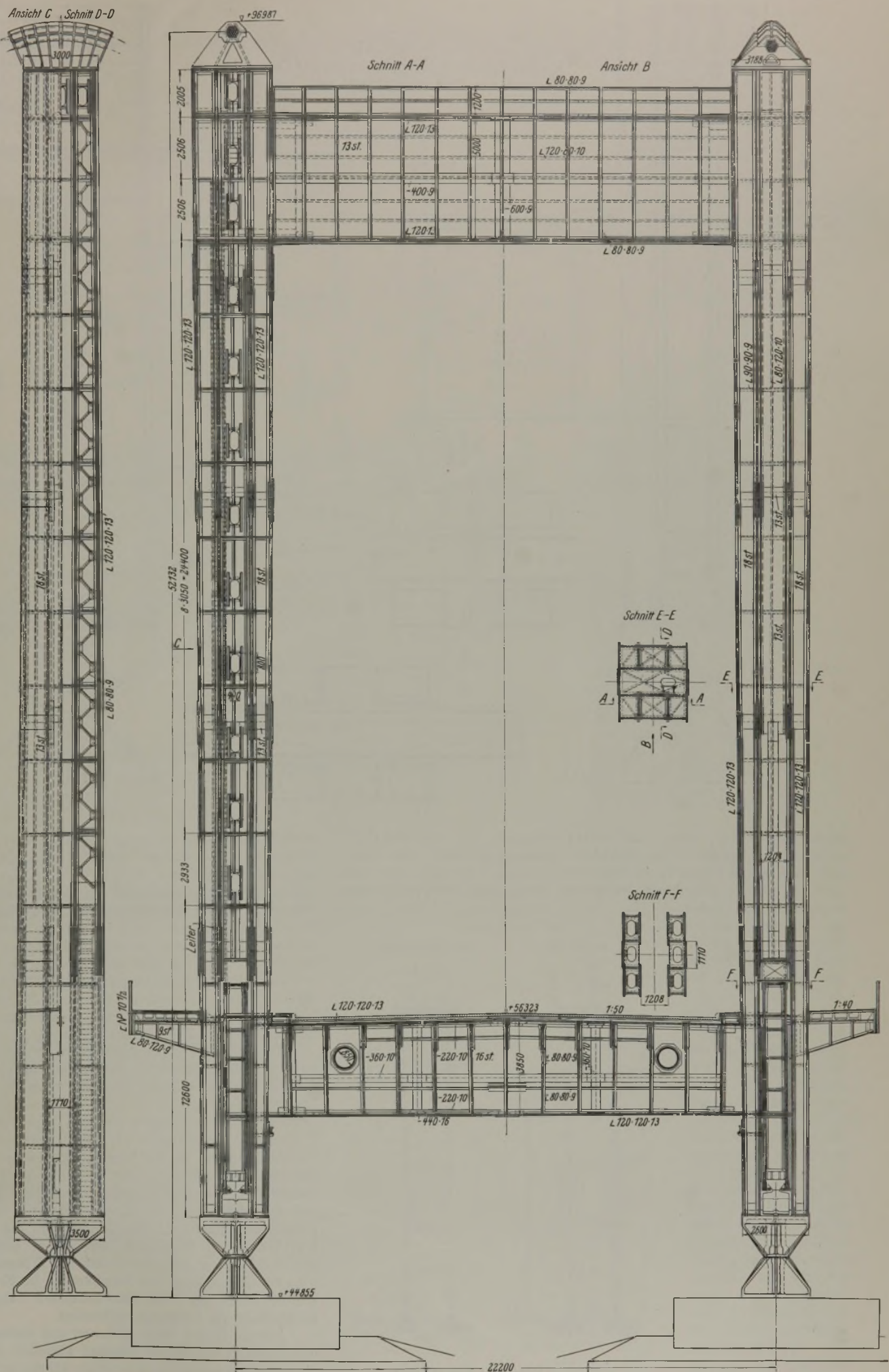


Abb. 33. Brückenquerschnitt am Pylonenpfeiler.







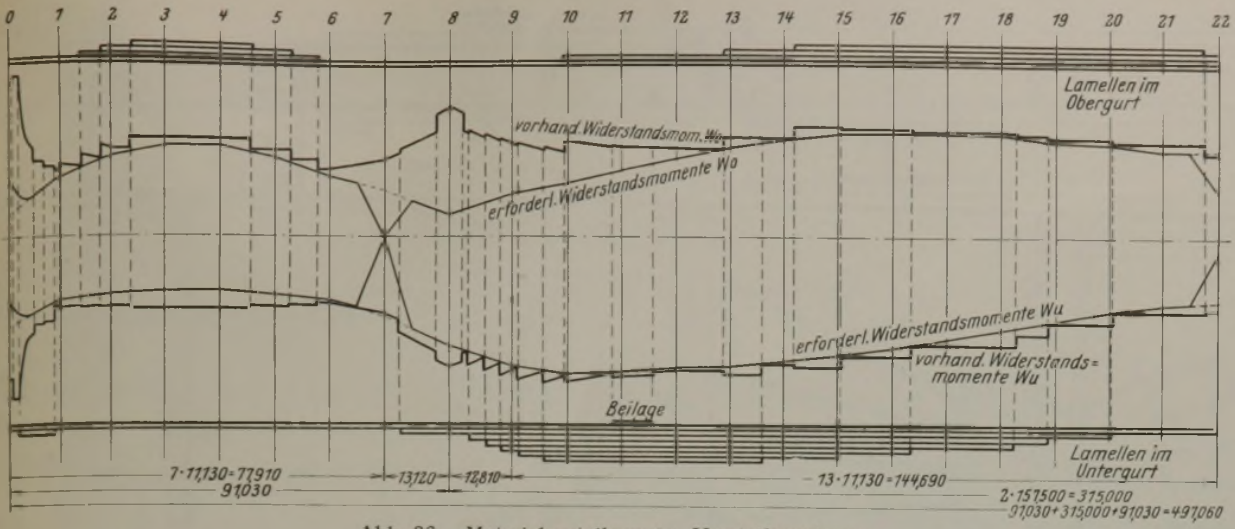


Abb. 36. Materialverteilung im Versteifungsträger.

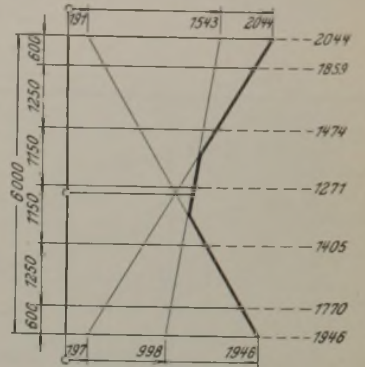


Abb. 37. Spannungen im Querschnitt bei Punkt 16.

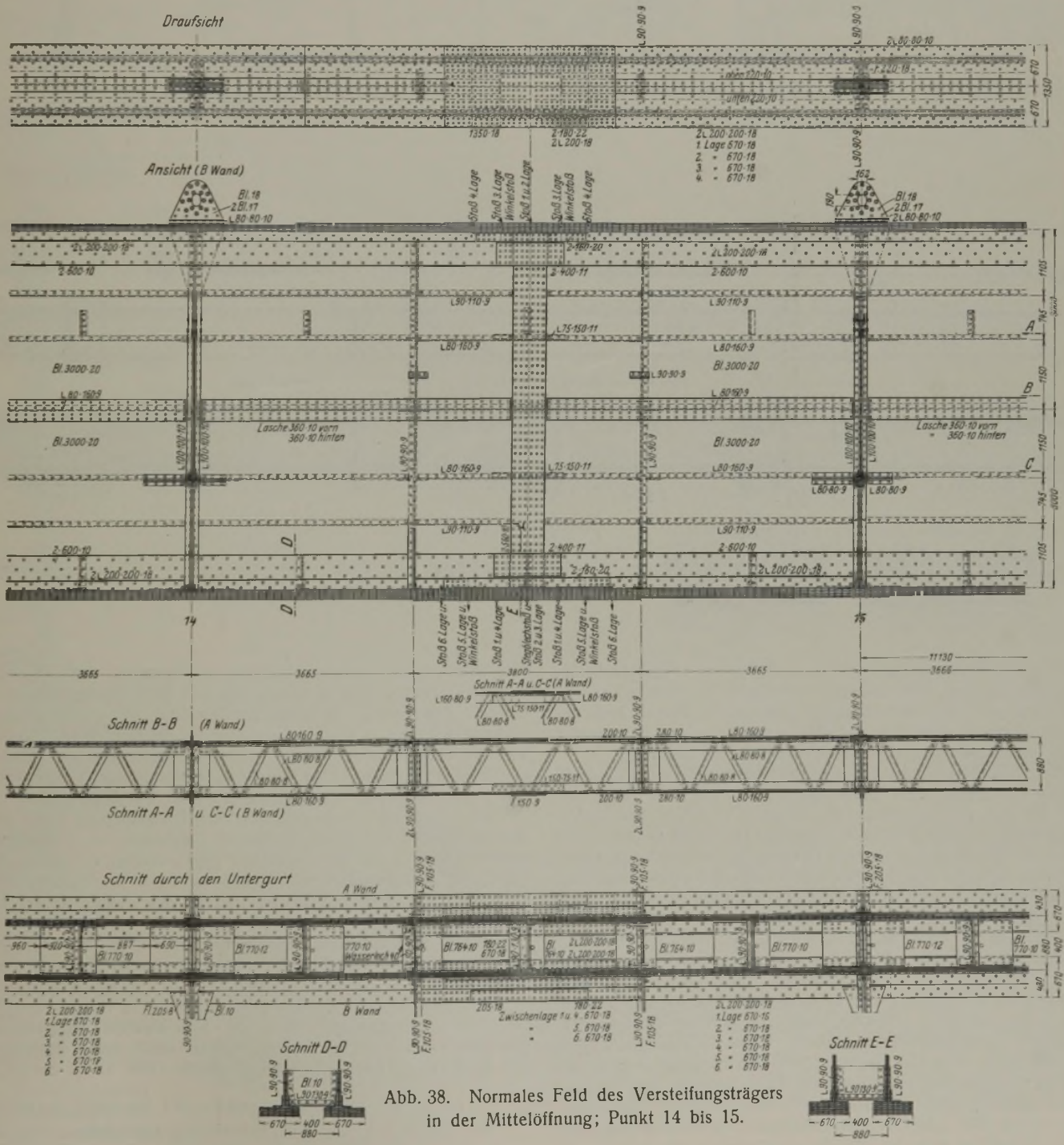


Abb. 38. Normales Feld des Versteifungsträgers in der Mittelöffnung; Punkt 14 bis 15.



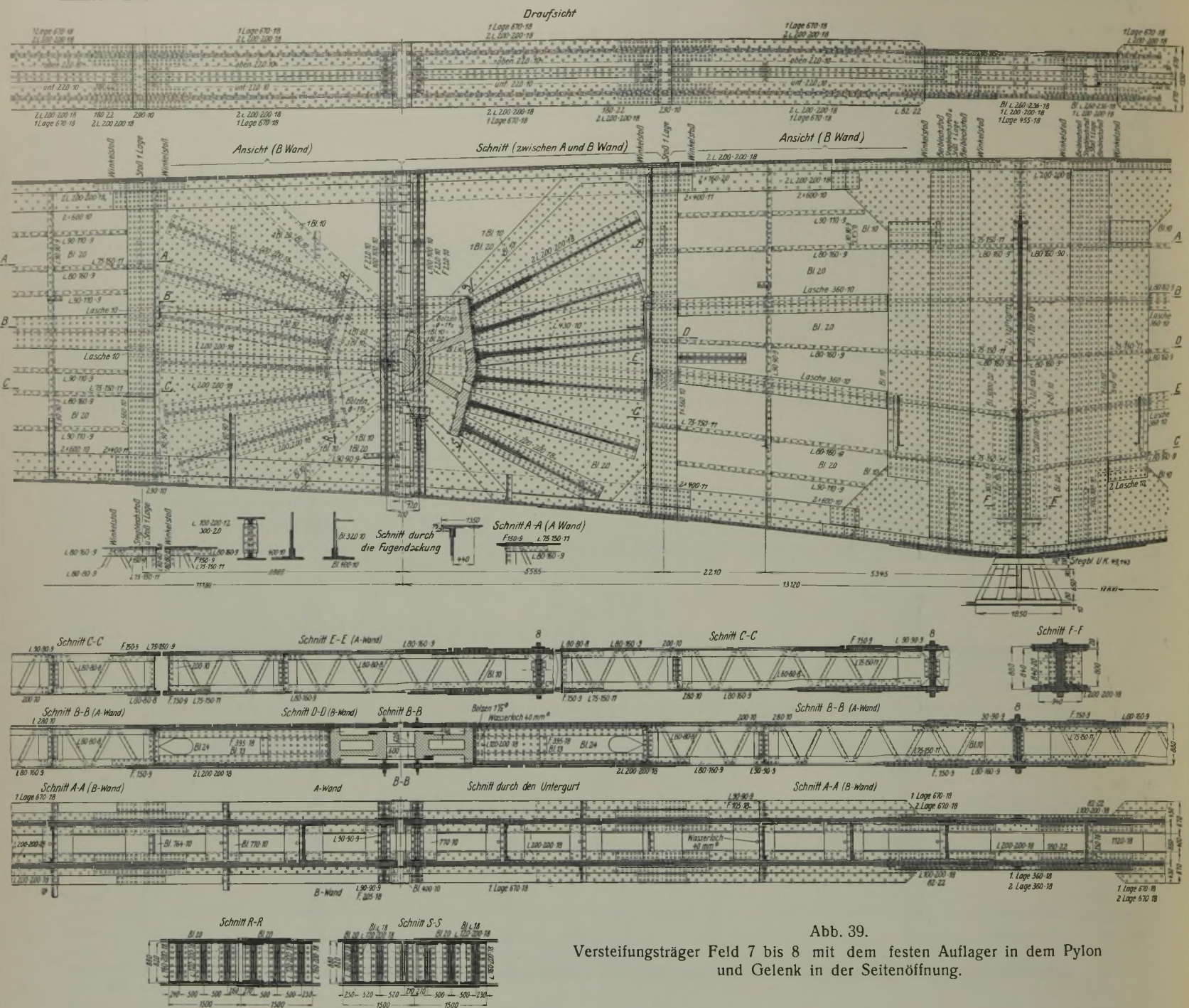


Abb. 39.  
Versteifungsträger Feld 7 bis 8 mit dem festen Auflager in dem Pylon  
und Gelenk in der Seitenöffnung.

Alle Teile des Versteifungsträgers sind zugänglich ausgebildet, um die Unterhaltungsarbeiten ordnungsgemäß ausführen zu können. Dementsprechend erhielten die vollwandigen Querschotte Mannlöcher, um von einer Abteilung des Versteifungsträgers in die benachbarten gelangen zu können. Die Längsschotte erhielten eine leichte Vergitterung.

Die hohen Stegblechwände des Versteifungsträgers sind danach in jedem zwischen zwei Querträgern liegenden Felde durch einen Rost ausgesteift, der aus den drei durchlaufenden Längsschotten und den beiden im Felde liegenden Zwischenquerschotten besteht. Die Zwischenquerschotte stützen sich auf die obere und untere Gurtung des Versteifungsträgers, die Längsschotte auf die Hauptquerschotte in den Knotenpunkten und auf die Zwischenquerschotte. Nimmt man ein seitliches Ausweichen des ganzen Versteifungsträgers zwischen zwei Knotenpunkten, d. h. zwischen zwei Querträgern an, so bildet sich eine Wellenlinie, deren Wendepunkte an den Querträgern liegen. Was den einzelnen, durch die Längsversteifungen gebildeten Zonen an Druckkraft zufällt, könnte an Hand der einem bestimmten Belastungsfall entsprechenden Normalspannungen, ähnlich dem in Abb. 37 dargestellten Spannungsverlauf, festgestellt werden. Der Obergurt des Versteifungsträgers und die beiden Zwischenquerschotte konnten als Vollstäbe behandelt werden; bei den Längsschotten wurde der Einfluß der Vergitterungsstäbe auf die Durchbiegung entsprechend der Engeßer-Formel für vergitterte Druckstäbe berücksichtigt. Der Untergurt mußte wegen der waagerechten Bindebleche als Rahmenstab besonderer Art behandelt werden. Die in die Rechnung einzuführenden

Trägheitsmomente wurden ebenfalls so bestimmt, daß jeweilig ein gedachter Vollstab eingeführt wurde, der nach dem Grundgedanken Engeßers für eine gleichmäßig verteilte Querbelastung die gleiche Durchbiegung aufweist wie der wirklich vorhandene gegliederte Stab. Nachdem die von den Längsschotten bei der seitlichen Ausbiegung auftretenden Querkräfte bekannt waren, konnten die Querschnitte der Vergitterungswinkel und ihre Anschlüsse festgelegt werden (vgl. Abb. 38).

Die durch die Gurtungen des Versteifungsträgers, durch die Längs- und Querschotte gebildeten Felder der Stegbleche des Versteifungsträgers wurden ebenfalls auf ihre Sicherheit gegen Ausbeulen untersucht; wo es notwendig war, wurden die Stegbleche noch durch Längswinkelisen ausgesteift, die in der Mitte des betreffenden Feldes an der Innenseite der Wandung angebracht sind.

In den Seitenöffnungen kommt für den Versteifungsträger auch noch das Ausknicken in lotrechter Richtung in Betracht; die zugehörige Knicklänge ist 77,91 m. In der Mittelöffnung kommt für das Ausknicken in lotrechter Richtung nur die jeweilige Feldlänge in Frage, wie dies bereits bei den Untersuchungen über die Köln-Deutzer Hängebrücke nachgewiesen wurde und in einem Modellversuch seine Bestätigung fand (vgl. R. Mayer, Die Knickfestigkeit, Berlin 1929, S. 111 bis 116).

Einzelheiten an den Gelenken des Versteifungsträgers.

Die Gelenke in der Seitenöffnung sind nicht in die Mitte der Stegblechhöhe gelegt, sondern etwas nach unten verschoben, weil es







gewährleistet ist. Außerdem wurden die Wandbleche des Versteifungsträgers in der Nähe der Gelenke auf der Innenseite noch durch ein weiteres Blech von 10 mm Dicke verstärkt, um eine allmähliche Überleitung der Kräfte aus den Rippen durch die Wände in die Gurtungen zu erzielen.

Das Gelenk in der Mittelöffnung ist nach den gleichen Grundsätzen ausgeführt (vgl. Abb. 42). Es ist jedoch durch Teilung der Gelenkstücke und Einlegung von Keilen noch zum Ausgleich kleiner Längenungenauigkeiten beim Zusammentreffen der von beiden Seiten aus vorgebauten Brückenhälften in der Mitte eingerichtet. Das Gelenk in der Mitte hat in der Hauptsache nur die Horizontalkraft des Kabels als ständiger Last, gleich 5112 t, aufzunehmen. Der durch die Verkehrslast entstehende Horizontaldruck von 1943 t sollte allein durch die Verlaschungen aufgenommen werden. Da diese aber elastisch nachgiebig sind, wird ein Teil dieses Horizontaldruckes auch durch das Gelenk übertragen. Zur Sicherheit wurde noch die Hälfte des Druckes von Verkehrslast auf das Gelenk gerechnet, also ein Gesamtdruck von 6084 t.

Einzelheiten am Auflager des Versteifungsträgers in dem Pylon.

Einige Besonderheiten in der Ausbildung des Versteifungsträgers sind auch am Auflagerpunkt am Pylon vorhanden (vgl. Abb. 39). Der größte Auflagerdruck für ständige Last und Verkehr beträgt 1810 t. Dieser wird von den Lagerkörpern zunächst nur auf das Querschott übertragen und von diesem durch die Nieten in die Hauptträgerwände. Um die Kraft in möglichst großer Breite auf geringe Länge überzuleiten, sind zwischen Schott und Hauptträgerwand noch breite Platten eingelegt, die unmittelbar auf dem Lager aufsitzen und von diesem und aus dem Schott Druckkräfte aufnehmen (vgl. Abb. 43). Die Überleitung der Kraft in die Trägerwände muß in der Hauptsache bis zur Höhe der Querträgerunterkante erledigt sein, da hier durch einen Schlitz im Hauptträger der Querträgeruntergurt in das Schott eingebunden und der lotrechte Anschluß des Schottes unterbrochen ist. Das 20 mm dicke Stegblech des Versteifungsträgers ist hier durch beiderseits aufgelegte 10 mm dicke Bleche verstärkt. Die Verstärkungsbleche dienen gleichzeitig zur Verlaschung der benachbarten Stegblechstöße, sind aber selbst nochmals daneben gestoßen und verlascht. Die Fortsetzung der Verstärkungsbleche ist dann nach den Gurten zu schräg in diese bzw. die Gurtbeilagen übergeführt, um eine gute Überleitung der Gurtkräfte in den Steg zu erreichen. Dies ist nötig, weil der Versteifungsträger durch den Pylon durchgeführt wird und in dem Schlitz die Breite der Gurte möglichst eingeschränkt werden mußte.

Namentlich im Obergurt sind wegen der hier noch besonders zu berücksichtigenden seitlichen Verbiegungen die überstehenden Teile der Gurtung wegzulassen, deren Kraftanteil vom Stegblech des Versteifungsträgers mit übernommen werden muß.

Der von Querträger 8 und den Versteifungsträgerschotten gebildete Halbrahmen überträgt einerseits den Auflagerdruck des Windverbandes aus der Windverbandebene in die Auflager, andererseits die unmittelbar auf den Querträger treffenden Verkehrslasten. Es treten daher größere Verbiegungen des Halbrahmens auf, mit welchen ein Kippen der Auflager in der Querrichtung verbunden ist. Um dieses seitliche Kippen sowie die Bewegung bei Durchbiegung des Versteifungsträgers in der Mittelöffnung zu ermöglichen, wäre die Anordnung eines Punktkipplagers erforderlich gewesen. Dieses würde aber wegen des geringen Unterschiedes im Halbmesser der sich berührenden Kugelflächen für die bei der Montage vorkommenden Scheibendrehungen des Versteifungsträgers nicht genügend Spielraum lassen. Es wurde daher statt dessen in das Lager ein Kreuzgelenkstück mit getrennten Kippflächen für Kippen in der Längs- und Querrichtung eingefügt. Der obere Lagerteil und das Kreuzgelenkstück sind zwischen die Wände des Versteifungsträgers eingebaut, um für das Auflager des Pylonen Höhe zu gewinnen, auf welches letztere das Versteifungsträgerlager unmittelbar aufgesetzt ist (vgl. Abb. 39).

Zu dem Auflagerdruck von 1810 t infolge ständiger Last und Verkehrs können in senkrechter Richtung aus Winddruck noch 49 t hinzukommen, so daß der größte lotrechte Auflagerdruck 1859 t beträgt. Durch den vom Querträger 8 und den Querschotten gebildeten Halbrahmen wird in der Querrichtung an jedem Lager eine waagerechte Auflagerkraft von 129 t vom Winddruck herrührend übertragen, außerdem aber noch ein Horizontal Schub von 149 t von der lotrechten Querträgerbelastung und ein solcher von 24 t für Wärmeänderung.

Von den vier Auflagern des Versteifungsträgers in den Pylonen sind drei längsbeweglich und nur eines fest. Es wurde nur ein festes Lager vorgesehen, um die waagerechten Ausbiegungen des Windverbandes ohne Zwängungen zu ermöglichen (vgl. Abb. 44 u. 45).

Die vom festen Lager in der Längsrichtung zu übertragenden waagerechten Kräfte sind:

Wind in der Längsrichtung . . . . .	75,0 t
Schrägstellung des Verankerungspendels . . . . .	60,9 t
Reibung der beweglichen Lager des Versteifungsträgers	81,4 t
zus. 217,3 t.	

Aufhängung des Versteifungsträgers.

An den durch den Querträgeranschluß gekennzeichneten Knotenpunkten des Versteifungsträgers wurden im Bereich der Mittelöffnung in die obere Gurtung Aufhängebleche eingebaut, die in der lotrechten Symmetrieebene des Versteifungsträgers liegen. Durch einen in den Gurtplatten befindlichen Längsschlitz gesteckt, übergreifen sie die an den Knotenpunkten befindlichen Hauptquerschotte und sind an die Stege dieser Querschotte angeschlossen. Der oberhalb der Gurtplatten befindliche Teil der Aufhängebleche wurde durch Blechbeilagen verstärkt und als Öse zur Aufnahme des Gelenkbolzens der Hängestange ausgebildet (vgl. Abb. 46).

Etwas abweichend davon ist die Aufhängung in Brückenmitte ausgebildet. Dort sind infolge des zuerst vorhandenen Gelenkes zwei Hängestangen dicht nebeneinander angeordnet, die an einer gemeinsamen Doppelschelle aufgehängt sind. Da hier auch das Kabel in der Querrichtung gegen Winddruck gestützt werden soll, so sind diese Hängestangen für die Übertragung von Biegemomenten in der Querrichtung eingerichtet. Der Anschluß an den Versteifungsträger ist

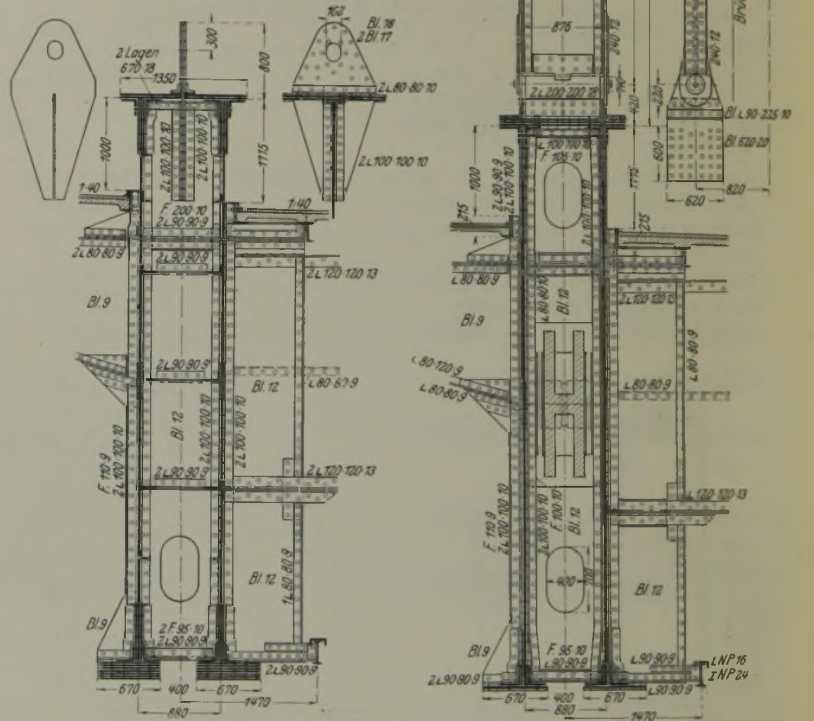


Abb. 46. Normale Aufhängung des Versteifungsträgers.

Abb. 47. Aufhängung des Versteifungsträgers am Mittelgelenk; Punkt 22.

daher zweiwandig, zusammenfallend mit den Stegblechebenen des Trägers (vgl. Abb. 47).

Über dem Obergurt des Trägers ist ein Stahlformstück mit zapfenartigen Ansätzen angebracht, die in der Hängestange ein Gelenk für Bewegungen in der Längsrichtung der Brücke schaffen.

Verankerung der Tragseile im Versteifungsträger und des Versteifungsträgers im Pfeiler.

Eine ganz neue Aufgabe, für welche noch keinerlei Vorbild vorhanden war, war an den Enden des Versteifungsträgers zu lösen, wo das Kabel in den Versteifungsträger eingeführt und dieser selbst im Pfeiler verankert wird. Hierzu kam noch erschwerend der Anschluß der Ballastquerträger mit den sehr großen Ballastgewichten (vgl. Abb. 50).

Am Ankerende war u. a. die folgende Reihe von neuartigen Aufgaben zu lösen:

Es mußten die für jede Tragwand vorgesehenen 37 Einzelseile, welche für die ganze Länge der Brücke als geschlossene Seilbündel geführt sind, zum Zwecke ihrer Verbindung mit den Enden der Versteifungsträger so weit auseinandergezogen werden, daß an den Enden jedes Seiles ein Seilkopf angebracht werden konnte.

Zwischen den Versteifungsträgerwänden waren Konstruktionsteile einzubauen, gegen welche sich die Seilköpfe zur Übertragung des Seilzuges stützen können.



Bei der Konstruktion war in besonderer Weise auf die Montage Rücksicht zu nehmen, ferner auf leichtes Einbringen der Seile, die Möglichkeit der Längenregelung der einzelnen Seile und auf schrittweisen, dem jeweiligen Bedarf des Baustadiums entsprechenden Einbau von Konstruktionsteilen.

Es war ferner zu sorgen für die Ausbildung und Unterbringung der Konstruktionsteile für die lotrechte Verankerung des Versteifungsträgers, Aufnahme der Stützdrücke der Ballastquerträger, Unterbringung genügender Querschotte zur gleichmäßigen Verteilung dieser Stützdrücke auf die beiden Wände des Versteifungsträgers und für die Aussteifung dieser unter starken Druck und Scherspannungen stehenden Blechwände. Bei der Entwicklung der ganzen Konstruktion am Ankerende war schließlich noch streng darauf zu achten, daß auch in dem engen Raum zwischen den Stegblechwänden des Versteifungsträgers alle Teile später leicht zugänglich blieben.

Die verschiedenen Aufgaben wurden in folgender Weise gelöst:

Eintrittsstelle des Kabels in den Versteifungsträger und deren Abdichtung. Das geschlossene Seilbündel durchdringt im Fache 0 bis 1 in der Nähe von Punkt 1 den Obergurt des Versteifungsträgers. Die Deckplatte des Obergurtes hat an dieser Stelle eine etwa 1,70 m lange und 0,70 m breite Öffnung, groß genug, um den verschiedenen Bewegungen des Seils nicht hinderlich zu sein, welche infolge lotrechter und waagerechter Durchhangveränderungen und infolge Ausbiegens des Pylonenportals entstehen.

Um diese große Öffnung gegen Eindringen von Regenwasser und Schmutz abzuschließen, ist über ihr eine „Regenkappe“ angebracht, welche am Obergurt des Versteifungsträgers festgenietet ist

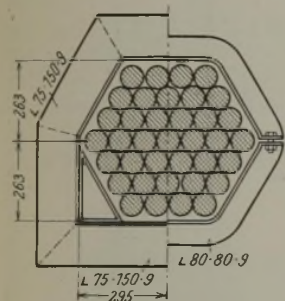


Abb. 48. Abdichtungsteile des Kabels beim Eintritt in die Regenkappe.

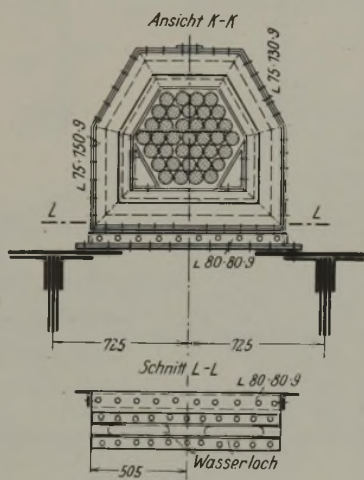


Abb. 49. Regenkappe über der Eintrittsöffnung des Kabels in den Versteifungsträger; Stirnansicht.

und das Kabel umschließt, ohne jedoch mit diesem in Berührung zu kommen (vgl. Abb. 48 u. 49).

Die eigentliche Dichtung bilden zwei an der oberen Halsmündung der Regenkappe befestigte Flanschringe in 50 mm Abstand, welche eine sechseckige Eintrittsöffnung freilassen. Zwischen beiden Flanschen der Regenkappe sitzt ein am Kabel befestigter Flansch, der in dem von den beiden Flanschen der Regenkappe geschaffenen, ringsum laufenden Schlitz so viel Spielraum hat, daß alle Bewegungen des Kabels ungehindert vor sich gehen können. Die Flanschränder übergreifen sich auch bei den größtmöglichen Bewegungen noch so weit, daß das Regenwasser vom inneren Flansch der Regenkappe abgewehrt wird, von wo es durch große Ablauflöcher unten zwischen den beiden Flanschen der Regenkappe ins Freie gelangt. Das am Kabel herunterlaufende Wasser wird durch einen am Kabel sitzenden Tropftring bereits vor der Regenkappe abgeleitet. Abb. 48 zeigt in der einen Hälfte den in der Regenkappe sitzenden Flansch am Kabel, in der anderen Hälfte den Tropftring.

Kabelkanal im Fach 0—1 des Versteifungsträgers. Das Kabel läuft von der Eintrittsstelle am Obergurt als geschlossenes Seilbündel zwischen den Stegblechwänden des Versteifungsträgers durch einen etwa 10 m langen, aus den zahlreichen Quer- und Längsschotten treppenförmig ausgesparten Kanal bis zur Auflagersenkrechten durch den Punkt 0. Über einem sattelartigen Umlenkklager beginnt hier die Auflösung des Seilbündels durch strahlenförmiges Auseinanderziehen der einzelnen Seile.

Die Auflösung des Seilbündels geschieht mit besonderer Berücksichtigung der Aufeinanderfolge bei der Montage der einzelnen Seile und bei Vermeidung ungünstiger Überkreuzungen derselben nach der in Abb. 51 dargestellten Ordnung.

Die Seilstreuung erstreckt sich über die 9,77 m weit über den Punkt 0 auskragende Verlängerung des Versteifungsträgers, an deren äußerem Rande die weiter unten noch näher beschriebene Verankerung der Seilenden angebracht ist (vgl. Abb. 52).

Feststellvorrichtung für das Seilumlenklager

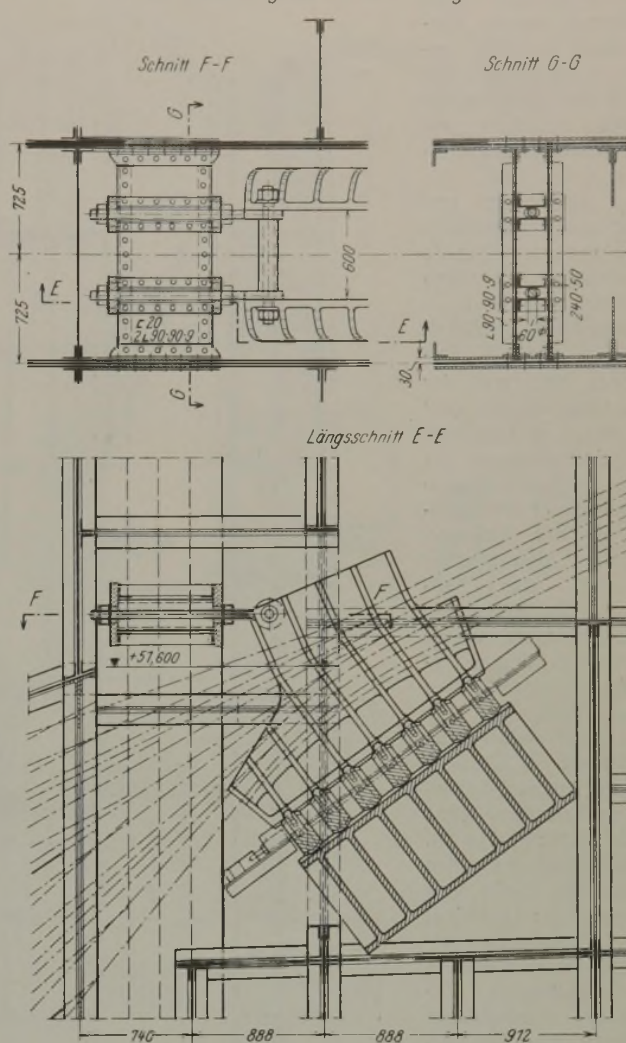


Abb. 51. Umlenkklager für das Kabel im Ankerpunkt 0 des Versteifungsträgers.

Umlenkklager. Das Seilumlenklager bei 0 ist mit Rücksicht auf die Längenänderungen der etwa 11 m langen Seilenden als bewegliches Auflager ausgebildet.<sup>1)</sup>

Es besteht aus dem unteren, zwischen die Stegblechwände des Versteifungsträgers fest eingebauten, als Rippenkörper aus Stahlguß ausgebildeten Lagerstuhl und dem darüber auf 7 Stelzen ruhenden Kabelsattel (vgl. Abbild. 53).

Das Umlenkklager wird durch die zur Umlenkung der einzelnen Seile notwendigen Kräfte (Umlenkkräfte) belastet.

Um diese Belastung möglichst klein zu halten, sind die beiden oberen Seilschichten (die Seile 1 bis 8) nach oben abgelenkt (vgl. Abb. 51); sie lagern in einem den Kabelsattel oben abschließenden Deckel (Abb. 53). Der mittlere Umlenkwinkel sämtlicher Seile und zugleich die Mittelkraft aller Umlenkkräfte ist so möglichst klein gehalten und die Konstruktion der Seilverankerung auch weniger stark

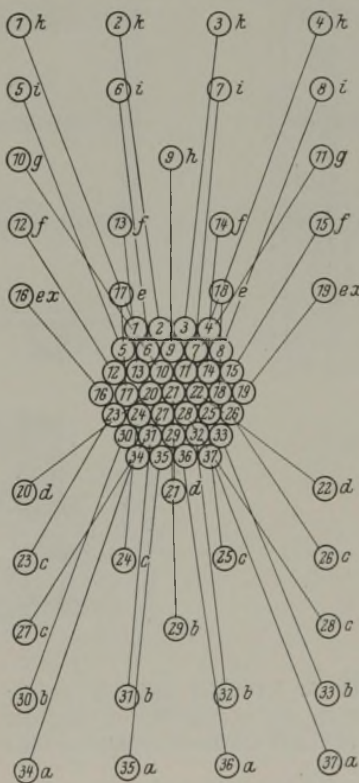


Abb. 52. Seilstreuung außerhalb des Umlenkklagers.

<sup>1)</sup> Für 11 m Seillänge ist von der Seilmontage bis zur ganzen ständigen Last  $\Delta l \approx 24$  mm für Verkehrslast  $\Delta l \approx 10$  „ zusammen max  $\Delta l \approx 34$  mm.











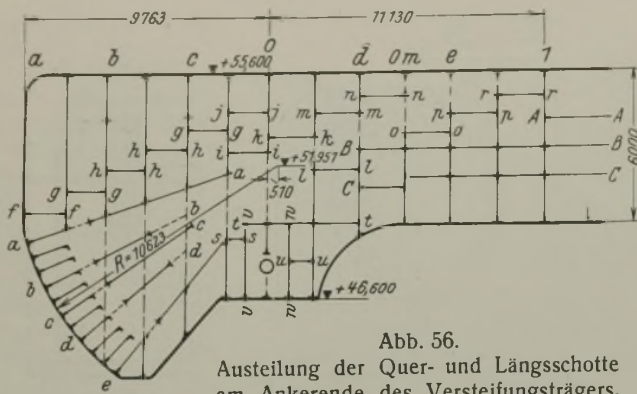


Abb. 56. Aussteifung der Quer- und Längsschotte am Ankerende des Versteifungsträgers.

gemessen, beträgt 650 mm. Er war erforderlich, um zwischen den 300 mm breiten Gurten der Stützrippen einen genügend breiten Spalt (350 mm) zu behalten, durch den bei der Montage die mit den Seilköpfen versehenen Seilenden gezogen wurden. Damit war die Höhe der Seilstreuung und die Form des die Seilverankerung aufnehmenden Versteifungsträgerendes gegeben.

Wandabstand des Versteifungsträgers im Bereich der Seilverankerung. Die Breite der Seilstreuung und der hierfür notwendige Abstand der Versteifungsträgerwände war bestimmt durch die Abmessungen der vier nebeneinanderliegenden Seilköpfe und Unterlagplatten (vgl. Abb. 55).

Der normale Wandabstand von 880 mm reicht nicht aus, um die Seilverankerung unterzubringen. Die Stegbleche sind deshalb im Feld 2-1 von 880 mm bis auf 1450 mm Mittenabstand auseinandergezogen. Von Punkt 1 bis an das Ende des Versteifungsträgers ist der Wandabstand konstant gleich 1450 mm. Den durch den Knick in der Wandung bei Knotenpunkt 1 und 2 auftretenden Kräften ist Rechnung getragen.

Aussteifung der Versteifungsträgerwände. Um für die hier besonders großen Flächen der Stegbleche des Versteifungsträgers genügende Knickfestigkeit zu erhalten, sind zwischen den Blechwänden lotrechte, längslaufende und (im Bereich der Seilstreuung) schräglaufende Schotte eingebaut. Die lotrechten und schrägen Schotte haben volle, mit Winkeln ausgesteifte Stegbleche. Die längslaufenden Schotte sind Gitterwerke, die in den Verankerungsenden des Versteifungsträgers mit Rücksicht auf den größeren Wandabstand bis zum Fach 1-2 stärker als im normalen Teil des Versteifungsträgers gebaut sind (vgl. Abb. 56 u. 57).

Die Einteilung der lotrechten Schotte ist durch die an den Querträgeranschlüssen erforderlichen Querschotte bedingt. Der Abstand der lotrechten Schotte beträgt im Fach 1-0 nur 1,866 bzw. 1,628 im Kragarm, gegen etwa 3,7 m in den normalen Fachen.

Die Stegblechdicke beträgt im eigentlichen Ankerende  $10 + 20 + 10 = 40$  mm. Die normale Wandstärke von 20 mm beginnt etwa in Mitte des Faches 0-1 an der Stelle, wo die Stegblechhöhe auf 6 m abgenommen hat.

Die Größe der freien Felder der Stegblechwände ist, soweit notwendig, durch Anbringung von kräftigen Versteifungen durchweg so gewählt, daß die kritische Spannung im Falle des Ausbeulens der Wand nicht unter die Streckgrenze des Materials herabgeht.

Lotrechte Komponenten der Seilkräfte. Die lotrechte Komponente „V“ der Seilkraft an der Verankerung des Seiles im Versteifungsträger beträgt für einen Hauptträger:

infolge ständiger Last:  $V_g = -2442$  t, infolge der Verkehrslast  $V_p' = -896$  t bei Belastung der Mittelöffnung bzw.  $V_p'' = +342$  t bei Belastung der Außenöffnungen.

An den Ankerpunkten treten somit nach oben gerichtete lotrechte Kräfte auf, deren größter Betrag  $V_{g+p}' = -2442 - 896 = -3338$  t und deren Kleinstwert  $V_{g+p}'' = -2442 + 342 = -2100$  t ist. Dieser nach aufwärts gerichteten Auflagerkraft des Kabels wirkt der Stützdruck des ganzen Versteifungsträgers in der Seitenöffnung (einschließlich Gewicht des Kabels und der Verankerungskonstruktion) mit  $A_g = +954$  tentgegen.

Die nach Abzug des Auflagerdruckes aus der ständigen Last in der Seitenöffnung noch übrigbleibende aufwärts wirkende Kraft von

$$V_{g+p} + 954 = -3338 + 954 = -2384 \text{ t bzw.} \\ -2100 + 954 = -1146 \text{ t}$$

wird teils durch das Gewicht des Ankerpfeilers, teils durch Ballast aufgenommen (vgl. Abb. 58 u. 59).

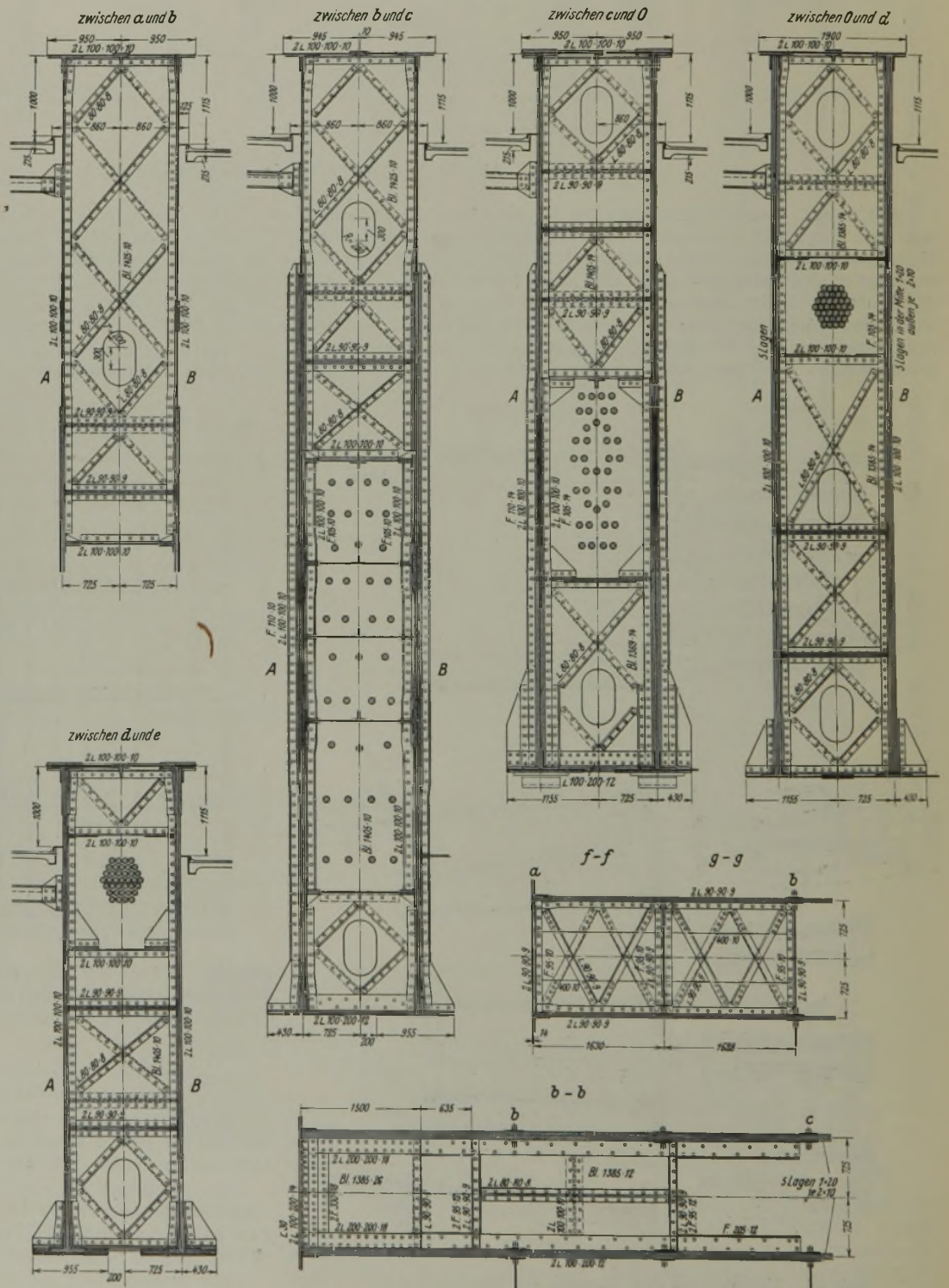


Abb. 57. Quer- und Längsschotte des Versteifungsträgers im Bereich des Ankerendes.



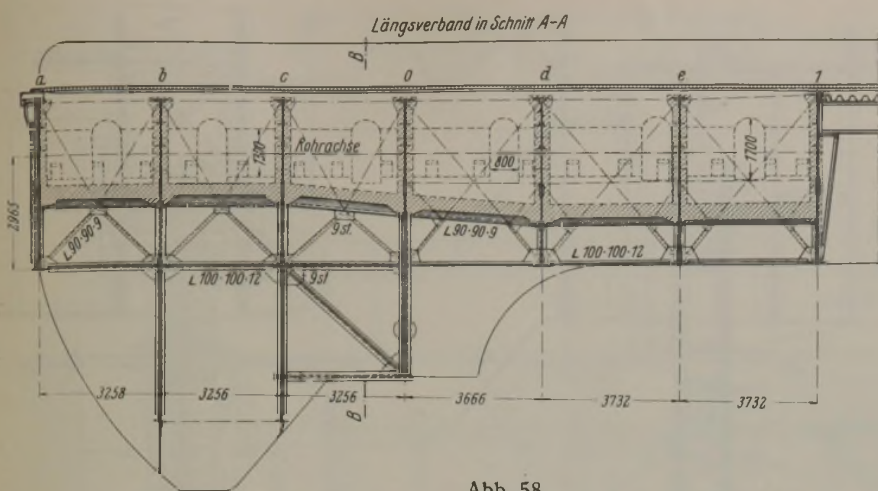


Abb. 58.

Längsschnitt durch den Betonballast am Ankerende der Hauptbrücke.

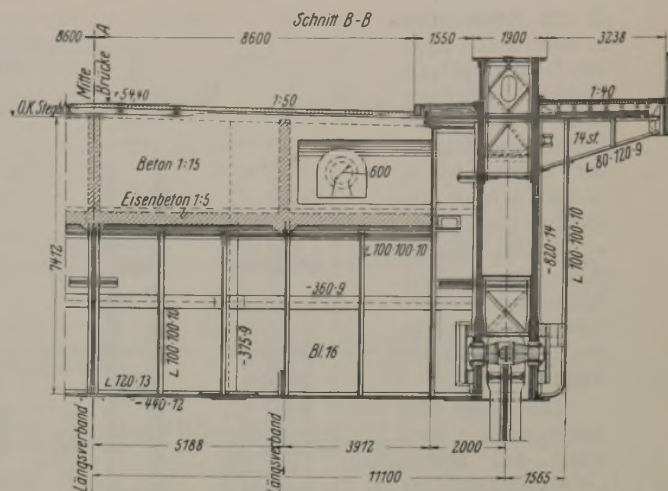


Abb. 59. Brückenquerschnitt am Ankerpunkt 0.

Das Gewicht des Ballastes beträgt etwa 1146 t je Tragwand, also gerade soviel wie  $V_{g+p} = 954$  t, d. h. der Stützdruck  $A_{g+p}$  ist bei Vollbelastung der beiden Seitenöffnungen gerade Null. Die Ankerpendel haben also keine Druckkräfte aufzunehmen.

Bei ungünstigster Verkehrsbelastung (Vollbelastung der Mittelöffnung) ist noch ein negativer Stützdruck  $A_{g+p} = -2384 + 1146 = -1238$  t durch die Verankerung aufzunehmen.

Bei höchstem Hochwasser, also bei dem größten Auftrieb, ist das wirksame Gewicht des halben Ankerpfeilers auf Kölner Seite 1713 t, auf Mülheimer Seite 1880 t.

Diesen Gewichtsüberschuß würde erst eine mehr als  $1\frac{1}{2}$  fache Verkehrslast aufbrauchen. Denn es ist

$$V_g + 1,5 p = 2442 + 1,5 \cdot 896 = -3786 \text{ t.}$$

Die Gegenwirkung:

$$\begin{aligned} \text{positiver Stützdruck } A_g &= 954 + 1146 = 2100 \text{ t} \\ \text{Nettogewicht des halben Ankerpfeilers} &= 1713 \text{ t} \\ \text{zusammen} &= 3813 \text{ t} (> 3786 \text{ t}). \end{aligned}$$

Die angegebenen Werte beziehen sich auf die Kölner Seite. Für die Mülheimer Seite ergeben sich infolge abweichender Anordnung der Fußwege und der Ankerpfeiler zum Teil Änderungen dieser Zahlen, die aber nur unerheblich sind.

Betonballast. Abb. 58 u. 59 zeigen die Anordnung des Betonballastes, der im Fach 1—0 und im anschließenden Kragarm unter der Fahrbahndecke zwischen den Hauptträgern untergebracht ist. Dieser Ballastkörper ist 18,20 m breit und 20,9 m lang, seine Höhe wechselt von 2,8 m bei Querträger a auf 3,4 m bei Querträger 1. Für die Rohrleitungen sind begehbare Aussparungen vorgesehen.

Der Ballastkörper wurde in zwei Abschnitten hergestellt. Zunächst wurden Eisenbetontröge ausgeführt, welche den oberen Teil der sieben Querträger a, b, c, 0, d, e und 1 umschließen. Eine längslaufende Trogwand in der Brückenachse und zwei seitlich davon im Abstände von je 5,188 m laufende Wände umschließen die lotrechten Fachwerk-Längsverbände der Ballastquerträger. Das Gewicht dieser Eisenbetontröge beträgt für jede Tragwand rund 300 t. Die von den Eisenbetonwänden des Ballasttroges umhüllten Teile der Querträger und Längsverbände wurden durch eine fette Betonmischung gegen Rost geschützt. Nach beendeter Montage der Brücke, d. h. nach dem Freisetzen der Mittelöffnung, wurden die Eisenbetontröge zur Vervollständigung des Ballastgewichtes mit Beton 1:15 aufgefüllt und damit die Deckunterlage für die Fahrbahn geschaffen. Das Gesamtgewicht des Ballastes sowie die darauf ruhenden Fahrbahnlasten werden von den Ballastquerträgern aufgenommen und an die Versteifungsträger abgegeben. Zwischen den inneren Versteifungsträgerwänden und dem Ballastkörper ist ein etwa 1,25 m breiter Raum frei geblieben; die Anschlußkonstruktion der Ballastquerträger an die Hauptträger ist demnach stets frei zugänglich.

Die Ballastquerträger werden zunächst an die inneren Versteifungsträgerwände angeschlossen. Die zwischen den Stegwänden der Versteifungsträger eingebauten Querschotte verteilen die Stützkräfte

$$\begin{aligned} \text{(im Fach 1—0 etwa } A_{g+p} &= 254 + 49 = 303 \text{ t,} \\ \text{im Kragarm etwa } A_{g+p} &= 192 + 45 = 237 \text{ t)} \end{aligned}$$

auf beide Stegwände. Sie sind mittels Durchbindeflacheisen bzw. am Untergurt mittels Querbleche an die Ballastquerträger angeschlossen, so daß die auftretenden Biegemomente aufgenommen werden können.

Ankerpendel. Die an den Verankerungspunkten auftretenden negativen Stützdrücke von  $\max A_{g+p} = -1238$  t je Hauptträger werden

durch Pendel in den Ankerpfeiler weitergeleitet. Die Ankerpendel sind oben am Versteifungsträger und unten im Ankerpfeiler nach der Längs- und Querrichtung drehbar angeschlossen (vgl. Abb. 60). Die Pendelstützen ersetzen die längsbeweglichen Rollenlager an den Brückenenden<sup>1)</sup>. Die Querbeweglichkeit war notwendig, um beim Einbauen des Betonballastes und bei Belastung der Fahrbahn Zwängungen zu vermeiden, sowie um einen spannungslosen Ausgleich der nicht unbeträchtlichen Temperaturlängenänderungen der Querträger zu ermöglichen.

Die Ankerpendel bestehen aus zwei Augenstäben von je 800 mm Breite und  $3 \times 20 = 60$  mm Dicke, welche durch einen 500 mm hohen Steg zum H-Querschnitt verbunden sind. An den Augen sind die Pendel 1050 mm breit und  $5 \times 20 = 100$  mm dick.

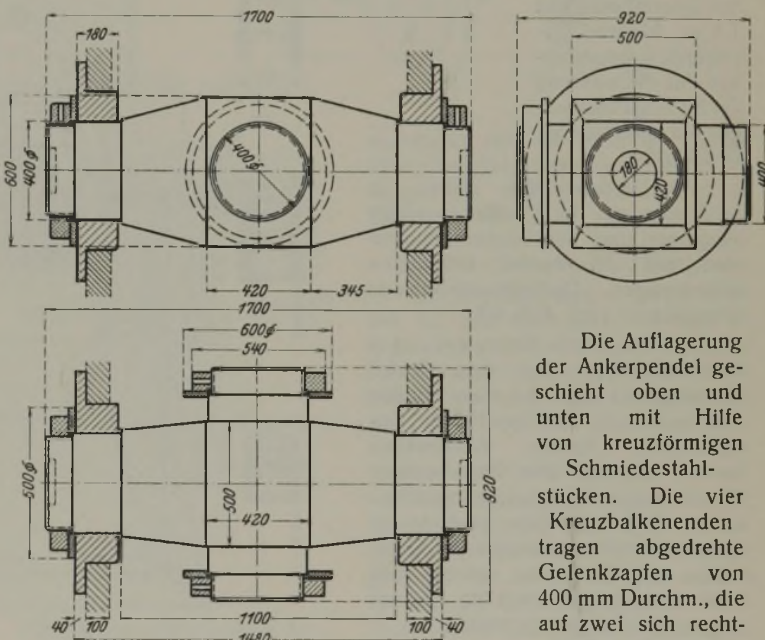


Abb. 61. Kreuzgelenke der Ankerpendel.

Die Auflagerung der Ankerpendel geschieht oben und unten mit Hilfe von kreuzförmigen Schmiedestahlstücken. Die vier Kreuzbalkenenden tragen abgedrehte Gelenkzapfen von 400 mm Durchm., die auf zwei sich rechtwinklig schneidenden Mittelachsen liegen (vgl. Abb. 61).

Die Pendelaugen sitzen mit ihren 400 mm weiten Bohrungen direkt an den längsgerichteten Armen der Kreuzbalken. Der größte Lochleibungsdruck  $\sigma_l \approx 1600$  kg/cm<sup>2</sup> bleibt weit unter der zulässigen Grenze.

Die in den Pendelaugen vorkommenden Bewegungen sind in der fertigen Brücke ziemlich klein, da der größte Teil der Querdrehung bereits während der Montage vor sich geht.

Die Verbindung mit den Versteifungsträgerwänden bzw. mit der Ankerkonstruktion wird durch die längeren querrichteten Arme des Kreuzbalkens hergestellt. Da dieser Teil des Gelenks die größeren Längsbewegungen des Pendels ermöglichen soll, wurde der Lochleibungsdruck niedriger gehalten. Die 400 mm starken Zapfen lagern hier in 180 mm breiten Stahlgußbüchsen, die in den Wänden des Versteifungsträgers bzw.

<sup>1)</sup> Die Bewegung des Brückenendes in Höhe des Pendelanschlusses beträgt auf Kölner Seite nach außen 45 mm, nach innen 120 mm. Auf Mülheimer Seite nach außen 170 mm, nach innen 211 mm. Die Unsymmetrie ist durch das über dem Kölner Pylonenpfeiler befindliche feste Lager des Versteifungsträgers bedingt.







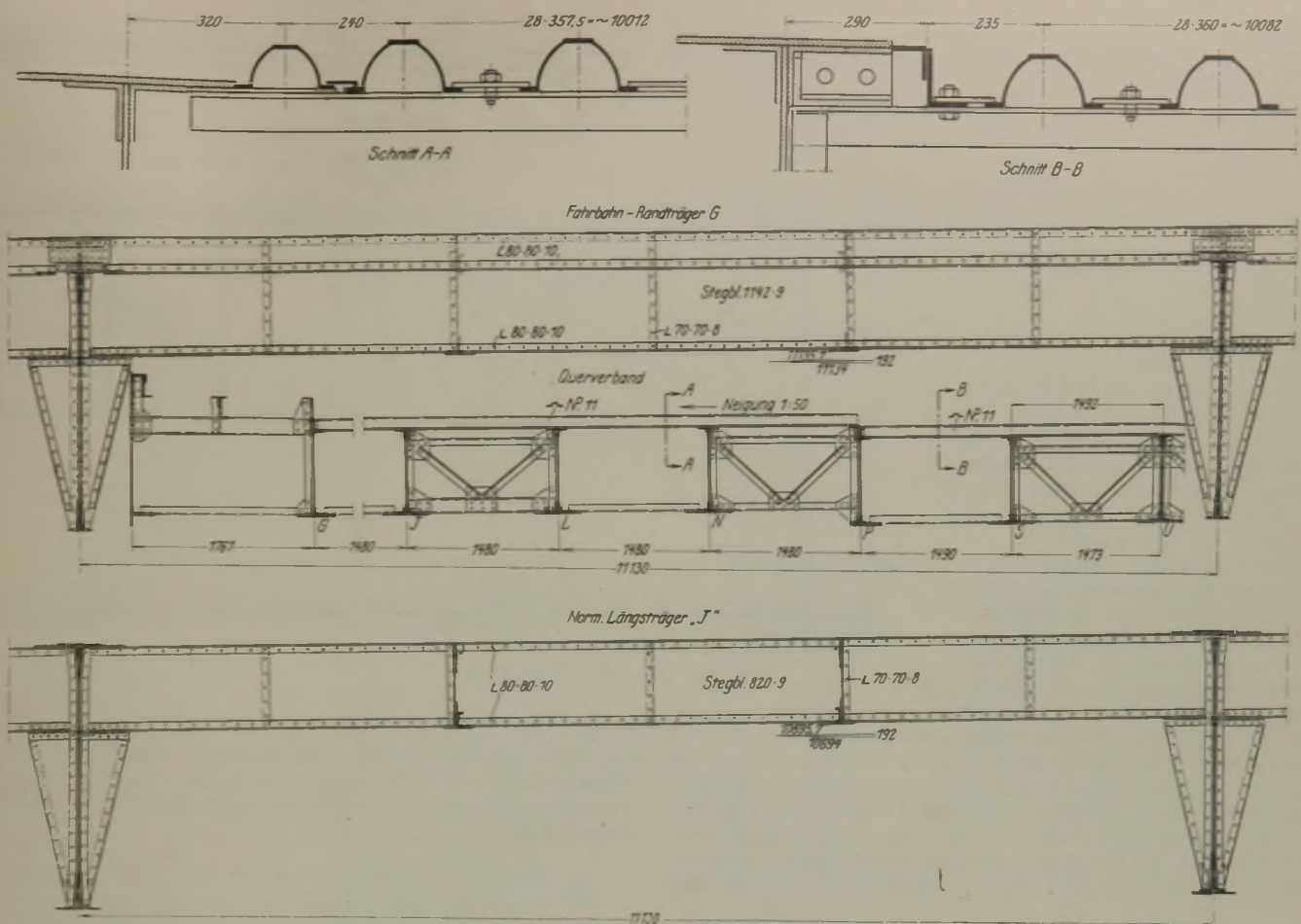


Abb. 62. Fahrbahnträger und Querverbände der Fahrbahn.

4. Fahrbahn und Fußwege.  
Fahrbahndecke.

Die Fahrbahnabdeckung besteht aus Weichholzpfaster von 10 cm Stärke auf einer Feinzementschicht mit Drahtnetzeinlage, darunter befindet sich eine Isolierschicht aus Asphaltgewebe auf Kiesbeton. Die Fahrbahndecke ruht auf Belageisen NP11. Durch den Einbau der 180 mm hohen Rüllenschienen für die beiden in Fahrbahnmitte angeordneten Straßenbahngleise ergab sich dort eine Stärke der Fahrbahndecke einschließlich Hartholz-Unterlage, Isolierschicht und Betondecke über den Belageisen von 0,27 m. Um diese hohe und schwere Fahrbahndecke auf die notwendige Breite zu beschränken, wurde der Fahrbahnteil unter den Gleisen trogartig vertieft und durch Neigung der Isolierschicht für das eingedrungene Wasser nach der Mitte entwässert. Für die äußeren Fahrbahnstreifen konnte so die Höhe der Fahrbahndecke über den Belageisen auf 0,155 m beschränkt werden, was eine entsprechende Verringerung der ständigen Last zur Folge hatte. Die Belageisen wurden als durchlaufende Balken auf elastischen Stützen berechnet. Dabei ist für die Bemessung das Größtmoment in Mitte Endfeld maßgebend. Es ergaben sich folgende Beiwerte der für den einfachen Balken ermittelten Momente:

- für ständige Last (gleichmäßig verteilt)  $\alpha_g = 0,77,$
- für Verkehrslast (als Einzellast angenommen)  $\alpha_p = 0,92.$

Als Material wurde für die Belageisen Hochbaustahl St 48 gewählt; der Größtabstand der Belageisen beträgt 0,36 m.

Die Decke der Radfahrwege besteht aus 6 cm starken Eisenbetonplatten, auf welche eine 2,5 cm starke Schicht von Gußasphalt aufgebracht ist; die Eisenbetonplatten ruhen teils auf dem Randlängsträger der Fahrbahn, teils auf einem Z-förmigen Randlängsträger am Versteifungsträger und einem aus L- und C-Eisen zusammengesetzten Zwischenlängsträger. Letzterer wieder stützt sich auf Zwischenquerträger aus C-Eisen, die einerseits an den Versteifungsträger, andererseits an den Fahrbahn-Randträger angeschlossen sind.

Längsträger.

Die Fahrbahn-Längsträger sind genietete Träger mit Steghöhen von 820 bis 1142 mm in den normalen Brückenfeldern. Ihre Anordnung und Einzelausbildung ist in Abb. 62 dargestellt. In den anormalen Feldern 7—8 und 8—9 vergrößern sich die Steghöhen um 140 mm. Zur Erhöhung der Seitensteifigkeit sind in jedem Felde zwischen den Längsträgern zwei Querverbände angeordnet, die gleichzeitig zur Aufhängung des Wind-

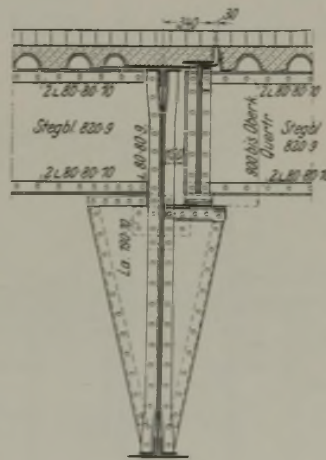


Abb. 63.

Fahrbahnunterbrechung in den Punkten 2, 12 u. 17.

verbandes und der über die Brücke führenden Rohrleitungen dienen. Die Längsträger sind als freiaufliegende Träger berechnet.

Fahrbahnunterbrechungen.

An den Gelenken (7 und 22) sowie bei den Punkten 2, 12 und 17, d. h. nach jedem fünften Feld, sind Fahrbahnunterbrechungen angeordnet. Ihre konstruktive Ausbildung ist aus Abb. 63 zu ersehen.

Querträger.

Normaler Querträger, Abb. 64. Der Obergurt der Querträger ist entsprechend der Straßendecke 1:50 geneigt. In der Ebene der unteren Gurtung der Querträger liegt der Windverband der Brücke. Die Querträger sind daher gleichzeitig Glieder des Windverbandes; sie erhalten zusätzliche Normalkräfte und aus deren exzentrischem Angriff Zusatzmomente, die bei der Querschnittbemessung der Querträger berücksichtigt werden mußten.

Eine wirksame Aussteifung der Querträger geschieht durch die hohen Anschlußkonsolen der Längsträger, die unter jedem Trägerstrang angeordnet sind.

Um das im Anschluß der Querträger auftretende Moment aufnehmen zu können, sind die Querträger oben durch Laschen, die gleichzeitig zum Anschluß der Fußwegkonsole dienen, in die Versteifungsträger eingebunden, während am Untergurt eine Konsole angeschlossen ist, die zugleich die Fahrbahn für den Besichtigungswagen trägt. Die Knotenbleche des Windverbandes durchschneiden die Anschlußkonsole der Querträger an die Haupttragwände. Die Windknotenbleche ihrerseits durften nicht durchgeschnitten und einseitig angeschlossen werden; deshalb wurden die Konsolbleche bis über den Rand der Windknotenbleche verbreitert und mit den Querträgerstegen besonders verlascht.

Im Endfeld, d. h. zwischen der inneren Hauptträgerwand und dem Fahrbahnrandträger, wurde eine kreuzweise Aussteifung der Wand vor-

...







± 240 mm angenommen. Entsprechend wurde an der Kölner Seite statt +43 und -102 ein Verschiebungsmaß ± 140 mm vorgesehen. Die zur Überdeckung der Fugen angeordneten Gleitplatten aus Stahlguß haben auf der Mülheimer Seite eine Breite von 1230 mm und eine größte Länge von 1650 mm. Ihre Ausbildung ist aus Abb. 67 zu ersehen. Sie liegen auf beiden Seiten lose auf. Durch Anschläge ist Sorge getragen, daß für die Grenzverschiebungszustände des Überbaues die Stellung der Platten festgelegt ist. In den Zwischenstellungen ist freie Verschieblichkeit der Platten möglich, aber der Größtausschlag gegen jede der beiden Seiten durch die Anschläge begrenzt. Außerdem sind die Platten gegen gegenseitige Verschiebung durch entsprechende Anschläge gesichert. Die Auflageränder der Platten sind wulstartig gestaltet, um eine einwandfreie Lagerung zu erzielen. Gleichzeitig ist dadurch erreicht, daß die Platte der wechselnden Höhenlage des Brückendes infolge Durchbiegung des Versteifungsträgers bei den verschiedenen Verkehrsbelastungen leicht folgen kann.

**Fußwege.**

Neben mehreren Rohrleitungen waren noch zahlreiche Kabel der Post und des Städtischen Elektrizitätswerkes zu überführen. Diese werden unter den

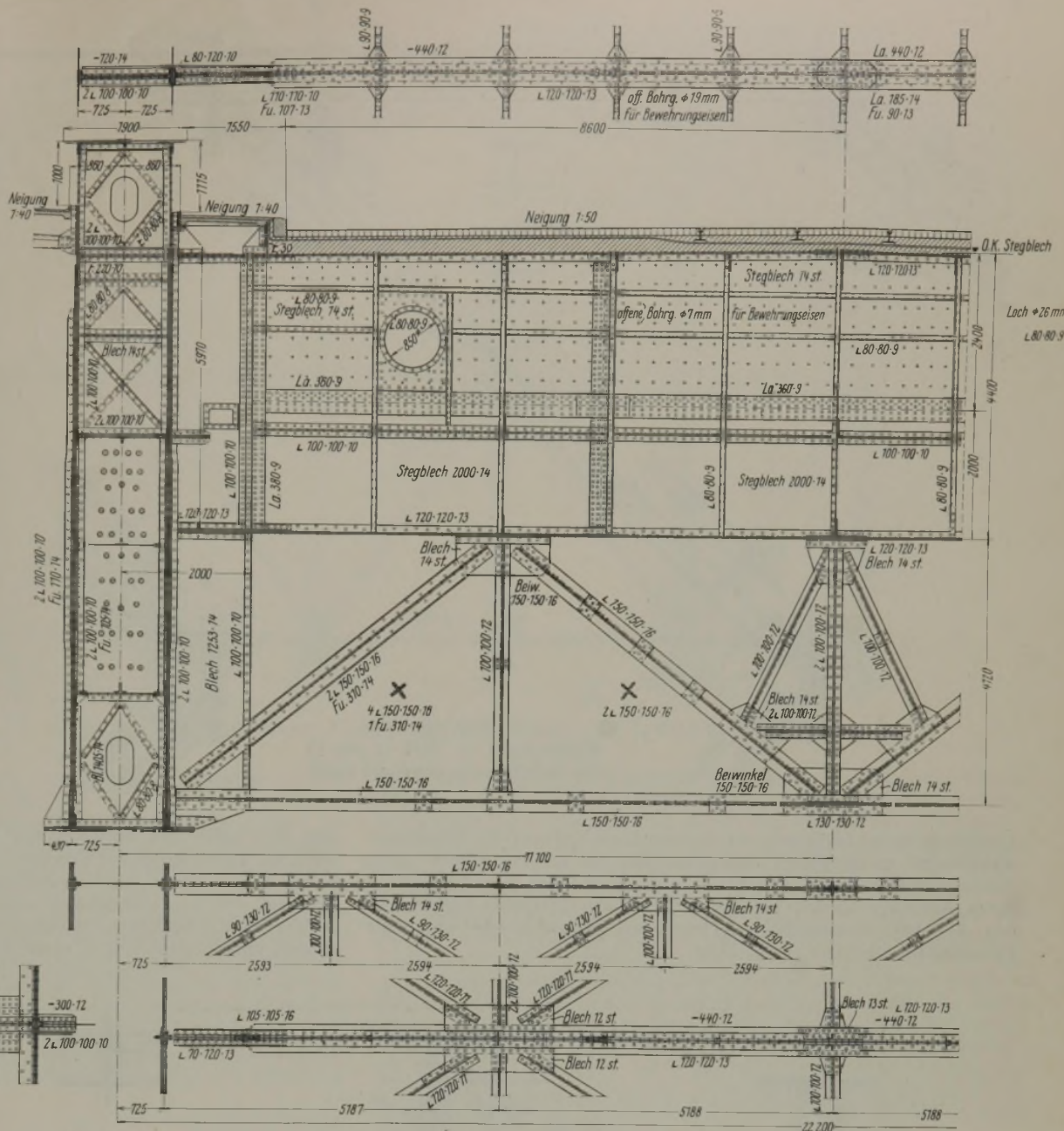


Abb. 66. Ballastquerträger c.

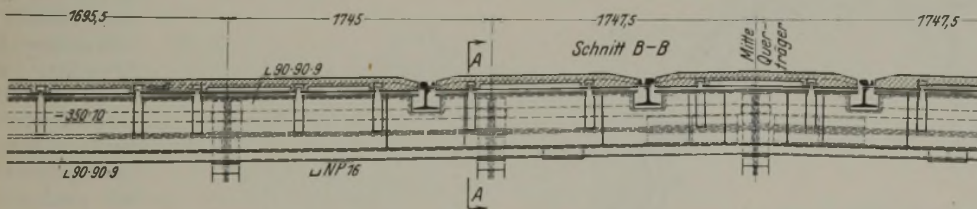
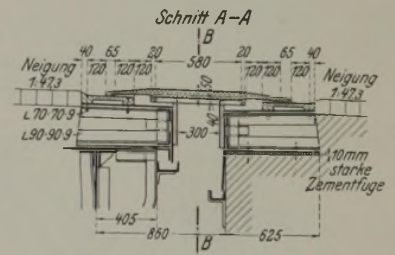


Abb. 67. Dilatation der Fahrbahn über dem rechten Ankerpfeiler (Mülheimer Seite).



Fußwegen in trogförmigen Kästen aus Eisenbeton verlegt. Da die rippenartig gestalteten Kabelkasten umstände sind, die Fußwegdecke bei Belastung durch ständige Last und Verkehr noch über 2 m frei zu tragen, genügte es, in den Sechstelpunkten eines jeden Feldes Zwischenquerträger anzuordnen, so daß besondere Längsträger entbehrt werden konnten. Diese Zwischenquerträger sind einerseits an die Hauptträger, andererseits an die 1 m hohen Fußwegrandträger, die zugleich die Brückengeländer tragen, angeschlossen. Die Fußwegrandträger stützen sich auf die Fußwegkonsolen, die beim Anschluß an die äußere Hauptträgerwand im Obergurt mit den Durchbindeplatten der Querträger unmittelbar verlascht sind. Unterbrechungen der Fußwegkonstruktion sind überall dort angeordnet, wo Ausgleichfugen in

der Fahrbahnkonstruktion vorhanden sind. Die Dilatationen an den Brückenden sind ähnlich wie diejenigen der Fahrbahn ausgebildet. Als

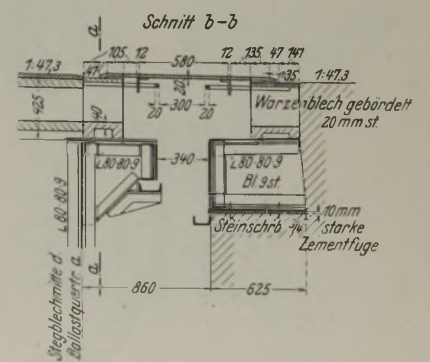
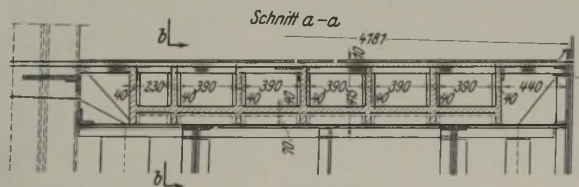


Abb. 68. Fußweg-Dilatation über dem rechten Ankerpfeiler.



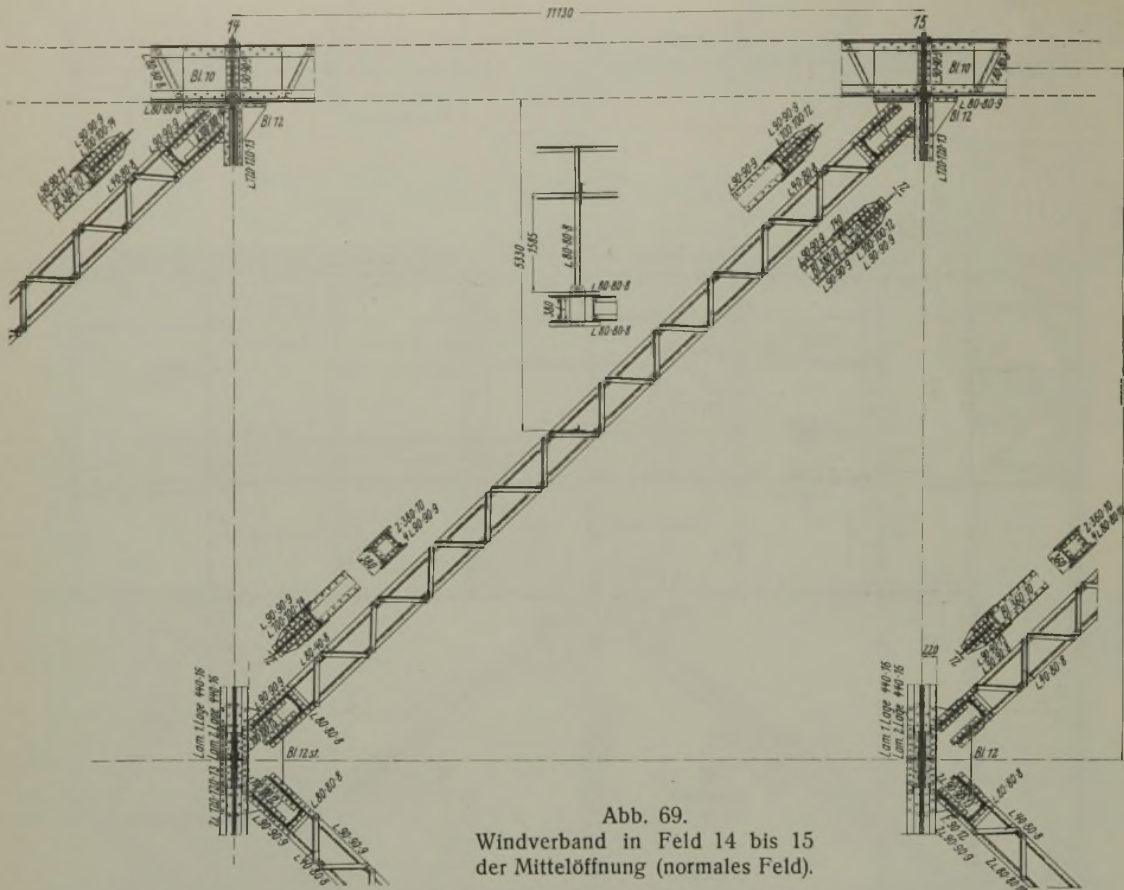


Abb. 69.  
Windverband in Feld 14 bis 15  
der Mittelöffnung (normales Feld).

Gleitstühle dienen beiderseits dieser Hauptdehnungsfugen den Eisenbeton-Kabelkasten nachgebildete Stahlgußkörper, auf denen 20 mm starke Warzenblechplatten frei aufrufen, deren sonst freie Verschieblichkeit durch Anschläge ähnlich wie bei der Fahrbahn-Dilatation begrenzt ist (vgl. Abb. 68). Geländerholme, Haupt- und Zwischenpfosten sowie alle Füllungsstäbe bestehen aus C-Eisen.

sich hier außer den Normalkräften auch Biegemomente. Der Verband ist, der Steigung der Fahrbahn folgend, gekrümmt; somit treten an jedem Knotenpunkte des Versteifungsträgers auch lotrechte Kräfte auf. Alle auf den Versteifungsträger entfallenden Kräfte (Normalkräfte, lotrechte Kräfte, Biegemomente) äußern ihre Wirkung auf das einfach statisch unbestimmte System eines jeden Hauptträgers.

5. Windverband.

Das System des Windverbandes.

Der Windverband ist ein über drei Öffnungen durchgehender Träger, der an den Widerlagern durch besondere längsverschiebliche Lager in der Brückenachse gestützt ist (vgl. S. 684, Abb. 1). Über den Pfeilen zu nehmen die in den Pylonenpfosten untergebrachten Lager der Versteifungsträger die waagerechten Kräfte auf. Da die Pylonen hierbei Formänderungen erleiden, so ist die Lagerung des Verbandes an diesen Punkten elastisch nachgiebig. Von den Lagern in den Pylonen ist eines fest, alle übrigen sind längsverschieblich; es findet also keinerlei Einspannung des Verbandes statt.

Die Ausförmung des Verbandes zeigt die K-Form. Von dem regelmäßigen Zug der Diagonalen ist in der Nachbarschaft der Gelenke abgewichen worden, da der Anschluß der Diagonalen an den Gelenkpunkten aus konstruktiven Gründen vermieden werden mußte. Die Pfosten des Fachwerkes werden von den Querträgern, die Gurtungen von den Versteifungsträgern der Brücke gebildet. Da sich die Verbandebene unterhalb der Schwerlinien der beiden genannten Konstruktionsteile befindet, so ergeben

Räumlich betrachtet, ist das Gesamttragssystem vierfach statisch unbestimmt. Als Unbekannte können die beiden waagerechten Auflagerdrücke an den Brückenden und die beiden Seilkräfte in den Haupttragwänden betrachtet werden. Diese Unbekannten sind für eine ganze Reihe von Belastungsfällen ermittelt worden.

Die konstruktive Ausbildung des Verbandes.

Die Berechnung des Windverbandes ist unter der Voraussetzung durchgeführt worden, daß die Windstreben zentrisch an die Hauptträger angeschlossen sind. Aus konstruktiven Gründen mußte jedoch der Schnittpunkt von Streben- und Querträgerachsen in die Mittellinie der inneren

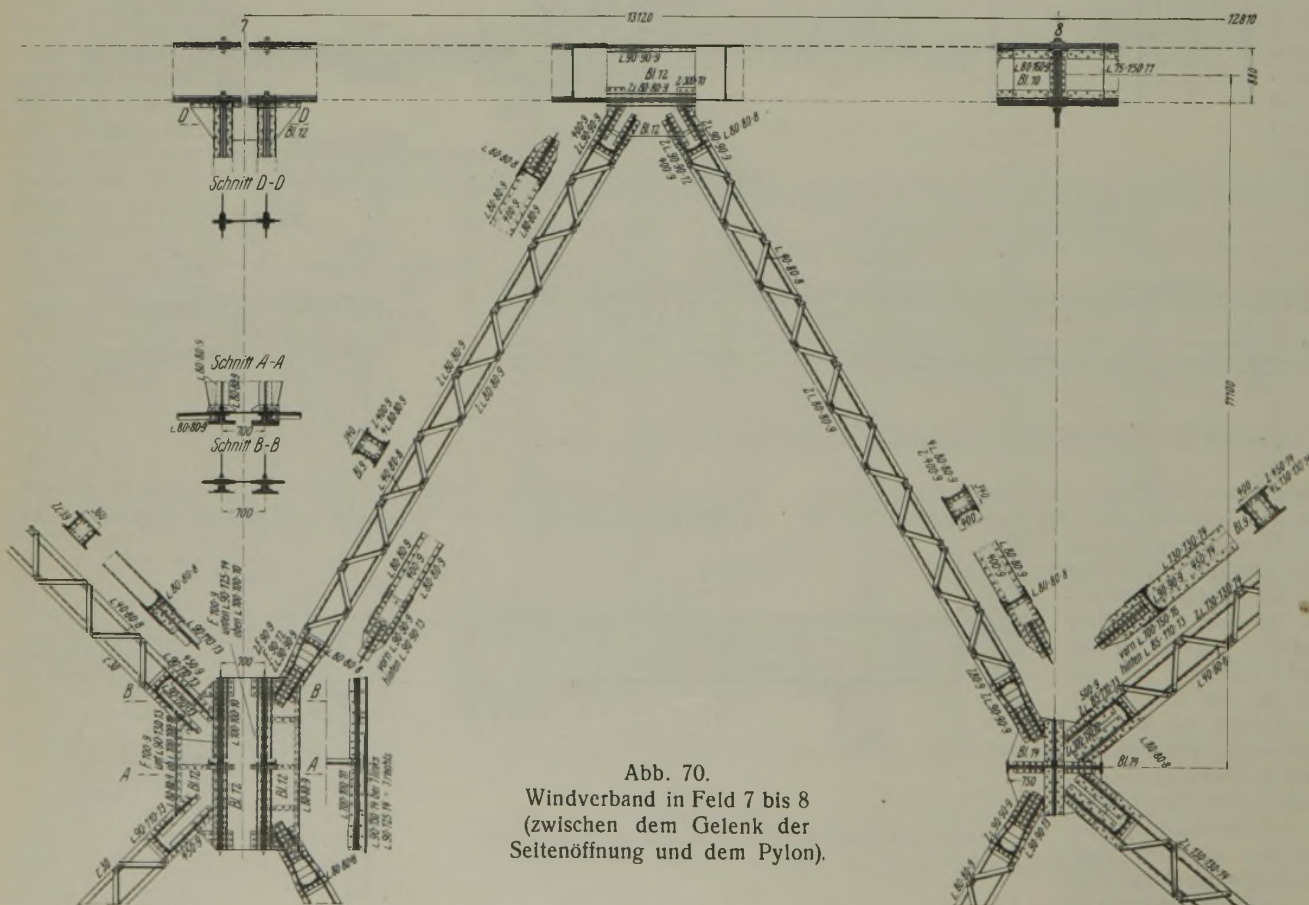


Abb. 70.  
Windverband in Feld 7 bis 8  
(zwischen dem Gelenk der  
Seitenöffnung und dem Pylon).







mußten. Kein Draht durfte ungeprüft bleiben, eine Beschränkung auf Stichproben war unzulässig. Sie prüfte auch das Gewicht der Drahtringe, das ihr zum Nachweis der erforderlichen Drahtlängen dienen mußte, um Lötstellen zu vermeiden.

Der erste Arbeitsvorgang an den abgenommenen Drähten war das Aufspulen. Auf automatischen Spulbänken wird der Draht auf kleine, um ihre Achse abwickelbare Spulen aufgewickelt, mit denen er in die Verseilmaschine eingesetzt wird. Da diese in jedem Arbeitsvorgange eine volle Drahtlage des Seils herstellt, so muß sie mit der Anzahl von Drähten ausgerüstet werden, die die betreffende Lage enthält. In dem großen zylinderförmigen Gestänge der Verseilmaschine,

dem sog. Seilkorb, ist die Vorrichtung zur Aufnahme der Drähte gegeben (vgl. Abb. 75). In ihm werden die Drahtspulen in entsprechender Ordnung aufgehängt. Von hier aus werden die Drähte einzeln durch die am Korb vorgesehenen Führungsdübel hindurchgezogen und zu dem sog. Seildopp geführt (vgl. Abb. 76), in dem sie sich zur Seillage zusammenschließen. Bei Herstellung der ersten Seillage läuft der Kerndraht, bei den übrigen Lagen der von ihnen umschlossene fertige Seilkern durch die hohle Maschinenachse zum Dopp und bildet die Unterlage für die sich fest über ihm zusammenschließende neue Drahtlage. Nach Austritt aus dem Dopp läuft das neue Drahtgebilde um die elektrisch angetriebene Auszugscheibe, deren Aufgabe es ist, die Vorwärtsbewegung des Werkstückes zu bewirken (vgl. Abb. 77). Gleichzeitig mit dieser Bewegung vollzieht sich eine Drehung des Seilkorbes um seine Achse, wodurch die Drähte gezwungen werden, sich beim Durchlaufen des Dopps seilartig miteinander zusammenzudrehen.

Um die vorgesehene Schlaglänge des Seiles zu erhalten, bedarf es einer genauen Ausgleichung der Auszugsgeschwindigkeit der Scheibe mit der Drehgeschwindigkeit des Seilkorbes. Da die genaue Innehaltung der vorgesehenen Schlaglänge aller Drahtlagen wichtig ist, weil von ihr die

Gleichmäßigkeit der Seile untereinander und ihre wichtigen elastischen Eigenschaften abhängen, muß diese Einstellung mit großer Sorgfalt vorgenommen und sofort beim Beginn des Verseilvorganges am Seile genau nachgeprüft werden.

In dieser Weise entwickelte sich der Arbeitsvorgang bei allen Seillagen, beginnend mit der ersten inneren und fortschreitend bis zur letzten äußeren Lage. Die verschiedenen Maschinen stimmen in ihrem Grundprinzip im wesentlichen überein, unterscheiden sich aber, entsprechend der nach außen hin wachsenden Zahl der Drähte in den einzelnen Lagen, nicht unerheblich in ihren Abmessungen. So enthielt die erste Lage nur sechs Drähte und konnte daher auf einer verhältnismäßig kleinen Maschine

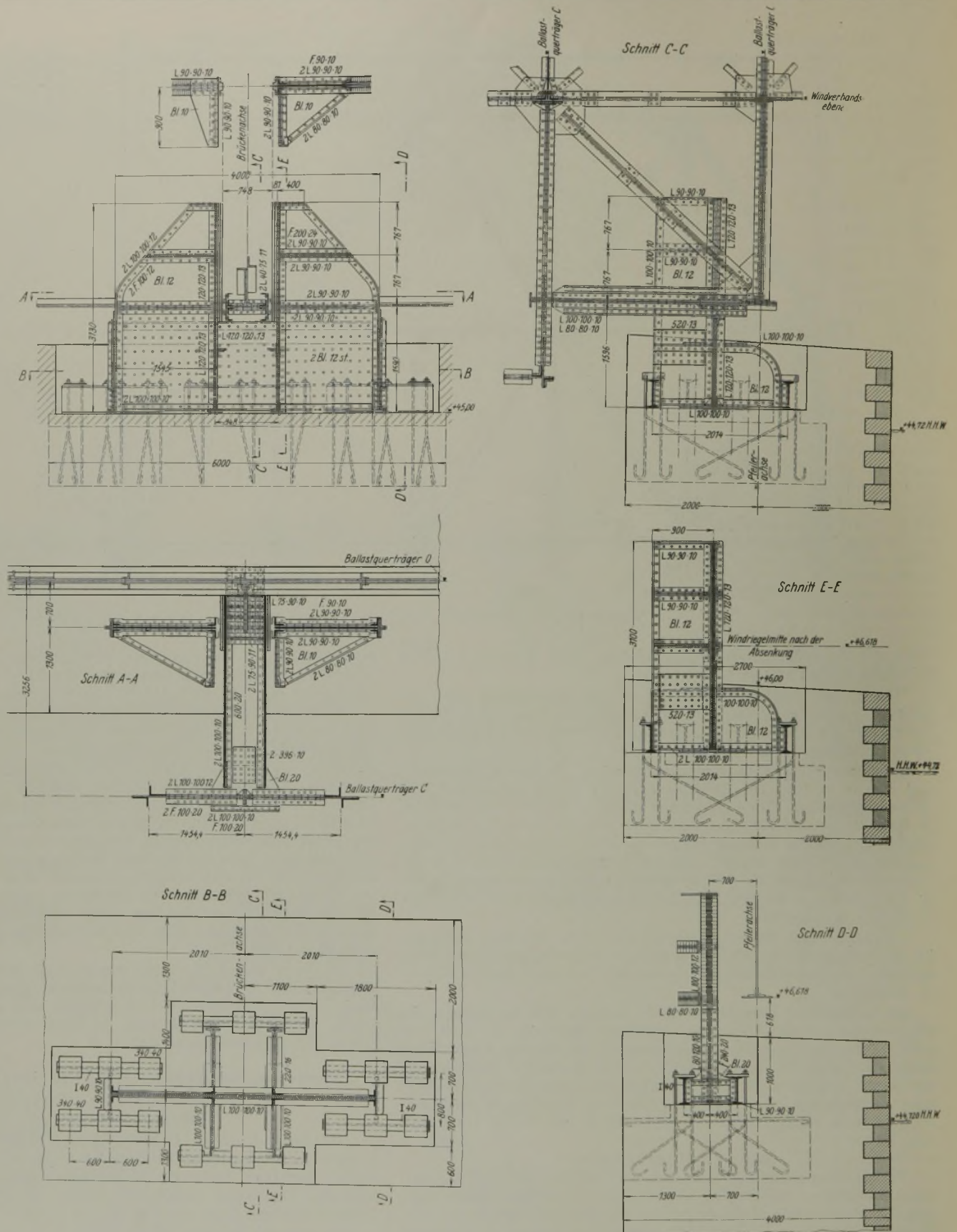


Abb. 72. Halslager für die seitliche Stützung des Windverbandes an den Ankerpfeilern.



verseilt werden. Die Herstellung der drei folgenden Runddrahtlagen von 12, 18 und 24 Drähten ließ sich dadurch vereinfachen, daß die drei Maschinen so aufgestellt und so genau aufeinander abgestimmt wurden, daß ihre gemeinsame Leistung einen einzigen Arbeitsvorgang darstellt. Die drei folgenden Keildrahtlagen dagegen und die beiden äußeren Profildrahtlagen mußten jede in einem besonderen Arbeitsvorgang aufgelegt werden. Alle Drähte durchliefen auf ihrem Verseilungswege ein aus Mennige und Leinöl angerührtes Bad.

Im Zuge der Verseilmachine waren drehbare Haspel aufgestellt, auf die sich der jeweils fertiggestellte und von der Auszugscheibe ablaufende Seilkern aufwickelte. Dieser Kern kam mit dem Haspel an die nächstgrößere Maschine, wo die folgende Drahtlage um ihn geschlagen wurde. Beim Auflegen der vorletzten Lage wurden Haspel von 3,8 m Durchm. benutzt, während die letzte Lage, also das fertiggestellte Seil, sogar einen Haspeldurchmesser von 4 m erforderte. Auf diesem letzten und größten Haspel blieb das Seil, bis es an der Baustelle abgewickelt wurde.

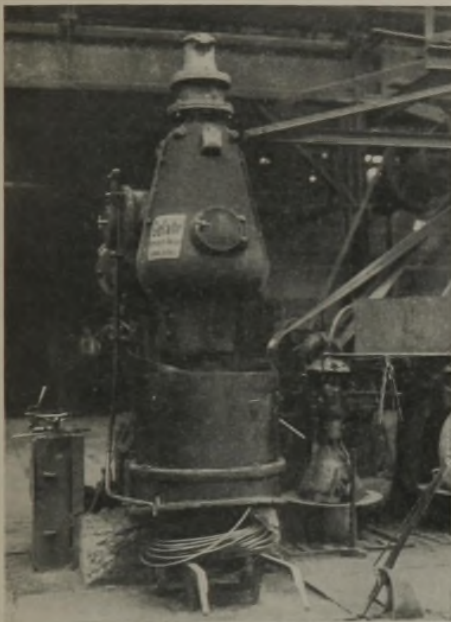


Abb. 74. Tellerhaspel im Drahtwalzwerk.

Aufgießen der Seilköpfe. Wie bei der Besprechung der Verankerung der Trageile im Versteifungsträger (s. S. 793) ausgeführt, wurden die Seile an den Enden mit Seilköpfen versehen, die die Seilkräfte unmittelbar durch Stahlgußplatten auf die entsprechend ausgebildete Randkonstruktion am äußeren Ende des Versteifungsträgers übertragen.

Der Seilkopf mußte mit den Seilenden so sicher verbunden werden, daß die Festigkeit der Verbindungsstelle der des ganzen Seiles mindestens gleichkam. Hierzu wurde das Seilende durch den Seilkopf hindurchgesteckt; Draht für Draht wurde dann mit Hilfe eines röhrenförmigen Werkzeuges aufgebogen, bis alle Drähte in eine solche Lage zueinander gebracht waren, daß ihre Oberflächen, ohne sich zu berühren, frei gelegt waren. Sodann wurden die Drähte des aufgespreizten Seilendes, des sog. Besens, von der aus dem Fabrikationsprozeß herrührenden Mennige und dem Leinöl gereinigt. Hierzu wurde das Seilende durch einen Flaschenzug so geführt, daß der Besen in ein mit kochender kaustischer Soda gefülltes Gefäß eintauchte, wodurch die Mennige und das Leinöl fortgebeizt wurden (vgl. Abb. 78). Gleich darauf wurde der Besen in ein Spiritusbad getaucht, um die Drähte von der anhaftenden Feuchtigkeit zu befreien. Der getrocknete Besen wurde in ein Zinnbad getaucht, das zur Reinhaltung mit gemahlenem Salmiak bestreut wurde. Die Ver-

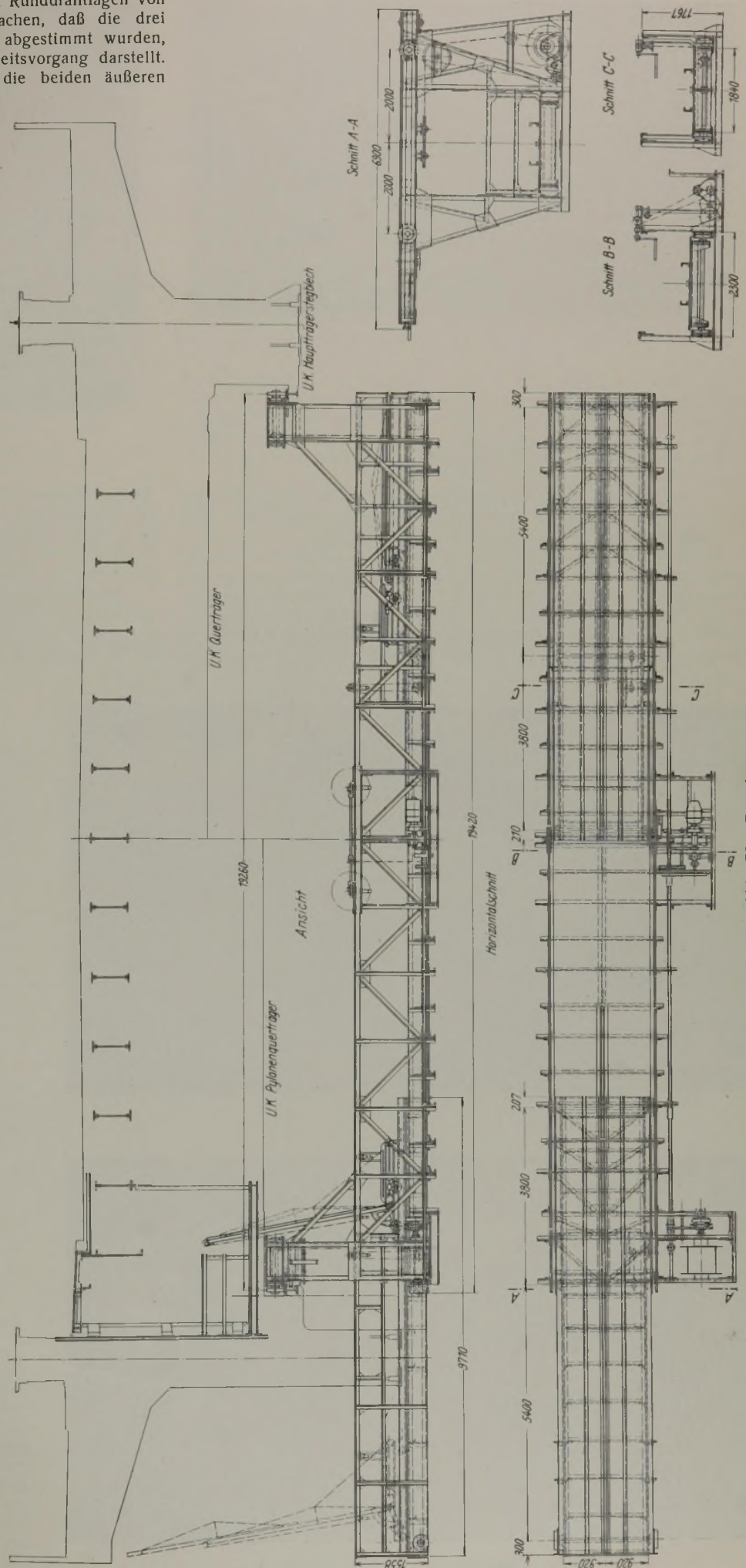


Abb. 73. Besichtigungswagen.



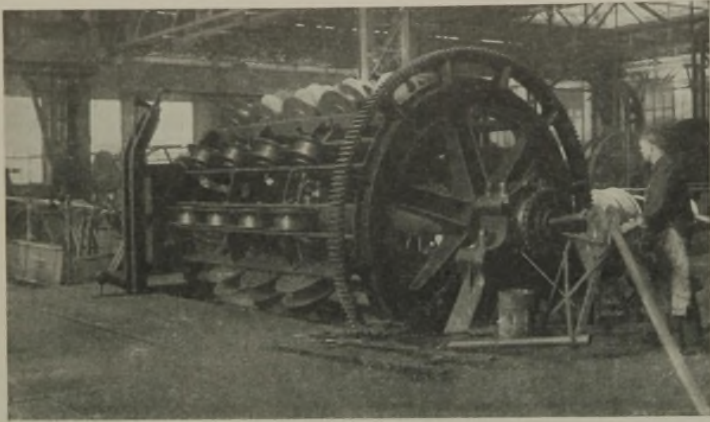


Abb. 75. Seilkorb der Verseilmaschine.

zinnung hatte den Zweck, eine möglichst innige Verbindung der Drähte mit der metallischen Ausgußmasse des Seilkopfes herzustellen.

Der verzinnete Besen wurde nunmehr in den Konus des Seilkopfes eingeführt und dann vergossen. Vorher waren zur besseren Formhaltung des Besens noch einige verzinnete Eisenkeile zwischen die Drähte getrieben worden.

Als Vergußmasse diente eine Legierung aus Blei, Zinn und Antimon, die bei einer Temperatur von  $230^{\circ}$  bis  $250^{\circ}$  in den vorgewärmten Seilkopf eingegossen wurde.

In dieser Weise wurde jedes Seil in der Fabrik zunächst mit einem Seilkopf versehen, und zwar an dem freien Ende des auf dem großen Transporthaspel zur Abfahrt bereiten Seiles. Da das Herstellungswerk in Mülheim selbst liegt, konnten die fertigen Seile auf kurzem Wege in einem den gegebenen Verhältnissen entsprechend konstruierten Transportwagen zur Baustelle gebracht werden (vgl. Abb. 79). Der Wagen hatte



Abb. 78. Vorrichtung zur Vorbehandlung des Seilendes vor dem Vergießen des Seilkopfes.

ein Eigengewicht von 9,8 t und eine größte Tragfähigkeit von 24 t, war einschließlich der Zuggabel 8,2 m lang und 3,1 m breit. Jeder Haspel hatte einen Durchmesser von 4 m und hing während des Transportes 20 cm über der Straßenoberfläche; das beladene Fahrzeug hatte daher eine Höhe von 4,2 m.

Nach Eingang der polizeilichen Genehmigung konnte am 27. Juli 1928 das erste Seil abgefahren werden. Das Ziel war die Reckbahn, die am Kölner Ufer, unmittelbar hinter der Brückenbaustelle, auf der sog. Mülheimer Heide angelegt worden war. Der Weg, den das Gefährt zu nehmen hatte, war vom Straßenbauamt vorgeschrieben worden.

#### Die Seilreckbahn.

Über die elastischen und sonstigen Eigenschaften schwerer Brückenseile lagen zur Zeit der Entwurfbearbeitung nur wenige und unsichere Erfahrungen vor. Vor allem war nicht bekannt, wie groß die (elastische und unelastische) Gesamtdehnung der Seile verschlossener Konstruktion für eine bestimmte Belastungshöhe ist. Da aber diese Eigenschaften für die Montage der Brücke von allergrößter Bedeutung sind, wenn die theoretische Form des Systems eingehalten werden soll, mußte man auf Mittel und Wege sinnen, jede Unsicherheit auszuschließen. Insbesondere die Formänderungen unter der ständigen Last der Brücke waren sehr genau zu erfassen und vor der Montage zu „überhöhen“. Der weitaus größte Teil der Durchbiegung folgt aus der Dehnung des Kabels, welche bei rd. 550 m Seillänge und Spannungen bis zu  $5 \text{ t/cm}^2$  eine ziemlich beträchtliche Größe erreicht.

Ein Mittel, die „Überhöhung“ und damit die theoretische Form des Systems für die unbelastete Brücke zuverlässig zu treffen, selbst ohne jegliche Kenntnis der Eigenschaften der Tragseile, wurde in der Vorreckung der Tragseile und der Ablängung unter Spannung gefunden, die auf der Reckbahn vorgenommen wurde.

Jedes neue Tragseil erleidet unter der ersten größten Belastung neben der elastischen eine bleibende Dehnung. Auf der Reckbahn war es nun möglich, den Seilen eine Vorbelastung, die sog. Reckung, zu geben, die die höchste Seilbelastung in der Brücke noch übertrifft.

Gleichzeitig bot die Reckbahn Gelegenheit zur Vornahme einer Reihe wichtiger Längenbestimmungen am Seil und zur Anbringung genauer Marken an den gemessenen Punkten.

Die Reckbahn umfaßt, vgl. den Lageplan Abb. 80 und das Querprofil Abb. 81, ein Lager für die ungereckten Seile, eine Betonbahn für das zu messende Seil, eine zweite für ein Maßseil und ein Lager für die fertig gereckten und gemessenen Seile. Es waren zwei Ankerwiderlager aus Beton vorgesehen, die bei der in Aussicht genommenen Reckbelastung von 240 t Abmessungen von  $22 \times 5 \times 4,5 \text{ m}$  erhielten. Sie hatten entsprechend der Länge der Seile einen Abstand von rd. 550 m voneinander. Das eine Widerlager trug einen festen,

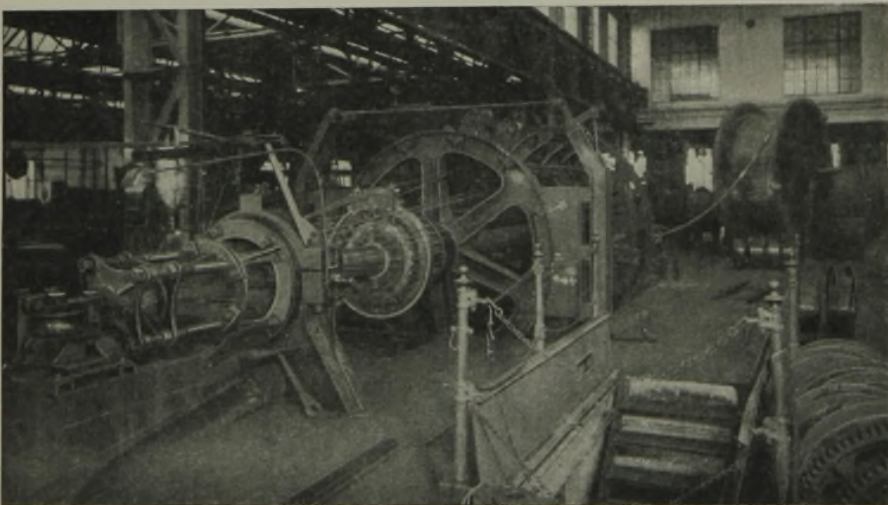


Abb. 76. Seildopp der Verseilmaschine.



Abb. 77. Auszugscheibe der Verseilmaschine.



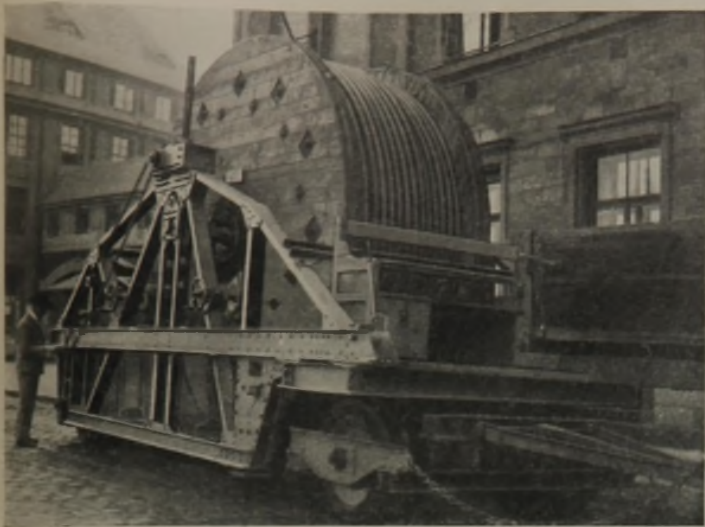


Abb. 79. Transportwagen für die Tragseile.

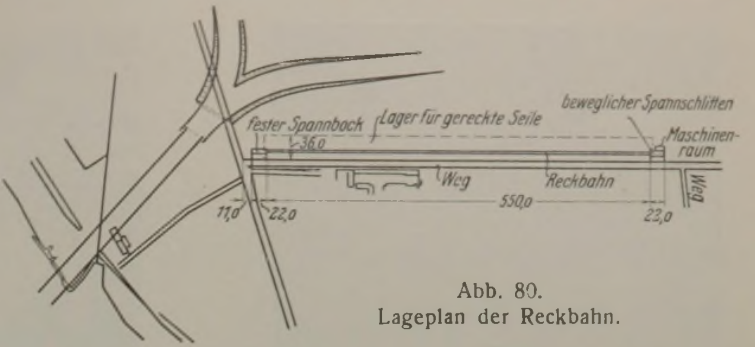


Abb. 80. Lageplan der Reckbahn.

unbeweglichen Spannbock, der durch 16 Ankerschrauben festgehalten wurde.

Das andere Widerlager trug den beweglichen Teil der hydraulischen Reckvorrichtung, die für eine größte Zugkraft von 300 t gebaut war. Die Befestigung des kräftigen Grundrahmens war die gleiche wie beim festen Spannbock.

Eine ähnliche Spannvorrichtung war für das Maßseil angeordnet. Sie lag unmittelbar neben der Reckvorrichtung und war in denselben Betonklötzen verankert. Dagegen lag sie 25 cm tiefer als die Reckvorrichtung (vgl. Abb. 81), damit die Seile nach dem Recken und Messen bequem über das Maßseil gezogen werden konnten. Sie war für einen Zug von 40 t gebaut, und ihre Aufgabe beschränkte sich darauf, die Reibung des Maßseiles auf der Unterlage zu überwinden, damit die Wärmedehnungen sich ungehindert auswirken konnten und die gerade Lage des Seiles während der Messungen gesichert war. Die gegenseitige Lage der einzelnen Spannvorrichtungen ist aus Abb. 82 zu entnehmen. Die Einzelheiten der hydraulischen Reckvorrichtung am beweglichen Spannbock zeigt Abbild. 83. Im vorderen Teil eines jeden Spannbockes war ein gabelförmiges Hakenstück eingebaut, in das der Seilkopf eingelegt werden konnte (vgl. Abb. 84).

Die grundlegende Basis-messung zur genauen Bestimmung aller Längen der Anlage wurde von dem Personal des städtischen Liegenschaftsamtes ausgeführt, das zugleich die Lage der gesuchten Meßlängen in Markpunkten festlegte. Um ein Verschieben dieser Punkte durch Schwinden der Betonbahn oder Temperatureinflüsse zu verhindern, wurde an jedem dieser Punkte ein von der Bahn unabhängiger Beton-

pfeiler gesetzt, auf den eine feste Marke aufgeschraubt wurde. Das Einweisen dieser Marke geschah auf optischem Wege. Zu diesem Zweck waren (Abb. 81) für jeden Meßpunkt zwei Betonpfeiler errichtet, von denen einer eine feste Zielscheibe, der andere einen Theodoliten trug. Eine ähnliche Einrichtung war am festen Spannbock getroffen, um etwaige Bewegungen dieses Spannbocks während des Seilzuges feststellen zu können. Auch während der laufenden Meßarbeiten an den Seilen hatte das städtische Liegenschaftsam Personal für die optischen Messungen zur Verfügung gestellt.

Vorgang bei der Seilreckung.

Beim „Vorrecken“ wurden die Tragseile je zwei Stunden lang mit einer unveränderten Kraft von 240 t gespannt gehalten. Die vorgereckten Seile haben sich nach zahlreichen Beobachtungen für die in Betracht kommenden Spannungsstufen als praktisch vollkommen elastisch erwiesen,

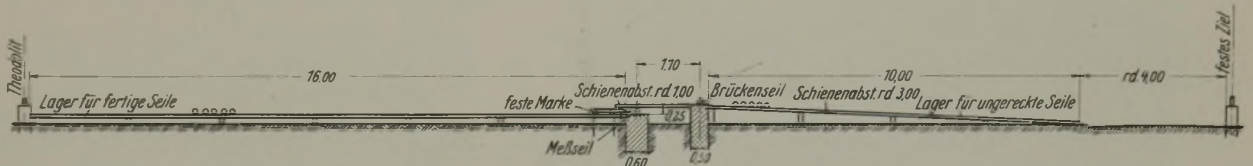


Abb. 81. Querprofil der Reckbahnanlage.

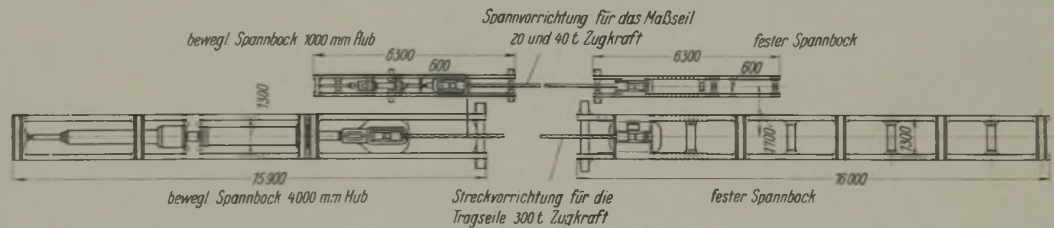


Abb. 82.

Allgemeine Anordnung der Spannvorrichtungen für die Vorreckung der Tragseile und für das Maßseil.

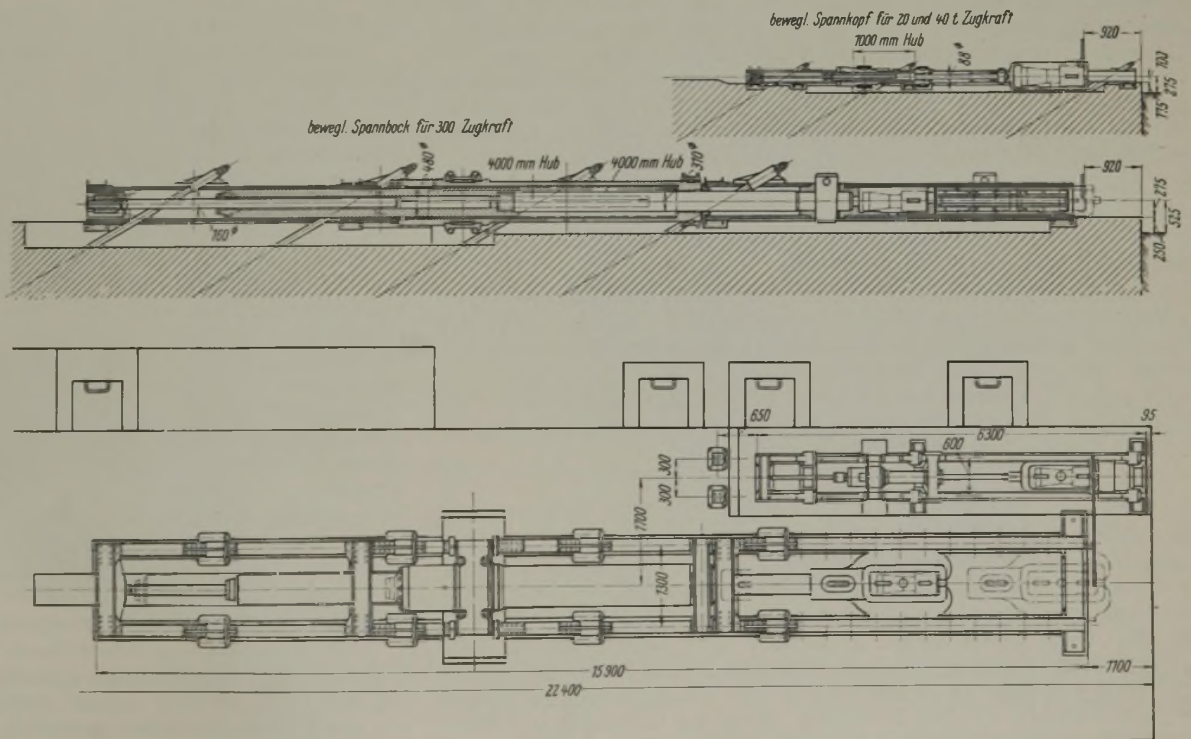


Abb. 83. Hydraulische Reckvorrichtung am beweglichen Spannbock.



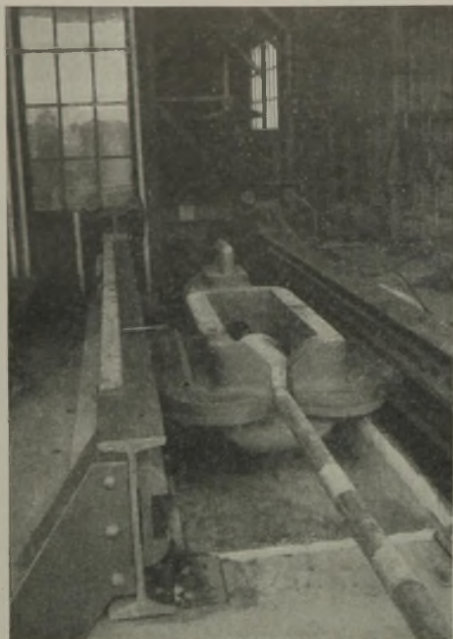


Abb. 84. Hakenstück zum Festhalten der Seilenden in der Spannvorrichtung.

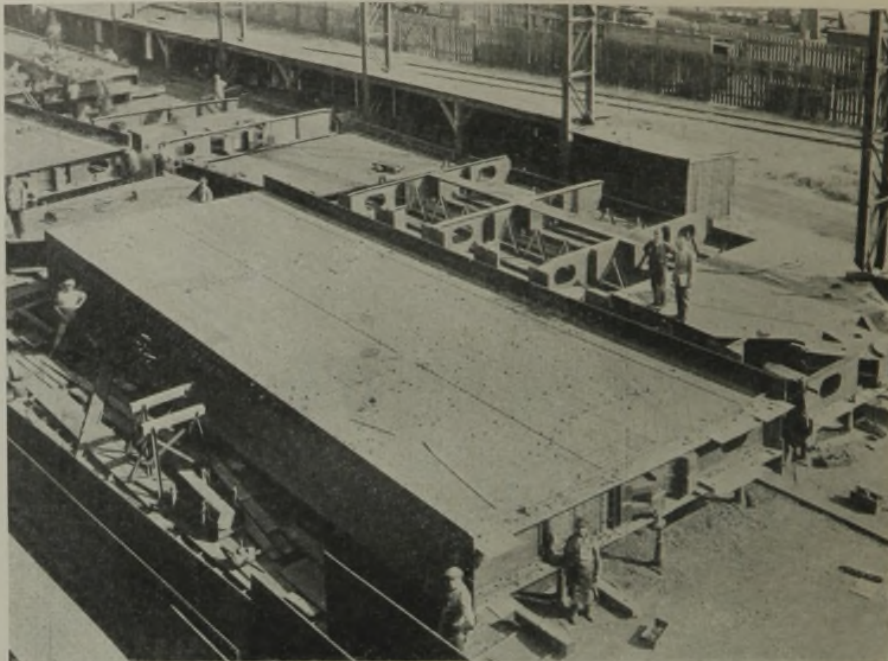


Abb. 85. Werkstattzusammenbau des Versteifungsträgers für die Seitenöffnungen.

d. h. weitere unelastische Dehnungen konnten nach dem Vorrecken auf der Reckbahn in keinem Falle mehr beobachtet werden, solange die Spannungen etwas unter jener beim Vorrecken blieben.

Wurden die Seile nach zweistündigem Vorrecken mit 240 t wieder vollkommen entlastet, dann waren sie im Durchschnitt um 0,000 72 ihrer Länge bleibend gedehnt. Dieser Wert bezieht sich auf die Trageile, welche auf der Betonunterlage der Reckbahn geradegestreckt lagen, ohne daß die Seile nach dem Vorrecken irgendwie bewegt oder gebogen wurden. Durch die beim Ablegen, Streichen, Transport während der Montage usw. eintretende mannigfache Verbiegung ergab sich eine neuerliche Lockerung des Gefüges der Seile. Dabei ging ein Teil der beim Recken eingetretenen bleibenden Dehnung, der sog. Fabrikationsreck, der durch Strecken der Schraubenlinie der einzelnen Drähte, die „Federung“, hervorgerufen wird, wieder zurück. Die Seile waren infolgedessen bei der Montage kürzer als unmittelbar nach dem Vorrecken. Der Betrag der Seilverkürzung infolge der Rückfederung wurde am Ende der Montage zu etwa 0,00024 der Seillänge beobachtet, d. i. etwa ein Drittel der beim Vorrecken gemessenen bleibenden Dehnung.

Sobald die Seile längere Zeit unter genügend hohe Spannung kommen, verschwindet die Verkürzung, und die Seile nehmen in guter Annäherung wieder jene Länge an, die sie nach dem Vorrecken hatten. Unter 240 t Spannkraft je Seil wird die Länge praktisch vollkommen dem theoretischen Wert entsprechen, der auf der Reckbahn bei gleich großer Spannung vorhanden war. Diese Länge ist also ein oberer Grenzwert für die Seillänge, der nicht überschritten wird, wenn die Spannkraft je Seil 240 t nicht übersteigt.

Der Hauptnutzen der Seilreckung liegt, wie schon oben angedeutet, darin, daß einerseits die Seillänge unter der ständigen Last der Brücke gut eingehalten werden konnte und andererseits die Größe der Seildehnungen überhaupt beträchtlich vermindert wurde.

Die Nachgiebigkeit der Seilenden im Konus der Seilköpfe wurde beim Vorrecken an zahlreichen Seilen beobachtet. Die eine Hälfte der Seilköpfe, welche schon in der Fabrik endgültig aufgegossen wurden, zeigte beim Vorrecken Verschiebungen von 2 bis 5 mm zwischen Seil und Seilkopf. Die auf der Baustelle aufgegossene zweite Hälfte der endgültigen Seilköpfe zeigte bei fünf Proben Verschiebungen zwischen 2,5 und 5 mm.

#### Ablängung.

Die Länge der Trageile zwischen den Seilköpfen wurde für das theoretische System der unbelasteten Brücke und für die auch in den übrigen statischen Untersuchungen vorausgesetzte Mitteltemperatur von  $10^{\circ}$  ermittelt. In der unbelasteten Brücke beträgt die über die ganze Seillänge gemittelte Spannkraft infolge der ständigen Last  $S = 147,2$  t je Seil. Unter dieser Spannung (genauer unter einer längs der Seile veränderlichen Spannung mit dem Mittelwert 147,2 t) sollen die Seile in der fertigen Brücke im ganzen und in den Teilabschnitten die Längen des theoretischen Systems annehmen. Sind die Seillängen zutreffend bestimmt, dann tritt, richtige Größe aller übrigen Teile vorausgesetzt, nach Fertigstellung der Brücke unter der ständigen Last von selbst die

gewollte Form der Brücke ein, ohne jede Rücksicht auf die Größe der elastischen Dehnungen unter  $S = 147,2$  t.

Die Ablängung wurde auf der Reckbahn vorgenommen. Die Seile wurden mit  $S = 147,2$  t gespannt gehalten und auf ihnen im gespannten Zustande unter Berücksichtigung der Seiltemperatur die Marken für die Pylonenmitten, die Mitten der Kabelschellen und für die Gesamtlänge angebracht. Die Seile haben also bei  $10^{\circ}$  und unter einer Spannung, die dem Eigengewicht der Brücke entspricht, genau die theoretischen Längen.

Ein Nachteil der beschriebenen Art der Seilablängung ist der, daß die Länge der Seile im ungespannten Zustande nicht ganz gleichmäßig war, da die Größe der elastischen Dehnung bei den einzelnen Seilen um etwas verschieden war. Die Unterschiede in den elastischen Dehnungen betragen jedoch für das Spannungsintervall 20 bis 140 t nur 2,1% der mittleren Dehnung. Die Unterschiede in der Dehnung der einzelnen Seile sind somit nur etwa ebenso groß, wie die Unterschiede bei verschiedenen Stahlproben aus der gleichen Charge. Bedenkt man die verwickelte Zusammensetzung der Drahtseile, die vielen Einflüsse und Unsicherheiten, dann ist die Dehnung der Seile als sehr gleichmäßig zu bezeichnen.

#### 2. Versteifungsträger und Pylonen in der Werkstätte.

Die Werkstattbearbeitung der einzelnen Konstruktionsteile wurde mit der üblichen Sorgfalt durchgeführt. Das Arbeitsverfahren richtete sich in den einzelnen Vorgängen nach den in den Werkstätten der an der Lieferung beteiligten Werke bewährten und traditionellen Methoden; es wurde besonderer Wert darauf gelegt, daß die Versteifungsträger, die Pylonenpfosten und Riegel „im Zuge“, d. h. nach Zusammenfügung von fünf oder sechs Feldern beim Versteifungsträger und entsprechenden Längen bei den Pylonen vorgezeichnet wurden, so daß die Gesamtmaße auf große Längen überprüft werden konnten und eine Aneinanderreihung von Fehlern möglichst ausgeschlossen war. Nach dem Bohren wurden wieder größere Abschnitte zusammengelegt und die Stoßstellen nach genauer Kontrolle der planmäßigen Lage zusammengefaßt. Beim Zusammenbau weiterer Abschnitte wurde das letzte Feld des vorhergehenden mit eingebaut, um jegliche Unstetigkeit zu vermeiden. Um die in den verschiedenen Werkstätten hergestellten Teile nach einem gleichen Maßstab auszuführen, wurden fünf genau gleich lange Meßplatten den beteiligten Firmen und der Baustelle zur Verfügung gestellt. Als Beispiel für die Werkarbeit kann Abb. 85 dienen, die den Zusammenbau des in die Seitenöffnung gehörigen Teiles des Versteifungsträgers zeigt. Im Vordergrund der Abbildung ist die eine Gelenkhälfte in Punkt 7 zu sehen. Besondere Anforderungen stellte der exakte Einbau der hinter dem Gelenk angeordneten Verteilungsrippen, die den Gelenkdruck in den Versteifungsträger einzuleiten hatten.

Auf Grund des sorgfältigen Zusammenbaues der einzelnen Teile der Konstruktion in den Werkstätten konnten die Nietlöcher ohne Bedenken auf nahezu volles Maß gebohrt werden. Auf der Baustelle war dann nur ein leichtes Nachreiben notwendig. Diese Methode hat sich sehr gut bewährt; auf der Baustelle war damit Arbeit gespart und Zeit gewonnen, ohne daß dadurch die Güte der Ausführung zu leiden hatte.



Nur die Anschlußlöcher der Quer- und Längsträger wurden in der Werkstätte zunächst kleiner hergestellt; bei den Querträgeranschlüssen mußte dem Auftragen der Blechdicken in den Versteifungsträgerwandungen, das bei den Si-Stahlblechen erfahrungsgemäß stärker hervortritt, Rechnung

wurde für den Versand in 6 bis zu 25 t schwere, zweiwandige Teile zerlegt.

Besondere Anforderungen an Einrichtung und Bearbeitung in den Stahlgießereien und Werkstätten stellte die Anfertigung der Lagerteile

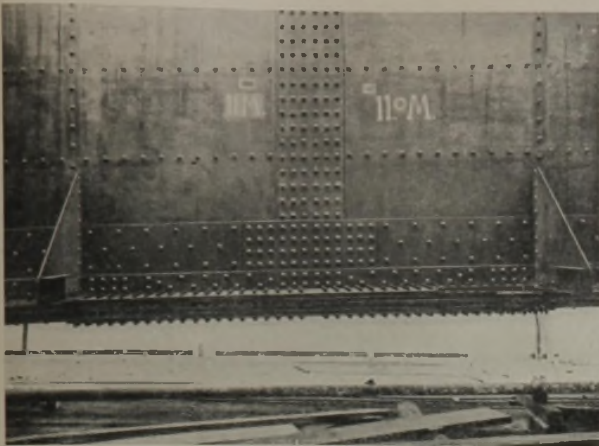


Abb. 86. Untergurtstoß des Versteifungsträgers im Feld 11 u. 12 der Mittelöffnung.

getragen werden. Diese Anschlußlöcher wurden bei der Montage um 2 mm aufgerieben. Die Längsträgeranschlüsse wurden erst nach dem Freisetzen der Brücke vernietet, um die Zwängungsspannungen, die im Fahrbahnrost infolge der Längenänderung der Hauptträger auftreten, soviel als möglich auszuschalten. Diese Anschlußlöcher wurden vor dem Vernieten um 3 mm aufgerieben. Bei einzelnen Gurtstößen des Versteifungsträgers in der Mittelöffnung waren Bohrungstiefen bis zu 203 mm vorhanden (vgl. Abb. 86). Für die konischen Bolzen, die hier zur Verwendung kamen, wurden die Löcher in der Werkstätte 2 mm kleiner vorgebohrt; nach dem Zusammenbau der Konstruktion auf der Baustelle wurden sie zunächst mit zylindrischen Reibahlen aufgerieben, deren Durchmesser 0,3 mm kleiner genommen wurde, als der kleinste Durchmesser des endgültigen Loches betragen sollte. Endgültig nachgerieben wurde das zylindrische Loch mit der konischen Reibahle, die wie der Bolzen einen Anzug von 1,100 aufwies und nur an der Spitze eine stärkere Neigung hatte, um sie in das vorgeriebene Loch einführen zu können.

Durch die Anordnung von Längslaschen in halber Stegblechhöhe und Längslaschen in den Obergurtplatten konnten die rd. 11 m langen Regelabschnitte des Versteifungsträgers in vier Teile zerlegt und diese, soweit als möglich, im Werk abgenietet werden. Mit Rücksicht auf die Krane auf der Baustelle war das Gewicht der Versandstücke im allgemeinen



Abb. 88. Gelenk für die Seitenöffnung.



Abb. 89. Lagerteile für den Kabelsattel auf den Pylonenköpfen.

der Hauptbrücke, der Gelenke, der Umlenk- und Sattellager für das Kabel und der Kabelschellen; einesteils wegen ihrer Größe, andernteils wegen ihres Gewichtes. Der untere Teil des Pylonenfußlagers hat eine Grund-

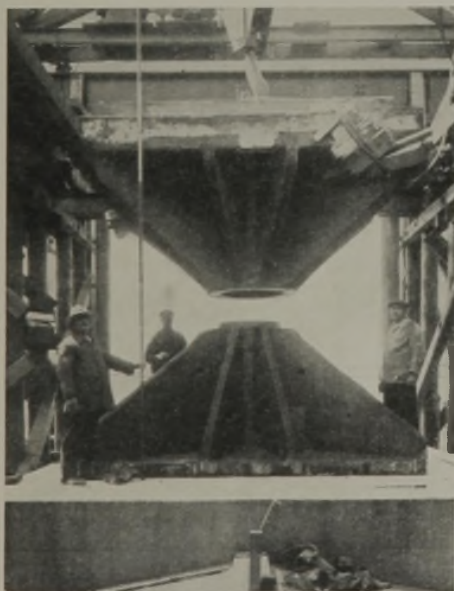


Abb. 87. Pylonenfußlager auf dem Pfeiler.

mit 25 t begrenzt. Für die Seitenöffnung konnten wegen des geringeren Gewichtes die beiden unteren Hälften schon im Werk mit den eingebauten Schotten zusammengebaut und so abgeliefert werden. Das Ankerende der Versteifungsträger mit seinen Wandflächen von rd. 12 m Höhe

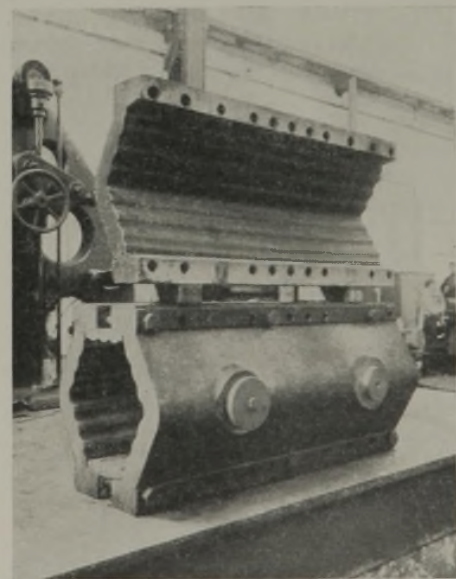


Abb. 90. Kabelschelle über dem Mittelgelenk.

fläche von 10,6 m<sup>2</sup> und ein Gewicht von 29 t; die obere Kipp-Platte dieses Lagers hat eine Aufstandfläche von 9,5 m<sup>2</sup> und ein Gewicht von 33 t; die Größe dieses Lagers ist aus Abb. 87 zu entnehmen. Abb. 88 zeigt das Gelenk in Punkt 7 der Seitenöffnung, das wie das Mittelgelenk ein Ge-



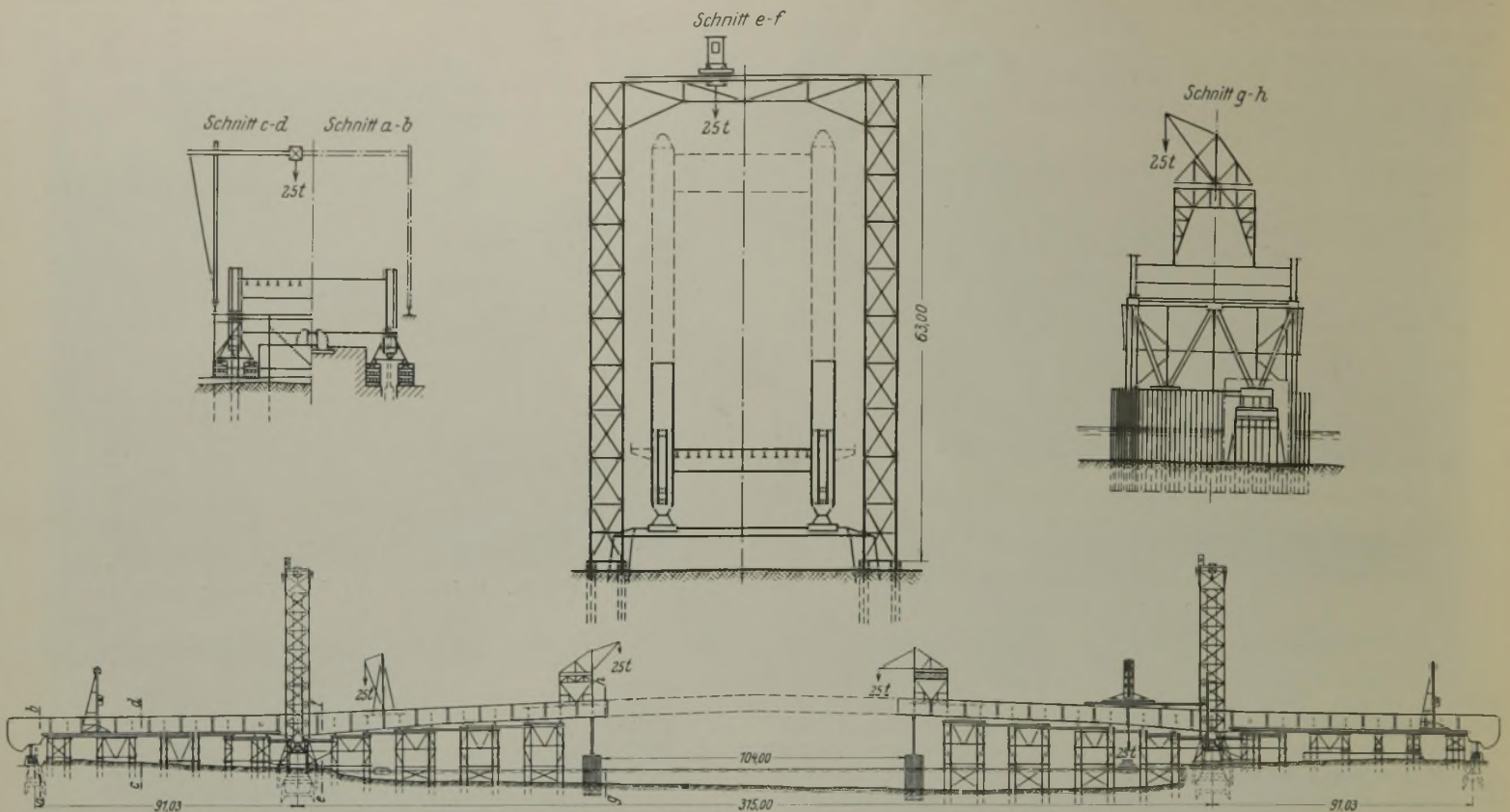


Abb. 91. Montagegerüst; Übersichtsplan.

wicht von rd.  $11\frac{1}{2}$  t aufweist. Das zweiteilige Kabelsattellager (Abb. 89) hat eine Aufstandfläche von  $9,7 \text{ m}^2$  und ein Gesamtgewicht von rd. 32 t. Abb. 90 zeigt die für die Doppelaufhängung eingerichtete Kabelschelle über dem Mittelgelenk in der Werkstätte. Ihr Gewicht beträgt rd. 3 t.

### 3. Montage.

#### a) Allgemeine Beschreibung des Montagevorganges.

Bei Hängebrücken ohne aufgehobenen Horizontalschub montiert man zweckmäßig als erstes die Pylonen und legt dann die Seile auf. Zur Montage der Schellen und Hängestangen wird ein Kabelsteg zwischen die Pylonen gespannt. Dann hängt man die einzelnen Teile des Versteifungsträgers an die Hängeglieder und baut als letztes die zugehörigen Fahrbahnteile ein. Dieses Verfahren konnte bei der Rheinbrücke Köln-Mülheim nicht angewendet werden. Da die Kabel im Versteifungsträger verankert sind, mußte der Versteifungsträger bereits montiert sein, ehe man mit der Montage der Seile beginnen konnte. Es wurde daher bei dieser Brücke der Versteifungsträger mit der Fahrbahn und dem Windverband als erstes fertiggestellt, dann wurden die Pylonen errichtet und als letztes die Seile aufgelegt.

Der Zusammenbau des Versteifungsträgers geschah in den Seitenöffnungen auf hölzernen Rüstungen, und zwar auf beiden Seiten gleichzeitig; auch von der Mittelöffnung wurden die beiden seitlichen Drittel

eingerüstet (vgl. Abb. 91). Am Ende der Rüstungen, also in den Drittelpunkten der Stromöffnung wurden besondere Hilfspfeiler errichtet, die nach dem Entfernen der Holzrüstungen zur Abstützung der Versteifungsträger dienten. Von diesen Hilfspfeilern aus wurde die Konstruktion bis zur Brückenmitte frei vorgebaut. Eine Montage auf fester Rüstung kam für den mittleren Teil nicht in Frage, da der Zusammenbau in den Winter fiel, wo feste Gerüste im Strom nicht stehenbleiben durften. Die Pylonen wurden von eisernen Gerüsten aus montiert, die die ganze Pylonenkonstruktion umfaßten. Die Seile wurden von der Reckbahn am Kölner Rheinufer auf Loren über die Brückenfußwege gefahren, an den Pylonen hochgezogen und in den Versteifungsträgerenden verankert. Nachdem in jeder Haupttragwand die zum Kabel gehörigen 37 Seile verlegt waren, wurden die Schellen und die Hängestangen angebracht. Solange die Versteifungsträger noch auf den Hilfspfeilern ruhen, haben die Kabel keine andere Last zu tragen als ihr eigenes Gewicht. Die von dieser Belastung herrührenden Streckungen sind gering, die Kabel weisen noch nicht jene Länge auf, die sie unter der gesamten ständigen Last der freigesetzten Brücke annehmen. Der Durchhang ist daher geringer als in der fertigen Brücke. Um den Versteifungsträger trotzdem mit den Hängestangen verbinden zu können, mußte er höher montiert werden, als der endgültigen Lage entspricht. In den Hilfspfeilern und an den Verankerungspunkten wurden daher Ablaufvorrichtungen eingebaut, durch die die Versteifungsträger später abgesenkt werden konnten.

(Fortsetzung folgt.)